



**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 DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICACIONES
RESIDENCIALES DE PÓRTICOS REGULARES, CONSTRUIDAS EN
ZONAS DE PIEDEMONTES EN LA CIUDAD DE BOGOTÁ DE
ACUERDO CON LA NSR-10**

Elaborado por:

Ing. Humberto Rafael Marín Millán

Tutor de tesis:

PhD. Ing. Nelson Lafontaine

Managua, Nicaragua.

Junio, 2024

ÍNDICE

ÍNDICE DE TABLAS	VI
ÍNDICE DE GRÁFICOS	VIII
DEDICATORIA.....	XVI
AGRADECIMIENTOS	XVII
RESUMEN	XVIII
ABSTRACT	XX
INTRODUCCIÓN	1
ANTECEDENTES Y SITUACIÓN ACTUAL	2
1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	3
1.1 OBJETIVOS.....	4
1.1.1 GENERAL.....	4
1.1.2 ESPECÍFICOS.....	4
1.2 JUSTIFICACIÓN.....	4
1.3 LIMITACIONES.....	5
2 MARCO TEÓRICO	9
2.1 FUNDAMENTOS DE SISMOLOGÍA.....	9
2.1.1 NATURALEZA Y ORIGEN DE LOS SISMOS.....	9
2.1.2 TIPOS DE ONDAS SÍSMICAS	9
2.1.3 ESCALAS DE MAGNITUD Y INTENSIDAD	9
2.1.4 ZONAS SÍSMICAS DEL MUNDO	9
2.1.5 PREDICCIÓN Y PREVENCIÓN SÍSMICA.....	9
2.2 RIESGO SÍSMICO.....	10
2.2.1 COMPONENTES DEL RIESGO SÍSMICO.....	10
2.2.2 EVALUACIÓN DEL RIESGO SÍSMICO.....	10

2.3	CONTEXTO SÍSMICO DE BOGOTÁ.....	10
2.3.1	SISMICIDAD HISTÓRICA Y AMENAZA SÍSMICA	11
2.3.2	MARCO NORMATIVO Y DISEÑO SISMORRESISTENTE	13
2.3.3	MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA	13
2.4	GEOLOGÍA, GEOTECNIA Y TECTÓNICA DE BOGOTÁ.....	15
2.4.1	CONTEXTO TECTÓNICO DE LA SABANA DE BOGOTÁ.....	15
2.4.2	PLACAS TECTÓNICAS Y MOVIMIENTO	16
2.4.3	SISTEMAS DE FALLAS	17
2.4.4	INTERACCIÓN DE FALLAS Y VULNERABILIDAD SÍSMICA	18
2.4.5	DESAGREGACIÓN SÍSMICA	19
2.5	ZONAS DE PIEDEMONTE: DEFINICIÓN Y RELEVANCIA EN EL CONTEXTO SÍSMICO	20
2.5.1	DEFINICIÓN DE ZONAS DE PIEDEMONTE	20
2.5.2	CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS Y GEOMORFOLÓGICAS.....	20
2.5.3	RELEVANCIA EN EL CONTEXTO SÍSMICO.....	21
2.7	EVALUACIÓN SÍSMICA	23
2.7.1	OBJETIVOS DE DESEMPEÑO.....	23
2.7.2	MÉTODOS DE ANÁLISIS.....	26
2.7.2.1	VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS MÉTODOS DE ANÁLISIS.....	32
2.7.3	MODELAMIENTO NO LINEAL DE VIGAS Y COLUMNAS.....	33
2.7.4	FUENTES DE NO LINEALIDAD.....	34
2.7.4.1	NO LINEALIDAD CONSTITUTIVA	34
2.7.4.2	NO LINEALIDAD GEOMÉTRICA	36
3	MARCO METODOLÓGICO	39
3.1	TIPO DE INVESTIGACIÓN.....	39

3.2	ENFOQUE METODOLÓGICO.....	39
3.3	TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN DE DATOS	39
3.4	INSTRUMENTOS	39
3.5	PROCEDIMIENTO.....	39
3.6	VALIDACIÓN	40
3.7	DISEÑO METODOLÓGICO.....	40
3.7.1	TIPO DE INVESTIGACIÓN	40
3.7.2	METODOLOGÍA.....	41
3.7.2.1	DEFINICIÓN DE CRITERIOS DE SELECCIÓN.....	41
3.7.2.2	RECOLECCIÓN DE DATOS PRIMARIOS	41
3.7.2.3	EVALUACIÓN DE CONFORMIDAD CON NSR-10	41
3.7.2.4	MODELADO Y SIMULACIÓN SÍSMICA.....	41
3.7.2.5	ANÁLISIS Y EVALUACIÓN DE RESULTADOS.....	41
3.7.2.6	PROPUESTAS DE MEJORA	42
3.7.3	POBLACIÓN.....	42
3.7.4	MUESTRA	42
3.7.4.1	CRITERIOS DE SELECCIÓN DEL MUESTREO INTENCIONAL	43
4	CASO DE ESTUDIO	45
4.1	DESCRIPCIÓN DE LA ZONA GEOTÉCNICA	45
4.2	DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	46
4.2.1	PROVISIONES DE DISEÑO PARA ZONA SÍSMICA INTERMEDIA	48
4.2.1.1	RESISTENCIA AL CORTANTE.....	49
4.2.1.2	VIGAS CON CAPACIDAD MODERADA DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA (DMO).....	50

4.2.1.3	COLUMNAS CON CAPACIDAD MODERADA DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA (DMO).....	51
4.2.1.4	RESISTENCIA MÍNIMA A FLEXIÓN DE LAS COLUMNAS DE PÓRTICOS CON CAPACIDAD MODERADA DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA (DMO)	55
4.3	PROYECTO ESTRUCTURAL	56
4.3.1	CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES	56
4.3.2	SECCIONES ESTRUCTURALES	58
4.3.2.1	COLUMNAS	58
4.3.2.2	VIGAS.....	60
4.3.3	UBICACIÓN DE SECCIONES.....	63
4.3.4	CARGAS DE DISEÑO	72
4.3.4.1	CARGAS MUERTAS.....	72
4.3.4.2	CARGAS VIVAS.....	73
4.3.4.3	RESUMEN DE CARGAS DE DISEÑO	73
4.3.4.4	CARGA SÍSMICA	73
4.3.5	REVISIÓN DE LA RESPUESTA DINÁMICA	74
4.3.5.1	NÚMERO DE MODOS DE VIBRACIÓN.....	74
4.3.5.2	REVISIÓN DEL CORTANTE BASAL	74
4.3.5.3	REVISIÓN DE DERIVAS.....	76
4.4	EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	76
4.4.1	REGISTROS SÍSMICOS	77
4.4.2	CONTENIDO FRECUENCIAL	90
4.4.3	PROCESAMIENTO DE SEÑALES.....	103
4.4.4	REGISTROS SÍSMICOS ESCALADOS	118
4.4.5	MODELADO DE NO LINEALIDAD	135

4.4.6	SECCIONES FISURADAS	142
4.4.7	NUDOS VIGA-COLUMNA	142
4.4.8	RESPUESTA ENERGÉTICA	143
4.4.8.1	TIPOS DE ENERGÍA CONSIDERADAS	144
4.4.8.2	INTERPRETACIÓN DE GRÁFICAS DE ENERGÍA.....	145
4.4.9	CORTANTE BASAL.....	151
4.4.10	RESPUESTA COMBINADA DE PISOS.....	160
4.4.10.1	CÁLCULO DE DERIVAS	182
4.4.11	REVISIÓN DE DESEMPEÑO	186
4.4.11.1	REVISIÓN DE NUDOS.....	186
4.4.11.2	DESPLAZABILIDAD LATERAL	188
4.4.11.3	RELACIÓN DEMANDA/CAPACIDAD.....	190
4.4.11.4	UMBRAL DE ROTACIÓN DE COLAPSO.....	198
4.4.11.5	EVALUACIÓN DE RÓTULAS PLÁSTICAS	199
4.4.11.6	ANÁLISIS DE FIBRAS.....	201
5	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	205
5.1	CONCLUSIONES	205
5.2	RECOMENDACIONES PARA INVESTIGACIONES FUTURAS.....	206
6	BIBLIOGRAFÍA	209

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Niveles de desempeño de ASCE 41-17	24
Tabla 2 Valores típicos de deriva de entrepiso para la evaluación de desempeño de estructuras con pórticos	25
Tabla 3 Limitaciones en el uso de métodos de análisis	31
Tabla 4 Comparación entre diferentes tipos de análisis.....	33
Tabla 5 Propiedades mecánicas del concreto de $f'_c = 21$ MPa.....	56
Tabla 6 Propiedades mecánicas del acero de refuerzo ASTM A706 Gr. 60 ($f_y = 420$ MPa)	56
Tabla 7 Sobrecargas muertas	73
Tabla 8 Resumen de cargas gravitacionales de diseño	73
Tabla 9 Registros sísmicos para evaluación estructural	78
Tabla 10 Parámetros del contenido frecuencial de los registros sísmicos	102
Tabla 11 Análisis estadístico de contenido frecuencial	103
Tabla 12 Resumen de procesamiento de señal - Registro 12.....	115
Tabla 13 Resumen de procesamiento de señal - Registro 13.....	115
Tabla 14 Resumen de procesamiento de señal - Registro 14.....	115
Tabla 15 Resumen de procesamiento de señal - Registro 425.....	115
Tabla 16 Resumen de procesamiento de señal - Registro 4891.....	116
Tabla 17 Resumen de procesamiento de señal - Registro 55.....	116
Tabla 18 Resumen de procesamiento de señal - Registro 62.....	116
Tabla 19 Resumen de procesamiento de señal - Registro 64.....	116
Tabla 20 Resumen de procesamiento de señal - Registro 65.....	117
Tabla 21 Resumen de procesamiento de señal - Registro 81.....	117
Tabla 22 Resumen de procesamiento de señal - Registro 83.....	117
Tabla 23 Parámetros de modelado y criterios de aceptación de vigas	137
Tabla 24 Valores de rigidez efectiva para análisis no lineal	142
Tabla 25 Componentes energéticos	145
Tabla 26 Cortantes basales máximos por registro	158
Tabla 27 Derivas para registro 12	182
Tabla 28 Derivas para registro 13	182

Tabla 29 Derivas para registro 14	182
Tabla 30 Derivas para registro 425	183
Tabla 31 Derivas para registro 4891	183
Tabla 32 Derivas para registro 55	183
Tabla 33 Derivas para registro 62	184
Tabla 34 Derivas para registro 64	184
Tabla 35 Derivas para registro 65	184
Tabla 36 Derivas para registro 81	185
Tabla 37 Derivas para registro 83	185
Tabla 38 Derivas promedio	185
Tabla 39 Rotaciones máximas absolutas de rótula C6H5.....	200
Tabla 40 Deformaciones de fibras de concreto y acero en rótula plástica crítica.....	203

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Figura 1 Mapa geológico de fallas con influencia en Bogotá	11
Figura 2 Sismicidad histórica asociada a la falla frontal de la cordillera oriental	13
Figura 3 Mapa de microzonificación sísmica de Bogotá	15
Figura 4 Mapa geológico de la sabana de Bogotá con las fallas principales y unidades estratigráficas.....	16
Figura 5 Mapa de las placas que convergen en el noroccidente de Sudamérica	17
Figura 6 Proyección de fallas en superficie.....	18
Figura 7 Desagregación de la amenaza sísmica para Bogotá.....	20
Figura 8 Matriz de correlación conceptual para identificar los niveles de desempeño..	25
Figura 9 Indicadores típicos de la respuesta estructural para evaluación de desempeño	26
Figura 10 Comportamiento estructural - Procedimiento Estático Lineal (LSP).....	27
Figura 11 Comportamiento estructural - Procedimiento Dinámico Lineal (LDP)	28
Figura 12 Comportamiento estructural - Procedimiento Estático No lineal (NSP).....	29
Figura 13 Comportamiento estructural - Procedimiento Dinámico No lineal (NDP)	30
Figura 14 Modelado de elemento viga-columna no lineal	35
Figura 15 Grados de libertad local para un elemento viga-columna	37
Figura 16 Espectro de diseño para zona de piedemonte B.....	46
Figura 17 Planta típica	46
Figura 18 Pórtico típico en dirección X.....	47
Figura 19 Pórtico típico en dirección Y.....	47
Figura 20 Vista 3D - Modelo estructural	48
Figura 21 Relación esfuerzo-deformación del concreto de $f'_c = 21$ MPa	57
Figura 22 Relación esfuerzo-deformación del acero de refuerzo ASTM A706 Gr. 60 ($f_y = 420$ MPa).....	58
Figura 23 Sección de columna - 50X50 L 16#7 + T 3#3 @ 100.....	58
Figura 24 Sección de columna - 50X50 L 12#7 + T 3#3 @ 100.....	59
Figura 25 Sección de columna - 45X45 L 12#7 + T 3#3 @ 100.....	59
Figura 26 Sección de columna - 45X45 L 8#7 + T 3#3 @ 100.....	60
Figura 27 Sección de viga - 40X50 S 5#6 + I 3#6	60

Figura 28 Sección de viga - 40X50 S 5#6 + I 2#6	61
Figura 29 Sección de viga - 40X50 S 4#6 + I 3#6	61
Figura 30 Sección de viga - 30X50 S 4#6 + I 2#6	62
Figura 31 Sección de viga - 30X50 S 3#6 + I 2#6	62
Figura 32 Sección de viga - 30X50 S 2#6 + I 2#6	63
Figura 33 Ubicación de secciones - Pórtico 1	63
Figura 34 Ubicación de secciones - Pórtico 2	64
Figura 35 Ubicación de secciones - Pórtico 3	64
Figura 36 Ubicación de secciones - Pórtico 4	65
Figura 37 Ubicación de secciones - Pórtico A.....	66
Figura 38 Ubicación de secciones - Pórtico B.....	67
Figura 39 Ubicación de secciones - Pórtico C.....	68
Figura 40 Ubicación de secciones - Pórtico D.....	69
Figura 41 Ubicación de secciones - Pórtico E.....	70
Figura 42 Ubicación de secciones - Pórtico F	71
Figura 43 Ubicación de secciones - Pórtico G	72
Figura 44 Masa participativa modal.....	74
Figura 45 Revisión de derivas.....	76
Figura 46 Búsqueda de registros compatibles en base de datos del PEER	78
Figura 47 Registro 12. Componente 090	79
Figura 48 Registro 12. Componente 180	80
Figura 49 Registro 13. Componente 180	80
Figura 50 Registro 13. Componente 270	81
Figura 51 Registro 14. Componente 042	81
Figura 52 Registro 14. Componente 132	82
Figura 53 Registro 425. Componente EW.....	82
Figura 54 Registro 425. Componente NS	83
Figura 55 Registro 4891. Componente EW.....	83
Figura 56 Registro 4891. Componente NS	84
Figura 57 Registro 55. Componente 090	84
Figura 58 Registro 55. Componente 180	85

Figura 59 Registro 62. Componente 090	85
Figura 60 Registro 62. Componente 180	86
Figura 61 Registro 64. Componente 000	86
Figura 62 Registro 64. Componente 090	87
Figura 63 Registro 65. Componente 000	87
Figura 64 Registro 65. Componente 270	88
Figura 65 Registro 81. Componente 000	88
Figura 66 Registro 81. Componente 270	89
Figura 67 Registro 83. Componente 055	89
Figura 68 Registro 83. Componente 325	90
Figura 69 Espectro de Fourier del registro 12. Componente 090.....	91
Figura 70 Espectro de Fourier del registro 12. Componente 180.....	91
Figura 71 Espectro de Fourier del registro 13. Componente 180.....	92
Figura 72 Espectro de Fourier del registro 13. Componente 270.....	92
Figura 73 Espectro de Fourier del registro 14. Componente 042.....	93
Figura 74 Espectro de Fourier del registro 14. Componente 132.....	93
Figura 75 Espectro de Fourier del registro 55. Componente 090.....	94
Figura 76 Espectro de Fourier del registro 55. Componente 180.....	94
Figura 77 Espectro de Fourier del registro 62. Componente 090.....	95
Figura 78 Espectro de Fourier del registro 62. Componente 180.....	95
Figura 79 Espectro de Fourier del registro 64. Componente 000.....	96
Figura 80 Espectro de Fourier del registro 64. Componente 090.....	96
Figura 81 Espectro de Fourier del registro 65. Componente 000.....	97
Figura 82 Espectro de Fourier del registro 65. Componente 270.....	97
Figura 83 Espectro de Fourier del registro 81. Componente 000.....	98
Figura 84 Espectro de Fourier del registro 81. Componente 270.....	98
Figura 85 Espectro de Fourier del registro 83. Componente 055.....	99
Figura 86 Espectro de Fourier del registro 83. Componente 325.....	99
Figura 87 Espectro de Fourier del registro 425. Componente EW	100
Figura 88 Espectro de Fourier del registro 425. Componente NS.....	100
Figura 89 Espectro de Fourier del registro 4891. Componente EW	101

Figura 90 Espectro de Fourier del registro 4891. Componente NS.....	101
Figura 91 Intensidad de Arias del registro 12. Componente 090	104
Figura 92 Intensidad de Arias del registro 12. Componente 180	104
Figura 93 Intensidad de Arias del registro 13. Componente 180	105
Figura 94 Intensidad de Arias del registro 13. Componente 270	105
Figura 95 Intensidad de Arias del registro 14. Componente 042	106
Figura 96 Intensidad de Arias del registro 14. Componente 132	106
Figura 97 Intensidad de Arias del registro 425. Componente EW.....	107
Figura 98 Intensidad de Arias del registro 425. Componente NS	107
Figura 99 Intensidad de Arias del registro 4891. Componente EW.....	108
Figura 100 Intensidad de Arias del registro 4891. Componente NS	108
Figura 101 Intensidad de Arias del registro 55. Componente 090	109
Figura 102 Intensidad de Arias del registro 55. Componente 180	109
Figura 103 Intensidad de Arias del registro 62. Componente 090	110
Figura 104 Intensidad de Arias del registro 62. Componente 180	110
Figura 105 Intensidad de Arias del registro 64. Componente 000	111
Figura 106 Intensidad de Arias del registro 64. Componente 090	111
Figura 107 Intensidad de Arias del registro 65. Componente 000	112
Figura 108 Intensidad de Arias del registro 65. Componente 270	112
Figura 109 Intensidad de Arias del registro 81. Componente 000	113
Figura 110 Intensidad de Arias del registro 81. Componente 270	113
Figura 111 Intensidad de Arias del registro 83. Componente 055	114
Figura 112 Intensidad de Arias del registro 83. Componente 325	114
Figura 113 Espectros de respuesta registro 12 escalado	119
Figura 114 Espectros de respuesta registro 13 escalado	119
Figura 115 Espectros de respuesta registro 14 escalado	120
Figura 116 Espectros de respuesta registro 425 escalado	120
Figura 117 Espectros de respuesta registro 4891 escalado	121
Figura 118 Espectros de respuesta registro 55 escalado	121
Figura 119 Espectros de respuesta registro 62 escalado	122
Figura 120 Espectros de respuesta registro 64 escalado	122

Figura 121 Espectros de respuesta registro 65 escalado	123
Figura 122 Espectros de respuesta registro 81 escalado	123
Figura 123 Espectros de respuesta registro 83 escalado	124
Figura 124 Registro 12 escalado	125
Figura 125 Registro 13 escalado	126
Figura 126 Registro 14 escalado	127
Figura 127 Registro 425 escalado	128
Figura 128 Registro 4891 escalado.....	129
Figura 129 Registro 55 escalado	130
Figura 130 Registro 62 escalado	131
Figura 131 Registro 64 escalado	132
Figura 132 Registro 65 escalado	133
Figura 133 Registro 81 escalado	134
Figura 134 Registro 83 escalado	135
Figura 135 Definición paramétrica de rótula plástica para vigas	138
Figura 136 Modelo de histéresis de Takeda	139
Figura 137 Definición de rótula plástica por fibra para columnas.....	139
Figura 138 Relación esfuerzo-deformación para concretos en columna - 50X50 L 16#7 + T 3#3 @ 100	140
Figura 139 Relación esfuerzo-deformación para concretos en columna - 50X50 L 12#7 + T 3#3 @ 100	140
Figura 140 Relación esfuerzo-deformación para concretos en columna - 45X45 L 12#7 + T 3#3 @ 100	141
Figura 141 Relación esfuerzo-deformación para concretos en columna - 45X45 L 8#7 + T 3#3 @ 100	141
Figura 142 Relación fuerza-deformación generalizada para componentes o elementos de concreto	142
Figura 143 Configuración recomendada para el modelado del ajuste de rigidez y desfase de columna.....	143
Figura 144 Componentes de energía acumulativa para el registro 12	146
Figura 145 Componentes de energía acumulativa para el registro 13	146

Figura 146 Componentes de energía acumulativa para el registro 14	147
Figura 147 Componentes de energía acumulativa para el registro 425	147
Figura 148 Componentes de energía acumulativa para el registro 4891	148
Figura 149 Componentes de energía acumulativa para el registro 55	148
Figura 150 Componentes de energía acumulativa para el registro 62	149
Figura 151 Componentes de energía acumulativa para el registro 64	149
Figura 152 Componentes de energía acumulativa para el registro 65	150
Figura 153 Componentes de energía acumulativa para el registro 81	150
Figura 154 Componentes de energía acumulativa para el registro 83	151
Figura 155 Cortante basal para el registro 12	152
Figura 156 Cortante basal para el registro 13	153
Figura 157 Cortante basal para el registro 14	153
Figura 158 Cortante basal para el registro 425	154
Figura 159 Cortante basal para el registro 4891	154
Figura 160 Cortante basal para el registro 55	155
Figura 161 Cortante basal para el registro 62	155
Figura 162 Cortante basal para el registro 64	156
Figura 163 Cortante basal para el registro 65	156
Figura 164 Cortante basal para el registro 81	157
Figura 165 Cortante basal para el registro 83	157
Figura 166 Cortante basal máximo en dirección X - Promedio= 10590.82 kN	159
Figura 167 Cortante basal máximo en dirección Y - Promedio= 10080.13 kN	159
Figura 168 Respuesta combinada de pisos para el registro 12 en la dirección X	160
Figura 169 Respuesta combinada de pisos para el registro 12 en la dirección Y	161
Figura 170 Respuesta combinada de pisos para el registro 13 en la dirección X	162
Figura 171 Respuesta combinada de pisos para el registro 13 en la dirección Y	163
Figura 172 Respuesta combinada de pisos para el registro 14 en la dirección X	164
Figura 173 Respuesta combinada de pisos para el registro 14 en la dirección Y	165
Figura 174 Respuesta combinada de pisos para el registro 425 en la dirección X	166
Figura 175 Respuesta combinada de pisos para el registro 425 en la dirección Y	167
Figura 176 Respuesta combinada de pisos para el registro 4891 en la dirección X	168

Figura 177 Respuesta combinada de pisos para el registro 4891 en la dirección Y ...	169
Figura 178 Respuesta combinada de pisos para el registro 55 en la dirección X	170
Figura 179 Respuesta combinada de pisos para el registro 55 en la dirección Y	171
Figura 180 Respuesta combinada de pisos para el registro 62 en la dirección X	172
Figura 181 Respuesta combinada de pisos para el registro 62 en la dirección Y	173
Figura 182 Respuesta combinada de pisos para el registro 64 en la dirección X	174
Figura 183 Respuesta combinada de pisos para el registro 64 en la dirección Y	175
Figura 184 Respuesta combinada de pisos para el registro 65 en la dirección X	176
Figura 185 Respuesta combinada de pisos para el registro 65 en la dirección Y	177
Figura 186 Respuesta combinada de pisos para el registro 81 en la dirección X	178
Figura 187 Respuesta combinada de pisos para el registro 81 en la dirección Y	179
Figura 188 Respuesta combinada de pisos para el registro 83 en la dirección X	180
Figura 189 Respuesta combinada de pisos para el registro 83 en la dirección Y	181
Figura 190 Diagrama de cuerpo libre de nudo crítico	187
Figura 191 Desplazamiento lateral promedio	189
Figura 192 Deriva promedio	189
Figura 193 Configuración de revisión de desempeño	191
Figura 194 Relación demanda/capacidad global para el escenario de prevención de colapso	192
Figura 195 Patrón de rotulación - Registro 62	193
Figura 196 Revisión del desempeño para escenario promedio	194
Figura 197 Pórtico transversal crítico	195
Figura 198 Pórtico longitudinal típico	196
Figura 199 Elementos con $DCR > 1.0$	197
Figura 200 Diagrama momento-rotación en dirección local 2 para rótula C6H5 - Registro 62	199
Figura 201 Diagrama momento-rotación en dirección local 3 para rótula C6H5 - Registro 62	200
Figura 202 Rotación máxima absoluta por registro	201
Figura 203 Curva esfuerzo deformación para concretos en rótula C6H5	202
Figura 204 Curva esfuerzo deformación para acero de refuerzo en rótula C6H5	202

Figura 205 Respuesta de la fibra crítica del núcleo de concreto - Registro 62	203
Figura 206 Respuesta de la fibra crítica de refuerzo - Registro 62	204

DEDICATORIA

A mi amada esposa y a mi hijo, quienes son pieza fundamental en mi vida y en cada paso que doy. Con ustedes de la mano, todo es posible, todo es más fácil. Los amo.

AGRADECIMIENTOS

Primero que todo, quiero dar gracias a Dios por darme la salud y el ahínco para alcanzar este sueño.

A Haidy, el amor de mi vida, por su infinita generosidad, paciencia, dedicación, amor e inmensurable apoyo. Eres mi compañera de vida y mi luz en los momentos de oscuridad. Este logro es tanto tuyo como mío.

A Gabriel Humberto, el bebé de papá, gracias por regalarme la mejor década de mi vida y por ser, junto a mamá, mi inspiración diaria para seguir adelante.

A mis padres por su amor, apoyo y por ser ejemplos de que la educación y trabajar en lo que nos apasionan es lo más rentable del mundo.

A mis hermanos Francisco Restrepo y Gino Guidi, quienes a pesar de la distancia física siempre estuvieron presente brindándome su apoyo para sacar adelante este sueño.

A mi tutor, el Dr. Ing. Nelson Lafontaine, por todas sus enseñanzas y su generosidad sin límites al compartir sus amplios conocimientos en ingeniería estructural. Su dedicación no solo como educador sino también como mentor ha sido fundamental en mi formación académica.

A la Lic. Denys López, al Ing. Freddy Gonzalez, a todo el personal de Fundextensus y la Universidad Nacional de Ingeniería quienes han sido pieza fundamental en la consecución de esta meta.

Finalmente, quiero agradecer especialmente al Ing. Nelson Morrison, por su determinación a apoyar la educación y brindarme la oportunidad de alcanzar este sueño. Cada uno de ustedes ha dejado una huella imborrable en mi corazón y ha sido una parte esencial de este viaje. La gratitud que siento por su apoyo, fe y amor es imposible de expresar plenamente con palabras. Este logro no solo simboliza un hito académico, sino también el poder de la familia y la amistad.

RESUMEN

Bogotá, capital y centro neurálgico de Colombia, alberga a más de siete millones de habitantes y constituye el núcleo de una gran diversidad de actividades económicas cruciales para el país. Esta metrópolis, marcada por su vibrante historia y desarrollo, enfrenta desafíos intrínsecos a su posición geográfica, donde la amenaza sísmica se destaca como uno de los peligros más latentes.

Las zonas de piedemonte, características del paisaje bogotano, presentan una densa concentración de edificaciones. Muchas de estas no solo albergan a vastos segmentos de la población, sino que también funcionan como eje de operaciones comerciales, industriales y de servicios, siendo vitales para la economía local y nacional. No obstante, esta misma densidad y ubicación geográfica las convierte en zonas susceptibles a riesgos sísmicos, magnificando la necesidad de garantizar su seguridad y resistencia estructural.

La tesis titulada "Análisis de vulnerabilidad sísmica de edificaciones residenciales de pórticos regulares, construidas en zonas de piedemonte en la ciudad de Bogotá de acuerdo con la NSR-10", aborda precisamente esta urgente problemática. Se centra en las edificaciones de concreto reforzado, material predominante en la construcción bogotana debido a su resistencia y versatilidad. Asimismo, se pone el foco en las estructuras con pórticos regulares, que representan la configuración estructural más elemental y recurrente, permitiendo así una evaluación que, al centrarse en lo fundamental, proporciona *insights* aplicables a un amplio espectro de edificios en la ciudad.

Esta investigación no es simplemente un ejercicio académico, sino una exploración crucial para entender cómo las edificaciones predominantes en las zonas de piedemonte pueden enfrentar y resistir un potencial evento sísmico. La NSR-10, como normativa de referencia, orienta los criterios constructivos en Colombia en zonas con amenaza sísmica. La presente tesis, al alinear sus análisis con esta norma, aspira no solo a evaluar la situación actual, sino a proponer directrices que potencien la resiliencia de Bogotá ante sismos.

