



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
DIRECCION DE ESTUDIOS DE POSGRADO Y
EDUCACIÓN CONTINUA
MAESTRIA EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL Y SÍSMICA**

*Tesis para la obtención del grado de
Máster en
Ingeniería Estructural y Sísmica*

**Análisis comparativo del reforzamiento estructural de
edificaciones: Evaluación entre el diseño convencional y el diseño
basado en desempeño sísmico**

Elaborado por:

Ing. Francisco Javier Restrepo Martinez

Tutor de tesis:

Ing. Norberto Rojas, PhD.

Managua Nicaragua, Junio 2024

Dedicatoria

Dedico mi tesina principalmente a Dios, quien me dio la fortaleza y las herramientas suficientes y necesarias para lograr este objetivo.

A mi hermosa Xenia por ser mi compañía incondicional en todo momento.

A mi hija Gabriela, que cada meta que su padre alcance sea un modelo a seguir, para que sea una mujer valiente e inteligente.

A mis papás por enseñarme e inspirarme a salir adelante y tener un impacto positivo en el mundo.

A mi hermanos maestrantes, Gino y Humberto, por el apoyo moral y técnico durante las largas noches en que tuve el privilegio de investigar y calcular junto a ellos.

Agradecimientos

En primer lugar, quiero decirle a mi madre y a mi padre, Gracias! Porque siempre me han brindado su apoyo incondicional y me han permitido lograr mis metas académicas. Siempre me impulsan a esforzarme con amor y nunca decaer ante la adversidad.

Quiero agradecer sinceramente a mi esposa por siempre apoyarme, comprenderme y tener la tolerancia y la paciencia infinita para permitirme estudiar y terminar este proyecto personal en familia. Otro objetivo que logramos. A ti, mi eterno amor y gratitud.

Agradezco al Doctor Norberto Rojas por su apoyo y acompañamiento como tutor en todo este arduo proceso.

Hay tantos maestros que han sido parte de mi viaje de enseñanza y quiero agradecerles a todos ellos por impartir el conocimiento necesario para estar aquí hoy. Sin ellos, los conceptos serían solo palabras, y las palabras se las llevaría el viento.

Agradezco al Doctor Nelson Lafontaine, por su dedicación y paciencia, sin sus palabras y precisas correcciones no hubiera podido lograr esta meta tan deseada.

Gracias a mis colegas, muchos de los cuales se han convertido en mis amigos, socios y hermanos. Muchas gracias a Gino Guidi y Humberto Marín por el tiempo que pasamos juntos y las anécdotas que quedan de recuerdo...

Finalmente, me gustaría agradecer a la Universidad Nacional de Ingeniería y Fundación Extensius, en cabeza del ingeniero Freddy González y el ingeniero Nelson Morrison.

Resumen

La presente tesis tiene como objetivo realizar una comparación entre el reforzamiento estructural de una edificación de gran altura obtenido mediante un análisis y diseño convencional y un diseño basado en desempeño sísmico. Para ello, se llevó a cabo un análisis dinámico no lineal de la estructura, en el cual se determinó el grado de intervención estructural aplicando cargas sísmicas hasta que se presente un mecanismo de falla, con el fin de asegurar que la estructura tenga un comportamiento aceptable para cada nivel de sismo durante su vida útil.

El estudio se realizó en la ciudad de Santo Domingo, República Dominicana, y se basó en estudios previos de vulnerabilidad y levantamiento estructural definido. La edificación está constituida principalmente por concreto reforzado y cuenta con un sistema estructural de pórticos intermedios en ambas direcciones y un núcleo de muros de concreto reforzado en el centro de la edificación.

El análisis dinámico no lineal se realizó mediante el software ETABS, y se tomaron como referencia los parámetros de los procedimientos de los códigos nacionales de la República Dominicana R-001, e internacionales FEMA 440 (2005), ASCE/SEI 41-17. Se determinó que la estructura se encuentra en el nivel de desempeño seguridad de vida para un periodo de retorno de 2500 años. Finalmente, se realizó una comparación del grado de intervención a reforzar en ambos casos de estudio (diseño convencional y diseño basado en desempeño sísmico), y se concluyó y evidencio, que el segundo método podría generar una mejor relación costo-beneficio en el reforzamiento de la estructura.

Abstract

This thesis aims to conduct a comparison between the structural reinforcement of a high-rise building obtained through conventional analysis and design, and a design based on seismic performance. To achieve this, a nonlinear dynamic analysis of the structure was performed, determining the level of structural intervention by applying seismic loads until a failure mechanism occurred, to ensure that the structure maintains acceptable performance for each seismic level throughout its useful life.

The study was conducted in Santo Domingo, Dominican Republic, and was based on previous studies of vulnerability and defined structural surveys. The building is primarily composed of reinforced concrete and features an intermediate frame system in both directions and a central core of reinforced concrete walls.

The nonlinear dynamic analysis was conducted using ETABS software, with reference to the parameters of the Dominican Republic's national codes R-001, and international standards FEMA 440 (2005), ASCE/SEI 41-17. It was determined that the structure meets the life safety performance level for the assigned seismic events. Finally, a comparison was made of the degree of intervention required for reinforcement in both study cases (conventional design and seismic performance-based design), concluding that the latter method could offer a better cost effective ratio in the reinforcement of the structure.

Tabla de Contenido

DEDICATORIA	II
AGRADECIMIENTOS	III
RESUMEN	IV
ABSTRACT	V
ÍNDICE DE TABLAS	IX
ÍNDICE DE FIGURAS	X
INTRODUCCIÓN	1
ANTECEDENTES	3
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	5
OBJETIVOS	6
OBJETIVO GENERAL	6
OBJETIVOS ESPECÍFICOS	6
JUSTIFICACIÓN	8
LIMITACIONES	10
MARCO TEORICO	12
REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL	13
MÉTODOS CONVENCIONALES DE REFUERZO ESTRUCTURAL	15
ANÁLISIS BASADO EN DESEMPEÑO SÍSMICO	17
<i>Clasificaciones de Desempeño según FEMA 356:</i>	20
<i>Teoría de Rótulas Plásticas</i>	23
REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL Y RÓTULAS PLÁSTICAS	24
IMPLEMENTACIÓN TEÓRICA DEL DISEÑO POR DESEMPEÑO	26
<i>Desafíos del PBD:</i>	26
COMPARACIÓN DE LOS MÉTODOS CONVENCIONALES Y ANÁLISIS BASADO EN DESEMPEÑO SÍSMICO	27
<i>Métodos convencionales de reforzamiento estructural:</i>	28
<i>Análisis basado en desempeño sísmico:</i>	28
NORMATIVA	30
MARCO METODOLÓGICO	35
DISEÑO METODOLÓGICO	37
<i>Tipo de investigación</i>	37
<i>Metodología</i>	38

<i>Población</i>	39
<i>Muestra</i>	39
DESCRIPCIÓN GENERAL CASO DE ESTUDIO	41
DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL	48
CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES ESTRUCTURALES	53
SECCIONES DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	53
<i>Sección de vigas</i>	53
<i>Sección de Losas</i>	55
<i>Secciones de Columna</i>	56
<i>Secciones de Muro</i>	59
CARGAS USADAS	62
<i>Carga Muerta</i>	62
<i>Carga Viva</i>	65
<i>Carga Sísmica</i>	65
COMBINACIONES DE CARGA	68
<i>Carga Ultima</i>	68
MODELO ESTRUCTURAL	70
<i>Modelo elementos Estructurales</i>	70
<i>Asignación de Cargas en el modelo</i>	72
<i>Definición de Masa Sísmica</i>	74
<i>Conclusión evaluación configuración estructural actual</i>	75
MODELACIÓN Y ANÁLISIS NO LINEAL – TIME HISTORY	81
ASPECTOS GENERALES	81
REGISTROS SÍSMICOS	82
DEFINICIÓN DE MATERIALES	91
<i>Concreto</i>	91
<i>Acero</i>	91
CASOS DE ANÁLISIS	92
ROTULAS PLÁSTICAS	94
EFFECTOS P-DELTA	96
ANÁLISIS DEL MODELO	99
ANÁLISIS DE RESULTADOS	100
RESPUESTAS GLOBALES	101
<i>Cortante en la Base</i>	107

<i>Derivas Máximas</i>	113
<i>Derivas Residuales</i>	115
<i>Estructura Deformada</i>	117
<i>Graficas de Energía</i>	118
RESPUESTAS LOCALES	124
<i>Columnas</i>	124
<i>Vigas</i>	135
<i>Muros</i>	146
REVISIÓN DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL	157
COMPARACIÓN DE ELEMENTOS A INTERVENIR	161
CONCLUSIONES	163
RECOMENDACIONES	165
BIBLIOGRAFÍA	167

Índice de Tablas

Tabla 1. Losas por nivel según planos del levantamiento estructural.....	55
Tabla 2. Cargas vivas usadas en el análisis	65
Tabla 3. Valor de Factor de sitio F_a	67
Tabla 4. Valor de Factor de sitio F_v	67
Tabla 5. Resumen de evaluación del sistema estructural existente	75
Tabla 6. Parámetros de actividad sísmica del modelo # 2	83
Tabla 7. Clasificación de sitio	84

Índice de Figuras

Figura 1. Elevación Frontal.....	41
Figura 2. Elevación Posterior	42
Figura 3. Elevación lateral derecha	42
Figura 4. Elevación lateral izquierda	43
Figura 5. Planta Arquitectónica Sótano 2.....	43
Figura 6. Planta Arquitectónica Sótano 1	44
Figura 7. Planta arquitectónica Nivel 1	44
Figura 8. Planta Arquitectónica Nivel 2.....	45
Figura 9. Planta Arquitectónica Nivel 3 - 8.....	45
Figura 10. Planta Arquitectónica Nivel 9	46
Figura 11. Planta Arquitectónica Nivel 10	46
Figura 12. Planta Arquitectónica Techo.....	47
Figura 13. Distribución de elementos estructurales en planta (Losa Sótano 2).....	48
Figura 14. Distribución de elementos estructurales en planta (Losa Sótano 1).....	49
Figura 15. Distribución de elementos estructurales en planta (Losa Mezanine)	49
Figura 16. Distribución de elementos estructurales en planta (Losa Nivel 1)	50
Figura 17. Distribución de elementos estructurales en planta (Losa Niveles 2 - 7).....	50
Figura 18. Distribución de elementos estructurales en planta (Losa Nivel 8)	51
Figura 19. Distribución de elementos estructurales en planta (Losa Nivel 9)	51
Figura 20. Distribución de elementos estructurales en la edificación.....	52
Figura 21 . Secciones de vigas con refuerzo existente de 21 MPa.....	54
Figura 22. Secciones de vigas con refuerzo existente con concreto de 28 Mpa.....	54
Figura 23. Sección de viga con refuerzo existente	55
Figura 24. Sección de Columna C1	56
Figura 25. Sección de Columna C2.....	56
Figura 26. Sección de Columna C3.....	56
Figura 27. Sección de Columna C4	57
Figura 28. Sección de columnas C5 & C6.....	57
Figura 29. Secciones de columnas	58
Figura 30. Sección de muro MH1	59

Figura 31. Sección de muro MH2	59
Figura 32. Sección de muro MH3	60
Figura 33. Sección Muro núcleo Escalera	60
Figura 34. Sección de muros núcleo de ascensores	61
Figura 35. Secciones de muro.....	61
Figura 36. Análisis de carga muerta sobreimpuesta.....	62
Figura 37. Peso propio muro de mampostería.....	63
Figura 38. Peso propio de muro cortina	64
Figura 39. Mapa de isoaceleraciones espectrales Ss para un 2% en 50 años.....	66
Figura 40. Mapa de isoaceleraciones espectrales S1 para un 2% en 50 años	66
Figura 41. Resumen de parámetros sísmicos y espectro de respuesta en la dirección X.....	67
Figura 42. Resumen de parámetros sísmicos y espectro de respuesta en la dirección Y	68
Figura 43. Modelo Estructural	71
Figura 44. Shell Uniform Load Sets en el modelo de análisis.....	72
Figura 45. Asignación de cargas de mampostería y muros cortina en fachadas	72
Figura 46. Espectro de diseño aplicado al modelo	73
Figura 47. Definición de masa sísmica	74
Figura 48. Ubicaciones de vigas a reforzar en los niveles Sot – 1 al 4to	76
Figura 49. Ubicaciones de vigas a reforzar en los niveles 5 al 10.....	77
Figura 50. Ubicaciones de columnas a reforzar en los niveles Sot - Mezzanine.....	77
Figura 51. Ubicaciones de columnas a reforzar en los niveles 1 a 3	78
Figura 52. Ubicaciones de columnas a reforzar en los niveles 4 a 6	78
Figura 53. Ubicaciones de columnas a reforzar en los niveles 7 a 9	79
Figura 54. Ubicación de muro M2, a reforzar - falla por cortante	79
Figura 55. Ubicación de muros MET y MEB, a reforzar - falla por cortante	80
Figura 56. Modelo #2 Fuentes de subducción.....	83
Figura 57. Registro original en ETABS 21®.....	85
<i>Figura 58. Proceso de Macheo de Registros Sísmicos.....</i>	<i>88</i>
<i>Figura 59. Espectro Máximo Esperado – Target MCEr</i>	<i>88</i>
<i>Figura 60. Probabilidad de sismo vs Niveles de desempeño</i>	<i>89</i>
<i>Figura 61. Ajuste de Registro.....</i>	<i>89</i>

<i>Figura 62. Propiedades No Lineales del Concreto</i>	91
<i>Figura 63. Propiedades No Lineales del Acero</i>	91
<i>Figura 64. Caso de Carga no lineal “Gravedad”</i>	92
<i>Figura 65. Caso de Carga Dinámico no lineal “TH_KERN_PAS”</i>	93
<i>Figura 66. Definición de amortiguamiento constante</i>	94
<i>Figura 67. Asignación de Rotulas Plásticas a Vigas</i>	95
<i>Figura 68. Asignación de Rotulas Plásticas a Columnas</i>	95
<i>Figura 69. Asignación de Rotulas Plásticas a Muros</i>	96
<i>Figura 70. Asignación de Efectos P-Delta</i>	98
<i>Figura 71. Casos Gravitacionales a correr en el análisis</i>	99
<i>Figura 72. Casos No lineales Tiempo-Historia a correr en el análisis</i>	99
<i>Figura 73. Tiempo de Análisis</i>	100
<i>Figura 74. Respuesta combinada TH_GEORGIA_AMB</i>	101
<i>Figura 75. Respuesta combinada TH_GEORGIA_ONI</i>	101
<i>Figura 76. Respuesta combinada TH_IMPVALL_ECL</i>	102
<i>Figura 77. Respuesta combinada TH_KERN_PAS</i>	102
<i>Figura 78. Respuesta combinada TH_KERN_SBA</i>	103
<i>Figura 79. Respuesta combinada TH_LOMAP_BVF</i>	103
<i>Figura 80. Respuesta combinada TH_LOMAP_SFS</i>	104
<i>Figura 81. Respuesta combinada TH_PALMSPR_ATL</i>	104
<i>Figura 82. Respuesta combinada TH_PALMSPR_AZF</i>	105
<i>Figura 83. Respuesta combinada TH_WHITTIERA_ALAS</i>	105
<i>Figura 84. Respuesta combinada TH_WHITTIERA_LUC</i>	106
<i>Figura 85. Cortante basal TH_GEORGIA_AMB</i>	107
<i>Figura 86. Cortante basal TH_GEORGIA_ONI</i>	108
<i>Figura 85. Cortante basal TH_IMPVALL_ECL</i>	108
<i>Figura 88. Cortante basal TH_KERN_PAS</i>	109
<i>Figura 89. Cortante basal TH_KERN_SBA</i>	109
<i>Figura 90. Cortante basal TH_LOMAP_BVF</i>	110
<i>Figura 91. Cortante basal TH_LOMAP_SFS</i>	110
<i>Figura 92. Cortante basal TH_KERN_SBA</i>	111

<i>Figura 93. Cortante basal TH_PALMSPR_AZF</i>	111
<i>Figura 94. Cortante basal TH_WHITTIERA_ALAS</i>	112
<i>Figura 95. Cortante basal TH_WHITTIERA_LUC</i>	112
<i>Figura 96. Deriva máxima en X</i>	113
<i>Figura 97. Deriva máxima en Y</i>	114
<i>Figura 98. Deriva residual en Y</i>	115
<i>Figura 99. Deriva residual en Y</i>	116
<i>Figura 100. Ratios Estructuras deformadas</i>	117
<i>Figura 101. Grafica de Energía TH_KERN_PAS</i>	118
<i>Figura 102. Grafica de Energía TH_KERN_SBA</i>	119
<i>Figura 103. Grafica de Energía TH_IMPVALL_ECL</i>	119
<i>Figura 104. Grafica de Energía TH_PALMSPR_ATL</i>	120
<i>Figura 105. Grafica de Energía TH_PALMSPR_AZF</i>	120
<i>Figura 106. Grafica de Energía TH_WHITTIERA_ALAS</i>	121
<i>Figura 107. Grafica de Energía TH_WHITTIERA_LUC</i>	121
<i>Figura 108. Grafica de Energía TH_LOMAP_BVP</i>	122
<i>Figura 109. Grafica de Energía TH_LOMAP_SFS</i>	122
<i>Figura 110. Grafica de Energía TH_GEORGIA_AMB</i>	123
<i>Figura 111. Grafica de Energía TH_GEORGIA_AMB</i>	123
<i>Figura 112. Resultado rotula en Columna TH_GEORGIA_AMB</i>	124
<i>Figura 113. Resultado rotula en Columna TH_GEORGIA_ONI</i>	125
<i>Figura 114. Resultado rotula en Columna TH_IMPVALL_ECL</i>	126
<i>Figura 115. Resultado rotula en Columna TH_KERN_PAS</i>	127
<i>Figura 116. Resultado rotula en Columna TH_KERN_SBA</i>	128
<i>Figura 117. Resultado rotula en Columna TH_LOMAP_BVF</i>	129
<i>Figura 118. Resultado rotula en Columna TH_LOMAP_SFS</i>	130
<i>Figura 119. Resultado rotula en Columna TH_PALMSPR_ATL</i>	131
<i>Figura 120. Resultado rotula en Columna TH_PALMSPR_AZF</i>	132
<i>Figura 121. Resultado rotula en Columna TH_WHITTIERA_ALAS</i>	133
<i>Figura 122. Resultado rotula en Columna TH_WHITTIERA_LUC</i>	134
<i>Figura 123. Resultado rotula en Viga TH_GEORGIA_AMB</i>	135

<i>Figura 124. Resultado rotula en Viga TH_GEORGIA_ONI</i>	136
<i>Figura 125. Resultado rotula en Viga TH_IMPVALLECL</i>	137
<i>Figura 126. Resultado rotula en Viga TH_KERN_PAS</i>	138
<i>Figura 127. Resultado rotula en Viga TH_KERN_SBA</i>	139
<i>Figura 128. Resultado rotula en Viga TH_LOMAP_BVF</i>	140
<i>Figura 129. Resultado rotula en Viga TH_LOMAP_SFS</i>	141
<i>Figura 130. Resultado rotula en Viga TH_PALMSPR_ATL</i>	142
<i>Figura 131. Resultado rotula en Viga TH_PALMSPR_AZF</i>	143
<i>Figura 132. Resultado rotula en Viga TH_WHITTIERA_ALAS</i>	144
<i>Figura 133. Resultado rotula en Viga TH_WHITTIERA_LUC</i>	145
<i>Figura 134. Resultado rotula en Muro TH_GEORGIA_AMB</i>	146
<i>Figura 135. Resultado rotula en Muro TH_GEORGIA_ONI</i>	147
<i>Figura 136. Resultado rotula en Muro TH_IMVALLECL</i>	148
<i>Figura 137. Resultado rotula en Muro TH_KERN_PAS</i>	149
<i>Figura 138. Resultado rotula en Muro TH_KERN_SBA</i>	150
<i>Figura 139. Resultado rotula en Muro TH_LOMAP_BVF</i>	151
<i>Figura 140. Resultado rotula en Muro TH_LOMAP_SFS</i>	152
<i>Figura 141. Resultado rotula en Muro TH_PALMSPR_ATL</i>	153
<i>Figura 142. Resultado rotula en Muro TH_PALMSPR_AZF</i>	154
<i>Figura 143. Resultado rotula en Muro TH_WHITTIERA_ALAS</i>	155
<i>Figura 144. Resultado rotula en Muro TH_WHITTIERA_LUC</i>	156
<i>Figura 145. Datos de chequeo de desempeño</i>	157
<i>Figura 146. Mostrar chequeo de desempeño</i>	157
<i>Figura 147. Diagrama de desempeño</i>	158
<i>Figura 148. Capacidad de Desempeño para Seguridad de vida</i>	159
<i>Figura 149. Capacidad de Desempeño en planta Nivel 10 para Seguridad de vida</i>	159
<i>Figura 150. Capacidad de Desempeño en planta Nivel 8 para Seguridad de vida</i>	160

Introducción

El diseño y refuerzo basado en el desempeño sísmico es una estrategia. La estrategia de distribución del refuerzo va a estar dada por el "Diseño por Capacidad", base del diseño basado en desempeño para que la estructura tenga un comportamiento predecible, frente a las diferentes sollicitaciones sísmicas a las que estarán sometidas durante su vida útil. Esto incluye minimizar los niveles de daño que pueden ocurrir durante eventos sísmicos frecuentes y moderados, y proteger la estabilidad e integridad física del sistema durante eventos sísmicos excepcionales. Para lograr esto, se deben desarrollar y aplicar criterios adecuados para el diseño y refuerzo, teniendo en cuenta que esto requiere una comprensión profunda del comportamiento estructural ante dichas sollicitaciones sísmicas (Misini et al., 2014).

A lo largo de los años, se han desarrollado varias metodologías para el análisis, diseño y refuerzo de estructuras, que se basan en hipótesis mecánicas y físicas sobre el comportamiento de las estructuras y suponen principios y comportamientos lineales.

Sin embargo, se sabe que los elementos de hormigón armado pueden tener comportamientos inelásticos, lo cual puede ser aprovechado para aumentar la resistencia de la estructura y reducir los daños y costos de refuerzo (Misini et al., 2014)

El análisis inelástico estructural es un análisis que tiene en cuenta el comportamiento elastoplástico y la no linealidad geométrica de los materiales. En las estructuras de hormigón armado, este comportamiento está estrechamente relacionado con las propiedades características de los materiales, la interacción entre los elementos estructurales y los procesos constructivos (Domizio et al., 2017)

Es importante tener en cuenta que, además de la protección de la estabilidad e integridad física de la estructura, el diseño y refuerzo basado en el desempeño sísmico también debe considerar el confort y seguridad de los usuarios durante y después de un evento sísmico. La aplicación del análisis dinámico no lineal es esencial para el diseño y refuerzo de estructuras en zonas de alto riesgo sísmico. Esto se debe a que el análisis dinámico no lineal tiene en cuenta el comportamiento no lineal y elastoplástico de los materiales y la estructura en su conjunto, lo que permite una evaluación más precisa de la capacidad de la estructura para resistir las fuerzas sísmicas.

Además, el análisis dinámico no lineal también permite evaluar el comportamiento de la estructura durante eventos sísmicos extremos que superan los límites de diseño establecidos por los códigos y normas (Mora et al., 2006). Esto permite diseñar y reforzar estructuras que no solo cumplan con los requisitos de rigidez, resistencia y ductilidad establecidos por los códigos actuales, sino que también sean capaces de resistir eventos sísmicos extremos y garantizar la seguridad de los usuarios.

Por lo tanto, para garantizar el diseño y refuerzo adecuados de estructuras en zonas de alta amenaza sísmica, es necesario realizar un análisis dinámico no lineal detallado que tenga en cuenta el comportamiento no lineal de los materiales y la estructura en su conjunto, y que permita evaluar la capacidad de la estructura para resistir las fuerzas sísmicas y minimizar los daños (Tataie et al., 2012)

Antecedentes

El crecimiento urbano y la densificación de las ciudades ha llevado al aumento en la construcción de edificios de gran altura. Estas estructuras, debido a su altura y masa, presentan desafíos particulares en términos de diseño y estabilidad estructural. Es esencial garantizar la seguridad de los ocupantes y la integridad de la estructura, especialmente en regiones que están expuestas a amenazas naturales como los terremotos (Mwafy & Elnashai, 2001).

Desde la primera mitad del siglo XX, la ingeniería estructural ha experimentado avances significativos. En los primeros años, los diseños estructurales de edificios de gran altura estaban principalmente enfocados en la resistencia a cargas verticales y la utilización de materiales robustos, como el acero y el concreto armado. Sin embargo, a medida que se ha desarrollado un mejor entendimiento de la dinámica de las estructuras y los efectos de las cargas sísmicas, la atención ha comenzado a desplazarse hacia enfoques más avanzados de diseño como análisis no lineales (Puentes et al., 2023)

Un punto de inflexión en el campo de la ingeniería sísmica ocurrió después del terremoto de San Fernando en 1971, que resultó en el colapso de varios edificios y la pérdida de vidas. Esto llevó a una reevaluación de las prácticas de diseño existentes y a la adopción de códigos de construcción más rigurosos en varias partes del mundo (Pedro Garcés, 2020)

En las últimas décadas, el concepto de diseño basado en desempeño sísmico (DBDS) ha ganado popularidad. A diferencia de los enfoques de diseño convencionales

que a menudo se basan en cumplir con requisitos mínimos de códigos de construcción, el DBDS busca optimizar el comportamiento de una estructura durante y después de un terremoto, tomando en cuenta diversos niveles de desempeño y escenarios de amenaza sísmica (Esteva, 2000)

El reforzamiento estructural de edificios existentes también ha sido un área de interés creciente, especialmente en zonas sísmicas. Este interés se ha visto impulsado por la necesidad de mejorar la resiliencia de estructuras existentes, muchas de las cuales fueron construidas bajo códigos menos rigurosos o con tecnologías obsoletas.

En Centroamérica, el reto de diseñar edificaciones de gran altura que sean resistentes a terremotos ha sido una preocupación constante. La región se encuentra en la confluencia de varias placas tectónicas, como la placa del Caribe y la placa de Cocos, lo que la hace particularmente susceptible a actividad sísmica. Un evento crítico en la historia reciente de Centroamérica fue el terremoto de Managua, Nicaragua, en 1972. Este terremoto de magnitud 6.2 dejó aproximadamente 10,000 personas muertas, 20,000 heridos y causó una destrucción significativa en la infraestructura de la ciudad (Algermissen et al., 1974). Este evento sirvió como un llamado de atención sobre la importancia de los códigos de construcción y las prácticas de diseño estructural en la región.

Finalmente, el análisis comparativo entre métodos de refuerzo convencionales y basados en desempeño sísmico para edificios de gran altura es esencial para mejorar la seguridad en zonas de alta actividad sísmica como Centroamérica (Mora et al., 2010). Los resultados de este estudio aportarán evidencia valiosa para orientar las prácticas de ingeniería sísmica en la región.

Planteamiento del Problema

En los últimos 5 años la región ha experimentado un gran desarrollo a nivel constructivo de edificios altos en hormigón armado, registrándose más de 200 nuevas edificaciones de este tipo tan solo en la ciudad de Santo Domingo. Paralelamente, existen cientos de estructuras que han superado su vida útil de diseño y requieren intervenciones de reforzamiento sísmico, también se presentan cambios de uso de las edificaciones, alterando cargas de diseño y generando demandas diferentes en la edificaciones.

Los métodos convencionales de refuerzo basados en incrementar la resistencia han mostrado limitaciones, al enfocarse predominantemente en el material y no en el sistema estructural integral (García Vincés et al., 2021). Por el contrario, el reforzamiento sísmico mediante diseño por desempeño ha evidenciado mayor eficiencia en estudios, al optimizar el comportamiento global de la estructura y minimizar daños ante sismos. Esta investigación plantea la hipótesis de que la estrategia por desempeño sísmico será más efectiva y rentable para el reforzamiento de edificios altos de concreto armado en la región, al maximizar la protección ante colapsos con un costo inmediato mayor a nivel de diseño, pero a largo plazo, al disminuir el riesgo, este costo debe ser menor.

Los resultados esperados sentarán las bases para el desarrollo de guías técnicas de reforzamiento sísmico basado en desempeño en el país, lo cual podría disminuir pérdidas económicas y prevenir colapsos que costarían vidas humanas,

según estimaciones. Así, este estudio apunta a generar conocimientos que contribuyan a proteger tanto inversiones como vidas ante eventos sísmicos severos en la región.

Objetivos

Objetivo General.

El objetivo principal de esta investigación es comparar el desempeño sísmico de una edificación existente por un análisis convencional frente a uno basado en análisis de desempeño sísmico, aplicados a un edificio alto de hormigón armado en la ciudad de Santo Domingo, República Dominicana.

Objetivos Específicos

- Identificar la amenaza sísmica de la ciudad de Santo Domingo a partir de estudios de desagregación sísmica y el espectro de diseño según la normativa vigente.
- Ejecutar un análisis inelástico de la edificación existente y determinar el desempeño.
Esto incluirá la evaluación del comportamiento de la estructura durante eventos sísmicos y la identificación de puntos críticos de debilidad y vulnerabilidad.

- Comparar los resultados de desempeño sísmico de la estructura por medio del análisis convencional y basado en desempeño en términos de elementos a intervenir.
- Formular recomendaciones sobre la aplicación óptima del tipo de análisis para determinar el desempeño estructural en una edificación existente para el caso específico y en contextos similares.

Justificación

Este trabajo de investigación se enmarca en el campo de la ingeniería sísmica y tiene como propósito mejorar la comprensión y los requisitos del diseño sísmico y el reforzamiento estructural basado en desempeño sísmico, teniendo en cuenta el comportamiento no lineal de las estructuras existentes de hormigón armado. Esta investigación se justifica por varias razones. Primero, a pesar de que el análisis sísmico ha avanzado significativamente en los últimos años gracias a la utilización de nuevas herramientas tecnológicas (Shapiro et al., 1997), aún existen lagunas en el conocimiento acerca de cómo deben diseñarse y reforzarse adecuadamente las estructuras de hormigón armado para garantizar su comportamiento seguro durante los sismos. El objetivo de este estudio es contribuir a llenar estas lagunas a través del análisis de datos experimentales y numéricos y la propuesta de criterios analíticos y consideraciones útiles para el diseño y refuerzo de estas estructuras.

En segundo lugar, el reforzamiento estructural es un tema de gran importancia en la República Dominicana debido a la frecuencia de sismos en la región y a la necesidad de garantizar la seguridad de las estructuras existentes. Este estudio proporcionará una base teórica sólida para el análisis y reforzamiento de estructuras de hormigón armado en la República Dominicana, lo que puede tener un impacto positivo en la reducción de costos y la mejora de la seguridad de estas estructuras.

Finalmente, este trabajo de investigación se destaca por su enfoque innovador en el análisis sísmico y el reforzamiento estructural basado en el desempeño. En lugar de enfocarse exclusivamente en el cumplimiento de ciertos criterios de resistencia y

rigidez, este enfoque considera el comportamiento no lineal de las estructuras y busca garantizar un desempeño aceptable durante los sismos. Este enfoque es particularmente relevante para estructuras de hormigón armado, que pueden mostrar un comportamiento no lineal debido a la presencia de deformaciones plásticas y debilidades localizadas. En resumen, este trabajo de investigación ofrece una contribución valiosa al campo de la ingeniería sísmica y puede tener un impacto positivo en la seguridad de las estructuras de hormigón armado en la Normativa de la República Dominicana.

Limitaciones

Alcance de los datos: Esta investigación se basa en un único edificio de 14 niveles en la ciudad de Santo Domingo. Los resultados obtenidos pueden no ser extrapolables a estructuras con características diversas en términos de altura, sistema estructural, irregularidades, entre otros factores relevantes. Se requerirán análisis adicionales para validar la aplicabilidad de las metodologías desarrolladas en este estudio a otros casos. No obstante, la investigación sentará las bases y proporcionará una guía metodológica que podrá ser adaptada en el futuro para estudios con diferentes condiciones.

Enfoque geográfico: Al centrarse en una ubicación específica, los hallazgos pueden no ser aplicables a otras regiones con condiciones sísmicas y de suelo significativamente distintas, así como diferentes requerimientos en los códigos de construcción. La repetición del estudio para otras ciudades y países permitiría evaluar la sensibilidad de los resultados ante estas variables. Hasta entonces, las conclusiones se restringen al contexto particular de esta investigación en particular.

Modelado estructural: Las simulaciones computacionales inevitablemente involucran supuestos y simplificaciones que podrían afectar la precisión de los resultados. Por ejemplo, deficiencias en los ensayos experimentales utilizados para calibrar los modelos, o la omisión de ciertos elementos de refuerzo en la representación de la estructura. Se requieren análisis de sensibilidad y validaciones empíricas para cuantificar la incertidumbre asociada al modelado.

Recursos y herramientas: La selección del software de análisis estructural está limitada por la disponibilidad de recursos computacionales. Esto podría restringir la consideración de modelos más completos y sofisticados que requieren programas especializados de alto costo. Los avances en tecnología informática permitirán reducir estas limitaciones en el futuro.

Actualización de códigos: Los resultados se basan en los reglamentos de construcción consultados al momento del estudio. Futuras actualizaciones de estas normativas podrían limitar la aplicabilidad directa de las conclusiones. Se requerirá reevaluar periódicamente los hallazgos a medida que evolucionen los códigos de diseño.

Variables no consideradas: Si bien el estudio evalúa el desempeño sísmico mediante análisis por desempeño para un solo escenario de amenaza máxima esperada, podrían existir otros factores no considerados, como efectos de interacción suelo-estructura, que también influyan en la respuesta sísmica. Estudios más integrales permitirían determinar la relevancia de estas variables adicionales.

Enfoque teórico: La falta de validación experimental de los modelos computacionales podría sesgar los resultados y su interpretación. Si bien excede el alcance de este estudio, la corroboración empírica mediante ensayos de laboratorio o monitoreo in-situ complementaría y robustecería las conclusiones. No obstante, la investigación provee una base metodológica que podrá ser confirmada en el futuro.

MARCO TEORICO

En el campo de la ingeniería estructural, el diseño y refuerzo de las estructuras de edificios de gran altura se posiciona como un tema de crítica importancia. Esta importancia radica en la imperante necesidad de asegurar la seguridad de los ocupantes y minimizar el daño estructural durante la ocurrencia de eventos.

El enfoque de diseño convencional, fundamentado en códigos de diseño antiguos y actuales, puede no ser suficiente para garantizar el desempeño sísmico de las estructuras. En respuesta a esta limitación, se ha desarrollado el enfoque de diseño basado en el desempeño sísmico (Moehle J, 2015). Este nuevo enfoque, en contraste con su predecesor, se centra en la evaluación del desempeño de la estructura durante eventos sísmicos y busca garantizar la seguridad y el confort de los usuarios.

Como herramienta para esta evaluación, el análisis dinámico no lineal se ha convertido en un recurso clave para determinar el comportamiento de las estructuras en condiciones sísmicas (Chopra & Goel, 2004). Este análisis ofrece la posibilidad de considerar el comportamiento no lineal de los materiales y la estructura en su conjunto. Además, permite la consideración de la interacción entre los elementos estructurales, un aspecto especialmente relevante en las estructuras de gran altura debido a su geometría compleja y no regular.

Estudios especializados han contrastado el diseño convencional con el diseño basado en el desempeño sísmico en estructuras de edificios de gran altura. Los

resultados de estos estudios sugieren que el diseño basado en el desempeño sísmico puede mejorar significativamente la estimación del comportamiento de las estructuras en comparación con el diseño convencional. Definitivamente, la evaluación del desempeño sísmico de las estructuras mediante el análisis dinámico no lineal permite garantizar la seguridad y minimizar los daños durante eventos sísmicos (Moehle J, 2015). Este enfoque no solo protege la integridad física de los usuarios sino que también minimiza las pérdidas materiales y económicas.

A pesar de los avances en la investigación, persiste la necesidad de continuar indagando en la viabilidad y efectividad de estos métodos en diferentes contextos. Este estudio tiene como objetivo aportar en esta área de investigación a través de un análisis comparativo de las estrategias de refuerzo convencionales y basadas en desempeño en un caso específico: un edificio de gran altura en Santo Domingo, República Dominicana que experimenta un cambio de uso.

Reforzamiento Estructural

La seguridad de las estructuras es una preocupación esencial en el campo de la ingeniería civil, en donde el reforzamiento estructural adquiere un papel crítico para su preservación (Puentes et al., 2023). Un edificio que no ha sido diseñado adecuadamente, que ha sufrido daños con el tiempo o que necesita cumplir con actualizaciones en la normativa de construcción, puede ser susceptible a eventos extremos como terremotos, huracanes, vientos fuertes u otros desastres naturales. El reforzamiento estructural se define como el proceso de mejora de la capacidad

resistente de una estructura existente, lo que incrementa su habilidad para soportar cargas extremas y proporciona un ambiente seguro y confortable para sus ocupantes. Esta técnica ha adquirido importancia en las últimas décadas, en parte debido al creciente número de estructuras en zonas sísmicas y el incremento de la población urbana que habita estas edificaciones (Paulay T. and M. J. N. Priestley, 1992).

Las causas que pueden llevar a la necesidad de reforzar una estructura son diversas y pueden incluir: antigüedad, falta de mantenimiento, exposición a agentes corrosivos, aumento de las cargas debido a cambios en su uso, obsolescencia de los materiales y necesidad de cumplir con nuevas regulaciones y códigos de construcción. La elaboración de un plan de reforzamiento estructural requiere la intervención de profesionales altamente capacitados en análisis y diseño estructural. Estos profesionales deben evaluar las condiciones actuales de la estructura, realizar pruebas de laboratorio y en campo, y seleccionar los materiales y técnicas de refuerzo más apropiados. En síntesis, el reforzamiento estructural es esencial para garantizar la seguridad de las edificaciones y su importancia no debe subestimarse. Con un plan de reforzamiento adecuado, se puede mejorar significativamente la resistencia de una estructura existente y prolongar su vida útil, protegiendo así a sus ocupantes y asegurando un ambiente habitable a largo plazo (Paulay T. and M. J. N. Priestley, 1992).

Métodos convencionales de refuerzo estructural

Los métodos convencionales de refuerzo estructural implican aumentar la capacidad de carga de los elementos estructurales existentes mediante el uso de materiales adicionales o mejorando la calidad de los materiales existentes. Estos métodos pueden incluir el aumento de la sección transversal de los elementos estructurales, el añadido de refuerzos de acero, la mejora de la conectividad de la estructura, entre otros.

- El aumento de la sección transversal de los elementos estructurales es una técnica común de refuerzo en la que se incrementa la sección transversal de los elementos estructurales existentes, como columnas o vigas, para aumentar su capacidad de carga. Este método es adecuado en casos en los que la carga de diseño original es insuficiente debido a cambios en las condiciones de uso o para cumplir con requisitos de normativa de construcción más recientes.
- El añadido de refuerzos de acero también es un método común de refuerzo estructural en el que se agregan barras de refuerzo de acero a los elementos estructurales existentes para aumentar su resistencia. Este método es adecuado para estructuras que tienen una capacidad de carga suficiente, pero que necesitan resistir cargas adicionales debido a cambios en las condiciones de uso o para cumplir con requisitos de normativa de construcción más recientes.

- La mejora del nudo de la estructura es otro método común de refuerzo estructural que implica mejorar la resistencia de las conexiones entre los elementos estructurales existentes, como columnas y vigas, para aumentar la capacidad de carga de la estructura. Este método es adecuado para estructuras que presentan debilidades en las conexiones, lo que puede comprometer la resistencia de la estructura en su conjunto.
- Reforzamiento por recubrimiento de elementos estructurales: Se utiliza para reforzar elementos estructurales como columnas y vigas, envolviéndolos con materiales de refuerzo como fibra de vidrio o polímeros reforzados con fibras para aumentar su resistencia a la flexión y el corte.
- Reforzamiento por inyección de resinas: Consiste en inyectar resinas o materiales compuestos en las grietas o huecos existentes en los elementos estructurales para mejorar su resistencia y estabilidad.
- Reforzamiento por agregado de elementos estructurales: Se trata de agregar nuevos elementos estructurales para mejorar la resistencia y la capacidad de carga de la estructura. Por ejemplo, se pueden agregar vigas o columnas adicionales para redistribuir la carga y reducir la carga en elementos existentes.

Los enfoques convencionales de refuerzo estructural son generalmente apropiados para edificios que manifiestan daños o deficiencias, las cuales pueden surgir de factores como la antigüedad, la falta de mantenimiento o las modificaciones en la normativa de construcción (Fardis, 2009). Es crítico que el ingeniero estructural distinga el método de refuerzo más conveniente para cada caso en particular, y además, es imprescindible efectuar un análisis minucioso para certificar tanto la seguridad como la eficacia de la estructura reforzada. Dicho análisis debe incluir la consideración de la integridad estructural existente, la resistencia del material y las cargas a las que la estructura puede estar expuesta (Paulay T. and M. J. N. Priestley, 1992). Por consiguiente, la relevancia de seleccionar una estrategia adecuada para el refuerzo estructural, así como de efectuar un análisis detallado de las características y condiciones de la estructura existente, se convierte en un aspecto esencial para garantizar la seguridad y durabilidad de la edificación.

Análisis basado en desempeño sísmico

El análisis dinámico no lineal es una herramienta vital para el diseño y refuerzo de estructuras irregulares, especialmente considerando el desempeño sísmico. Este tipo de análisis es fundamental para modelar y prever el comportamiento de la estructura en eventos sísmicos (Farinango et al., 2022), teniendo en cuenta tanto la no linealidad de los materiales como la interacción entre los elementos estructurales. El análisis dinámico no lineal se basa en la solución numérica de las ecuaciones de equilibrio de la estructura. A diferencia del análisis estático, este análisis captura la

respuesta dinámica de la estructura (Mwafy & Elnashai, 2001), considerando la no linealidad de los materiales y la estructura en su totalidad.

Herramientas de software como SAP2000, ETABS, OpenSees, y ABAQUS, se pueden utilizar para realizar análisis dinámicos no lineales, pero la elección del software adecuado depende de las características de la estructura y las necesidades del análisis. Adicionalmente, es esencial tener un sólido entendimiento de la teoría de la elasticidad y la mecánica de materiales para realizar análisis dinámicos no lineales (Domizio et al., 2017).

La implementación del análisis basado en desempeño sísmico se establece en varios niveles de desempeño, como lo define FEMA 273 (Shapiro et al., 1997). Estos niveles son: nivel de seguridad, nivel de servicio limitado, nivel de vida segura, y nivel de prevención de colapso, y son determinados según la amenaza sísmica de la zona y los objetivos de diseño de la estructura.

En un análisis dinámico no lineal, la demanda sísmica se determina mediante la simulación de un terremoto en el modelo estructural. Esto implica generar una serie temporal de aceleraciones sísmicas que se aplica en la base de la estructura para simular el movimiento del terreno durante el terremoto. Los métodos para determinar la demanda sísmica en un análisis dinámico no lineal incluyen el método de desplazamiento máximo, el método de respuesta espectral y el método de series de tiempo. Cada método tiene sus propias ventajas y desventajas, pero todos ellos permiten evaluar el comportamiento de la estructura durante el terremoto.

Según, (ANIL K. CHOPRA, 2014), La fuerza restauradora en las ecuaciones de movimiento para un edificio elástico de varios niveles (Ecuación 1.) se modifica para reconocer el comportamiento inelástico de un edificio.

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m_1 u \ddot{g}(t) \quad \text{Ecuación 1.}$$

Donde;

m: matriz de masa concentrada.

c: Matriz de amortiguamiento viscosos.

K: Matriz de rigidez del sistema.

$-m_1 u \ddot{g}(t)$: *vector de cargas externas*

Por lo tanto la relación fuerza – deformación para cada elemento estructural sometido a deformaciones cíclicas pasa a ser no lineal e histerética, por lo tanto, para los sistemas inelásticos la relación no lineal entre las fuerzas laterales en cada uno de los niveles de la edificación y los desplazamientos laterales de nivel u resultantes dependen de la trayectoria, es decir, dependen de si la deformación aumenta o disminuye durante el paso del tiempo:

$$f_s = f_s(u)$$

De esta manera para sistemas inelásticos la ecuación 1 se convierte en:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + f_s(u) = -m_i u \ddot{g}(t) \quad \text{Ecuación 2.}$$

Dadas las matrices de masa m, la matriz de amortiguamiento c, la relación inelástica de la fuerza deformación $f_s(u)$ y al aceleración del terreno $u \ddot{g}(t)$. El análisis de la respuesta no lineal requiere una solución numérica de la ecuación 2, para obtener

los desplazamientos de la estructura y determinar las fuerzas internas a partir de estos. La solución numérica es exigente, dado el número de grados de libertad que puede tener una estructura, estas ecuaciones diferenciales acopladas deben resolverse simultáneamente y deben repetirse en cada paso de tiempo Δt , el cual debe ser muy corto para que este converja, se mantenga estable y de resultados precisos.

Finalmente, el método de series de tiempo se utiliza para simular un terremoto en el análisis dinámico no lineal (Domizio et al., 2017). Este método requiere la selección de sismos que sean representativos para la zona de estudio, y su escalamiento para ajustarse a la demanda sísmica deseada en el análisis.

El diseño por desempeño es un enfoque relativamente nuevo para el diseño estructural, especialmente en comparación con los métodos tradicionales basados en fuerzas prescriptivas. El diseño basado en el desempeño (PBD, por sus siglas en inglés: Performance-Based Design) evalúa cómo una estructura responderá bajo cargas específicas, y su diseño se centra en garantizar que la estructura cumpla con ciertos niveles de desempeño bajo esas cargas.

Clasificaciones de Desempeño según FEMA 356:

El "Federal Emergency Management Agency" (Shapiro et al., 1997), ha establecido varios niveles de desempeño para estructuras, especialmente en el contexto de sismos. Estos incluyen:

Ocupación Inmediata: Después de un evento sísmico, la estructura no sólo sigue siendo segura, sino que también está en condiciones de ser ocupada. Es esencial para edificios críticos como hospitales.

Seguridad de Vida: Aunque puede haber daños significativos después de un evento, la estructura se mantiene de tal forma que no representa un riesgo inminente para la vida.

Prevención de Colapso: La estructura puede sufrir daños severos durante un evento, pero no colapsará. La reparación podría no ser viable, pero no habrá una pérdida total.

Nivel global de desempeño

Los niveles globales de desempeño describen los posibles estados de daño para la edificación. Estos niveles de desempeño se obtienen de la apropiada combinación de los niveles de daño de la estructura y de los elementos no estructurales. La designación NR corresponde a niveles de desempeño no recomendables en el sentido en que no deben ser considerados en la evaluación.

Operacional 1-A: Se relaciona con la funcionalidad. Los daños en componentes permanecen funcionando. Cualquier reparación requerida no perturbará ninguna función. Se mantiene la seguridad de los ocupantes. Se mantienen las funciones de los servicios de la edificación, incluso cuando los externos a la misma no estén disponibles.

Ocupación inmediata 1-B: Los espacios de la edificación, los sistemas y los equipamientos permanecen utilizables. Se mantienen en funcionamiento los servicios primarios. Posiblemente, algunos servicios secundarios presenten pequeñas interrupciones de fácil e inmediata reparación. Se mantiene la seguridad de los ocupantes.

Seguridad a la vida 3-C: Corresponde a un estado de daños que representa una baja probabilidad de atentar contra la vida. Constituye el nivel de desempeño de la edificación que se espera alcanzar con la aplicación de los actuales códigos sísmicos. Es decir que corresponde a un desempeño equivalente al que se obtendría con la aplicación sistemática de los actuales códigos de diseño sísmico. Se caracteriza por presentar daños limitados en los componentes estructurales y el eventual fallo o volcamiento de los componentes no estructurales, con posibilidad incluso de falla en algún elemento peligroso o en alguno de los componentes primarios y secundarios, siempre que no atente contra la vida de los usuarios.

Estabilidad Estructural 5-E: Para este estado de daño prácticamente no queda reserva alguna del sistema resistente a carga lateral que permita soportar una réplica. Sólo se mantiene cierta capacidad del sistema resistente a cargas verticales, para mantener la estabilidad de la estructura, de manera que el peligro para la vida es muy alto. El nivel de daño estructural implica que no se requiere la revisión de los componentes no estructurales. El peligro de los ocupantes y transeúntes por el colapso o falla de componentes no estructurales exige el desalojo de la edificación.

Teoría de Rótulas Plásticas

Las rótulas plásticas son regiones en un elemento estructural donde el material ha superado su límite elástico y ha ingresado a una fase plástica o inelástica. En el diseño sismorresistente, las rótulas plásticas se utilizan para absorber energía y proporcionar capacidad de deformación a la estructura, lo que ayuda a evitar el colapso durante un sismo. La formación de rótulas plásticas es una característica clave del comportamiento inelástico y es esencial para garantizar que las estructuras tengan suficiente ductilidad para resistir las demandas impuestas por un terremoto.

Para diseñar utilizando rótulas plásticas:

Identificar Regiones Críticas: Determinar dónde es probable que se formen rótulas plásticas y diseñar esos lugares para que puedan soportar las demandas inelásticas, generando un mecanismo de falla adecuado.

Ductilidad: Asegurar que las regiones donde se formen rótulas plásticas tengan suficiente capacidad de deformación sin fallar.

Redistribución de Fuerzas: En un diseño sismorresistente, es esencial garantizar que la estructura pueda redistribuir las fuerzas a áreas menos críticas a medida que algunas áreas ingresan al comportamiento inelástico.

Reforzamiento Estructural y Rótulas Plásticas

El reforzamiento estructural, al considerar la teoría de rótulas plásticas, busca optimizar la capacidad de una estructura para absorber y disipar energía durante un evento sísmico. Esto se logra al mejorar la ductilidad de la estructura y garantizar que las zonas críticas estén adecuadamente reforzadas para manejar la formación de rótulas plásticas.

Identificación de Zonas Críticas: Durante el proceso de reforzamiento, es esencial identificar las áreas donde es probable que se formen rótulas plásticas. Estas zonas son las más vulnerables y, por lo tanto, las más críticas para reforzar.

Técnicas de Reforzamiento: Existen varias técnicas para reforzar las zonas propensas a formar rótulas plásticas, como el uso de fibras de carbono, la adición de refuerzos de acero, la aplicación de concreto proyectado, entre otras. La elección de la técnica adecuada dependerá de la estructura específica, su material y las demandas de carga esperadas.

Redistribución de Cargas: Una parte integral del reforzamiento es asegurar que, en caso de un evento extremo, las cargas se redistribuyan de manera efectiva. Esto implica reforzar no sólo las áreas propensas a las rótulas plásticas sino también las áreas circundantes, garantizando una transmisión de carga uniforme y efectiva.

Revisión de Normativas: Las técnicas y enfoques de reforzamiento deben alinearse con las normativas y códigos de construcción actuales. Dado que la comprensión del comportamiento sísmico evoluciona con el tiempo y la investigación, es crucial que cualquier trabajo de reforzamiento se realice según las prácticas más recientes y aceptadas.

Inspección Post-evento: Una vez que una estructura ha sido reforzada, es esencial realizar inspecciones después de un evento sísmico para asegurar que las áreas reforzadas hayan funcionado como se esperaba y para identificar si hay necesidad de reparaciones adicionales.

Finalmente, el reforzamiento estructural, cuando se aborda con una comprensión profunda de la teoría de rótulas plásticas, puede garantizar que las estructuras existentes no sólo cumplan con las normas modernas sino que también proporcionen un nivel de seguridad y resistencia adecuado frente a eventos sísmicos y otras cargas extremas. Esta combinación de teoría y práctica es fundamental para la ingeniería estructural moderna y la protección de la infraestructura construida.

Implementación Teórica del Diseño por Desempeño

Definir Objetivos de Desempeño: Basado en las necesidades del proyecto, determinar qué niveles de desempeño se quieren alcanzar para distintos niveles de amenaza (por ejemplo, sismos de diferentes magnitudes).

Análisis Estructural: Usar métodos de análisis que puedan capturar el comportamiento no lineal de la estructura, como el análisis dinámico no lineal.

Evaluación de Desempeño: Comparar los resultados del análisis estructural con los criterios de desempeño predefinidos.

Iteración: Si la estructura no cumple con los criterios de desempeño, modificar el diseño y repetir el análisis y evaluación.

Desafíos del PBD:

Complejidad: El PBD a menudo requiere herramientas de análisis más avanzadas y una mayor comprensión del comportamiento estructural no lineal.

Incertidumbre: Dado que se basa en predicciones de desempeño, puede haber menor incertidumbre en la estimación los resultados de desempeño en comparación con los métodos tradicionales.

En resumen, el diseño basado en el desempeño es un enfoque moderno y holístico para la ingeniería estructural que ofrece la oportunidad de diseñar estructuras más resilientes y optimizadas para enfrentar diversos escenarios de amenaza. Es esencial que los ingenieros que empleen este método tengan una comprensión

profunda del comportamiento estructural, las herramientas analíticas y los escenarios de amenaza para aplicar eficazmente el PBD.

El diseño basado en el desempeño es un enfoque más complejo que los métodos tradicionales, pero puede ofrecer soluciones más optimizadas y estructuras más seguras en condiciones extremas. Es esencial tener un conocimiento sólido de la teoría estructural, la mecánica de materiales y las herramientas analíticas para implementarlo con éxito.

Comparación de los métodos convencionales y análisis basado en desempeño sísmico

Los métodos convencionales de reforzamiento estructural incluyen la adición de elementos estructurales como vigas, columnas o muros de contención, y el refuerzo de los elementos existentes mediante la adición de acero o concreto. Por otro lado, el análisis basado en desempeño sísmico es una metodología más avanzada que tiene como objetivo evaluar la capacidad de la estructura para resistir terremotos y definir medidas de reforzamiento adecuadas para mejorar su capacidad.

A continuación, se presentan las ventajas y desventajas de cada uno de estos métodos, así como las situaciones en las que cada uno es más adecuado:

Métodos convencionales de reforzamiento estructural:

Ventajas:

- Son técnicas de refuerzo bien conocidas y probadas en la práctica.
- Son relativamente económicas y fáciles de implementar.
- Son adecuadas para estructuras que no requieren un alto nivel de desempeño sísmico.

Desventajas:

- La eficacia del refuerzo puede ser limitada.
- Puede ser difícil de implementar en estructuras existentes sin interrumpir la funcionalidad de la estructura.
- La adición de elementos estructurales puede aumentar la rigidez de la estructura y hacerla más vulnerable a daños por terremotos.

Análisis basado en desempeño sísmico:

Ventajas:

- Permite definir objetivos de desempeño sísmico claros y específicos.
- Permite identificar debilidades específicas de la estructura y definir medidas de reforzamiento adecuadas para mejorar su capacidad.
- Puede mejorar significativamente el desempeño sísmico de la estructura, reduciendo los daños y los costos de reparación.

Desventajas:

- Requiere una mayor inversión en tiempo y recursos que los métodos convencionales de reforzamiento.
- Requiere una mayor experiencia técnica en la realización de análisis estructurales.
- Puede no ser adecuado para estructuras que no tienen suficiente capacidad para cumplir con los objetivos de desempeño sísmico establecidos.

En resumen, los métodos convencionales de reforzamiento estructural son adecuados para estructuras que no requieren un alto nivel de desempeño sísmico y donde se desea una solución fácil de implementar. El análisis basado en desempeño sísmico, por otro lado, es una metodología más avanzada que permite mejorar significativamente el desempeño sísmico de la estructura y definir medidas de reforzamiento adecuadas para mejorar su capacidad, pero requiere una mayor inversión en tiempo y recursos. Por lo tanto, la elección del método de reforzamiento adecuado dependerá de las características específicas de la estructura y los objetivos de desempeño sísmico que se desean alcanzar.

Normativa

Existen diversas normativas y regulaciones que establecen los criterios y requisitos para el refuerzo estructural, en función de la zona sísmica en la que se encuentra la estructura y de su uso. Estas normativas y regulaciones varían según el país o la región, y tienen como objetivo garantizar la seguridad de las personas y de las edificaciones frente a posibles eventos sísmicos.

En general, las normativas y regulaciones establecen los requisitos mínimos de resistencia y rigidez que deben cumplir las estructuras, así como los procedimientos y métodos de análisis y diseño que deben seguirse para garantizar que la estructura es capaz de resistir las cargas sísmicas. Estos requisitos se basan en criterios de seguridad, economía y funcionalidad, y tienen en cuenta factores como la capacidad de la estructura para resistir la deformación y el desplazamiento, la resistencia de los materiales utilizados, y la vulnerabilidad de la estructura frente a posibles daños o colapsos.

En el caso del análisis basado en desempeño sísmico, las normativas y regulaciones suelen establecer criterios específicos de desempeño y niveles de desempeño que deben cumplirse para garantizar la seguridad de la estructura. Estos criterios y niveles de desempeño se basan en la capacidad de la estructura para resistir las cargas sísmicas y mantener su funcionalidad, y se definen en términos de deformación, desplazamiento y daño estructural.

Las normativas y regulaciones también afectan a la elección de los métodos de reforzamiento, ya que establecen los requisitos mínimos que deben cumplir las soluciones de reforzamiento para garantizar la seguridad de la estructura. Por ejemplo, algunas normativas establecen requisitos específicos de resistencia y rigidez para los materiales y elementos utilizados en el reforzamiento, y limitaciones en el tipo y cantidad de refuerzo que puede añadirse a la estructura.

Es importante destacar que las normativas y regulaciones en materia de reforzamiento estructural están en constante evolución, y suelen actualizarse para incluir nuevos criterios de desempeño y técnicas de análisis y diseño. Además, existe una tendencia hacia una mayor adopción de enfoques basados en el desempeño y una mayor flexibilidad en la elección de los métodos de reforzamiento, siempre y cuando se cumplan los requisitos mínimos de seguridad establecidos por las normativas y regulaciones. La falta de estudios en análisis de desempeño sísmico en la normativa de República Dominicana significa que aún no se ha establecido oficialmente un marco normativo que considere este enfoque de diseño y análisis estructural. Esto se traduce en que los métodos convencionales de diseño y reforzamiento estructural son los que predominan en la práctica de ingeniería en el país, y que no se exige cumplir con los niveles de desempeño sísmico establecidos por las normativas internacionales más avanzadas.

Esta situación puede limitar la capacidad de los ingenieros y diseñadores estructurales para implementar soluciones de reforzamiento óptimas y eficientes, ya

que no se cuenta con un marco normativo claro y actualizado que permita evaluar y comparar las diferentes opciones de reforzamiento disponibles. Además, la falta de consideración del análisis de desempeño sísmico en la normativa también puede poner en riesgo la seguridad de las personas y edificaciones en caso de eventos sísmicos.

Por otro lado, es importante destacar que la normativa y regulación en materia de ingeniería estructural y sismorresistencia están en constante evolución y actualización, por lo que es posible que en el futuro se incorporen criterios de desempeño sísmico en las normativas dominicanas. De hecho, algunas empresas y organizaciones están promoviendo la adopción del análisis de desempeño sísmico en el país a través de la capacitación y difusión de información técnica y normativa actualizada.

El análisis basado en desempeño sísmico se ha vuelto cada vez más relevante en los últimos años en América, y muchas normativas y regulaciones se han actualizado para incorporar este enfoque de diseño y análisis estructural. A continuación, se describen algunas de las principales normativas y regulaciones en América que incluyen criterios de desempeño sísmico:

Normas Técnicas Complementarias para Diseño Sismorresistente de Edificios (NTCDS) en México: Las NTCDS son un conjunto de normas que establecen los requisitos y criterios de diseño sismorresistente de edificios en México. En 2017 se actualizó esta normativa, y se incluyó un nuevo nivel de desempeño sísmico denominado "Desempeño sísmico excepcional", además de los ya existentes "Seguridad estructural" y "Funcionamiento limitado".

Norma de Diseño Sismo Resistente E.030 del Perú: Esta norma establece los requisitos y criterios de diseño sismo-resistente de edificios en Perú. En 2017 se actualizó la normativa, y se incorporó la definición de niveles de desempeño sísmico, los cuales son "Seguridad estructural", "Operación sin interrupción" y "Funcionamiento esencial".

Código Colombiano de Construcción Sismo-Resistente (NSR-10): Esta normativa establece los requisitos y criterios para el diseño sismo-resistente de edificaciones en Colombia. La NSR-10 incluye tres niveles de desempeño sísmico: "Nivel I - Seguridad Estructural", "Nivel II - Funcionamiento No Estructural" y "Nivel III - Funcionamiento Estructural".

Norma Venezolana COVENIN 1756: Esta norma establece los criterios y requisitos de diseño sismorresistente para edificaciones en Venezuela. La norma incluye los niveles de desempeño sísmico "Seguridad Estructural", "Funcionamiento Limitado" y "Funcionamiento Esencial".

Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) del Perú: Esta norma establece los criterios y requisitos técnicos para el diseño y construcción de edificaciones en Perú. El RNE incorpora la definición de niveles de desempeño sísmico, los cuales son "Seguridad Estructural", "Operación sin Interrupción" y "Funcionamiento Esencial".

Reglamento de Diseño y Construcción Sismorresistente de Costa Rica: Esta norma establece los requisitos y criterios para el diseño y construcción sismorresistente de edificaciones en Costa Rica. El reglamento incluye los niveles de desempeño sísmico "Seguridad Estructural", "Funcionamiento sin Interrupción" y "Funcionamiento Esencial".

Es importante destacar que estas son solo algunas de las normativas y regulaciones que incluyen criterios de desempeño sísmico en Centro América. Existen otras normativas y regulaciones que también consideran el análisis basado en desempeño sísmico, y es fundamental estar actualizado en cuanto a las normativas y regulaciones específicas de cada país.

Marco Metodológico

Se describirá detalladamente el enfoque metodológico que se utilizará en la investigación.

Identificación de la edificación de estudio: En esta etapa se seleccionará la edificación de gran altura a analizar. Se deben recolectar los planos y detalles constructivos para una correcta modelación en software de simulación y análisis.

Caracterización de la edificación: Una vez seleccionada la edificación se realizará un análisis de los materiales utilizados en su construcción, se determinarán sus propiedades mecánicas y se evaluará su comportamiento ante las acciones sísmicas.

Evaluación de la capacidad sísmica: Se determinará la capacidad sísmica actual de la edificación mediante la aplicación de cargas sísmicas, análisis dinámicos y métodos analíticos y numéricos. Se obtendrá el factor de comportamiento sísmico y la capacidad nominal de la estructura.

Análisis de vulnerabilidad: En esta etapa se analizarán los resultados de las posibles fallas estructurales que podrían ocurrir en la edificación de estudio. Se evaluará la vulnerabilidad de la estructura ante las acciones sísmicas, determinando los puntos débiles y los elementos críticos que necesitan ser reforzados.

Diseño convencional de reforzamiento estructural: Se propondrán medidas de reforzamiento estructural basadas en técnicas convencionales, tales como la adición de refuerzos de acero o la modificación de la sección transversal de los elementos estructurales.

Diseño basado en desempeño sísmico: Se propondrán medidas de reforzamiento estructural basadas en un diseño basado en el desempeño sísmico. Este tipo de diseño se enfoca en mejorar el desempeño de la estructura ante las acciones sísmicas, considerando aspectos tales como la capacidad de disipar energía, la ductilidad y la resistencia.

Análisis comparativo: Se compararán los resultados obtenidos en las dos etapas anteriores. Se evaluará la efectividad de cada técnica de reforzamiento en términos de mejora del comportamiento sísmico de la edificación.

Conclusiones y recomendaciones: Se presentarán las conclusiones del análisis comparativo, resumiendo los resultados obtenidos y se propondrán recomendaciones para futuros estudios.

Diseño metodológico

Tipo de investigación

El presente proyecto se enmarca en una investigación aplicada, ya que busca generar conocimientos que puedan aplicarse para solucionar un problema práctico de refuerzo estructural en edificaciones existentes.

Se utilizará una metodología mixta, combinando técnicas cualitativas exploratorias y cuantitativas descriptivas y explicativas según el modelo DEXPLIS. Inicialmente se hará un acercamiento cualitativo para analizar la edificación existente mediante ensayos in situ, modelación computacional y la normativa vigente.

Luego se utilizarán técnicas cuantitativas para diseñar y modelar los sistemas de refuerzo estructural, realizar análisis dinámicos no lineales, y comparar su desempeño sísmico en términos cuantitativos.

El alcance es exploratorio al estudiar un caso poco abordado, descriptivo al caracterizar cada sistema de refuerzo, y correlacional al asociar cada refuerzo con su desempeño sísmico resultante. Bajo este enfoque se podrá determinar el mejor sistema de refuerzo estructural entre los métodos convencionales y los basados en desempeño para el caso de estudio.

Metodología

El proceso metodológico que fue utilizado para el desarrollo del presente trabajo de investigación se dividió en 3 etapas que se describen a continuación:

ETAPA 1: Recolección de información

Durante el desarrollo de esta etapa se procedió a revisar diferentes fuentes bibliográficas que permitieron conocer acerca de los avances que se tiene en el campo del reforzamiento estructural y se recolecta toda la información específica de la edificación a analizar, referente a sus características geométricas, mecánicas y resultados del análisis de vulnerabilidad de la misma.

ETAPA 2: Análisis de la información

Tras haber recolectado la información en la etapa 1, se procede a hacer una organización de esta, para seguidamente generar los modelos matemáticos pertinentes para ambas metodologías y poder identificar las características de cada una de las metodologías de reforzamiento, con el fin de establecer la aplicabilidad que tienen en base a sus ventajas y desventajas.

ETAPA 3: Análisis comparativo y de casos

Una vez realizado el análisis de la información, se procedió a hacer un análisis comparativo basado en las características encontradas de cada una de las técnicas de análisis de reforzamiento.

Población

En el marco de esta investigación, es importante destacar que debido a criterios de confidencialidad y acuerdos de privacidad, no se permite revelar el nombre específico del edificio utilizado como caso de estudio. Por consiguiente, se emplearán siglas o referencias generales para hacer alusión a situaciones específicas relacionadas con dicho edificio. Estas medidas se adoptan con el fin de salvaguardar la confidencialidad de la información y garantizar el cumplimiento de los acuerdos establecidos. A pesar de esta limitación, los datos recopilados y analizados seguirán siendo representativos y relevantes para los objetivos de la investigación. Agradecemos su comprensión en este asunto.

Muestra

En el presente proyecto de investigación se tomó una muestra no probabilística de tipo Intencional, referente a una edificación de 14 niveles en concreto reforzado con cambio de uso ubicada en Santo Domingo – Republica Dominicana.

En este caso, se utiliza un muestreo intencional. Seleccionando un edificio de la ciudad de Santo Domingo que se ajusta a los criterios de esta investigación, relacionados a continuación. El edificio seleccionado no es aleatorio, puesto que se escogió específicamente por su relevancia en la investigación.

Los siguientes son los criterios para el muestreo intencional:

Tipo de Edificación: Se selecciona una edificación de 14 niveles ya construida con irregularidades en planta y altura, de uso esencial en la Ciudad de Santo Domingo, de acuerdo con la normativa de construcciones de la Republica Dominicana.

Disponibilidad de Datos: Se cuenta con suficiente información sobre la edificación para llevar a cabo los análisis. Referente a planos arquitectónicos, detalles de construcción, información sobre los materiales utilizados, etc.

Mediana Altura: Se considera una edificación de mediana altura, basado en los criterios de ingenieros estructurales y constructores como edificaciones que superan los 23 metros de altura equivalentes a 10 niveles, en este caso específico la Edificación posee 14 niveles con una altura total de 45 metros.

Es importante destacar que, dada la naturaleza del muestreo no probabilístico, las conclusiones extraídas de este estudio no pueden generalizarse a todas las edificaciones de gran altura. Sin embargo, los hallazgos proporcionarán una valiosa comprensión de las diferencias y similitudes en el desempeño estructural y la resistencia sísmica entre estos dos tipos de reforzamiento estructural de las edificaciones, proporcionando información detallada sobre el caso específico seleccionado para la investigación, siendo esta un punto de partida para futuras investigaciones y proveyendo una metodología de trabajo para diversas edificaciones.

Descripción General Caso de Estudio

Es un edificio que funcionará como oficinas. La misma tiene un total de 14 niveles, distribuidos como sigue: dos niveles de sótano, un mezanine, 9 niveles de uso de clínica, un nivel de techo y una cubierta. La altura total de la edificación es de 49.55 m. En planta la estructura tiene una forma romboide de 35.65 m de ancho y 49.56 m de largo. Los sótanos están destinados a parqueos y los restantes niveles para uso de clínica. Las diferentes elevaciones de la edificación se muestran desde la hasta la . A su vez, las plantas arquitectónicas se presentan desde la Figura 5 hasta la Figura 12.

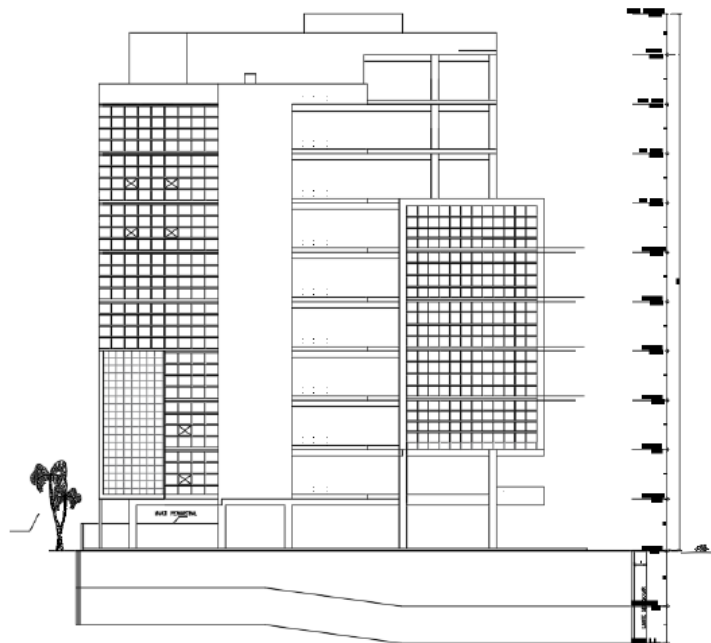


Figura 1. Elevación Frontal
Fuente: Memoria de cálculo Estudio de Vulnerabilidad

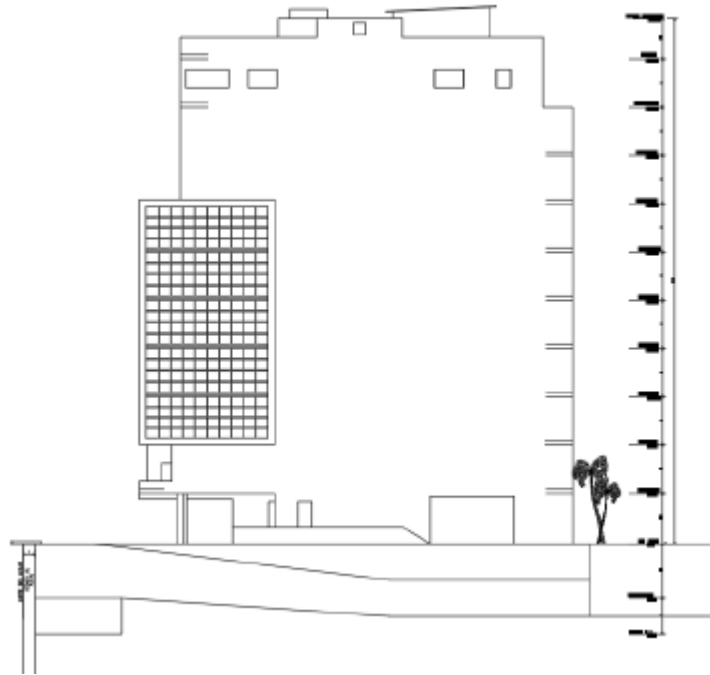


Figura 2. Elevación Posterior
Fuente: Memoria de cálculo Estudio de Vulnerabilidad

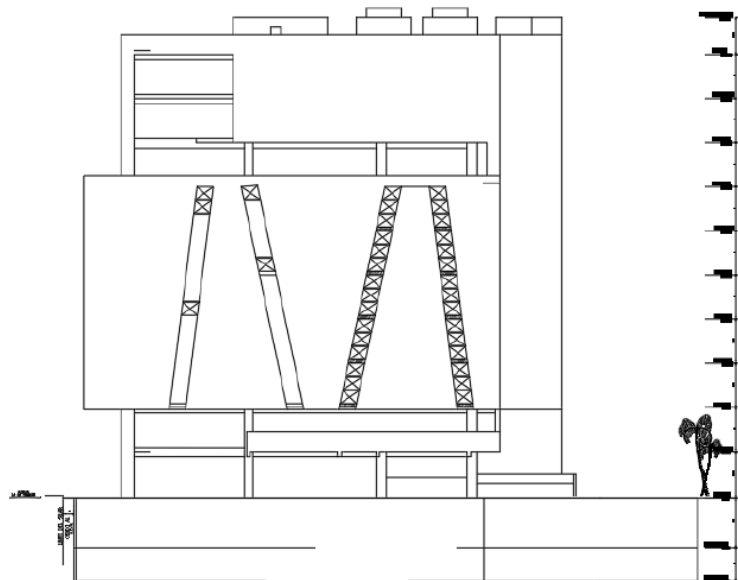


Figura 3. Elevación lateral derecha
Fuente: Memoria de cálculo Estudio de Vulnerabilidad

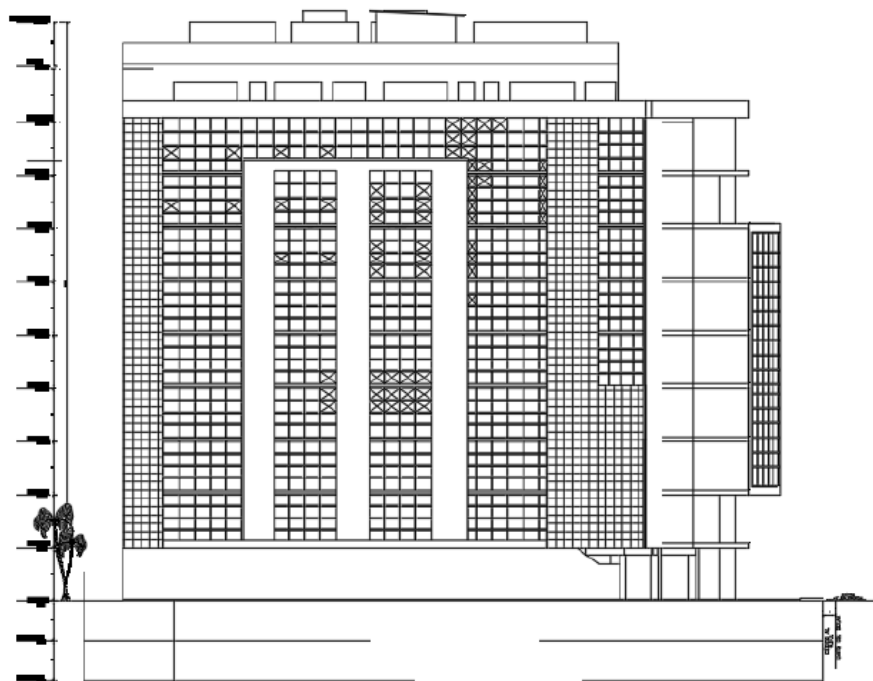


Figura 4. Elevación lateral izquierda
Fuente: Memoria de cálculo Estudio de Vulnerabilidad

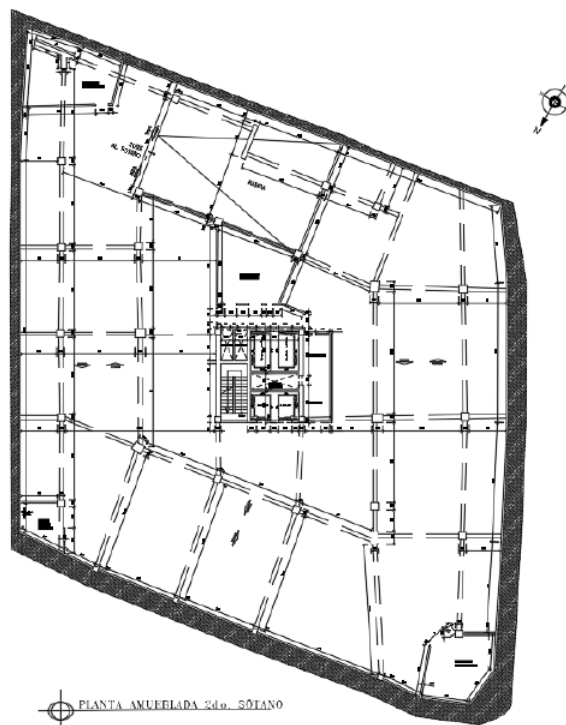


Figura 5. Planta Arquitectónica Sótano 2
Fuente: Memoria de cálculo Estudio de Vulnerabilidad

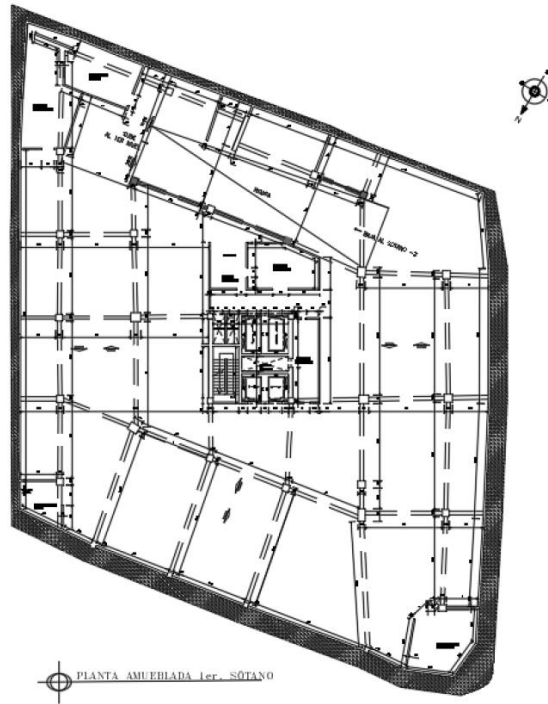


Figura 6. Planta Arquitectónica Sótano 1
Fuente: Memoria de cálculo Estudio de Vulnerabilidad

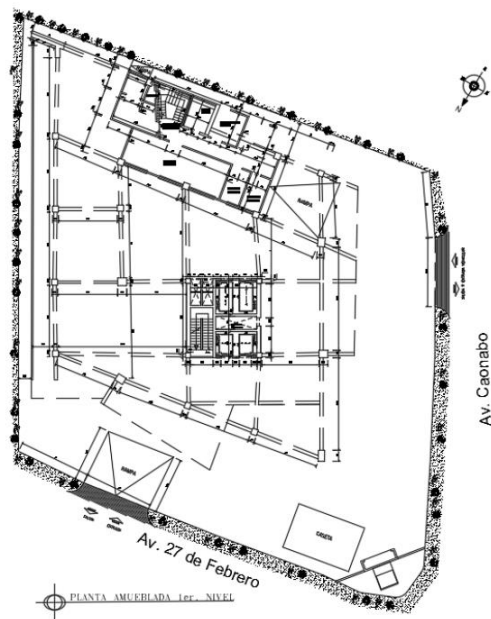


Figura 7. Planta arquitectónica Nivel 1
Fuente: Memoria de cálculo Estudio de Vulnerabilidad

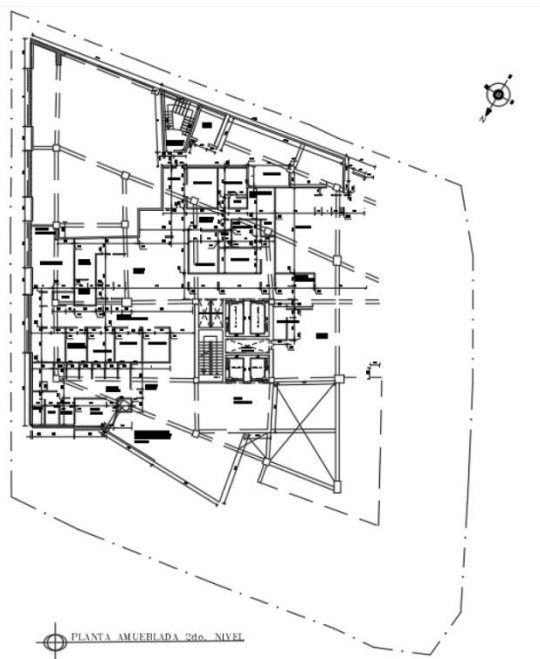


Figura 8. Planta Arquitectónica Nivel 2
Fuente: Memoria de cálculo Estudio de Vulnerabilidad

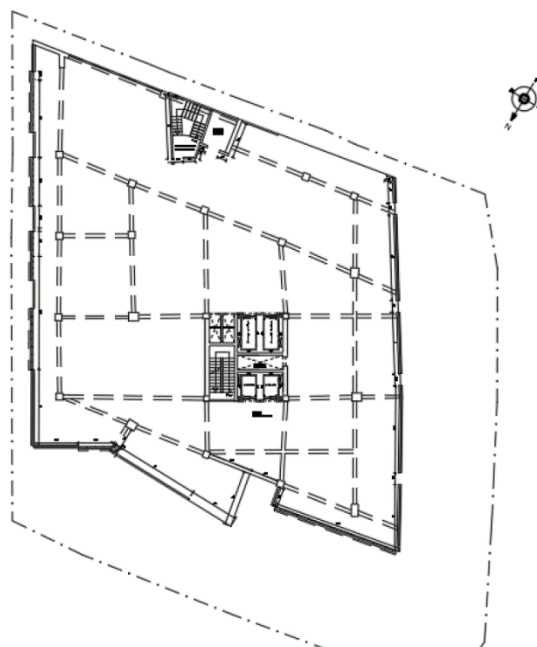


Figura 9. Planta Arquitectónica Nivel 3 - 8
Fuente: Memoria de cálculo Estudio de Vulnerabilidad

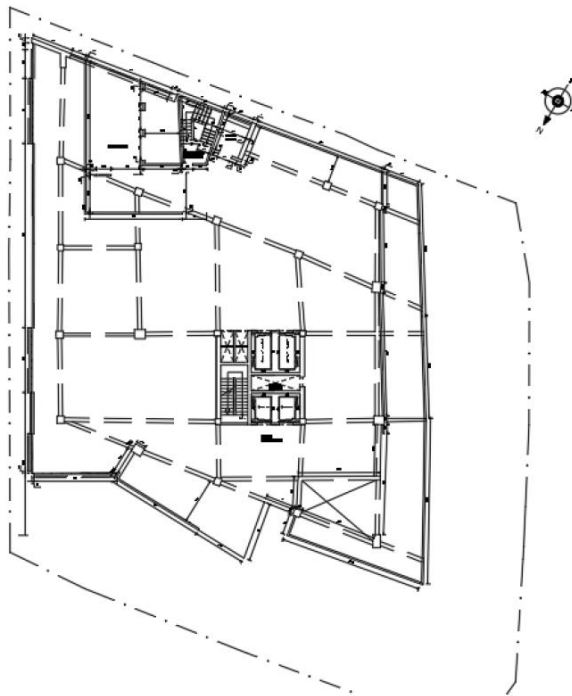


Figura 10. Planta Arquitectónica Nivel 9
Fuente: Memoria de cálculo Estudio de Vulnerabilidad

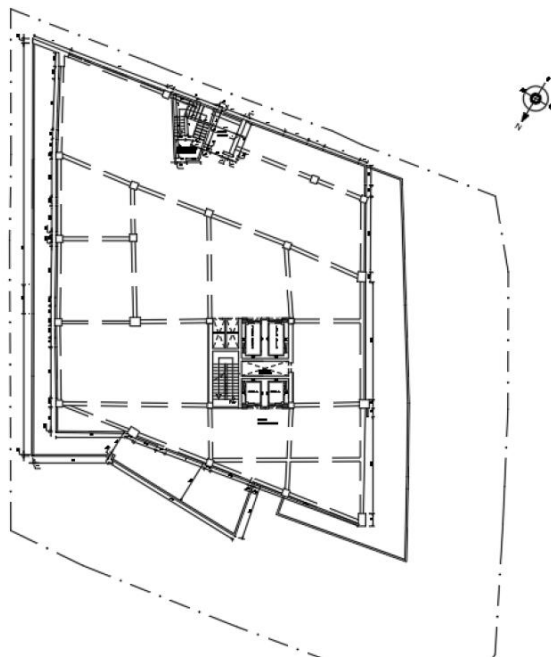


Figura 11. Planta Arquitectónica Nivel 10
Fuente: Memoria de cálculo Estudio de Vulnerabilidad

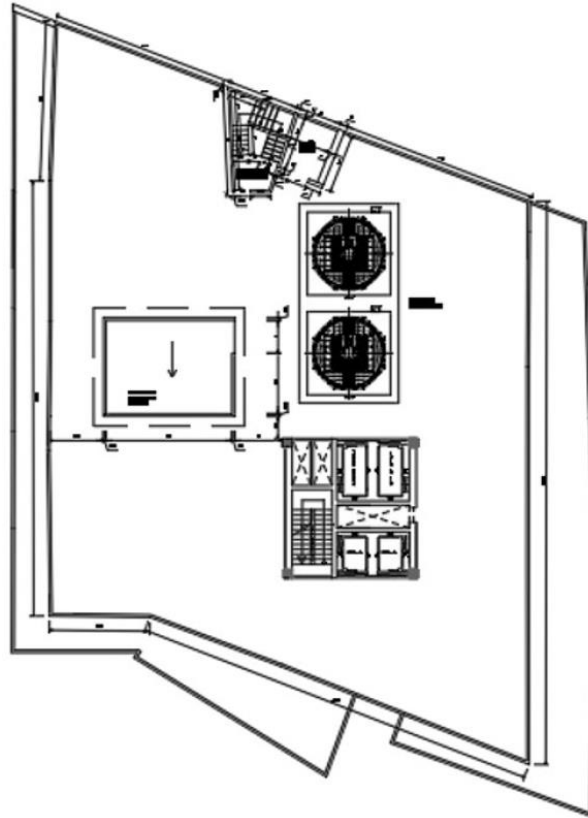
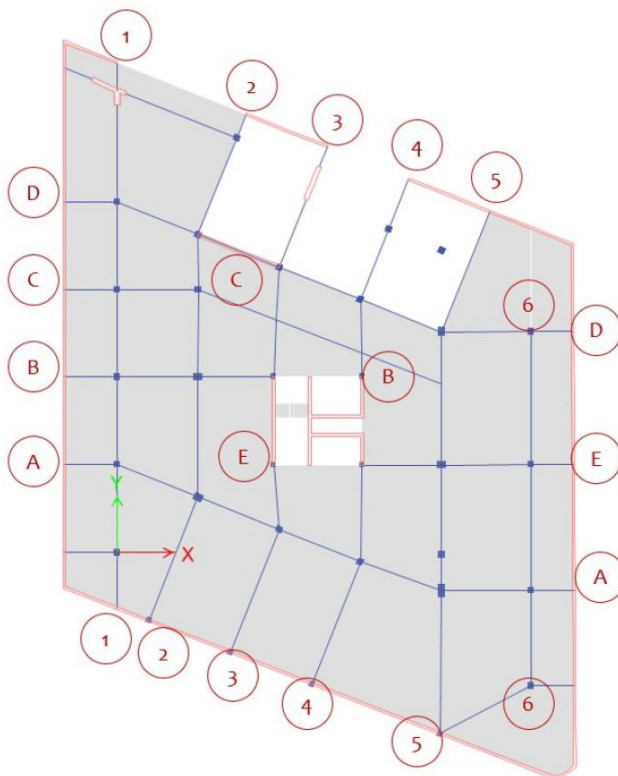


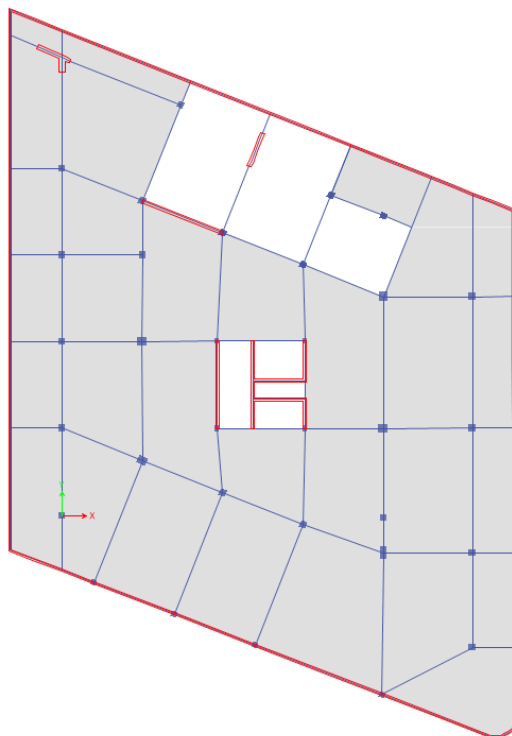
Figura 12. Planta Arquitectónica Techo
Fuente: Memoria de cálculo Estudio de Vulnerabilidad

Descripción del Sistema Estructural

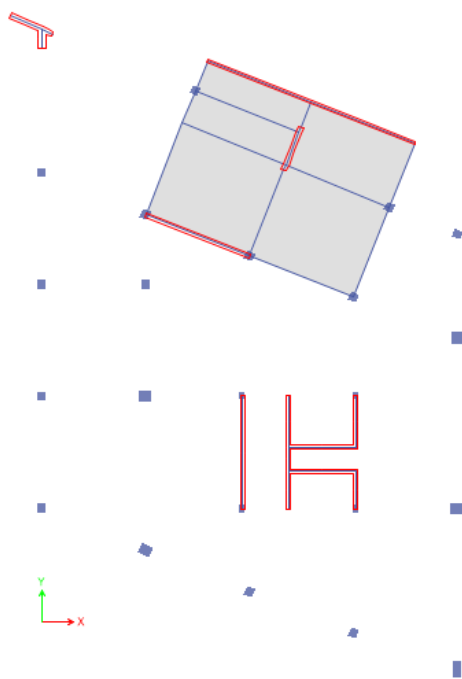
El sistema estructural de la edificación está formado por pórticos intermedios de hormigón armado en ambas direcciones ortogonales. Dicho sistema está identificado como Sistema 1 A-V en la Tabla 8 del Reglamento R-001. La distribución en planta de los elementos estructurales de este sistema se muestra en la Figura 13 y la Figura 14 para los sótanos y en la Figura 15 hasta la Figura 21 para los niveles 1 hasta la Azotea. Se puede apreciar en dichas figuras que los elementos estructurales no son ortogonales (Artículo 24, R-001), por tanto, la estructura debe ser penalizada en ambas direcciones de acuerdo con el Artículo 38 (d). En adición se puede observar que los elementos estructurales se encuentran distribuidos en toda el área del edificio, por lo que cumple con el Artículo 78 del R-001.



*Figura 13. Distribución de elementos estructurales en planta (Losa Sótano 2).
Fuente: Modelo de Análisis Estructural*



*Figura 14. Distribución de elementos estructurales en planta (Losa Sótano 1).
Fuente: Modelo de Análisis Estructural*



*Figura 15. Distribución de elementos estructurales en planta (Losa Mezanine).
Fuente: Modelo de Análisis Estructural*

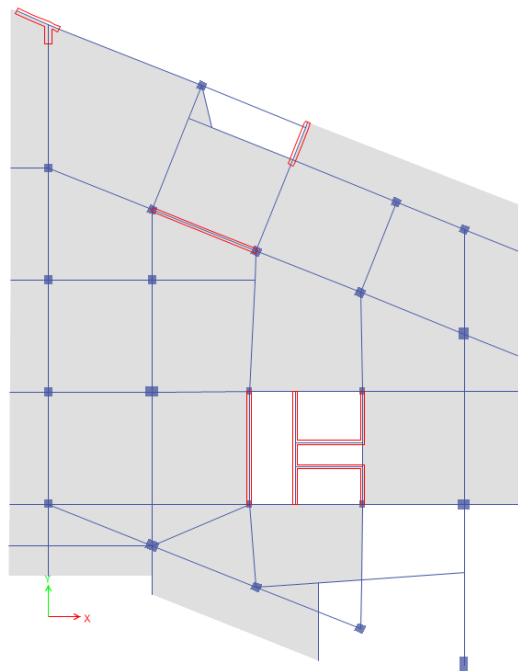


Figura 16. Distribución de elementos estructurales en planta (Losa Nivel 1)
Fuente: Modelo de Análisis Estructural

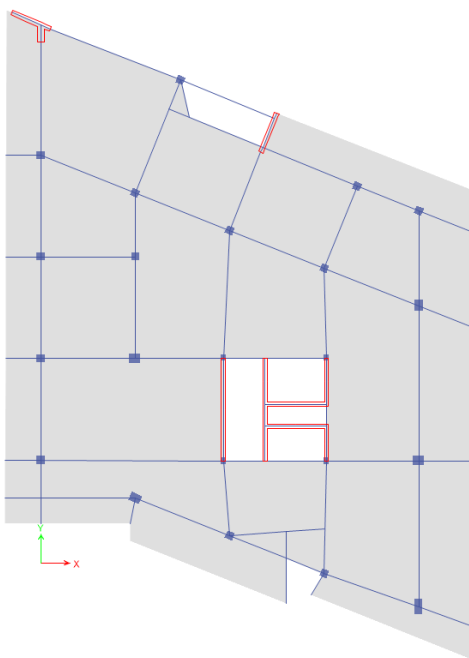


Figura 17. Distribución de elementos estructurales en planta (Losa Niveles 2 - 7)
Fuente: Modelo de Análisis Estructural

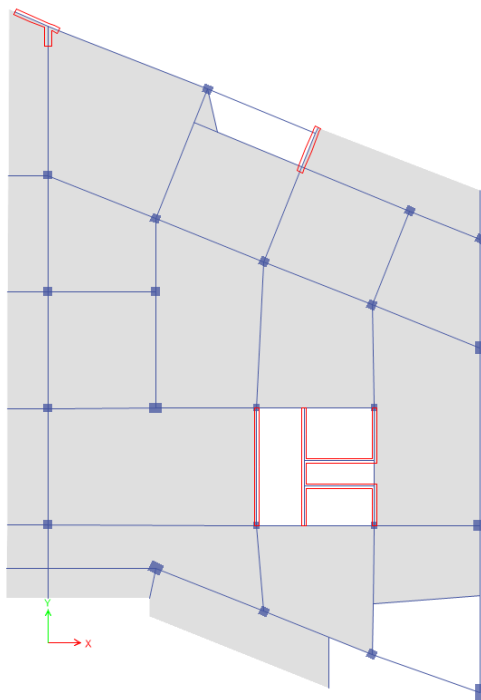


Figura 18. Distribución de elementos estructurales en planta (Losa Nivel 8)
Fuente: Modelo de Análisis Estructural

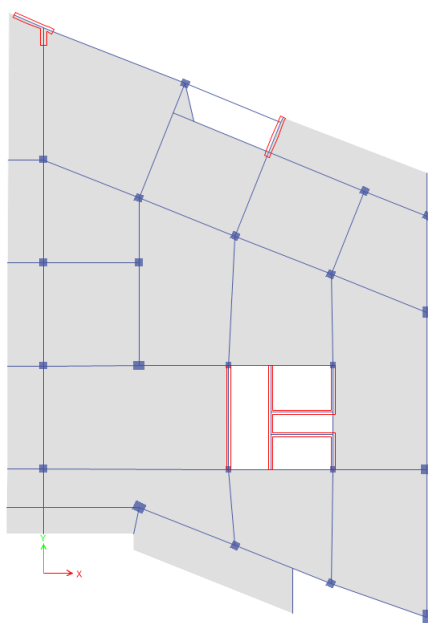
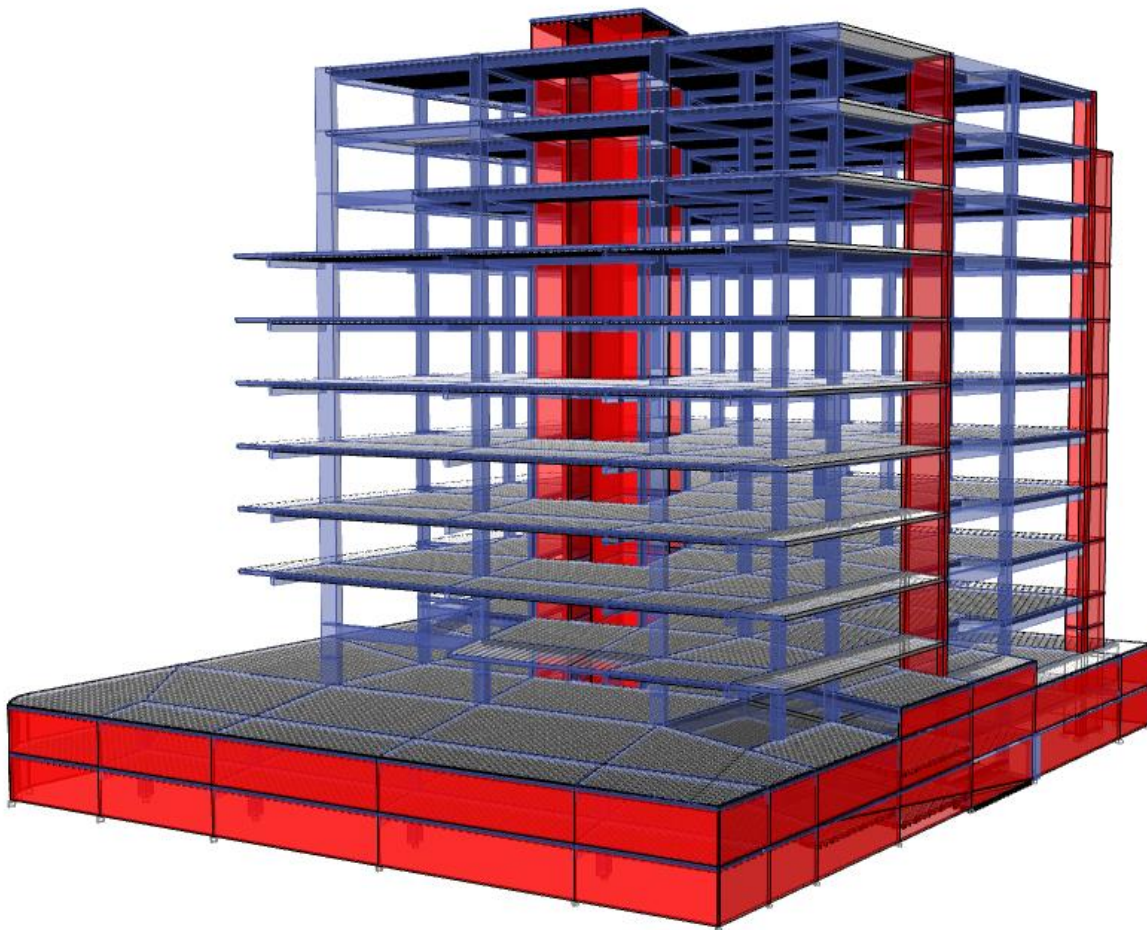


Figura 19. Distribución de elementos estructurales en planta (Losa Nivel 9)
Fuente: Modelo de Análisis Estructural

La distribución de los elementos estructurales en toda la altura de la edificación, con las secciones iniciales de vigas y columnas, se muestra en la Figura 20. Se puede apreciar en dichas figuras que los elementos se mantienen en toda la altura y todos los elementos verticales (columnas y muros) inician desde las fundaciones. A su vez, el sistema estructural propuesto en ambas direcciones provee redundancia, ya que posee más 3 líneas de resistencia en cada dirección de análisis.



*Figura 20. Distribución de elementos estructurales en la edificación
Fuente: Modelo de Análisis Estructural*

Características de los Materiales Estructurales

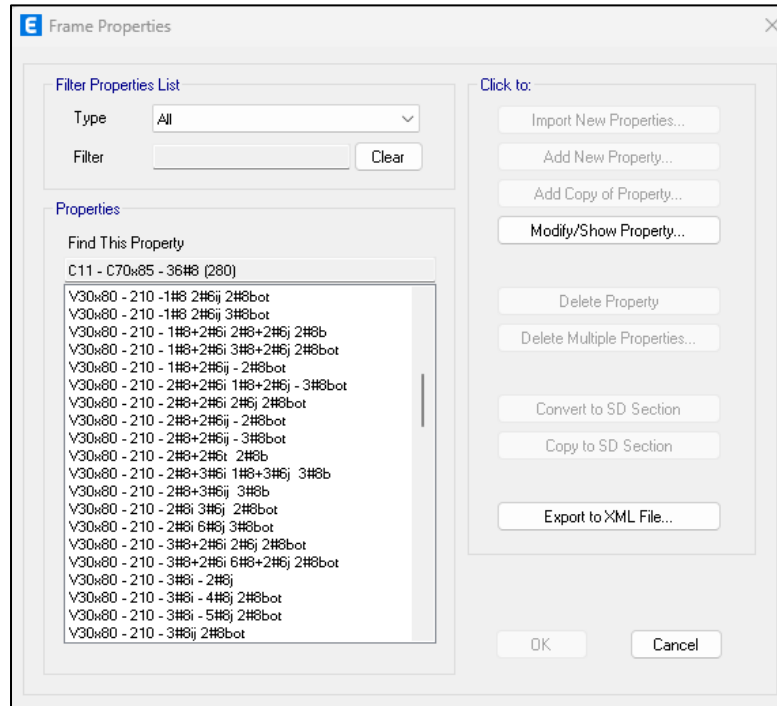
Según los resultados de los ensayos de extracción de núcleos realizados en el levantamiento estructural en el cual se indica que en todos los niveles se alcanza al menos 0.85 del $f'c$ en los elementos estructurales evaluados. Por lo que en la evaluación de la estructura se utilizaron las resistencias de los materiales según indicados en los planos originales. Esto es:

- Hormigón $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (Vigas, columnas, muros y losas)
(Cim a 4to. Nivel)
- Hormigón $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ (Vigas, columnas, muros y losas)
(5to. Nivel @ Techo)
- Acero refuerzo $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$

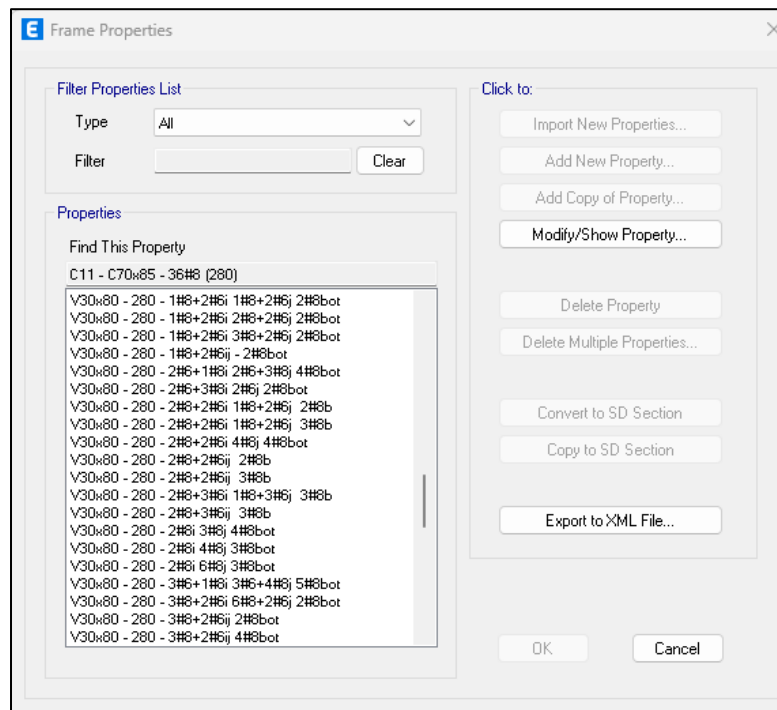
Secciones de Elementos Estructurales

Sección de vigas

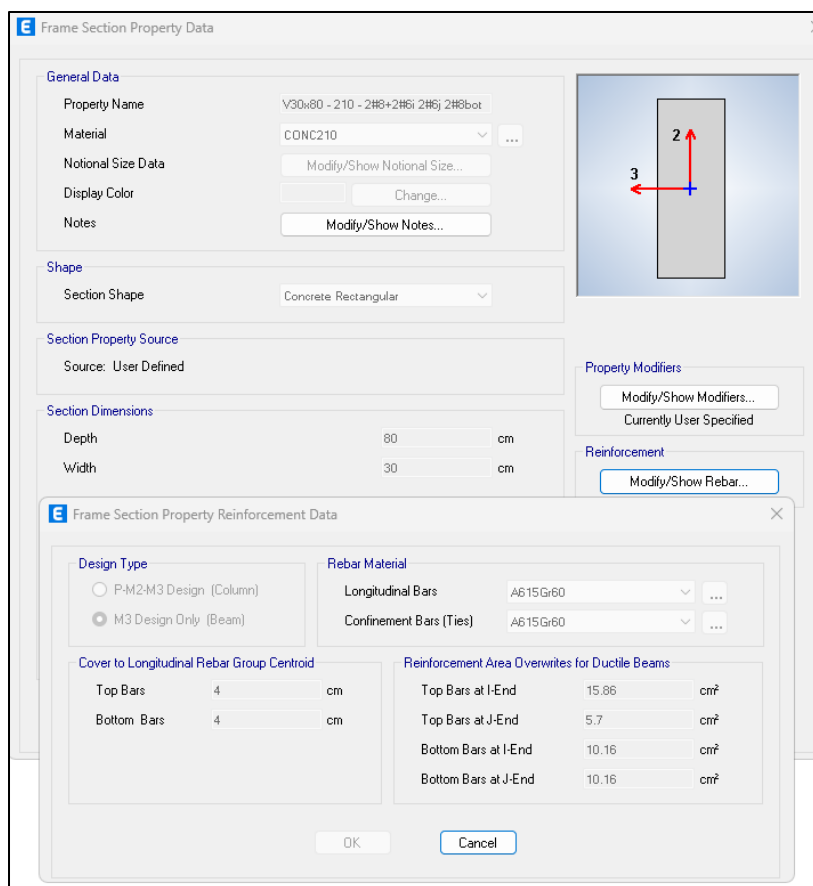
La sección de vigas usadas en el análisis estructural es las mostradas en las Figuras 21 a la 24. El refuerzo en dichas vigas se encuentra especificado en el modelo y en los planos suministrados del levantamiento estructural.



*Figura 21 . Secciones de vigas con refuerzo existente de 21 MPa
Fuente: Modelo de Análisis Estructural*



*Figura 22. Secciones de vigas con refuerzo existente con concreto de 28 Mpa
Fuente: Modelo de Análisis Estructural*



*Figura 23. Sección de viga con refuerzo existente
Fuente: Modelo de Análisis Estructural*

Sección de Losas

Las dimensiones de las losas del proyecto se resumen en la tabla 1.

Niveles	SOT.2 – SOT.1	NIVEL 1 @ AZOTEA
Unidades	cm	cm
Topping	10	5
Nervios	15	20
Separación de nervios	50	50

Tabla 1. Losas por nivel según planos del levantamiento estructural.

Secciones de Columna

Las secciones de columnas de los diferentes pórticos de la estructura se presentan desde la Figura 24 hasta la Figura 29.

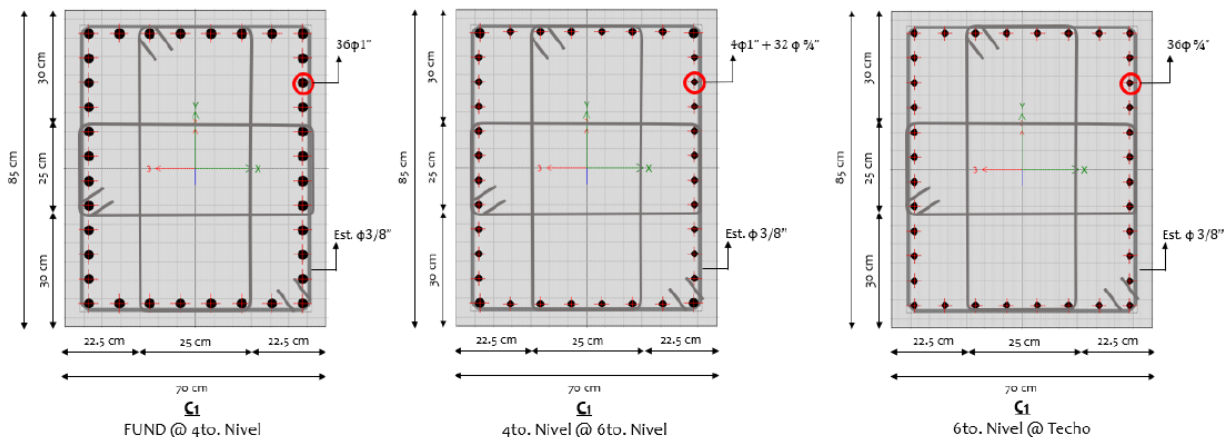


Figura 24. Sección de Columna C1
Fuente: Planos de Levantamiento Estructural

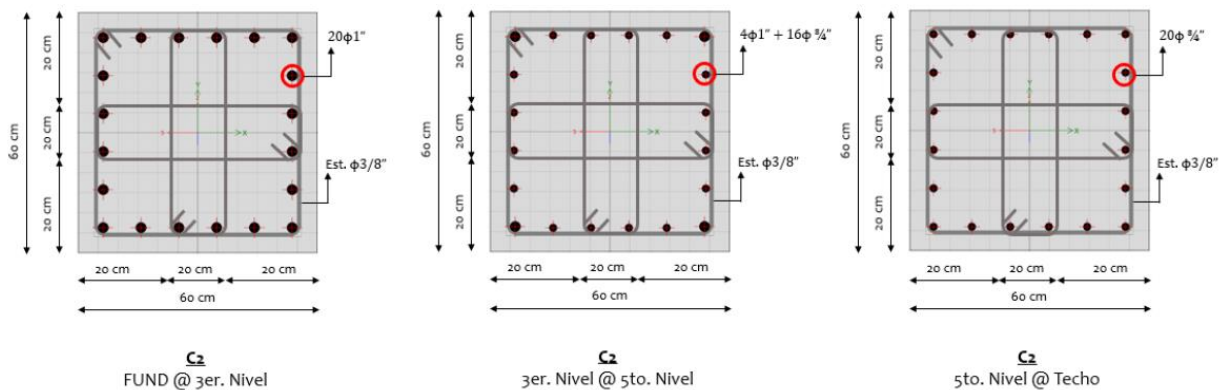


Figura 25. Sección de Columna C2
Fuente: Planos de Levantamiento Estructural

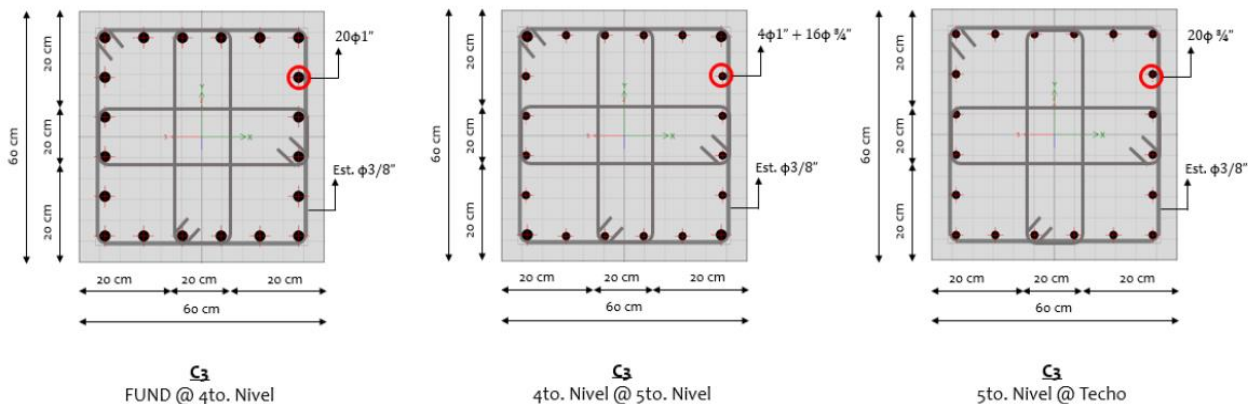
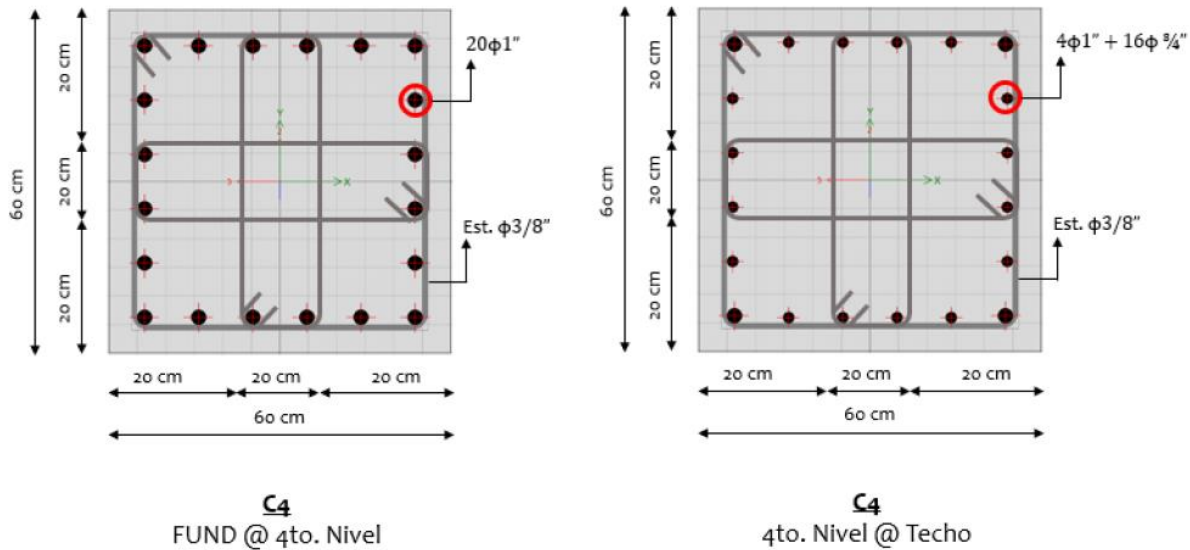
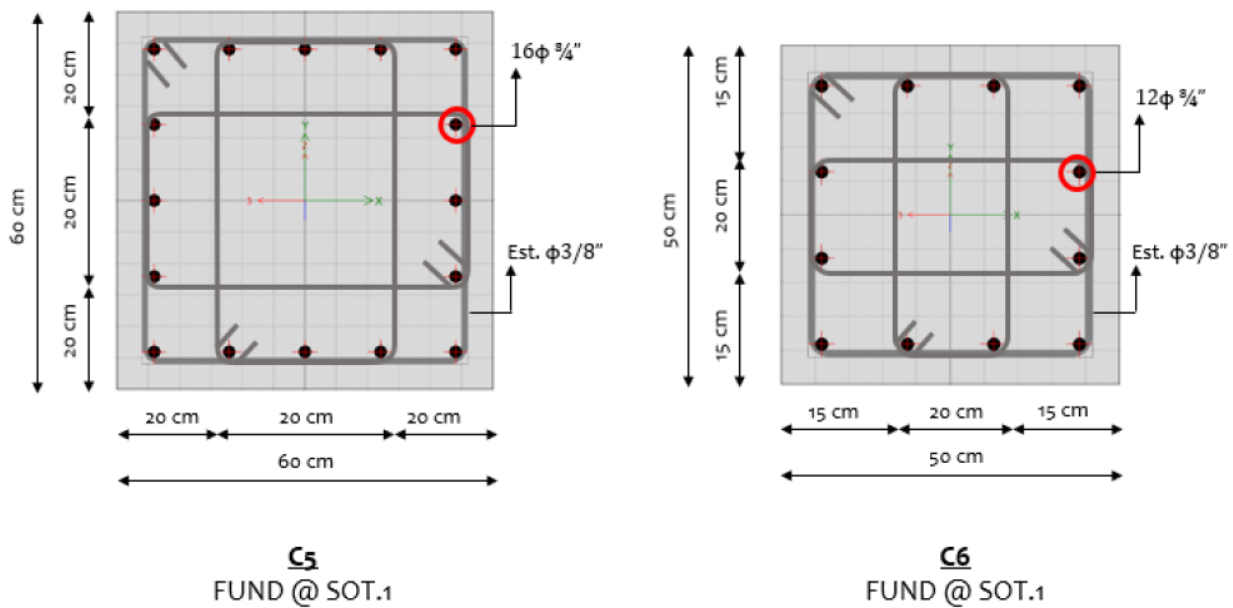


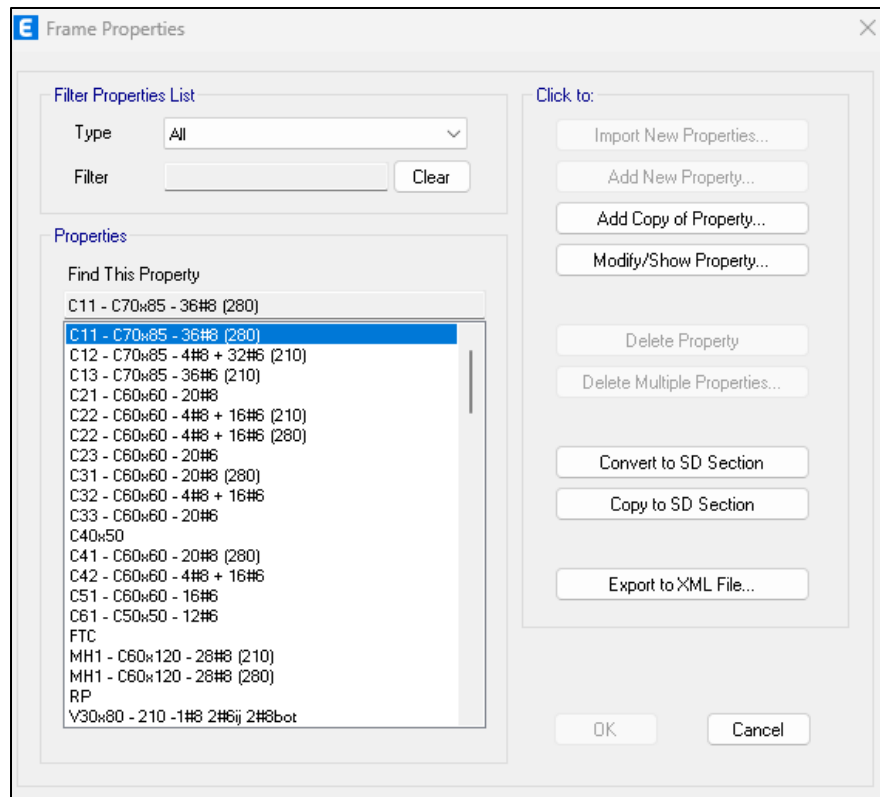
Figura 26. Sección de Columna C3
Fuente: Planos de Levantamiento Estructural



*Figura 27. Sección de Columna C4
Fuente: Planos de Levantamiento Estructural*



*Figura 28. Sección de columnas C5 & C6
Fuente: Planos de Levantamiento Estructural*



*Figura 29. Secciones de columnas
Fuente: Planos de Levantamiento Estructural*

Secciones de Muro

Las secciones de muros estructurales de la edificación son los indicados desde la Figura 30 hasta la Figura 35.