Concluyendo, la intersección de la geografía de Bogotá, la densidad poblacional, las actividades económicas y las tendencias constructivas hace imperativo el estudio de la

vulnerabilidad sísmica de sus edificaciones. A través de un análisis riguroso y específico, esta investigación busca sentar las bases para una capital más segura, resiliente y preparada ante la inminente amenaza sísmica.

ABSTRACT

Bogotá, the capital and central hub of Colombia, shelters over seven million inhabitants and stands as the epicenter for a myriad of essential economic activities vital to the nation. This metropolis, enriched by its vibrant history and growth, faces inherent challenges due to its geographical position, with seismic threat emerging as a paramount concern.

The piedmont zones, integral to Bogotá's landscape, exhibit a dense concentration of structures. Many of these not only house significant portions of the population but also operate as focal points for commercial, industrial, and service-oriented ventures, vital for both local and national economies. However, this very density and geographical placement accentuate their susceptibility to seismic risks, underscoring the imperative to ensure their structural safety and resilience.

The thesis titled "Seismic Vulnerability Analysis of Residential Buildings with Regular Frames, Built in the Piedmont Zones of Bogotá in Accordance with NSR-10" delves into this pressing issue. It zeroes in on structures made of reinforced concrete, the predominant construction material in Bogotá owing to its robustness and adaptability. Moreover, it emphasizes structures with regular frames, representing the most basic and recurrent structural configuration, allowing for an evaluation that, by focusing on the foundational aspects, provides insights relevant to a wide range of buildings in the city.

This research is not merely an academic endeavor but a pivotal exploration to understand how the predominant structures in the piedmont zones can withstand and resist potential seismic events. The NSR-10, as a guiding regulation, dictates construction criteria in Colombia for seismic-threatened areas. This thesis, by aligning its analysis with this norm, aspires not just to gauge the current state but to propose directives that augment Bogotá's resilience against seismic events.

In conclusion, the confluence of Bogotá's geography, population density, economic activities, and construction trends underscores the imperative to study the seismic vulnerability of its buildings. Through rigorous and targeted analysis, this research aims to lay the foundation for a safer, more resilient capital, primed to face the looming seismic threat.

INTRODUCCIÓN

La ciudad de Bogotá, epicentro administrativo, cultural y económico de Colombia, se ha consolidado a lo largo de los años como un espacio de dinamismo y crecimiento continuo. Dentro de este marco de desarrollo, una vasta cantidad de edificaciones se erigen día a día, albergando a millones de personas y sirviendo como centros de múltiples actividades esenciales para la nación. Sin embargo, la metrópolis enfrenta desafíos inherentes a su geografía y geología, siendo la amenaza sísmica uno de los más prominentes.

La particularidad geotécnica de las zonas de piedemonte en Bogotá intensifica la necesidad de comprender y abordar de manera efectiva el riesgo sísmico. Las estructuras residenciales que se encuentran en estas áreas, construidas mayormente en concreto reforzado y bajo configuraciones de pórticos regulares, demandan un análisis minucioso en relación con su vulnerabilidad ante eventos sísmicos. La Norma Sismorresistente Colombiana NSR-10 establece criterios y lineamientos para la construcción en zonas con amenaza sísmica, lo que eleva la relevancia de evaluar cuán alineadas están estas edificaciones con dicho reglamento y, sobre todo, cuán preparadas están para enfrentar un sismo potencial.

La presente tesis, titulada "Análisis de vulnerabilidad sísmica de edificaciones residenciales de pórticos regulares, construidas en zonas de piedemonte en la ciudad de Bogotá de acuerdo con la NSR-10", surge en este contexto de necesidad imperante. A través de un enfoque metodológico y analítico riguroso, este trabajo tiene la finalidad de generar conocimientos y aportes concretos que permitan, no solo entender la situación actual de estas edificaciones, sino también orientar acciones futuras hacia una Bogotá más segura y resiliente ante la amenaza sísmica.

Con la responsabilidad de abordar una problemática de tal magnitud y con la esperanza de contribuir al bienestar y seguridad de la ciudadanía bogotana, nos embarcamos en esta investigación, conscientes del impacto que sus hallazgos y recomendaciones pueden tener en la configuración urbana y constructiva de la capital.

ANTECEDENTES Y SITUACIÓN ACTUAL

La ciudad de Bogotá, capital de Colombia, se ubica en una región con una historia sísmica notable. A lo largo de los años, la ciudad ha sido testigo de varios terremotos, tanto a nivel local como en regiones cercanas, que han generado diferentes niveles de impacto (Carreño et al., 2007). Su ubicación geográfica, en el borde oriental de la Cordillera de los Andes, la sitúa en una zona propensa a actividad sísmica. Adicionalmente, Bogotá se encuentra en zonas de piedemonte, áreas de transición entre una llanura y una montaña, lo que puede intensificar ciertos riesgos geotécnicos, especialmente durante eventos sísmicos.

Dentro del contexto de edificaciones residenciales, la vulnerabilidad sísmica ha sido un área de interés creciente, sobre todo a raíz de los terremotos ocurridos en los años recientes en América Latina. Las edificaciones de pórticos regulares, ampliamente utilizadas en zonas urbanas de Bogotá, son estructuras que, si bien presentan ventajas en términos de flexibilidad y adaptabilidad al terreno, también pueden enfrentar desafíos particulares en términos de comportamiento sísmico.

La NSR-10 (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente), establece las directrices y normas para la construcción de edificaciones en Colombia, incluyendo criterios específicos para zonas de alto riesgo sísmico. Sin embargo, a pesar de la existencia de este reglamento, existen preocupaciones respecto a la eficacia y aplicabilidad de estas directrices en edificaciones específicas, como las residenciales de pórticos regulares en zonas de piedemonte (García, 2014; Salgado et al., 2010).

Un estudio exhaustivo sobre la vulnerabilidad sísmica de estas edificaciones es crucial para comprender los riesgos actuales y potenciales, así como para proponer medidas mitigadoras que puedan ser incorporadas en futuras versiones de la normativa o en prácticas de construcción.

1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Bogotá, como muchas otras ciudades ubicadas en zonas de alta actividad sísmica, se enfrenta al reto constante de garantizar la seguridad y resiliencia de sus edificaciones. El aumento poblacional y la expansión urbanística de la ciudad han impulsado la construcción de un gran número de edificaciones residenciales, siendo las estructuras de pórticos regulares una solución arquitectónica ampliamente adoptada debido a su versatilidad y capacidad para adaptarse a diferentes terrenos. Sin embargo, estas estructuras enfrentan un desafío particular cuando se ubican en zonas de piedemonte, dada su interacción con terrenos potencialmente inestables y con características geotécnicas que pueden intensificar los riesgos asociados a eventos sísmicos.

A pesar de que la NSR-10 establece directrices claras para la construcción sismo resistente, persisten interrogantes acerca de la eficacia de estas normativas en la protección de edificaciones residenciales de pórticos regulares situadas en zonas de piedemonte. ¿Son estas directrices lo suficientemente robustas para abordar los retos específicos de estas zonas? ¿Cómo se desempeñan estas estructuras ante eventos sísmicos reales bajo las condiciones particulares del piedemonte?

El daño estructural en una edificación no solo representa una pérdida económica, sino que puede poner en riesgo la vida de sus ocupantes. Por ello, resulta imperativo abordar estas cuestiones con rigor y profundidad. La necesidad de una evaluación exhaustiva y detallada sobre la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones residenciales de pórticos regulares en zonas de piedemonte en Bogotá se torna evidente.

El entendimiento inadecuado o insuficiente de la dinámica y comportamiento de estas estructuras ante sismos podría llevar a decisiones de diseño y construcción que incrementen la vulnerabilidad de la ciudad ante desastres naturales. Por ende, este estudio busca abordar dicho vacío de conocimiento, proporcionando una evaluación detallada de la vulnerabilidad sísmica de estas edificaciones y proponiendo medidas adecuadas de mitigación.

Con este panorama, surge la pregunta central de esta investigación: ¿Cuál es el nivel de vulnerabilidad sísmica de las edificaciones residenciales de pórticos regulares construidas en zonas de piedemonte en Bogotá de acuerdo con la NSR-10, y qué medidas pueden implementarse para mejorar su resiliencia?

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 GENERAL

Analizar la vulnerabilidad sísmica de edificaciones residenciales de pórticos regulares, construidas en zonas de piedemonte en la ciudad de Bogotá de acuerdo con la NSR-10

1.1.2 ESPECÍFICOS

- Determinar el desempeño sísmico de estructuras en la zona de piedemonte de la ciudad de Bogotá de acuerdo con el reglamento ASCE 41-17 para el escenario de prevención de colapso.
- Comparar los niveles de daño estructural obtenido con la filosofía de diseño sismo resistente del ASCE 41-17 para las zonas de piedemonte de la ciudad de Bogotá.
- Evaluar los criterios de diseño sismo resistente para zonas de piedemonte en la ciudad de Bogotá.

1.2 JUSTIFICACIÓN

La seguridad de las edificaciones en zonas propensas a la actividad sísmica no es solo una cuestión técnica, sino también social y humanitaria. La vulnerabilidad sísmica de edificaciones, particularmente en zonas urbanas densamente pobladas como Bogotá, tiene repercusiones directas en la vida y bienestar de miles de personas.

La investigación sobre la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones residenciales de pórticos regulares en zonas de piedemonte en Bogotá cumple varios propósitos esenciales:

- Garantizar la seguridad de los residentes: La vida humana es invaluable, y la posibilidad de que un terremoto provoque un desastre en edificaciones mal adaptadas es un riesgo que no se puede ignorar. Esta investigación proporciona una base técnica y científica para evaluar y mejorar la seguridad de las viviendas en estas zonas, protegiendo así a los habitantes.
- Fortalecimiento normativo: La investigación puede ofrecer aportes significativos para mejorar o ajustar la NSR-10, garantizando que las normativas existentes sean pertinentes, actuales y adecuadas para las condiciones específicas de las zonas de piedemonte.

- Fomentar la resiliencia urbana: Las ciudades resilientes son aquellas que no solo resisten adversidades, sino que aprenden y se adaptan a ellas. Esta investigación contribuye al conocimiento y adaptabilidad de Bogotá frente a los sismos, fortaleciendo su capacidad para recuperarse rápidamente después de eventos adversos.
- Beneficios económicos: La prevención es siempre más económica que la solución post-desastre. Al invertir en el estudio y en la aplicación de medidas preventivas, se pueden evitar pérdidas económicas significativas en el futuro.

Así mismo, hoy se espera que los siguientes actores se vean impactados positivamente con por los resultados de la presente investigación:

- Residentes de Bogotá: Las personas que viven en edificaciones de pórticos regulares en zonas de piedemonte serán los beneficiarios directos, ya que gozarán de una mayor seguridad y tranquilidad en sus hogares.
- Autoridades locales y nacionales: Estas entidades obtendrán datos y análisis detallados que pueden informar y mejorar las políticas y regulaciones de construcción.
- Sector de la construcción: Arquitectos, ingenieros y constructores tendrán acceso a información relevante que puede guiar el diseño y construcción de edificaciones más seguras y resilientes.
- Comunidad académica y científica: Esta investigación enriquece el cuerpo de conocimiento sobre sismología y construcción en zonas de piedemonte, proporcionando una base para futuras investigaciones y estudios.

Con la implementación y divulgación de los resultados de este estudio, Bogotá dará un paso adelante en la construcción de una ciudad más segura y resiliente. Las lecciones aprendidas y las soluciones propuestas no solo servirán para la capital colombiana, sino que pueden ser referencia para otras ciudades en Latinoamérica y el mundo con condiciones geográficas y sísmicas similares.

1.3 LIMITACIONES

Las limitaciones de esta investigación, que se enfoca en la vulnerabilidad sísmica de edificaciones residenciales de pórticos regulares construidas en zonas de piedemonte

en la ciudad de Bogotá según la NSR-10, abarcan varios aspectos que podrían influir en la extensión, validez o aplicabilidad de los resultados obtenidos:

- Limitaciones Temporales: El estudio se centra en edificaciones construidas dentro de un rango de tiempo específico. Esto excluye estructuras más antiguas o recientes que podrían no adherirse completamente a las normas o técnicas de construcción evaluadas.
- Limitaciones Geográficas: Aunque el estudio se enfoca en las zonas de piedemonte de Bogotá, estas áreas son extensas y variadas. No todas las zonas podrán ser examinadas con el mismo nivel de detalle.
- Variedad de Datos: Existe variabilidad en la calidad y disponibilidad de los datos sobre las diferentes edificaciones. No todas contarán con registros detallados de construcción o inspecciones previas.
- Aspectos Técnicos: La imposibilidad de medir directamente el comportamiento de las estructuras durante eventos sísmicos reales limita la investigación a simulaciones y modelos, los cuales pueden no reflejar completamente las condiciones reales.
- Limitaciones del Modelo: Los modelos de simulación sísmica utilizados tienen limitaciones y suposiciones inherentes que pueden no capturar todos los aspectos del comportamiento real de una estructura durante un sismo.
- Aspectos Humanos: Modificaciones o reparaciones no documentadas realizadas por los propietarios pueden alterar el comportamiento sísmico original de las edificaciones. Estas intervenciones pueden no estar documentadas y, por ende, no ser consideradas en el estudio.
- Limitaciones Normativas: La investigación se enfoca en una versión específica de la NSR-10, lo que significa que las conclusiones podrían no ser aplicables a versiones anteriores o posteriores de la normativa.
- Recursos y Financiamiento: La falta de recursos, tanto financieros como técnicos, podría limitar la amplitud o profundidad del estudio.
- Enfoque en el Escenario de Prevención de Colapso: La investigación se limitará exclusivamente a evaluar la capacidad de las estructuras para prevenir el colapso en caso de sismos, excluyendo otros aspectos de la vulnerabilidad sísmica como

daños no estructurales, funcionalidad post-sismo, y tiempos de recuperación. Este enfoque implica el uso de metodologías específicas para evaluar la resistencia y ductilidad de las estructuras según los criterios establecidos por la NSR-10, lo cual podría limitar la generalización de los resultados a otros escenarios de daño sísmico.

2 MARCO TEÓRICO

2.1 FUNDAMENTOS DE SISMOLOGÍA

2.1.1 NATURALEZA Y ORIGEN DE LOS SISMOS

Los sismos, o terremotos, son manifestaciones de la energía liberada debido a la repentina ruptura o deslizamiento a lo largo de una falla en la litosfera terrestre. Estos desplazamientos son el resultado de la constante interacción y movimiento relativo de las placas tectónicas (Stein & Wysession, 2003).

2.1.2 TIPOS DE ONDAS SÍSMICAS

Existen tres tipos principales de ondas sísmicas:

- Ondas primarias (P): Son ondas de compresión que se propagan rápidamente y llegan primero a las estaciones sísmicas.
- Ondas secundarias (S): Ondas de corte o cizallamiento, llegan después de las ondas P y solo viajan a través de sólidos.
- Ondas superficiales: Estas ondas se propagan a lo largo de la superficie de la Tierra y suelen ser las responsables de los daños más severos en terremotos (Lay & Wallace, 1995).

2.1.3 ESCALAS DE MAGNITUD Y INTENSIDAD

La magnitud de un sismo es una medida objetiva de la energía liberada en su foco o hipocentro, mientras que la intensidad describe el efecto o el daño en un lugar específico, siendo una medida subjetiva que puede variar de un punto a otro (Kanamori, 1983).

2.1.4 ZONAS SÍSMICAS DEL MUNDO

La distribución global de terremotos está fuertemente influenciada por los límites de las placas tectónicas. Zonas como el Cinturón de Fuego del Pacífico, las regiones de subducción y las cadenas montañosas principales son particularmente propensas a la actividad sísmica (Papadopoulos et al., 1986).

2.1.5 PREDICCIÓN Y PREVENCIÓN SÍSMICA

Aunque la predicción precisa de terremotos sigue siendo un desafío, la sismología ha avanzado en la identificación de zonas de alto riesgo y en la implementación de medidas

preventivas, como la construcción sismo-resistente y sistemas de alerta temprana (Allen et al., 2009).

2.2 RIESGO SÍSMICO

El riesgo sísmico hace referencia a la probabilidad de que ocurra un daño económico, social o estructural debido a un evento sísmico en un área geográfica y periodo de tiempo específico. Se concibe como el producto de la amenaza sísmica, la vulnerabilidad y la exposición (Kramer, 1996).

2.2.1 COMPONENTES DEL RIESGO SÍSMICO

- Amenaza Sísmica: Describe la probabilidad de que diferentes niveles de movimiento sísmico ocurran en un lugar específico en un periodo de tiempo definido. Se determina a partir de la sismicidad histórica, geología y geodesia (Musson et al., 2010).
- Vulnerabilidad: Hace referencia a las características intrínsecas de una estructura, sistema o comunidad que determinan el grado de daño que podría sufrir debido a un evento sísmico determinado (Coburn & Spence, 2002).
- Exposición: Se refiere a los elementos (personas, edificaciones, infraestructura, etc.) presentes en una zona susceptible a terremotos y que podrían verse afectados en caso de un evento (Bilham, 2009).

2.2.2 EVALUACIÓN DEL RIESGO SÍSMICO

La evaluación cuantitativa del riesgo sísmico integra la amenaza, vulnerabilidad y exposición para determinar las posibles consecuencias de un terremoto, como pérdidas económicas, daños estructurales y pérdida de vidas humanas (Douglas, 2007).

2.3 CONTEXTO SÍSMICO DE BOGOTÁ

Bogotá se encuentra en una región de moderada actividad sísmica, caracterizada por un nivel intermedio de peligro sísmico, con un coeficiente de aceleración horizontal (PGA) de 0.15. Esta característica denota un riesgo sísmico que no debe ser subestimado, dada la particularidad de sus suelos y la microzonificación de la ciudad. A continuación, se detalla el contexto sísmico de Bogotá, enfatizando la sismicidad histórica, el marco

normativo para el diseño sismorresistente, y aspectos relevantes de su microzonificación sísmica.

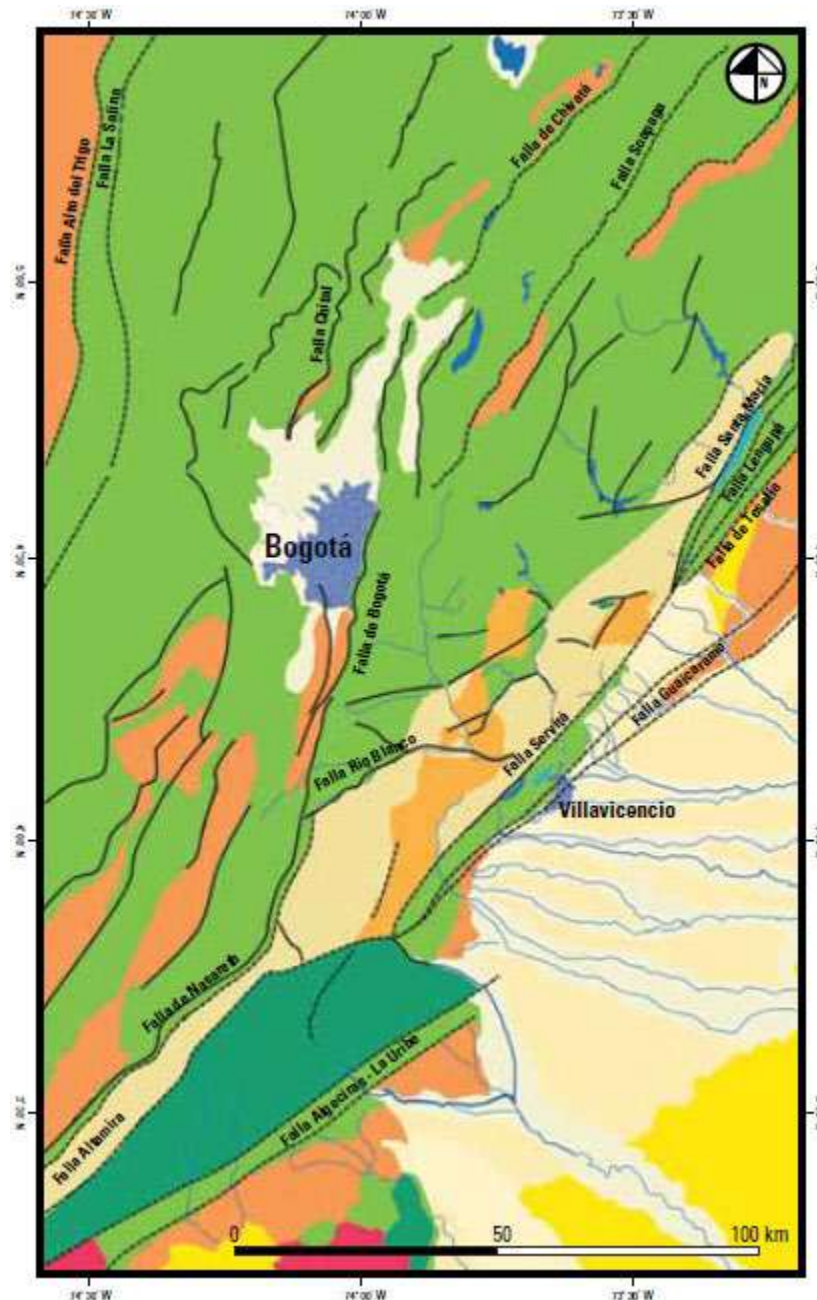


Figura 1 Mapa geológico de fallas con influencia en Bogotá

Fuente: (Chicangana et al., 2015)

2.3.1 SISMICIDAD HISTÓRICA Y AMENAZA SÍSMICA

La ciudad de Bogotá se asienta sobre depósitos cuaternarios profundos, que en algunas áreas superan los 500 metros, lo cual representa un potencial significativo para la

amplificación de las ondas sísmicas. La investigación realizada por (Chicangana et al., 2015) destaca la amenaza sísmica en la Sabana de Bogotá ante sismos de magnitud $M > 7.0$, cuyo origen se ubique en el Piedemonte Llanero, a una distancia inferior a 250 km. Esta proximidad y la magnitud de los posibles sismos constituyen un factor de alto riesgo, especialmente considerando los suelos de origen lagunar hacia el occidente y noroccidente de la ciudad, áreas que han visto una expansión metropolitana en las últimas décadas.

La investigación de (Chicangana et al., 2015) subraya la importancia de considerar la amenaza sísmica específica que enfrenta Bogotá, especialmente la potencialidad de sismos con magnitudes significativas originados en el Piedemonte Llanero. La comparación con escenarios similares en otras regiones del mundo sugiere que Bogotá debe prepararse para posibles eventos sísmicos de gran magnitud, dadas las características particulares de sus suelos y su proximidad a fuentes sismogénicas capaces de generar sismos de magnitud $M > 7.0$.

La comprensión detallada del contexto sísmico de Bogotá, incluyendo su historia sísmica, el marco normativo para la construcción sismorresistente, y la microzonificación sísmica, es fundamental para mitigar los riesgos y proteger a la población y la infraestructura de la ciudad. La investigación de (Chicangana et al., 2015) aporta una perspectiva crucial sobre la amenaza sísmica en la Sabana de Bogotá, enfatizando la necesidad de una planificación y construcción que considere plenamente el riesgo sísmico inherente a la región.

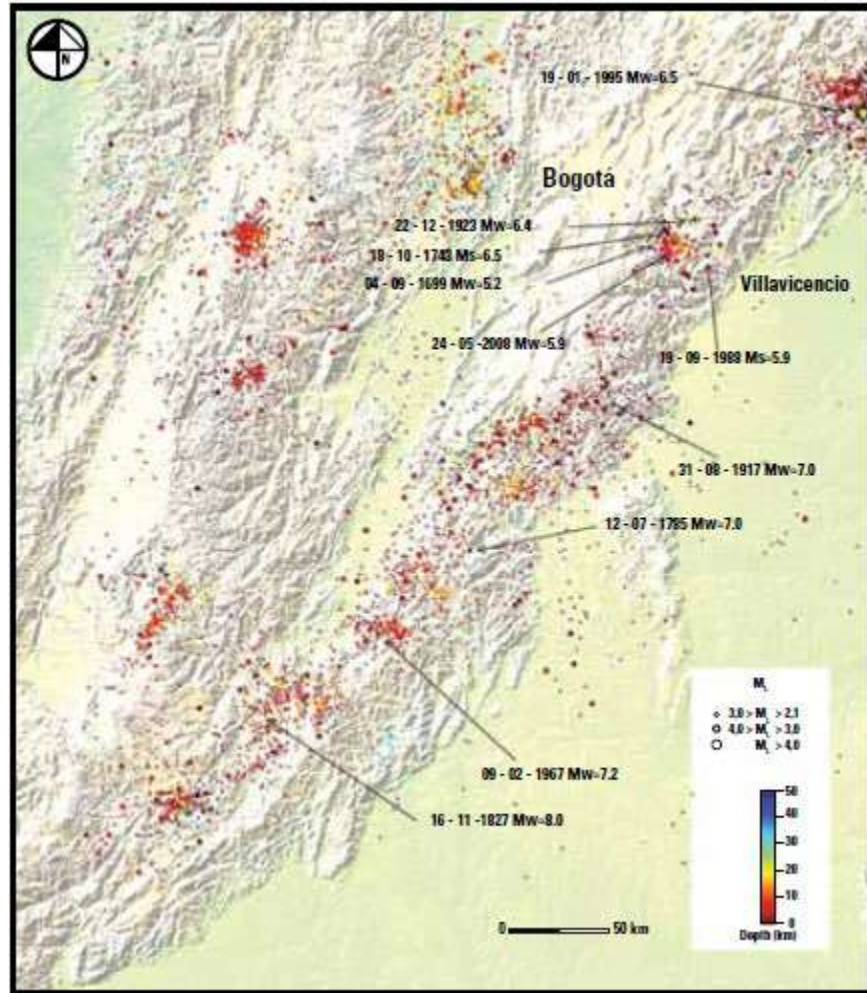


Figura 2 Sismicidad histórica asociada a la falla frontal de la cordillera oriental

Fuente: (Chicangana et al., 2015)

2.3.2 MARCO NORMATIVO Y DISEÑO SISMORRESISTENTE

El diseño sismorresistente en Bogotá se rige por la Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-10, que establece parámetros basados en la microzonificación sísmica de la ciudad. Esta normativa es crucial para el desarrollo de infraestructura capaz de soportar las condiciones sísmicas específicas de Bogotá, incorporando conocimientos actualizados sobre sismicidad y comportamiento del suelo.

2.3.3 MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA

La microzonificación sísmica de Bogotá divide la ciudad en zonas con distintas características geológicas y de respuesta sísmica. Estas zonas varían desde áreas de roca y suelo rígido hasta suelos aluviales y coluviales blandos, y depósitos de arcilla muy

blandos. Esta diversidad requiere un enfoque detallado en el diseño y construcción de edificaciones, para asegurar la resiliencia ante eventos sísmicos.

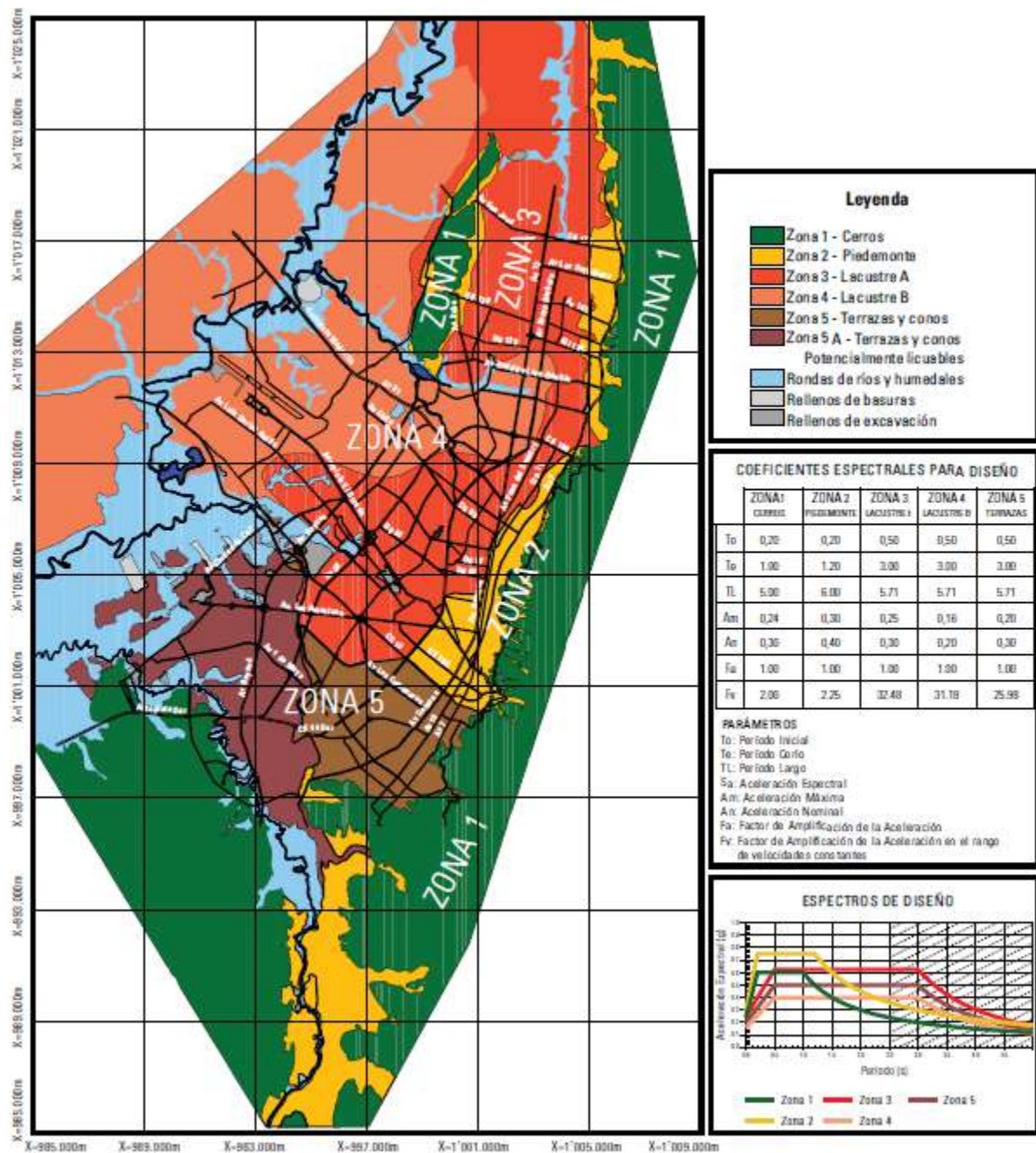


Figura 3 Mapa de microzonificación sísmica de Bogotá

2.4 GEOLOGÍA, GEOTECNIA Y TECTÓNICA DE BOGOTÁ

2.4.1 CONTEXTO TECTÓNICO DE LA SABANA DE BOGOTÁ

La Sabana de Bogotá se sitúa en una región tectónicamente activa, marcada por la interacción de varias placas tectónicas y sistemas de fallas complejos. La tectónica de esta región es dominada por el Sistema de Fallas de la Falla Frontal de la Cordillera

Oriental (SFFFCO), un componente crítico en la configuración geológica y la dinámica sísmica de la zona.