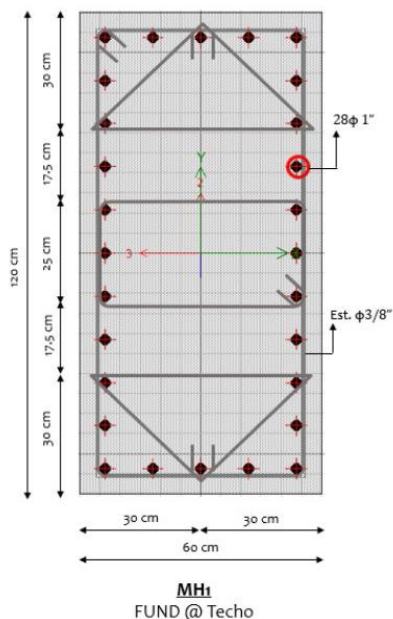


Figura 30. Sección de muro MH1
Fuente: Planos de Levantamiento Estructural

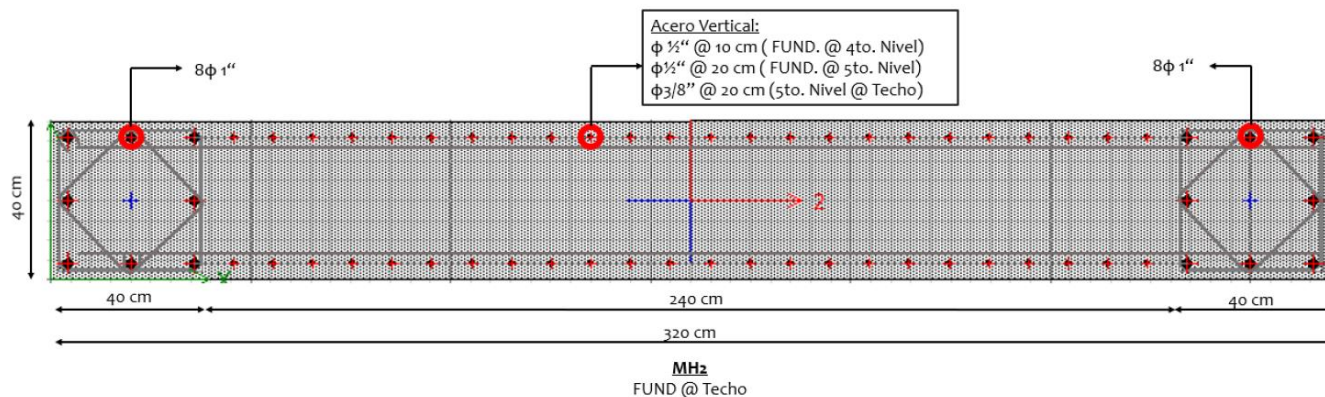


Figura 31. Sección de muro MH2
Fuente: Planos de Levantamiento Estructural

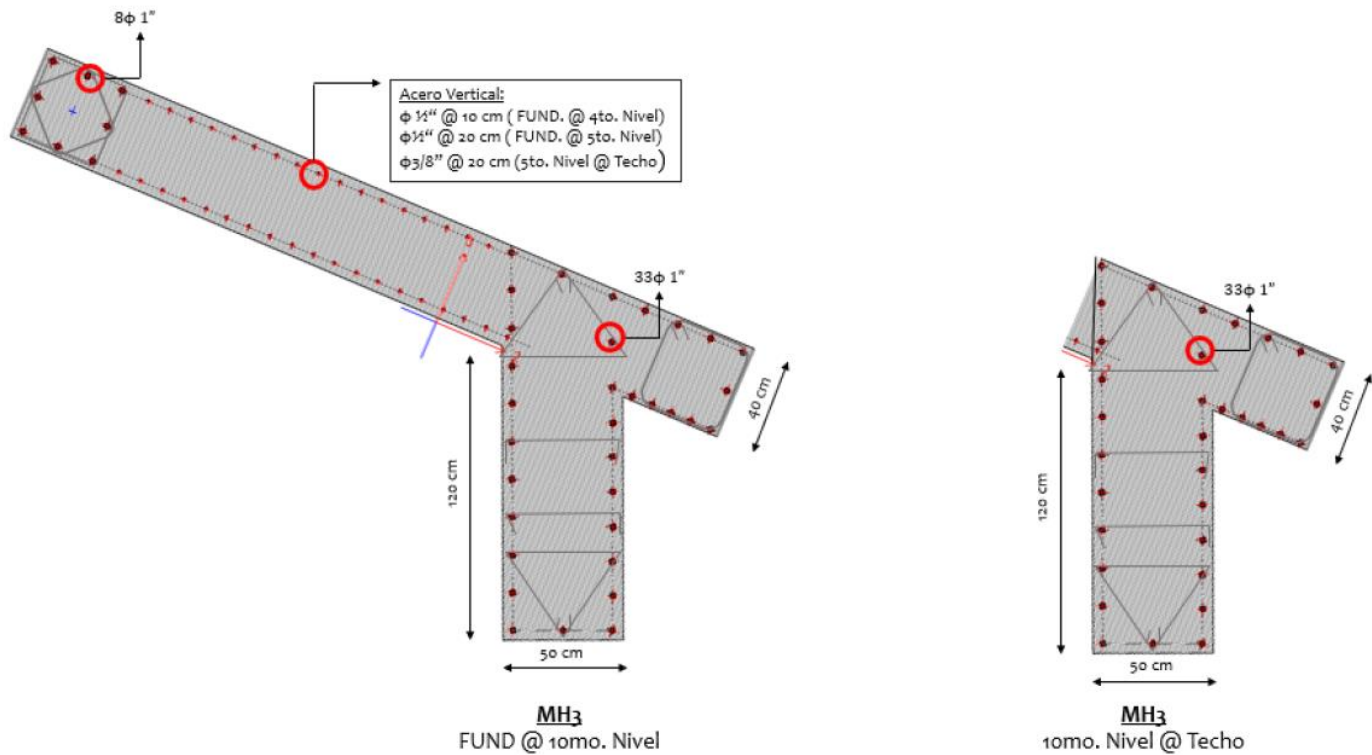


Figura 32. Sección de muro MH3
 Fuente: Planos de Levantamiento Estructural

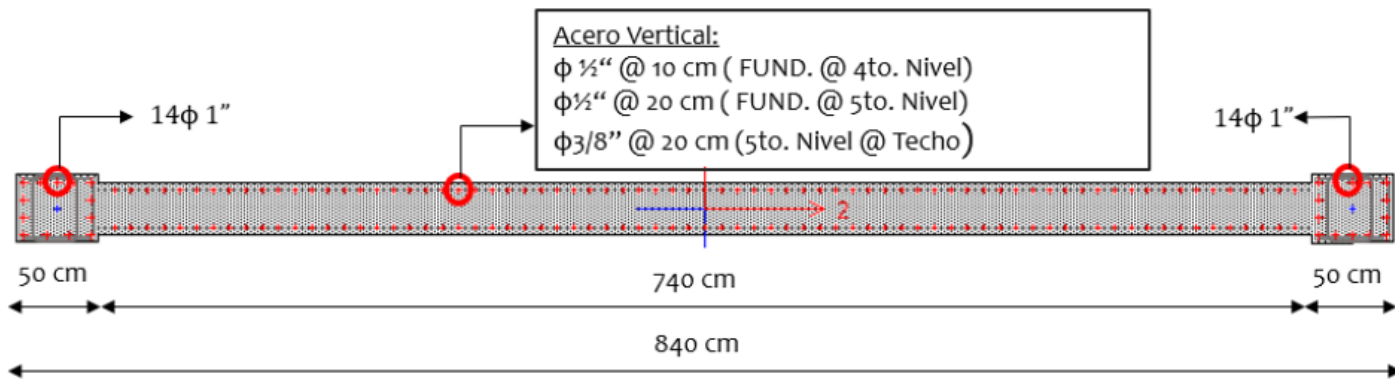
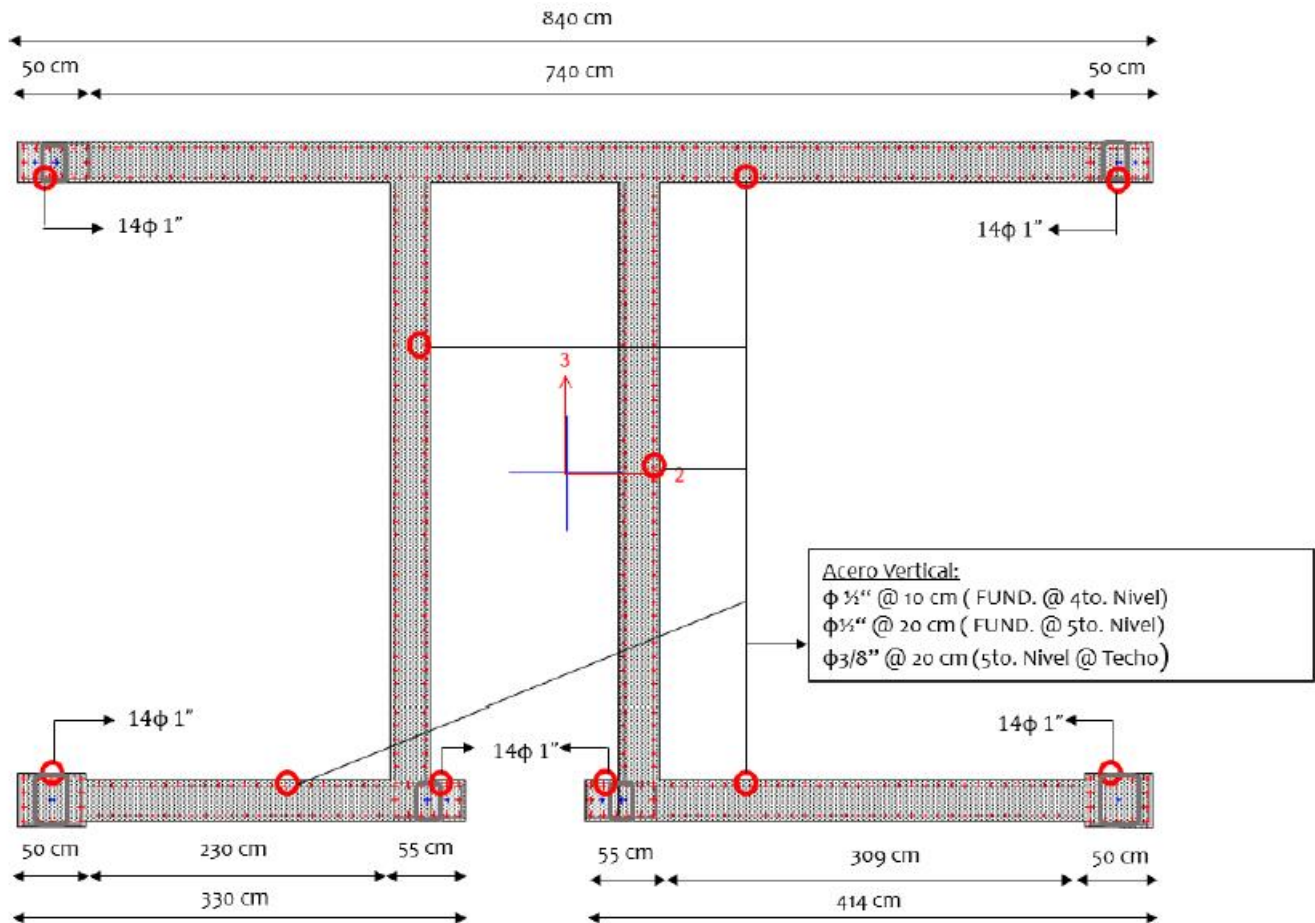
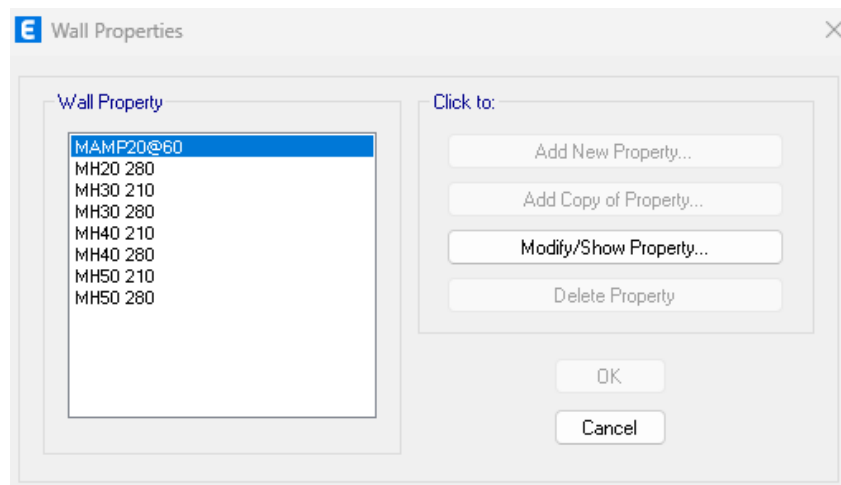


Figura 33. Sección Muro núcleo Escalera
 Fuente: Planos de Levantamiento Estructural



*Figura 34. Sección de muros núcleo de ascensores
Fuente: Planos de Levantamiento Estructural*



*Figura 35. Secciones de muro
Fuente: Modelo de análisis estructural*

Cargas Usadas

Carga Muerta

Peso propio de elementos estructurales

La carga muerta corresponde a las sobrecargas colocadas sobre las losas de techo y de entpiso. El peso propio de los elementos estructurales no se incluye debido a que el software utilizado para el análisis realiza este cómputo de forma automática.

Sobrecarga en Losas

El estimado de la sobrecarga usada en el análisis se muestra en la Figura 36. Es importante mencionar que la sobrecarga usada para el caso de los balcones y en las escaleras fue de 100 kg/m² y 175 kg/m², que son los valores mínimos requeridos en los Artículos 51 y 53 del R-033, respectivamente.

$\gamma_h := 2.4 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3}$	Peso específico hormigón armado		
$\gamma_{hs} := 2 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3}$	Peso específico hormigón simple		
$\gamma_m := 2 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3}$	Peso específico mosaico (porcelanato)		
$\gamma_{mor} := 1.8 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3}$	Peso específico mortero		
$w_{inst} := 0.05 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$	Peso de instalaciones		
$w_{pand} := 0.1 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$	Peso de panderetas (Art. 51 R-033)		
$w_{fi} := 0.05 \text{ m} \cdot \gamma_{hs} = 0.1 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$	Peso de fino e impermeabilizante	$w_{techo} := w_{fi} + w_{pand} + w_{inst} = 0.168 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$	Sobrecarga en Techo
$w_{pañ} := 0.01 \text{ m} \cdot \gamma_{mor} = 0.018 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$	Peso de pañete	$w_{piso} := w_{mos} + w_{pañ} + w_{mor} + w_{inst} + w_{pand} = 0.243 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$	Sobrecarga en piso
$w_{mos} := 0.015 \text{ m} \cdot \gamma_m = 0.03 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$	Peso de mosaico	$w_{bal} := w_{mos} + w_{pañ} + w_{mor} = 0.093 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$	Sobrecarga en balcón
$w_{mor} := 0.025 \text{ m} \cdot \gamma_{mor} = 0.045 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$	Peso de mortero	$w_{par} := w_{mosp} + w_{morp} = 0.205 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$	Sobrecarga en parqueo
$w_{morp} := 0.075 \text{ m} \cdot \gamma_{mor} = 0.135 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$	Peso de mortero en parqueo	$w_{esc} := w_{mos} + w_{pañ} + w_{mor} = 0.093 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$	Sobrecarga en escalera
$w_{mosp} := 0.035 \text{ m} \cdot \gamma_m = 0.07 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$	Peso de mosaico en parqueo		

Figura 36. Análisis de carga muerta sobreimpuesta
Fuente: Memoria de Análisis de Vulnerabilidad estructura original

Muros perimetrales en mampostería

Los muros de mampostería ubicados en el perímetro de la estructura y en el techo, fueron considerados como cargas distribuidas. El cómputo de dicha carga se muestra en la Figura 37.

$H_{ant} := 1.0 \text{ m}$	Altura antepecho
$H_{muro} := 3.2 \text{ m}$	Altura muro
$e_{muro} := 0.15 \text{ m}$	Espesor muro mampostería
$\gamma_{mamp} := 1.8 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3}$	Peso específico mampostería
$w_{muro} := (\gamma_{mamp} \cdot e_{muro} + w_{pañ}) \cdot H_{muro} = 0.922 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$	Peso muro mampostería de cierre
$w_{ant} := (\gamma_{mamp} \cdot e_{muro} + w_{pañ}) \cdot H_{ant} = 0.288 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$	Peso muro mampostería en perímetro balcón

Figura 37. Peso propio muro de mampostería
Fuente: Memoria de Análisis de Vulnerabilidad estructura original

Muros Cortina

Los muros cortinas (muros en cristal) ubicados en el perímetro de la estructura, fueron considerados en el modelo como una carga distribuida. Para estimar la carga, se tomó como peso específico del muro un valor de 55 kgf/m^3 , que es el promedio de los valores sugeridos por Molina⁵. Como espesor del muro se tomó un valor de 10 cm. El cómputo de la carga se presenta en la Figura 38.

⁵ Aran Molina, Y. (2011). Fachadas Ligeras: Muros Cortina. Valencia: Universidad Politécnica de Valencia (UPV)

$H_{\text{piso}} := 4.0 \text{ m}$	Altura muro
$e_{\text{muro}} := 0.10 \text{ m}$	Espesor muro cortina
$\gamma_{\text{cort}} := 55 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$	Peso específico mampostería
$w_{\text{muroc}} := (\gamma_{\text{cort}} \cdot e_{\text{muro}}) \cdot H_{\text{piso}} = 0.022 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$	Peso muro cortina

Figura 38. Peso propio de muro cortina

Fuente: Memoria de Análisis de Vulnerabilidad estructura original

Carga Viva

La carga viva se tomó para un uso de oficinas según se establece en la Tabla A-2 del R-001. Los valores usados en la evaluación se resumen en la Tabla 2.

Ubicación	Carga (Kg/m2)	Coefficiente Φ_i
Pasillos y escaleras	500	0.20
Oficinas	250	0.20
Parqueos	400	0.25
Almacén	400	0.25

Tabla 2. Cargas vivas usadas en el análisis

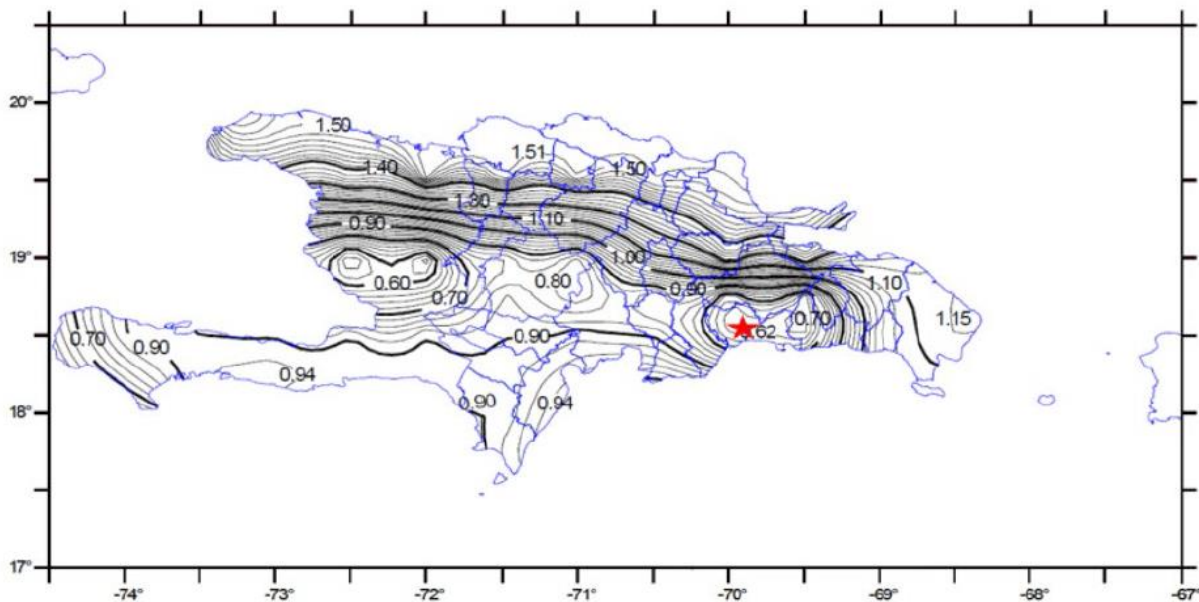
Carga Sísmica

En el cálculo del espectro de diseño elástico, los valores de las aceleraciones espectrales S_s y S_1 se obtuvieron de los mapas 6 y 7 respectivamente del reglamento R-001. El valor de S_s fue de 0.65g (Figura 39), mientras que S_1 resultó en 0.25g (Figura 40). Los coeficientes de sitio para un suelo tipo "C" según el estudio de suelos provisto fueron de $F_a = 1.15$ Tabla 3 y $F_v = 1.55$ Tabla 4.

Los espectros de diseño tanto para la dirección X como la dirección Y, se muestran en la Figura 41 y la Figura 42, respectivamente. Se puede apreciar en ambas figuras el resumen de los parámetros utilizados para determinar dichos espectros. Es importante mencionar que, en ambas direcciones, inicialmente se tomó un valor $R_d = 4.5$, correspondiente a un sistema estructural de pórticos intermedios. Dicho valor fue ajustado, tomando en consideración un factor de reducción de 0.70 debido a que parte

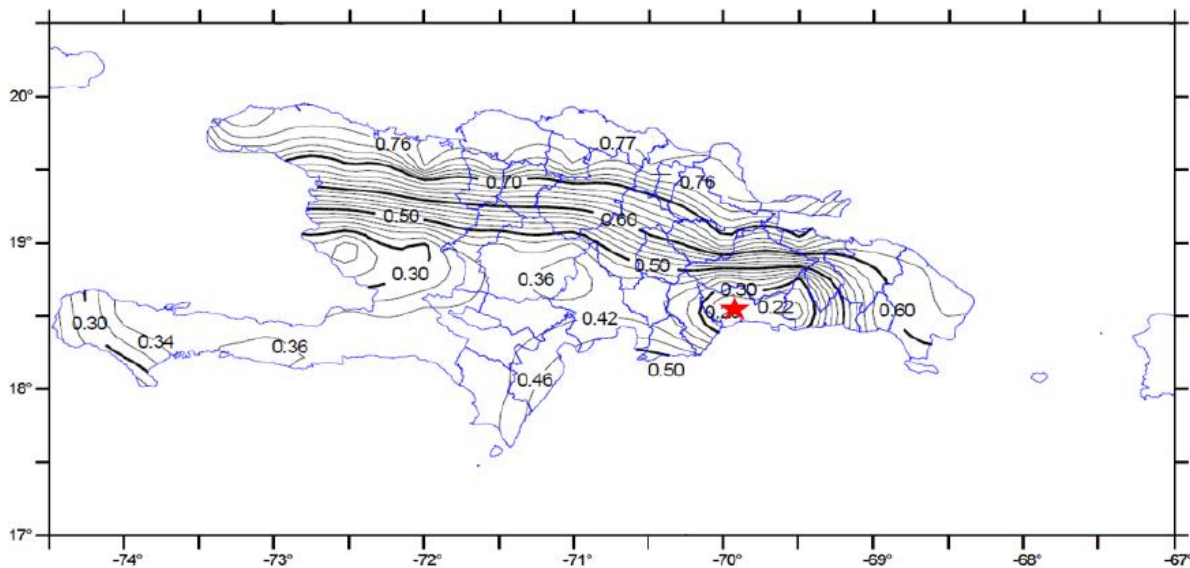
de los pórticos del sistema no son ortogonales (Artículo 38(d)), resultando en un valor $R_d = 3.15$.

Mapa N°6. - Mapa de isoaceleraciones espectrales S_s para un 2% de Probabilidad de ser excedida en 50 años



*Figura 39. Mapa de isoaceleraciones espectrales S_s para un 2% en 50 años.
Fuente: Reglamento R-001*

Mapa N°7. - Mapa de isoaceleraciones espectrales S_1 para un 2% de Probabilidad de ser excedida en 50 años



*Figura 40. Mapa de isoaceleraciones espectrales S_1 para un 2% en 50 años
Fuente: Reglamento R-001*

Clase de sitio	Aceleración Espectral de referencia para periodos cortos (S_s) ^a						
	$S_s = 0.30$	$S_s = 0.40$	$S_s = 0.50$	$S_s = 0.60$	$S_s = 0.70$	$S_s = 0.80$	$S_s \geq 0.90$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.2	1.2
E	2.3	2.0	1.7	1.5	1.3	1.1	1.0
F	nota b	nota b	nota b	nota b	nota b	nota b	nota b

Tabla 3. Valor de Factor de sitio F_a .

Clase de sitio	Aceleración Espectral de referencia para periodos largos (S_1) ^a			
	$S_1 = 0.20$	$S_1 = 0.30$	$S_1 = 0.40$	$S_1 \geq 0.50$
A	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.2	2.8	2.4	2.4
F	nota b	nota b	nota b	nota b

Tabla 4. Valor de Factor de sitio F_v .

Espectro Sísmico Reglamento R-001

$S_s = 0.65$ Aceleración Período Corto (Mapa No. 6, 2% en 50 años)

$S_1 = 0.25$ Aceleración Período Largo (Mapa No. 7, 2% en 50 años)

$F_a = 1.15$ (Tabla 4)

$F_v = 1.55$ (Tabla 5)

$U = 1.5$ (Tabla 7)

$R_0 = 3.15$ (Tabla 8)

$S_{DS} = 0.4983$

$$S_{DS} = 2/3 F_a \cdot S_s$$

$S_{D1} = 0.2583$

$$S_{D1} = 2/3 F_v \cdot S_1$$

$T_0 = 0.1037$ seg

$$T_0 = 0.2 \cdot \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

$T_1 = 0.5184$ seg

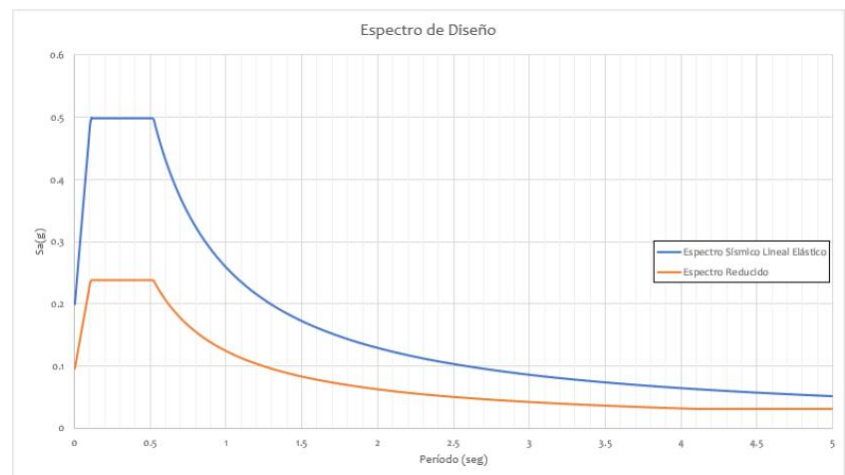


Figura 41. Resumen de parámetros sísmicos y espectro de respuesta en la dirección X
Fuente: Memoria de Análisis de Vulnerabilidad estructural original

Espectro Sísmico Reglamento R-001

S_s = 0.65 Aceleración Período Corto (Mapa No. 6, 2% en 50 años)S₁ = 0.25 Aceleración Período Largo (Mapa No. 7, 2% en 50 años)F_a = 1.15 (Tabla 4)F_v = 1.55 (Tabla 5)

U = 1.5 (Tabla 7)

R_d = 3.15 (Tabla 8)S_{DS} = 0.4983S_{D1} = 0.2583T₀ = 0.1037 segT₁ = 0.5184 seg

$$S_{DS} = 2/3 F_a \cdot S_s$$

$$S_{D1} = 2/3 F_v \cdot S_1$$

$$T_0 = 0.2 \cdot \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

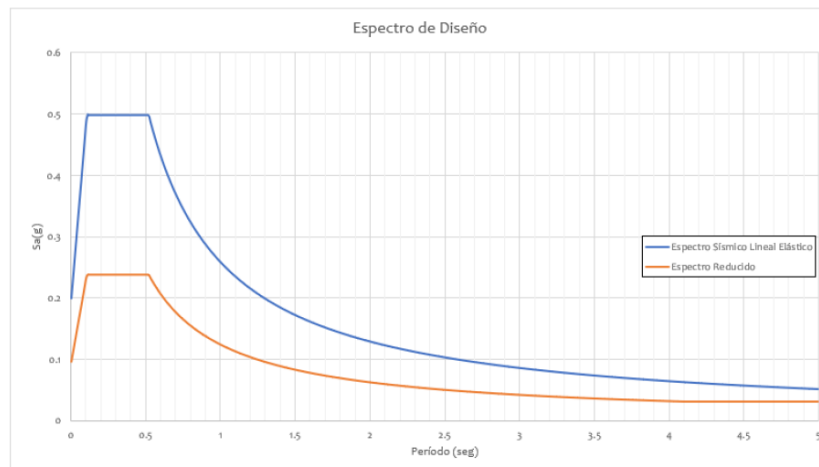


Figura 42. Resumen de parámetros sísmicos y espectro de respuesta en la dirección Y
Fuente: Memoria de Análisis de Vulnerabilidad estructura original

Combinaciones de Carga

Carga Ultima

Las combinaciones de cargas utilizadas para la verificación de los elementos estructurales fueron las indicadas en el apéndice C del reglamento R-001. Las mismas fueron las siguientes:

- 1) 1.4D
- 2) 1.2D + 1.6L+0.5Lr
- 3) 1.2D + 1.6Lr + L
- 4) 1.2D + 1.0E + L
- 5) 0.9D + 1.0E

Donde:

D = Acción de la carga muerta

L = Acción de la carga viva

E = Acción Sísmica

LR = Acción de la carga viva de techo.

La acción sísmica E, se determinó según se indica:

Para la combinación (4), E se definió como: $E = EH + EV$

Para la combinación (5), E se definió como: $E = EH - EV$

La carga E_v se calculó según el Artículo 65 del reglamento R-001, de la manera siguiente:

$$E_v = (0.3SDS) D$$

Donde:

$$SDS = 0.4983 \text{ (Figura 41)}$$

$$E_v = 0.3(0.4983) (D) = 0.1495D$$

Sustituyendo E_v en la ecuación de E , se obtienen las siguientes combinaciones:

$$\begin{aligned} \text{Comb1} &= 1.4D \\ \text{Comb2} &= 1.2D+1.6L+0.5L_r \\ \text{Comb3} &= 1.2D+1.6L_r+L \\ \text{Comb4.1} &= 1.3495D+S_x+L \\ \text{Comb4.2} &= 1.3495D+S_y+L \\ \text{Comb5.1} &= 0.7505D+S_x \\ \text{Comb5.2} &= 0.7505D+S_y \end{aligned}$$

Para las fuerzas de sismo, se consideró lo establecido en el Artículo 25 del Reglamento R-001, que establece que se debe analizar la estructura aplicando 100% de la carga sísmica en una dirección y 30% en la dirección ortogonal. También se consideró el efecto reversible de la carga sísmica ya que el software ETABS, aplica las cargas sísmicas actuando tanto en sentido positivo como negativo.

Modelo Estructural

Modelo elementos Estructurales

El modelo estructural se realizó en la herramienta ETABS. El mismo se muestra en la Figura 51. En dicho modelo, se usaron las secciones de los elementos estructurales indicadas en la sección 7. Tanto las columnas, como las vigas se modelaron como “frame element”. Los muros y las losas se modelaron como elementos “Shell-thin”, las losas que se encontraban en condición de voladizos, y las losas que contaban con apoyos en todos sus lados, como “membrana”.

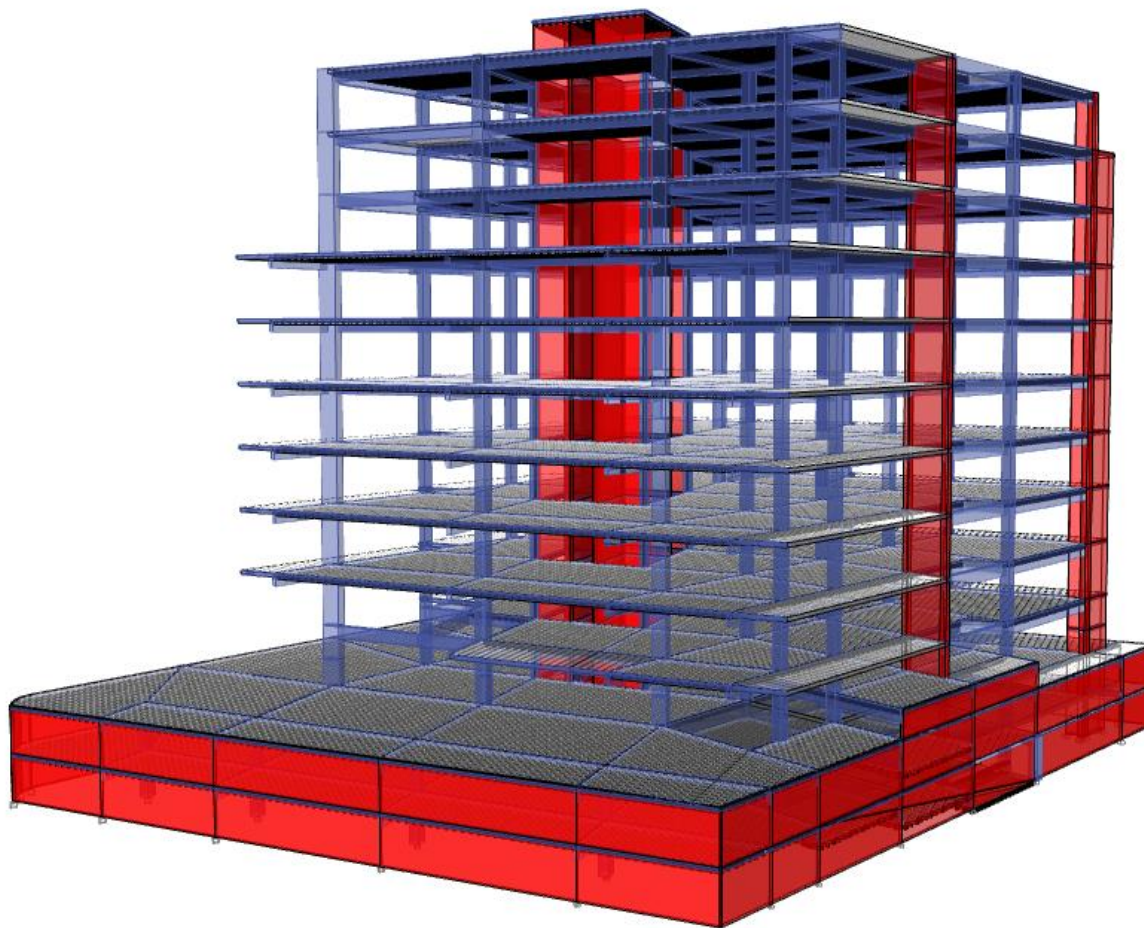


Figura 43. Modelo Estructural
Fuente: Elaboración Propia

En el modelo de los elementos estructurales se tomó en consideración el efecto de agrietamiento según los valores sugeridos en el Artículo 30 del R-001. Dichos valores fueron los siguientes:

- | | |
|-----------------------------------|--------|
| • Columnas | 0.8 lg |
| • Muros de hormigón armado | 0.8 lg |
| • Muros de mampostería | 0.6 lg |
| • Vigas sin incluir efecto viga T | 0.6 lg |
| • Losas | 1.0 lg |

Asignación de Cargas en el modelo

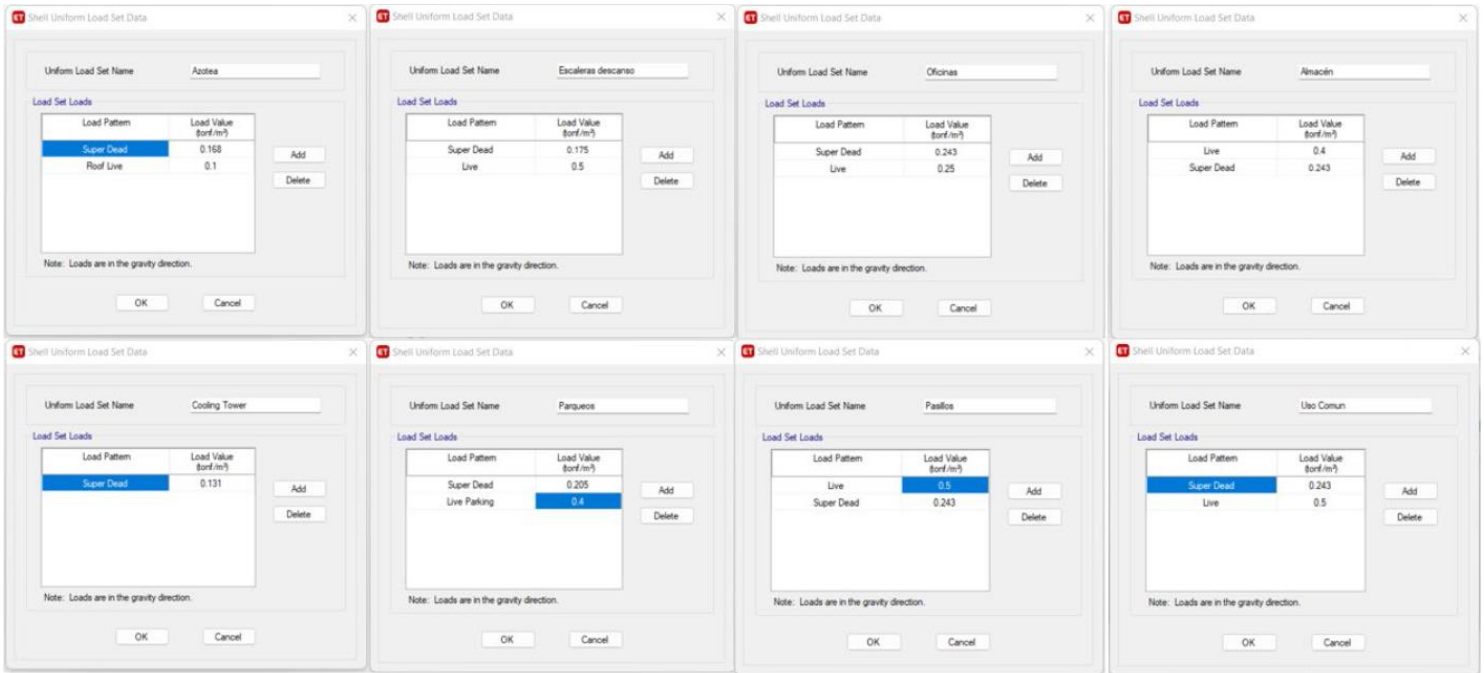


Figura 44. Shell Uniform Load Sets en el modelo de análisis
Fuente: Memoria de Análisis de Vulnerabilidad estructural original

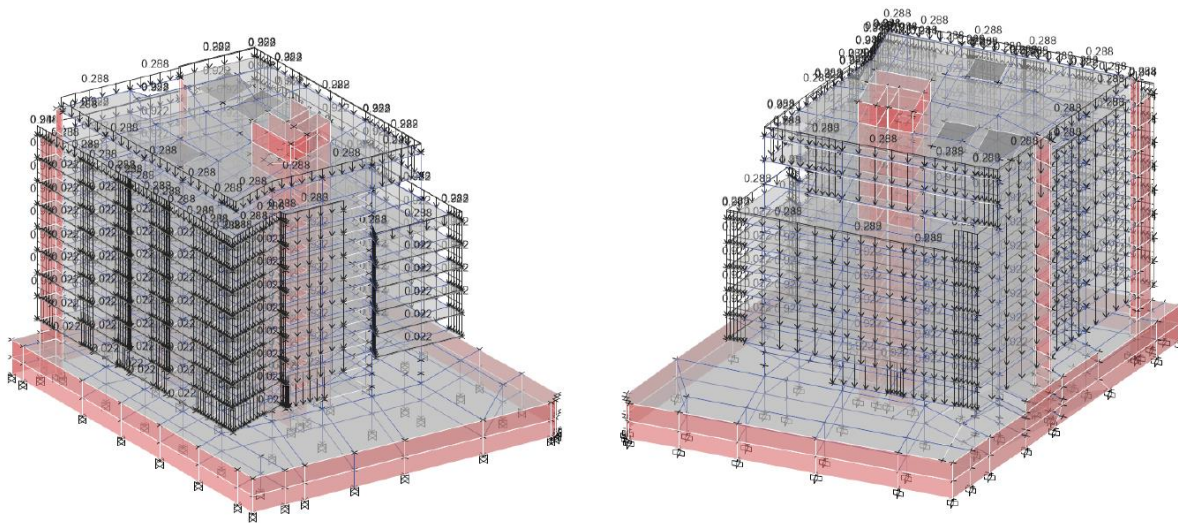


Figura 45. Asignación de cargas de mampostería y muros cortina en fachadas
Fuente: Memoria de Análisis de Vulnerabilidad estructural original

Carga sísmica

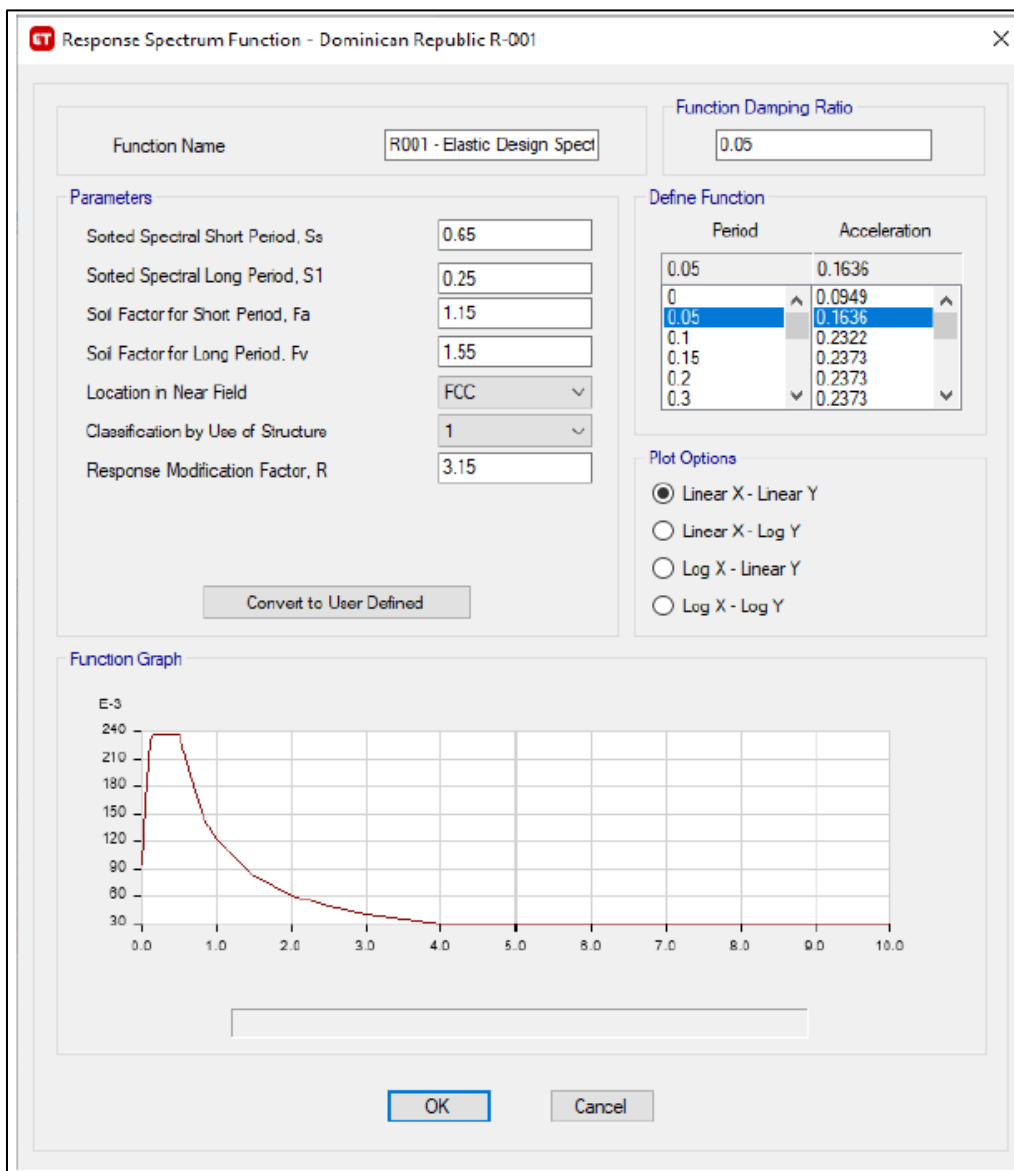


Figura 46. Espectro de diseño aplicado al modelo
Fuente: Memoria de Análisis de Vulnerabilidad estructural original

Definición de Masa Sísmica

La masa sísmica usada en el análisis se definió según lo establece el Artículo 41 del R-001 como se muestra en la Figura 71.

Mass Source Name: MSrc1

Mass Source

- Element Self Mass
- Additional Mass
- Specified Load Patterns
- Adjust Diaphragm Lateral Mass to Move Mass Centroid by:
 - This Ratio of Diaphragm Width in X Direction:
 - This Ratio of Diaphragm Width in Y Direction:

Mass Multipliers for Load Patterns

Load Pattern	Multiplier
Live Almacén	0.25
Dead	1
Super Dead	1
Roof Live	0.1
Live	0.2
Live Parking	0.25
Live Almacén	0.25

Mass Options

- Include Lateral Mass
- Include Vertical Mass
- Lump Lateral Mass at Story Levels

Buttons: OK, Cancel

Figura 47. Definición de masa sísmica
Fuente: Memoria de Análisis de Vulnerabilidad estructura original

Conclusión evaluación configuración estructural actual

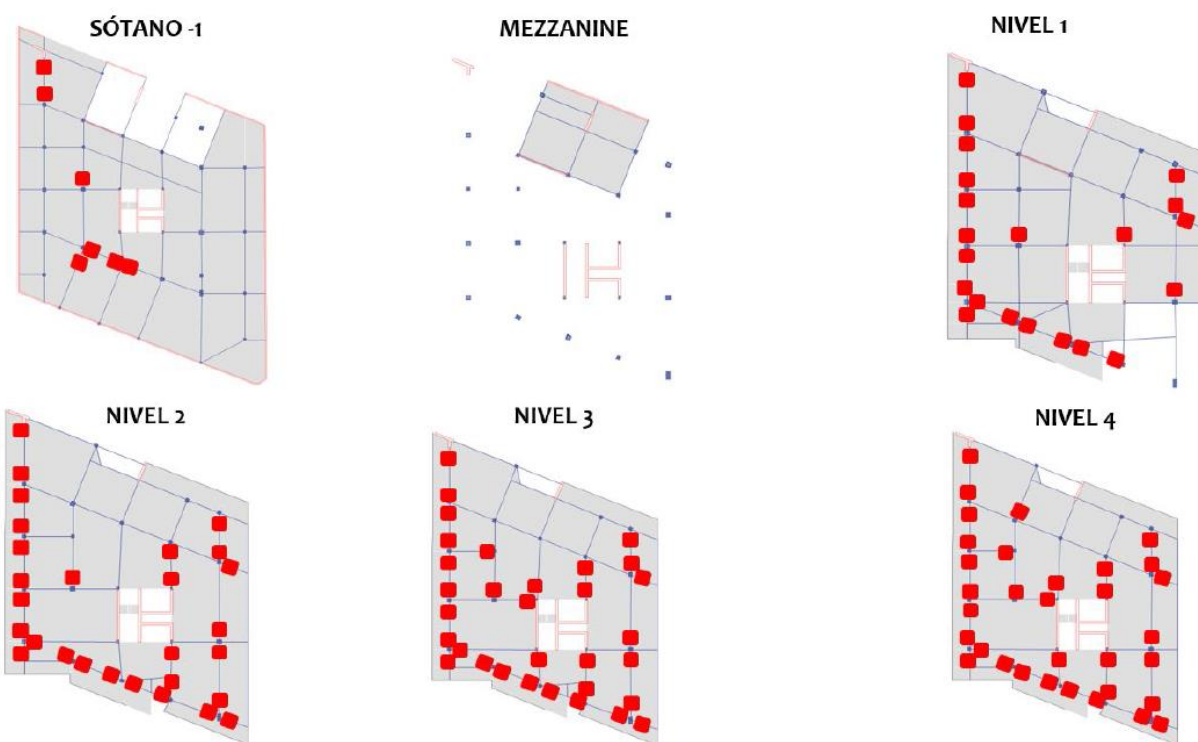
Posterior al análisis de la edificación se muestra el resumen de los hallazgos obtenidos en la evaluación del sistema estructural existente bajo la Normativa de la Republica Dominicana.

Ítem	Descripción	Artículo de Referencia (R-001)	Observación
1	Elementos estructurales ortogonales	24	No Cumple, Rd penalizado 70%
2	Cortante basal Dinámico \geq al 65% del Estático	67	Cumple
3	Modelo estructural con un 90% de participación de la masa del edificio	68	Cumple
4	Irregularidad torsional	38(a)	No Cumple. Se consideró el efecto mediante amplificación de momentos torsionales según criterio ASCE7-16
5	Piso suave	38(b)	Cumple
6	Presencia de esquina reentrante	38(e)	Cumple
7	Deriva entrepiso de 0.008h	72	No Cumple. Se verificó con límite según Artículo 74
8	Deriva entrepiso de 0.016 h	74	Cumple
9	Elementos estructurales distribuidos en toda el área del edificio	78	Cumple
10	Elementos estructurales se mantienen en toda la altura del edificio	80	Cumple
11	Elementos del sistema sismorresistente inician desde las fundaciones	81	Cumple
12	La estructura presenta al menos tres líneas de resistencia en ambas direcciones	87	Cumple

*Tabla 5. Resumen de evaluación del sistema estructural existente
Fuente: Memoria de Análisis de Vulnerabilidad estructura original*

Al evaluar los elementos estructurales de la edificación para las nuevas solicitaciones, bajo los parámetros propios de un análisis convencional se identificó que los siguientes elementos deben ser reforzados:

- 285 extremos de vigas



*Figura 48. Ubicaciones de vigas a reforzar en los niveles Sot - 1 al 4to
Fuente: Modelo Estructural – análisis convencional*

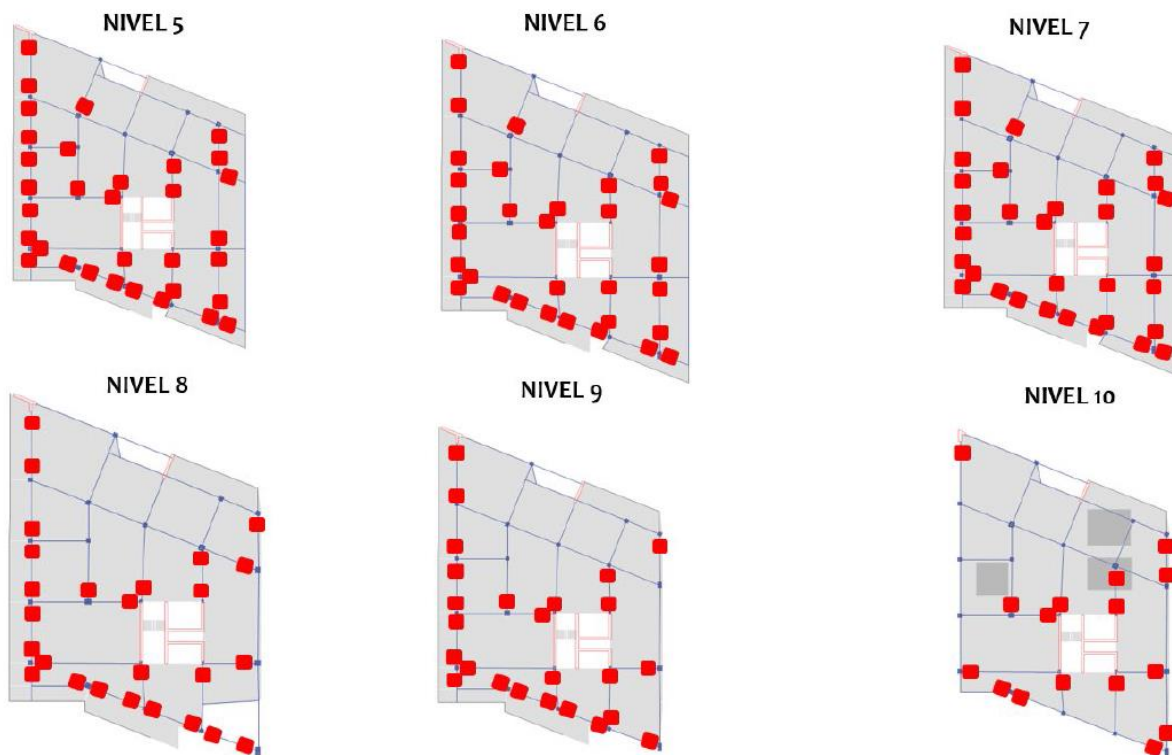


Figura 49. Ubicaciones de vigas a reforzar en los niveles 5 al 10
Fuente: Modelo Estructural – análisis convencional

- 36 columnas

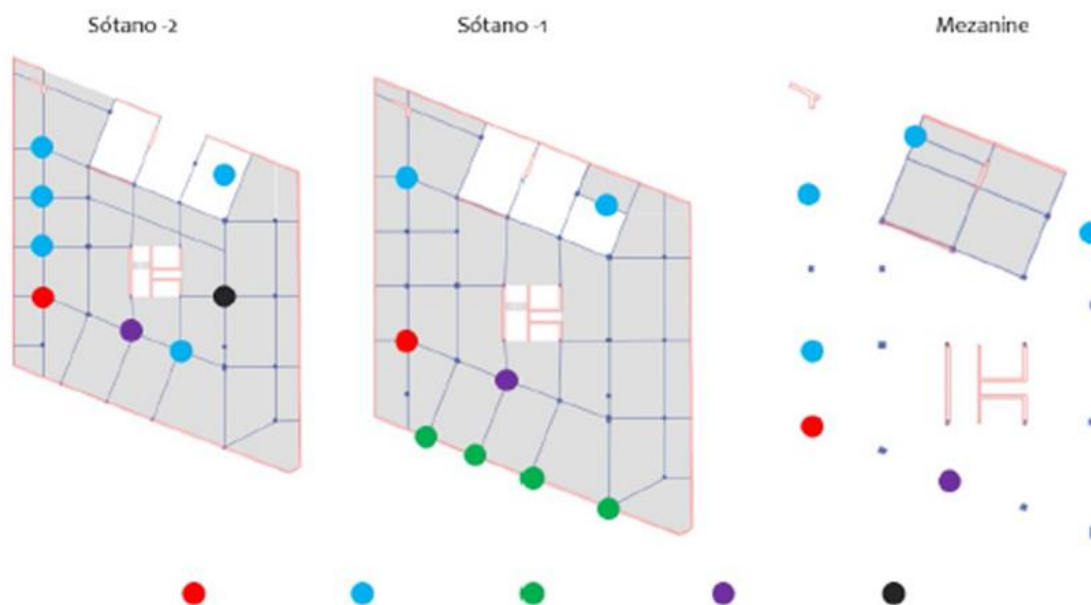
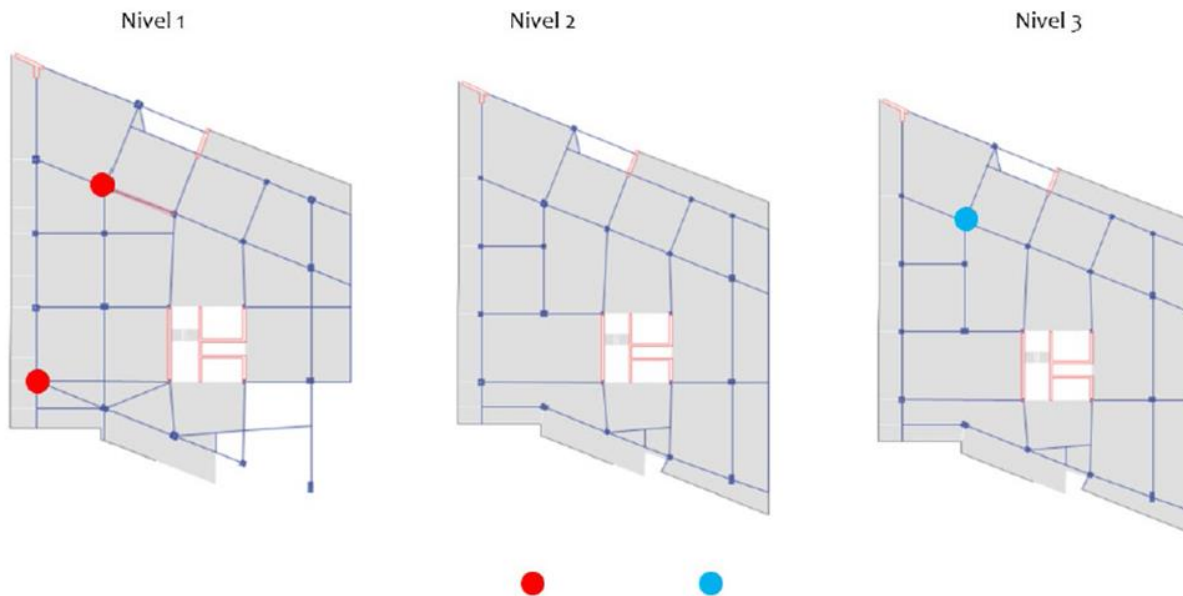
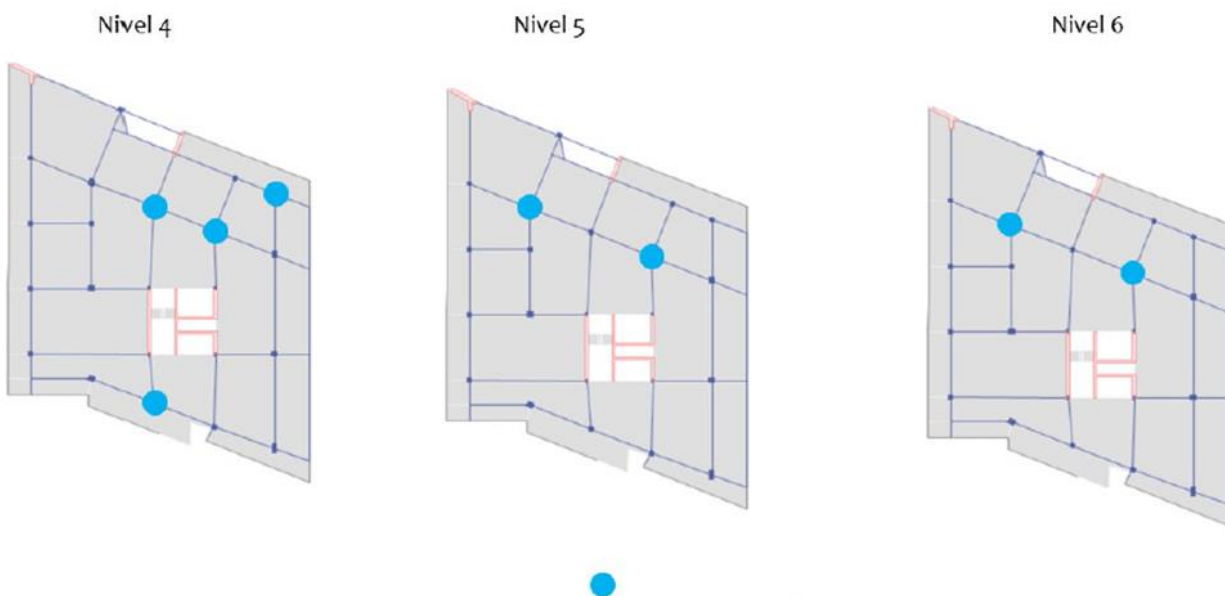


Figura 50. Ubicaciones de columnas a reforzar en los niveles Sot - Mezanine
Fuente: Modelo Estructural – análisis convencional



*Figura 51. Ubicaciones de columnas a reforzar en los niveles 1 a 3
Fuente: Modelo Estructural – análisis convencional*

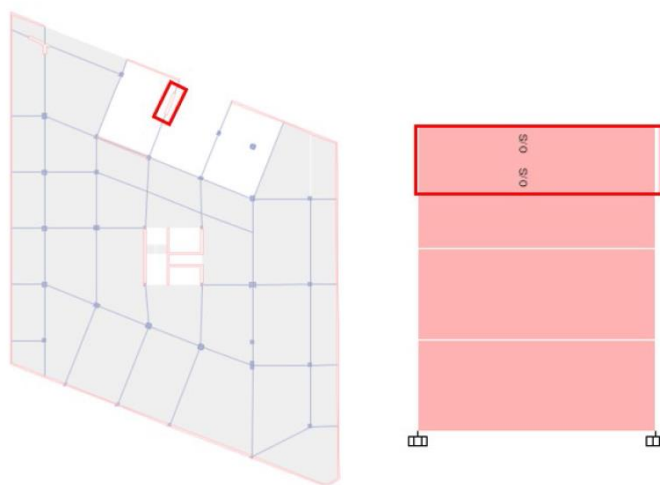


*Figura 52. Ubicaciones de columnas a reforzar en los niveles 4 a 6
Fuente: Modelo Estructural – análisis convencional*

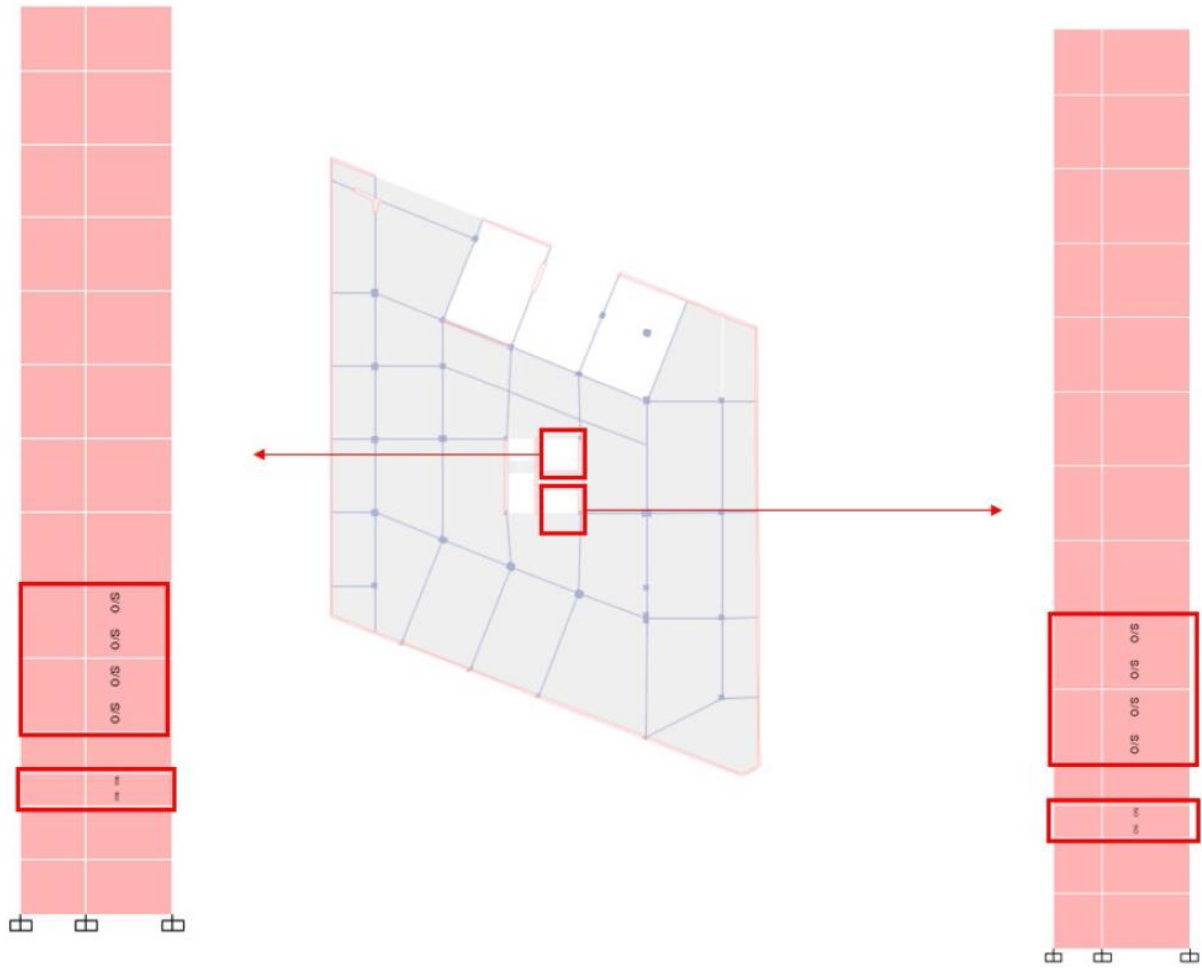


*Figura 53. Ubicaciones de columnas a reforzar en los niveles 7 a 9
Fuente: Modelo Estructural – análisis convencional*

- 3 muros



*Figura 54. Ubicación de muro M2, a reforzar - falla por cortante
Fuente: Modelo Estructural – análisis convencional*



*Figura 55. Ubicación de muros MET y MEB, a reforzar - falla por cortante
Fuente: Modelo Estructural – análisis convencional*

Modelación y Análisis no lineal – Time History

Aspectos Generales

En el marco de la presente investigación, se aplicó el software ETABS 21®, un avanzado sistema de análisis y diseño estructural basado en la metodología de elementos finitos. Esta elección metodológica se realizó con el objetivo de llevar a cabo un análisis no lineal exhaustivo de estructuras de concreto armado. Dicho análisis se alinea con los protocolos establecidos en el FEMA 356, ASCE 7 – 22 y ASCE 41-17, referentes normativos para el análisis dinámico no lineal de estructuras sometidas a cargas sísmicas.