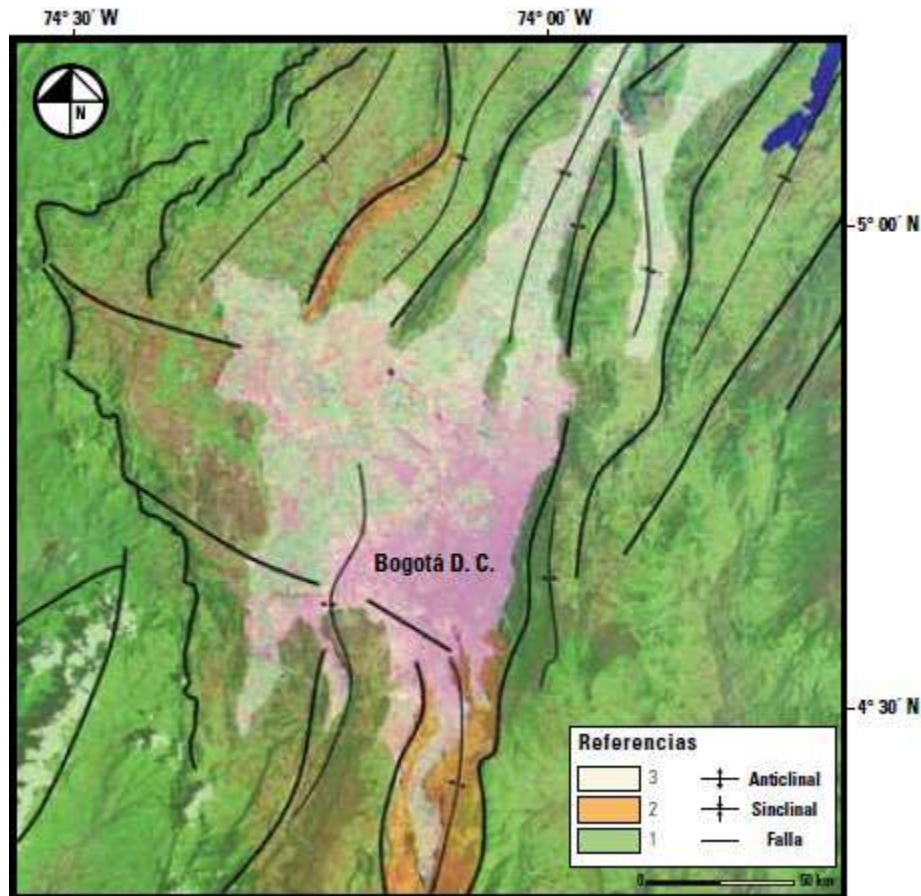


Figura 4 Mapa geológico de la sabana de Bogotá con las fallas principales y unidades estratigráficas

Fuente: (Chicangana et al., 2015)

2.4.2 PLACAS TECTÓNICAS Y MOVIMIENTO

Colombia se encuentra en el límite convergente entre la placa Sudamericana y la placa de Nazca, con la placa Caribe también jugando un papel importante en la tectónica del norte del país. Esta convergencia es responsable de la actividad sísmica significativa en la región, incluida la Sabana de Bogotá. El movimiento de estas placas genera tensión y deformación en la corteza terrestre, lo que se traduce en sismicidad superficial y profunda.

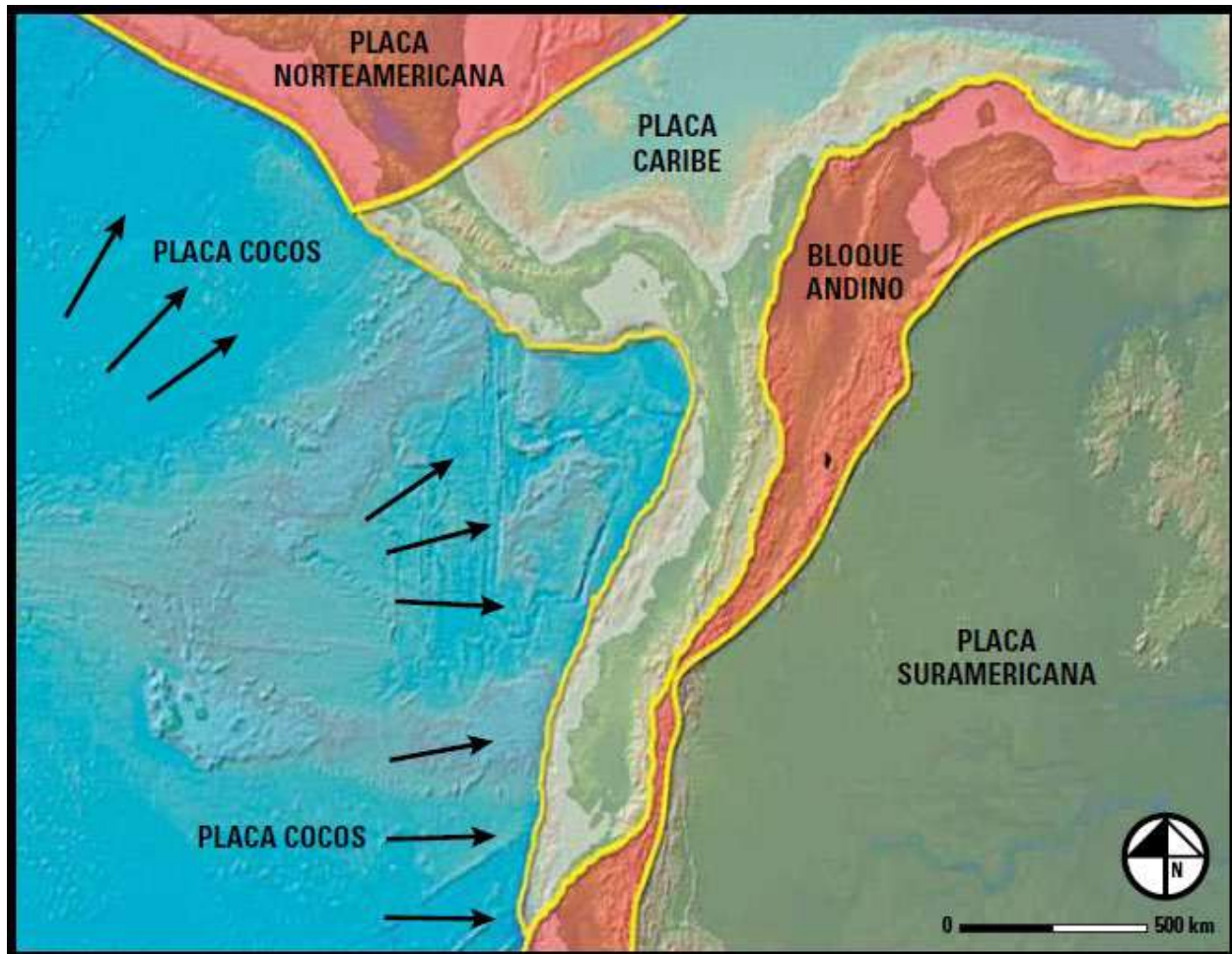


Figura 5 Mapa de las placas que convergen en el noroccidente de Sudamérica

Fuente: (Chicangana et al., 2015)

2.4.3 SISTEMAS DE FALLAS

El SFFFCO es un sistema de fallas activo que incluye varias fallas importantes, como las fallas de Algeciras-Urbe y Servitá. Estas fallas son capaces de generar sismos de gran magnitud debido a la acumulación de tensiones tectónicas derivadas del movimiento de las placas. La proximidad de estas fallas a la zona metropolitana de Bogotá aumenta la susceptibilidad de la región a eventos sísmicos potencialmente devastadores.

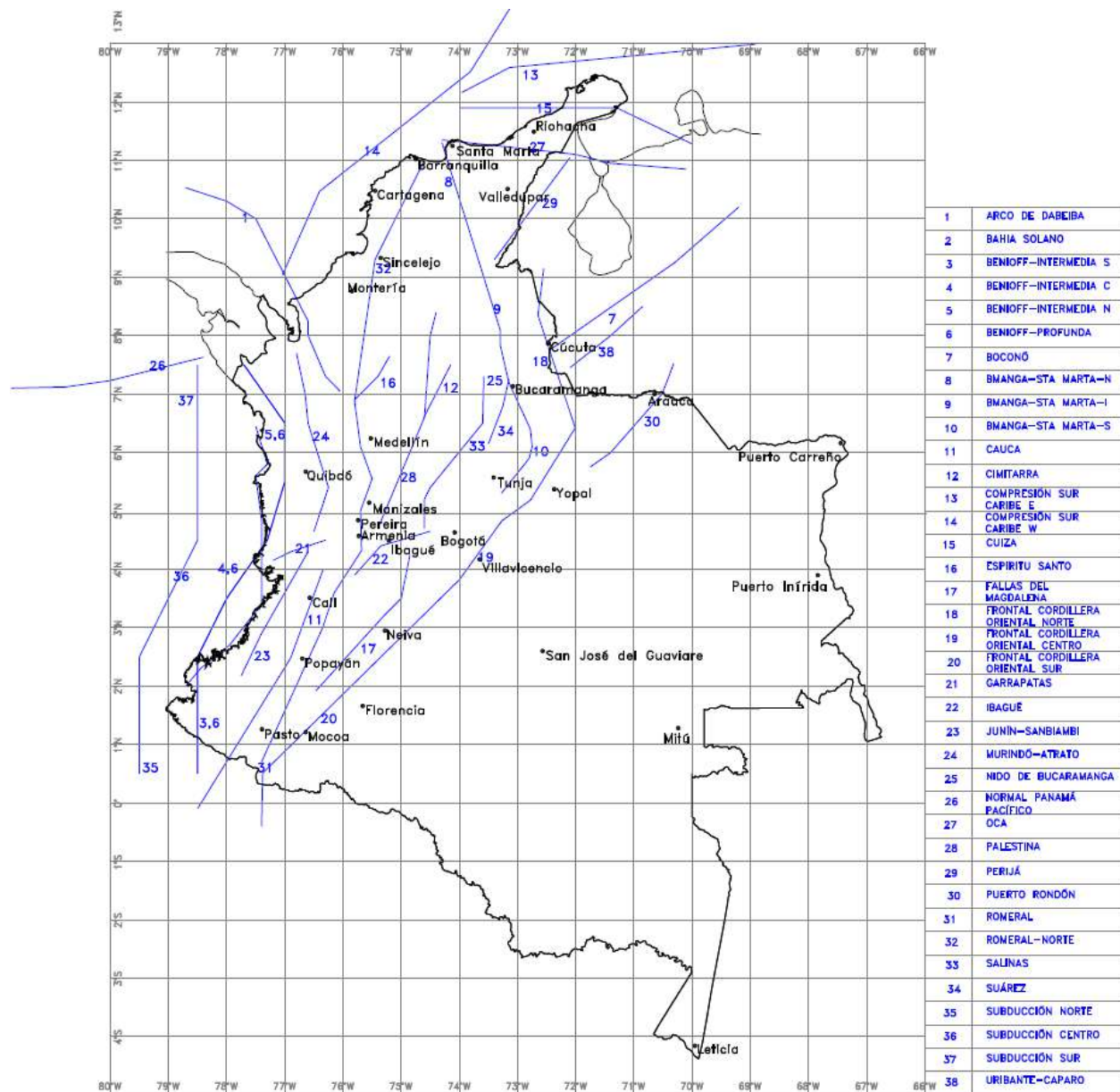


Figura 6 Proyección de fallas en superficie

Fuente: (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010)

2.4.4 INTERACCIÓN DE FALLAS Y VULNERABILIDAD SÍSMICA

La interacción entre las distintas fallas y la configuración geológica específica de la Sabana de Bogotá contribuyen a una compleja red de riesgos sísmicos. Las características geotécnicas de los suelos, especialmente en áreas de suelos lacustres, se ven influenciadas por esta dinámica tectónica, exacerbando la vulnerabilidad a la licuación del suelo y otros fenómenos inducidos por sismos.

2.4.5 DESAGREGACIÓN SÍSMICA

El estudio de la amenaza sísmica en Bogotá, utilizando el programa CRISIS2007, ha revelado patrones críticos en la distribución y características de los terremotos que afectan a la ciudad. Centrándose en un rango específico de magnitudes (6.22 a 8.00) y distancias focales (44 km a 130 km), se identificaron tres principales fuentes sismogénicas: la falla Frontal, la falla de Ibagué, y las fallas del Magdalena. Notablemente, la falla Frontal se distingue por albergar la mayoría de los eventos sísmicos relevantes, con 73 de los 75 eventos analizados, lo que subraya su significativa contribución a la amenaza sísmica regional. Este proceso de desagregación ha permitido no solo identificar las zonas de mayor riesgo sísmico sino también aquellas áreas con una notable ausencia de terremotos debido a criterios de selección basados en la distancia focal, revelando así una "sombra" de eventos en ciertas áreas. Estos hallazgos son fundamentales para la planificación urbana y la preparación ante desastres en Bogotá, proporcionando una base sólida para mitigar los riesgos asociados con terremotos potenciales, especialmente aquellos originados por la falla Frontal. La meticulosa selección y análisis de estos eventos resalta la importancia de criterios específicos en la evaluación de la amenaza sísmica y subraya la necesidad de una vigilancia continua y un análisis detallado de las características sísmicas para proteger eficazmente a la población y la infraestructura de la ciudad (Acevedo, 2023).

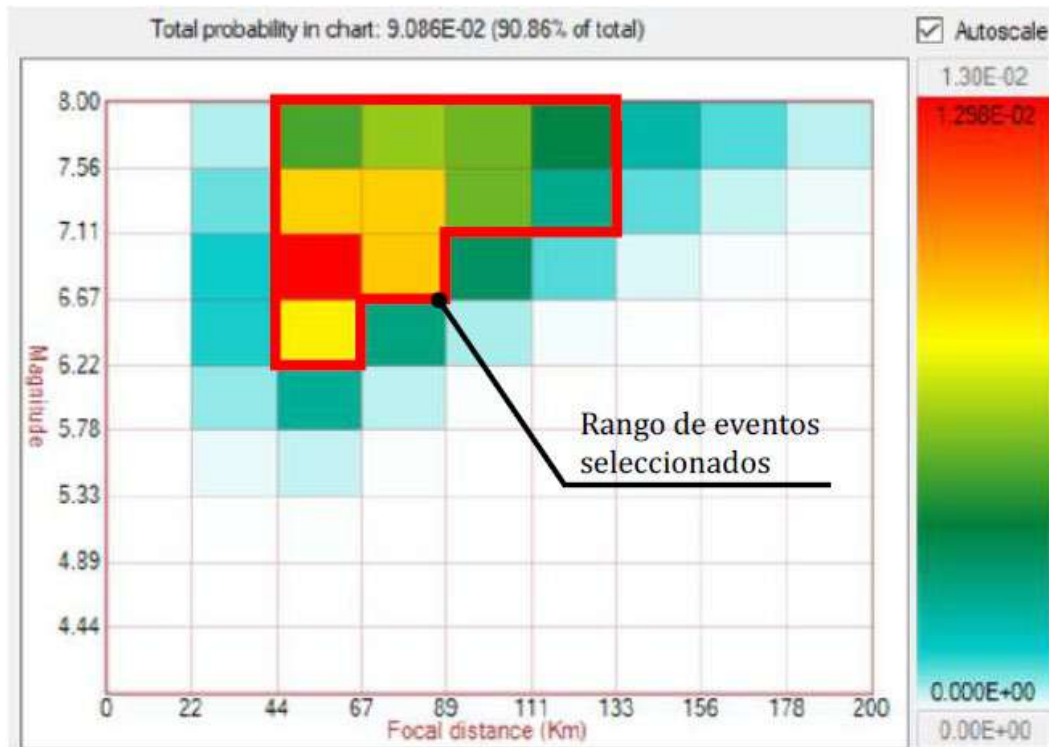


Figura 7 Desagregación de la amenaza sísmica para Bogotá

Fuente: (Acevedo, 2023)

2.5 ZONAS DE PIEDEMONTE: DEFINICIÓN Y RELEVANCIA EN EL CONTEXTO SÍSMICO

2.5.1 DEFINICIÓN DE ZONAS DE PIEDEMONTE

Las zonas de piedemonte, también conocidas simplemente como piedemontes, son transiciones geomorfológicas entre un relieve montañoso y una llanura o cuenca adyacente. Estas zonas suelen formarse debido a la acumulación de sedimentos erosionados desde zonas montañosas más elevadas y transportados a través de sistemas fluviales hacia áreas más bajas (Bull, 1991).

2.5.2 CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS Y GEOMORFOLÓGICAS

- Depósitos Aluviales: Estas áreas suelen presentar gruesos depósitos aluviales, que incluyen gravas, arenas, limos y arcillas, que se depositan en forma de conos o abanicos aluviales (Harvey, 1978).

- Dinámica de Sedimentación: Los piedemontes pueden experimentar ciclos de erosión y deposición, afectando las características y estabilidad del suelo con el tiempo.

2.5.3 RELEVANCIA EN EL CONTEXTO SÍSMICO

- Suelos Suelos: Las zonas de piedemonte a menudo presentan suelos no consolidados o semi-consolidados, lo que puede aumentar la amplificación de las ondas sísmicas. Este fenómeno puede llevar a mayores niveles de movimiento del suelo durante eventos sísmicos que en áreas con rocas consolidadas (Kramer, 1996).
- Licuefacción: Debido a la naturaleza saturada y no consolidada de muchos suelos en piedemontes, estas áreas pueden ser propensas a la licuefacción en caso de terremotos. La licuefacción es un proceso en el cual la resistencia y rigidez de un suelo se reduce, y puede comportarse como un líquido durante un movimiento sísmico (Youd & Perkins, 1978).
- Inestabilidad de Laderas: Los piedemontes, al estar en las bases de pendientes, pueden ser áreas de riesgo para deslizamientos de tierra inducidos sísmicamente, especialmente si las pendientes montañosas adyacentes están saturadas de agua o inestables (Rodríguez et al., 1999).

2.6 COMPARACIÓN ENTRE LOS SUELOS DE BOGOTÁ Y CIUDAD DE MÉXICO: SISMICIDAD Y SU INFLUENCIA EN LAS ESTRUCTURAS

La sismicidad y los suelos de origen lacustre en Bogotá y Ciudad de México presentan paralelismos notables que afectan de manera significativa la respuesta de las estructuras durante eventos sísmicos. Ambas ciudades, situadas en regiones con actividad sísmica moderada a alta, enfrentan retos únicos debido a las características geotécnicas de sus suelos, que pueden amplificar las ondas sísmicas y provocar daños considerables en las infraestructuras urbanas.

2.6.1 CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DE LOS SUELOS

La Sabana de Bogotá se asienta sobre depósitos cuaternarios profundos, incluyendo suelos de origen lacustre en zonas occidentales y noroccidentales. Estos suelos

presentan altos índices de plasticidad y están altamente saturados de agua, lo que incrementa su susceptibilidad a fenómenos como la licuación durante sismos.

Similarmente, Ciudad de México está construida sobre antiguos lechos lacustres, con suelos finos y altamente saturados que pueden experimentar amplificación sísmica significativa. La tragedia del terremoto de 1985 en Ciudad de México destacó la extrema vulnerabilidad de las estructuras edificadas sobre estos suelos blandos y su capacidad para prolongar y amplificar las ondas sísmicas.

2.6.2 INFLUENCIA DE LOS SUELOS EN LA RESPUESTA SÍSMICA

La presencia de suelos lacustres en ambas ciudades aumenta el riesgo de daños estructurales durante eventos sísmicos. La interacción compleja entre las ondas sísmicas y estos suelos puede resultar en una amplificación de la sismicidad, con dos efectos principales en las estructuras:

Amplificación de Ondas Sísmicas: Los suelos blandos y saturados en ambas ciudades pueden amplificar las ondas sísmicas, aumentando la intensidad del movimiento del suelo en la superficie. Este fenómeno puede llevar a daños significativos en estructuras que no están adecuadamente diseñadas para resistir tales efectos.

Licuación del Suelo: La licuación, un riesgo particular en suelos saturados de agua bajo estrés sísmico, puede causar la pérdida de soporte estructural, llevando al hundimiento, inclinación o colapso total de edificaciones.

2.6.3 ESTRATEGIAS DE MITIGACIÓN

La experiencia de Ciudad de México ha demostrado la importancia de la microzonificación sísmica, el diseño sismorresistente y la construcción adecuada en áreas con suelos susceptibles a la amplificación sísmica y la licuación. Para Bogotá, aplicar lecciones aprendidas de Ciudad de México implica:

- Microzonificación Sísmica Detallada: Identificar zonas específicas de riesgo dentro de la ciudad para dirigir esfuerzos de mitigación y guiar el diseño estructural.
- Normativas de Construcción Sismorresistente: Adoptar y hacer cumplir rigurosas normativas de construcción que consideren las características únicas de los suelos de Bogotá.

- Educación y Preparación: Fomentar la conciencia pública sobre el riesgo sísmico y promover prácticas de construcción y mantenimiento que aumenten la resiliencia de las estructuras existentes.

2.7 EVALUACIÓN SÍSMICA

2.7.1 OBJETIVOS DE DESEMPEÑO

El concepto de ingeniería basada en desempeño (PBE, por sus siglas en inglés) es un concepto relativamente nuevo, introducido inicialmente hace más de dos décadas y gradualmente ha sido incorporado en los códigos de diseño modernos, como ASCE 41, EN 1998-3, entre otros.

El concepto principal detrás del PBE es la necesidad de más de un nivel de desempeño, en contraposición a la práctica de diseño actual, que impone un nivel principal de rendimiento (generalmente el de prevención de colapso) con requisitos limitados y algunas restricciones adicionales para el estado límite de servicio.

Todas las metodologías de evaluación que se encuentran en los códigos de evaluación modernos se basan en esta filosofía de PBE, mientras que también hay una tendencia a cambiar gradualmente la filosofía de los códigos tradicionales de diseño.

Un nivel de desempeño estructural es un estado límite de daño estructural (es decir, algún nivel de daño sostenido por la estructura - ligero, moderado, severo, muy severo o cercano al colapso).

Se emplean diferentes niveles de desempeño para la evaluación de estructuras existentes. Estos niveles de desempeño se comparan contra diferentes niveles de peligro sísmico expresados en porcentajes de excedencia (2%, 5%, 20% o 50% para ASCE 41) cada 50 años.

Estas combinaciones se llaman Objetivos de Desempeño y se identifican en la Tabla C2-2 de ASCE 41-17 con diferentes letras.

Tabla 1 Niveles de desempeño de ASCE 41-17

Target Building Performance Levels				
Seismic Hazard Level	Operational Performance Level (1-A)	Immediate Occupancy Performance Level (1-B)	Life Safety Performance Level (3-C)	Collapse Prevention Performance Level (5-D)
50%/50 years	a	b	c	d
BSE-1E(20%/50 years)	e	f	g	h
BSE-2E(5%/50 years)	i	j	k	l
BSE-2 N(ASCE 7 MCE_R)	m	n	o	p
Notes: Each cell in the above matrix represents a discrete Performance Objective. The Performance Objectives in the matrix above can be used to represent three types of Performance Objectives, as discussed below, that might be selected for a building that is assigned to Risk Category I or II, as follows:				
Basic Performance Objective for Existing Buildings (BPOE)			g and l	
Enhanced Objectives			g and either i, j, m, n, o, or p l and either e or f g and l plus either a or b k, m, n, or o alone	
Limited Objectives			g alone l alone c, d, e, or f	

En la actualidad, la filosofía de PBE es dominante en todos los códigos de evaluación modernos. A veces la terminología es algo diferente (por ejemplo, Estado Límite en EC8, en lugar de Nivel de Desempeño en ASCE 41). En algunos casos, los niveles de desempeño son 3, en lugar de 4 (por ejemplo, EC8, Código Sísmico Griego).

En algunos otros casos no se permite tanta flexibilidad al diseñador, por ejemplo, en EC8 es obligatorio combinar Estados Límites específicos con Niveles de Peligro Sísmico específicos, es decir, se obliga al diseñador a seleccionar solo combinaciones a lo largo de la diagonal en la tabla anterior. Sin embargo, en todos los casos la filosofía es la misma: se seleccionan y verifican diferentes niveles de daño para diferentes niveles de peligro sísmico, en contraposición a la práctica de diseño actual, que esencialmente hace uso de un único nivel de rendimiento: Prevención de Colapso.

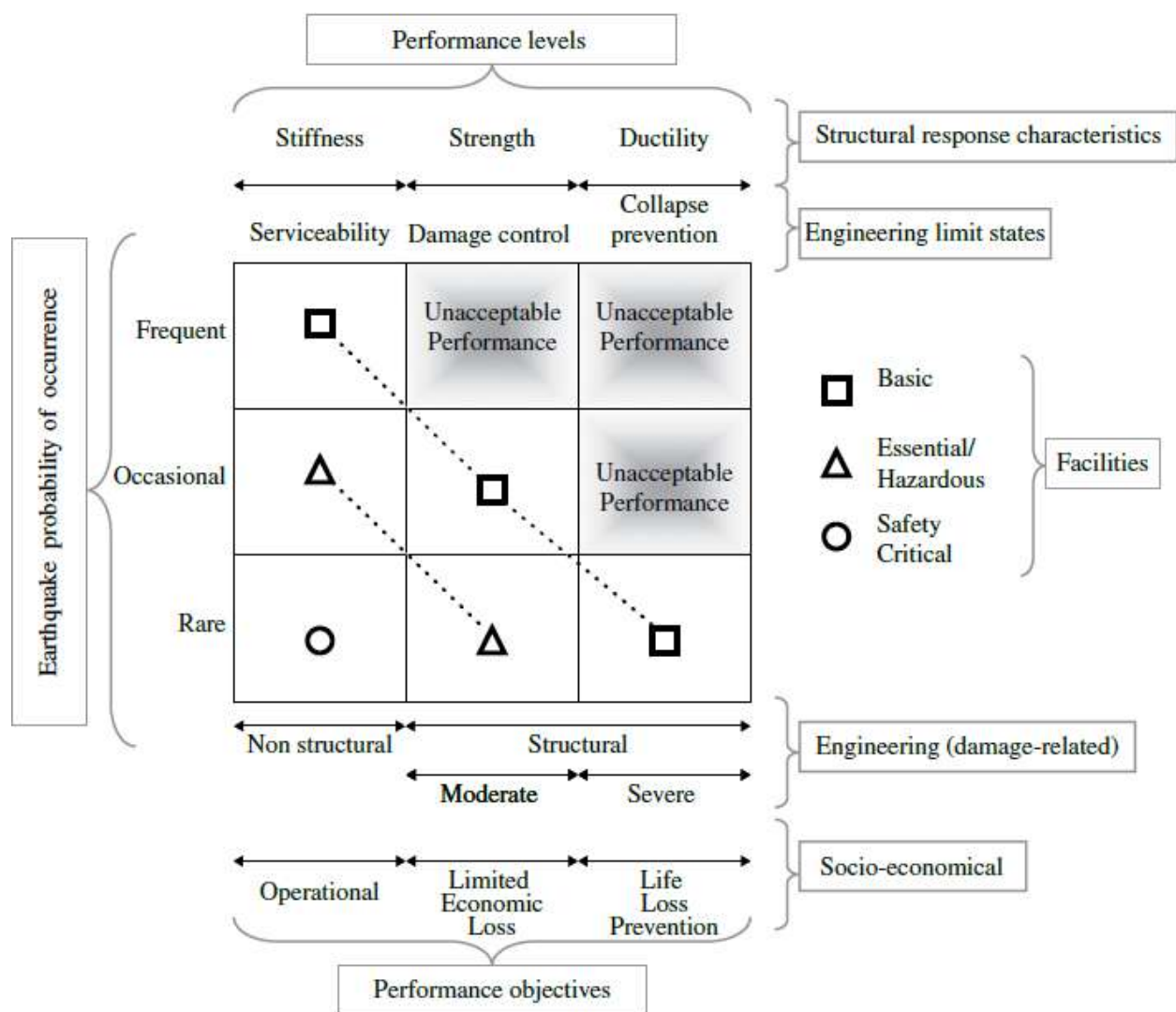


Figura 8 Matriz de correlación conceptual para identificar los niveles de desempeño

Fuente: (Elnashai & Di Sarno, 2008)

Tabla 2 Valores típicos de deriva de entrepiso para la evaluación de desempeño de estructuras con pórticos

Fuente: (Elnashai & Di Sarno, 2008)

Performance level	Damage type	Seismic hazard		Inter-storey drift (d/h)
Limit state	Level	Type	Probability event (in %)	Values (in %)
Serviceability	Non-structural	Frequent	50% in 50 yrs	$0.2 < d/h < 0.5$
Damage control	Moderate structural	Occasional	10% in 50 yrs	$0.5 < d/h < 1.5$
Collapse prevention	Severe structural	Rare	2% in 50 yrs	$1.5 < d/h < 3.0$

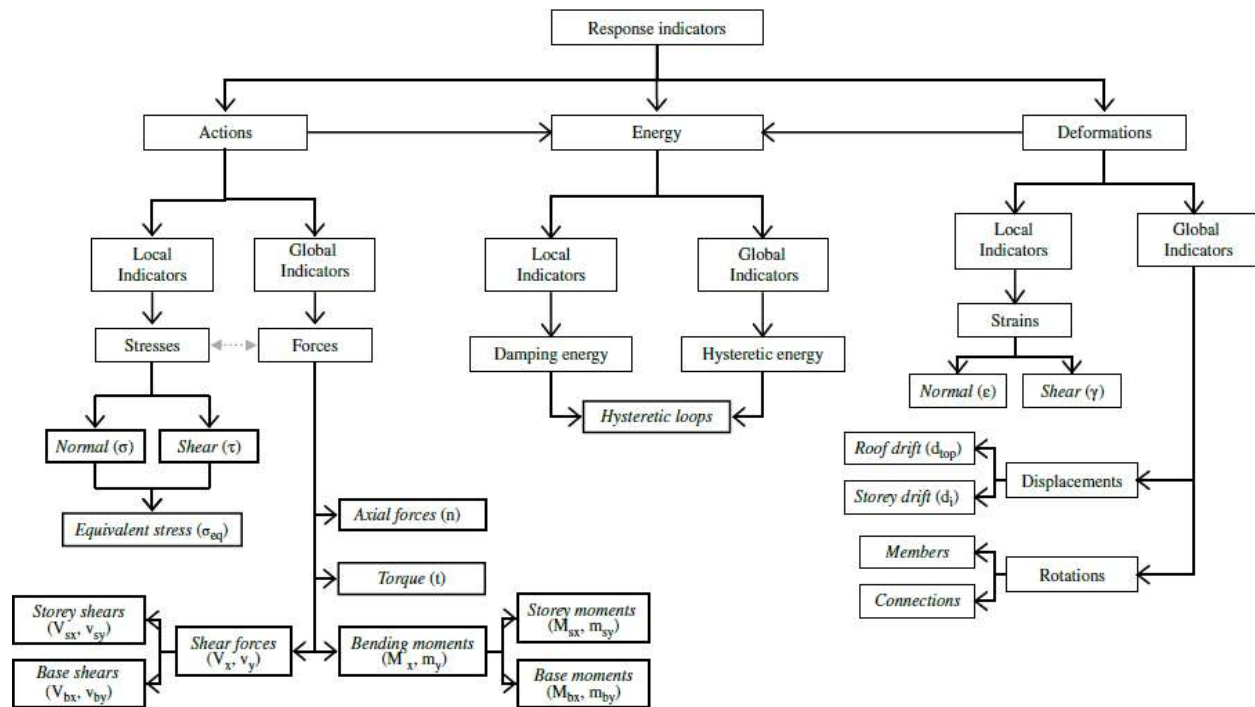


Figura 9 Indicadores típicos de la respuesta estructural para evaluación de desempeño

Fuente: (Elnashai & Di Sarno, 2008)

2.7.2 MÉTODOS DE ANÁLISIS

Dentro del contexto del PBE los códigos modernos proponen 4 métodos analíticos diferentes con variaciones muy pequeñas entre ellos. A saber

- Procedimiento Estático Lineal (LSP, por sus siglas en inglés), un tipo de análisis estático sin carga variable.
- Procedimiento Dinámico Lineal (LDP, por sus siglas en inglés), el cual es esencialmente el método de análisis dinámico modal espectral o RSA.
- Procedimiento Estático No Lineal (NSP, por sus siglas en inglés), que es el bien conocido Pushover, ya sea en modo convencional o adaptativo.
- Procedimiento Dinámico No Lineal (NDP, por sus siglas en inglés), el cual es el análisis dinámico no lineal de historias de tiempo.

Con el Procedimiento Estático Lineal (LSP), se aplica a la estructura una distribución de fuerzas triangular que simula la carga sísmica, permaneciendo esta lineal y elástica durante todo el análisis. Se aplican las reglas básicas de la elasticidad, la rigidez de la estructura permanece igual y se obtiene una curva lineal e irreal de fuerza vs. desplazamiento con el aumento de la carga. Debido a que se asume implícitamente que

durante un evento sísmico grande la estructura sostendrá daños, se emplea una rigidez reducida para el análisis (de una manera muy tosca), con el fin de tener en cuenta la reducción de rigidez debido a esta inelasticidad. Los efectos de acción derivados del análisis se comparan entonces contra las capacidades de los miembros, siempre en términos de fuerzas, y, si las capacidades son mayores que las demandas, se considera que la estructura es segura (Antoniou, 2023).

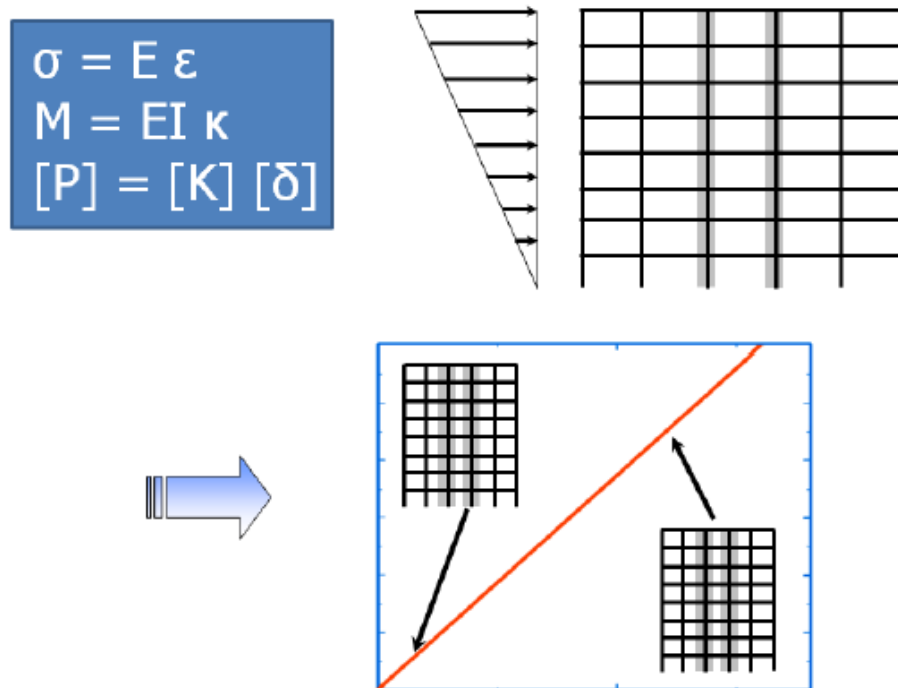


Figura 10 Comportamiento estructural - Procedimiento Estático Lineal (LSP)

Fuente: (Antoniou, 2023)

El Procedimiento Dinámico Lineal (LDP) es similar al LSP, al menos en lo que respecta al comportamiento del modelo. Se aplican las reglas de elasticidad, y, a primera vista, no hay degradación de rigidez durante el análisis. Sin embargo, es importante destacar que, aunque inicialmente se asume que no hay degradación de rigidez directa en el análisis, el LDP incorpora de manera efectiva la consideración de este fenómeno a través de los factores de modificación de propiedades. Estos factores ajustan las propiedades de rigidez de los elementos estructurales para reflejar el impacto acumulativo de cargas y respuestas cíclicas, lo que permite una representación más precisa del comportamiento estructural bajo condiciones dinámicas. Por lo tanto, el método es de alguna manera más sofisticado, ya que el perfil de las fuerzas laterales ya no es arbitrario, sino que se calcula como una combinación de las contribuciones modales de los diferentes modos de la

estructura. Los efectos de acción de los miembros estructurales se comparan nuevamente contra las capacidades en términos de fuerzas, y, si las capacidades son mayores que las demandas, se considera que la estructura es segura. Se destaca que el Procedimiento Dinámico Lineal (LDP) es el método de análisis que típicamente se emplea para el diseño de nuevas estructuras, por lo tanto, es el método de análisis con el que los ingenieros están más familiarizados (Antoniou, 2023).

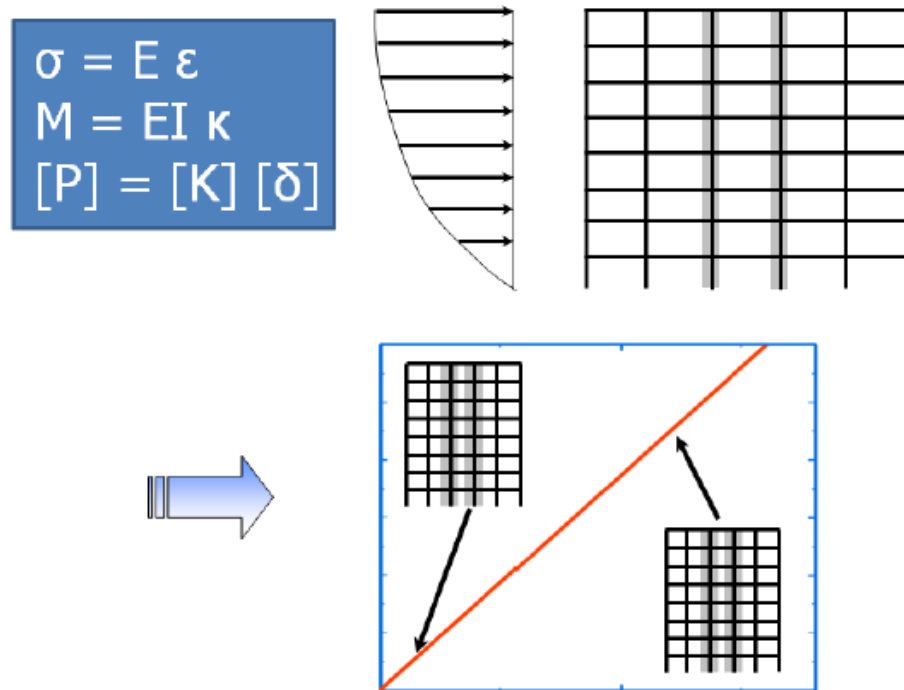


Figura 11 Comportamiento estructural - Procedimiento Dinámico Lineal (LDP)

Fuente: (Antoniou, 2023)

En el Procedimiento Estático No Lineal (NSP), el comportamiento estructural ya no es lineal, y las reglas de elasticidad ya no se aplican. Los esfuerzos no son proporcionales a las deformaciones, las fuerzas no son proporcionales al desplazamiento, y los momentos de flexión no son proporcionales a las curvaturas. Se aplica un perfil de fuerza lateral que aproxima la carga sísmica con varios tipos diferentes de distribuciones de fuerza: triangular, uniforme, modal o incluso distribuciones adaptativas que cambian de paso a paso. Obviamente, la rigidez estructural y de los miembros ya no es constante, sino que se actualiza en cada paso y la estructura se ablanda gradualmente a medida que se desarrollan bisagras plásticas en las ubicaciones del daño estructural. Como resultado, la curva de fuerza vs. deformación, que es la llamada curva de capacidad, ya no presenta un comportamiento lineal. En efecto, las deformaciones estructurales

incrementan de una manera que no es proporcional al nivel de carga lateral aplicado, reflejando la complejidad del comportamiento inelástico de la estructura bajo cargas severas. En otras palabras, para el mismo nivel de aumento de carga, el incremento en las deformaciones se hace mayor a medida que la estructura avanza más en el rango inelástico (Antoniou, 2023).

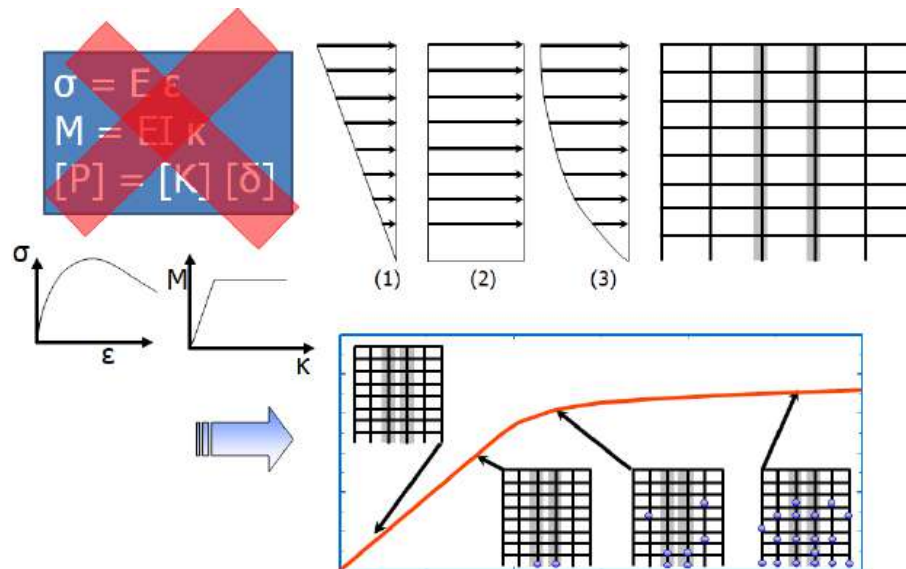


Figura 12 Comportamiento estructural - Procedimiento Estático No lineal (NSP)

Fuente: (Antoniou, 2023)

Finalmente, en el Procedimiento Dinámico No Lineal (NDP), la respuesta estructural es nuevamente no lineal e inelástica, y las fuerzas no son proporcionales a las deformaciones. Una complicación adicional con respecto al NSP es que ahora las curvas monótonicas fuerza-desplazamiento no son suficientes para el modelado estructural y se deben introducir reglas históricas completas para todos los miembros estructurales (o al menos aquellos que esperamos se comporten de manera inelástica). En lugar de distribuciones de fuerzas laterales, se aplica un registro sísmico en el nivel de cimentación del edificio, y se revisa el comportamiento estructural, las resistencias de los miembros y la formación de bisagras plásticas durante la duración de toda la historia de tiempo (Antoniou, 2023).

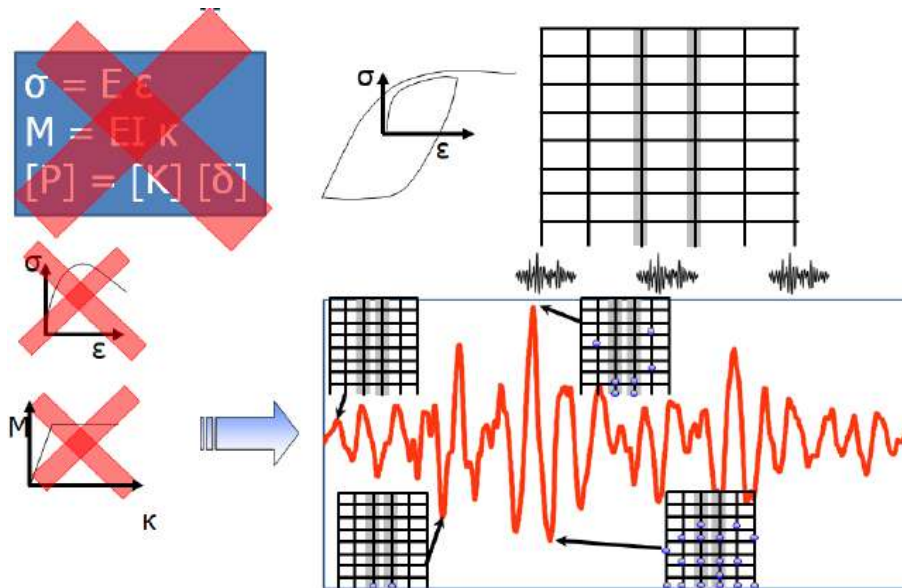


Figure 1-1b: Nonlinear Analytical Procedures

Figura 13 Comportamiento estructural - Procedimiento Dinámico No lineal (NDP)

Fuente: (Antoniou, 2023)

Los métodos de análisis no lineales, al ser numéricamente más avanzados, se consideran más precisos en la representación de la carga dinámica, ya que consideran la concentración de daños en las ubicaciones más débiles del edificio y la redistribución de fuerzas tras la formación de rótulas plásticas. Además, los métodos dinámicos se consideran que representan mejor la naturaleza dinámica de la carga sísmica con respecto a sus contrapartes lineales.

Reconociendo los diferentes niveles de sofisticación de los distintos métodos, todos los códigos imponen limitaciones en el uso de los métodos más simples.

El concepto general es que los métodos simples solo pueden representar con una aproximación suficiente el comportamiento estructural de edificios igualmente simples. Como se muestra a continuación, solo el Procedimiento Dinámico No Lineal (NDP) puede usarse para cualquier tipo de edificio y cualquier tipo de carga. Por el contrario, el Procedimiento Estático No Lineal (NSP) no puede manejar cargas sísmicas más complejas y efectos de modos superiores, ya que todo el fundamento teórico del análisis de empuje se basa en el hecho de que la estructura vibra de acuerdo solo con el modo fundamental. De manera similar, el Procedimiento Dinámico Lineal (DLP) no puede manejar casos donde se esperan grandes inelasticidades, mientras que el Procedimiento

Estático Lineal (SLP), siendo muy simplista, solo puede ser aceptado en casos de edificios muy regulares y de baja altura.

Tabla 3 Limitaciones en el uso de métodos de análisis

Fuente: (Antoniou, 2023)

Analysis Procedure	Structural irregularity	High Inelastic Demand	Higher mode effects	Near source earthquakes
LSP				
LDP				
NSP				
NDP				

También se señala que, dado que los métodos lineales no se consideran precisos, se permite emplearlos para la evaluación estructural, incluso en los casos en que no tenemos un conocimiento muy bueno de la configuración estructural. Tanto la falta de un buen conocimiento del estado del edificio como la falta de precisión en el análisis se compensan con factores de seguridad aumentados.

Por el contrario, los códigos no permiten emplear métodos no lineales avanzados cuando el conocimiento de la estructura no es bueno. La razón detrás de esta limitación es que no tiene sentido usar un método analítico avanzado cuando el conocimiento de la estructura no es adecuado. Un problema más importante es que el uso de métodos no lineales da una falsa impresión de precisión, incluso cuando esto obviamente no es el caso, debido a la falta de un buen conocimiento de la estructura. En otras palabras, los usuarios generalmente obtienen una impresión de buenos niveles de precisión al emplear un método no lineal, lo cual puede ser muy falso cuando el conocimiento de la configuración estructural es limitado. En consecuencia, los métodos no lineales avanzados solo pueden usarse cuando hay un buen conocimiento, o preferiblemente muy bueno, del edificio y el esfuerzo adicional para los cálculos analíticos más avanzados se compensa con factores de seguridad más bajos.

2.7.2.1 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS MÉTODOS DE ANÁLISIS

- Método Estático Lineal (SLP): Es el método más básico de los cuatro, con muchas aproximaciones y una precisión muy limitada, incluso para configuraciones estructurales relativamente simples. Por lo tanto, solo se permite para edificios pequeños y simétricos, y se emplea de manera conservadora con grandes factores de seguridad. En el caso general, debería evitarse para aplicaciones cotidianas, excepto para los edificios más simples y regulares.
- Método Dinámico Lineal (DLP): Dado que la carga se calcula a través de la combinación de varios modos (incluidos los superiores), es adecuado para edificios altos y asimétricos, donde los efectos de modos superiores son importantes. Sin embargo, al ser un método elástico, tiene inherentemente una precisión limitada en el caso de grandes deformaciones inelásticas, que son muy comunes en caso de grandes cargas sísmicas. Como resultado, también es muy conservador con factores de seguridad igualmente grandes, y, debido a su incapacidad para modelar la inelasticidad, no es adecuado para la evaluación sísmica y el refuerzo de estructuras.
- Método Estático No Lineal (NSP): Debido al modelado explícito de la inelasticidad, es muy adecuado cuando se esperan grandes deformaciones inelásticas. En tales casos, la respuesta estructural puede modelarse con buena precisión, permitiendo un enfoque menos conservador y factores de seguridad más bajos. Sin embargo, no es adecuado cuando los efectos de modos superiores son importantes, especialmente en edificios más altos (más de 10-15 pisos). En general, es un buen enfoque para la evaluación sísmica de edificios, sin embargo, debe usarse con precaución cuando la respuesta estructural está determinada por más de un modo.
- Método Dinámico No Lineal (NDP): Es, con mucho, el método más preciso para el análisis estructural. Es capaz de modelar tanto el comportamiento inelástico de los materiales como los efectos de modos superiores, y es adecuado para cualquier configuración estructural y cualquier carga sísmica. Por lo tanto, se puede aplicar con factores de seguridad más bajos y los miembros son más fáciles de pasar los controles requeridos y cumplir con los criterios de aceptación. Sin embargo, la principal desventaja del método es significativa: es difícil de usar y siempre se

requiere conocimiento especializado, por ejemplo, para la selección de acelerogramas adecuados o la interpretación de resultados. Por lo tanto, no es la primera opción para la evaluación estructural que se lleva a cabo en la oficina de diseño promedio, y su uso está justificado económicamente solo en proyectos grandes e importantes.

Tabla 4 Comparación entre diferentes tipos de análisis
Fuente: (Elnashai & Di Sarno, 2008)

Analysis	Type	Input	Non-linearity		Accuracy ^a
			Mechanical	Geometric	
Equivalent static	Static	Horizontal force distribution		✓	●
Conventional pushover	Static	Horizontal force/displacement distribution ^b	✓	✓	●●
Modal	Dynamic	<i>n.a.</i>	—	✓	●●
Spectral	Dynamic	Spectrum	—	✓	●●
Response history	Dynamic	Earthquake	✓ ^c	✓	●●●
Adaptive pushover	Dynamic	Spectrum	✓	✓	●●
Incremental dynamic	Dynamic	Earthquake	✓	✓	●●
Simplified code	Static/dynamic	Force distribution/spectrum	—	✓	●

n.a. = not applicable; ✓ = applicable; ● = low; ●● = medium; ●●● = high.

^aAccuracy expressed as a relative measure.

^bSpectrum if used force/displacement patterns are derived from simplified code method.

^cNot applicable for linear time history.

2.7.3 MODELAMIENTO NO LINEAL DE VIGAS Y COLUMNAS

En el ámbito de la ingeniería estructural, el modelamiento no lineal de vigas y columnas es crucial para comprender y predecir el comportamiento de las estructuras sometidas a cargas severas. Este modelamiento se aborda mediante distintos enfoques que difieren en complejidad, recursos computacionales necesarios y precisión en la captura de la respuesta no lineal.

Uno de los enfoques más fundamentales en este ámbito es el uso de modelos de rótula plástica, que encarnan una filosofía de plasticidad concentrada. En estos modelos, se agrupan todos los efectos no lineales en un resorte inelástico, conocido como rótula plástica, ubicado en las extremidades del elemento estructural. Mientras tanto, el cuerpo

del elemento se modela como una entidad lineal y elástica. Esta metodología simplifica significativamente el análisis estructural, concentrando la no linealidad y la inelasticidad en puntos específicos, lo que facilita enormemente la representación del comportamiento inelástico de los miembros estructurales.

Los modelos de rótula plástica se fundamentan en una base fenomenológica, ya que se calibran mediante modelos matemáticos diseñados para replicar fenómenos no lineales observados experimentalmente. Esta aproximación concentra las deformaciones plásticas en los extremos de los elementos, basándose en las relaciones momento-rotación para una fuerza axial dada, lo que permite una representación simplificada pero efectiva del comportamiento global del componente bajo cargas (Antoniou, 2023).

2.7.4 FUENTES DE NO LINEALIDAD

2.7.4.1 NO LINEALIDAD CONSTITUTIVA

La no linealidad constitutiva en la ingeniería estructural se refiere a la variación en las propiedades de los materiales bajo cargas aplicadas, donde la relación entre el esfuerzo y la deformación, o la fuerza y el desplazamiento, no sigue un comportamiento lineal. A diferencia de los procedimientos de análisis lineal, que asumen un comportamiento totalmente elástico y una proporcionalidad constante entre los esfuerzos y las deformaciones, el análisis no lineal reconoce que el comportamiento del material puede depender tanto del estado actual de deformación como de la historia previa de cargas y deformaciones.

Para predecir con precisión el comportamiento del material bajo diferentes estados de carga, es esencial disponer de expresiones completas para la relación uniaxial esfuerzo-deformación del material. Esto incluye reglas histeréticas para la descarga y recarga, que permiten modelar cómo el material responde a la eliminación de cargas y a la aplicación de nuevas cargas después de haber sido previamente deformado.

La inelasticidad del material se define a nivel seccional mediante la creación de un modelo de fibras para la sección. Este enfoque descompone la sección transversal en áreas más pequeñas, asignando a cada una una relación específica esfuerzo-deformación, como, por ejemplo, para el acero de refuerzo y el concreto, ya sea confinado o no confinado. Una vez definidas las leyes de material para cada componente de la sección

y calculados los esfuerzos en las fibras, se obtiene el estado de curvatura de momento seccional del elemento a través de la integración de la respuesta no lineal uniaxial esfuerzo-deformación de las fibras individuales. La discretización de una sección transversal típica de concreto reforzado se ilustra en la Figura 14.

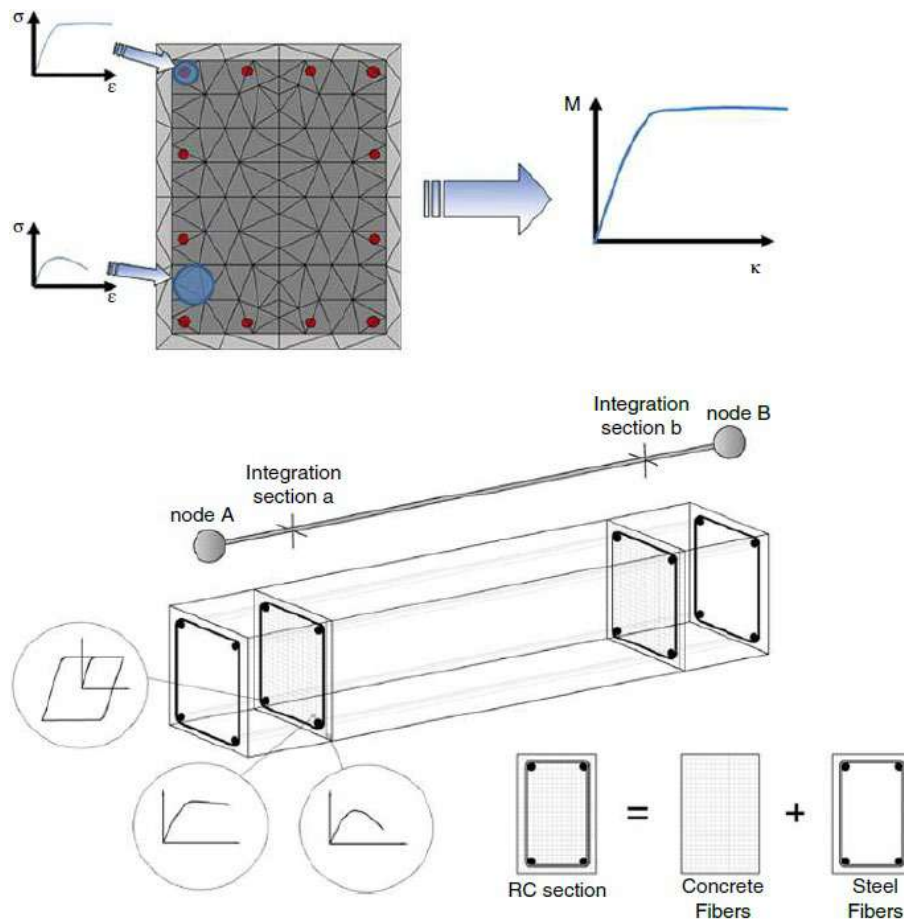


Figura 14 Modelado de elemento viga-columna no lineal

Fuente: (Antoniou, 2023)

Esta metodología permite una representación detallada y precisa de la respuesta no lineal de los materiales dentro de los elementos estructurales, facilitando la comprensión y predicción del comportamiento estructural bajo cargas complejas y variadas.