En el proceso de análisis, se configuraron y generaron diversos casos de estudio, cada uno basado en las señales específicas registradas durante distintos eventos sísmicos espectro compatibles con las condiciones de sitio. Esta aproximación permite una modelización más precisa y representativa de las condiciones reales a las que las estructuras podrían estar expuestas en un contexto sísmico. Un componente crucial del análisis involucró la generación de rótulas plásticas en elementos estructurales clave, como vigas, columnas y muros. La formación de estas rótulas plásticas es una representación del comportamiento inelástico de la estructura bajo cargas sísmicas. Al modelar estas rótulas, se puede evaluar más efectivamente el nivel de desempeño de la estructura, en términos de su capacidad para absorber y disipar energía durante eventos sísmicos, manteniendo al mismo tiempo la integridad estructural y la seguridad de los ocupantes.

La adopción de este enfoque permite una evaluación detallada del comportamiento estructural en condiciones extremas, facilitando así la identificación de posibles deficiencias y la implementación de estrategias de diseño y refuerzo más efectivas para mejorar la resiliencia sísmica de las edificaciones de concreto armado.

Registros Sísmicos

Se realiza el proceso de corrección y ajuste de señales sísmicas en el software ETABS 21®, para hacer espectro compatibles 11 pares de registros sísmicos de acuerdo con ASCE 7 - 22, capítulo 16, con las condiciones de sitio del proyecto específico.

Se pueden resumir en varios pasos clave:

1. Selección de 11 pares de registros Sísmicos (Componentes Horizontales), en la base de datos del PEER Ground Motion Database, estos registros deben ser representativos de los movimientos del suelo que podrían afectar al sitio en cuestión, basándose más específicamente en la desagregación sísmica, estudios de amenaza de la región o sitio donde se encuentra ubicado el proyecto.

Se presentan resultados de los estudios de amenaza y desagregación sísmica regional en Santo Domingo, como soporte para el proyecto de la investigación.



Figura 56. Modelo #2 Fuentes de subducción

Fuente: Análisis de las fuentes sísmicas y evaluación de la amenaza sísmica regional del gran Santo Domingo - BRGM/RP-65305-FR

	Id.	Nombre	Surf. (km ²)	M _{min}	M _{max}	σM _{max}	Prof (km)	b-value	β	σβ/β	λ(M _{min})	σλ(M _{min})	λ(M _{min}) para 10 ⁶ km ²
DOMINIOS SISMOTECTONICOS ACTIVOS SUPERFICIALES	Z1	Zone_frontale_subduction	27430	5.0	6.5	0.3	10	1.0	2.4	0.1	0.014	0.000	0.5
	Z2	Septentrional_FZ	31610	5.0	7.7	0.3	10	0.9	2.0	0.1	0.302	0.034	9.6
	Z3	Transition_Cordillere_Occidental	37120	5.0	7	0.3	10	1.0	2.3	0.1	0.103	0.019	2.8
	Z4	Transition_Cordillere_Orientale	26040	5.0	7.1	0.3	10	1.2	2.8	0.3	0.085	0.009	3.3
	Z5	Enriquillo_FZ	15970	5.0	7.9	0.3	10	0.8	1.8	0.1	0.123	0.024	7.7
	Z6	Muertos	26910	5.0	7.8	0.3	0 - 40	0.7	1.7	0.1	0.207	0.032	7.7
	Z7	Background_Sud	72560	5.0	7.3	0.3	10	0.9	2.1	0.2	0.073	0.020	1.0
SECTORES DE SUBDUCCION	Z8	Subd_Nord-Hispaniola-Cuba	12920	5.0	8.2	0.3	0-50	1.04	2.4	0.0	0.009	0.000	0.7
	Z9	Subd_Nord_Hispaniola_Ouest	15400	5.0	8.1	0.3	0-50	0.99	2.3	0.1	0.121	0.015	7.9
	Z10	Subd_Nord_Hispaniola_Est	24950	5.0	8.2	0.3	0-40	0.99	2.3	0.1	0.233	0.024	9.3
	Z11	Subd_Slab	31606	5.0	7.8	0.3	40-200	1.17	2.7	0.1	0.514	0.040	16.3

Tabla 6. Parámetros de actividad sísmica del modelo # 2

Fuente: Análisis de las fuentes sísmicas y evaluación de la amenaza sísmica regional del gran Santo Domingo - BRGM/RP-65305-FR

Clasificación del Sitio	Designación	Propiedades Promedio en los Primeros 30m		
		Velocidad Onda de Corte Vs (m/s)	Resistencia Penetración Estándar \bar{N}	Resistencia al corte del Suelo sin drenar Su (Kg/cm ²)
A	Roca Fuerte	Vs > 1,500	N/A	N/A
B	Roca	760 < Vs ≤ 1,500	N/A	N/A
C	Suelo muy Denso y Roca Blanda	360 < Vs ≤ 760	$\bar{N} > 50$	Su ≥ 1.0
D	Suelo Rígido	180 ≤ Vs ≤ 360	15 ≤ \bar{N} ≤ 50	0.5 ≤ Su ≤ 1.0
E	Suelo Blando	Vs < 180	$\bar{N} < 15$	Su < 0.5
E	-	Además, se considerará un suelo tipo E, cualquier capa de suelo con más de 3 m que tenga las siguientes características: 1. Índice de Plasticidad ^(a) PI > 20. 2. Contenido de Humedad ^(a) , w ≥ 40%. 3. Resistencia al Cortante sin drenar ^(a) , Su < 0.2 Kg/cm ²		

Tabla 7. Clasificación de sitio
Fuente: Reglamento Sísmico R-001 RD

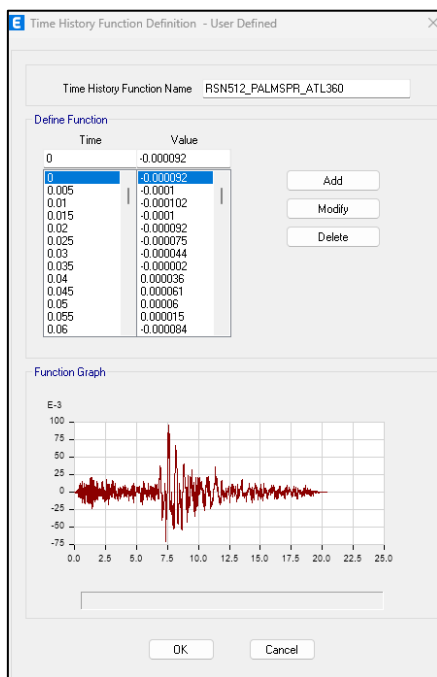
De acuerdo con la información anterior se obtienen los parámetros de búsqueda para adquirir los registros sísmicos adecuados y pertinentes con respecto a las características del suelo, magnitudes y demás parámetros propios del lugar.

Los 11 registros sísmicos obtenidos de dicha búsqueda en el PEER Ground Motion Database, cada uno con dos componentes horizontales, son los siguientes:

- RSN13_KERN - Kern County, 7/21/1952, Pasadena - CIT Athenaeum
- RSN14_KERN_SBA042 - Kern County, 7/21/1952, Santa Barbara Courthouse
- RSN6_IMPAVALL - Imperial Valley-02, 5/19/1940, El Centro Array #9
- RSN512_PALMSPR- N. Palm Springs, 7/8/1986, Anza - Tule Canyon
- RSN512_PALMSPR- N. Palm Springs, 7/8/1986, Anza Fire Station
- RSN657 WHITTIER - Whittier Narrows-01, 10/1/1987, Malibu - Las Flores Canyon

- RSN657 WHITTIER - Whittier Narrows-01, 10/1/1987, Rancho Palos Verdes – Luconia
- RSN742_LOMAP - Loma Prieta, 10/18/1989, Bear Valley #1 Fire Station
- RSN792_LOMAP - Loma Prieta, 10/18/1989, SF - 1295 Shafter
- RSN816_GEORGIA - Georgia USSR, 6/15/1991, Ambralauri
- RSN819_GEORGIA - Georgia USSR, 6/15/1991, Oni

2. Cargar los registros al ETABS 21®: Inicialmente, se seleccionan 11 pares de registros sísmicos relevantes para el proyecto.



*Figura 57. Registro original en ETABS 21®
Fuente: Propia*

3. Procesamiento y Corrección en ETABS 21®:

Utilizando ETABS 21®, El registro sísmico para análisis dinámicos no lineales de estructuras generalmente se define en términos de series de tiempo de aceleración (función de tiempo- historia) cuyos espectros de respuesta son compatibles con un espectro de respuesta objetivo especificado. Se han desarrollado métodos para que una serie de tiempo de referencia sea espectro compatible con un espectro de diseño objetivo. Dos de los métodos más utilizados, es el Método de Dominio de Frecuencia y el Método de Dominio de Tiempo, ambos disponibles en ETABS.

El método del dominio del tiempo generalmente se considera que tiene un enfoque mejor para la compatibilidad espectral, puesto que este método ajusta las funciones tiempo – historia de aceleración en el dominio del tiempo mediante la adición de Wavelets. Un wavelet es una función matemática que define una forma de onda de duración efectivamente limitada que tiene un promedio cero. La amplitud del wavelet típicamente comienza en cero, aumenta y luego disminuye de nuevo a cero. Aunque el procedimiento de macheo o compatibilidad espectral del dominio del tiempo es generalmente más complicado que el enfoque del dominio de frecuencia tiene buenas propiedades de convergencia y en la mayoría de los casos preserva el carácter no estacionario de la serie de tiempo de referencia.

El método del dominio del tiempo fue introducido por primera vez por Lilhanand y Tseng (1987, 1988). Lilhanand propuso un algoritmo que utiliza funciones de wavelet de impulso de reserva para modificar las historias de tiempo iniciales de tal manera que

su espectro de respuesta sea compatible con un espectro objetivo. Una suposición fundamental de esta metodología es que el tiempo de la respuesta máxima no cambia como resultado del ajuste del wavelet.

El algoritmo para el emparejamiento en el dominio del tiempo utilizado aquí se basa en el programa desarrollado por N. A. Abrahamson (1993) para implementar el algoritmo de Lilhanand y Tseng (1987, 1988) y modificado en 1999 para preservar el carácter no estacionario del movimiento inicial del suelo en períodos largos.

Finalmente se aconseja que cada par de registros, se utilice la misma duración de tiempo, puesto que es un beneficio importante con respecto al costo computacional del proceso que gana gran importancia en el Análisis Dinámico No Lineal.

Sin embargo se realizó la adición de 30 segundos más de registro con valores de aceleraciones de cero, con la finalidad de calcular las derivas residuales al final del proceso.

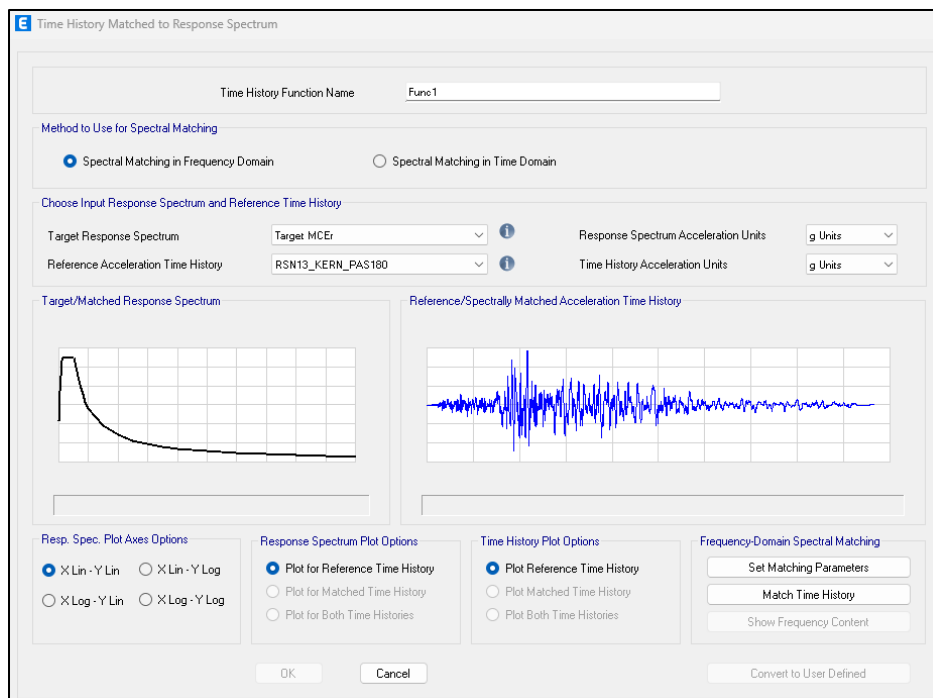


Figura 58. Proceso de Macheo de Registros Sísmicos
Fuente: Propia

En este caso en particular se trabaja con un espectro de diseño para un periodo de retorno de 2500 años, el máximo esperado MCE, dando lugar a futuras investigaciones con distintos escenarios.

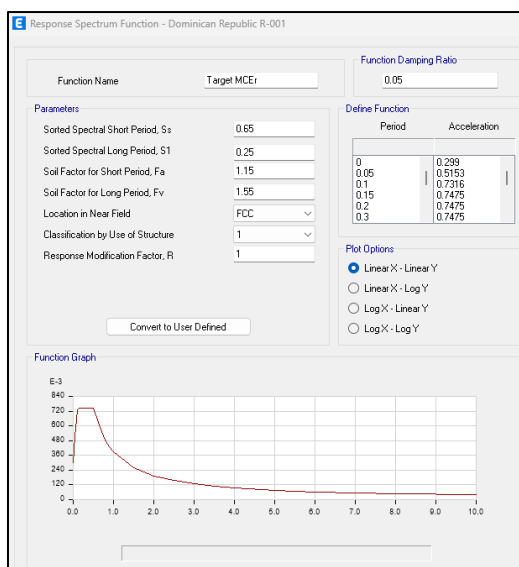


Figura 59. Espectro Máximo Esperado – Target MCEr
Fuente: Propia

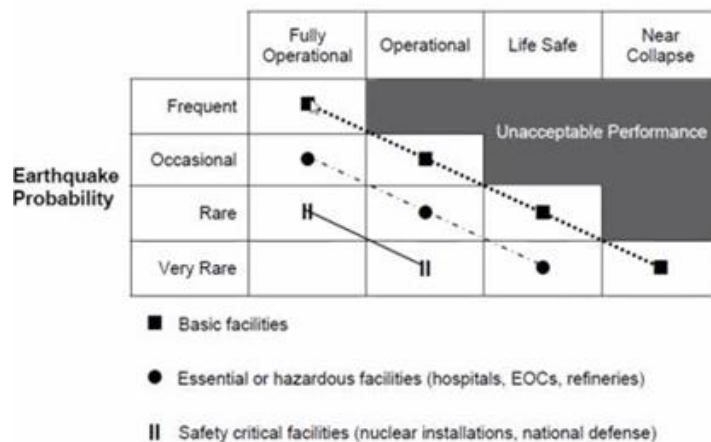


Figura 60. Probabilidad de sismo vs Niveles de desempeño
Fuente: Vision 2000

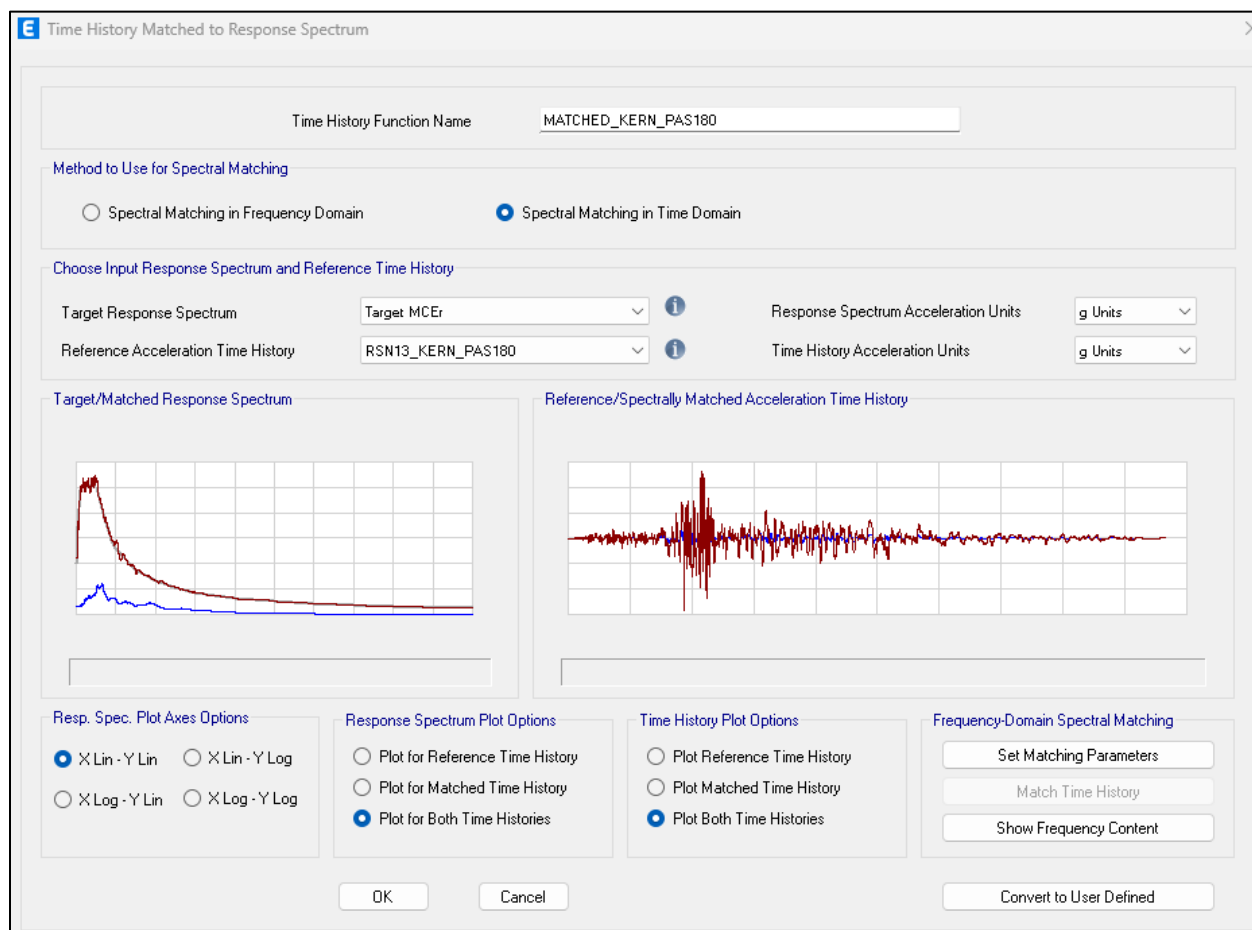


Figura 61. Ajuste de Registro
Fuente: Propia

Se compara el espectro de respuesta de los registros ajustados con el espectro de diseño objetivo. Es esencial asegurarse de que los registros modificados sigan siendo realistas y representativos de posibles eventos sísmicos.

4. Aplicación en Análisis Estructural: Finalmente, los registros sísmicos ajustados y validados se utilizan para realizar análisis estructurales detallados, permitiendo evaluar cómo la estructura proyectada respondería a movimientos del suelo específicos para el sitio.

Se incorporan 22 señales sísmicas, correspondientes a los 11 sismos, mencionados anteriormente, cada uno compuesto de dos señales con sentidos Norte – Sur, Este – Oeste.

Este proceso es fundamental en la ingeniería sísmica para garantizar que los diseños estructurales sean seguros y eficientes, adaptándose específicamente a las condiciones sísmicas del sitio de un proyecto.

Definición de Materiales

Concreto

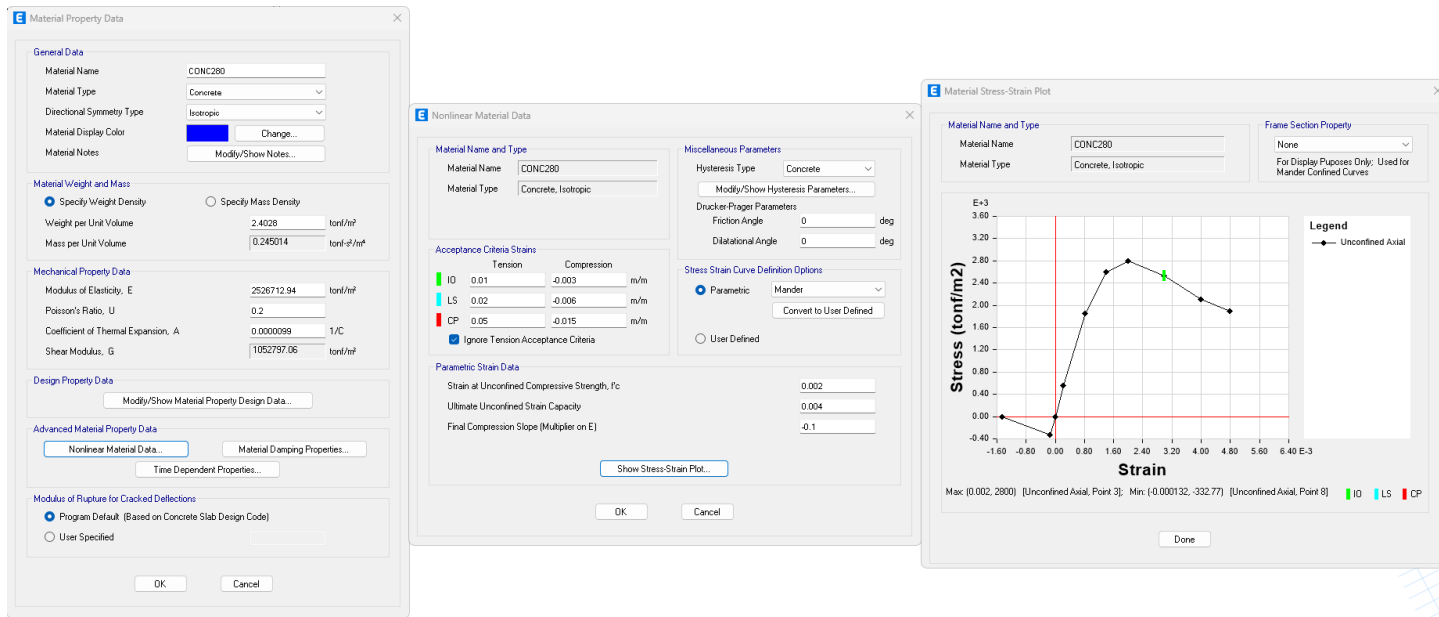


Figura 62. Propiedades No Lineales del Concreto
Fuente: Propia

Acero

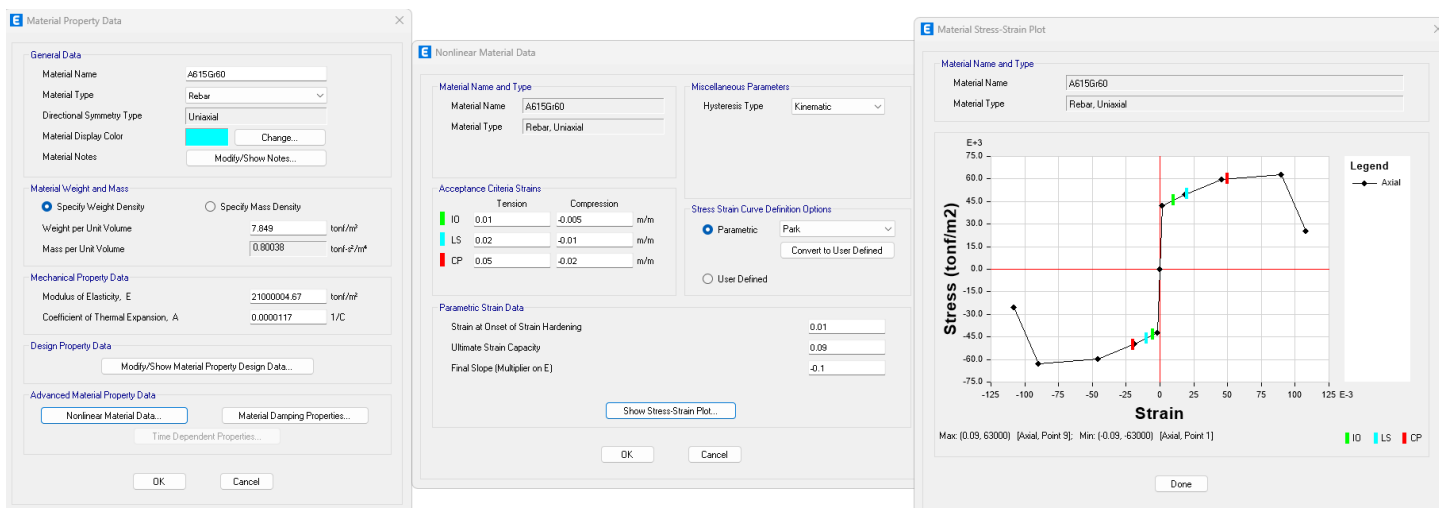


Figura 63. Propiedades No Lineales del Acero
Fuente: Propia

Casos de Análisis

Luego de ingresar cada una de las señales, se procede a definir los 11 casos de análisis no lineal dinámico para cada sismo, y un caso inicial, estático no lineal llamado “GRAVEDAD”, con una distribución de 100% carga muerta y 25% cargas vivas y 10% carga viva de techo, el cual servirá como condición inicial para cada uno de los casos de análisis dinámico no lineal, a continuación se muestra la incorporación al modelo en la figura 64.

Load Case Data

General

Load Case Name: GRAVEDAD [Design...]

Load Case Type: Nonlinear Static [Notes...]

Mass Source: Previous

Analysis Model: Default

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: []

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Dead	1
Load Pattern	Live	0.25
Load Pattern	Super Dead	1
Load Pattern	Live Almacén	0.25

[Add] [Delete]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: P-Delta

Load Application: Full Load [Modify/Show...]

Results Saved: Final State Only [Modify/Show...]

Floor Cracking Analysis: No Cracked Analysis [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: Default - Iterative Event-to-Event [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

*Figura 64. Caso de Carga no lineal “Gravedad”
Fuente: Propia*

En la figura 65, se muestra la definición del caso de carga para el sismo KERN PAS, como análisis dinámico no lineal, con la condición inicial definida a partir del caso de carga llamado GRAVEDAD, las componentes en cada uno de los sentidos y la definición del paso del tiempo, el cual dependerá del periodo fundamental de la estructural y con este se definen el número de pasos que debe seguir el modelo dependiendo de la duración de la señal registrada, además se definió el amortiguamiento elástico constante, con un periodo inicial superior al primero modo de vibración de la estructura y uno secundaria inferior al vigesimoctavo modo de vibración de la estructura, esto con el fin de garantizar un amortiguamiento para todas las formas modales definidas en el análisis, tal como se muestra en la figura 66.

Load Case Data

General

Load Case Name: TH_KERN_PAS [Design...]

Load Case Type/Subtype: Time History [v] Nonlinear Direct Integration [v] [Notes...]

Mass Source: Previous [v]

Analysis Model: Default

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: GRAVEDAD [v]

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	EQ11	9810
Acceleration	U2	EQ12	9810

[Add] [Delete] [Advanced]

Other Parameters

Geometric Nonlinearity Option: P-Delta [v]

Number of Output Time Steps: 293

Output Time Step Size: 0.1 sec

Damping: Mass: 0.1945; Stiff: 3.331E-04; Modal: No [Modify/Show...]

Time Integration: Hilber-Hughes-Taylor [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: User Defined - Event-to-Event Only [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

*Figura 65. Caso de Carga Dinámico no lineal "TH_KERN_PAS"
Fuente: Propia*

Modal Load Case

Viscous Proportional Damping

Direct Specification
 Specify Damping by Period
 Specify Damping by Frequency

Specify as Period Ratio, T/T_{mode} , for This Mode

	Period	Frequency	Damping
First	2.12 sec	cyc/sec	0.025
Second	0.043 sec	cyc/sec	0.025

Recalculate Coefficients

Additional Modal Damping

Include Additional Modal Damping

Maximum Considered Modal Frequency

Modify/Show Modal Damping Parameters...

OK Cancel

*Figura 66. Definición de amortiguamiento constante
Fuente: Propia*

Rotulas Plásticas

Se definieron las rotulas plásticas en el programa ETABS 21®, con el fin de determinar el nivel global de desempeño de la estructura, basado en el reglamento ASCE 41 -22, al inicio y al final de cada elemento estructural. A continuación se muestra un ejemplo para cada elemento estructural (vigas, columnas y muros) asignado al edificio de 14 pisos:

Auto Hinge Assignment Data

Auto Hinge Type
From Tables In ASCE 41-17

Select a Hinge Table
Table 10-7 (Concrete Beams - Flexure) Item i

Degree of Freedom
 M2
 M3
 Hysteresis Type: Isotropic Modify/Show

V Value From
 Case/Combo: Dead
 User Value: V2 tonf

Transverse Reinforcing
 Transverse Reinforcing is Conforming

Reinforcing Ratio $(p - p') / p_{balanced}$
 From Current Design
 User Value (for positive bending)

Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity
 Drops Load After Point E
 Is Extrapolated After Point E

Ultimate Strength Limit
 Ultimate Strength Limit (as a Ratio to Yield Strength): 1.1

OK Cancel

Figura 67. Asignación de Rotulas Plásticas a Vigas
Fuente: Propia ETABS.

Hinge Property Data

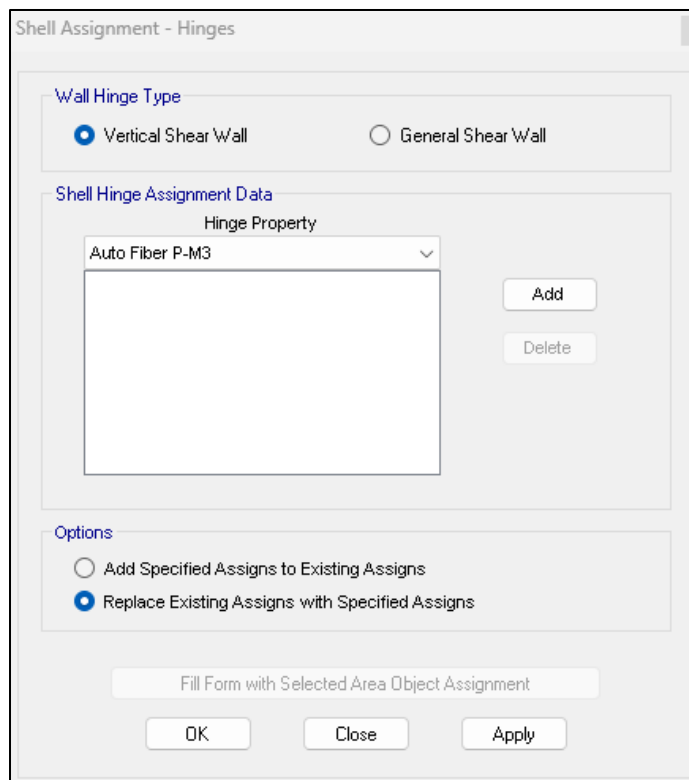
Hinge Property Name
COL FIBRA

Hinge Type
 Force Controlled (Brittle)
 Deformation Controlled (Ductile)
 Fiber P-M2-M3: Fiber P-M2-M3

Modify/Show Hinge Property...

OK Cancel

Figura 68. Asignación de Rotulas Plásticas a Columnas
Fuente: Propia ETABS.



*Figura 69. Asignación de Rotulas Plásticas a Muros
Fuente: Propia ETABS.*

Efectos P-Delta

Los efectos P-Delta juegan un papel crucial en los análisis dinámicos no lineales de estructuras, especialmente en situaciones donde las cargas y las deformaciones son significativas. Aquí están los puntos clave sobre su importancia:

Definición de los Efectos P-Delta: Se refieren a las fuerzas adicionales y deformaciones en una estructura causadas por los desplazamientos laterales bajo carga. Estos efectos se deben a la interacción entre las fuerzas axiales (P) y los desplazamientos laterales (Delta).

No Linealidad Geométrica: Los efectos P-Delta son una manifestación de la no linealidad geométrica. Esto significa que los cambios en la geometría de la estructura durante la deformación afectan su comportamiento bajo carga. En análisis lineales, estos cambios se ignoran, lo que puede llevar a subestimar los esfuerzos y deformaciones reales.

Importancia en Estructuras Altas y Flexibles: Son particularmente importantes en estructuras altas y flexibles, como rascacielos o puentes largos, donde los desplazamientos laterales pueden ser significativos en comparación con las dimensiones de la estructura.

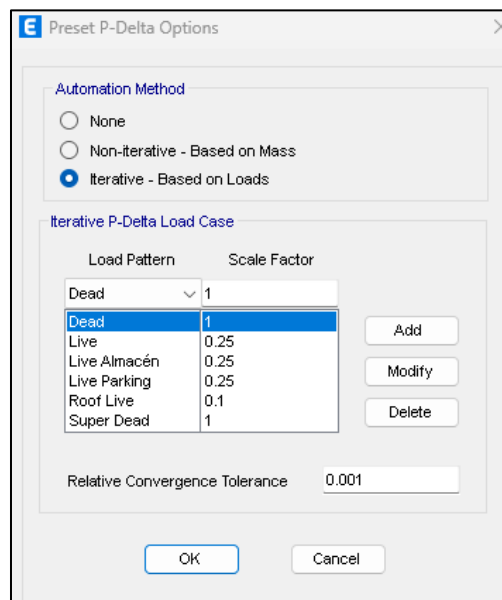
Estabilidad y Seguridad Estructural: Los efectos P-Delta pueden influir significativamente en la estabilidad de una estructura. Ignorarlos puede resultar en una evaluación inexacta de la capacidad de la estructura para resistir cargas, llevando a diseños potencialmente inseguros.

Respuesta Sísmica: En el análisis de respuesta sísmica, los efectos P-Delta pueden alterar significativamente la respuesta de la estructura. Durante un terremoto, los desplazamientos y las fuerzas axiales se magnifican, haciendo que los efectos P-Delta sean más pronunciados.

Análisis Preciso para el Diseño: Para asegurar un diseño estructural seguro y eficiente, es esencial considerar estos efectos en el análisis. Los análisis no lineales que incluyen efectos P-Delta proporcionan una comprensión más realista del comportamiento estructural bajo cargas extremas.

Software de Análisis Estructural: Los programas modernos de análisis y diseño estructural generalmente tienen la capacidad de incorporar efectos P-Delta en sus cálculos, permitiendo a los ingenieros evaluar de manera más precisa la respuesta estructural.

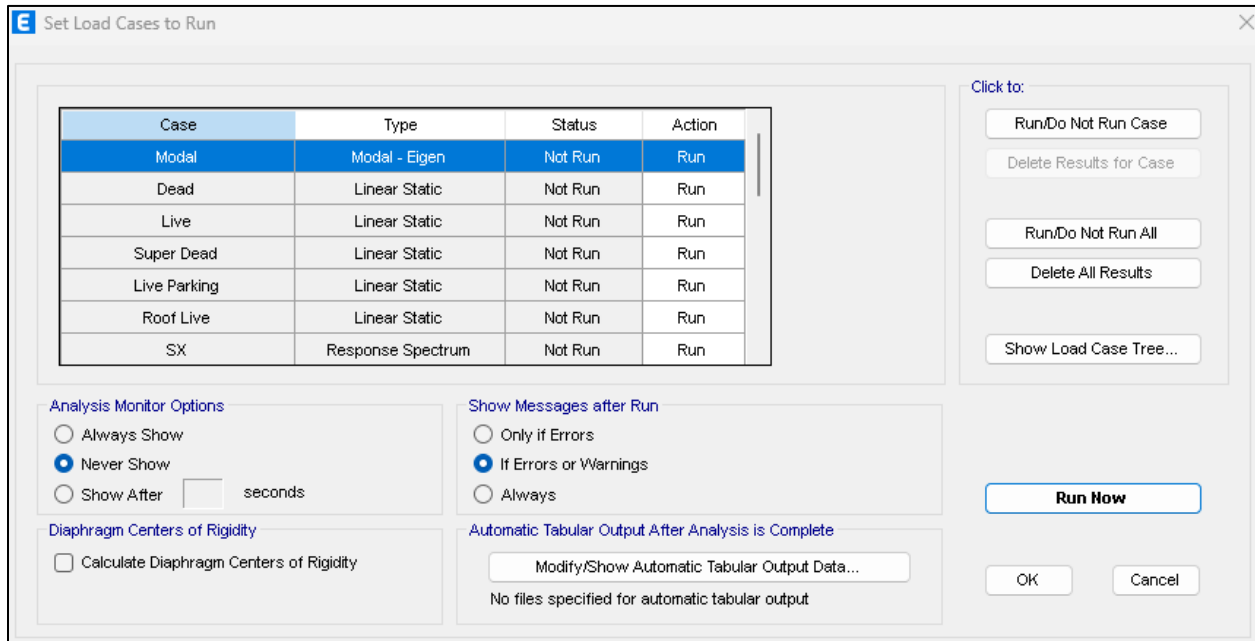
En resumen, los efectos P-Delta son fundamentales para garantizar la precisión en los análisis dinámicos no lineales y son esenciales para el diseño seguro y efectivo de estructuras sometidas a grandes cargas y deformaciones.



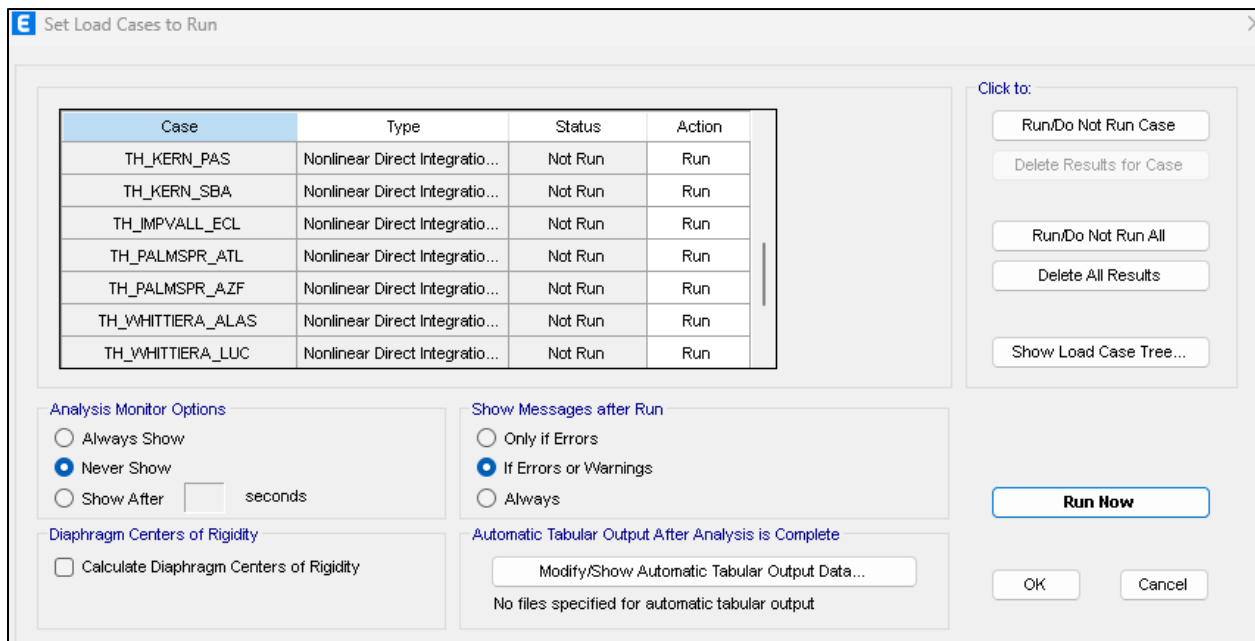
*Figura 70. Asignación de Efectos P-Delta
Fuente: Propia ETABS.*

Análisis del Modelo

Se presentan los casos a correr en el análisis del modelo.



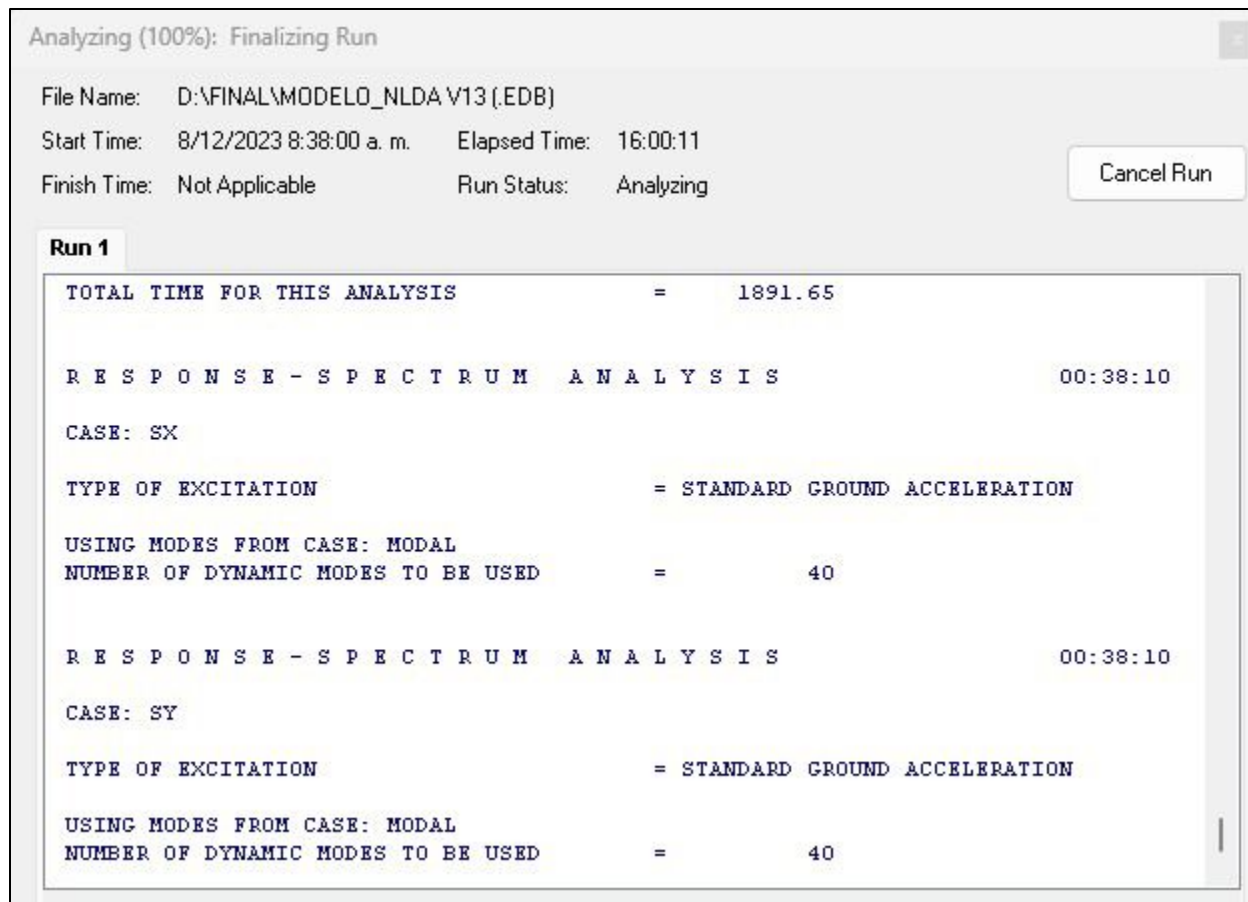
*Figura 71. Casos Gravitacionales a correr en el análisis
Fuente: Propia ETABS.*



*Figura 72. Casos No lineales Tiempo-Historia a correr en el análisis
Fuente: Propia ETABS.*

Análisis de Resultados

Posterior a los análisis realizados con una duración de corrida superior a las 15 horas, se presentan los resultados.

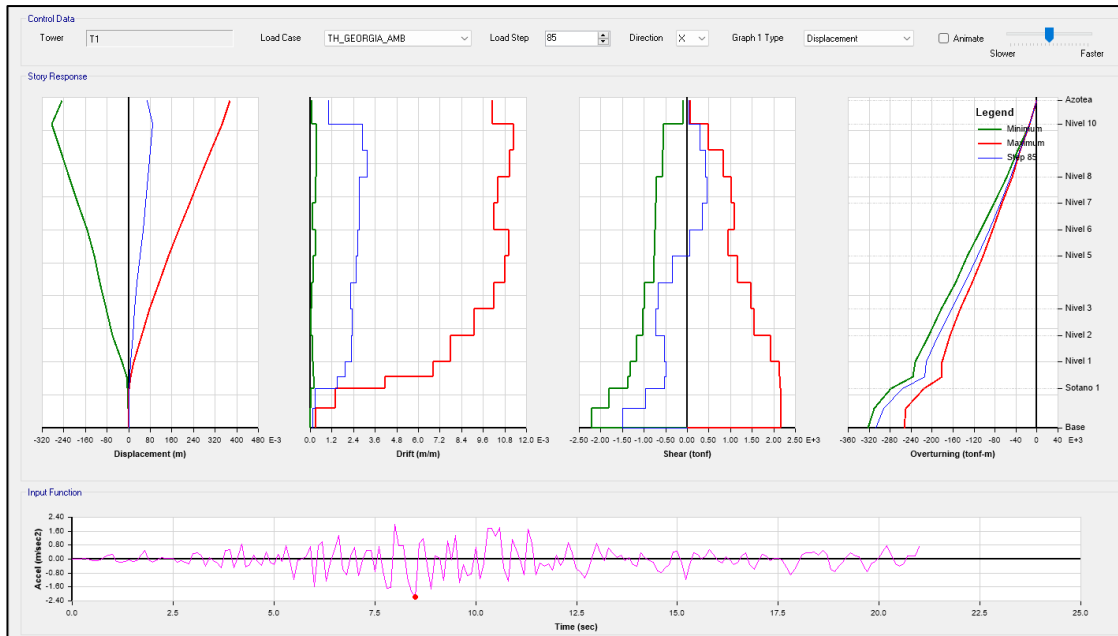


*Figura 73. Tiempo de Análisis
Fuente: Propia ETABS.*

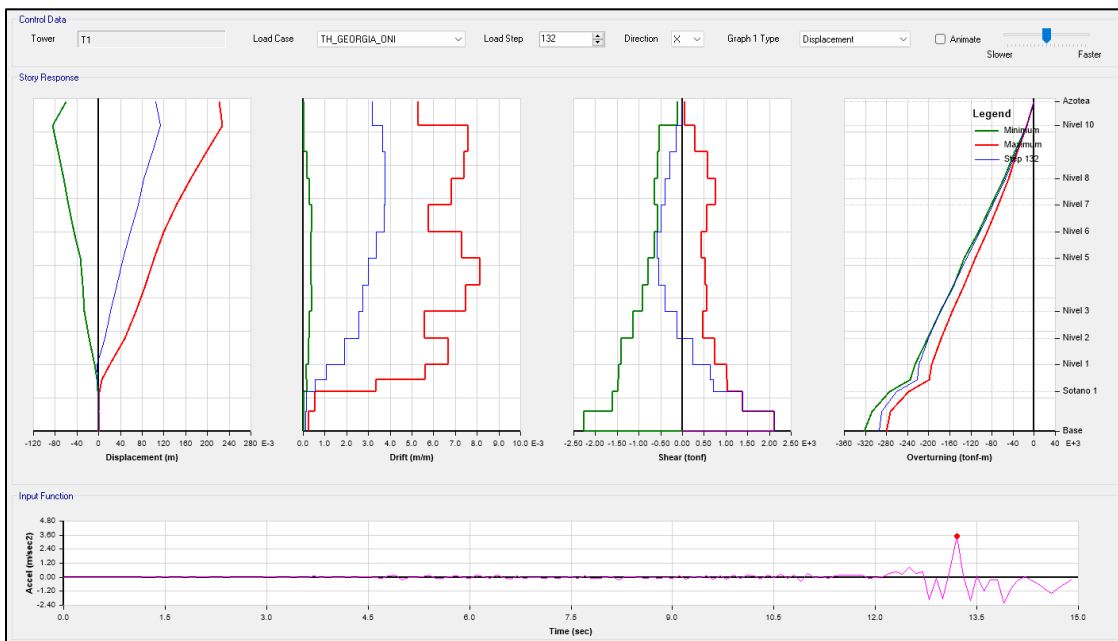
Las respuestas globales y locales se chequean posterior a completar el análisis. Se muestran los resultados de los once registros sísmicos espectro compatibles con el espectro objetivo y los demás resultados como soporte de la investigación.

Respuestas Globales

Se presentan como respuestas globales el cortante de piso, cortante basal, desplazamiento lateral, para cada paso en cada sismo.



*Figura 74. Respuesta combinada TH_GEORGIA_AMB
Fuente: Propia ETABS.*



*Figura 75. Respuesta combinada TH_GEORGIA_ONI
Fuente: Propia ETABS.*

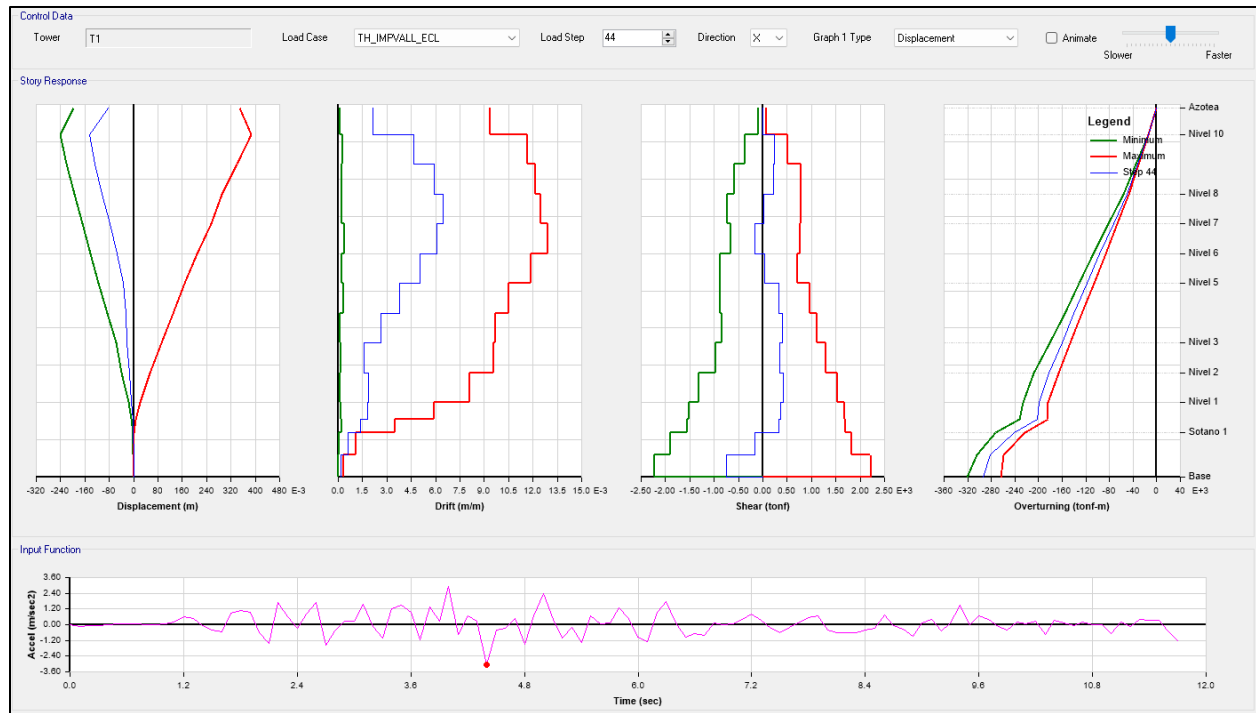


Figura 76. Respuesta combinada TH_IMPVALLECL
 Fuente: Propia ETABS.

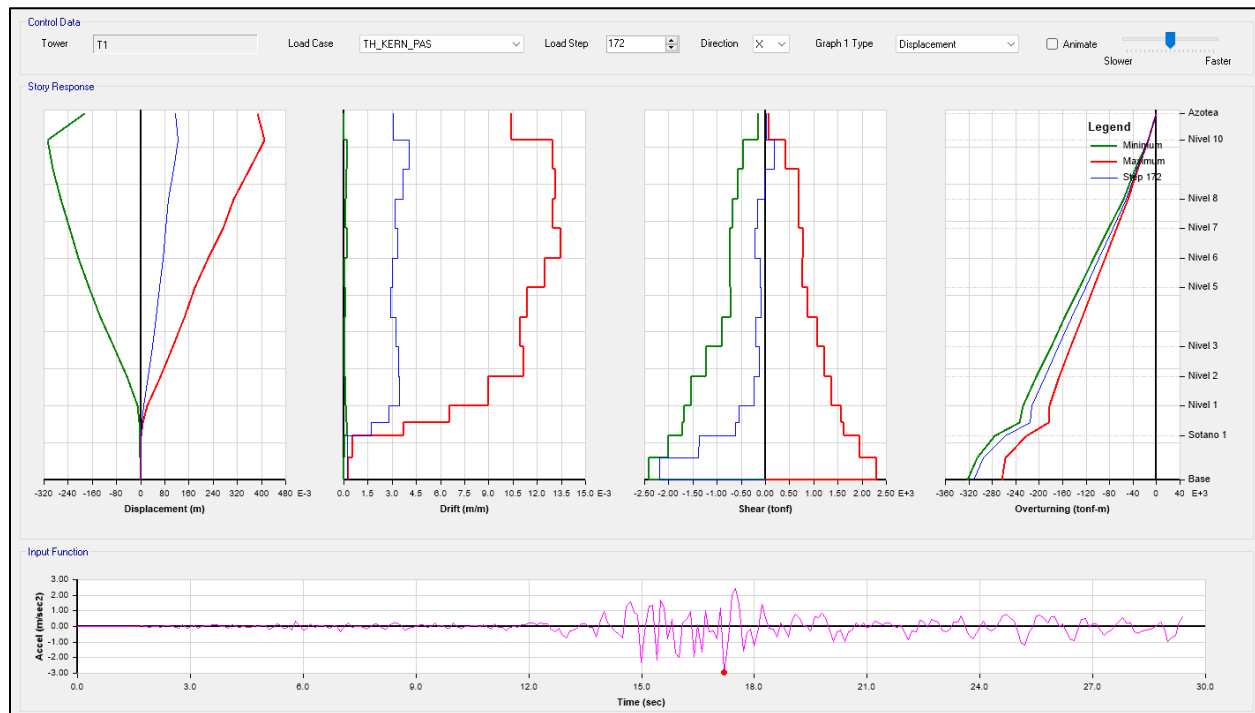


Figura 77. Respuesta combinada TH_KERN_PAS
 Fuente: Propia ETABS.

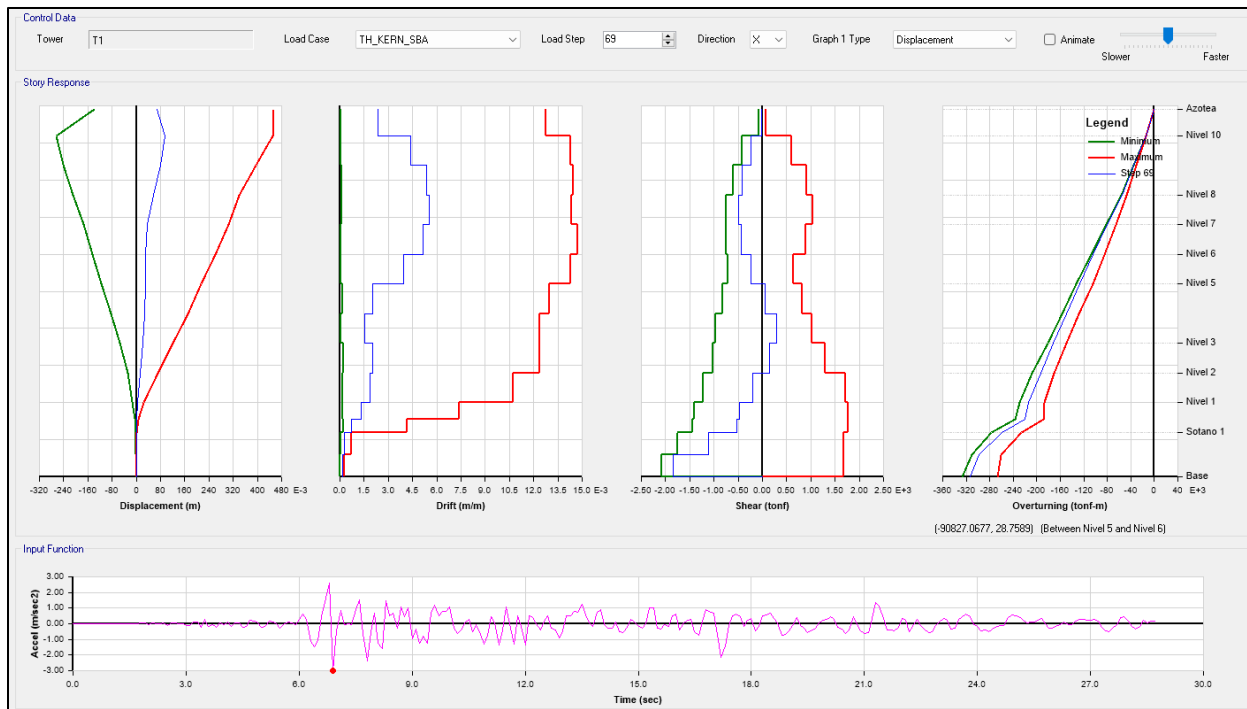


Figura 78. Respuesta combinada TH_KERN_SBA
 Fuente: Propia ETABS.

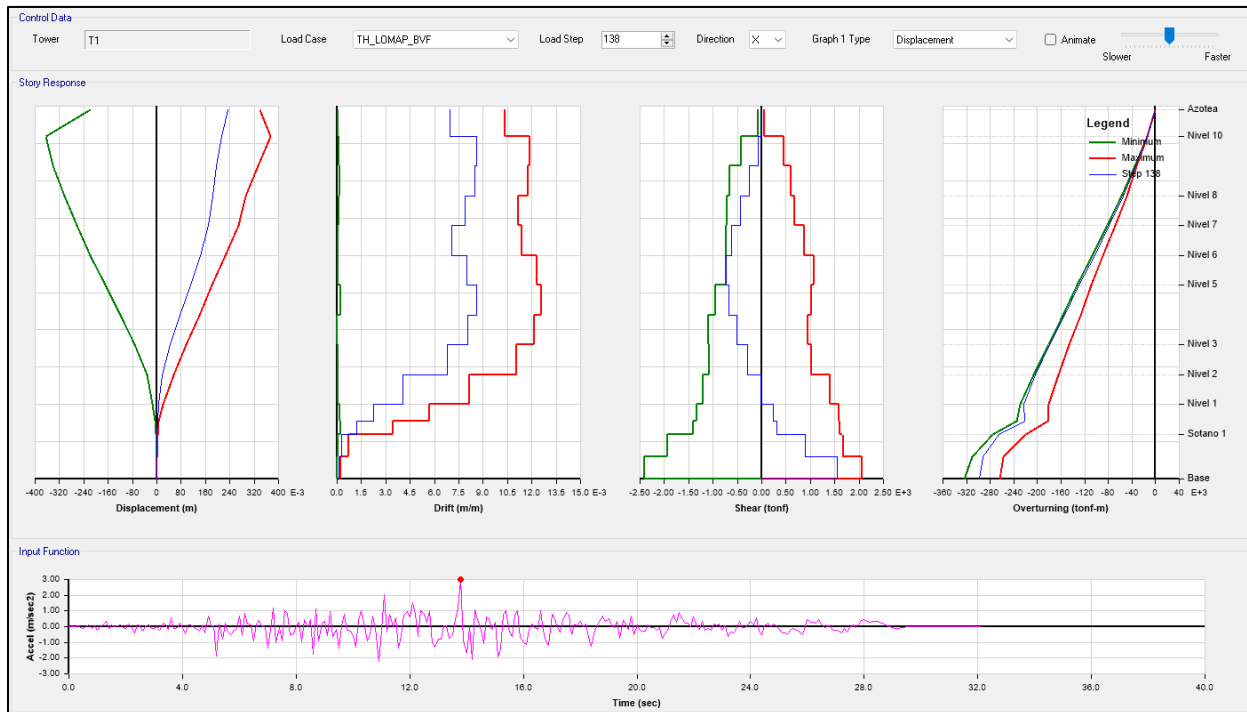


Figura 79. Respuesta combinada TH_LOMAP_BVF
 Fuente: Propia ETABS.