La metodología de integración a través de las secciones de Gauss no solo refina la precisión del análisis estructural no lineal, sino que también subraya la importancia de considerar la distribución detallada de las propiedades de los materiales y las deformaciones a lo largo de los miembros estructurales. Este enfoque detallado es crucial para la evaluación de la seguridad estructural, especialmente en situaciones de carga crítica donde las respuestas inelásticas juegan un papel dominante.

2.7.4.2 NO LINEALIDAD GEOMÉTRICA

Las no linealidades geométricas son aquellas que involucran no linealidades en cantidades cinemáticas, y ocurren debido a grandes desplazamientos, grandes rotaciones y deformaciones independientes en relación con la cuerda del elemento de marco, conocidos también como efectos P-delta. La influencia de las no linealidades geométricas en la respuesta de las estructuras puede variar desde ser despreciable, en casos donde no se esperan grandes deformaciones, hasta ser extrema, en estructuras grandes y esbeltas.

En el caso general, las no linealidades geométricas deben ser modeladas, ya que pueden conducir a la pérdida de resistencia lateral, al ratcheting (acumulación gradual de deformaciones residuales bajo carga cíclica) y a la inestabilidad dinámica. Las grandes deflexiones laterales magnifican las demandas de fuerza interna y momento, causando una disminución en la rigidez lateral efectiva. Con el aumento de las fuerzas internas, una menor proporción de la capacidad estructural queda disponible para soportar cargas laterales, lo que lleva a una reducción en la fuerza lateral efectiva.

Para la simulación numérica de las no linealidades geométricas y la inclusión de sus efectos en el análisis, la formulación más avanzada es la formulación corrotacional total, basada en una descripción exacta de las transformaciones cinemáticas asociadas con grandes desplazamientos y rotaciones tridimensionales del miembro del marco. Esto conduce a la definición correcta de las deformaciones independientes del elemento y las fuerzas, así como a la definición natural de los efectos de las no linealidades geométricas en la matriz de rigidez.

En el sistema local de coordenadas del elemento de marco, se definen seis grados básicos de libertad de desplazamiento y las fuerzas internas del elemento correspondientes, como se muestra en la Figura 15. De acuerdo con todos los códigos modernos, las no linealidades geométricas deben considerarse en el análisis, directamente en el modelo estructural (en análisis no lineal), o mediante suposiciones simplificadas (en análisis lineal). La inclusión de no linealidades geométricas en el modelo estructural es la opción predeterminada en la mayoría de los paquetes de elementos finitos, y desde la perspectiva del analista, es fácil activarlas (en la mayoría

de los casos, lo único que se debe hacer es seleccionar esta opción en la configuración del programa)

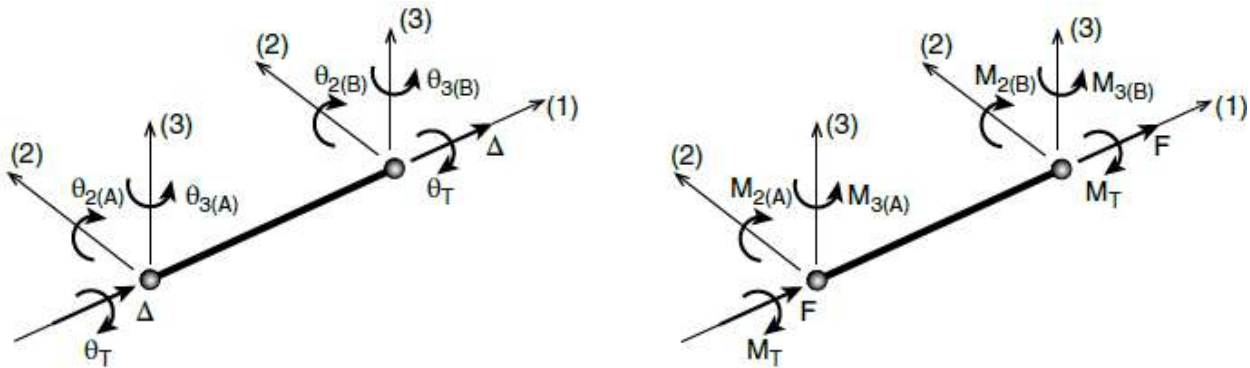


Figura 15 Grados de libertad local para un elemento viga-columna

Fuente: (Antoniou, 2023)

3 MARCO METODOLÓGICO

3.1 TIPO DE INVESTIGACIÓN

Dada la naturaleza del problema, la investigación será de tipo descriptivo-analítico. Se describirán las características actuales de las edificaciones y se analizarán en función de su vulnerabilidad sísmica.

3.2 ENFOQUE METODOLÓGICO

Se adoptará un enfoque cuantitativo, utilizando herramientas matemáticas y estadísticas para evaluar la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones.

3.3 TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

- Revisión Documental: Se revisarán planos, informes de construcción, y registros relacionados con las edificaciones seleccionadas.
- Inspecciones In Situ: Visitas a las edificaciones para evaluar visualmente su estado, identificar posibles daños o alteraciones y validar la información recolectada documentalmente.
- Entrevistas: A expertos en construcción, ingenieros civiles y sismólogos para obtener su perspectiva profesional y experiencial sobre la situación.

3.4 INSTRUMENTOS

- Software de Simulación Estructural: Herramientas como SAP2000 o ETABS podrían utilizarse para modelar las edificaciones y evaluar su comportamiento ante distintos escenarios sísmicos.
- Bases de Datos: De eventos sísmicos ocurridos en Bogotá y en áreas cercanas para establecer patrones de actividad y posibles escenarios futuros.
- Cuestionarios: Para las entrevistas, estructurados de manera que aborden los puntos clave de la investigación y aseguren la consistencia en las respuestas.

3.5 PROCEDIMIENTO

- Selección de Edificaciones: Se definirá un criterio de selección basado en la antigüedad, tipo de construcción, ubicación, entre otros.
- Recolección de Datos: A través de las técnicas mencionadas anteriormente.

- Modelado de las Edificaciones: Usando software especializado, se modelarán las edificaciones seleccionadas basándose en los datos recolectados.
- Simulación de Escenarios Sísmicos: Utilizando el software, se simularán diferentes escenarios sísmicos para evaluar cómo reaccionan las edificaciones.
- Análisis de Resultados: Se interpretarán los datos obtenidos de las simulaciones, comparándolos con los estándares de la NSR-10 y con los insights obtenidos de las entrevistas.
- Conclusiones y Recomendaciones: Basándose en el análisis, se ofrecerán conclusiones sobre la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones y se propondrán recomendaciones para mejorar su resiliencia.

3.6 VALIDACIÓN

- Contraste de Resultados: Se compararán los resultados de las simulaciones con datos reales de edificaciones que hayan experimentado sismos en el pasado.
- Revisión por Pares: Expertos en el área revisarán los resultados y procedimientos para garantizar la validez de estos.

3.7 DISEÑO METODOLÓGICO

3.7.1 TIPO DE INVESTIGACIÓN

Tipo de Investigación: Descriptivo-Analítico

- Descriptivo: Esta investigación busca caracterizar y describir las propiedades y características fundamentales de las edificaciones residenciales de pórticos regulares en zonas de piedemonte en Bogotá, particularmente en relación con su conformidad o desviación de la NSR-10. Esto implica recolectar, organizar y presentar información que ilustre la situación actual de estas edificaciones.
- Analítico: Además de simplemente describir, la investigación buscará analizar las causas, interacciones y relaciones entre las diferentes variables relacionadas con la vulnerabilidad sísmica. Es decir, no se trata solo de decir “esta edificación es vulnerable”, sino de entender y explicar por qué lo es, qué factores contribuyen a esa vulnerabilidad y cómo estos factores se relacionan entre sí.

3.7.2 METODOLOGÍA

3.7.2.1 DEFINICIÓN DE CRITERIOS DE SELECCIÓN

- Objetivo: Establecer un conjunto claro de criterios para seleccionar edificaciones de pórticos regulares en zonas de piedemonte en Bogotá.
- Procedimiento: Revisión de mapas geológicos y urbanos para identificar zonas de piedemonte. Colaboración con autoridades locales para obtener registros de construcción.

3.7.2.2 RECOLECCIÓN DE DATOS PRIMARIOS

- Objetivo: Obtener datos específicos sobre las edificaciones seleccionadas.
- Procedimiento: Realización de inspecciones in situ para evaluar la estructura y diseño de las edificaciones; Entrevistas a residentes y constructores para obtener información sobre posibles modificaciones o daños previos; Recopilación de planos y especificaciones técnicas de las edificaciones.

3.7.2.3 EVALUACIÓN DE CONFORMIDAD CON NSR-10

- Objetivo: Determinar en qué medida las edificaciones cumplen con la normativa NSR-10.
- Procedimiento: Comparación detallada de los datos de las edificaciones con los requisitos y especificaciones de la NSR-10. Identificación de desviaciones o áreas de preocupación.

3.7.2.4 MODELADO Y SIMULACIÓN SÍSMICA

- Objetivo: Evaluar la respuesta de las edificaciones ante eventos sísmicos.
- Procedimiento: Uso de software especializado, como SAP2000 o ETABS, para modelar las estructuras; Simulación de diferentes escenarios sísmicos para evaluar la vulnerabilidad y puntos de fallo potenciales.

3.7.2.5 ANÁLISIS Y EVALUACIÓN DE RESULTADOS

- Objetivo: Interpretar los resultados de las simulaciones y la información recopilada.
- Procedimiento: Análisis estadístico de los datos, identificación de patrones, correlación entre conformidad con NSR-10 y resultados de las simulaciones.

3.7.2.6 PROPUESTAS DE MEJORA

- Objetivo: Sugerir medidas correctivas o preventivas basadas en los hallazgos.
- Procedimiento: Diseño de recomendaciones técnicas para mejorar la resistencia y adaptabilidad de las edificaciones. Estas recomendaciones pueden incluir cambios en el diseño, refuerzos estructurales, o medidas de prevención.

3.7.3 POBLACIÓN

La población objeto de esta investigación está centrada en edificaciones construidas con concreto reforzado en la zona de piedemonte de la ciudad de Bogotá. Específicamente, nos enfocaremos en aquellas estructuras que poseen una conformación de pórticos regulares y cuyo propósito principal es residencial.

Se ha optado por delimitar aún más el alcance de la investigación tomando en cuenta el número de pisos de la estructura. Para el estudio, consideraremos edificaciones que tengan entre 3 y 9 pisos, ya que esta categoría representa de manera más acertada y representativa la morfología constructiva predominante en las zonas de piedemonte de Bogotá. Esta decisión se basa en observaciones previas y registros de la ciudad, donde las estructuras residenciales de dicha envergadura son una constante en el skyline de estas áreas.

Es vital precisar que la elección de esta población específica responde a la necesidad de realizar un análisis detallado y profundo sobre estructuras que no solo representan un porcentaje significativo de las edificaciones en la zona mencionada, sino que también, por sus características, podrían presentar desafíos específicos en cuanto a vulnerabilidad sísmica de acuerdo con la normativa NSR-10.

3.7.4 MUESTRA

Dentro del panorama de edificaciones que se encuentran en las zonas de piedemonte de Bogotá, la selección de una muestra que refleje fielmente las características predominantes se vuelve crucial para obtener resultados relevantes y generalizables. Por ello, en este estudio, se ha optado por un muestreo intencional, permitiéndonos dirigir nuestra atención hacia una estructura específica que encapsula las tendencias arquitectónicas y estructurales comunes en la región.

3.7.4.1 CRITERIOS DE SELECCIÓN DEL MUESTREO INTENCIONAL

- Representatividad de la Altura: Las edificaciones de 6 niveles han sido identificadas como un punto medio dentro del rango de alturas más comunes (de 3 a 9 pisos) en la zona de piedemonte. Esto hace que este tipo de edificación sea un referente para observar características promedio y tendencias estructurales.
- Configuración de Pórticos Regulares: Las estructuras que adoptan esta configuración son una constante en el área, siendo esenciales para el análisis en términos de comportamiento sísmico.
- Accesibilidad y Disponibilidad de Datos: Se consideró esencial que la estructura seleccionada permitiera un acceso adecuado para el estudio in situ y proporcionara toda la información relevante para el análisis técnico.

Con estos criterios en mente, la decisión de centrarse en una edificación residencial de concreto reforzado con pórticos regulares de 6 niveles se presenta como una elección lógica. Su altura no solo simboliza una medianía representativa, sino que, por su frecuencia y predominancia, se considera un modelo estándar para muchas otras edificaciones en la región.

El objetivo al elegir intencionadamente una estructura de estas características es asegurarse de que cualquier hallazgo, observación o recomendación resultante de esta investigación pueda ser aplicable y útil para una amplia mayoría de edificaciones en las zonas de piedemonte, especialmente aquellas que caen dentro del rango de alturas mencionado.

Con esta elección, buscamos un equilibrio entre especificidad y generalidad, permitiendo un análisis profundo de la vulnerabilidad sísmica en un contexto que tiene relevancia para una amplia gama de edificaciones en Bogotá.

4 CASO DE ESTUDIO

En la presente investigación se estudiará una edificación de 6 niveles, conformada por pórticos regulares de concreto reforzado, con uso residencial, ubicada en zonas de piedemonte (Específicamente piedemonte B) de la ciudad de Bogotá.

4.1 DESCRIPCIÓN DE LA ZONA GEOTÉCNICA

Las zonas de piedemonte B se caracterizan por una geología de coluviones y complejo de conos aluviales, compuestos principalmente por gravas areno arcillosas compactas, presentan un comportamiento con alta capacidad portante, pero pueden presentar problemas de inestabilidad en excavaciones abiertas.

Desde el punto de vista sísmico, se tienen espesores de depósitos menores a 50 m, con período predominante del suelo entre 0.30 s y 0.60 s.

El suelo coluvial y aluvial con espesor superior a 12 m, con bloques, cantos y gravas con matriz arcillo arenosa o arena arcillosa, con velocidad promedio de las ondas de corte a 50 m de profundidad entre 300 m/s y 750 m/s, y con nivel de humedad entre 10% y 20%. En esta zona se espera un efecto topográfico de amplificación, como efecto de sitio relacionado.

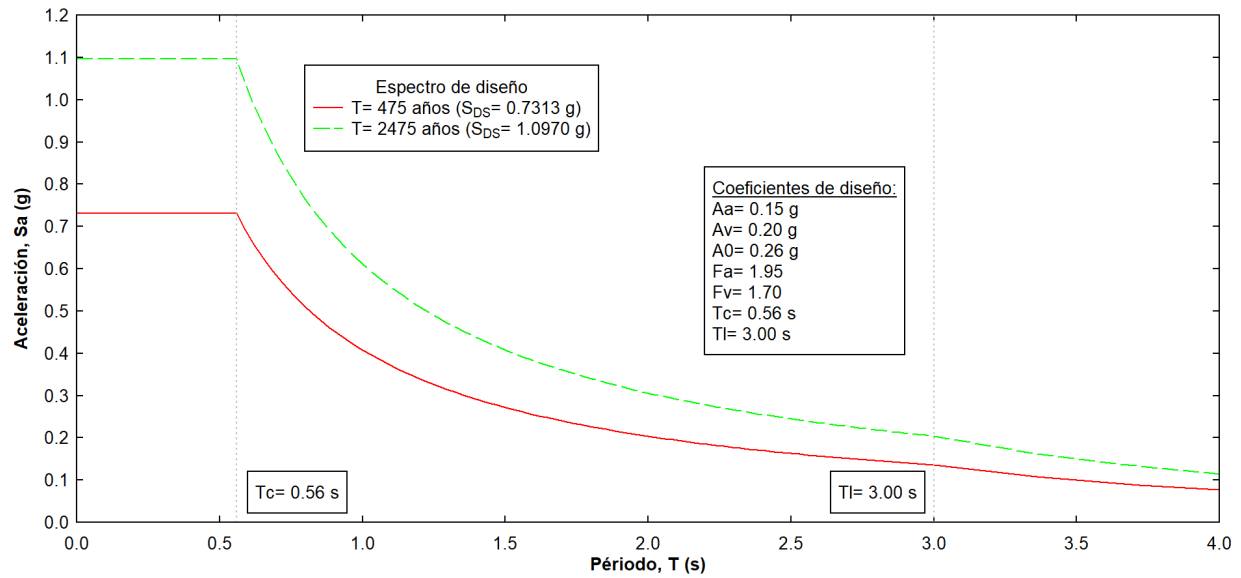


Figura 16 Espectro de diseño para zona de piedemonte B

4.2 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

Los niveles de la estructura están típicamente espaciados a 3 m, para un total de 18 m de altura, con 7 pórticos en la dirección X espaciados cada 6 m, y con cuatro pórticos en la dirección Y espaciados cada 5 m.

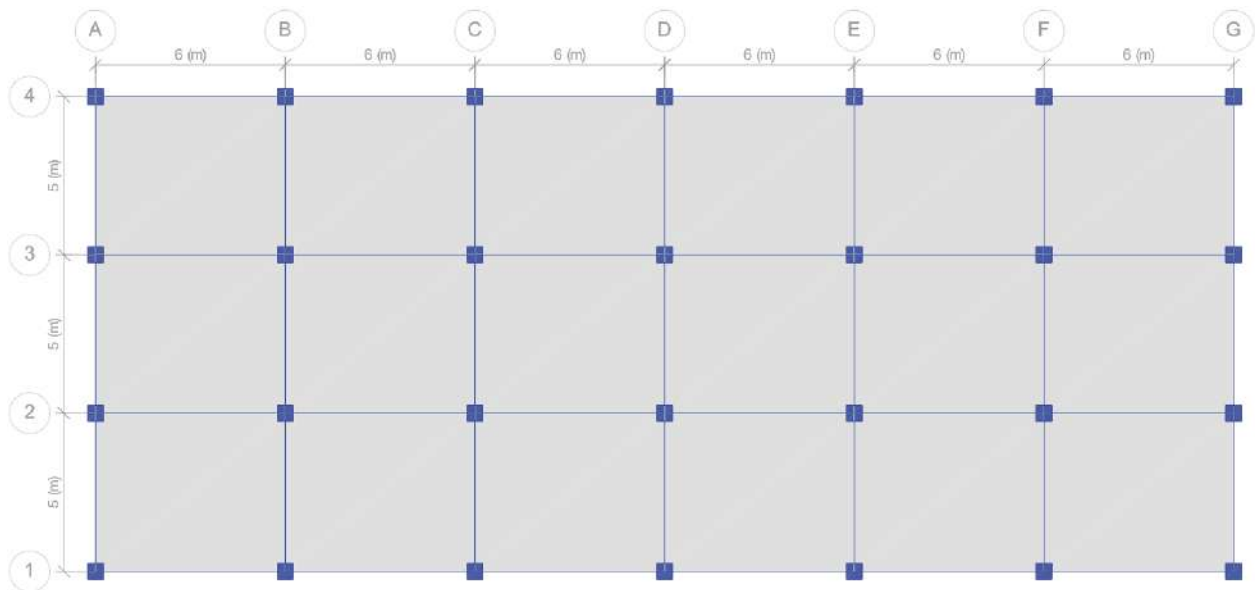


Figura 17 Planta típica

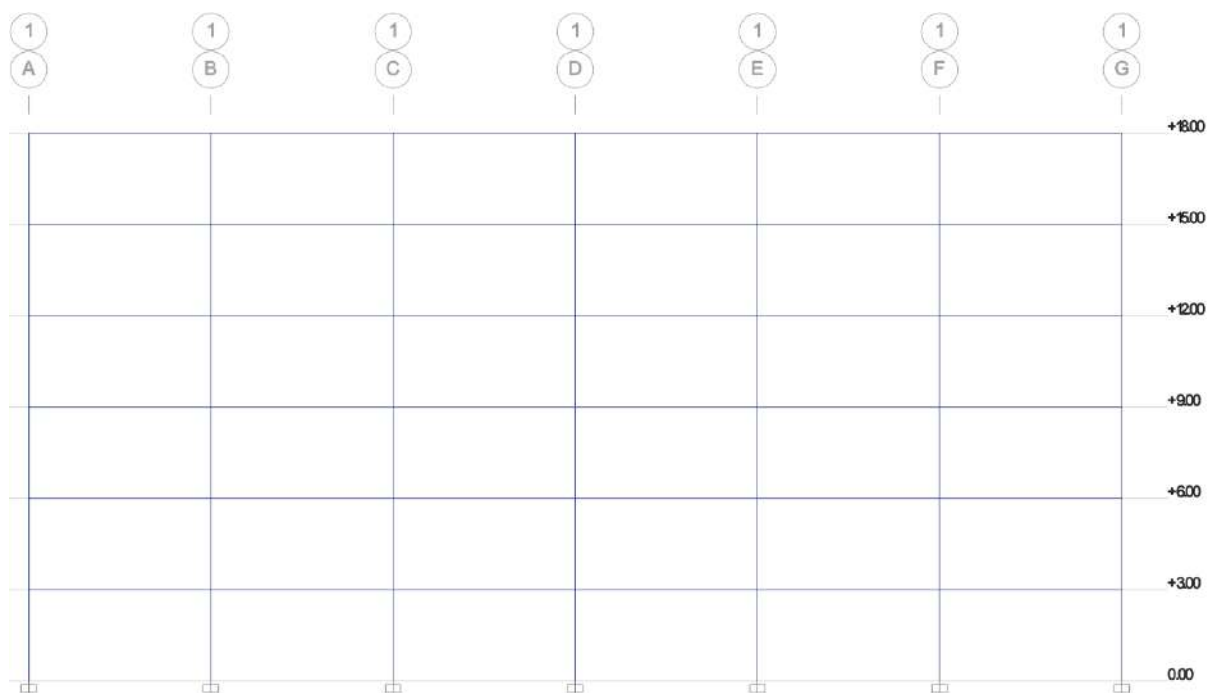


Figura 18 Pórtico típico en dirección X

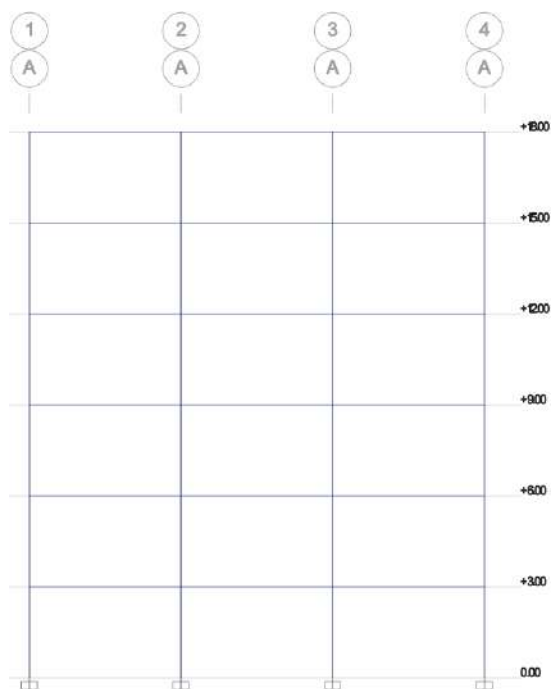


Figura 19 Pórtico típico en dirección Y

Los sistemas de piso se definieron como placas macizas con refuerzo bidireccional, transmitiendo las cargas a los pórticos en las direcciones X e Y.



Figura 20 Vista 3D - Modelo estructural

4.2.1 PROVISIONES DE DISEÑO PARA ZONA SÍSMICA INTERMEDIA

De acuerdo con el reglamento colombiano de construcción sismo resistente, NSR-10, la estructura fue diseñada para las provisiones sísmicas de la ciudad de Bogotá -clasificada como zona sísmica intermedia- y de acuerdo con los requerimientos del capítulo C.21 (Requisitos de diseño sismo resistente), específicamente la sección C.21.3 (Pórticos intermedios resistentes a momento con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)).

Seguidamente se muestran las provisiones de la NSR-10 para estructuras DMO, ya que estas difieren significativamente de las provisiones para diseño sismo resistente establecidas en el ACI 318 para zonas sísmicas intermedias.

4.2.1.1 RESISTENCIA AL CORTANTE

C.21.3.3 — Resistencia al cortante

C.21.3.3.1 — El ϕV_n de vigas que resisten efectos sísmicos, E , no debe ser menor que el menor de (a) y (b):

(a) La suma del cortante debido a flexión en curvatura inversa asociado con el desarrollo de los momentos nominales de la viga en cada extremo restringido de la luz libre y el cortante calculado para cargas gravitacionales mayoradas.

(b) El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño que incluyan E , considerando E como el doble del prescrito por el Título A del Reglamento NSR-10.

C.21.3.3.2 — El ϕV_n de columnas que resisten efectos sísmicos, E , no debe ser menor que el menor de (a) y (b):

(a) La suma del cortante debido a flexión en curvatura inversa asociado con el desarrollo de los momentos nominales de la columna en cada extremo restringido de la longitud libre. La resistencia a flexión de la columna debe calcularse para la fuerza axial mayorada, consistente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que resulte en el mayor valor de la resistencia a flexión.

(b) El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño que incluyan E , con E incrementado por medio de Ω_0 .

4.2.1.2 VIGAS CON CAPACIDAD MODERADA DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA (DMO)

C.21.3.4 — Vigas con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)

C.21.3.4.1 — El ancho del elemento, b_w , no debe ser menor que 200 mm.

C.21.3.4.2 — La excentricidad respecto a la columna que le da apoyo no puede ser mayor que el 25% del ancho del apoyo medido en la dirección perpendicular a la dirección del eje longitudinal de la viga.

C.21.3.4.3 — En cualquier sección de la viga el refuerzo superior e inferior no debe tener una cuantía, ρ , inferior a la que se obtiene con la ecuación C.10-3, ni debe exceder 0.025. Debe haber al menos dos barras continuas con diámetro igual o superior a N° 4 (1/2") ó 12M (12 mm), tanto arriba como abajo.

C.21.3.4.4 — La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que un tercio de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara del nudo. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un quinto de la resistencia máxima a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.

C.21.3.4.5 — No se permiten empalmes por traslapo dentro de los nudos.

C.21.3.4.6 — En ambos extremos del elemento, deben disponerse estribos cerrados de confinamiento al menos No. 3 (3/8") ó 10M (10 mm) por longitudes iguales a $2h$, medidas desde la cara de elemento de apoyo hacia el centro de la luz. El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 50 mm de la cara del elemento de apoyo. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor de (a), (b), (c) y (d):

(a) $d/4$.

(b) Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada más pequeña.

(c) 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento.

(d) 300 mm.

C.21.3.4.7 — Donde se requieran estribos cerrados de confinamiento, las barras longitudinales del perímetro deben tener soporte lateral conforme a C.7.10.5.3.

C.21.3.4.8 — Deben colocarse estribos con ganchos sísmicos en ambos extremos espaciados a no más de $d/2$ en toda la longitud del elemento.

4.2.1.3 COLUMNAS CON CAPACIDAD MODERADA DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA (DMO)

C.21.3.5 — Columnas con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)

C.21.3.5.1 — La dimensión menor de la sección transversal, medida en una línea recta que pasa a través del centroide geométrico, no debe ser menor de 250 mm. Las columnas en forma de T, C o I pueden tener una dimensión mínima de 0.20 m pero su área no puede ser menor de 0.0625 m².

C.21.3.5.2 — El área de refuerzo longitudinal, A_{st} , no debe ser menor que $0.01A_g$ ni mayor que $0.04A_g$.

C.21.3.5.3 — Los empalmes mecánicos deben cumplir C.21.1.6 y los empalmes soldados deben cumplir C.21.1.7. Los empalmes por traslapo se permiten únicamente en la mitad central de la longitud del elemento y deben diseñarse como empalmes en tracción.

C.21.3.5.4 — Debe utilizarse refuerzo en espiral, o estribos de confinamiento, como se indica a continuación, a menos que se requieran cantidades mayores por esfuerzos cortantes. Cuando se utilice refuerzo en espiral debe cumplirse con C.21.3.5.5. Cuando se utilicen estribos de confinamiento se debe cumplir con C.21.3.5.6 a C.21.3.5.11. La Sección C.21.3.5.12 se aplica a todas las columnas, y C.21.3.5.13 se aplica a todas las columnas que soportan elementos rígidos discontinuos.