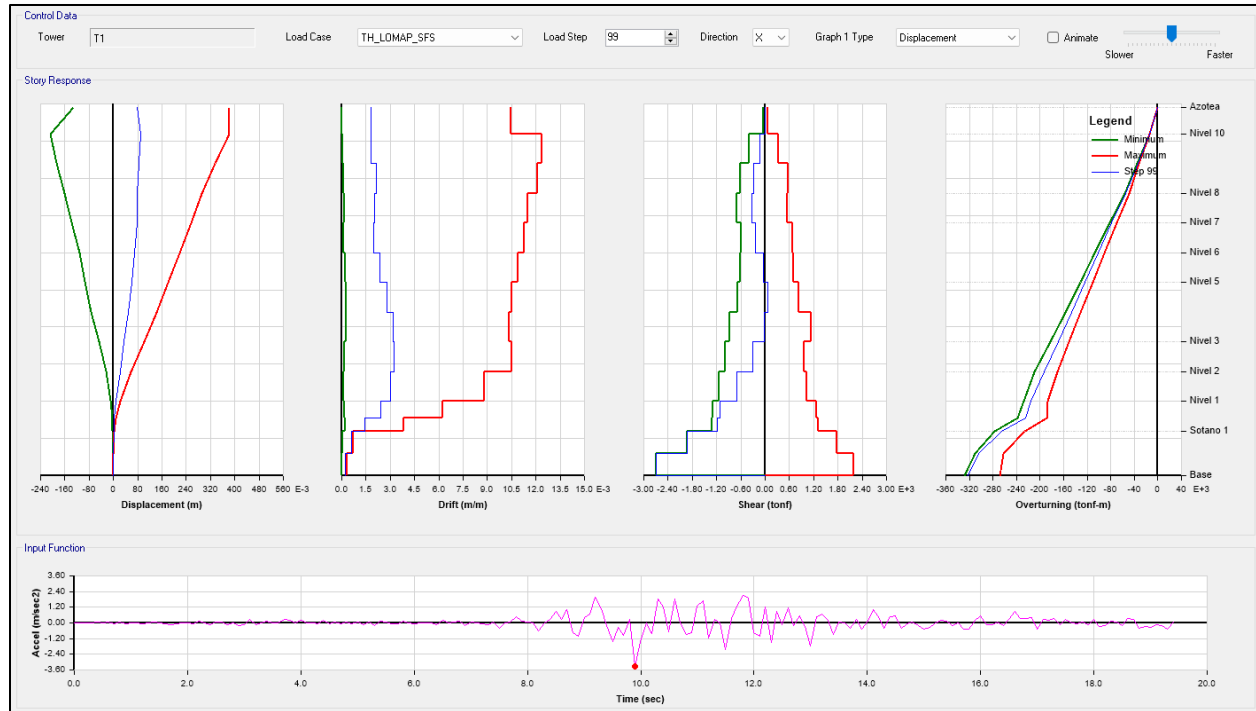


Figura 80. Respuesta combinada TH_LOMAP_SFS
 Fuente: Propia ETABS.

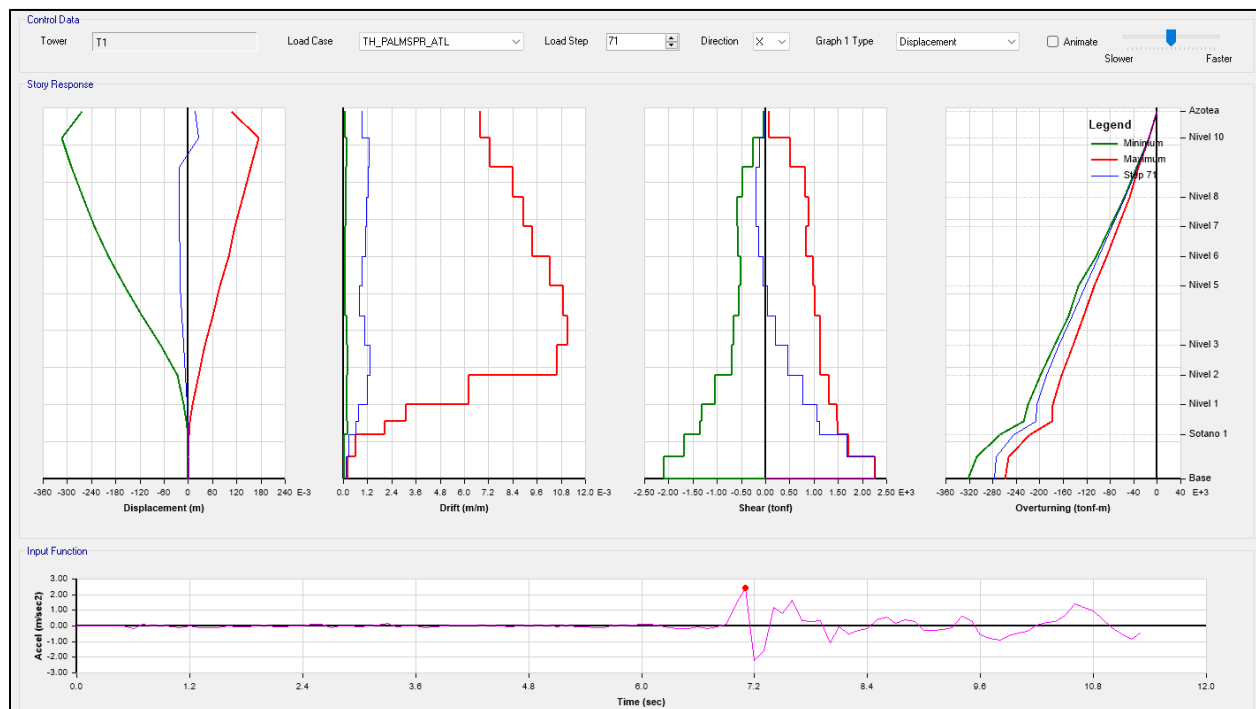


Figura 81. Respuesta combinada TH_PALMSPP_ATL
 Fuente: Propia ETABS.

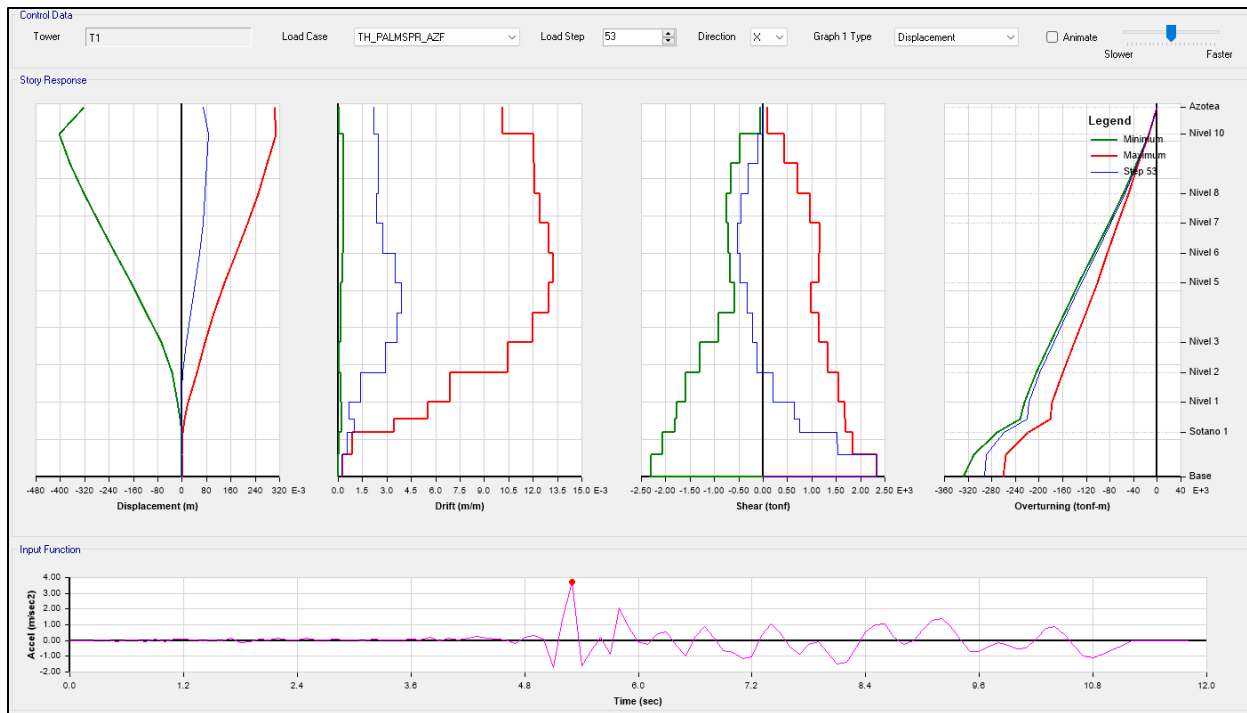


Figura 82. Respuesta combinada TH_PALMSPR_AZF
 Fuente: Propia ETABS.

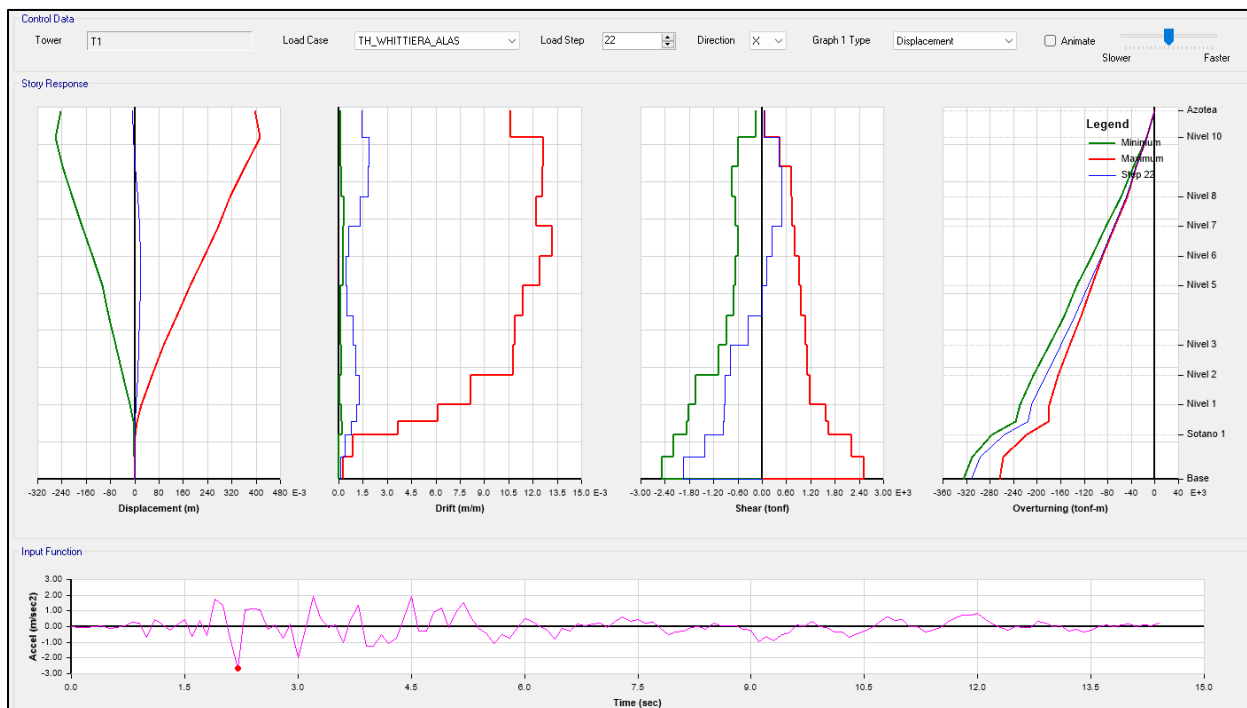
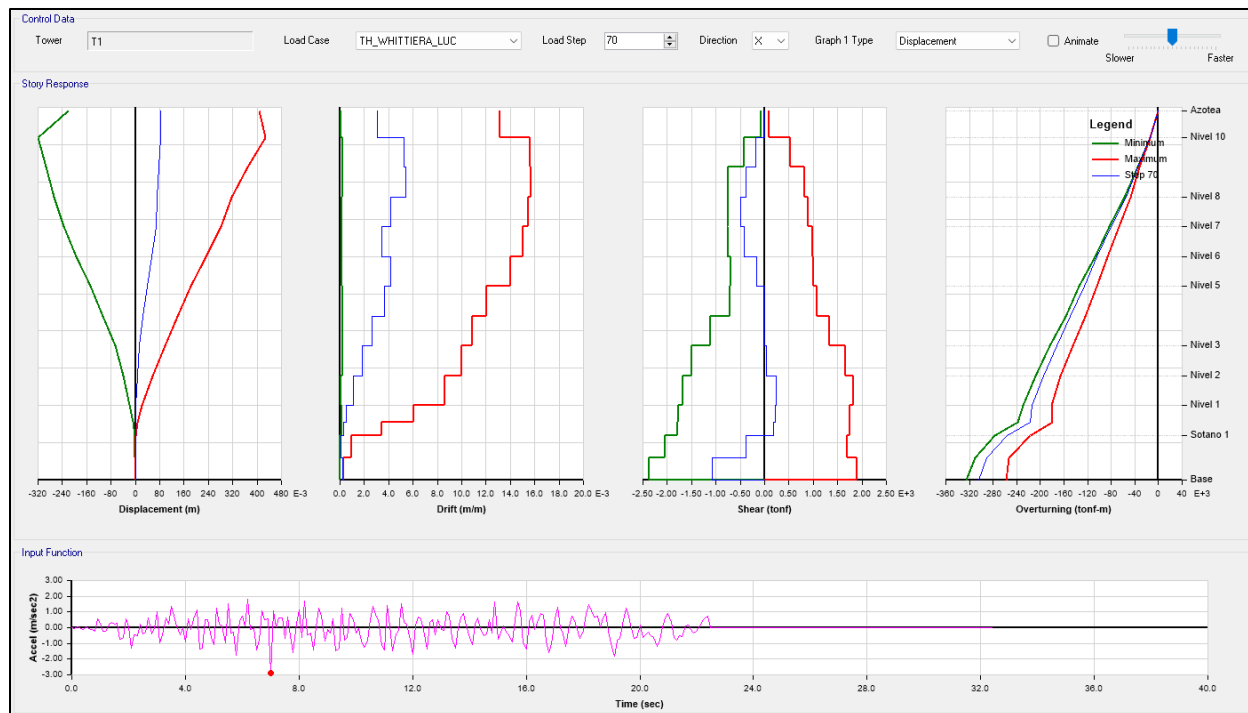


Figura 83. Respuesta combinada TH_WHITTIERA_ALAS
 Fuente: Propia ETABS.



*Figura 84. Respuesta combinada TH_WHITTIERA_LUC
Fuente: Propia ETABS.*

Los resultados mostrados en la figuras anteriores del análisis dinámico no lineal presentado permite una evaluación detallada del comportamiento de la estructura bajo condiciones sísmicas reales. Los resultados sugieren que la estructura ha sido modelada y analizada considerando diferentes niveles de desempeño sísmico, desde elástico hasta inelástico, permitiendo comprender mejor las demandas en cada nivel y cómo estas pueden afectar el rendimiento global de la estructura.

Cortante en la Base

Los cortantes basales en las direcciones X e Y a lo largo del tiempo-historia se representan en las siguientes figuras.

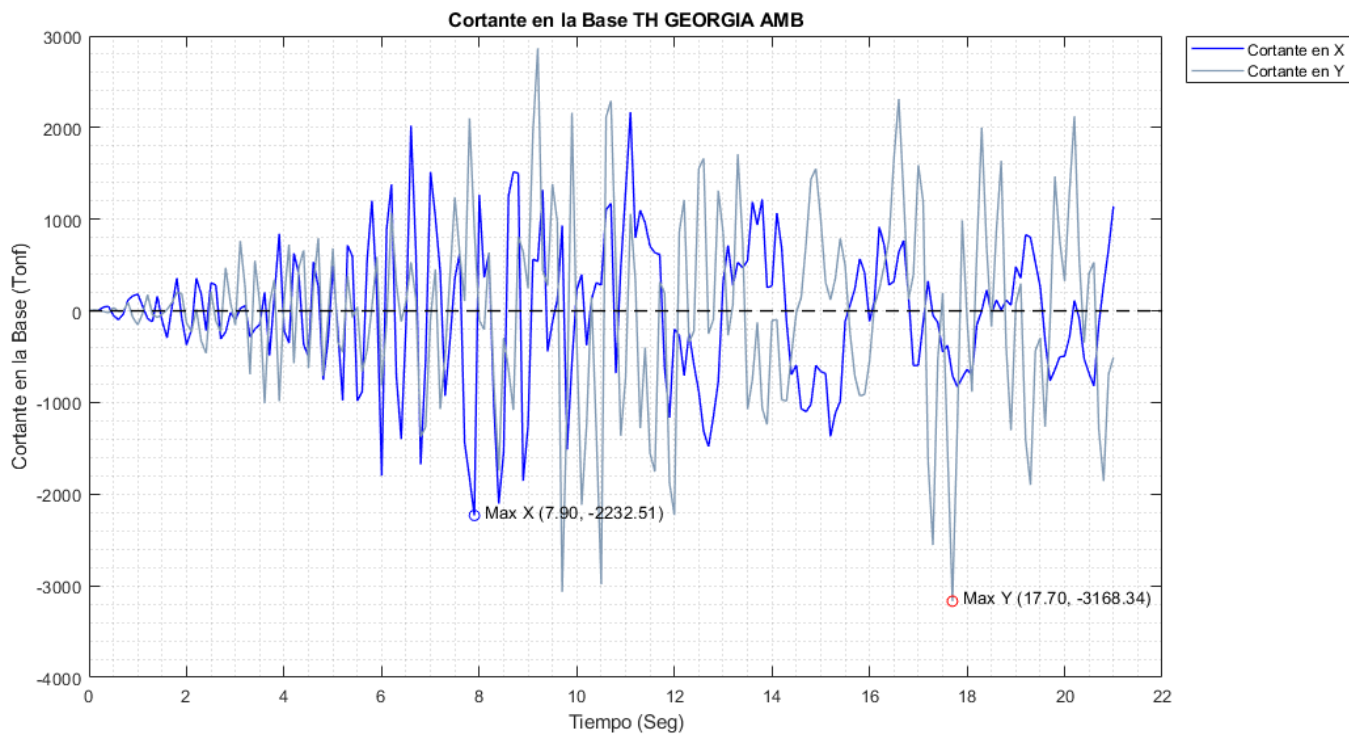


Figura 85. Cortante basal TH_GEORGIA_AMB
Fuente: Propia ETABS.

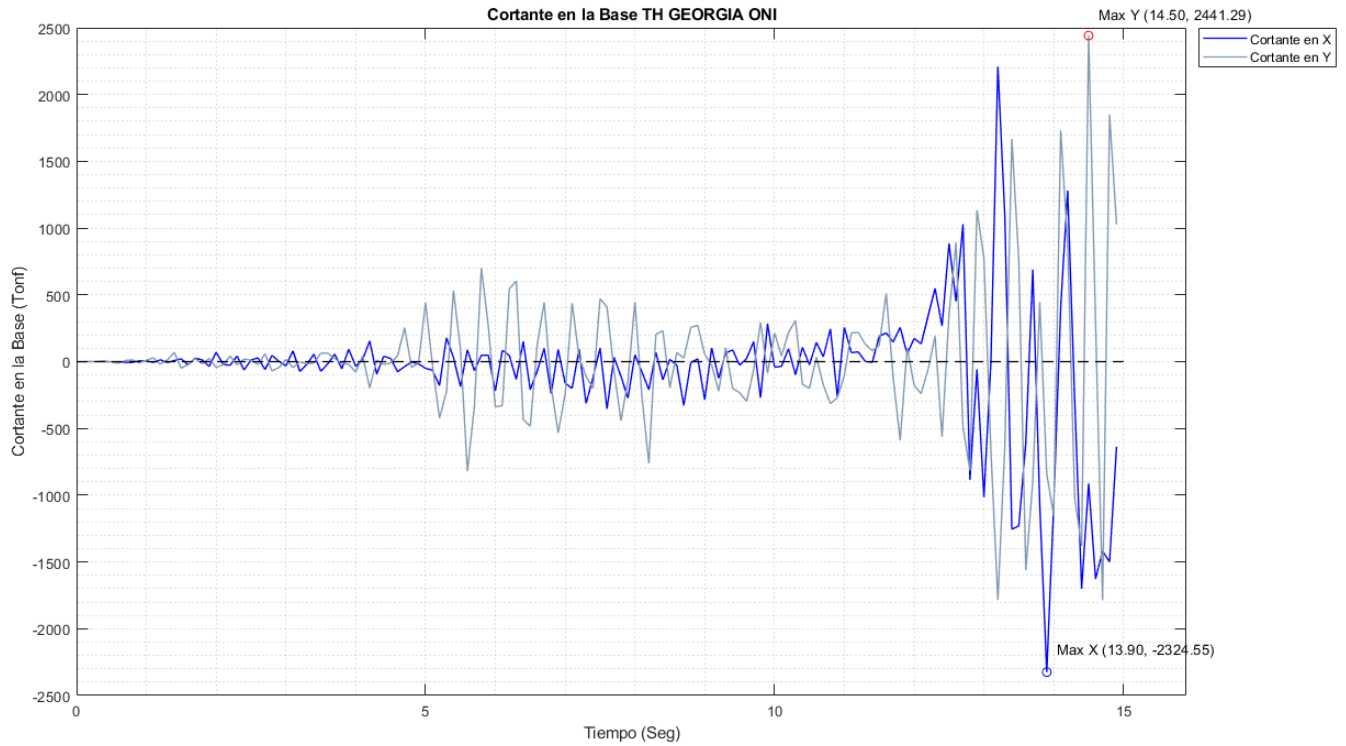


Figura 86. Cortante basal TH GEORGIA_ONI
Fuente: Propia ETABS.

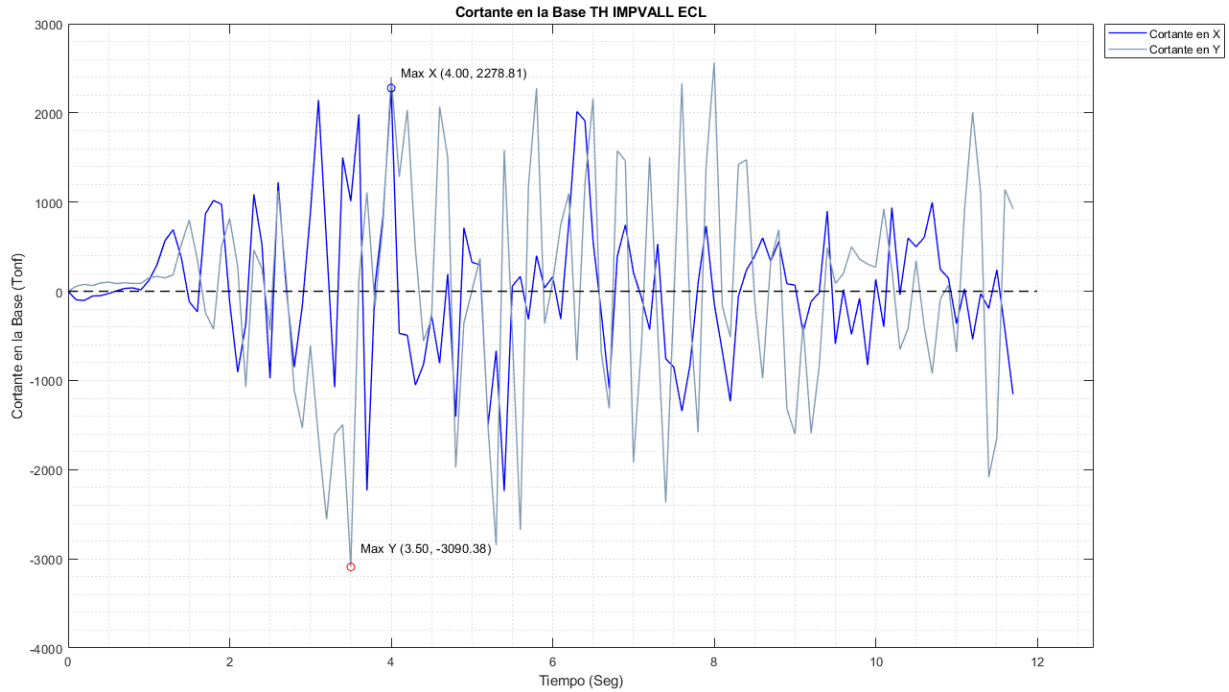


Figura 87. Cortante basal TH IMPVALL_ECL
Fuente: Propia ETABS.

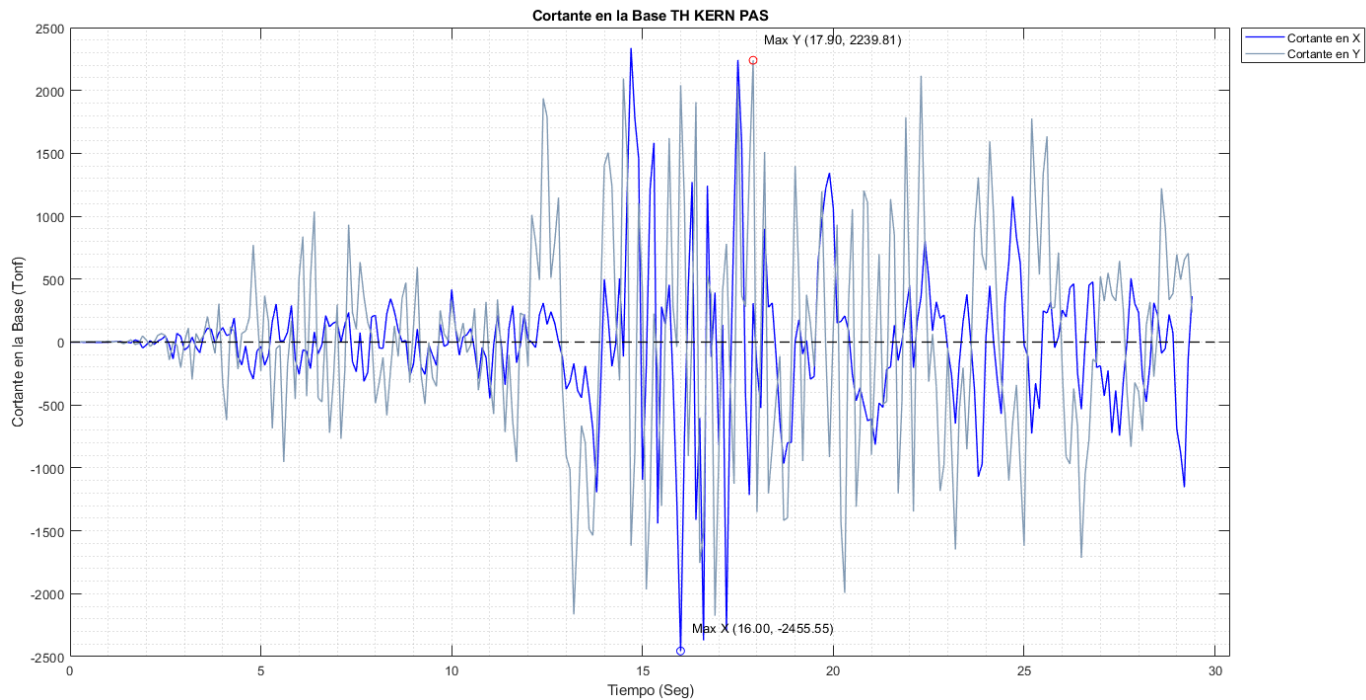


Figura 88. Cortante basal TH_KERN_PAS
 Fuente: Propia ETABS.

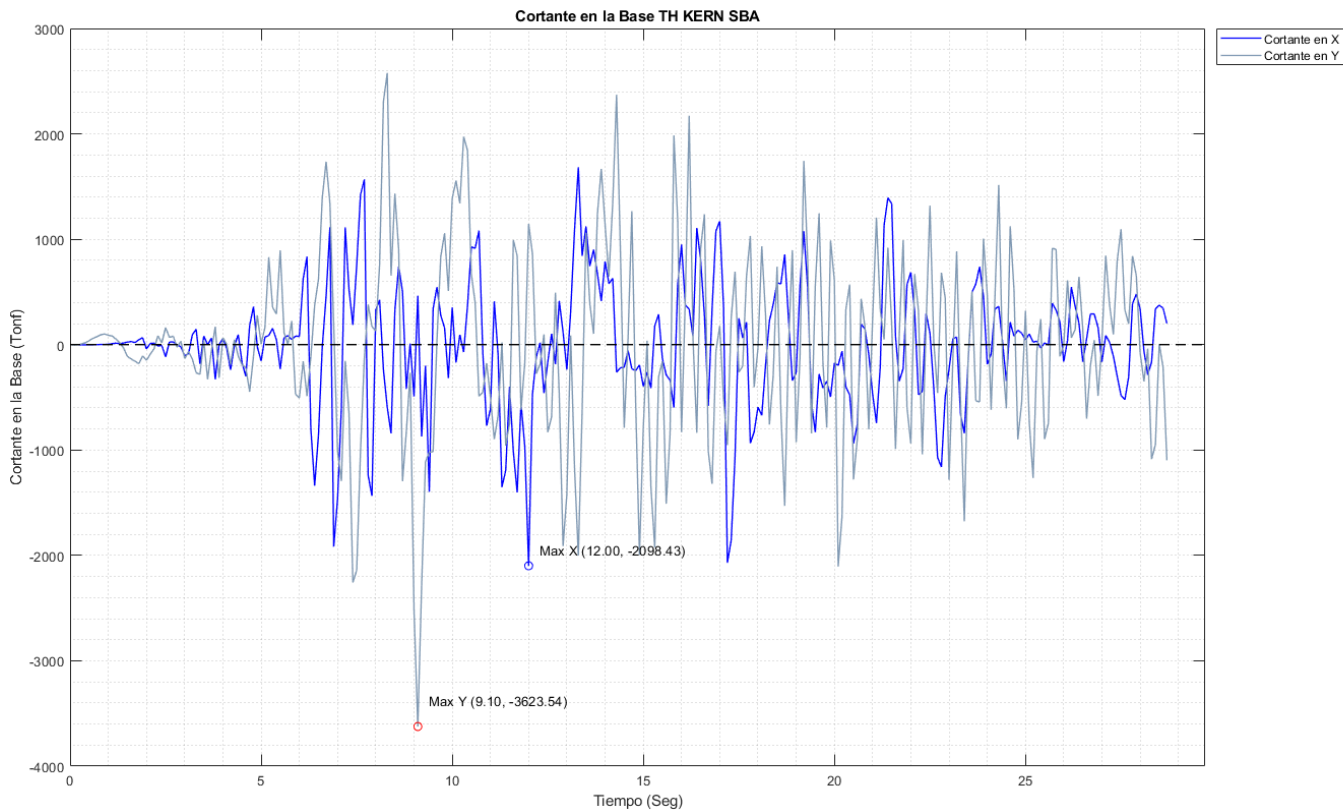


Figura 89. Cortante basal TH_KERN_SBA
 Fuente: Propia ETABS.

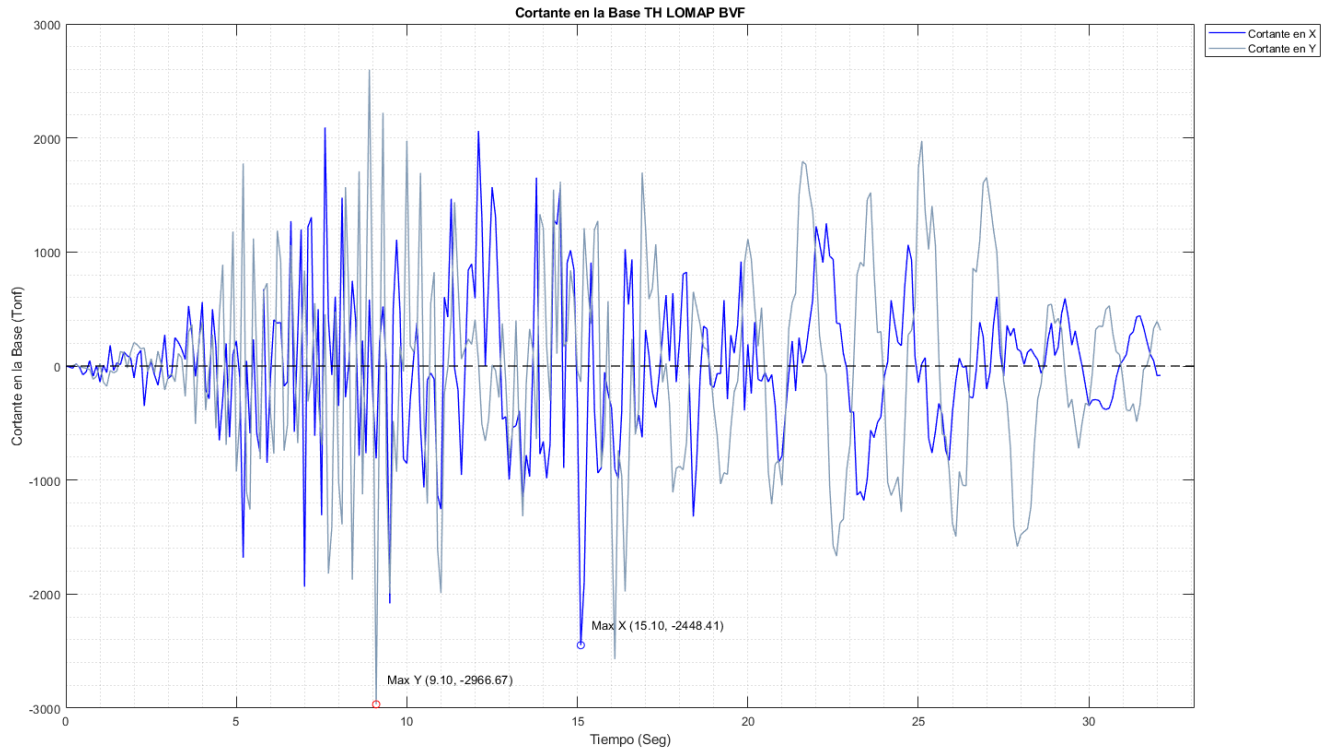


Figura 90. Cortante basal TH_LOMAP_BVF
Fuente: Propia ETABS.

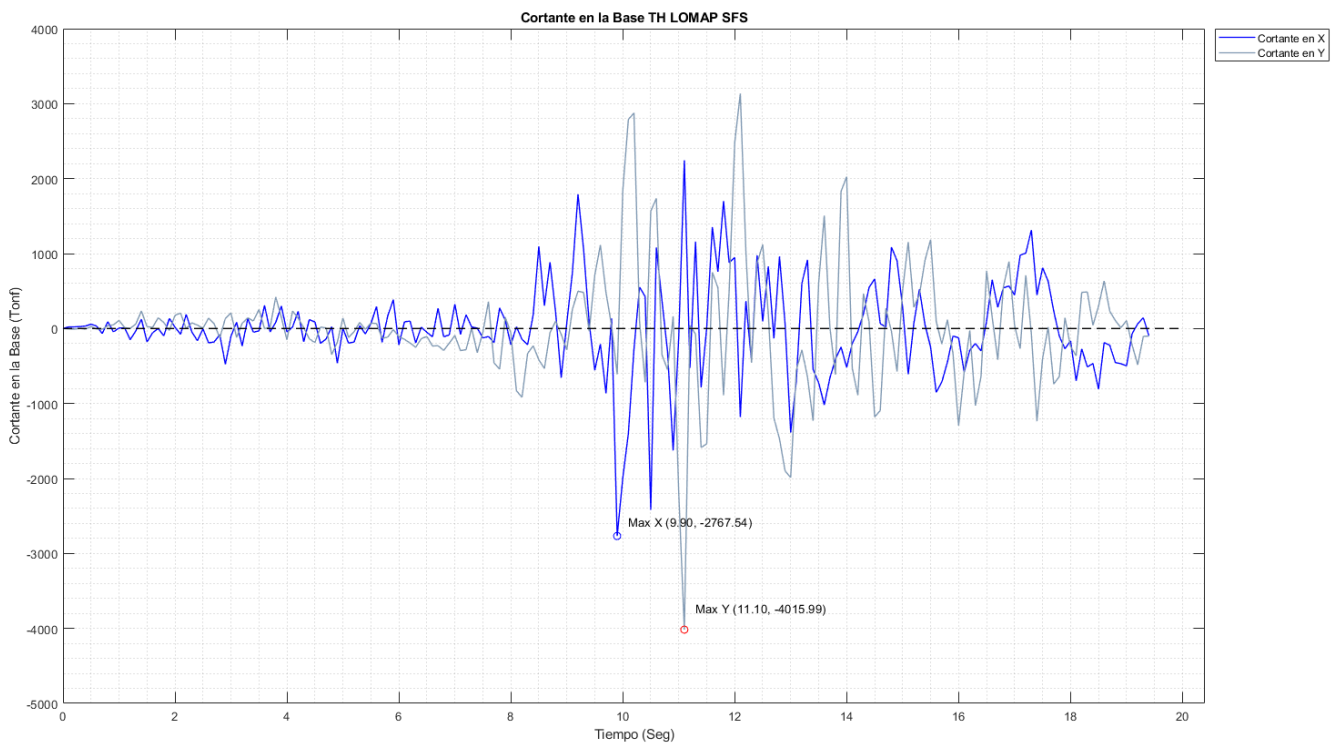


Figura 91. Cortante basal TH_LOMAP_SFS
Fuente: Propia ETABS.

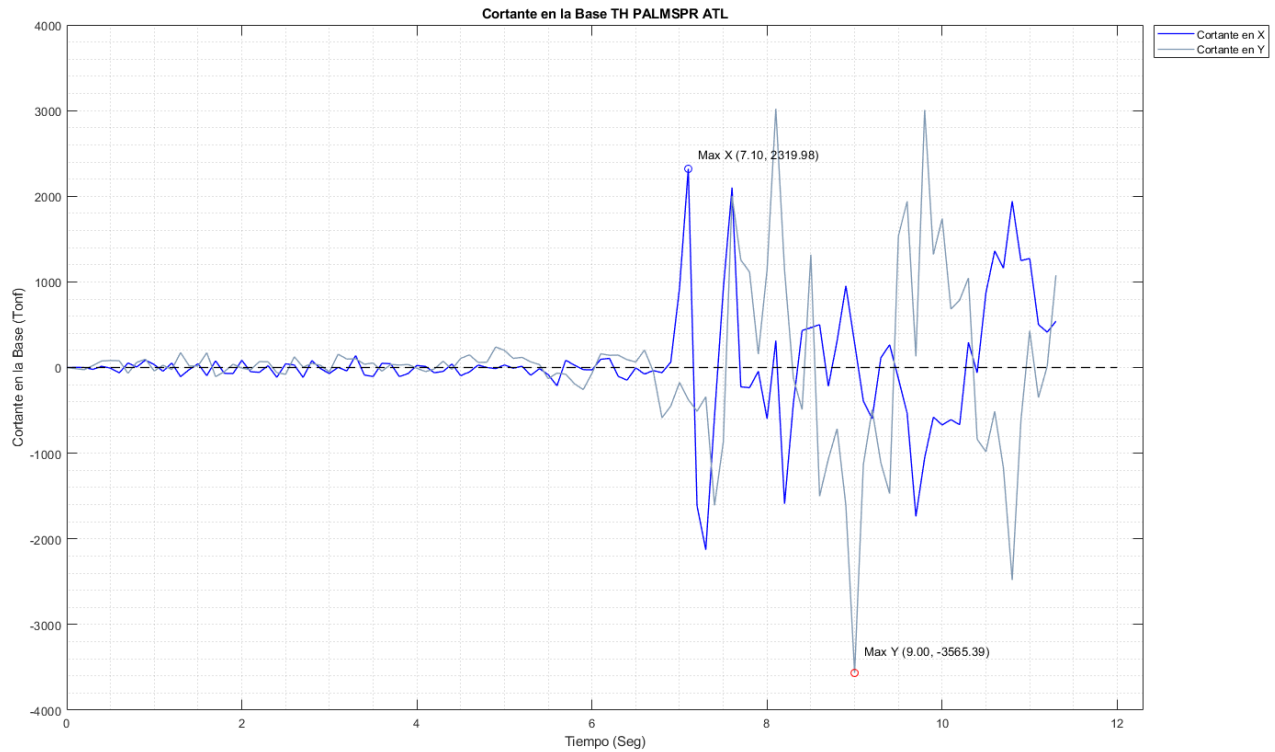


Figura 92. Cortante basal TH_PALM_ATL
Fuente: Propia ETABS.

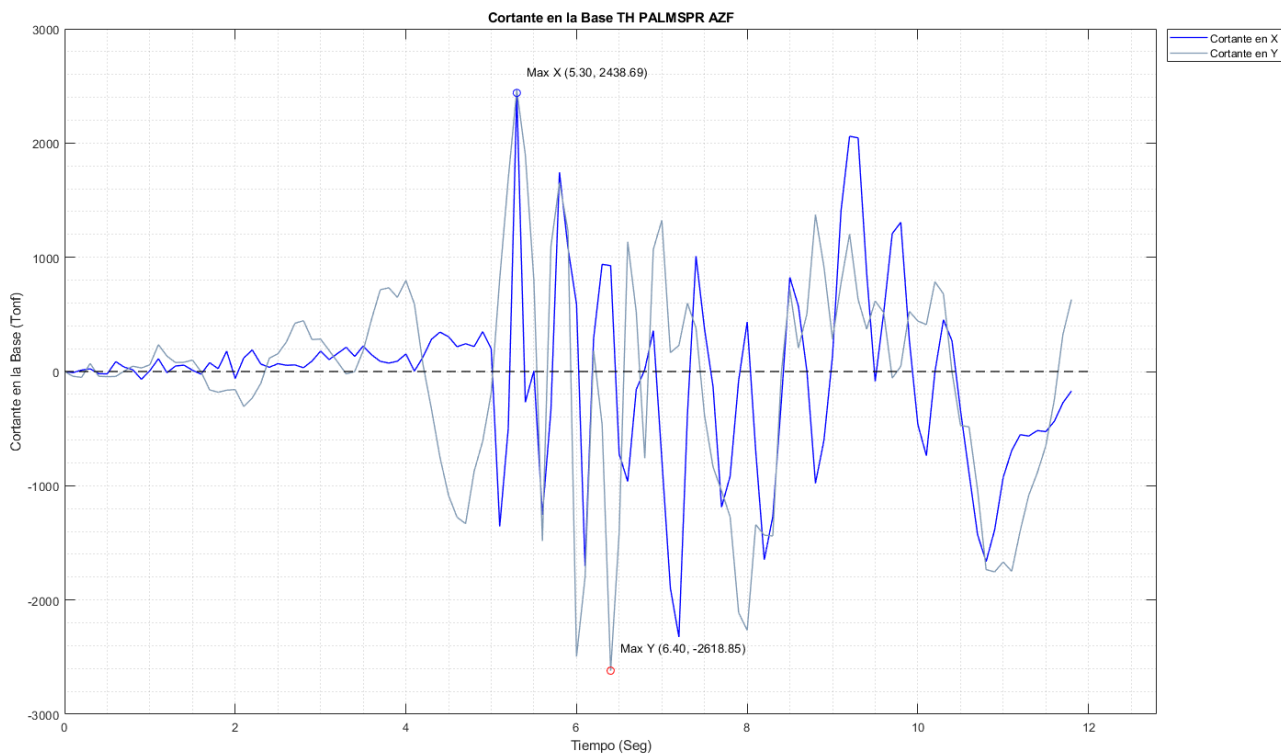


Figura 93. Cortante basal TH_PALMSPR_AZF
Fuente: Propia ETABS.

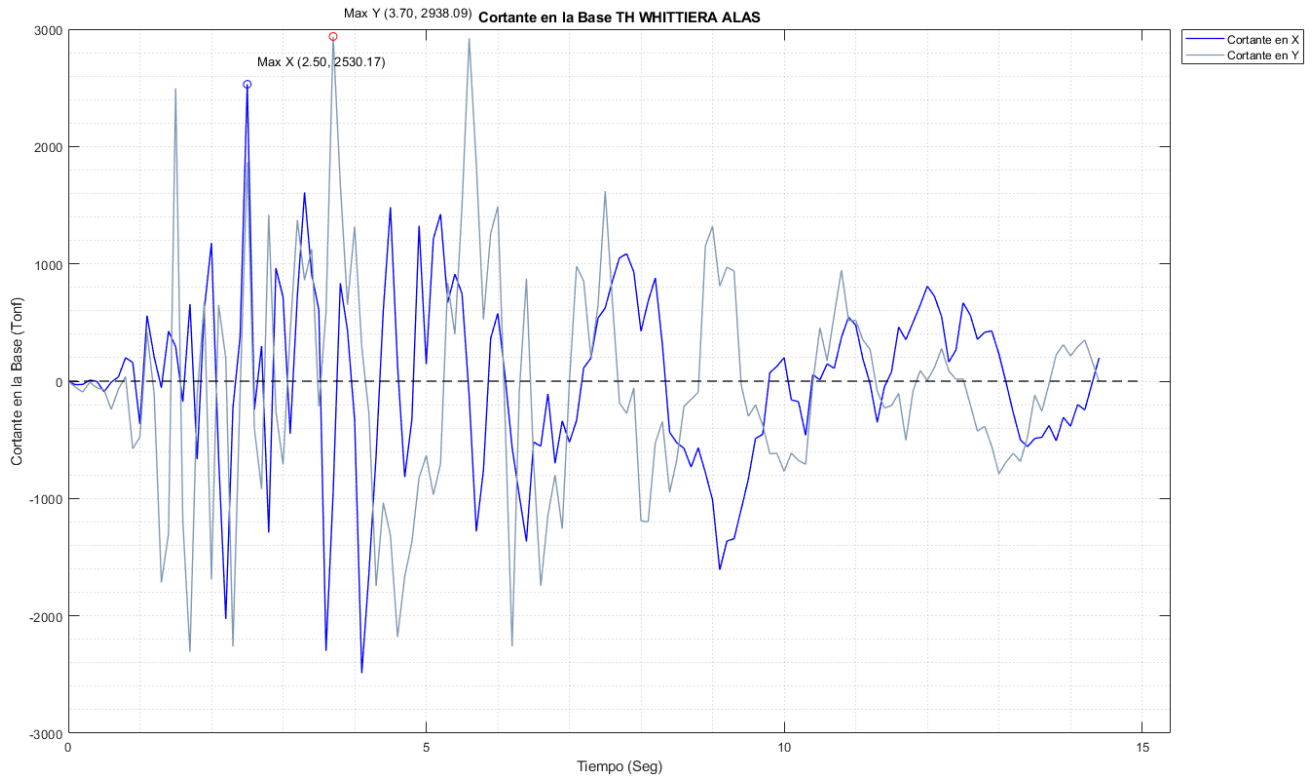


Figura 94. Cortante basal TH_WHITTIERA_ALAS

Fuente: Propia ETABS.

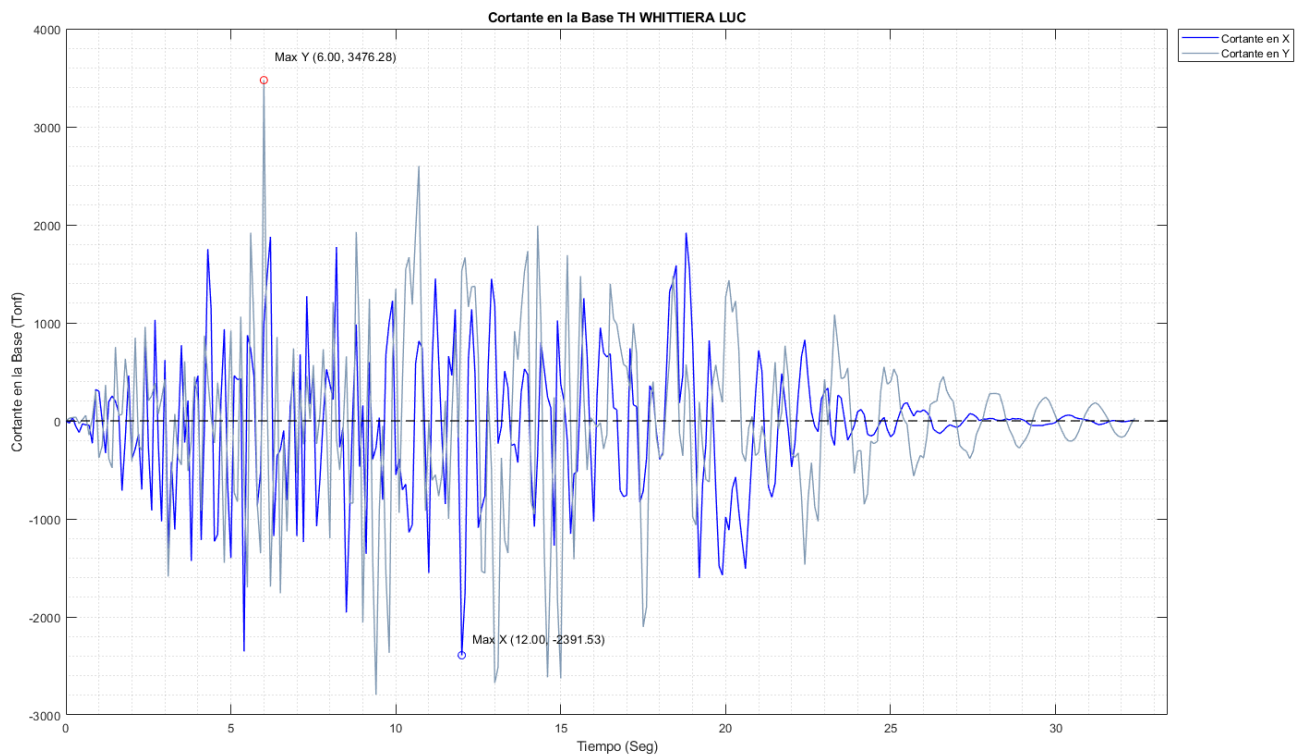


Figura 95. Cortante basal TH_WHITTIERA_LUC

Fuente: Propia ETABS.

Derivas Máximas

Las máximas derivas se presentan a continuación.

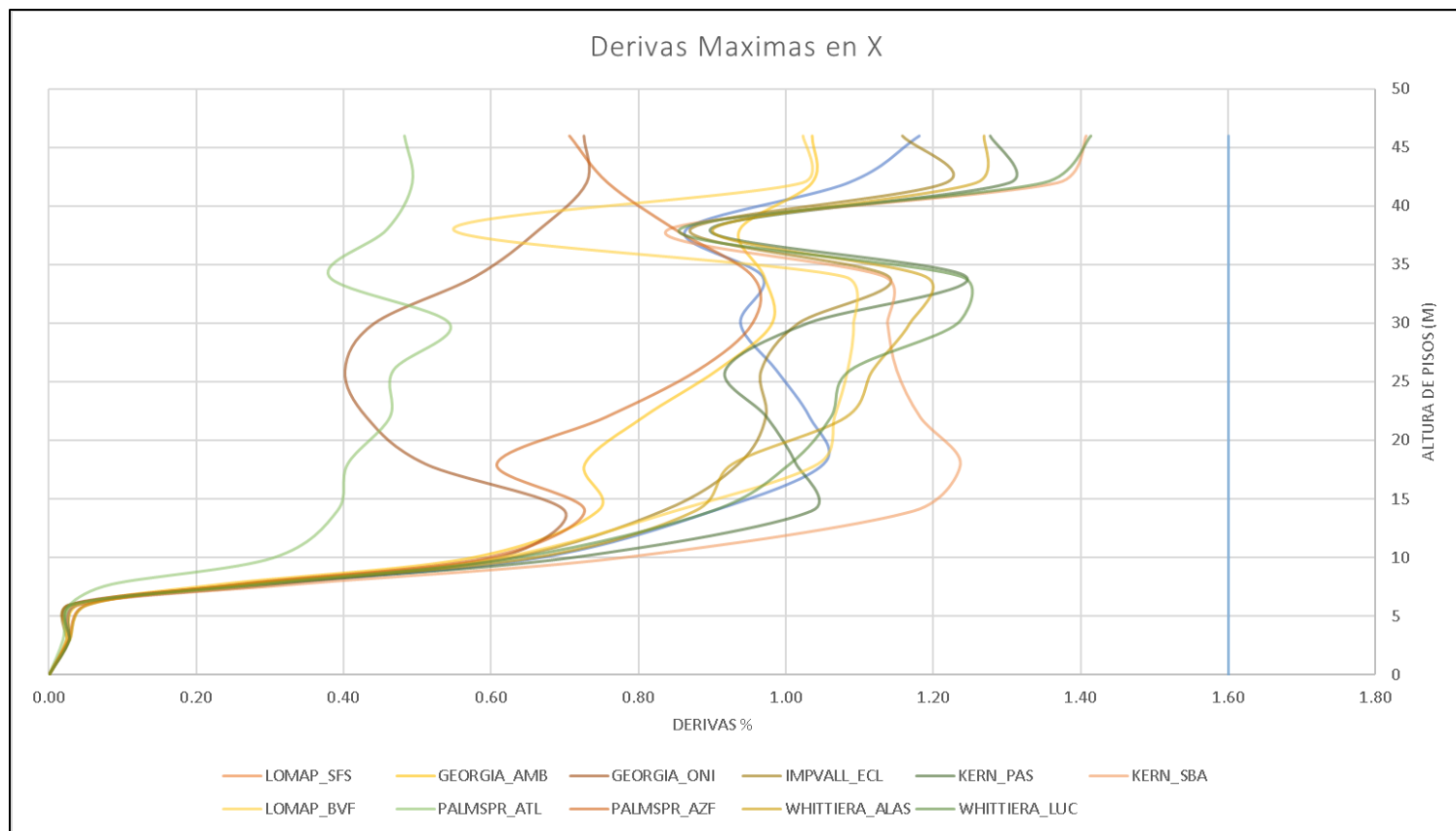


Figura 96. Deriva máxima en X
Fuente: Propia ETABS.

La máxima deriva permitida por el código R-001 de la Republica Dominicana para esta caso en particular es de 1.6%. Para el caso de la dirección X se evidencia una deriva máxima de 1.41% para el sismo WHITTIERA_LUC.

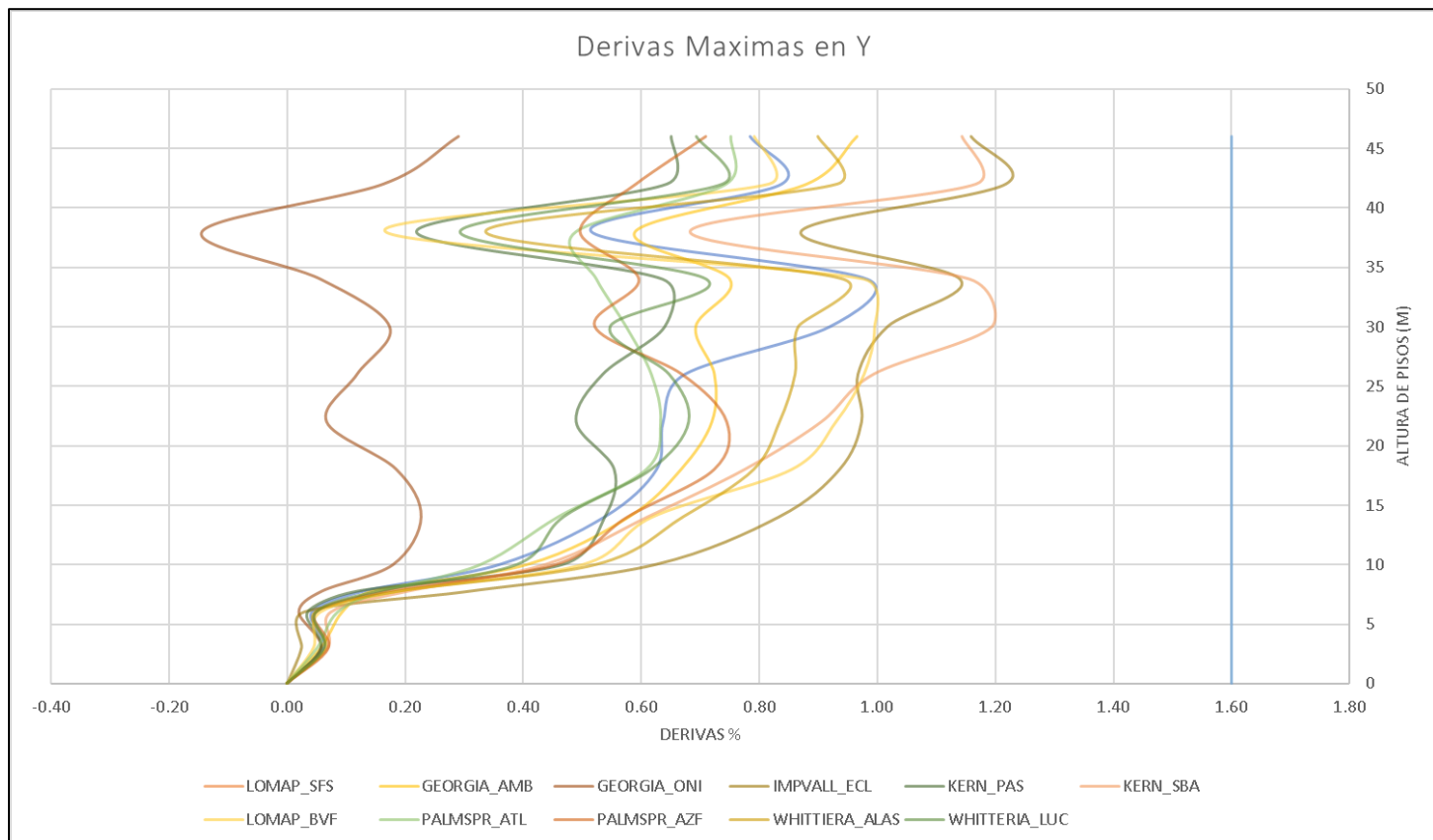


Figura 97. Deriva máxima en Y
Fuente: Propia ETABS.

Para el caso de la dirección Y se evidencia una deriva máxima de 1.15% para el sismo IMPVALL_ECL.

Derivas Residuales

Las derivas residuales hacen referencia a las deformaciones permanentes que prevalecen en la estructura tras haber sido sometida a una excitación significativa, como los sismos ingresados adicionándoles aproximadamente 30 segundos adicionales al registro con valores de cero con la finalidad de que se generara un proceso de amortiguamiento hasta no haber ningún tipo de excitación en la estructura, se presentan a continuación.

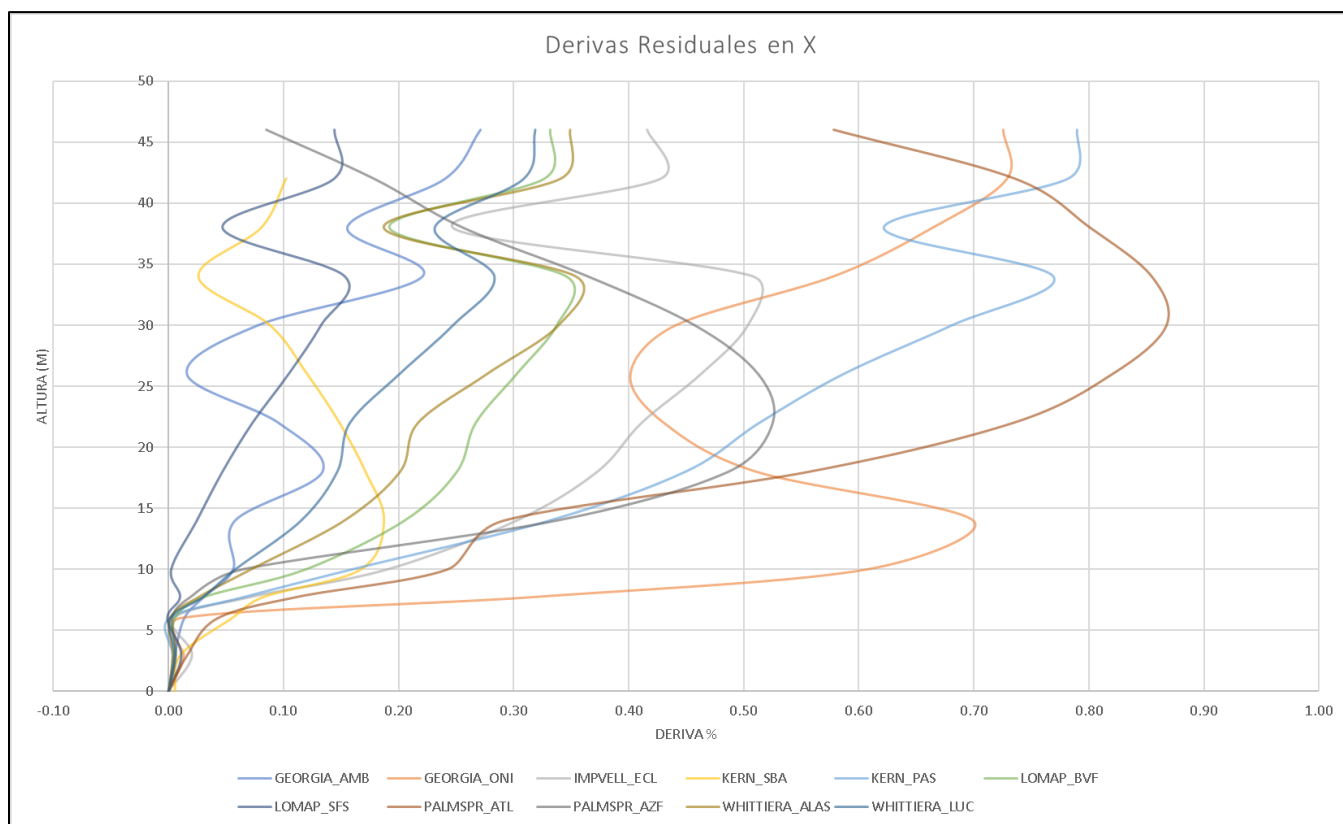


Figura 98. Deriva residual en Y
Fuente: Propia ETABS.

Para el caso de la dirección X se evidencia una deriva máxima de 0.86% generada por el sismo PALMSPR_ATL.

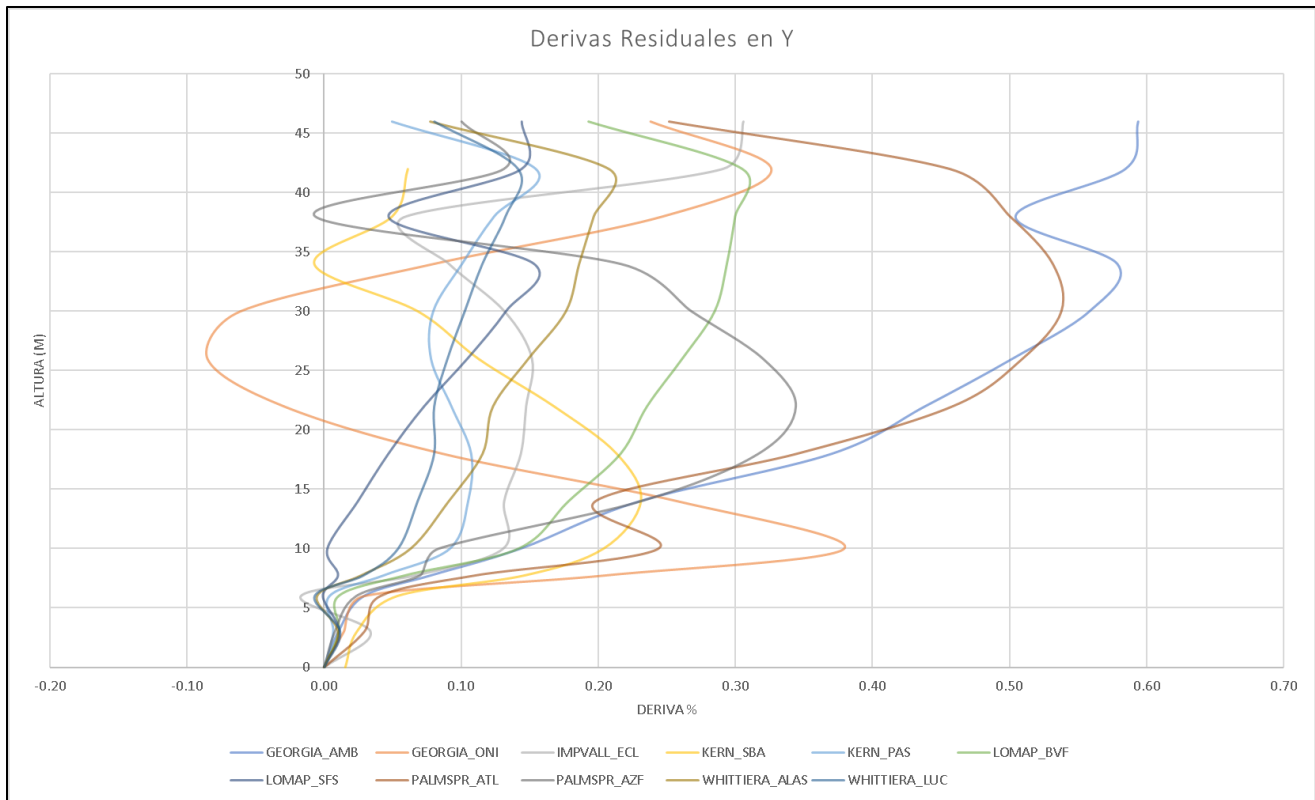
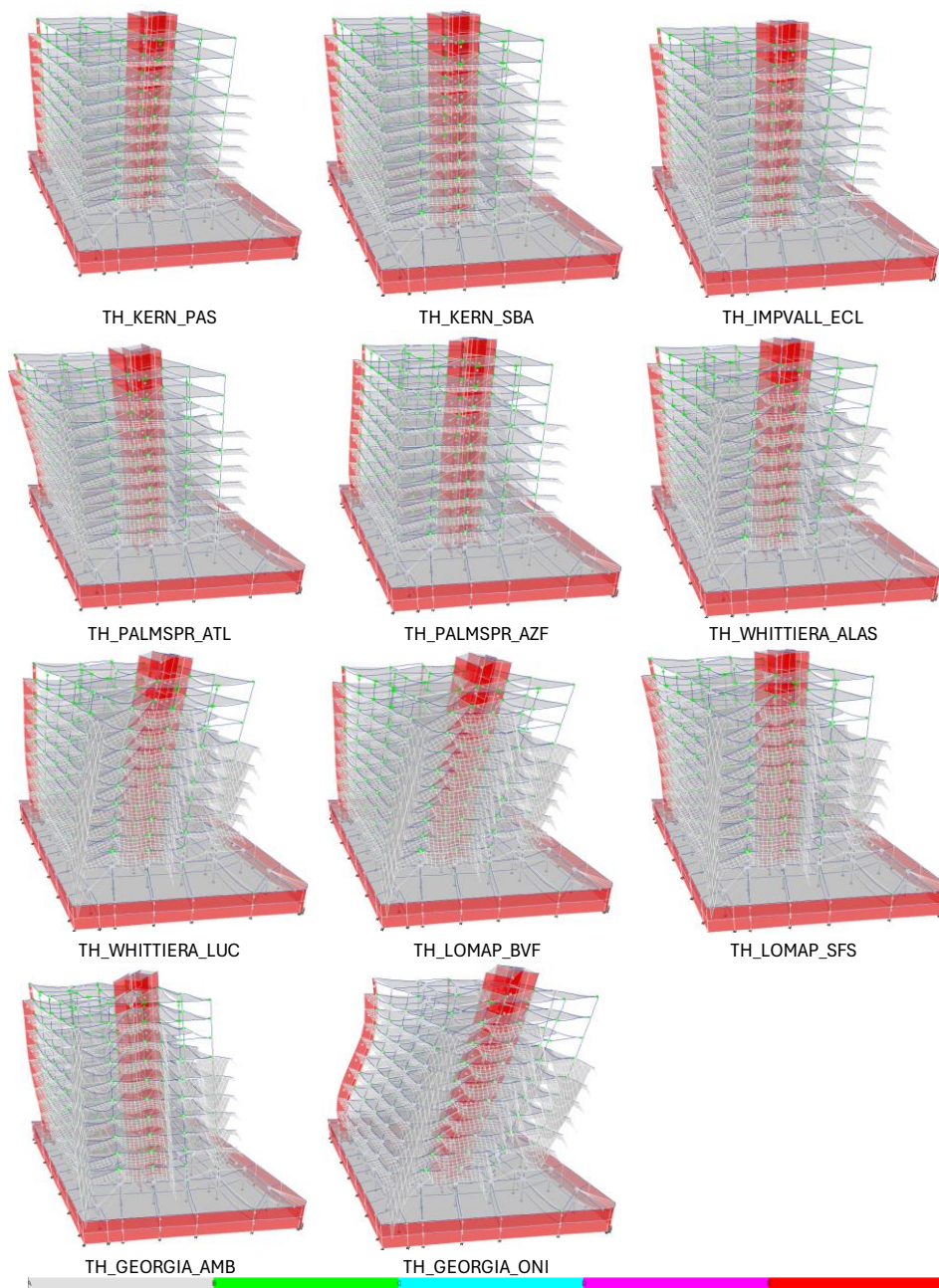


Figura 99. Deriva residual en Y
Fuente: Propia ETABS.

Para el caso de la dirección Y se evidencia una deriva máxima de 0.59% generada por el sismo GEORGIA_AMB.

Estructura Deformada

Se presenta la estructura deformada para el último paso de cada uno de los sismos tiempo-Historia.

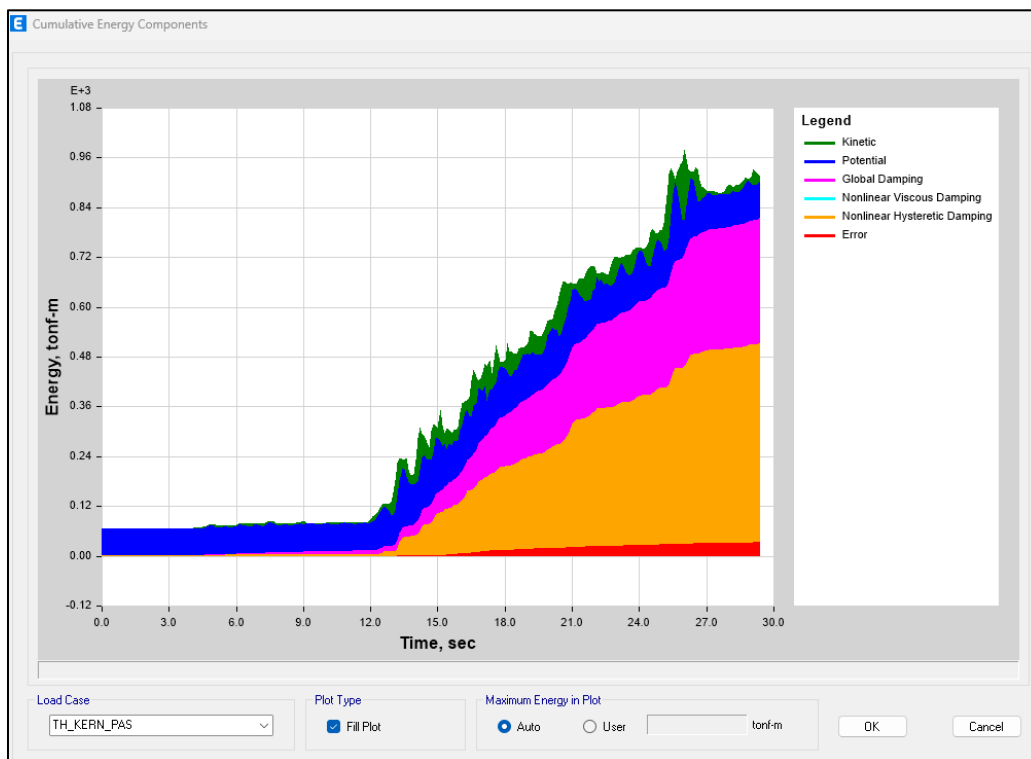


***Figura 100. Ratios Estructuras deformadas
Fuente: Propia ETABS.***

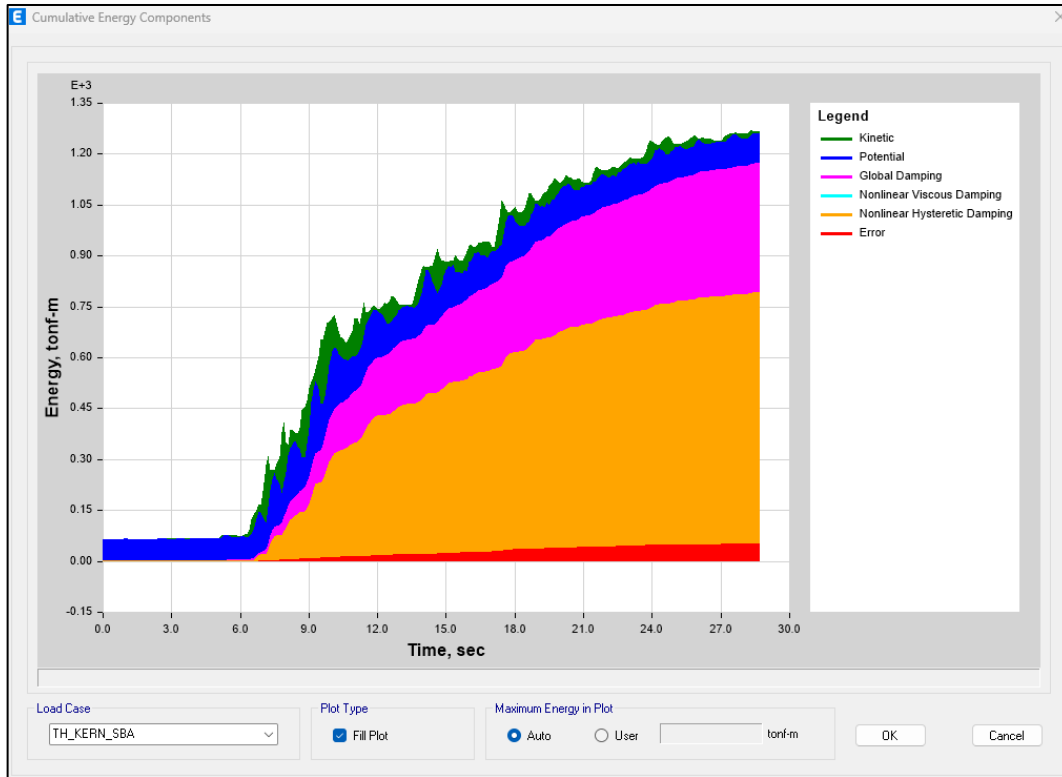
La deformación general de las rotulas en los miembros se puede mostrar en la deformada con respecto al nivel de desempeño en colores.

Graficas de Energía

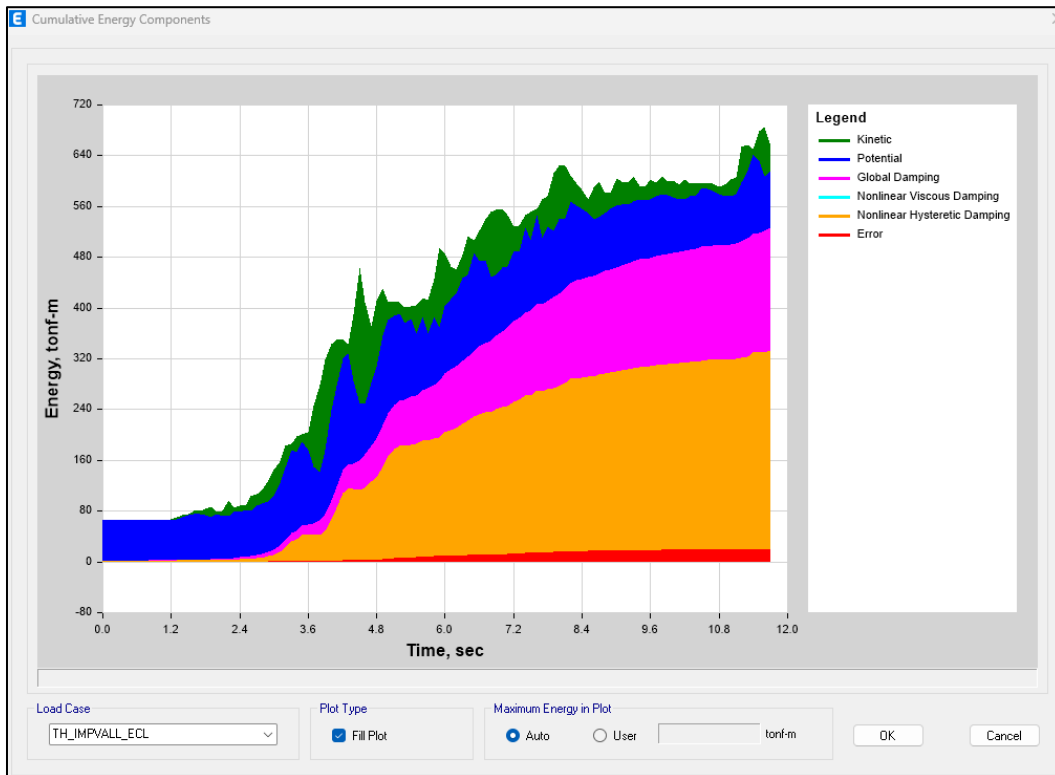
En el proceso de validación, se realiza una evaluación exhaustiva de los diagramas energéticos con el fin de identificar y cuantificar el error energético, así como para analizar la energía disipada a través del Amortiguamiento Histéretico No Lineal, el cual se origina como consecuencia de la respuesta de los componentes estructurales bajo ciertas condiciones de carga. Es imperativo que el error energético observado se mantenga por debajo del umbral del 5% del total de la energía del el sistema, a fin de asegurar la precisión y fiabilidad de los resultados obtenidos. Además, la energía disipada por medio del amortiguamiento histéretico no lineal debe ser comparada con la energía de amortiguamiento global. Este análisis comparativo es concluyente para efectuar una evaluación cualitativa, la cual permite discernir el grado de daño o el nivel de rendimiento de los componentes estructurales en estudio.



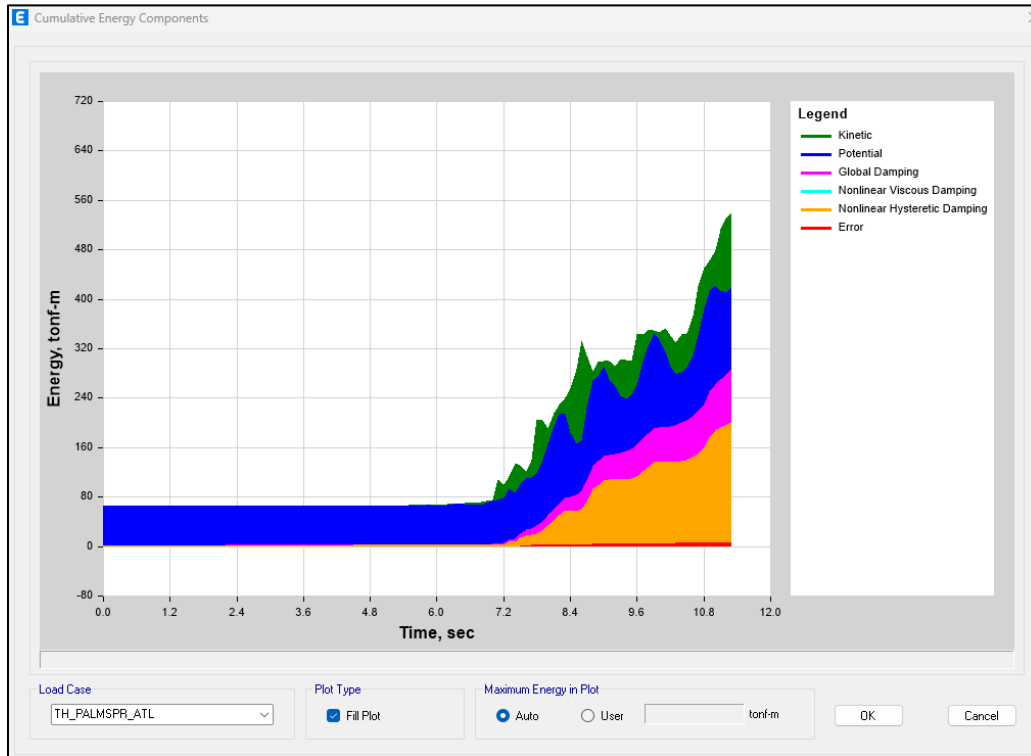
*Figura 101. Grafica de Energía TH_KERN_PAS
Fuente: Propia ETABS.*



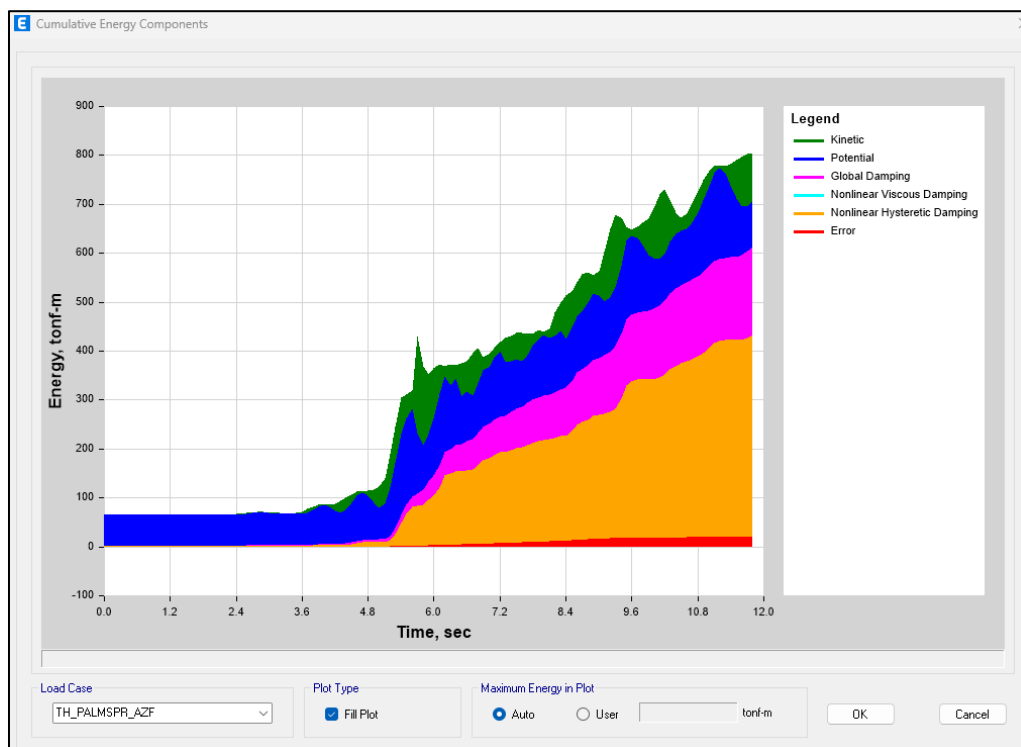
*Figura 102. Grafica de Energía TH_KERN_SBA
Fuente: Propia ETABS.*



*Figura 103. Grafica de Energía TH_IMPVALLECL
Fuente: Propia ETABS.*



*Figura 104. Grafica de Energía TH_PALMSPR_ATL
Fuente: Propia ETABS.*



*Figura 105. Grafica de Energía TH_PALMSPR_AZF
Fuente: Propia ETABS.*

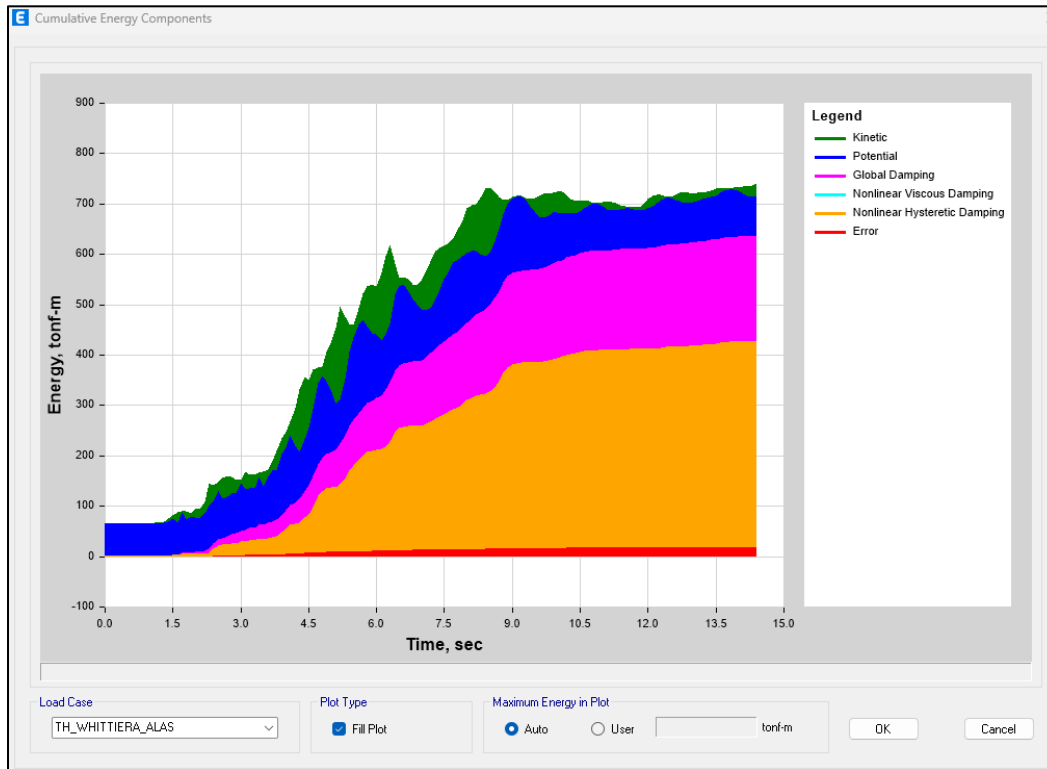


Figura 106. Grafica de Energía TH_WHITTIERA_ALAS

Fuente: Propia ETABS.

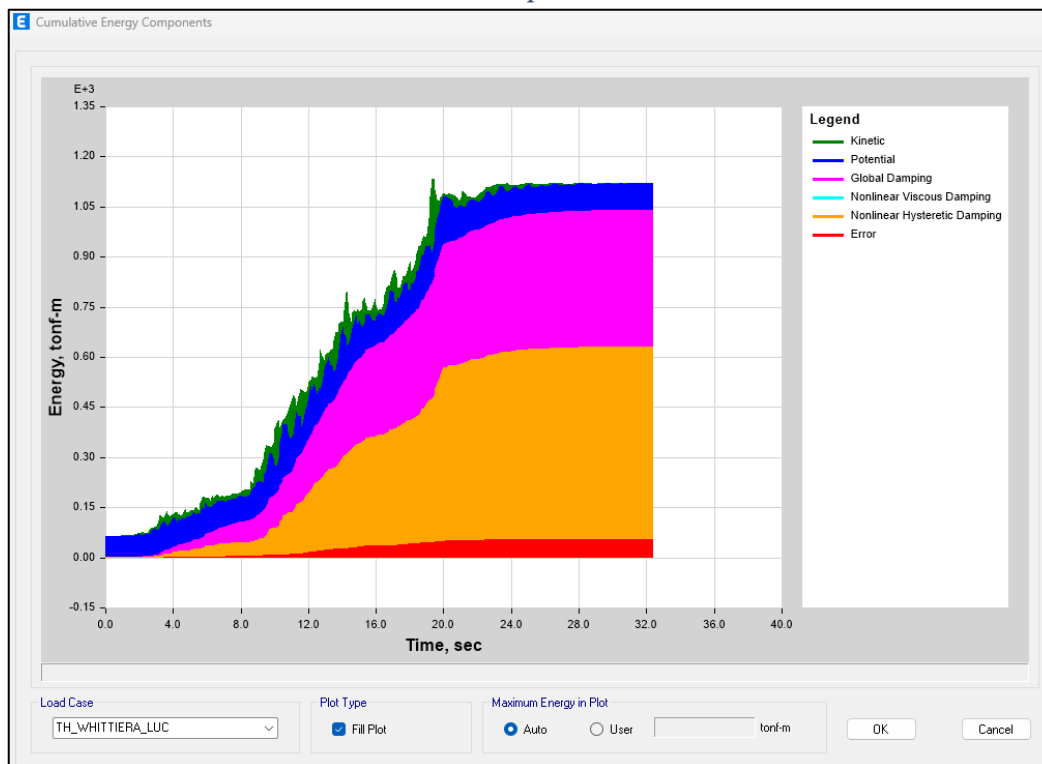


Figura 107. Grafica de Energía TH_WHITTIERA_LUC

Fuente: Propia ETABS.

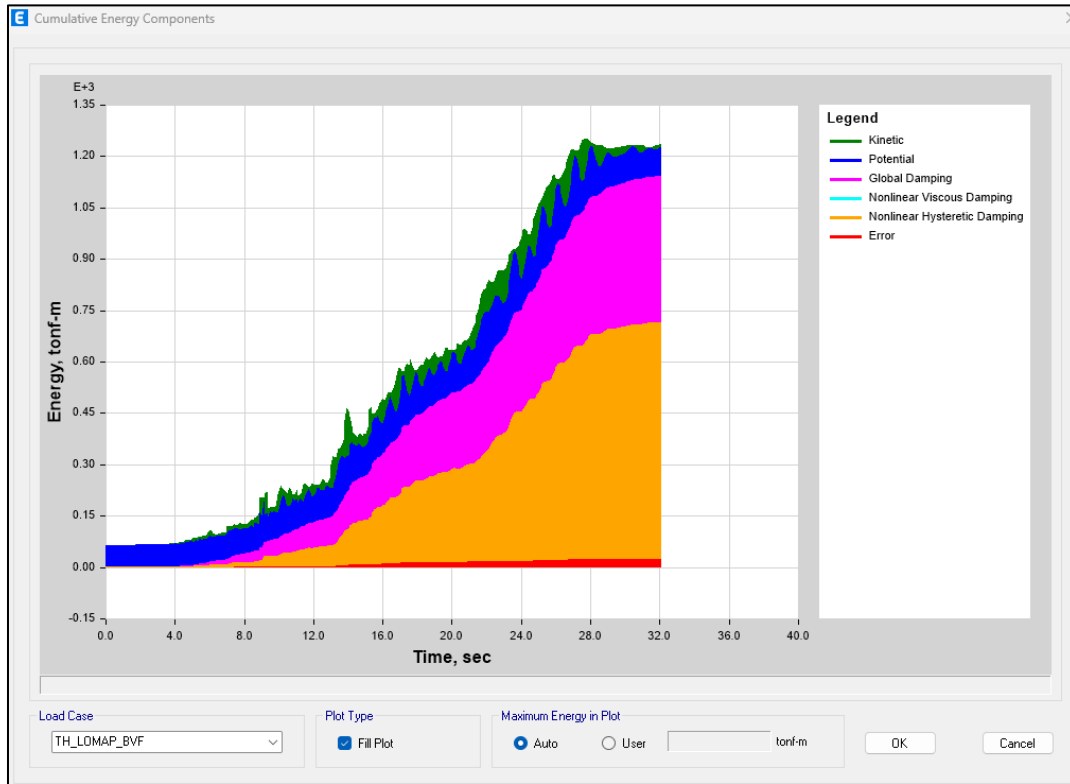


Figura 108. Grafica de Energía TH_LOMAP_BVP

Fuente: Propia ETABS.

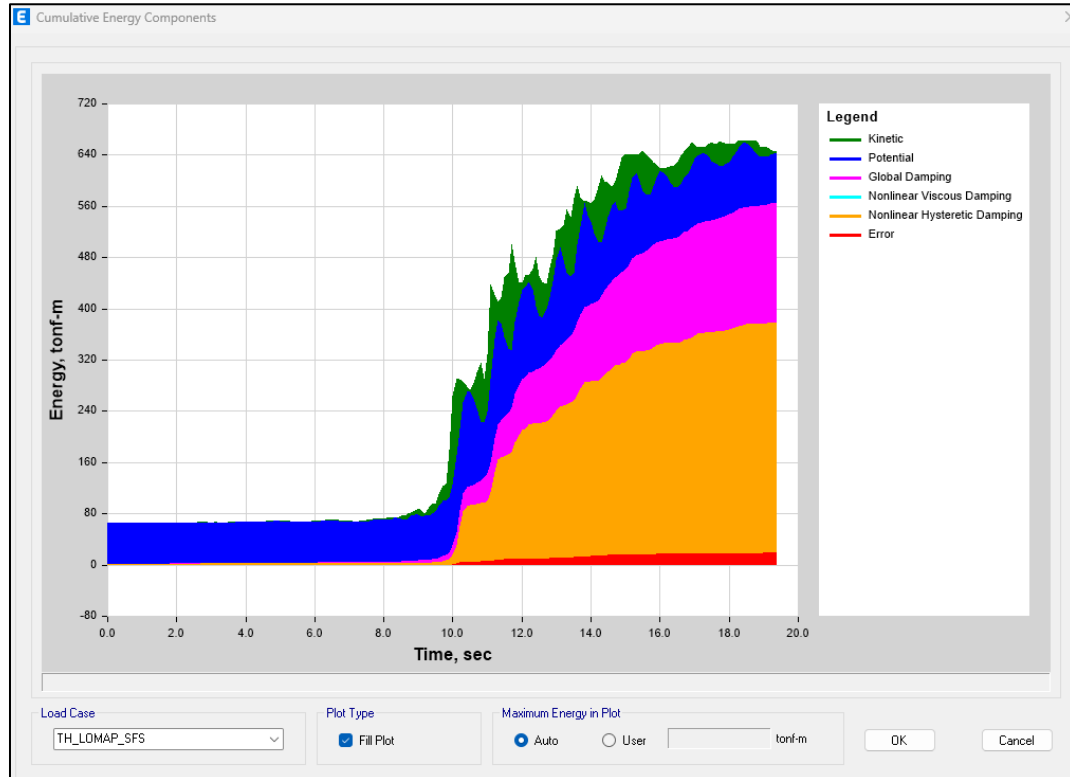
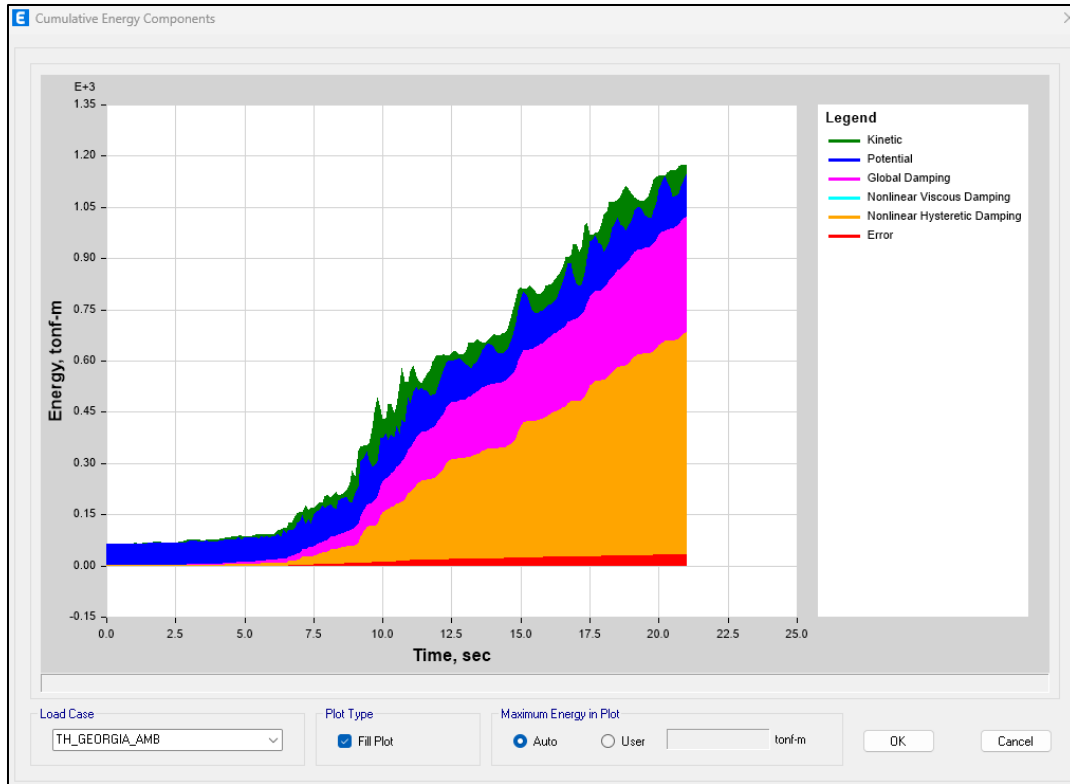
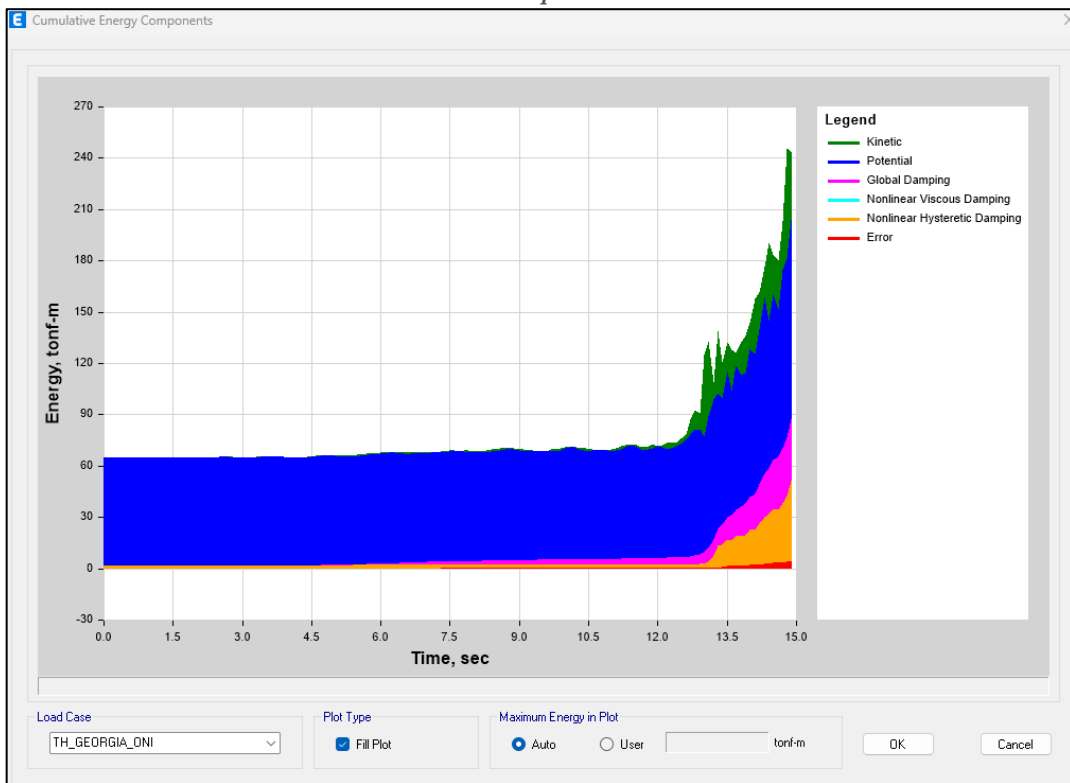


Figura 109. Grafica de Energía TH_LOMAP_SFS

Fuente: Propia ETABS.



*Figura 110. Grafica de Energía TH_GEORGIA_AMB
Fuente: Propia ETABS.*

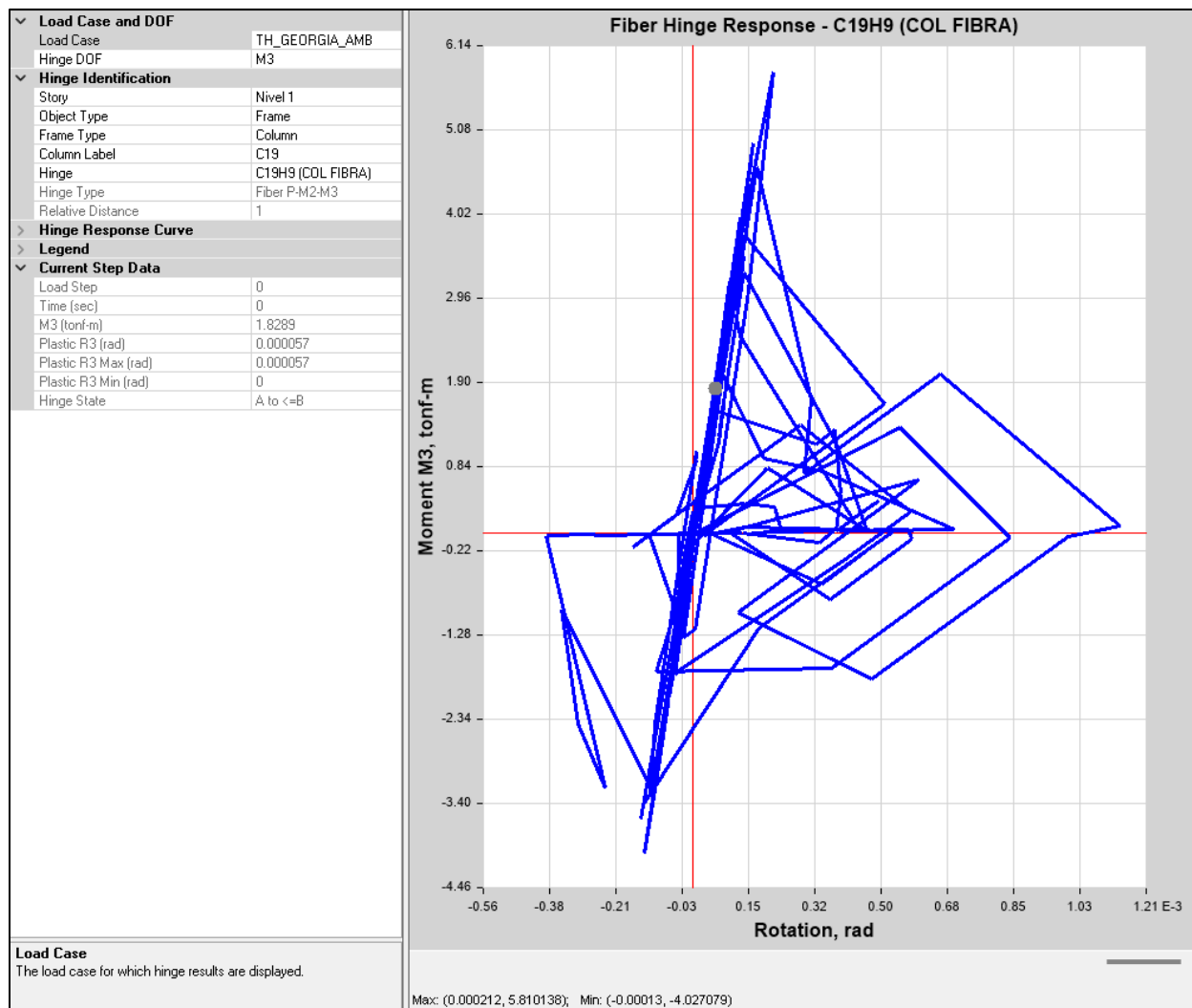


*Figura 111. Grafica de Energía TH_GEORGIA_AMB
Fuente: Propia ETABS.*

Respuestas Locales

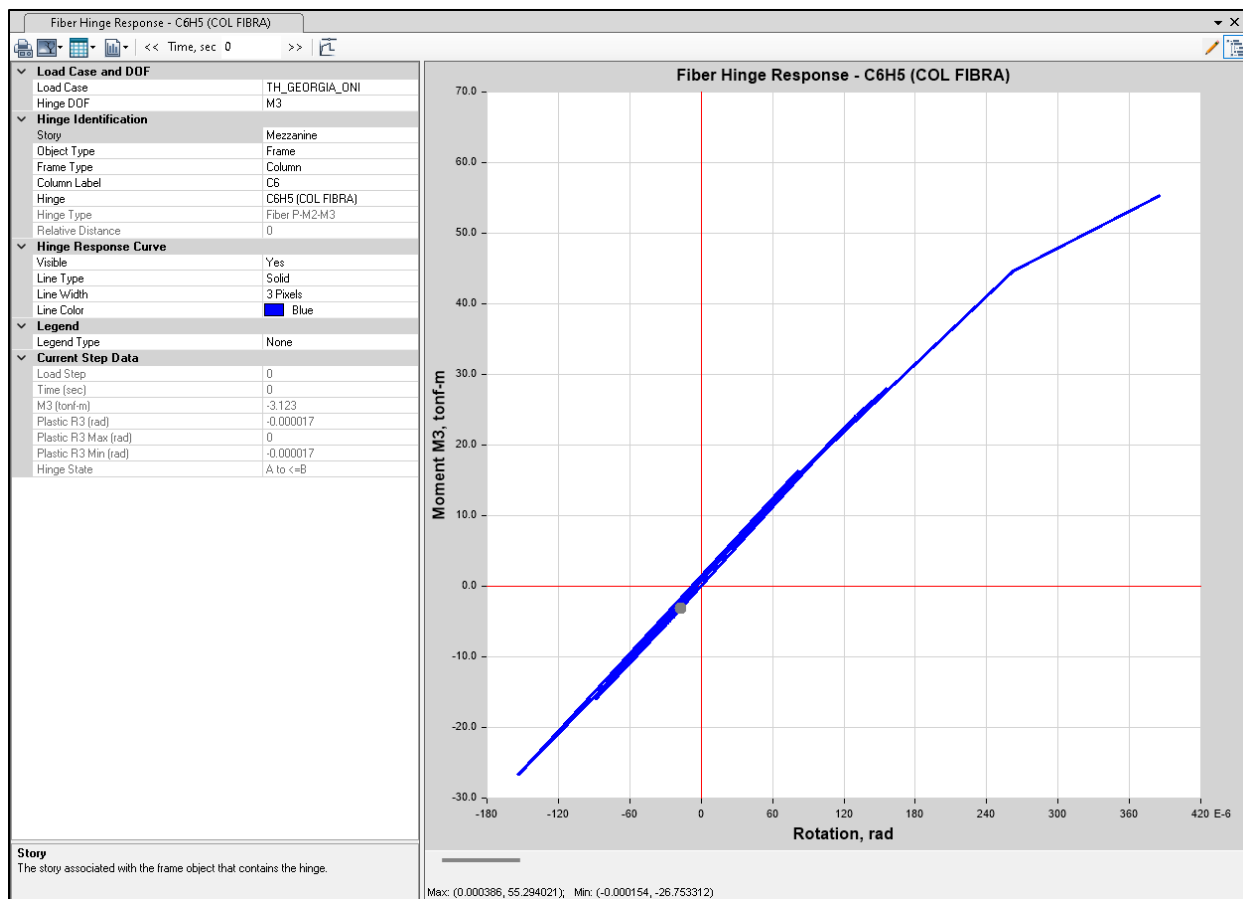
Se presentan como respuestas locales de las rotulas más críticas en columnas, vigas y muros.

Columnas



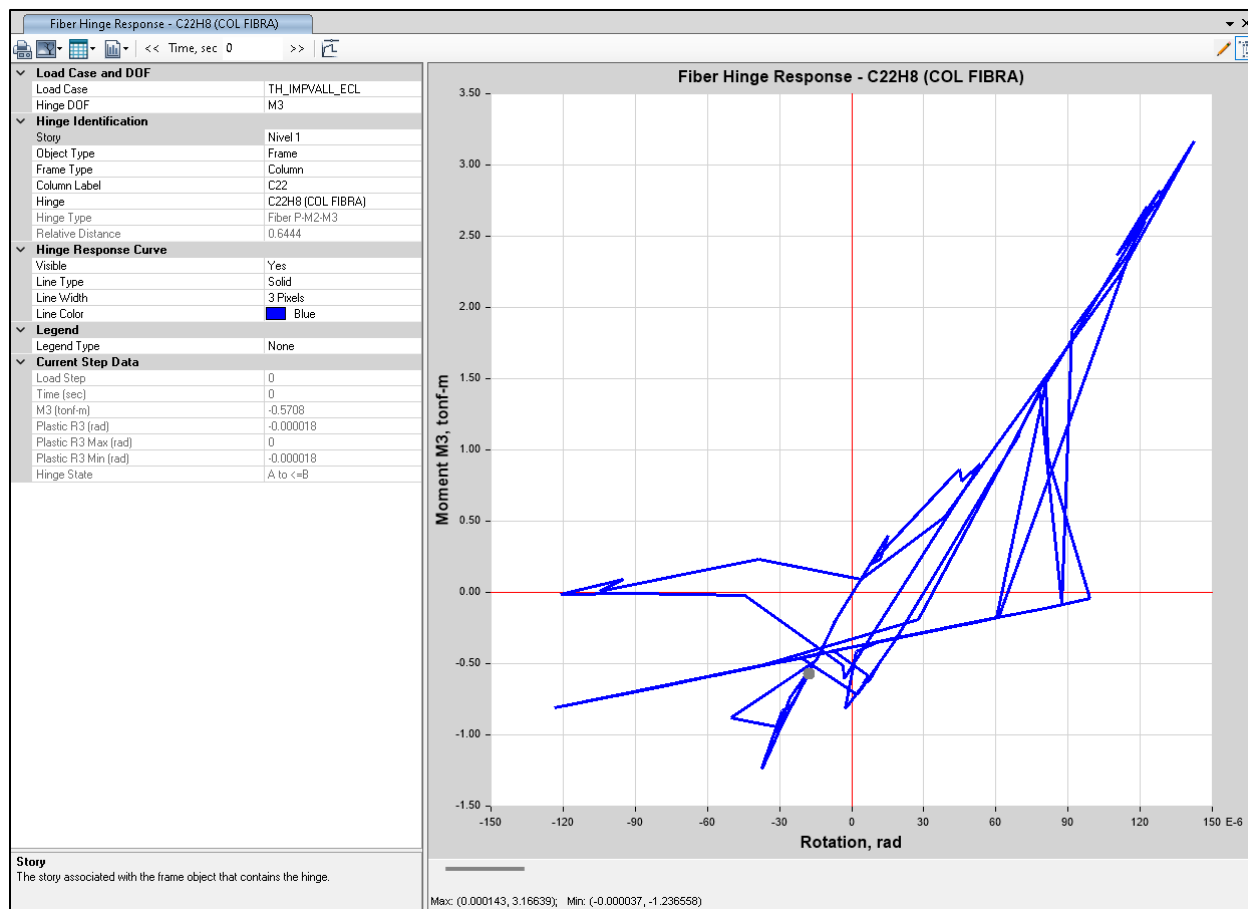
*Figura 112. Resultado rotula en Columna TH_GEORGIA_AMB
Fuente: Propia ETABS.*

Se obtiene en este elemento en específico una rotación máxima de 0.00021 Rad. Los límites de rotación se determinan de acuerdo con la Tabla 10-8 de ASCE 41-17.



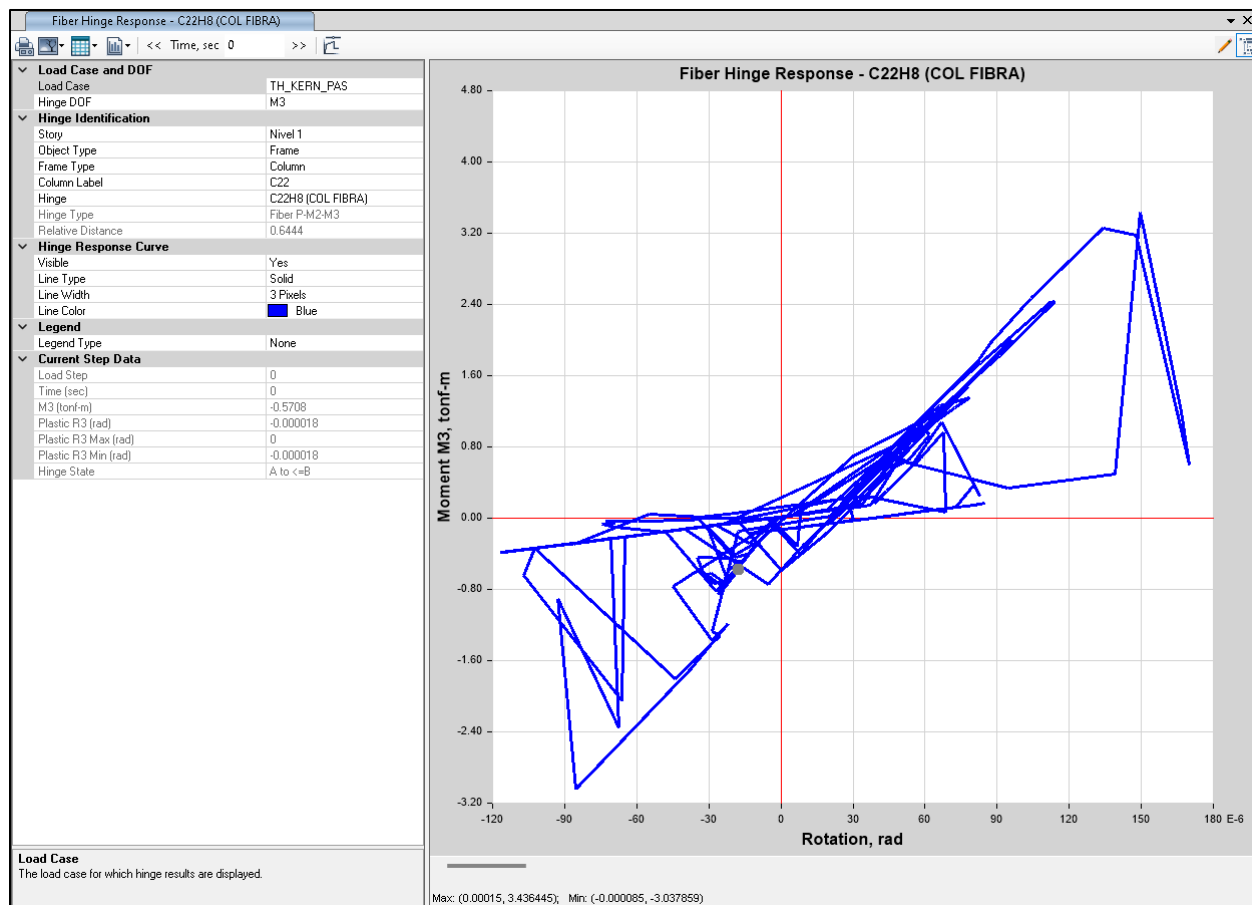
*Figura 113. Resultado rotula en Columna TH_GEORGIA_ONI
Fuente: Propia ETABS.*

De acuerdo con los resultados en la columna, se obtuvo una rotación máxima de 0.00038 radianes bajo la acción sísmica de diseño. Según la Tabla 10-8 de la norma ASCE 41-17, el límite de rotación inelástica para un nivel de desempeño de Seguridad de vida es 0.020 radianes.



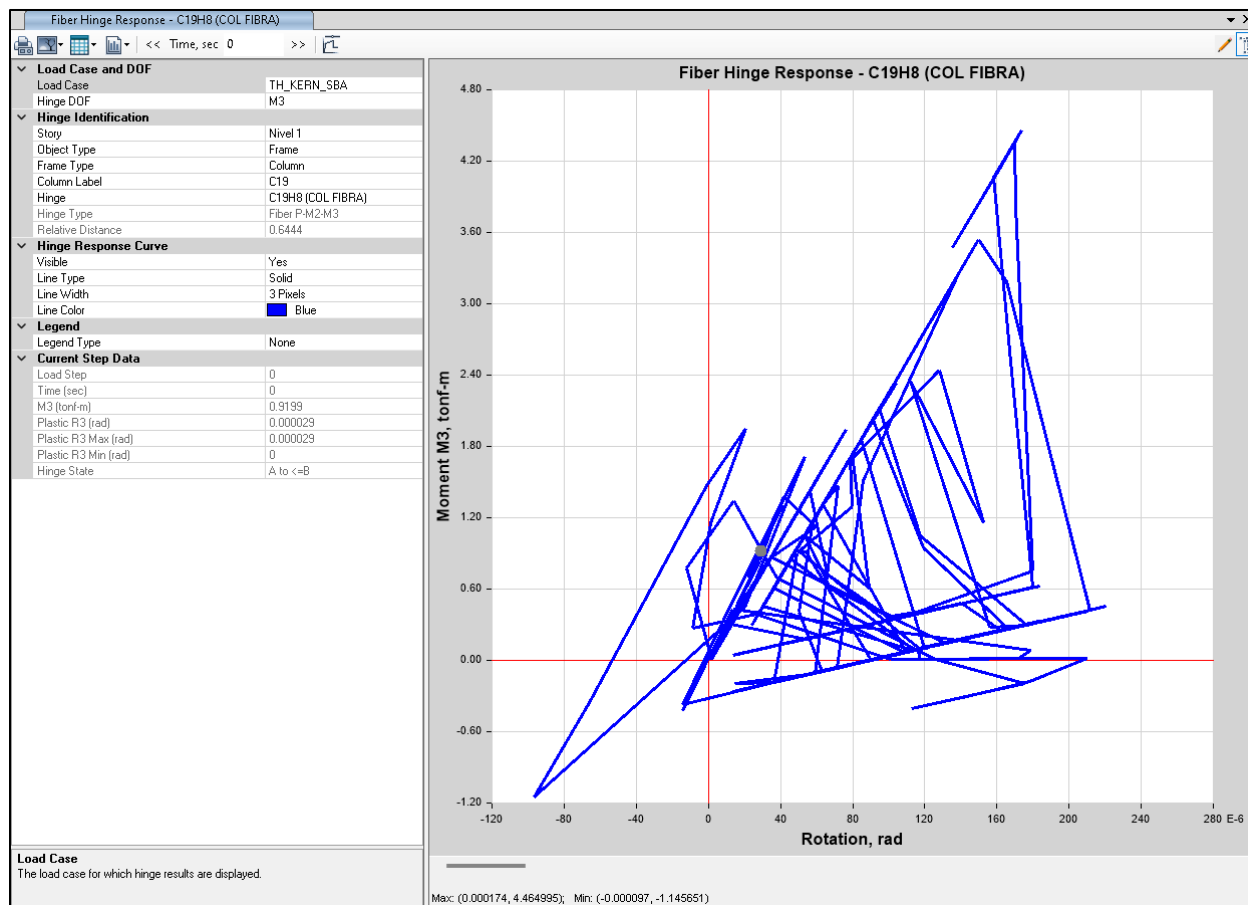
*Figura 114. Resultado rotula en Columna TH_IMPVALL_ECL
Fuente: Propia ETABS.*

De acuerdo con los resultados en la columna, se obtuvo una rotación máxima de 0.000143 radianes bajo la acción sísmica de diseño. Según la Tabla 10-8 de la norma ASCE 41-17, el límite de rotación inelástica para un nivel de desempeño de Seguridad de vida es 0.020 radianes.



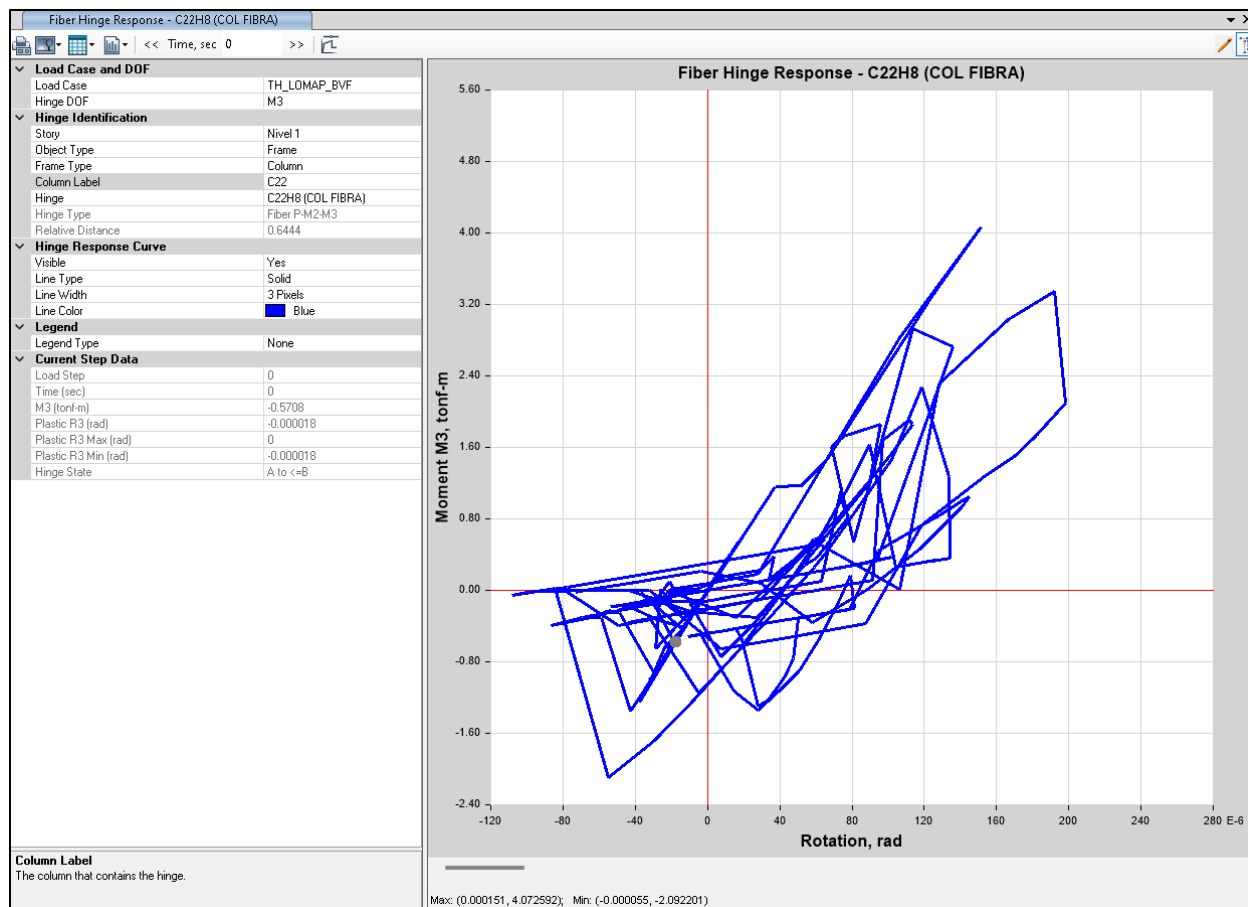
*Figura 115. Resultado rotula en Columna TH_KERN_PAS
Fuente: Propia ETABS.*

De acuerdo con los resultados en la columna, se obtuvo una rotación máxima de 0.00015 radianes bajo la acción sísmica de diseño. Según la Tabla 10-8 de la norma ASCE 41-17, el límite de rotación inelástica para un nivel de desempeño de Seguridad de vida es 0.020 radianes.