C.21.3.5.5 — La cuantía volumétrica de refuerzo en espiral o de estribos cerrados de confinamiento circulares, ρ_s , no debe ser menor que la requerida por la ecuación (C.21-1):

$$\rho_s = 0.08 \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (\text{C.21-1})$$

y no debe ser menor que la requerida por la ecuación (C.10-5).

C.21.3.5.6 — En ambos extremos del elemento debe proporcionarse estribos cerrados de confinamiento con un espaciamiento de s_o por una longitud ℓ_o , medida desde la cara del nudo. El espaciamiento s_o no debe exceder el menor de (a), (b), (c) y (d):

- (a) Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
- (b) 16 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento.
- (c) Un tercio de la menor dimensión de la sección transversal de la columna.
- (d) 150 mm.

La longitud ℓ_o , no debe ser menor que la mayor entre (e), (f) y (g):

- (e) Una sexta parte de la luz libre de la columna.
- (f) La mayor dimensión de la sección transversal de la columna.
- (g) 500 mm.

C.21.3.5.7 — El área total de la sección transversal del refuerzo de estribos cerrados de confinamiento rectangulares, A_{sh} , colocados en la longitud ℓ_o no debe ser menor que la requerida por las ecuaciones (C.21-2) y (C.21-3).

$$A_{sh} = 0.2 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \quad (C.21-2)$$

$$A_{sh} = 0.06 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \quad (C.21-3)$$

C.21.3.5.8 — El refuerzo transversal debe disponerse mediante estribos cerrados de confinamiento rectilíneos, como mínimo de diámetro N° 3 (3/8") ó 10M (10 mm), con o sin ganchos suplementarios. Se pueden usar ganchos suplementarios del mismo diámetro de barra con el mismo espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento. Cada extremo del gancho suplementario debe enlazar una barra perimetral del refuerzo longitudinal. Los extremos de los ganchos suplementarios consecutivos deben alternarse a lo largo del refuerzo longitudinal. El espaciamiento de los ganchos suplementarios o ramas con estribos de confinamiento rectilíneos dentro de una sección del elemento no debe exceder de 350 mm centro a centro en la dirección perpendicular al eje longitudinal del elemento estructural.

C.21.3.5.9 — Alternativamente a lo indicado en C.21.3.5.7 y C.21.3.5.8 pueden colocarse estribos de confinamiento de diámetro N° 3 (3/8") ó 10M (10 mm), con f_{yt} de 420 MPa, con una separación s de 100 mm. Si la distancia horizontal entre dos ramas paralelas de estribo es mayor que la mitad de la menor dimensión de la sección de la columna ó 200 mm, deben utilizarse cuantos estribos suplementarios de diámetro N° 3 (3/8") ó 10M (10 mm), con f_{yt} de 420 MPa, sean necesarios para que esta separación entre ramas paralelas no exceda la mitad de la dimensión menor de la sección de la columna ó 200 mm. Este procedimiento alternativo solo puede emplearse en columnas cuyo concreto tenga un f'_c menor o igual a 35 MPa.

C.21.3.5.10 — El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de $s_o/2$ de la cara del nudo.

C.21.3.5.11 — Fuera de la longitud ℓ_o , deben colocarse estribos de confinamiento con la misma disposición, diámetro de barra y resistencia a la fluencia, f_{yt} , con un espaciamiento centro a centro que no debe ser mayor que 2 veces el espaciamiento utilizado en la longitud ℓ_o .

C.21.3.5.12 — El refuerzo transversal del nudo debe cumplir con C.11.10.

C.21.3.5.13 — Las columnas que soportan reacciones de elementos rígidos discontinuos, como muros, deben estar provistas de refuerzo transversal con espaciamiento s_o , como se especifica en C.21.3.5.6, en su altura total debajo del nivel en el cual ocurre la discontinuidad, cuando la parte de la fuerza mayorada de compresión axial en estos elementos, relacionada con el efecto sísmico, excede $A_g f'_c / 10$. Cuando las fuerzas de diseño han sido magnificadas para tener en cuenta la sobrerresistencia de los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas, el límite de $A_g f'_c / 10$ debe ser incrementado a $A_g f'_c / 4$. Este refuerzo transversal debe extenderse sobre y bajo las columnas, como se exige en C.21.6.4.6(b).

4.2.1.4 RESISTENCIA MÍNIMA A FLEXIÓN DE LAS COLUMNAS DE PÓRTICOS CON CAPACIDAD MODERADA DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA (DMO)

C.21.3.6 — Resistencia mínima a flexión de las columnas de pórticos con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)

C.21.3.6.1 — Las columnas de pórticos resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (DMO) , sistema estructural 2.a de la Tabla A.3-3 del Capítulo A.3, deben satisfacer C.21.3.6.2 ó C.21.3.6.3. ||

C.21.3.6.2 — Las resistencias a flexión de las columnas deben satisfacer la ecuación (C.21-4).

$$\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nb} \quad (C.21-4)$$

$\sum M_{nc}$ = suma de los momentos nominales de flexión de las columnas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo. La resistencia a la flexión de la columna debe calcularse para la fuerza axial mayorada, congruente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que conduzca a la resistencia a la flexión más baja.

$\sum M_{nb}$ = suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluadas en la cara del nudo. En vigas T, cuando la losa está en tracción debida a momento en la cara del nudo, el refuerzo de la losa dentro del ancho efectivo de losa definido en 8.12 debe suponerse que contribuye a M_{nb} siempre que el refuerzo de la losa esté desarrollado en la sección crítica para flexión.

Las resistencias a la flexión deben sumarse de tal manera que los momentos de la columna se opongan a los momentos de la viga. Debe satisfacerse la ecuación (C.21-4) para momentos de vigas que actúen en ambas direcciones en el plano vertical del pórtico que se considera.

C.21.3.6.3 — Cuando C.21.3.6.2 no se satisface en un nudo, la resistencia lateral y la rigidez de las columnas que soportan las reacciones provenientes de dicho nudo deben ser ignoradas al determinar la resistencia y la rigidez calculadas para la estructura. Estas columnas deben tener el refuerzo de confinamiento requerido en c.21.3.5.5, ó en C.21.3.5.7 a C.21.3.5.9 en toda la longitud vertical de la columna hasta la cimentación desde el nudo donde no se satisface. El incumplimiento del requisito solo se permite hasta en un 10 por ciento de las columnas de un mismo piso. Si se excede este porcentaje deben rediseñarse las columnas y vigas hasta que se logre el cumplimiento del requisito contenido en C.21.3.6.2.

4.3 PROYECTO ESTRUCTURAL

4.3.1 CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

En el proyecto estructural se utilizó un concreto de 21 MPa y acero de refuerzo ASTM A706 Gr. 60 ($f_y = 420$ MPa).

Tabla 5 Propiedades mecánicas del concreto de $f'_c = 21$ MPa

Característica	Valor
Peso por unidad de volumen, γ :	24.52 kN/m ³
Masa por unidad de volumen, ρ :	2500 kg/m ³
Módulo de elasticidad, E:	21538 MPa
Relación de Poisson, μ :	0.20
Módulo de corte, G:	8974.2 MPa

Tabla 6 Propiedades mecánicas del acero de refuerzo ASTM A706 Gr. 60 ($f_y = 420$ MPa)

Característica	Valor
Peso por unidad de volumen, γ :	76.98 kN/m ³
Masa por unidad de volumen, ρ :	7850 kg/m ³
Módulo de elasticidad, E:	200000 MPa

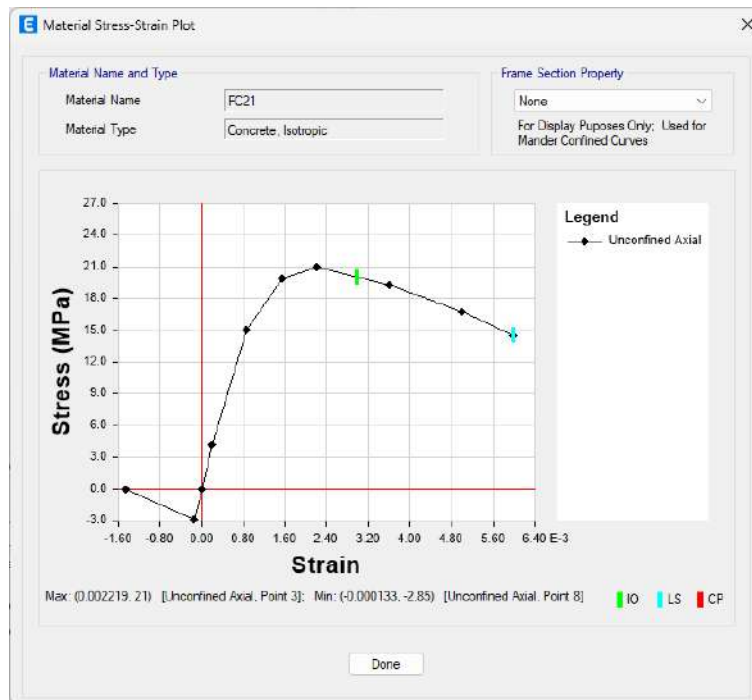


Figura 21 Relación esfuerzo-deformación del concreto de $f'_c = 21$ MPa

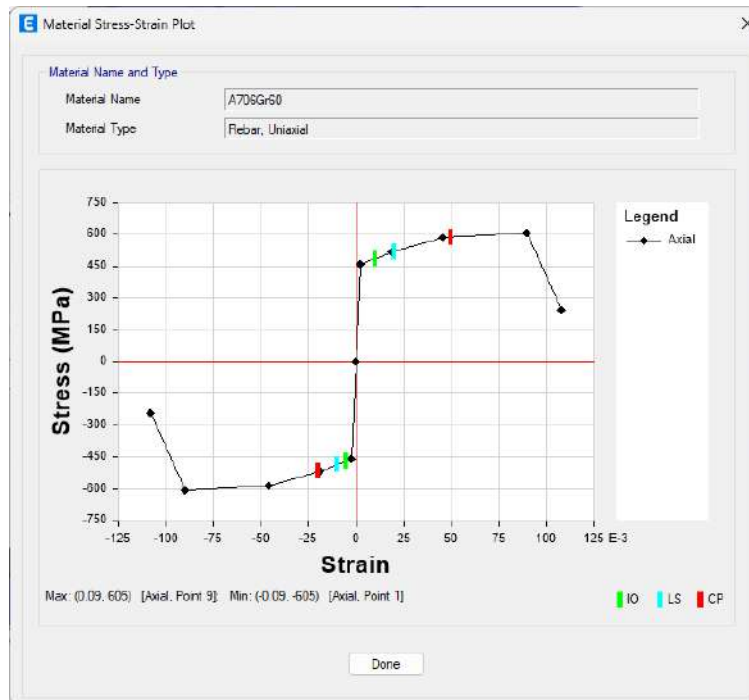


Figura 22 Relación esfuerzo-deformación del acero de refuerzo ASTM A706 Gr. 60 ($f_y = 420$ MPa)

4.3.2 SECCIONES ESTRUCTURALES

4.3.2.1 COLUMNAS

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: COL 50X50 16#7

Material: FC21

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 500 mm

Width: 500 mm

Sección: 50x50
Longitudinal: 16#7
Transversal: 3x3 @ 100

Show Section Properties...

Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

Frame Section Property Reinforcement Data

Design Type

☒ P-M2-M3 Design (Column)

☐ M3 Design Only (Beam)

Reinforcement Configuration

☒ Rectangular

☐ Circular

Rebar Material

Longitudinal Bars: A706Gr60

Confinement Bars (Ties): A706Gr60

Confinement Bars

☒ Ties

☐ Spirals

Check/Design

☒ Reinforcement to be Checked

☐ Reinforcement to be Designed

Longitudinal Bars

Clear Cover for Confinement Bars: 50 mm

Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face: 5

Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face: 5

Longitudinal Bar Size and Area: #7 387 mm²

Corner Bar Size and Area: #7 387 mm²

Confinement Bars

Confinement Bar Size and Area: #3 71 mm²

Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis): 100 mm

Number of Confinement Bars in 3-dir: 3

Number of Confinement Bars in 2-dir: 3

OK Cancel

Figura 23 Sección de columna - 50X50 L 16#7 + T 3#3 @ 100

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: COL 50x50 12#3

Material: FC21

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color: Change

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 500 mm

Width: 500 mm

Reinforcement

Design Type:

- ☒ P-M2-M3 Design (Column)
- ☐ M3 Design Only (Beam)

Reinforcement Configuration:

- ☒ Rectangular
- ☐ Circular

Reinforcement: 7

Confinement Bars: 3

Check/Design:

- ☒ Reinforcement to be Checked
- ☐ Reinforcement to be Designed

Longitudinal Bars:

- Clear Cover for Confinement Bars: 50 mm
- Number of Longitudinal Bars Along 3-dr Face: 4
- Number of Longitudinal Bars Along 2-dr Face: 4
- Longitudinal Bar Size and Area: #7 387 mm²
- Cornet Bar Size and Area: #7 387 mm²

Confinement Bars:

- Confinement Bar Size and Area: #3 71 mm²
- Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis): 100 mm
- Number of Confinement Bars in 3-dr: 3
- Number of Confinement Bars in 2-dr: 3

OK Cancel

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: COL 45x45 12#7

Material: FC21

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 450 mm

Width: 450 mm

Reinforcement

Design Type:

- ☒ P-M2-M3 Design (Column)
- ☐ M3 Design Only (Beam)

Reinforcement Configuration:

- ☒ Rectangular
- ☐ Circular

Rebar Material:

Longitudinal Bars: A706G-60

Confinement Bars (Ties): A706G-60

Check/Design:

- ☒ Reinforcement to be Checked
- ☐ Reinforcement to be Designed

Longitudinal Bars

Clear Cover for Confinement Bars: 50 mm

Number of Longitudinal Bars Along 1-dir Face: 4

Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face: 4

Longitudinal Bar Size and Area: #7 ... 387 mm²

Corner Bar Size and Area: #7 ... 387 mm²

Confinement Bars

Confinement Bar Size and Area: #3 ... 71 mm²

Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis): 100 mm

Number of Confinement Bars in 3-dir: 3

Number of Confinement Bars in 2-dir: 3

OK Cancel

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: COL 45x45 Bar

Material: FC21

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 450 mm

Width: 450 mm

Reinforcement

Design Type:

- ☒ P-M2-M3 Design (Column)
- ☐ M3 Design Only (Beam)

Reinforcement Configuration:

- ☒ Rectangular
- ☐ Circular

Rebar Material:

- Longitudinal Bars: A706G-60
- Confinement Bars (Ties): A706G-60

Confinement Bars:

- ☒ Ties
- ☐ Spirals

Check/Design:

- ☒ Reinforcement to be Checked
- ☐ Reinforcement to be Designed

Longitudinal Bars

Clear Cover for Confinement Bars: 50 mm

Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face: 3

Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face: 3

Longitudinal Bar Size and Area: #7 387 mm²

Corner Bar Size and Area: #7 387 mm²

Confinement Bars

Confinement Bar Size and Area: #3 71 mm²

Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis): 100 mm

Number of Confinement Bars in 3-dir: 3

Number of Confinement Bars in 2-dir: 3

Reinforcement Diagram

Reinforcement longitudinal

Reinforcement transversal (Confinamiento)

OK Cancel

Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

4.3.2.2 VIGAS

The image displays two screenshots of software interfaces used for defining frame section properties and reinforcement data.

Left Screenshot: Frame Section Property Data

- General Data:**
 - Property Name: VIG 40X50 1425_855
 - Material: FC21
 - Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...
 - Display Color: Change...
 - Notes: Modify/Show Notes...
- Shape:**
 - Section Shape: Concrete Rectangular
- Section Property Source:**
 - Source: User Defined
- Section Dimensions:**
 - Depth: 500 mm
 - Width: 400 mm
- Reinforcement:**
 - Reinforcement: Reinforcement
 - Modify/Show Rebar...
- Visual Representation:** A diagram of a rectangular section with dimensions 400 mm (width) and 500 mm (depth). The reinforcement layout is shown with 3 bars at the top and 6 bars at the bottom.
- Summary:** Sección: 40x50 Superior: 5#6 Inferior: 3#6
- Buttons:** OK, Cancel, Show Section Properties...

Right Screenshot: Frame Section Property Reinforcement Data

- Design Type:**
 - ☐ P-M2-M3 Design (Column)
 - ☒ M3 Design Only (Beam)
- Rebar Material:**
 - Longitudinal Bars: A706G60
 - Confinement Bars (Ties): A706G60
- Cover to Longitudinal Rebar Group Centroid:**
 - Top Bars: 60 mm
 - Bottom Bars: 60 mm
- Reinforcement Area Overrides for Ductile Beams:**
 - Top Bars at I-End: 1425 mm² (5#6)
 - Top Bars at J-End: 1425 mm²
 - Bottom Bars at I-End: 855 mm² (3#6)
 - Bottom Bars at J-End: 855 mm²
- Buttons:** OK, Cancel

Frame Section Property Reinforcement Data

Design Type

☐ P-M2-M3 Design (Column)

☒ M3 Design Only (Beam)

Rebar Material

Longitudinal Bars: A706G/60

Confinement Bars (Ties): A706G/60

Cover to Longitudinal Rebar Group Centroid

Top Bars: 60 mm

Bottom Bars: 80 mm

Reinforcement Area Overrides for Ductile Beams

Top Bars at I-End: 1425 mm² 5#6

Top Bars at J-End: 1425 mm²

Bottom Bars at I-End: 570 mm² 2#6

Bottom Bars at J-End: 570 mm²

OK Cancel

Figura 28 Sección de viga - 40X50 S 5#6 + I 2#6

Frame Section Property Reinforcement Data

Design Type

☐ P-M2-M3 Design (Column)

☒ M3 Design Only (Beam)

Rebar Material

Longitudinal Bars: A706G/60

Confinement Bars (Ties): A706G/60

Cover to Longitudinal Rebar Group: Centroid

Top Bars: 60 mm

Bottom Bars: 60 mm

Reinforcement Area Overrides for Ductile Beams

Top Bars at J-End: 1140 mm²

Top Bars at I-End: 1140 mm²

Bottom Bars at I-End: 855 mm²

Bottom Bars at J-End: 855 mm²

4#6

3#6

OK Cancel

Figura 29 Sección de viga - 40X50 S 4#6 + I 3#6

Frame Section Property Reinforcement Data

Design Type

☐ P-M2-M3 Design (Column)

☒ M3 Design Only (Beam)

Rebar Material

Longitudinal Bars: A706G/60

Confinement Bars (Ties): A706G/60

Cover to Longitudinal Rebar Group Centroid

Top Bars: 50 mm

Bottom Bars: 50 mm

Reinforcement Area Overrides for Ductile Beams

Top Bars at I-End: 1140 mm² (4#6)

Top Bars at J-End: 1140 mm²

Bottom Bars at I-End: 570 mm² (2#6)

Bottom Bars at J-End: 570 mm²

OK Cancel

E Frame Section Property Data

General Data

Property Name: VIG 30x50 B55_57d

Material: PC21

National Size Data: Modify/Show National Size...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 500 mm

Width: 300 mm

Reinforcement

Modify/Show Modifiers...
Currently Default

Modify/Show Rebar...

OK
Cancel

☐ Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

Sección: 30x50
Superior: 3#6
Inferior: 2#6

Show Section Properties...

Frame Section Property Reinforcement Data

Design Type

☐ P-M2-M3 Design (Column)

☒ M3 Design Only (Beam)

Rebar Material

Longitudinal Bars: A706G/60

Confinement Bars (Ties): A706G/60

Cover to Longitudinal Rebar Group Centroid

Top Bars: 60 mm

Bottom Bars: 60 mm

Reinforcement Area Overrides for Ductile Beams

Top Bars at I-End: 855 mm² (3#6)

Top Bars at J-End: 855 mm²

Bottom Bars at I-End: 570 mm² (2#6)

Bottom Bars at J-End: 570 mm²

OK Cancel

62

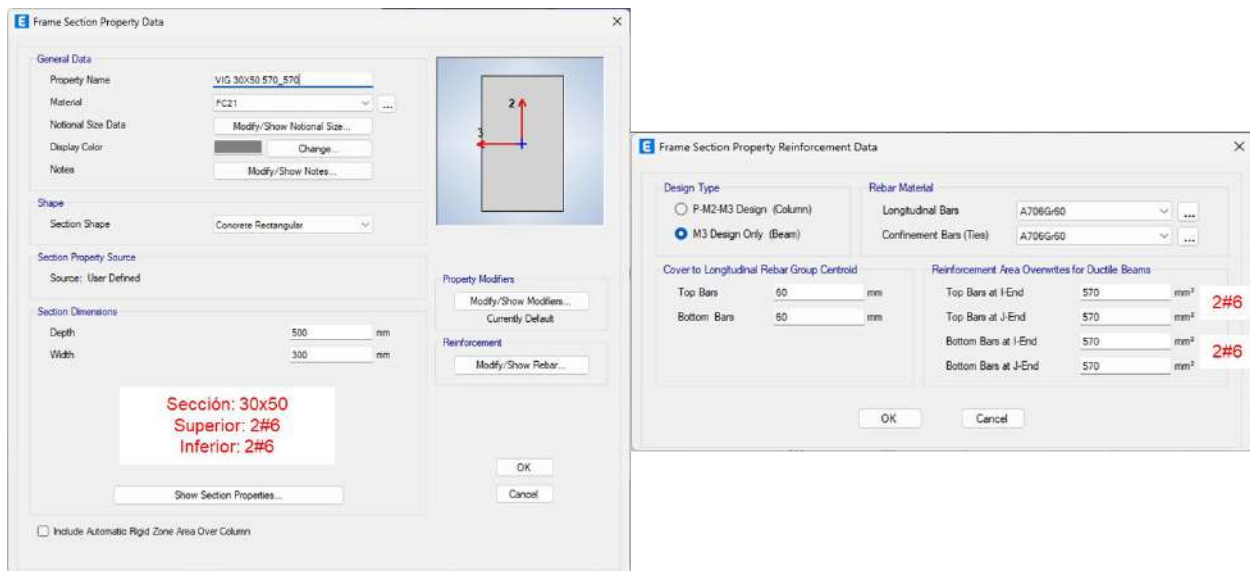


Figura 32 Sección de viga - 30X50 S 2#6 + I 2#6

4.3.3 UBICACIÓN DE SECCIONES



Figura 33 Ubicación de secciones - Pórtico 1

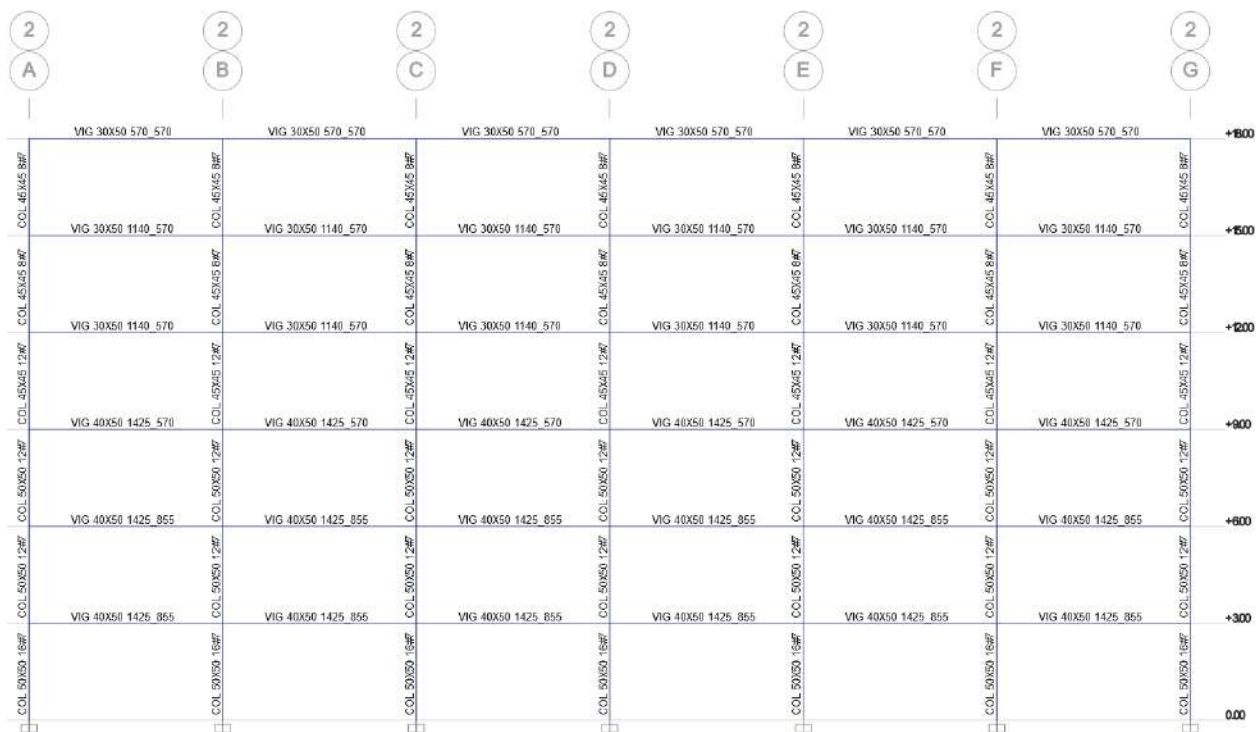


Figura 34 Ubicación de secciones - Pórtico 2

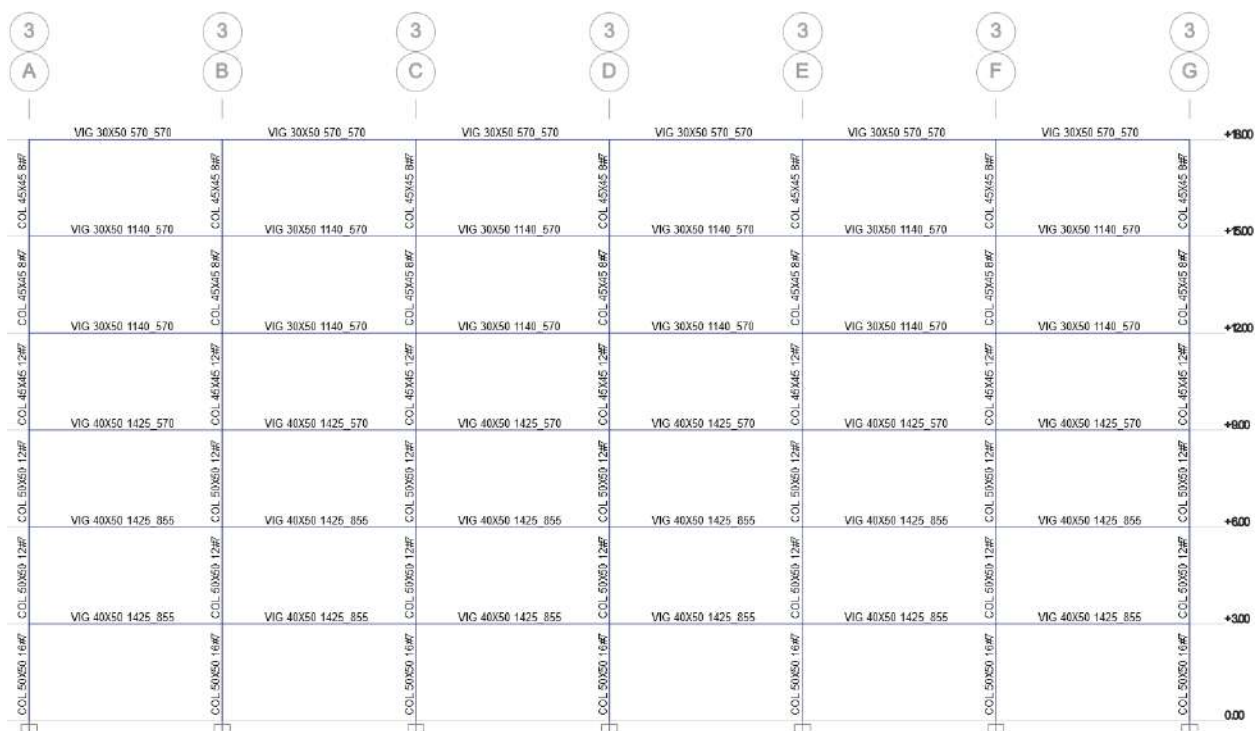


Figura 35 Ubicación de secciones - Pórtico 3

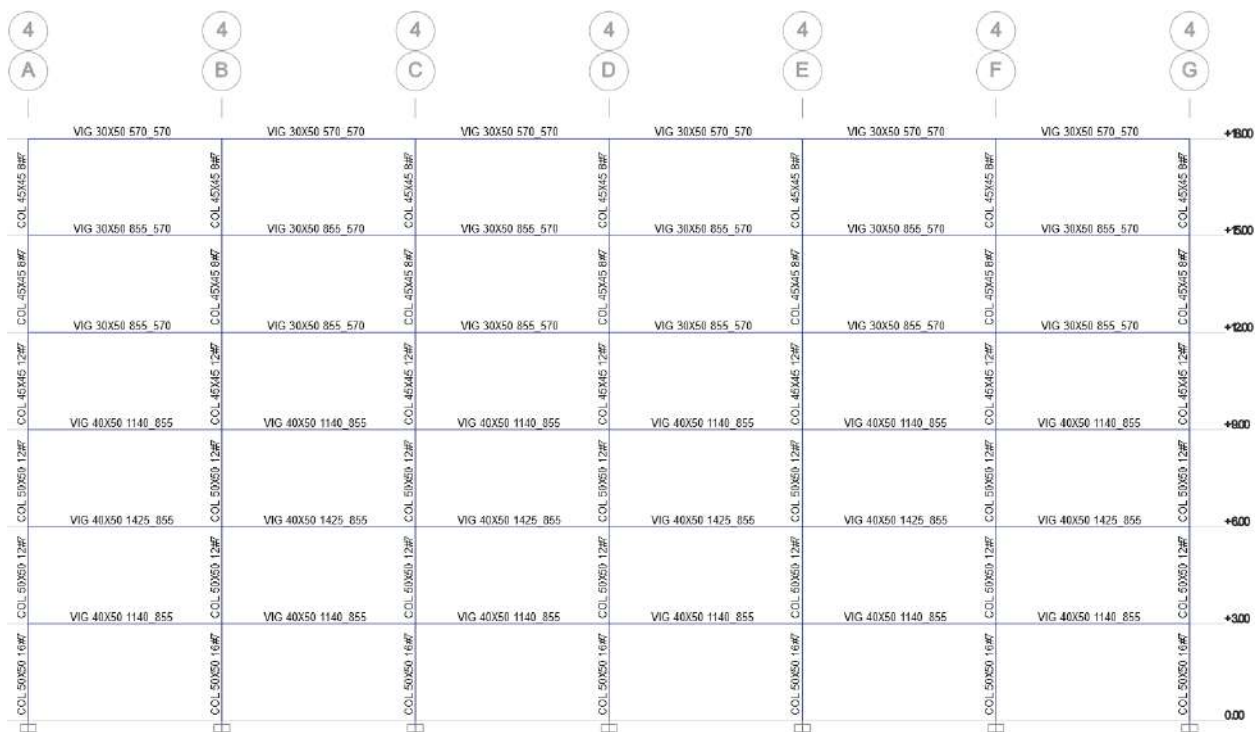


Figura 36 Ubicación de secciones - Pórtico 4

1	2	3	4	
A	A	A	A	
VIG 30X50 570 570	VIG 30X50 570 570	VIG 30X50 570 570		+1800
COL 45X45 8#	COL 45X45 8#	COL 45X45 8#	COL 45X45 8#	
VIG 30X50 855 570	VIG 30X50 855 570	VIG 30X50 855 570		+1500
COL 45X45 8#	COL 45X45 8#	COL 45X45 8#	COL 45X45 8#	
VIG 30X50 855 570	VIG 30X50 855 570	VIG 30X50 855 570		+1200
COL 45X45 12#	COL 45X45 12#	COL 45X45 12#	COL 45X45 12#	
VIG 40X50 1140 855	VIG 40X50 1140 855	VIG 40X50 1140 855		+900
COL 50X50 12#	COL 50X50 12#	COL 50X50 12#	COL 50X50 12#	
VIG 40X50 1425 855	VIG 40X50 1425 855	VIG 40X50 1425 855		+600
COL 50X50 12#	COL 50X50 12#	COL 50X50 12#	COL 50X50 12#	
VIG 40X50 1140 855	VIG 40X50 1140 855	VIG 40X50 1140 855		+300
COL 50X50 15#	COL 50X50 15#	COL 50X50 15#	COL 50X50 15#	
				0.00