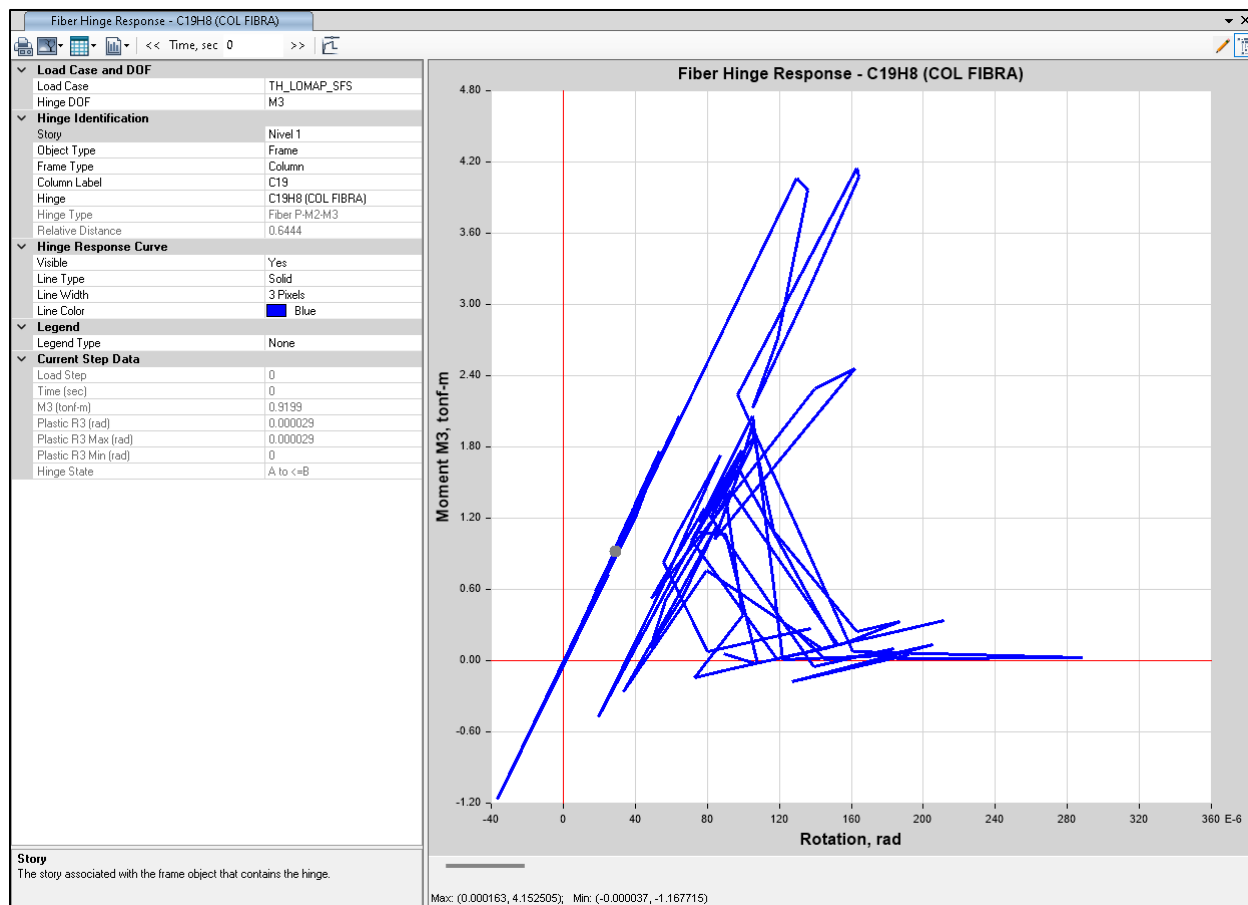
*Figura 116. Resultado rotula en Columna TH_KERN_SBA
Fuente: Propia ETABS.*

De acuerdo con los resultados en la columna, se obtuvo una rotación máxima de 0.000174 radianes bajo la acción sísmica de diseño. Según la Tabla 10-8 de la norma ASCE 41-17, el límite de rotación inelástica para un nivel de desempeño de Seguridad de vida es 0.020 radianes.



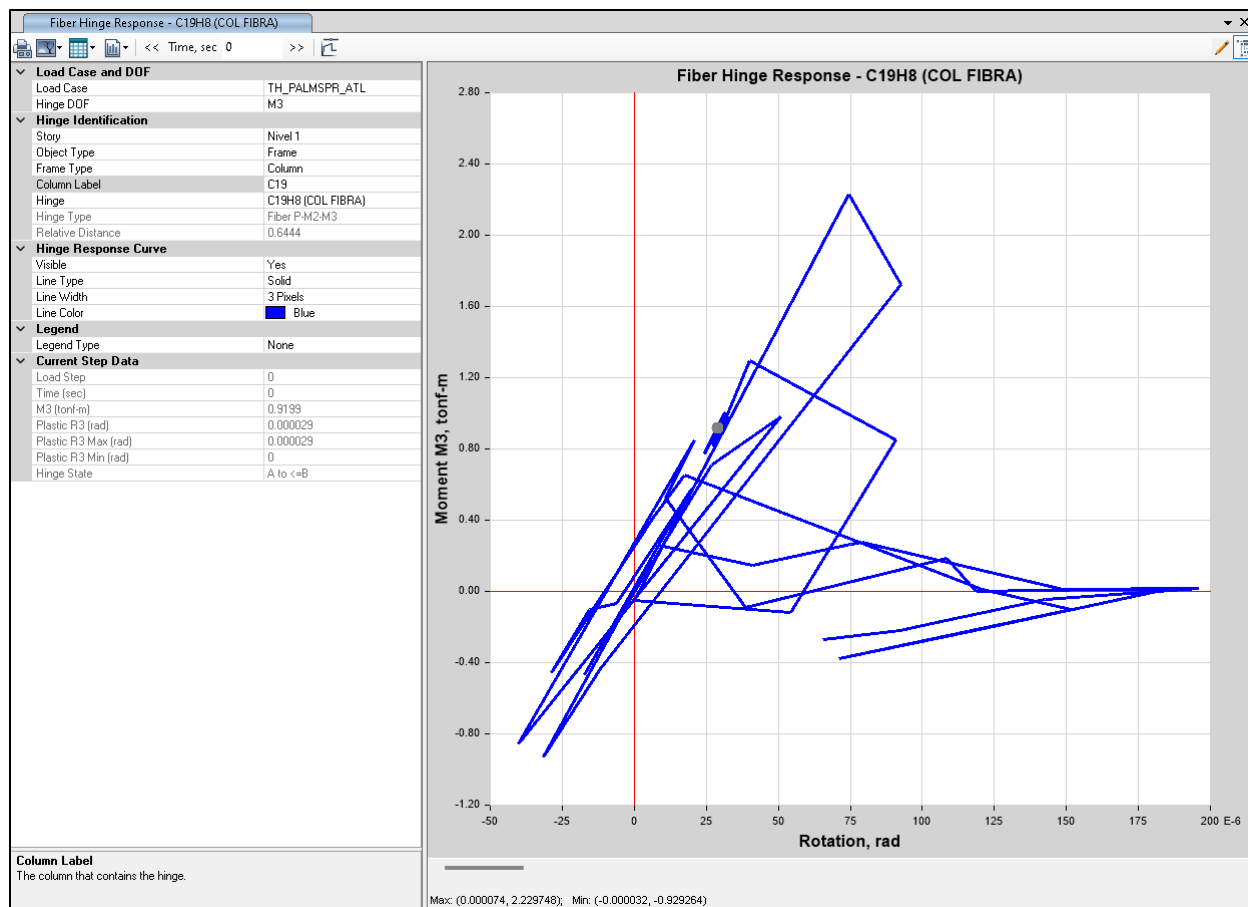
*Figura 117. Resultado rotula en Columna TH_LOMAP_BVF
Fuente: Propia ETABS.*

De acuerdo con los resultados en la columna, se obtuvo una rotación máxima de 0.000151 radianes bajo la acción sísmica de diseño. Según la Tabla 10-8 de la norma ASCE 41-17, el límite de rotación inelástica para un nivel de desempeño de Seguridad de vida es 0.020 radianes.



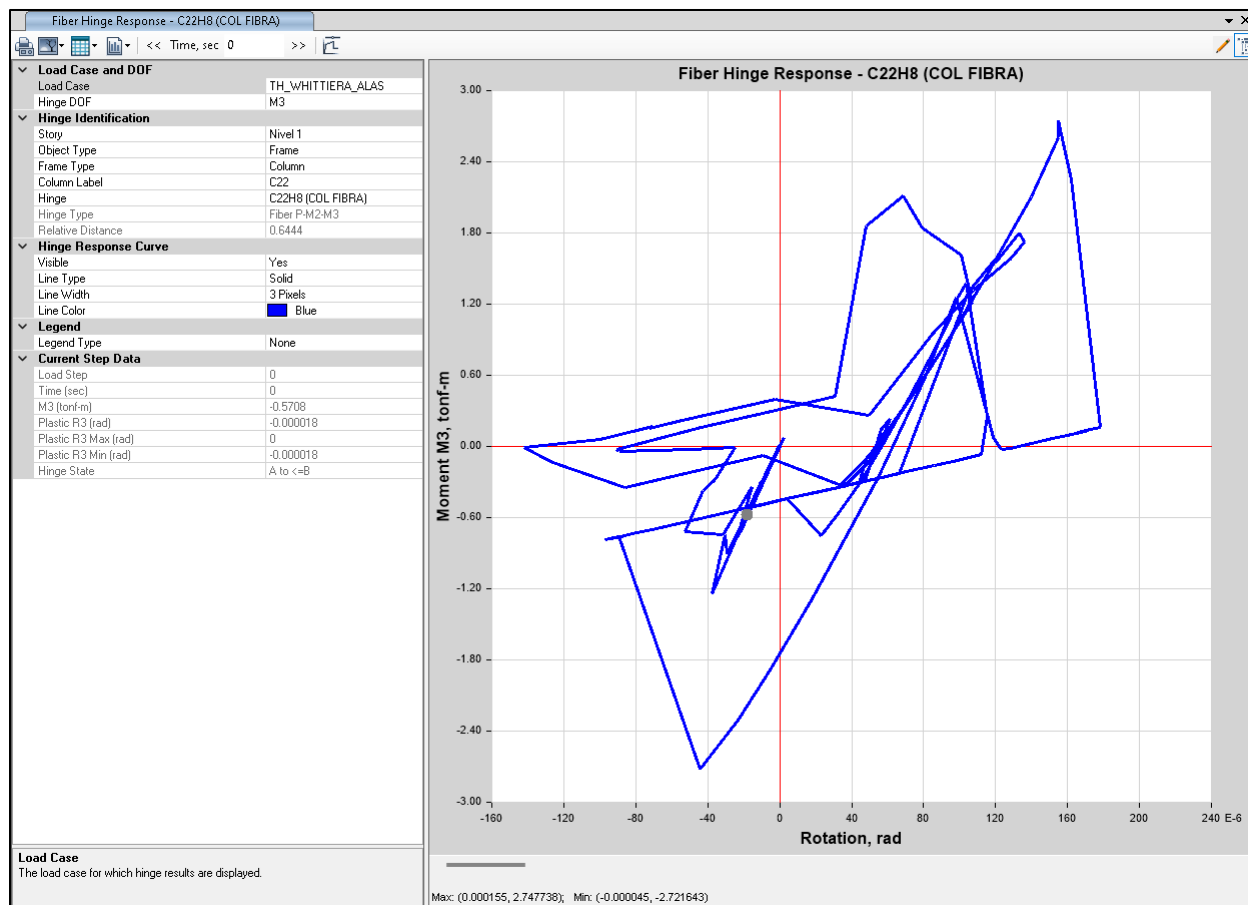
*Figura 118. Resultado rotula en Columna TH_LOMAP_SFS
Fuente: Propia ETABS.*

De acuerdo con los resultados en la columna, se obtuvo una rotación máxima de 0.000163 radianes bajo la acción sísmica de diseño. Según la Tabla 10-8 de la norma ASCE 41-17, el límite de rotación inelástica para un nivel de desempeño de Seguridad de vida es 0.020 radianes.



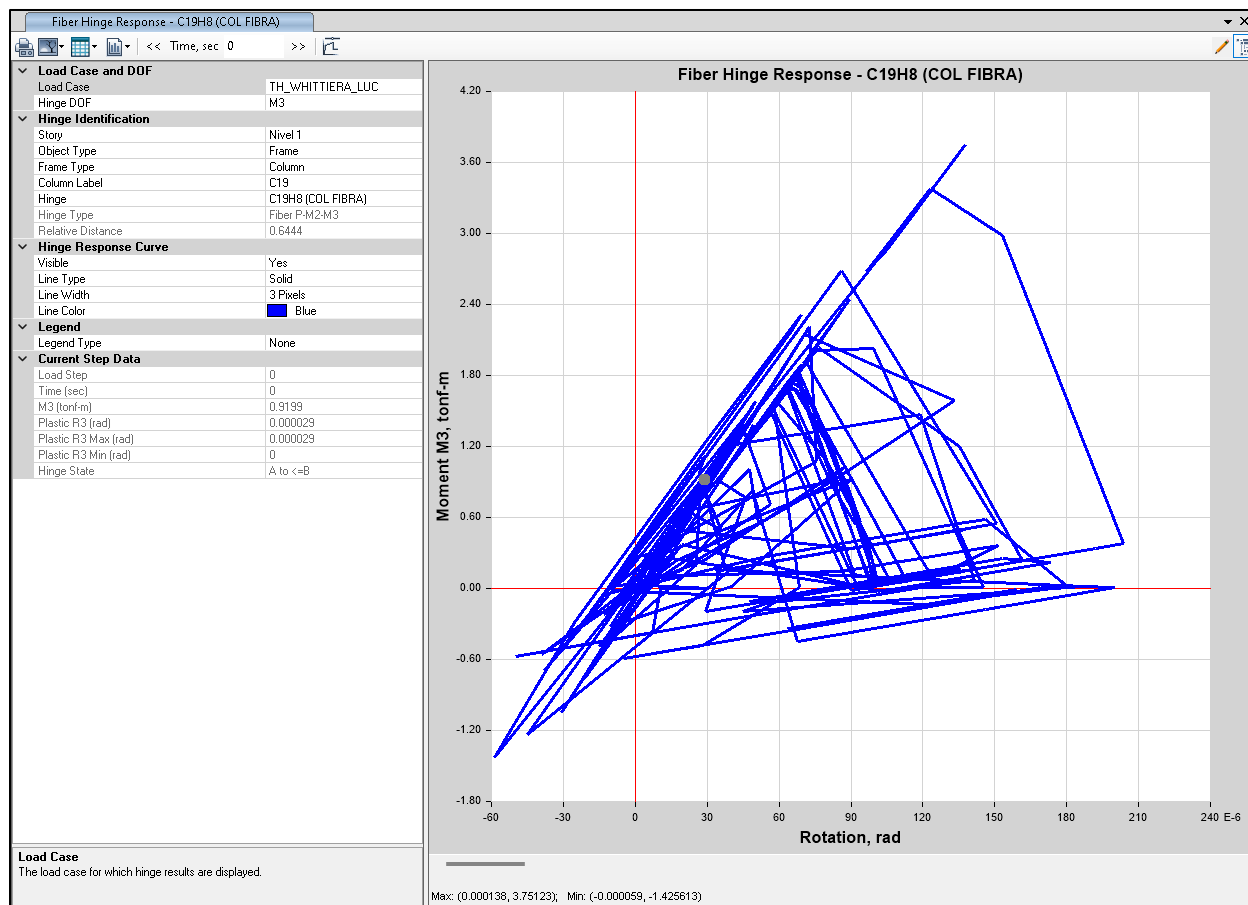
*Figura 119. Resultado rotula en Columna TH_PALMSPR_ATL
Fuente: Propia ETABS.*

De acuerdo con los resultados en la columna, se obtuvo una rotación máxima de 0.000074 radianes bajo la acción sísmica de diseño. Según la Tabla 10-8 de la norma ASCE 41-17, el límite de rotación inelástica para un nivel de desempeño de Seguridad de vida es 0.020 radianes.



*Figura 121. Resultado rotula en Columna TH_WHITTIERA_ALAS
Fuente: Propia ETABS.*

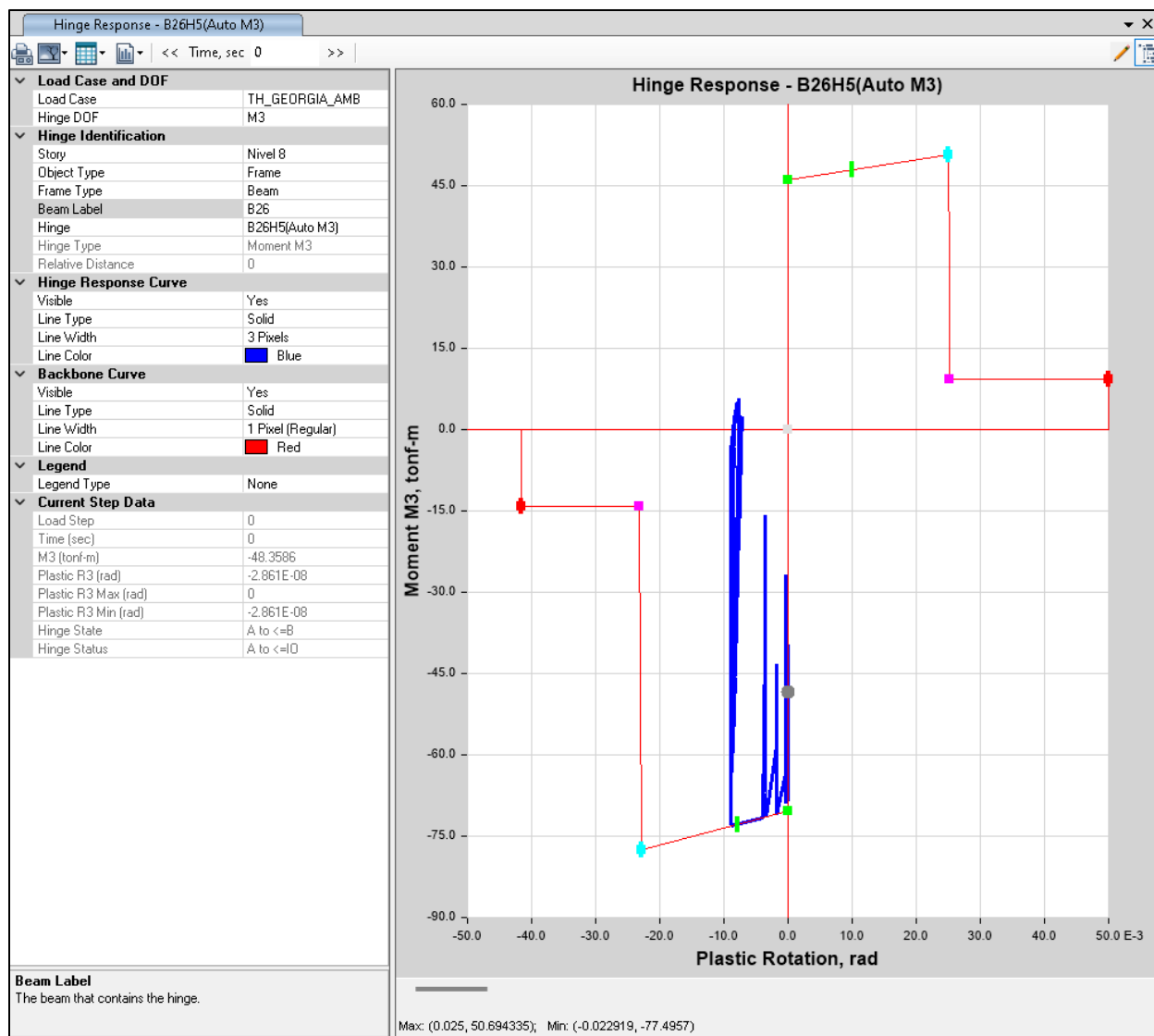
De acuerdo con los resultados en la columna, se obtuvo una rotación máxima de 0.000155 radianes bajo la acción sísmica de diseño. Según la Tabla 10-8 de la norma ASCE 41-17, el límite de rotación inelástica para un nivel de desempeño de Seguridad de vida es 0.020 radianes.



*Figura 122. Resultado rotula en Columna TH_ WHITTIERA_LUC
Fuente: Propia ETABS.*

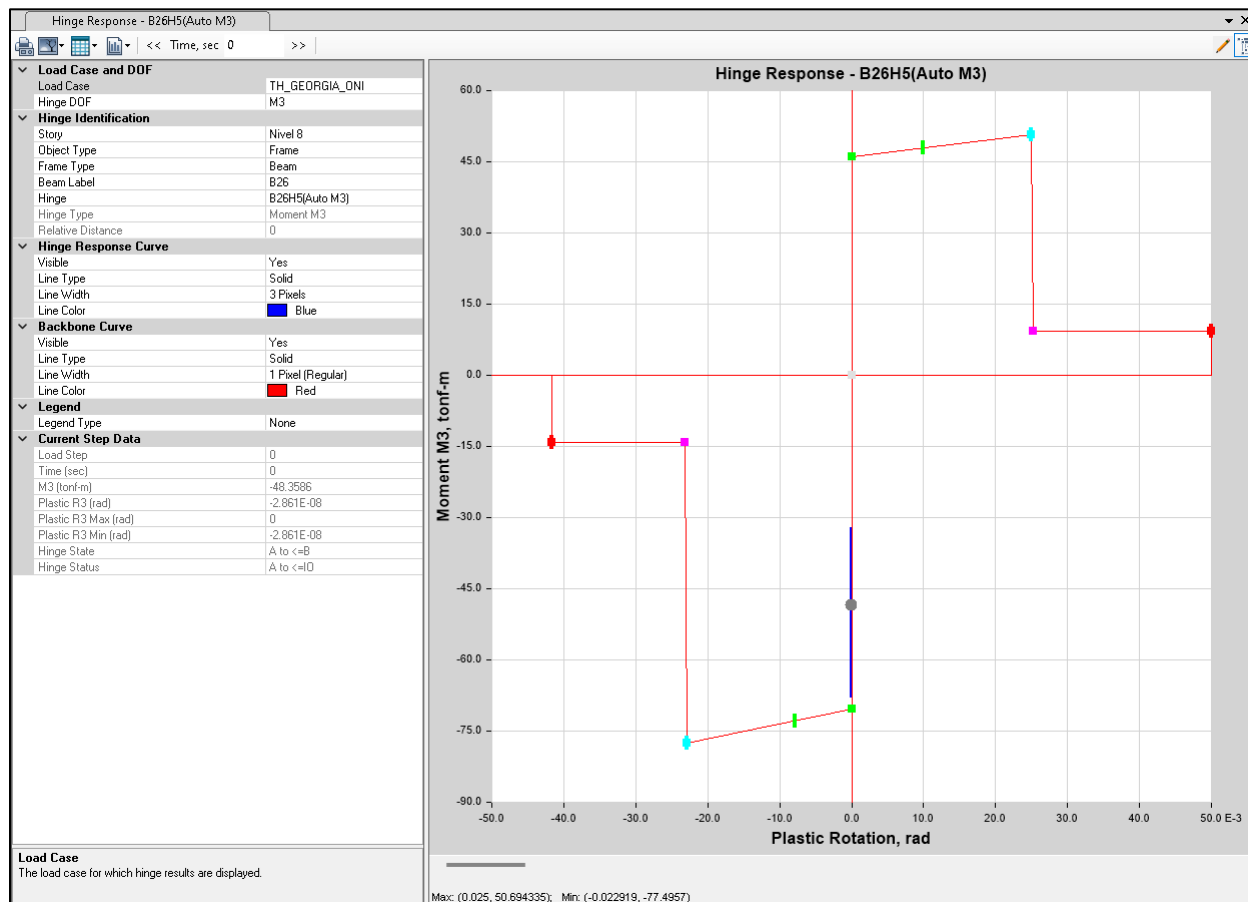
De acuerdo con los resultados en la columna, se obtuvo una rotación máxima de 0.000138 radianes bajo la acción sísmica de diseño. Según la Tabla 10-8 de la norma ASCE 41-17, el límite de rotación inelástica para un nivel de desempeño de Seguridad de vida es 0.020 radianes.

Vigas



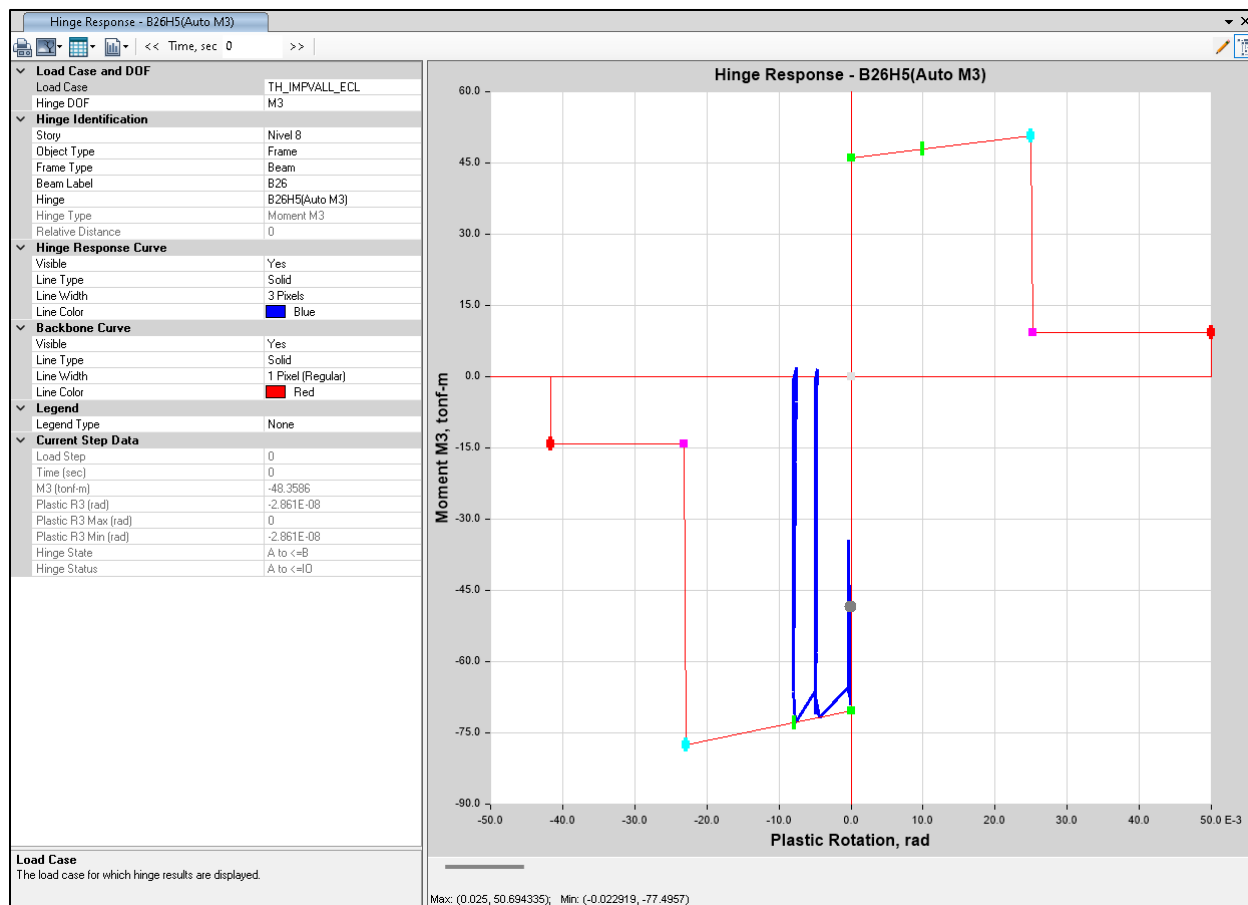
*Figura 123. Resultado rotula en Viga TH_GEORGIA_AMB
Fuente: Propia ETABS.*

La demanda de rotación en la viga se evidencia en la figura 83, La demanda de rotación está por debajo del límite de rotación de 0.0229 radianes. El límite de rotación se calcula en base a la Tabla 10-7 de ASCE 41-17.



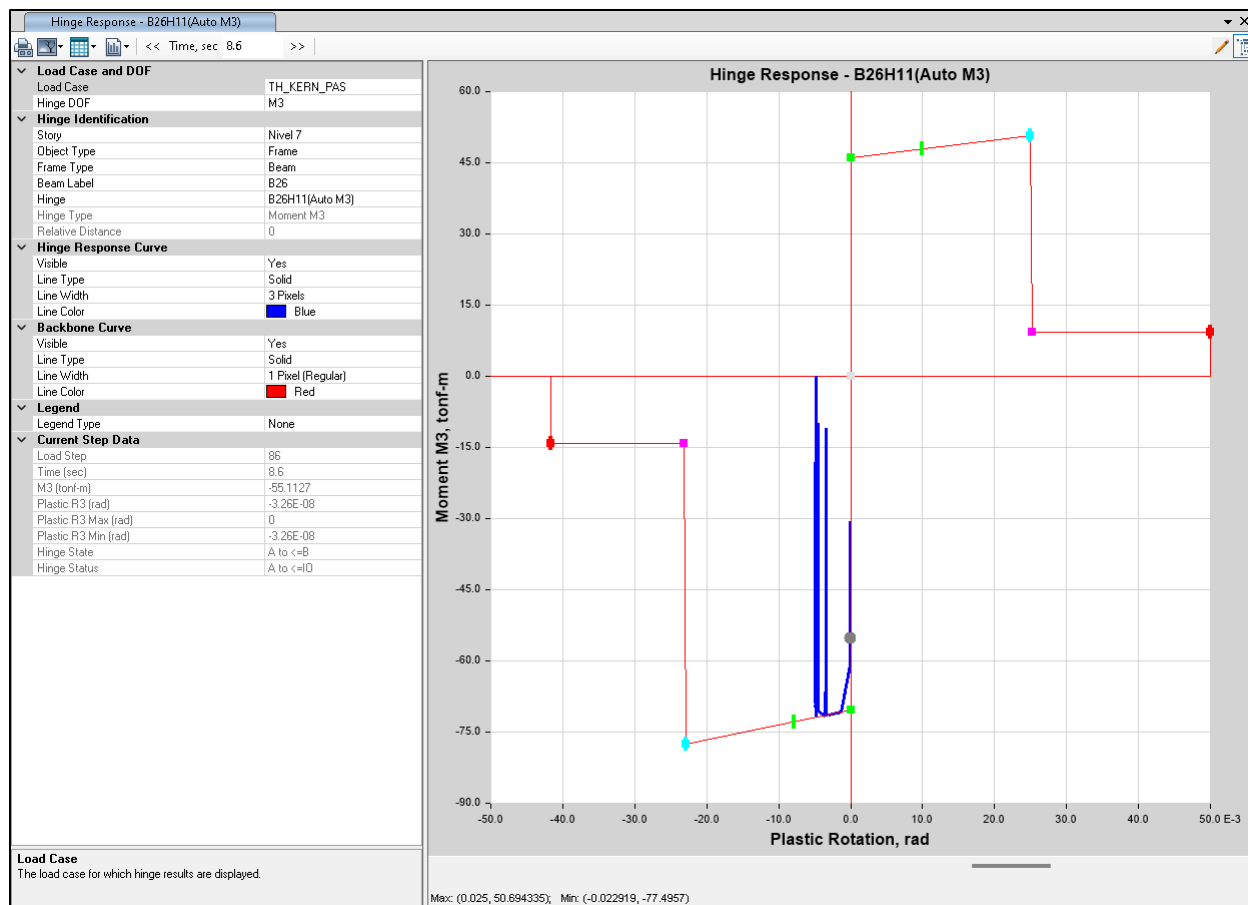
*Figura 124. Resultado rotula en Viga TH_GEORGIA_ONI
Fuente: Propia ETABS.*

De acuerdo con los resultados en la viga, se obtuvo una rotación máxima de 0.022 radianes bajo la acción sísmica de diseño. Según la Tabla 10-8 de la norma ASCE 41-17, el límite de rotación inelástica para un nivel de desempeño de Seguridad de vida es 0.025 radianes.



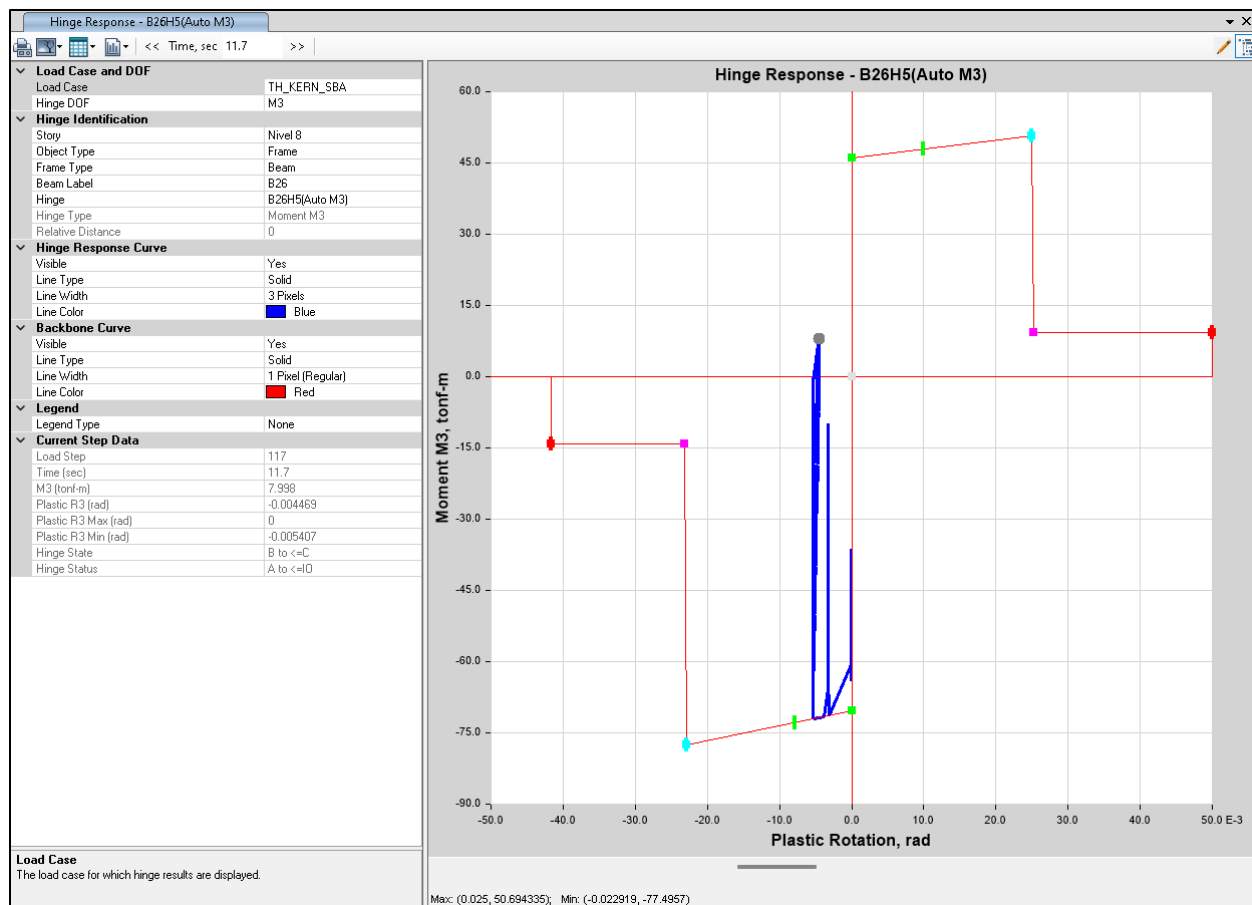
*Figura 125. Resultado rotula en Viga TH_IMPVALL_ECL
Fuente: Propia ETABS.*

De acuerdo con los resultados en la viga, se obtuvo una rotación máxima de 0.0229 radianes bajo la acción sísmica de diseño. Según la Tabla 10-8 de la norma ASCE 41-17, el límite de rotación inelástica para un nivel de desempeño de Seguridad de vida es 0.025 radianes.



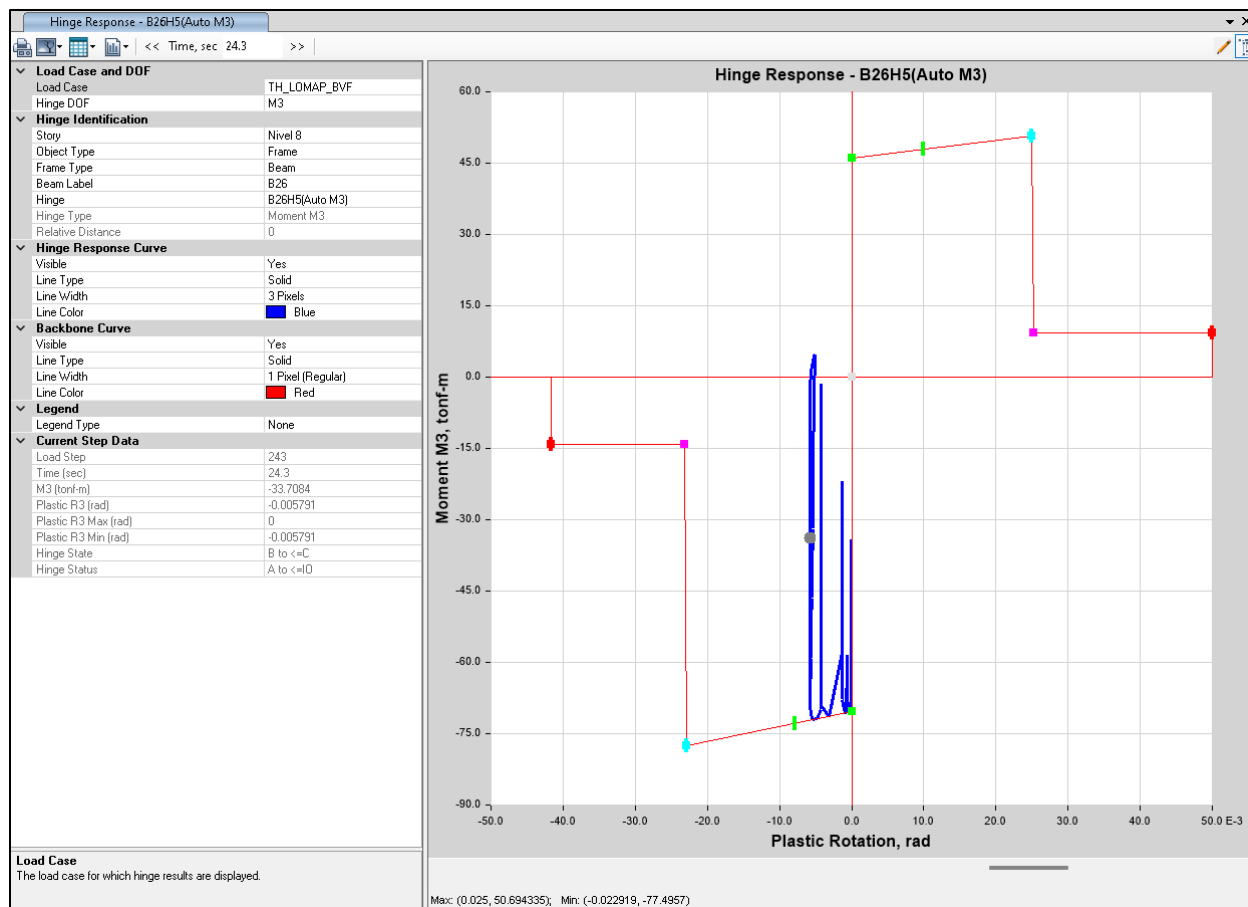
*Figura 126. Resultado rotula en Viga TH_KERN_PAS
Fuente: Propia ETABS.*

De acuerdo con los resultados en la viga, se obtuvo una rotación máxima de 0.023 radianes bajo la acción sísmica de diseño. Según la Tabla 10-8 de la norma ASCE 41-17, el límite de rotación inelástica para un nivel de desempeño de Seguridad de vida es 0.025 radianes.



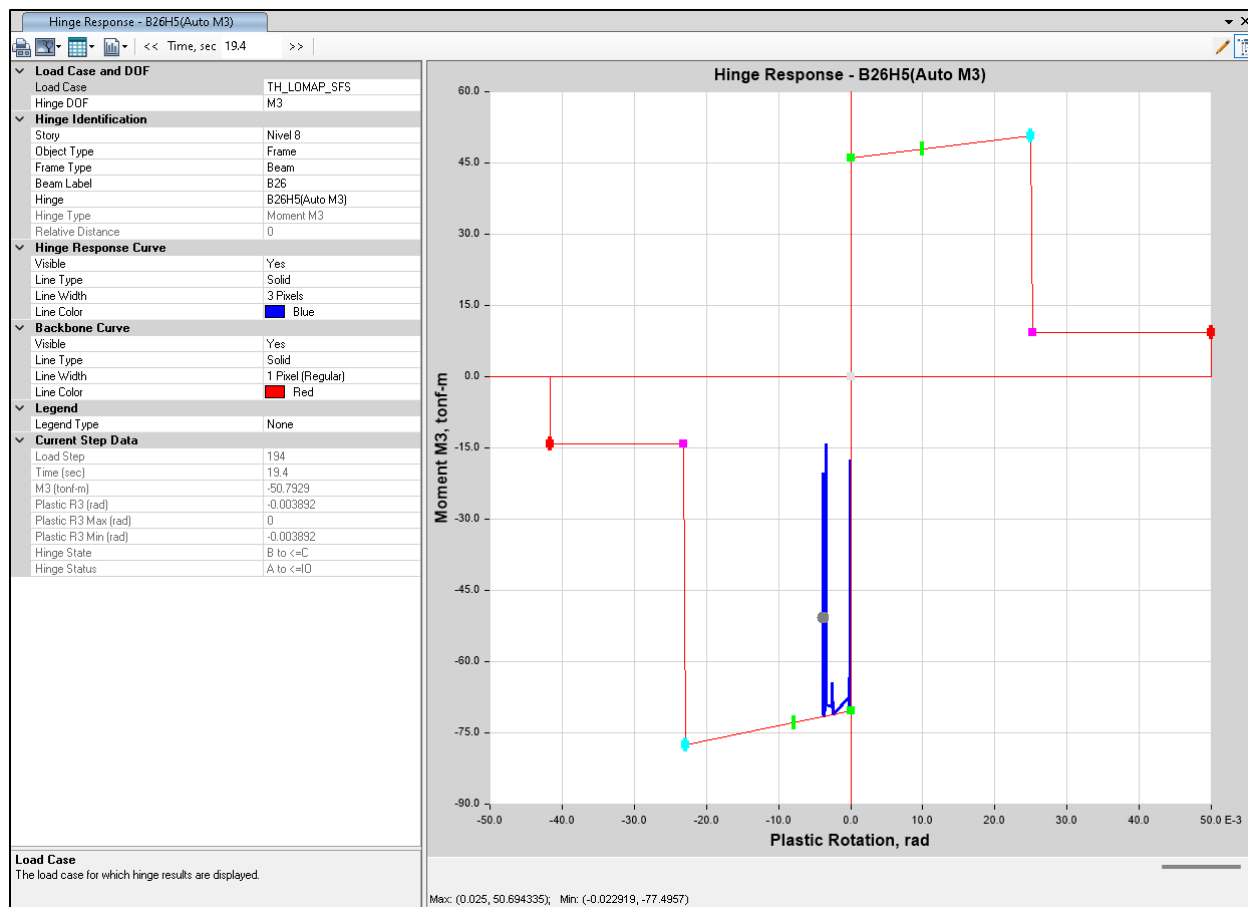
*Figura 127. Resultado rotula en Viga TH_KERN_SBA
Fuente: Propia ETABS.*

De acuerdo con los resultados en la viga, se obtuvo una rotación máxima de 0.0044 radianes bajo la acción sísmica de diseño. Según la Tabla 10-8 de la norma ASCE 41-17, el límite de rotación inelástica para un nivel de desempeño de Seguridad de vida es 0.025 radianes.



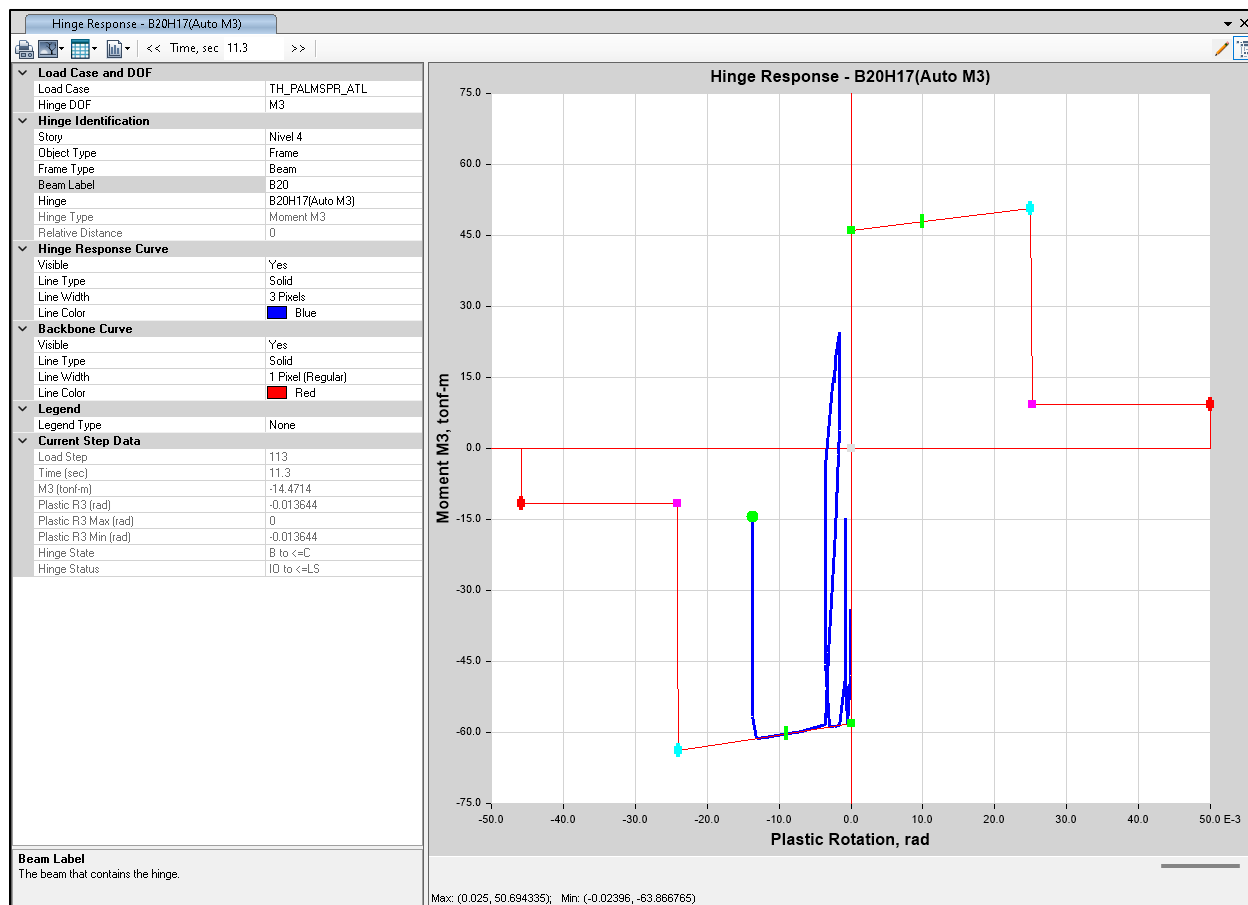
*Figura 128. Resultado rotula en Viga TH_LOMAP_BVF
Fuente: Propia ETABS.*

De acuerdo con los resultados en la viga, se obtuvo una rotación máxima de 0.0057 radianes bajo la acción sísmica de diseño. Según la Tabla 10-8 de la norma ASCE 41-17, el límite de rotación inelástica para un nivel de desempeño de Seguridad de vida es 0.025 radianes.



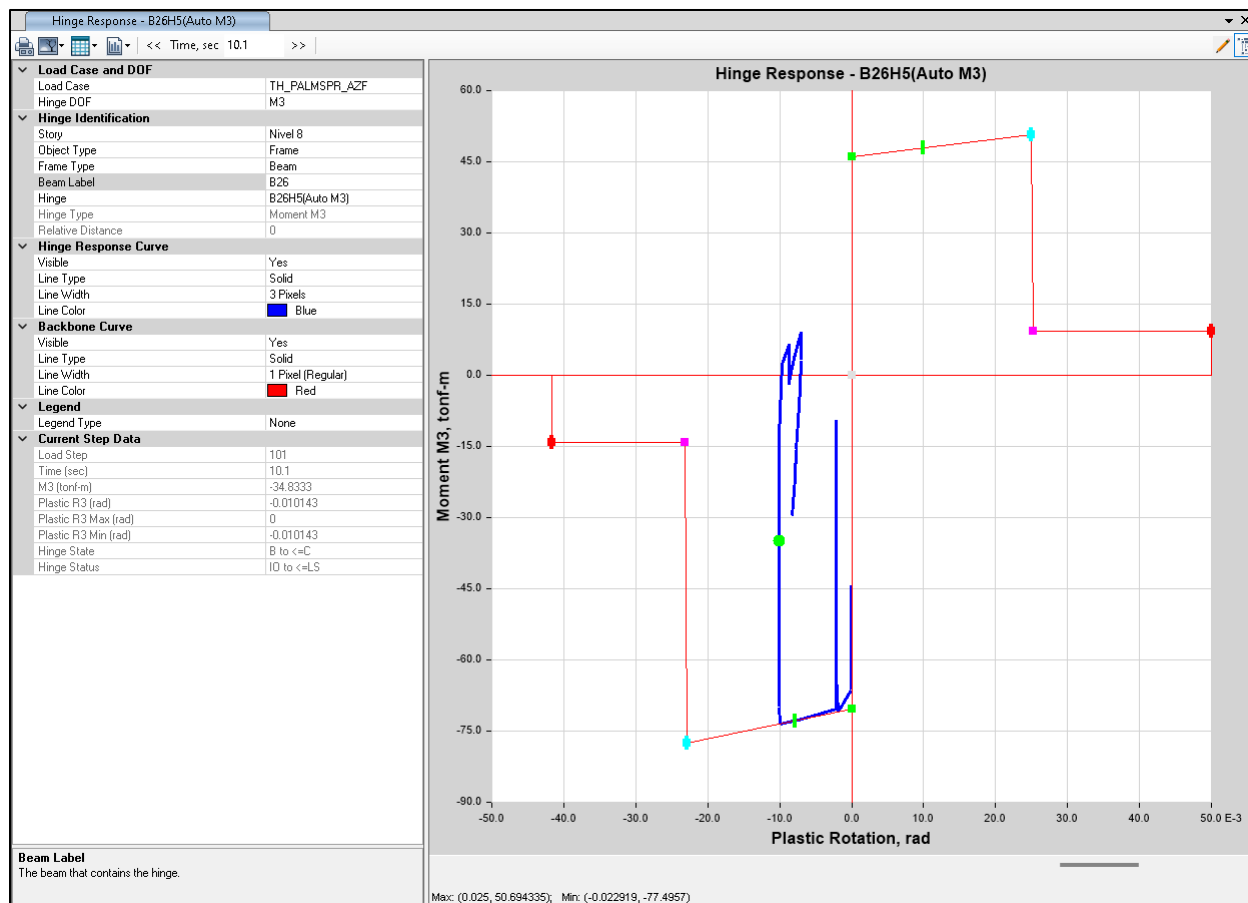
*Figura 129. Resultado rotula en Viga TH_LOMAP_SFS
Fuente: Propia ETABS.*

De acuerdo con los resultados en la viga, se obtuvo una rotación máxima de 0.0038 radianes bajo la acción sísmica de diseño. Según la Tabla 10-8 de la norma ASCE 41-17, el límite de rotación inelástica para un nivel de desempeño de Seguridad de vida es 0.025 radianes.



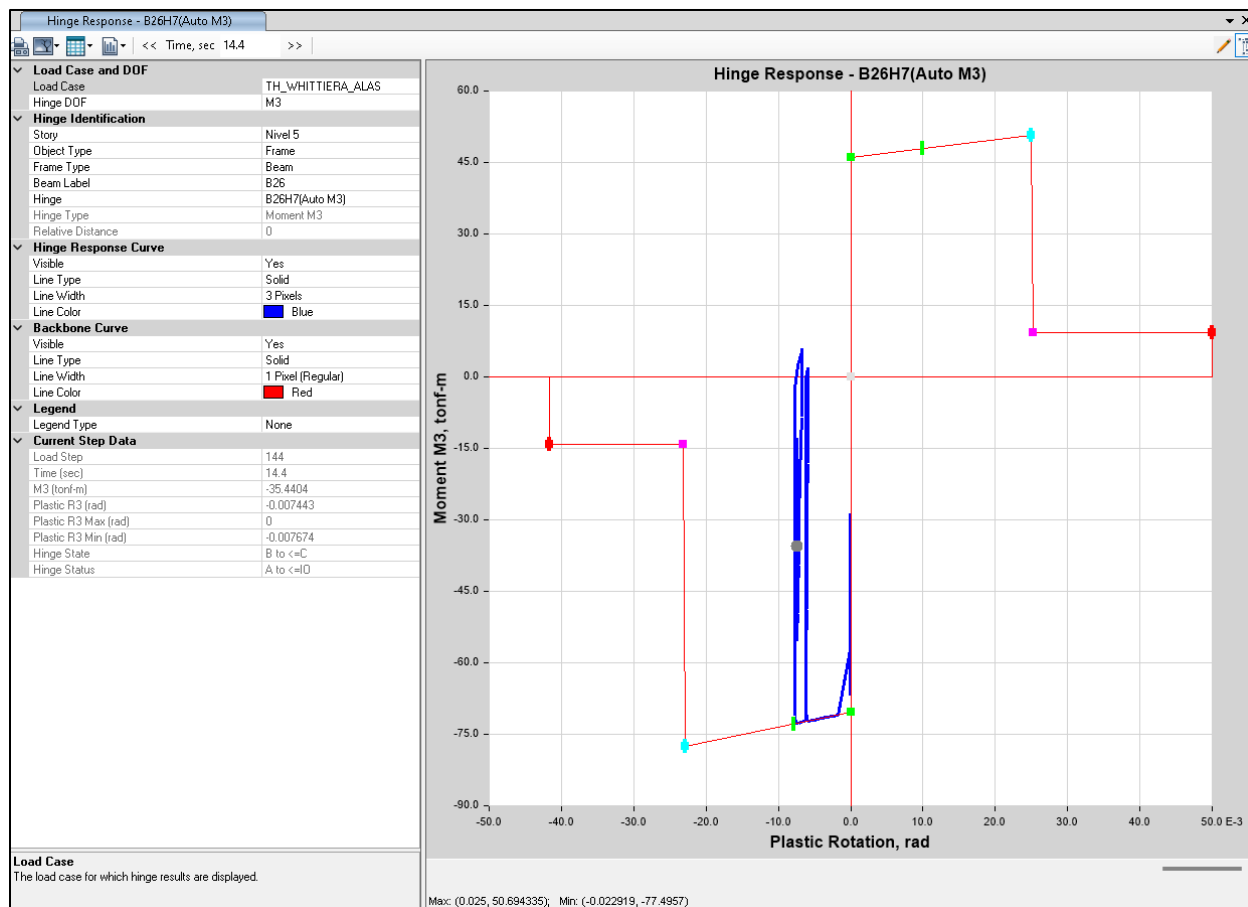
*Figura 130. Resultado rotula en Viga TH_PALMSPR_ATL
Fuente: Propia ETABS.*

De acuerdo con los resultados en la viga, se obtuvo una rotación máxima de 0.0136 radianes bajo la acción sísmica de diseño. Según la Tabla 10-8 de la norma ASCE 41-17, el límite de rotación inelástica para un nivel de desempeño de Seguridad de vida es 0.025 radianes.



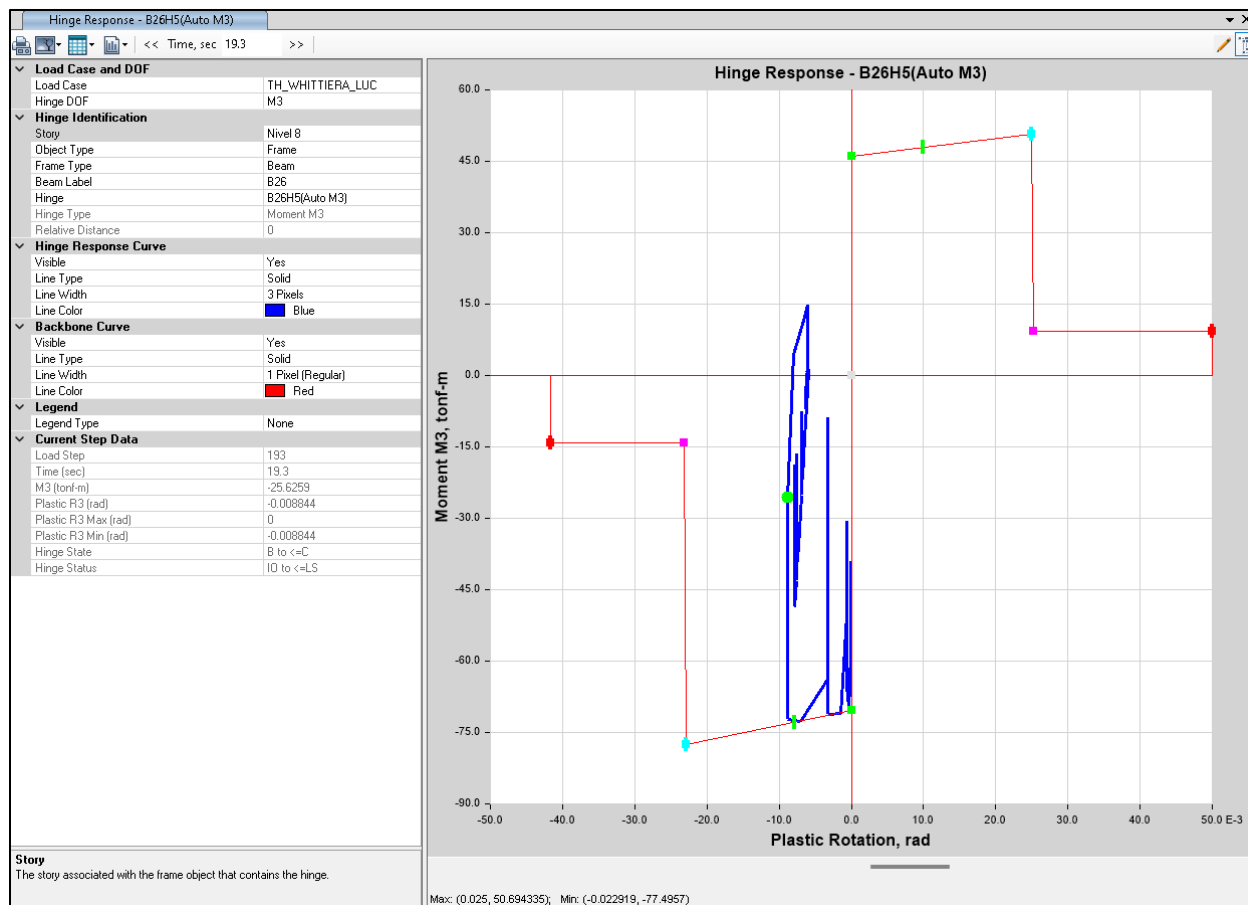
*Figura 131. Resultado rotula en Viga TH_PALMSPR_AZF
Fuente: Propia ETABS.*

De acuerdo con los resultados en la viga, se obtuvo una rotación máxima de 0.0101 radianes bajo la acción sísmica de diseño. Según la Tabla 10-8 de la norma ASCE 41-17, el límite de rotación inelástica para un nivel de desempeño de Seguridad de vida es 0.025 radianes.



*Figura 132. Resultado rotula en Viga TH_WHITTIERA_ALAS
Fuente: Propia ETABS.*

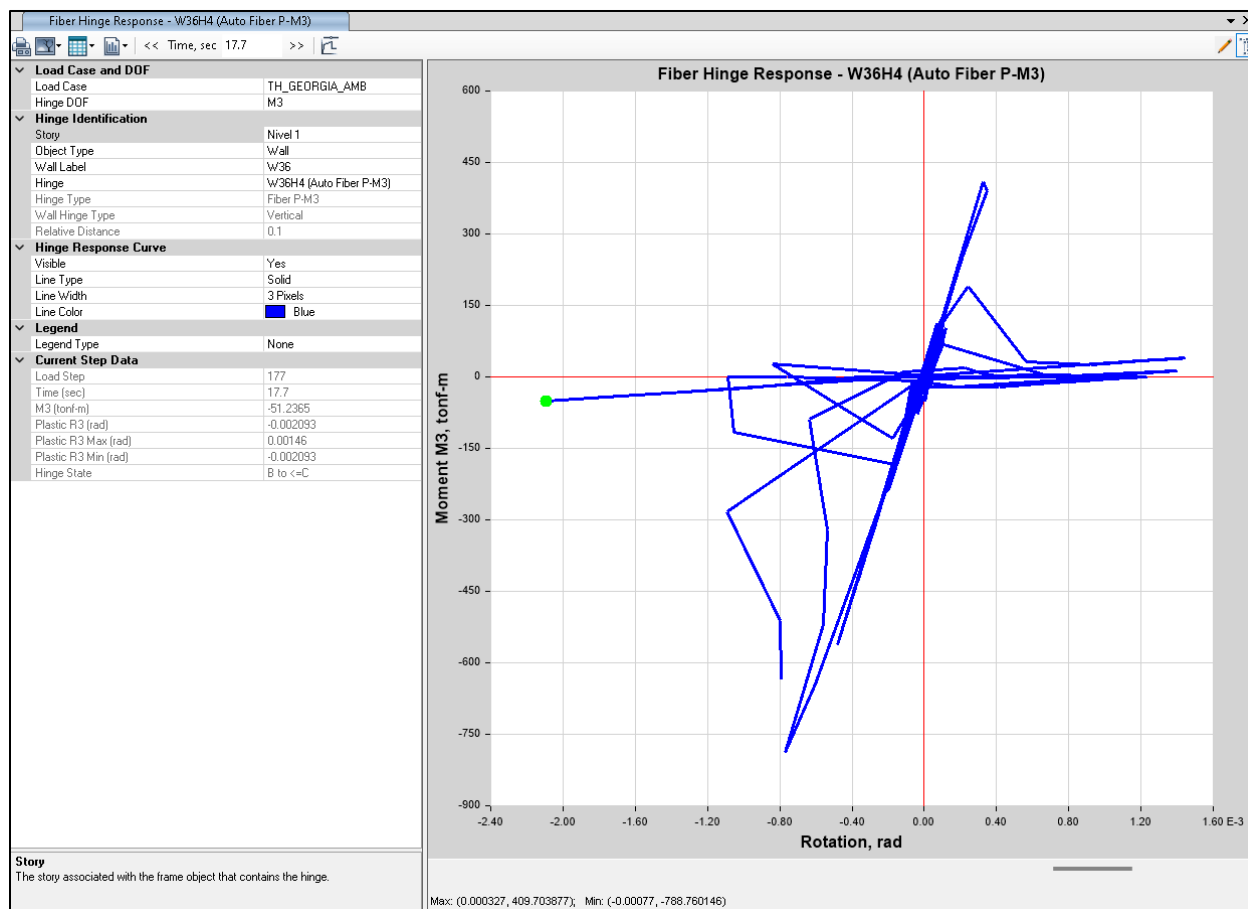
De acuerdo con los resultados en la viga, se obtuvo una rotación máxima de 0.0074 radianes bajo la acción sísmica de diseño. Según la Tabla 10-8 de la norma ASCE 41-17, el límite de rotación inelástica para un nivel de desempeño de Seguridad de vida es 0.025 radianes.



*Figura 133. Resultado rotula en Viga TH_WHITTIERA_LUC
Fuente: Propia ETABS.*

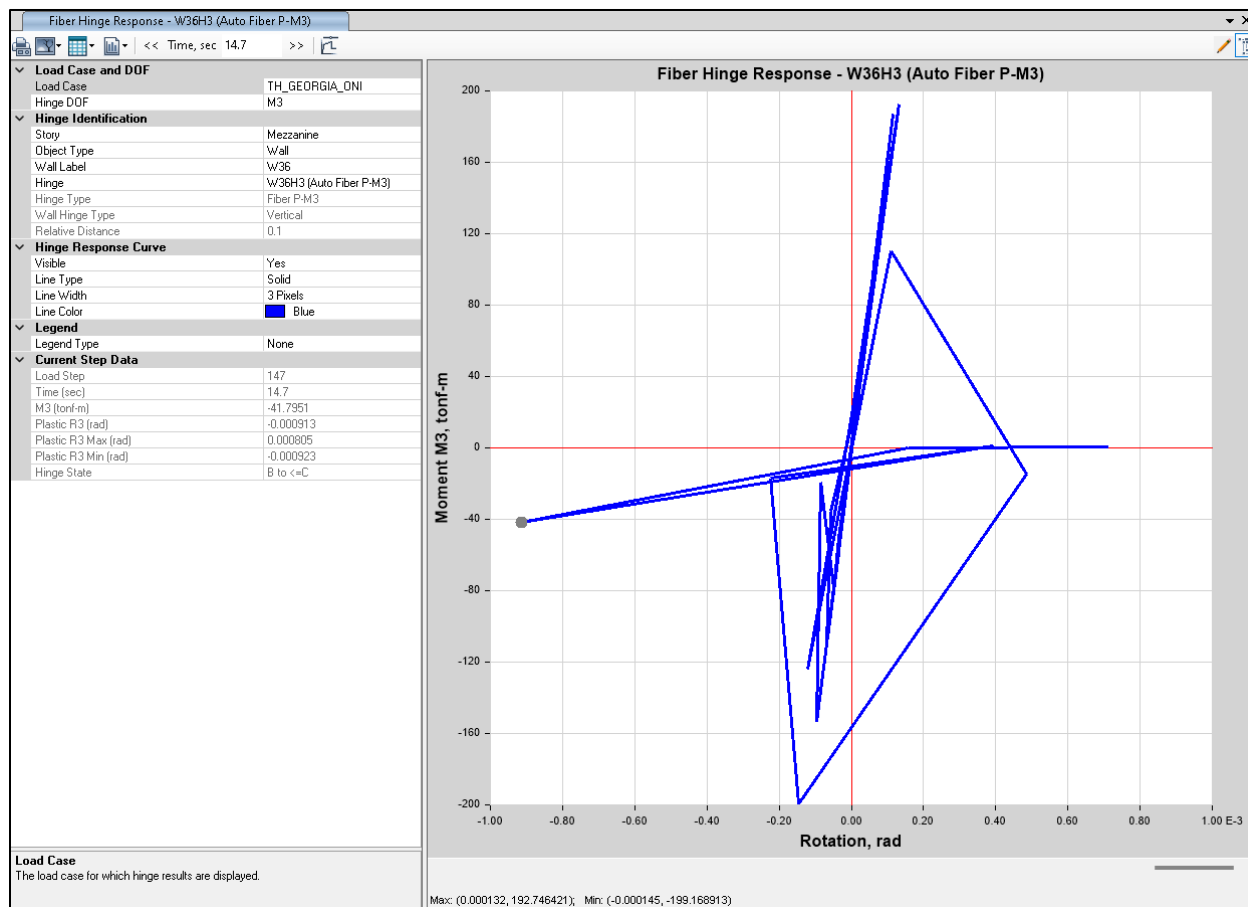
De acuerdo con los resultados en la viga, se obtuvo una rotación máxima de 0.0088 radianes bajo la acción sísmica de diseño. Según la Tabla 10-8 de la norma ASCE 41-17, el límite de rotación inelástica para un nivel de desempeño de Seguridad de vida es 0.025 radianes.

Muros



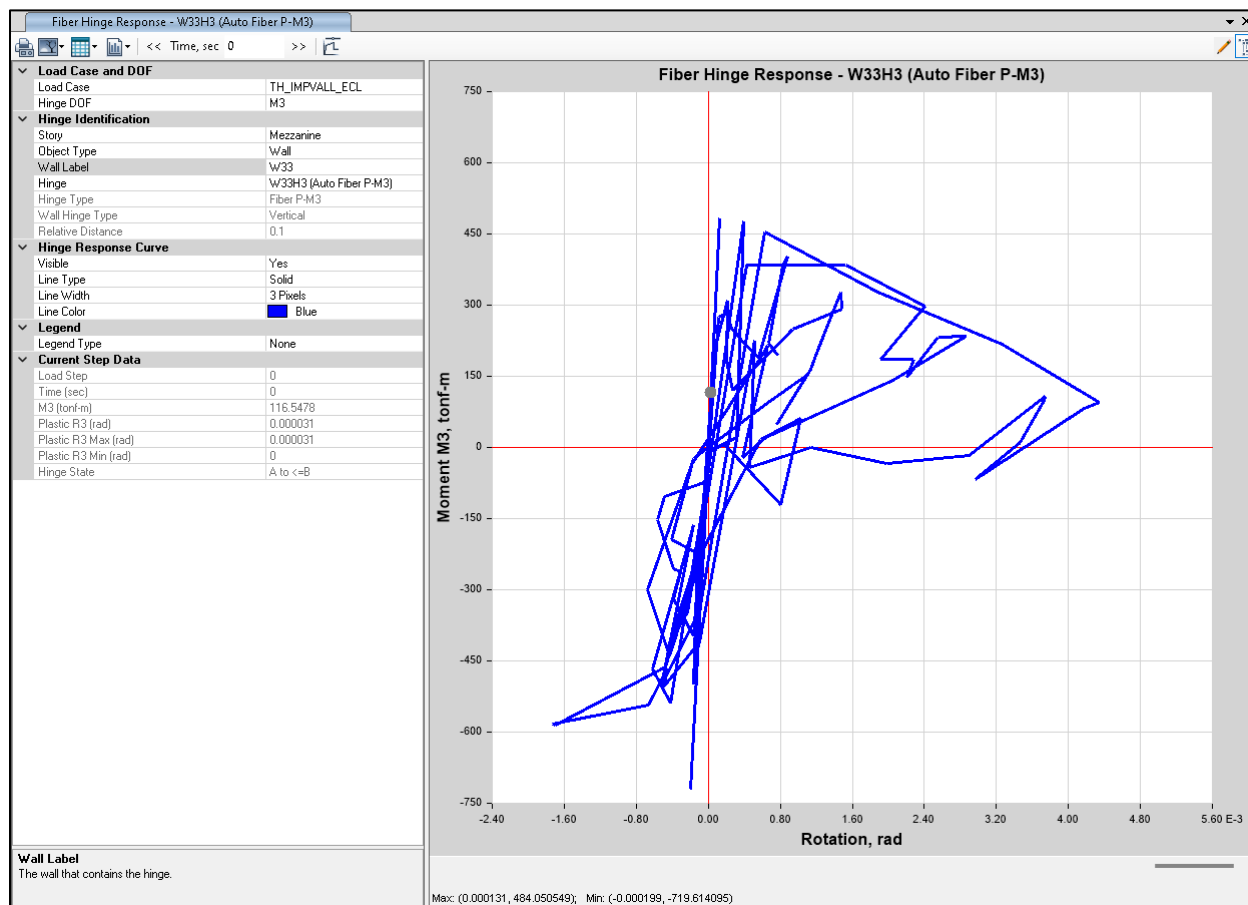
*Figura 134. Resultado rotula en Muro TH_GEORGIA_AMB
Fuente: Propia ETABS.*

De acuerdo con los resultados en el muro, se obtuvo una rotación máxima de 0.002 radianes bajo la acción sísmica de diseño. Según la Tabla 10-8 de la norma ASCE 41-17, el límite de rotación inelástica para un nivel de desempeño de Seguridad de vida es 0.01 radianes.



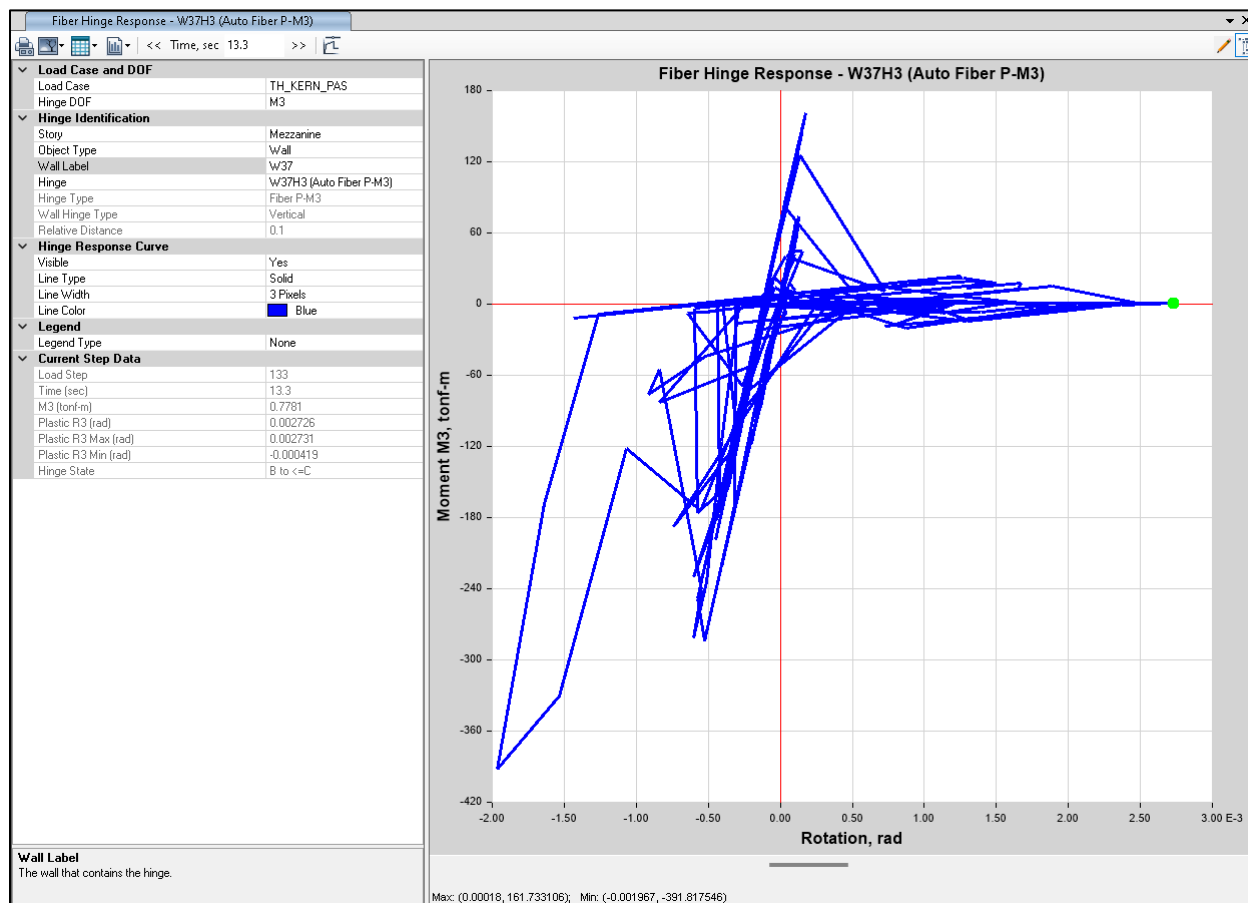
*Figura 135. Resultado rotula en Muro TH_GEORGIA_ONI
Fuente: Propia ETABS.*

De acuerdo con los resultados en el muro, se obtuvo una rotación máxima de 0.00091 radianes bajo la acción sísmica de diseño. Según la Tabla 10-8 de la norma ASCE 41-17, el límite de rotación inelástica para un nivel de desempeño de Seguridad de vida es 0.01 radianes.



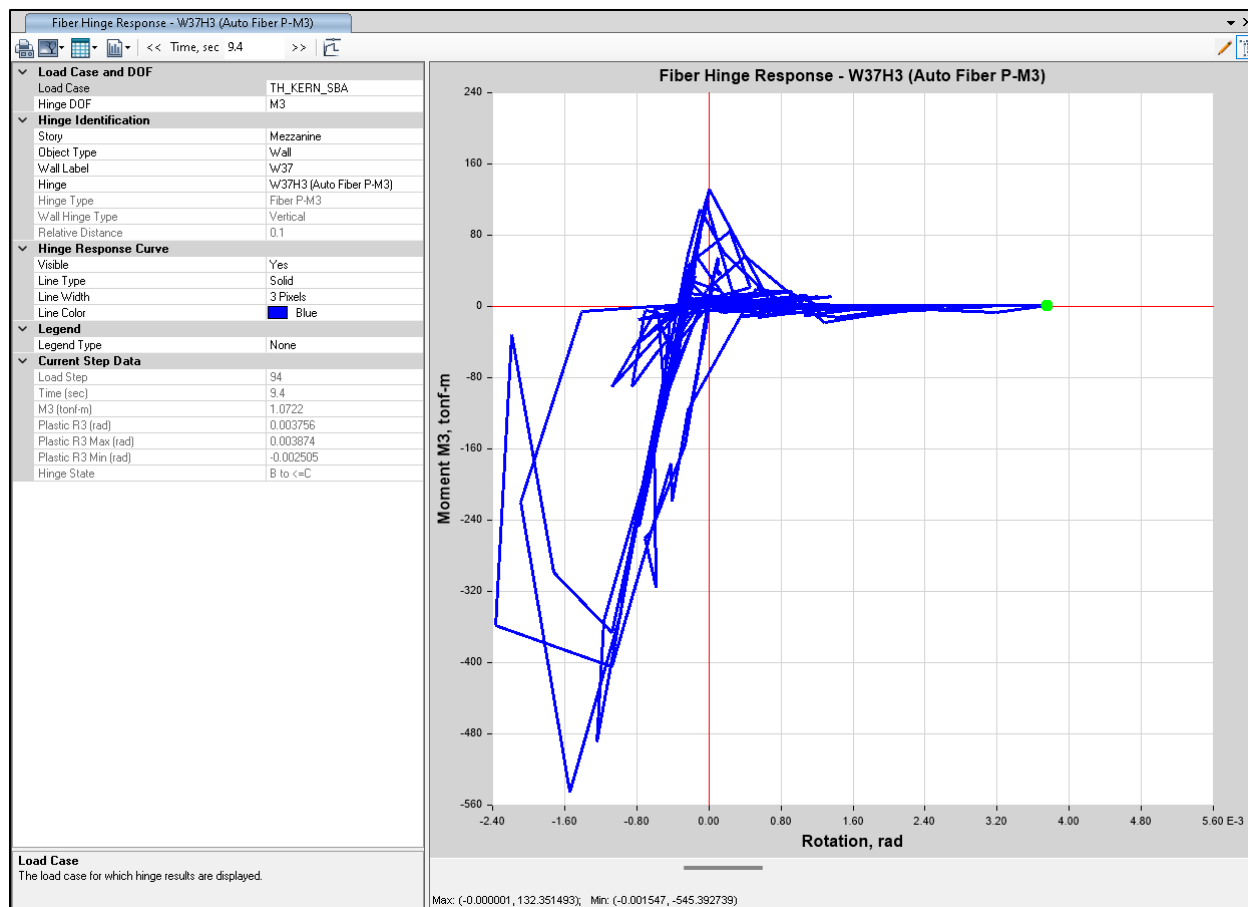
*Figura 136. Resultado rotula en Muro TH_IMVALL_ECL
Fuente: Propia ETABS.*

De acuerdo con los resultados en el muro, se obtuvo una rotación máxima de 0.0044 radianes bajo la acción sísmica de diseño. Según la Tabla 10-8 de la norma ASCE 41-17, el límite de rotación inelástica para un nivel de desempeño de Seguridad de vida es 0.01 radianes.



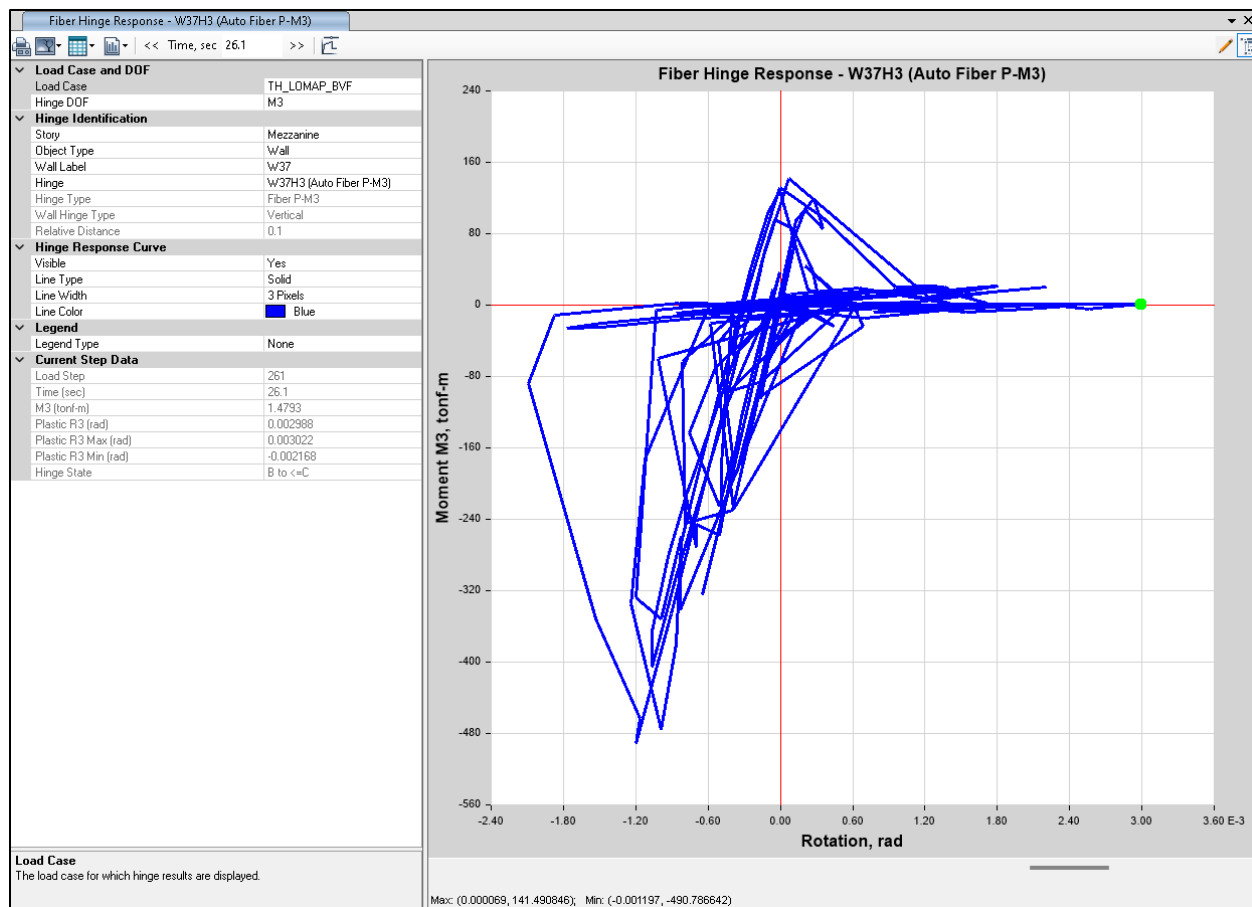
*Figura 137. Resultado rotula en Muro TH_KERN_PAS
Fuente: Propia ETABS.*

De acuerdo con los resultados en el muro, se obtuvo una rotación máxima de 0.0027 radianes bajo la acción sísmica de diseño. Según la Tabla 10-8 de la norma ASCE 41-17, el límite de rotación inelástica para un nivel de desempeño de Seguridad de vida es 0.01 radianes.



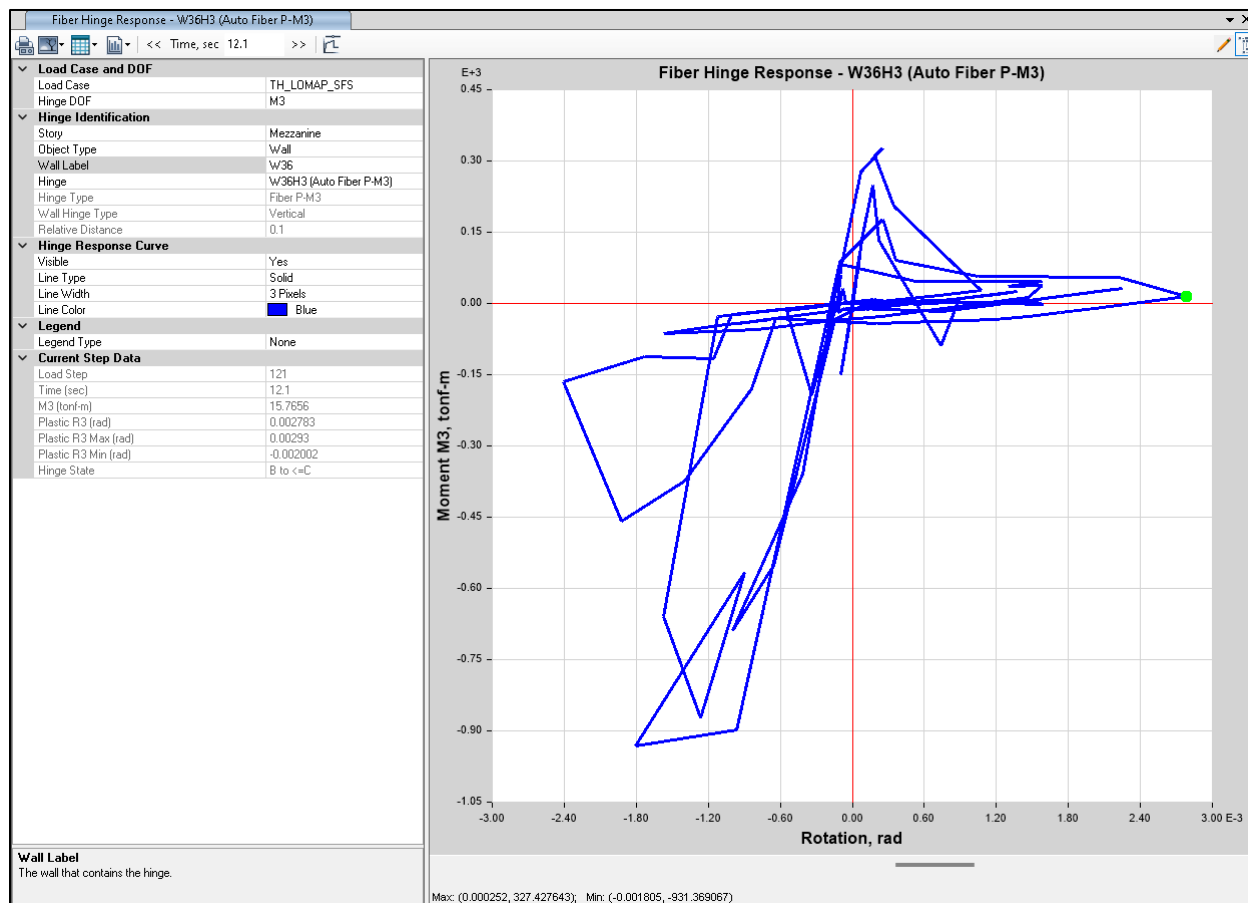
*Figura 138. Resultado rotula en Muro TH_KERN_SBA
Fuente: Propia ETABS.*

De acuerdo con los resultados en el muro, se obtuvo una rotación máxima de 0.0039 radianes bajo la acción sísmica de diseño. Según la Tabla 10-8 de la norma ASCE 41-17, el límite de rotación inelástica para un nivel de desempeño de Seguridad de vida es 0.01 radianes.



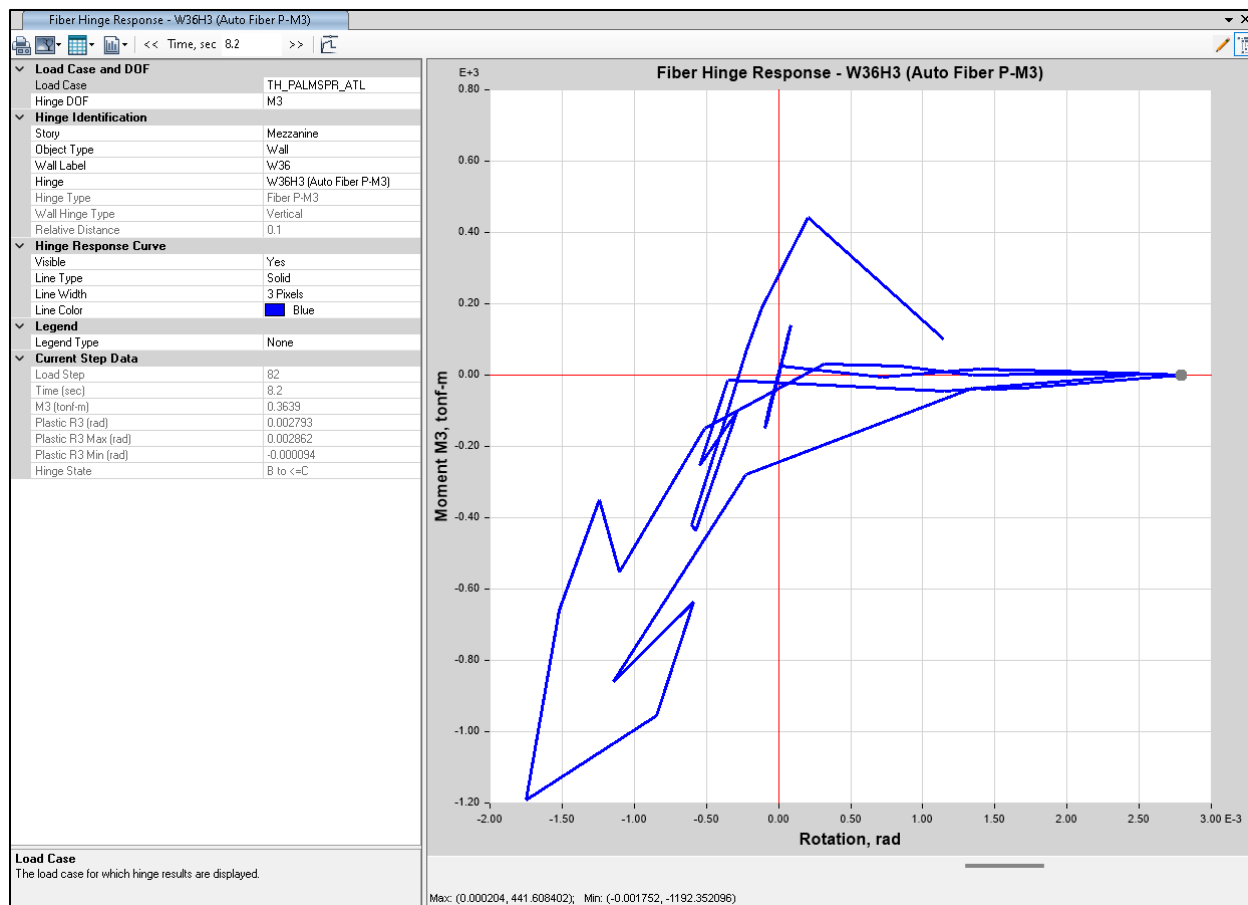
*Figura 139. Resultado rotula en Muro TH_LOMAP_BVF
Fuente: Propia ETABS.*

De acuerdo con los resultados en el muro, se obtuvo una rotación máxima de 0.0030 radianes bajo la acción sísmica de diseño. Según la Tabla 10-8 de la norma ASCE 41-17, el límite de rotación inelástica para un nivel de desempeño de Seguridad de vida es 0.01 radianes.



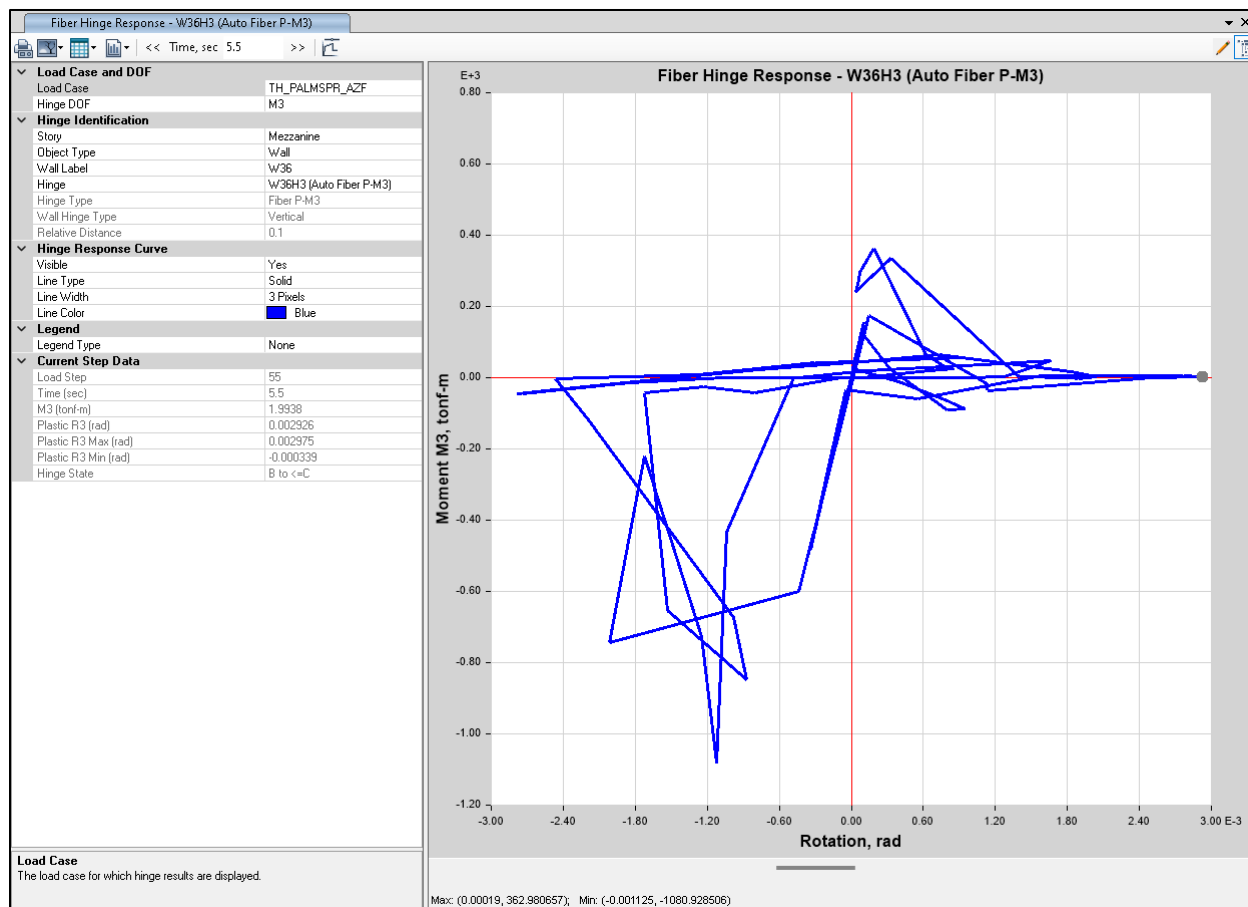
*Figura 140. Resultado rotula en Muro TH_LOMAP_SFS
Fuente: Propia ETABS.*

De acuerdo con los resultados en el muro, se obtuvo una rotación máxima de 0.0029 radianes bajo la acción sísmica de diseño. Según la Tabla 10-8 de la norma ASCE 41-17, el límite de rotación inelástica para un nivel de desempeño de Seguridad de vida es 0.01 radianes.



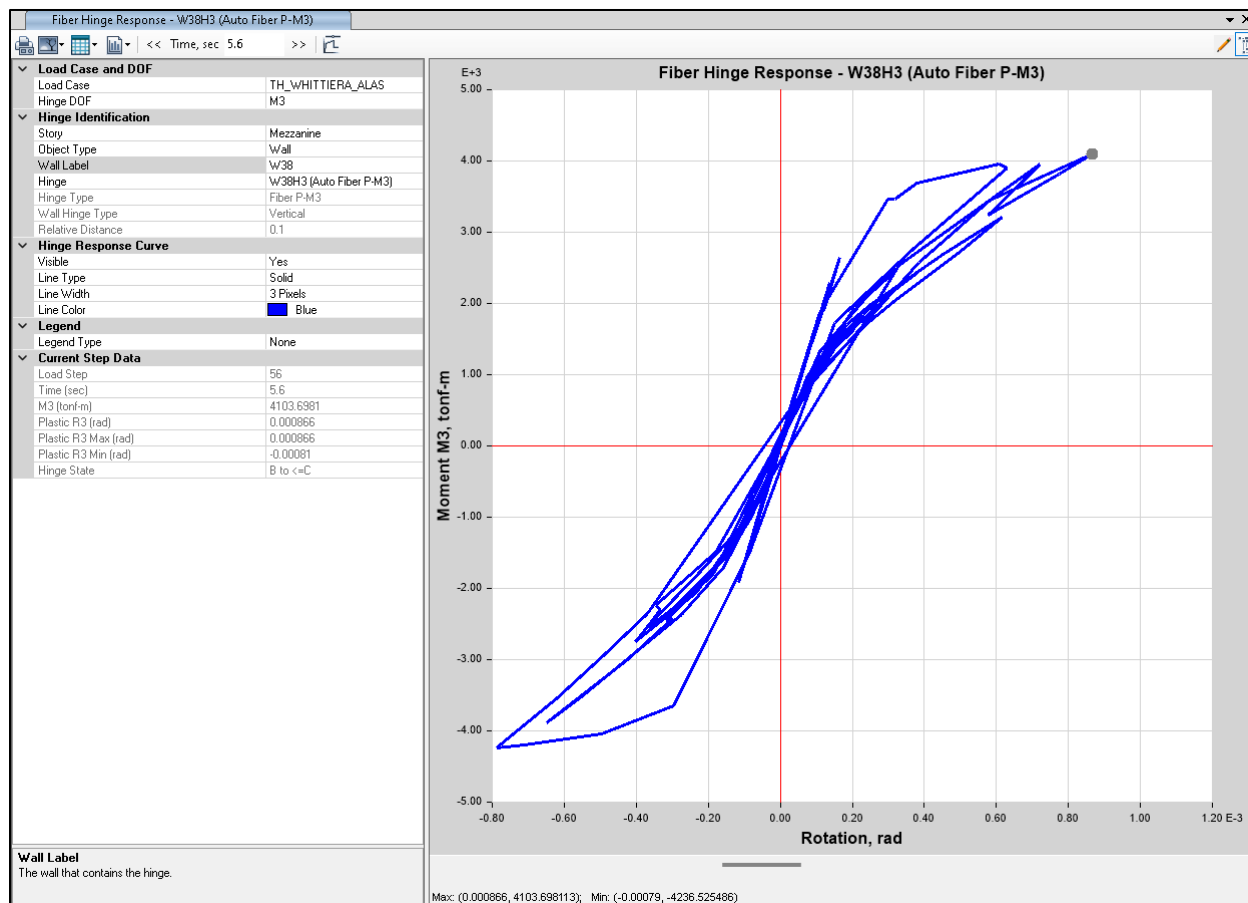
*Figura 141. Resultado rotula en Muro TH_PALMSPR_ATL
Fuente: Propia ETABS.*

De acuerdo con los resultados en el muro, se obtuvo una rotación máxima de 0.0028 radianes bajo la acción sísmica de diseño. Según la Tabla 10-8 de la norma ASCE 41-17, el límite de rotación inelástica para un nivel de desempeño de Seguridad de vida es 0.01 radianes.



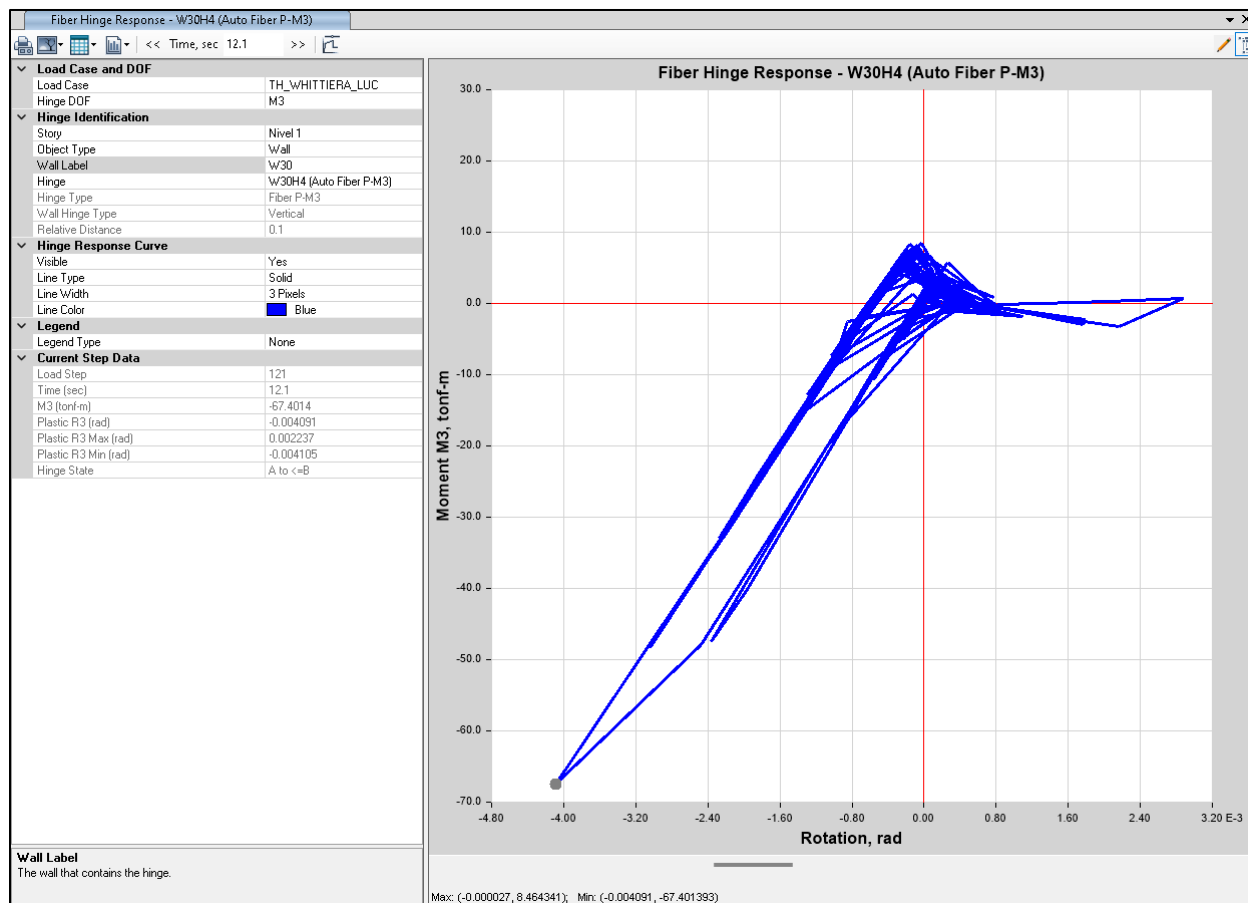
*Figura 142. Resultado rotula en Muro TH_PALMSPR_AZF
Fuente: Propia ETABS.*

De acuerdo con los resultados en el muro, se obtuvo una rotación máxima de 0.0029 radianes bajo la acción sísmica de diseño. Según la Tabla 10-8 de la norma ASCE 41-17, el límite de rotación inelástica para un nivel de desempeño de Seguridad de vida es 0.01 radianes.



*Figura 143. Resultado rotula en Muro TH_WHITTIERA_ALAS
Fuente: Propia ETABS.*

De acuerdo con los resultados en el muro, se obtuvo una rotación máxima de 0.00086 radianes bajo la acción sísmica de diseño. Según la Tabla 10-8 de la norma ASCE 41-17, el límite de rotación inelástica para un nivel de desempeño de Seguridad de vida es 0.01 radianes.

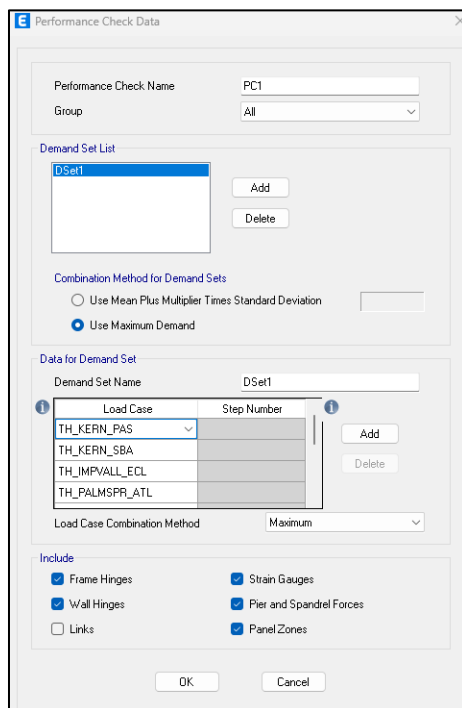


*Figura 144. Resultado rotula en Muro TH_WHITTIERA_LUC
Fuente: Propia ETABS.*

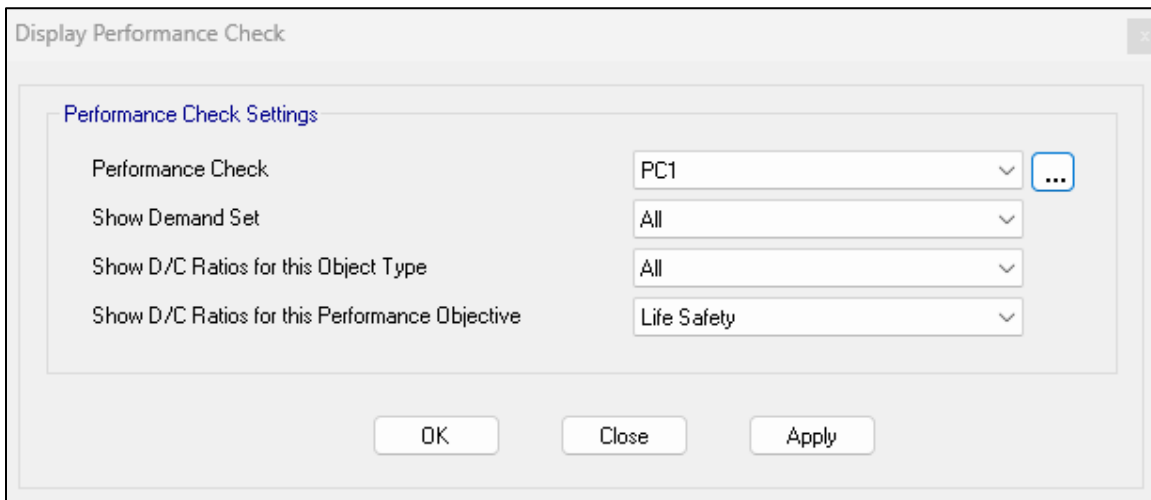
De acuerdo con los resultados en el muro, se obtuvo una rotación máxima de 0.0041 radianes bajo la acción sísmica de diseño. Según la Tabla 10-8 de la norma ASCE 41-17, el límite de rotación inelástica para un nivel de desempeño de Seguridad de vida es 0.01 radianes.

Revisión de desempeño estructural

Finalmente se realiza el chequeo de desempeño para el nivel de Seguridad de vida.



*Figura 145. Datos de chequeo de desempeño
Fuente: Propia ETABS.*



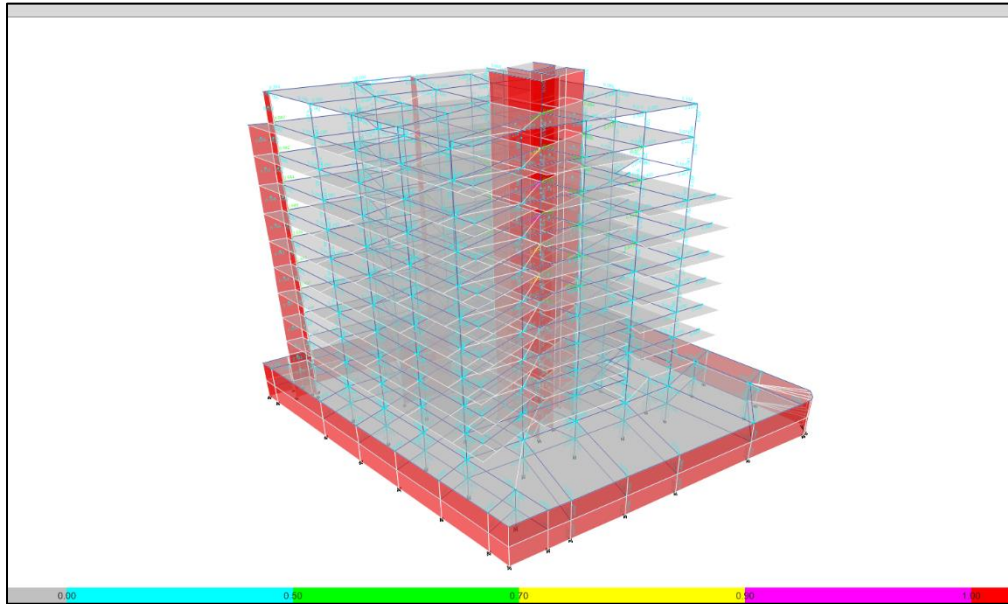
*Figura 146. Mostrar chequeo de desempeño
Fuente: Propia ETABS.*



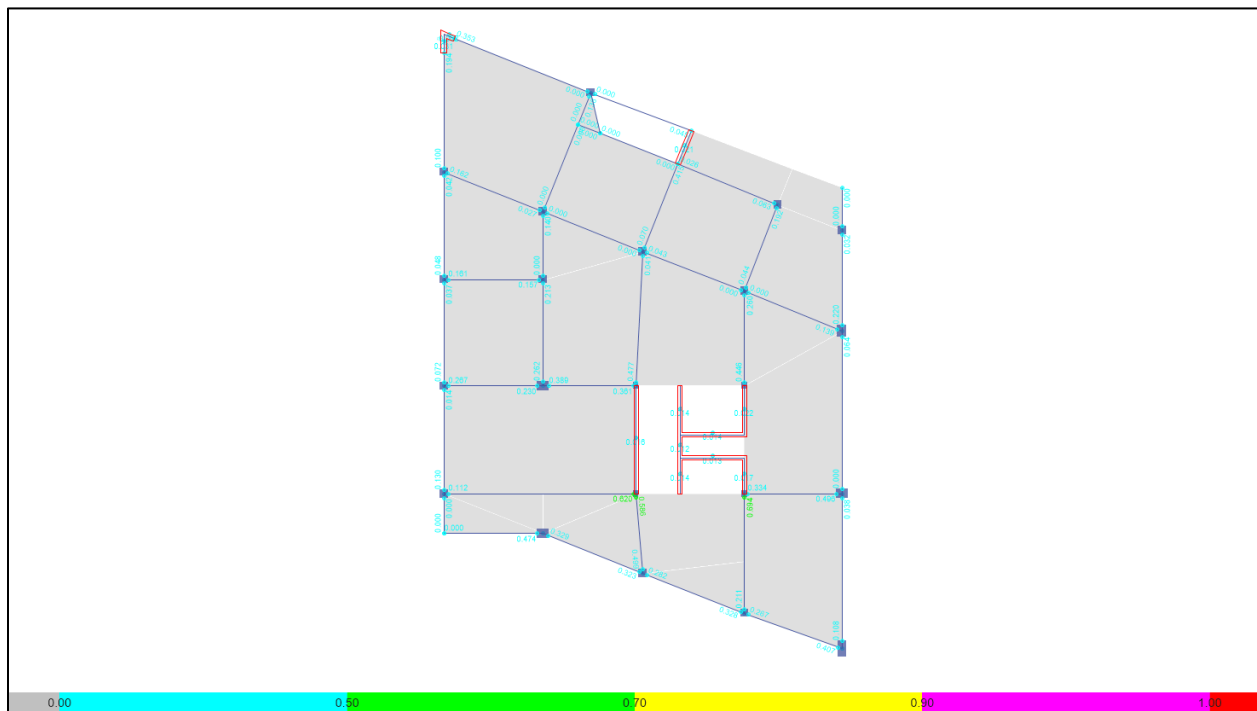
Figura 147. Diagrama de desempeño
Fuente: Propia ETABS.

El punto de desempeño se mantuvo dentro del rango elástico para 11 sismos, indicado por su ubicación en el cuadrante inferior izquierdo del gráfico. Esto sugiere un comportamiento esencialmente elástico de la estructura. Para algunos sismos hubo una ligera incursión en el rango inelástico, evidenciado por el cruce del punto de desempeño al cuadrante superior izquierdo. Esto indica un inicio de comportamiento inelástico con posible daño leve.

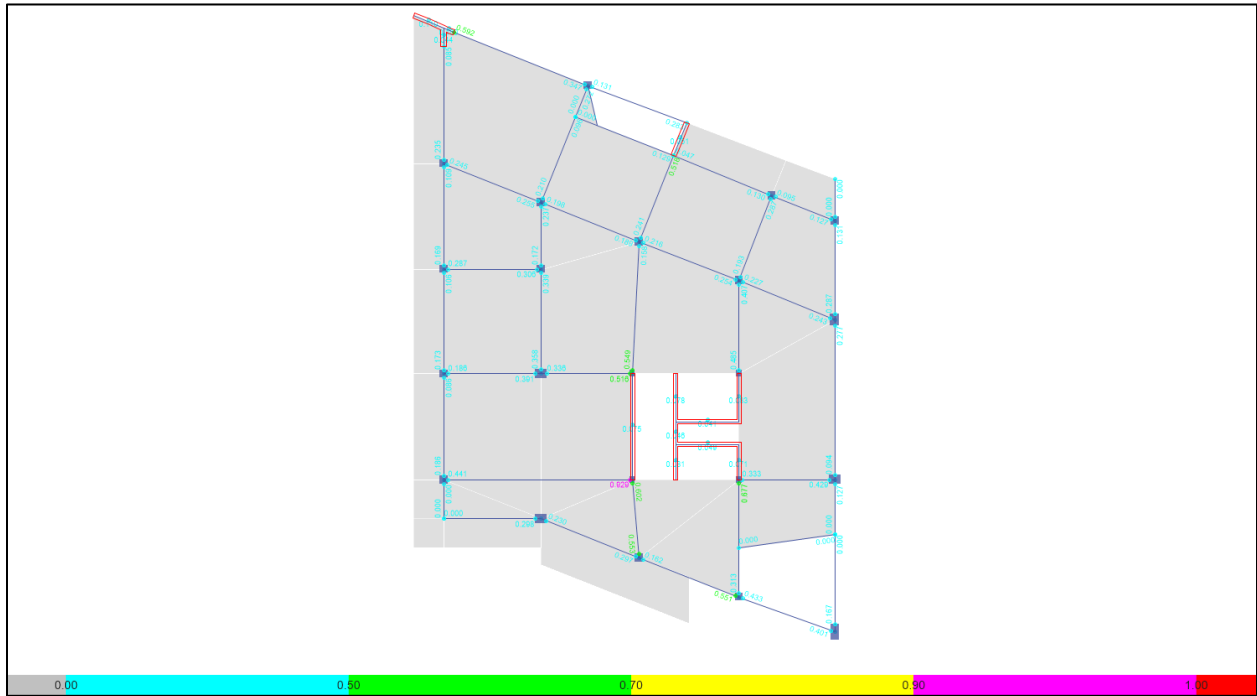
En ningún caso se alcanza el punto de colapso, indicando que la edificación mantuvo su estabilidad estructural ante toda la secuencia de sismos analizada. El desempeño se degrada de manera acorde al incremento en la intensidad de los sismos, pasando de un comportamiento elástico a incursiones crecientes en rango inelástico con daño leve.



*Figura 148. Capacidad de Desempeño para Seguridad de vida
Fuente: Propia ETABS.*



*Figura 149. Capacidad de Desempeño en planta Nivel 10 para Seguridad de vida
Fuente: Propia ETABS.*



*Figura 150. Capacidad de Desempeño en planta Nivel 8 para Seguridad de vida
Fuente: Propia ETABS.*

Comparación de elementos a intervenir

Analisis Convencional

- 285 Extremos de Vigas
- 36 Columnas
- 3 Muros

Analisis Dinamico no Lineal Tiempo-Historia

- No se requiere reforzar los elementos comparados en el analisis para el nivel de desempeño de Seguridad de vida en un escenario del maximo esperado.

La discrepancia entre los dos métodos se debe a que el análisis convencional es más conservador y puede resultar muchas veces en una sobreestimación de los elementos a reforzar. Esto puede llevar a intervenciones innecesarias, incrementando los costos y la complejidad de la obra. Por otro lado, el análisis dinámico no lineal tiempo-historia considera el comportamiento real de la estructura bajo cargas sísmicas, incluyendo la interacción entre diferentes elementos estructurales y la capacidad de disipar energía a través de deformaciones plásticas. Por lo tanto, puede proporcionar una imagen más precisa del desempeño estructural esperado durante un sismo, optimizando las intervenciones a realizar.

Es importante notar que aunque el análisis dinámico puede sugerir que no se requieren refuerzos, esto no implica que la estructura sea completamente segura bajo cualquier condición sísmica, sino que cumple con los criterios de seguridad de vida

para el nivel de sismo considerado. La decisión final sobre qué análisis seguir deberá tomarla un equipo de ingenieros estructurales calificados, considerando el costo, la seguridad, las regulaciones locales y otros factores relevantes.

Conclusiones

- Se indagó e identificó la amenaza sísmica de la ciudad de Santo Domingo a partir de estudios de desagregación sísmica y el espectro de diseño según la normativa vigente.
- Se realizó un análisis inelástico de la edificación existente y se determinó el desempeño mediante un análisis dinámico no lineal tiempo-historia; mediante la evaluación del comportamiento de la estructura durante los once eventos.
- Se compararon los resultados de desempeño sísmico de la estructura por medio del análisis convencional y basado en desempeño en términos de elementos a intervenir. Determinando que no se requiere reforzar ningún elemento para el nivel de desempeño de Seguridad de vida en un escenario del máximo sismo esperado.
- En las columnas, la rotación máxima obtenida en el análisis se encuentra muy por debajo del límite inelástico establecido en la norma. Esto indica que las columnas presentan un comportamiento esencialmente elástico ante la acción sísmica de diseño, sin sufrir daños estructurales significativos.
- En las vigas, la rotación máxima obtenida en el análisis se encuentra por debajo del límite inelástico establecido en la norma. Esto indica que las vigas presentan un comportamiento elástico ante la acción sísmica de diseño, sin sufrir daños estructurales significativos.

- En los muros, la rotación máxima obtenida en el análisis se encuentra por debajo del límite inelástico establecido en la norma. Esto indica que los muros presentan un comportamiento elástico ante la acción sísmica de diseño, sin sufrir daños estructurales significativos.
- La investigación demostró la efectividad del modelado y análisis no lineal en ETABS. Esta metodología proporciona una comprensión más profunda de la respuesta estructural en condiciones extremas, permitiendo una evaluación más precisa del comportamiento sísmico; facilitando así un diseño más seguro y económicamente viable.
- Se presenta en el documento toda la metodología y recomendaciones sobre la aplicación óptima de este tipo de análisis para determinar el desempeño estructural en una edificación existente en contextos similares.
- En el análisis sísmico basado en el desempeño, el desempeño estructural del edificio se verificó explícitamente para un nivel de desempeño de seguridad de vida bajo un escenario máximo esperado. Evidenciando que la estructura no requiere ningún tipo de reforzamiento.
- Finalmente, esta investigación subraya la necesidad de innovación continua en herramientas de análisis estructural como ETABS. La capacidad de simular con precisión el comportamiento sísmico y realizar análisis complejos es vital para el avance del diseño estructural y la ingeniería sísmica en las actualizaciones futuras de las normativas, implementando el PBD, y no como un método alternativo de análisis.

Recomendaciones

Cuando se realiza un análisis de desempeño sísmico basado en la norma ASCE 41-17, hay algunas secciones clave que se deben cumplir y verificar:

- Capítulo 4 - Requisitos de Desempeño: Especifica los objetivos de desempeño sísmico para diferentes niveles (IO, LS, CP), los cuales deben comprobarse en el análisis. Sección 4.1, 4.3 y 4.5

En esta investigación en específico se analizó la estructura para un nivel de desempeño de Seguridad de vida.

- Capítulo 7 - Procedimientos Analíticos: Detalla los procedimientos para los análisis lineales y no lineales, incluyendo requisitos del modelo, acciones sísmicas y combinaciones de carga. Sección 7.2, 7.3, 7.4 y 7.5

Se especifico cada uno de los procesos de modelación y configuración de los modelos para obtener los resultados coherentes y pertinentes a las características del proyecto.

- Capítulo 8 - Evaluación y Rehabilitación Sísmica: Proporciona los criterios de aceptación cuantitativos, como derivas, rotaciones y deformaciones, que permiten evaluar el desempeño. Sección 8.4, 8.5 y 8.6

Se presentan todos los valores evidenciados en los resultados del análisis y sus correspondientes límites y el desempeño de la estructura.

- Tabla 10-8 - Límites de Rotación: contiene los límites de rotación inelástica para diferentes elementos según el nivel de desempeño.

Muy importante verificar los límites de acuerdo con el nivel de desempeño y de esta manera optimizar o determinar el nivel de daño de los elementos que hacen parte del sistema de resistencia sísmica.

Bibliografía

- Algermissen, S. T., Dewey, J. W., Langer, C. J., & Dillinger, W. H. (1974). The Managua, Nicaragua, earthquake of December 23, 1972: Location, focal mechanism, and intensity distribution. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 64(4), 993–1004. <https://doi.org/10.1785/BSSA0640040993>
- ANIL K. CHOPRA. (2014). *DINAMICA DE ESTRUCTURAS (CUARTA)*.
- Chopra, A. K., & Goel, R. K. (2004). A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for unsymmetric-plan buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 33(8). <https://doi.org/10.1002/eqe.380>
- Domizio, M., Ambrosini, D., & Curadelli, O. (2017). Nonlinear dynamic numerical analysis of a RC frame subjected to seismic loading. *Engineering Structures*, 138, 410–424. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.02.031>
- Esteva, L. (2000). DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESEMPEÑO: TENDENCIAS Y RETOS*. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 63. <https://doi.org/10.18867/ris.63.223>
- Fardis, M. N. (2009). *Seismic Assessment and Retrofitting of Existing Concrete Buildings*. https://doi.org/10.1007/978-1-4020-9842-0_6
- Farinango, L., Herrera, H., Correa, M., Hernández, L., & Parra, G. (2022). Evaluación sísmica y rehabilitación de una edificación universitaria construida hace más de 40 años. *Ciencia, Ingenierías y Aplicaciones*, 5(1). <https://doi.org/10.22206/cyap.2022.v5i1.pp7-37>
- García Vinces, L. J., Palacios Rodríguez, J., Escobar Molina, A. M., & Zambrano Cevallos, L. D. (2021). “Análisis Estructural y propuesta de reforzamiento del edificio de Facultad de Ciencias Humanísticas de la Universidad Técnica de Manabí.” *Revista de Investigaciones En Energía, Medio Ambiente y Tecnología: RIEMAT ISSN: 2588-0721*, 6(1). <https://doi.org/10.33936/riemat.v6i1.3686>
- Misini, M., Guri, Z., Pocesta, Y., & Mujaj, A. (2014). Pushover Analysis Method for Performance Based Seismic Design. 2014 UBT International Conference, 151–160. <https://doi.org/10.33107/ubt-ic.2014.15>
- Moehle J. (2015). *Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings*. McGraw Hill.

- Mora, M. A., Villalba, J. D., & Maldonado, E. (2006). Deficiencias, Limitaciones, Ventajas Y Desventajas De Las Metodologías De Análisis Sísmico No Lineal. *Revista Ingenierías Universidad de Medellín*, 5(9).
- Mwafy, A. M., & Elnashai, A. S. (2001). Static pushover versus dynamic collapse analysis of RC buildings. *Engineering Structures*, 23(5), 407–424. [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(00\)00068-7](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(00)00068-7)
- Paulay T. and M. J. N. Priestley. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. John Wiley and Sons.
- Pedro Garcés, J. A. B. (2020). Recomendaciones sobre diseño sismorresistente de estructuras de hormigón armado (11).
- Puentes, J., Parra, P. F., Magna-Verdugo, C. E., Cendoya, P., & Avudaiappan, S. (2023). Effects of Using High-Strength Reinforcement in the Seismic Performance of a Tall RC Shear Wall Building. *Buildings*, 13(4), 960. <https://doi.org/10.3390/buildings13040960>
- Shapiro, D., Rojahn, C., Reaveley, L. D., Smith, J. R., & Morelli, U. (1997). FEMA 273. *Earthquake Spectra*, 16(1).
- Tataie, L., Brun, M., & Reynouard, J. M. (2012). Modal pushover procedures for seismic evaluation of reinforced concrete structures: Using new nonlinear single degree of freedom systems. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 16(2). <https://doi.org/10.1080/19648189.2012.667207>