Figura 37 Ubicación de secciones - Pórtico A

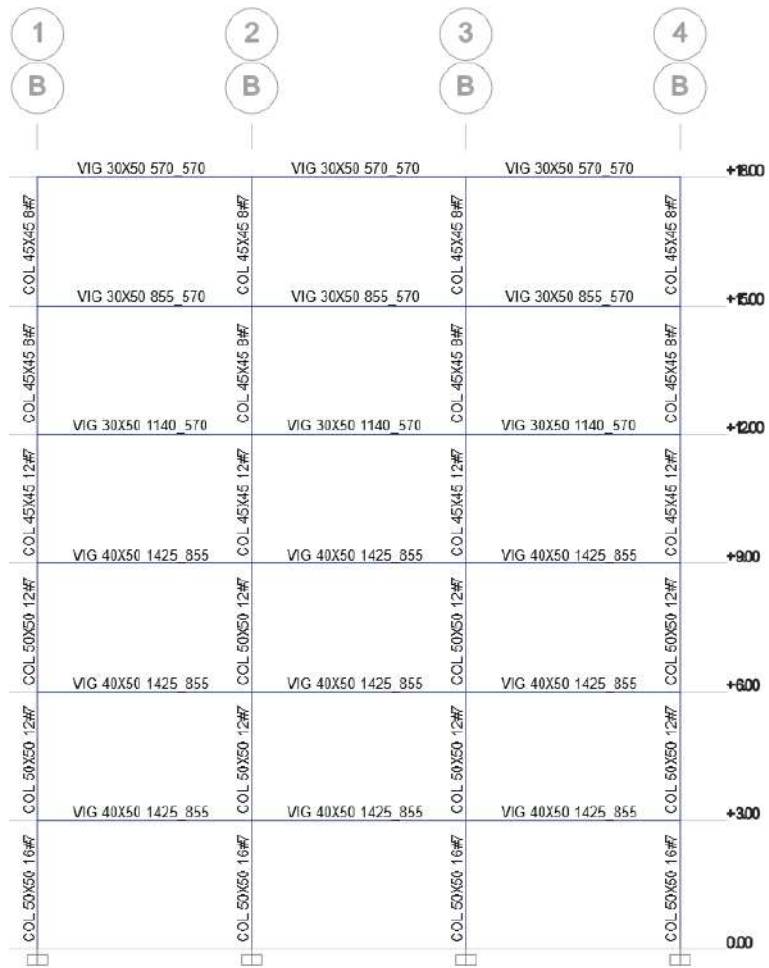


Figura 38 Ubicación de secciones - Pórtico B

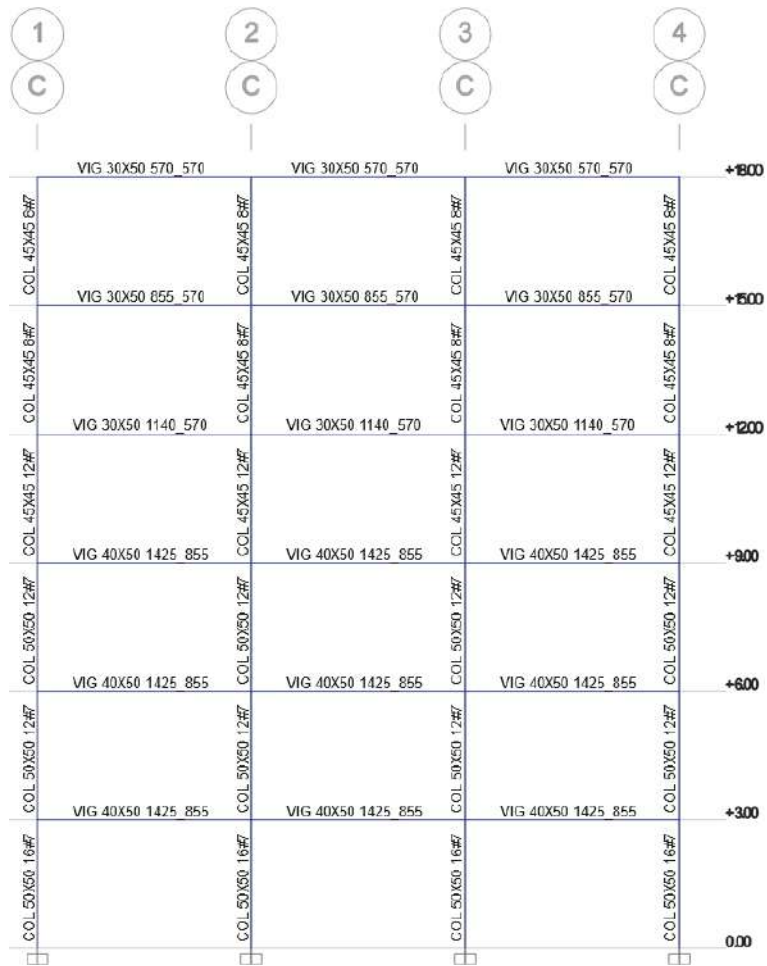


Figura 39 Ubicación de secciones - Pórtico C

1	2	3	4	
D	D	D	D	
VIG 30X50 570_570	VIG 30X50 570_570	VIG 30X50 570_570		+800
COL 45X45 8#7	COL 45X45 8#7	COL 45X45 8#7	COL 45X45 8#7	
VIG 30X50 855_570	VIG 30X50 855_570	VIG 30X50 855_570		+500
COL 45X45 8#7	COL 45X45 8#7	COL 45X45 8#7	COL 45X45 8#7	
VIG 30X50 1140_570	VIG 30X50 1140_570	VIG 30X50 1140_570		+200
COL 45X45 12#7	COL 45X45 12#7	COL 45X45 12#7	COL 45X45 12#7	
VIG 40X50 1425_855	VIG 40X50 1425_855	VIG 40X50 1425_855		+800
COL 50X50 12#7	COL 50X50 12#7	COL 50X50 12#7	COL 50X50 12#7	
VIG 40X50 1425_855	VIG 40X50 1425_855	VIG 40X50 1425_855		+600
COL 50X50 12#7	COL 50X50 12#7	COL 50X50 12#7	COL 50X50 12#7	
VIG 40X50 1425_855	VIG 40X50 1425_855	VIG 40X50 1425_855		+300
COL 50X50 16#7	COL 50X50 16#7	COL 50X50 16#7	COL 50X50 16#7	
				0.00

Figura 40 Ubicación de secciones - Pórtico D

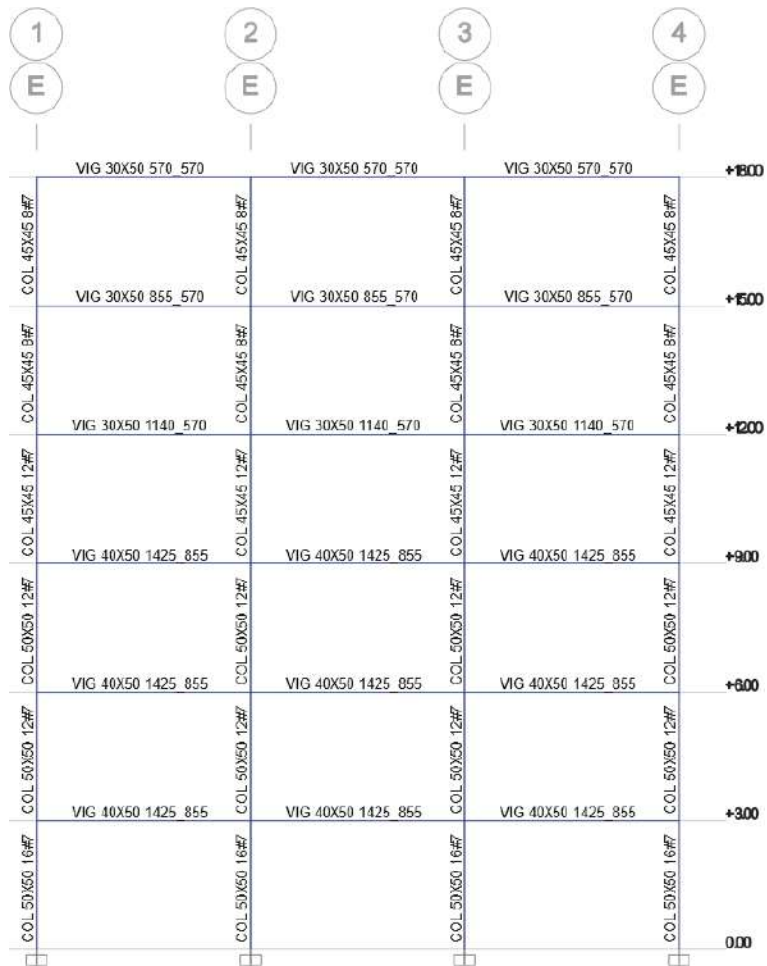


Figura 41 Ubicación de secciones - Pórtico E

1	2	3	4	
F	F	F	F	
VIG 30X50 570_570	VIG 30X50 570_570	VIG 30X50 570_570	VIG 30X50 570_570	+800
COL 45X45 8#7	COL 45X45 8#7	COL 45X45 8#7	COL 45X45 8#7	
VIG 30X50 855_570	VIG 30X50 855_570	VIG 30X50 855_570	VIG 30X50 855_570	+500
COL 45X45 8#7	COL 45X45 8#7	COL 45X45 8#7	COL 45X45 8#7	
VIG 30X50 1140_570	VIG 30X50 1140_570	VIG 30X50 1140_570	VIG 30X50 1140_570	+200
COL 45X45 12#7	COL 45X45 12#7	COL 45X45 12#7	COL 45X45 12#7	
VIG 40X50 1425_855	VIG 40X50 1425_855	VIG 40X50 1425_855	VIG 40X50 1425_855	+900
COL 50X50 12#7	COL 50X50 12#7	COL 50X50 12#7	COL 50X50 12#7	
VIG 40X50 1425_855	VIG 40X50 1425_855	VIG 40X50 1425_855	VIG 40X50 1425_855	+600
COL 50X50 12#7	COL 50X50 12#7	COL 50X50 12#7	COL 50X50 12#7	
VIG 40X50 1425_855	VIG 40X50 1425_855	VIG 40X50 1425_855	VIG 40X50 1425_855	+300
COL 50X50 16#7	COL 50X50 16#7	COL 50X50 16#7	COL 50X50 16#7	0.00

Figura 42 Ubicación de secciones - Pórtico F

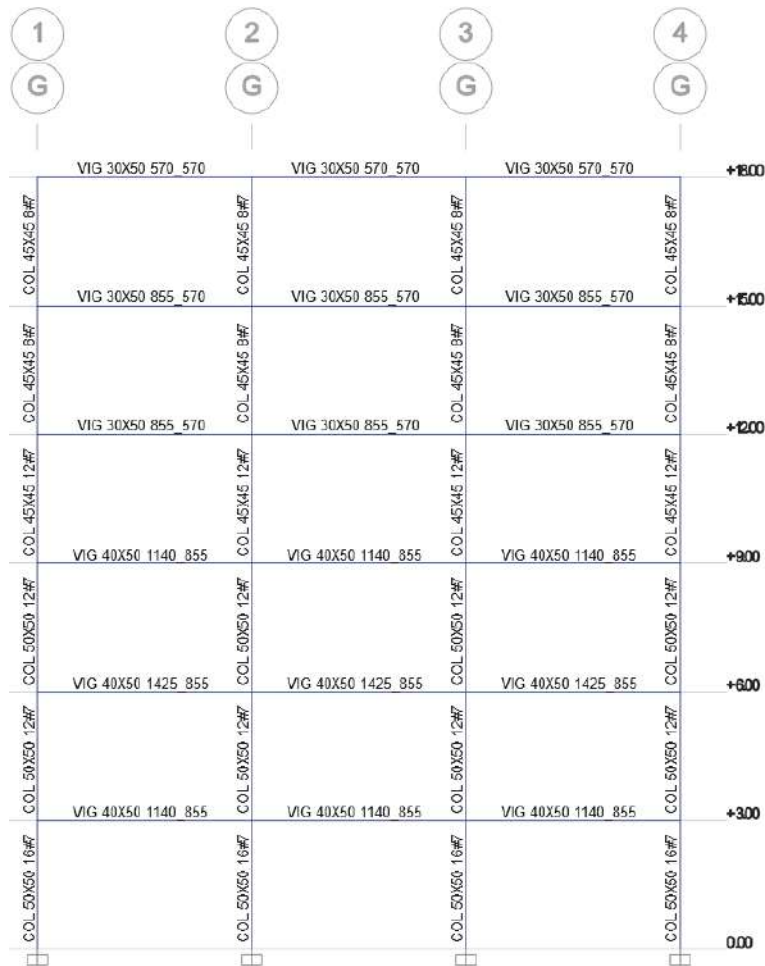


Figura 43 Ubicación de secciones - Pórtico G

4.3.4 CARGAS DE DISEÑO

4.3.4.1 CARGAS MUERTAS

Son acciones que actúan continuamente sobre la edificación y cuya magnitud puede considerarse invariable en el tiempo, como las cargas debidas al peso propio de los componentes estructurales y no estructurales.

El peso propio de los elementos estructurales se determina de manera automática por el programa de simulación numérica, mientras que las sobrecargas muertas se incluyen explícitamente en el modelo. Estas cargas se describen en la Tabla 7.

Tabla 7 Sobrecargas muertas

Acabados:	$0.05 \text{ m} * 22.0 \text{ kN/m}^3 = 1.10 \text{ kN/m}^2$
Muros:	3.00 kN/m^2
Instalaciones:	0.50 kN/m^2

4.3.4.2 CARGAS VIVAS

Son acciones que actúan sobre la edificación con una magnitud variable en el tiempo y que se deben a su ocupación y uso habitual.

Considerando el uso residencial de la estructura, la carga viva se estima en 1.80 kN/m^2 .

4.3.4.3 RESUMEN DE CARGAS DE DISEÑO

Tabla 8 Resumen de cargas gravitacionales de diseño

Nivel	Sobrecarga muerta (kN/m^2)	Carga viva (kN/m^2)
1	4.60	1.80
2	4.60	1.80
3	4.60	1.80
4	4.60	1.80
5	4.60	1.80
6	1.60	1.80

4.3.4.4 CARGA SÍSMICA

La carga sísmica para la ciudad de Bogotá se determina mediante el Decreto 523 del 16 de diciembre de 2010 (Microzonificación sísmica de Bogotá D.C.).

Para un escenario sísmico con una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años de vida útil (Período de retorno de 475 años), para una zona geotécnica de Piedemonte B, se obtiene el espectro de diseño de la Figura 16.

4.3.5 REVISIÓN DE LA RESPUESTA DINÁMICA

4.3.5.1 NÚMERO DE MODOS DE VIBRACIÓN

Modal Participating Mass Ratios

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: Yes Sort: None Modal Participating Mass Ratios

Filter: None

	Case	Mode	Period sec	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
▶	Modal	1	0.923	0.8033	0	0.8033	0	0	0
	Modal	2	0.912	0	0.8021	0.8033	0.8021	0	0
	Modal	3	0.802	0	0	0.8033	0.8021	0.8017	0.8017
	Modal	4	0.321	0.1168	0	0.9201	0.8021	0	0.8017
	Modal	5	0.317	0	0.119	0.9201	0.9211	0	0.8017
	Modal	6	0.28	0	0	0.9201	0.9211	0.1185	0.9203
	Modal	7	0.18	0.0391	0	0.9592	0.9211	0	0.9203
	Modal	8	0.178	0	0.0387	0.9592	0.9597	0	0.9203
	Modal	9	0.157	0	0	0.9592	0.9597	0.0391	0.9593
	Modal	10	0.125	0.0239	0	0.9832	0.9597	0	0.9593
	Modal	11	0.124	0	0.0238	0.9832	0.9835	0	0.9593
	Modal	12	0.109	0	0	0.9832	0.9835	0.024	0.9833
	Modal	13	0.098	0.009	0	0.9922	0.9835	0	0.9833
	Modal	14	0.097	0	0.0088	0.9922	0.9923	0	0.9833
	Modal	15	0.085	0	0	0.9922	0.9923	0.009	0.9923
	Modal	16	0.08	0	0.0077	0.9922	1	0	0.9923
	Modal	17	0.08	0.0078	0	1	1	0	0.9923
	Modal	18	0.07	0	0	1	1	0.0077	1

Record: << < 1 > >> of 18

Add Tables... Done

Figura 44 Masa participativa modal

4.3.5.2 REVISIÓN DEL CORTANTE BASAL

Definición de la acción sísmica:

$$A_a := 0.15$$

$$F_a := 1.95$$

$$A_v := 0.20$$

$$F_v := 1.70$$

$$T_c := 0.48 \cdot \frac{A_v \cdot F_v}{A_a \cdot F_a} \text{ s} = 0.5579 \text{ s}$$

$$I := 1.00$$

$$T_l := 3.00 \text{ s}$$

Características de la respuesta estructural:

$$\alpha := 0.90$$

$$C_t := 0.047$$

$$h := 18 \text{ m}$$

$$T_{calc_x} := 0.923 \text{ s}$$

$$T_{calc_y} := 0.912 \text{ s}$$

$$T_a := C_t \cdot \left(h \cdot \frac{1}{m} \right)^{\alpha} \text{ s} = 0.6336 \text{ s}$$

$$C_u := \max(1.75 - 1.20 \cdot A_v \cdot F_v, 1.20) = 1.3420$$

$$C_u T_a := C_u \cdot T_a = 0.8503 \text{ s}$$

$$T_x := \min(C_u T_a, T_{calc_x}) = 0.8503 \text{ s}$$

$$T_y := \min(C_u T_a, T_{calc_y}) = 0.8503 \text{ s}$$

$$S_{ax} := \begin{cases} \text{if } T_x \leq T_c & = 0.4798 \\ \text{else if } T_c < T_x \wedge T_x \leq T_l & \frac{1.2 \cdot A_v \cdot F_v \cdot I}{T_x \cdot \frac{1}{s}} \\ \text{else} & \frac{1.2 \cdot A_v \cdot F_v \cdot T_l \cdot I}{T_x^2 \cdot \frac{1}{s^2}} \end{cases}$$

$$S_{ay} := \begin{cases} \text{if } T_y \leq T_c & = 0.4798 \\ \text{else if } T_c < T_y \wedge T_y \leq T_l & \frac{1.2 \cdot A_v \cdot F_v \cdot I}{T_y \cdot \frac{1}{s}} \\ \text{else} & \frac{1.2 \cdot A_v \cdot F_v \cdot T_l \cdot I}{T_y^2 \cdot \frac{1}{s^2}} \end{cases}$$

Peso sísmico y cortante basal actuante:

$$W_s := 33850.2003 \text{ kN}$$

$$\phi := 0.8$$

$$\phi V_{sx} := \phi \cdot S_{ax} \cdot W_s = 12993.1893 \text{ kN}$$

$$\phi V_{sy} := \phi \cdot S_{ay} \cdot W_s = 12993.1893 \text{ kN}$$

$$F_{sx} := 12898.3342 \text{ kN}$$

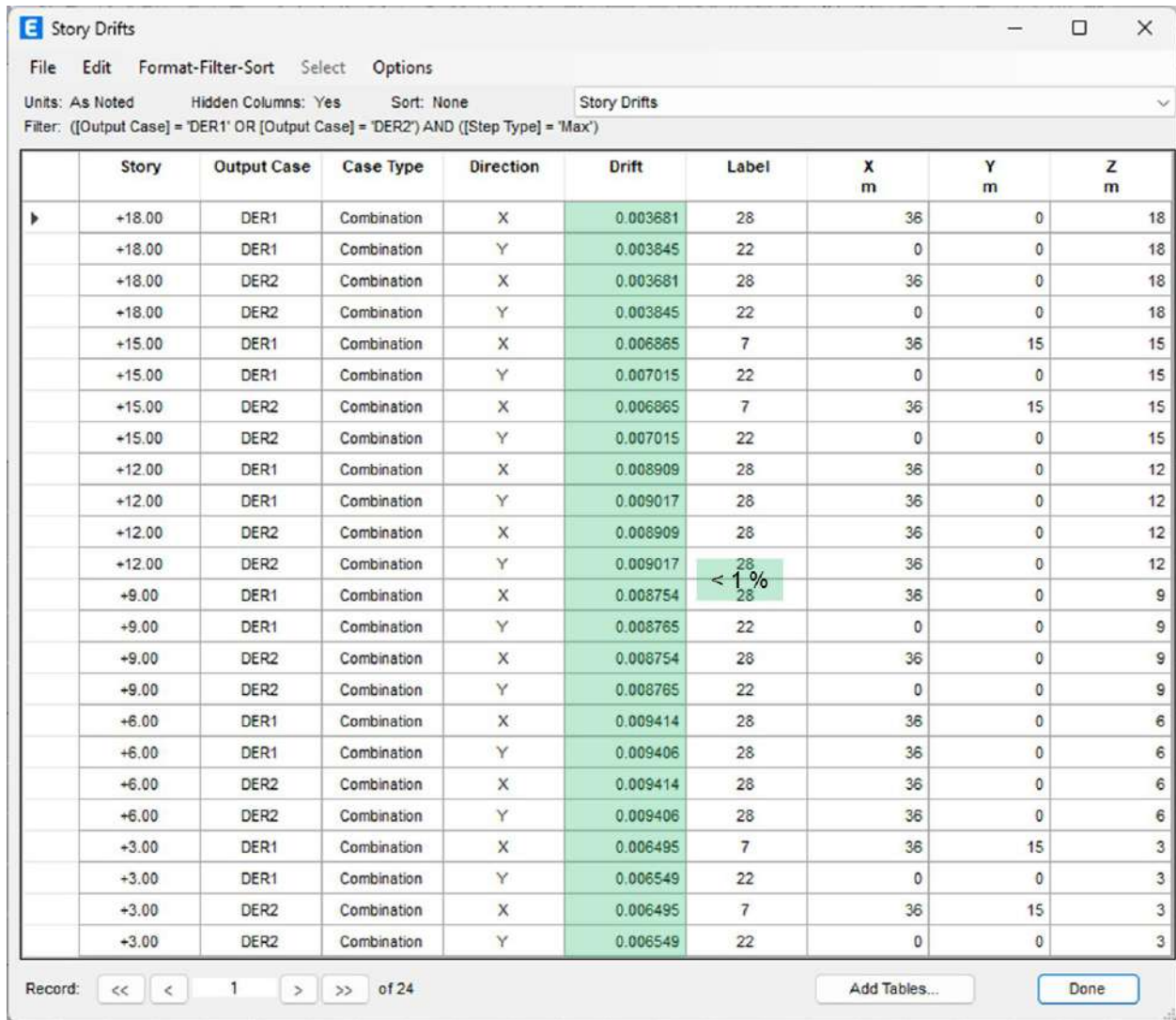
$$F_{sy} := 13039.7676 \text{ kN}$$

Corrección de cortante basal dinámico:

$$F_{Mx} := \max\left(\frac{\phi V_{sx}}{F_{sx}} \cdot g, g\right) = 9.8788 \frac{m}{s^2}$$

$$F_{My} := \max\left(\frac{\phi V_{sy}}{F_{sy}} \cdot g, g\right) = 9.8067 \frac{m}{s^2}$$

4.3.5.3 REVISIÓN DE DERIVAS



Story Drifts

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: Yes Sort: None Story Drifts

Filter: ([Output Case] = 'DER1' OR [Output Case] = 'DER2') AND ([Step Type] = 'Max')

	Story	Output Case	Case Type	Direction	Drift	Label	X m	Y m	Z m
▶	+18.00	DER1	Combination	X	0.003681	28	36	0	18
	+18.00	DER1	Combination	Y	0.003845	22	0	0	18
	+18.00	DER2	Combination	X	0.003681	28	36	0	18
	+18.00	DER2	Combination	Y	0.003845	22	0	0	18
	+15.00	DER1	Combination	X	0.006865	7	36	15	15
	+15.00	DER1	Combination	Y	0.007015	22	0	0	15
	+15.00	DER2	Combination	X	0.006865	7	36	15	15
	+15.00	DER2	Combination	Y	0.007015	22	0	0	15
	+12.00	DER1	Combination	X	0.008909	28	36	0	12
	+12.00	DER1	Combination	Y	0.009017	28	36	0	12
	+12.00	DER2	Combination	X	0.008909	28	36	0	12
	+12.00	DER2	Combination	Y	0.009017	28	36	0	12
	+9.00	DER1	Combination	X	0.008754	28	36	0	9
	+9.00	DER1	Combination	Y	0.008765	22	0	0	9
	+9.00	DER2	Combination	X	0.008754	28	36	0	9
	+9.00	DER2	Combination	Y	0.008765	22	0	0	9
	+6.00	DER1	Combination	X	0.009414	28	36	0	6
	+6.00	DER1	Combination	Y	0.009406	28	36	0	6
	+6.00	DER2	Combination	X	0.009414	28	36	0	6
	+6.00	DER2	Combination	Y	0.009406	28	36	0	6
	+3.00	DER1	Combination	X	0.006495	7	36	15	3
	+3.00	DER1	Combination	Y	0.006549	22	0	0	3
	+3.00	DER2	Combination	X	0.006495	7	36	15	3
	+3.00	DER2	Combination	Y	0.006549	22	0	0	3

Record: << < 1 > >> of 24

Add Tables... Done

Figura 45 Revisión de derivas

4.4 EVALUACIÓN ESTRUCTURAL

Para la evaluación de la respuesta de la estructura se empleó el Procedimiento Dinámico No Lineal (NDP, por sus siglas en inglés), el cual se explica en la sección 2.7.2.

Si bien esta metodología implica un esfuerzo humano y costo computacional elevado, se opta por la misma ya que se desea capturar la influencia de la duración y el contenido frecuencial de los registros en la respuesta estructural.

4.4.1 REGISTROS SÍSMICOS

Esta sección aborda el análisis y la selección de registros sísmicos para la realización de análisis dinámico no lineal, según se detalla en el Capítulo 16 del ASCE 7-22. El propósito es exponer de manera exhaustiva los criterios y procesos implicados en la selección y la modificación de registros de movimiento del suelo, con el objetivo de simular efectivamente los impactos de eventos sísmicos en estructuras. Esto se realiza siguiendo las directrices especificadas desde la sección 16.2 hasta la 16.2.4 del mencionado código.

Conforme a la desagregación sísmica realizada para la ciudad de Bogotá (ver sección 2.4.5), se seleccionará un conjunto de 11 registros sísmicos. Estos registros serán compatibles con el régimen tectónico específico, así como con las magnitudes y distancias epicentrales relevantes para la ciudad (ASCE, 2022). Este enfoque garantiza que los movimientos del suelo seleccionados reflejen de manera precisa las características sísmicas que pueden afectar a estructuras en esta región específica. Se prestará especial atención a la similitud espectral con el espectro objetivo, la representatividad de los efectos de dirección y cercanía a la falla para sitios específicos. Este proceso meticuloso de selección y modificación de registros es fundamental para el análisis sísmico preciso y para el diseño de estructuras resistentes a terremotos, asegurando que los resultados del análisis reflejen de manera fiable las demandas sísmicas que podrían enfrentar las estructuras durante su vida útil.

La Figura 46 muestra la configuración de la búsqueda de los registros compatibles con la sismicidad de la ciudad de Bogotá (<https://ngawest2.berkeley.edu/>).

New Search

Load Sample Input Values

Clear Input Values

Search

These characteristics are defined in the NGA-West2 Flatfile. You need to re-run Search when any of these parameters are updated.

Record Characteristics:

RSN(s) : RSN1,...RSNn

Event Name :

Station Name :

Search Parameters:

Fault Type :

Magnitude :

min,max

R_{JB}(km) :

min,max

R_{rup}(km) :

min,max

Vs30(m/s) :

min,max

D5-95(sec) :

min,max

Pulse :

Additional Characteristics:

Max No. Records :

(<=100)

Suite

Spectral Ordinate :

Damping Ratio :

Suite Average :

Figura 46 Búsqueda de registros compatibles en base de datos del PEER

La Tabla 9 muestra los registros seleccionados para la evaluación estructural.

Los registros se detallan desde la Figura 47 a la Figura 68.

Tabla 9 Registros sísmicos para evaluación estructural

Identificación	Evento sísmico
12	Kern County, 7/21/1952, LA - Hollywood Stor FF
13	Kern County, 7/21/1952, Pasadena - CIT Athenaeum
14	Kern County, 7/21/1952, Santa Barbara Courthouse
425	Taiwan SMART1(25), 9/21/1983, SMART1 C00
4891	Chuetsu-oki, 7/16/2007, Iizuna Imokawa
55	San Fernando, 2/9/1971, Buena Vista – Taft
62	San Fernando, 2/9/1971, Colton - So Cal Edison
64	San Fernando, 2/9/1971, Fort Tejon
65	San Fernando, 2/9/1971, Gorman - Oso Pump Plant

81	San Fernando, 2/9/1971, Pearblossom Pump
83	San Fernando, 2/9/1971, Puddingstone Dam (Abutment)

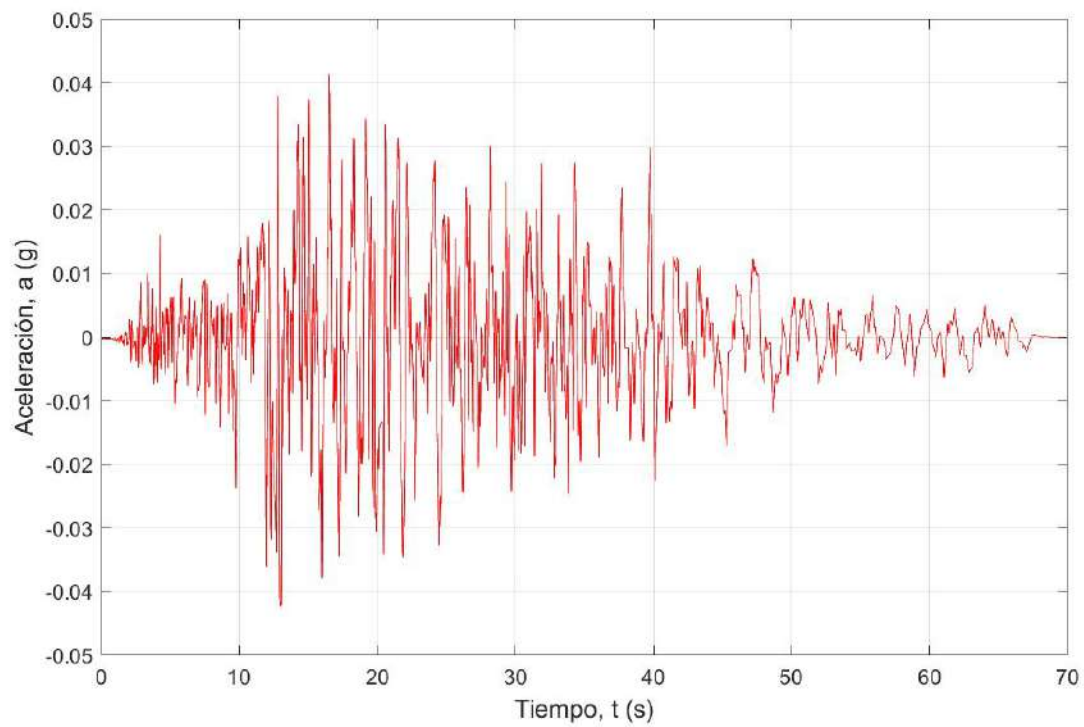


Figura 47 Registro 12. Componente 090

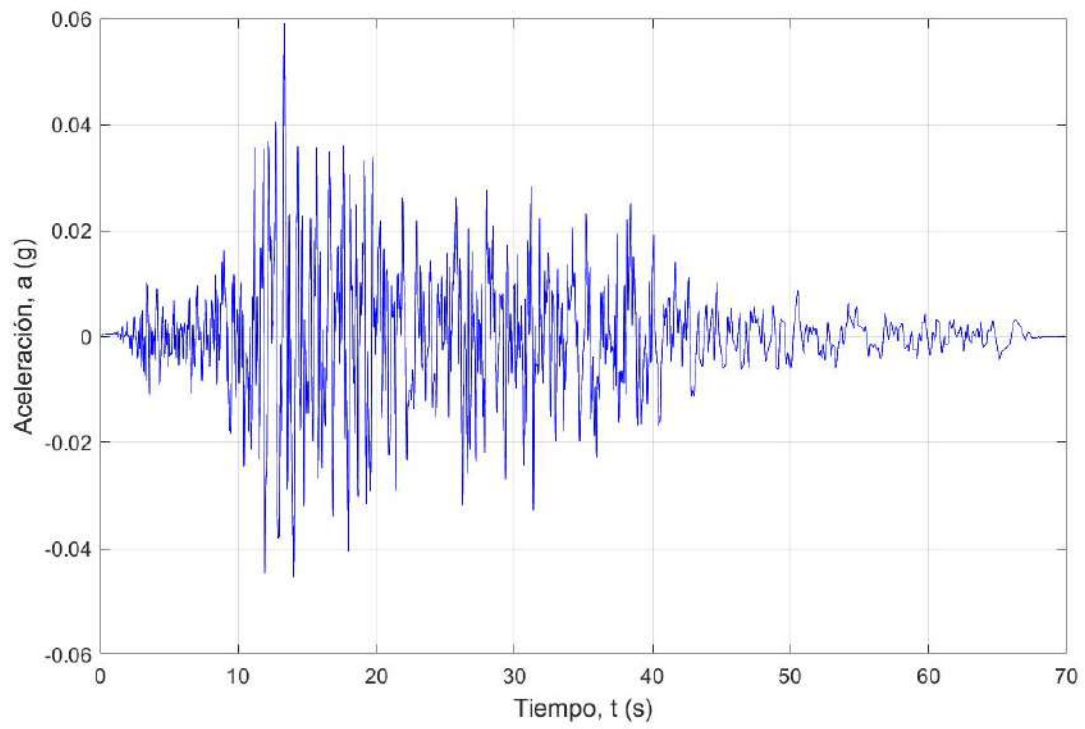


Figura 48 Registro 12. Componente 180

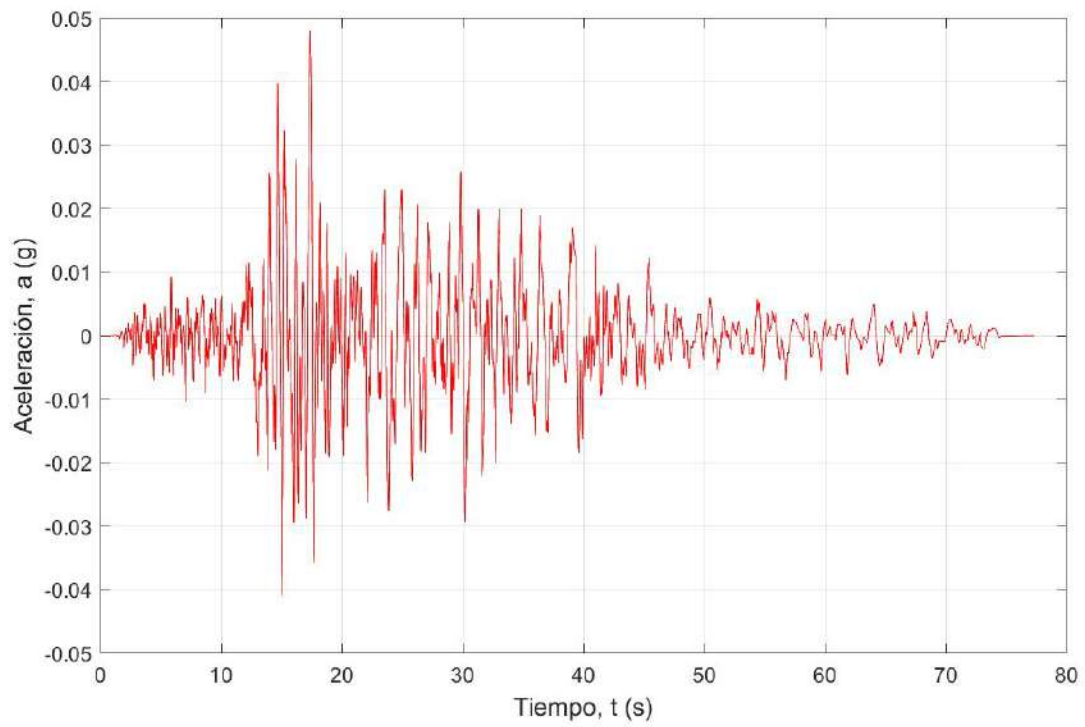


Figura 49 Registro 13. Componente 180

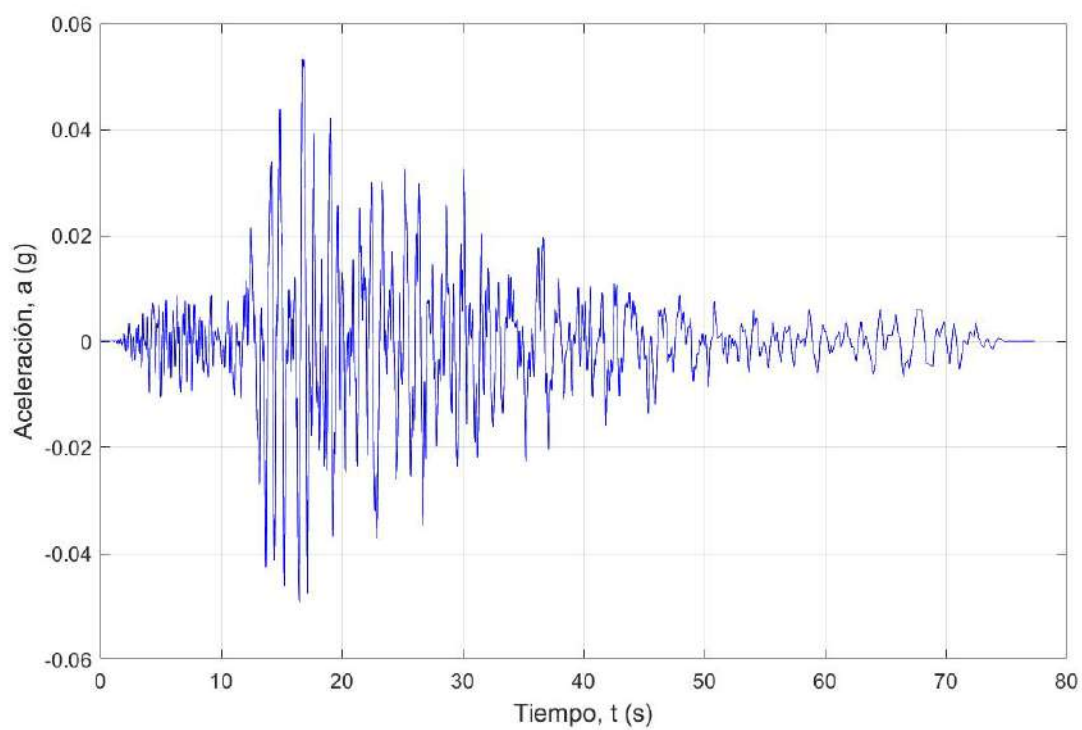


Figura 50 Registro 13. Componente 270

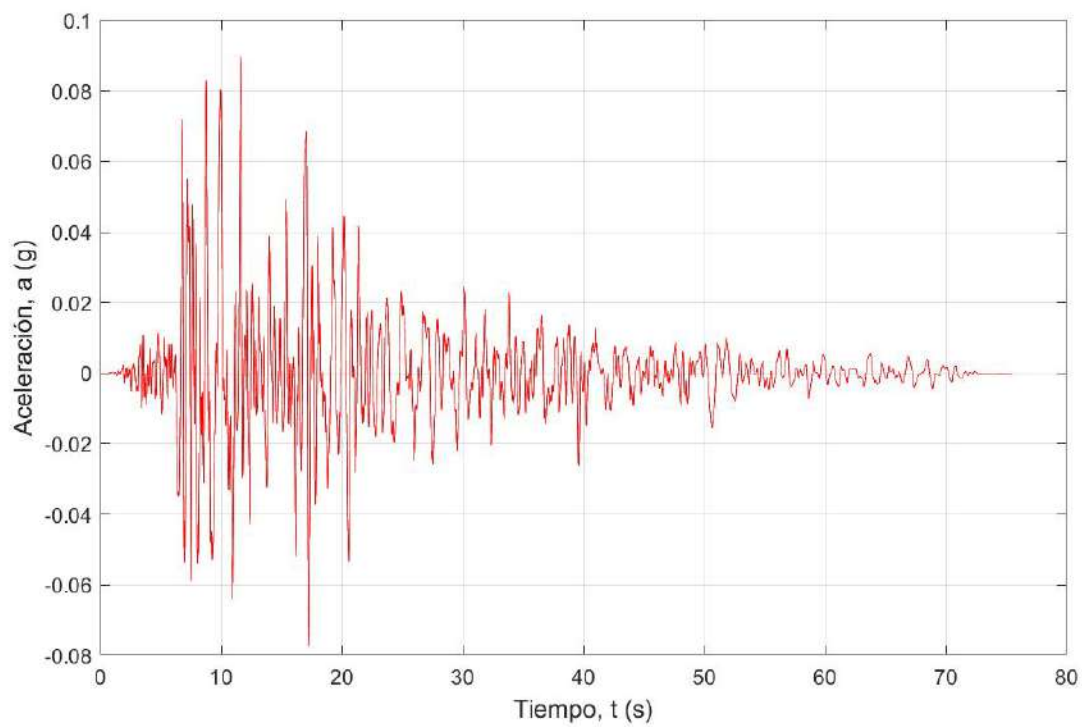


Figura 51 Registro 14. Componente 042

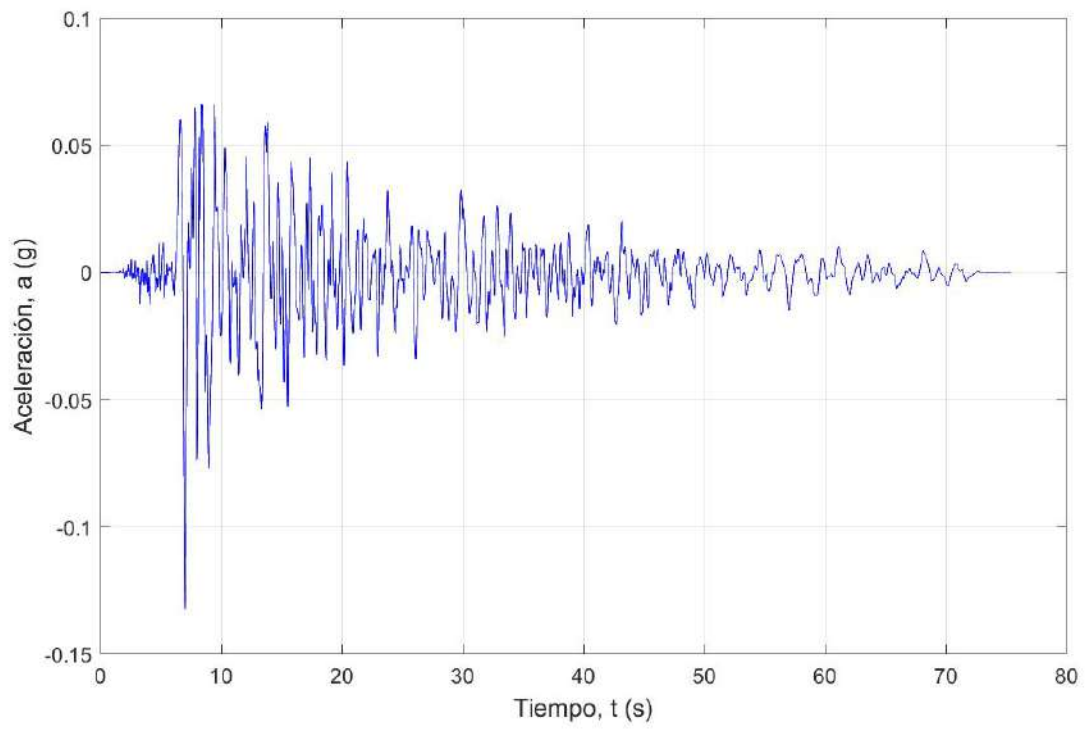


Figura 52 Registro 14. Componente 132

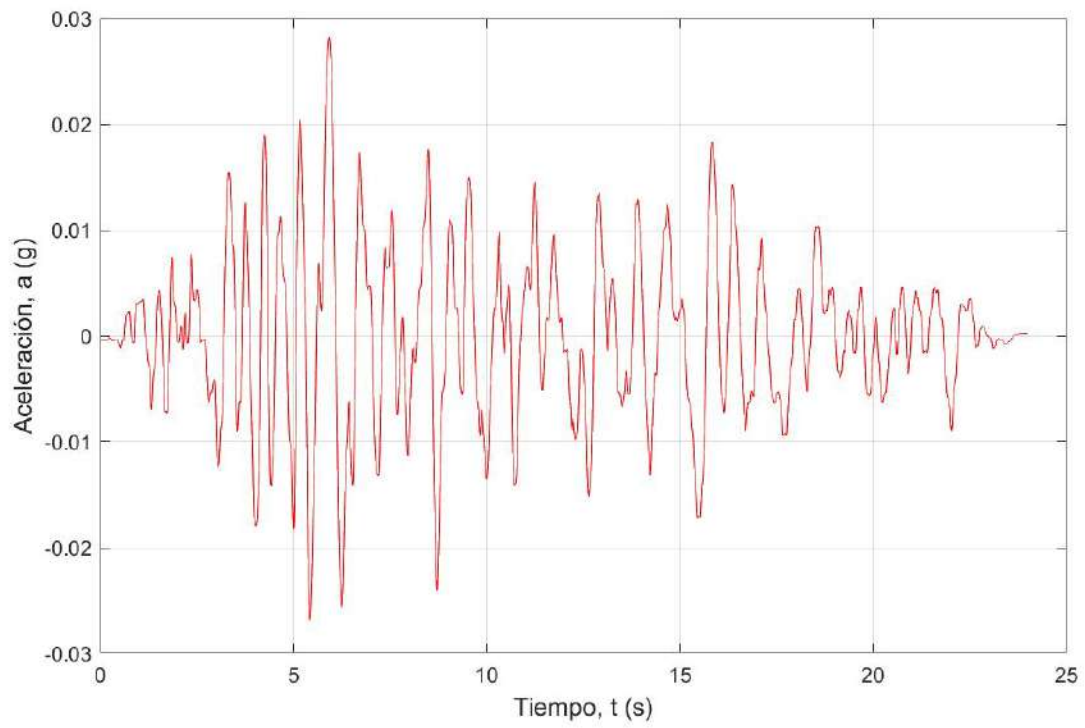


Figura 53 Registro 425. Componente EW

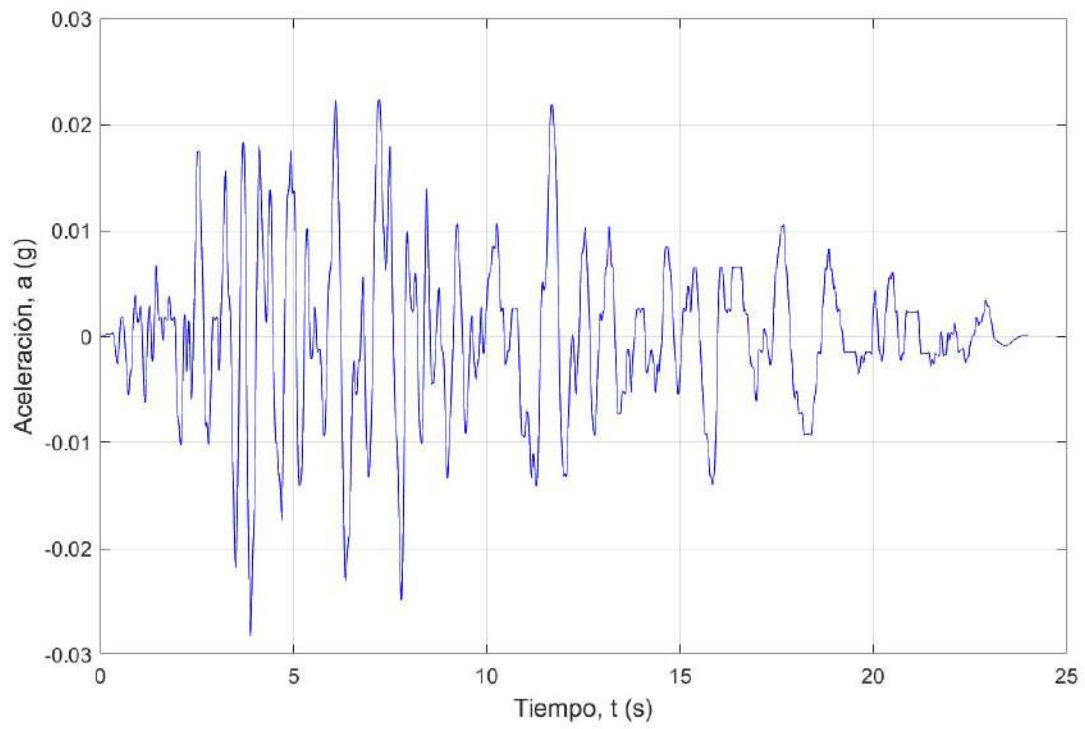


Figura 54 Registro 425. Componente NS

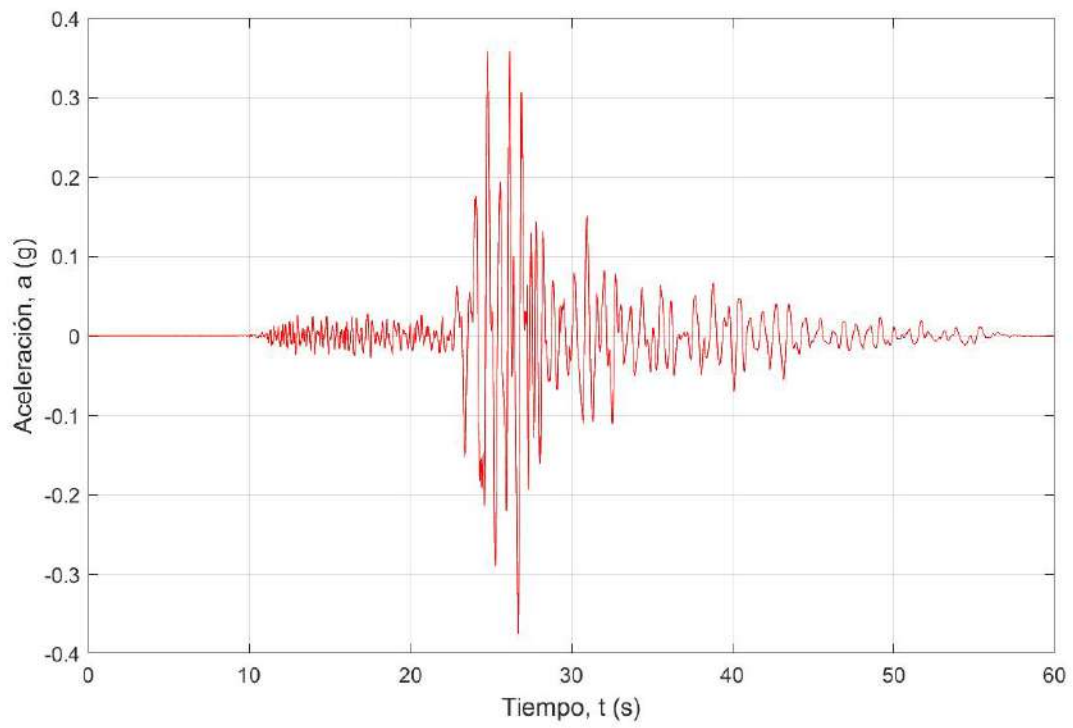


Figura 55 Registro 4891. Componente EW

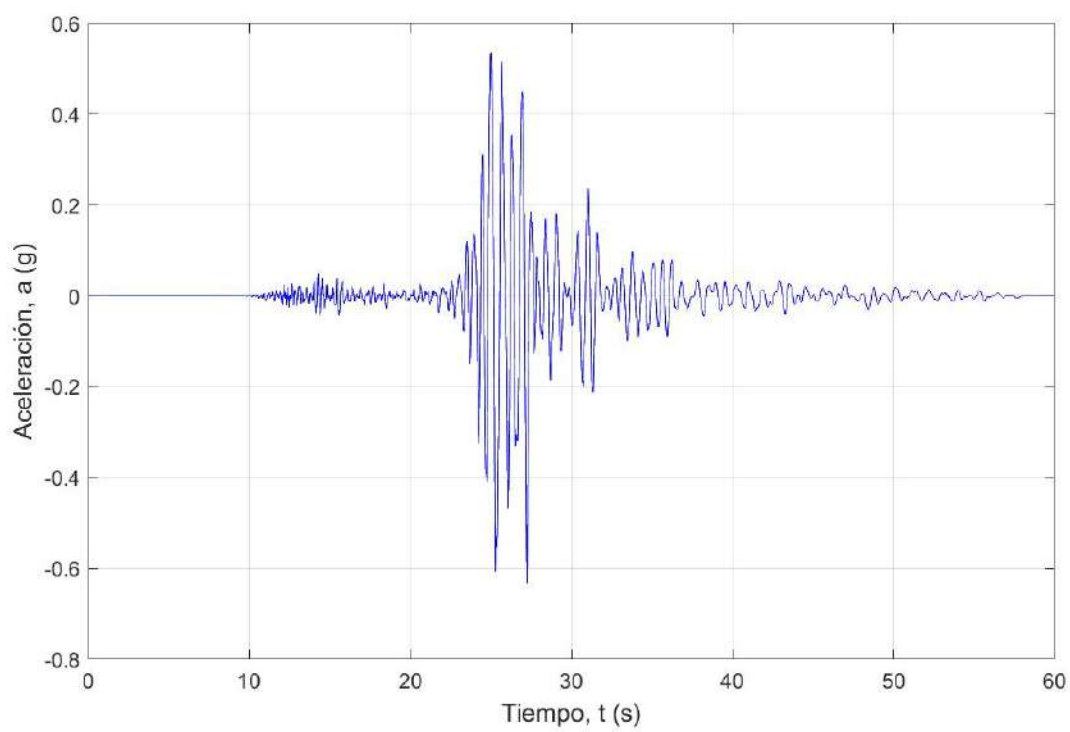


Figura 56 Registro 4891. Componente NS

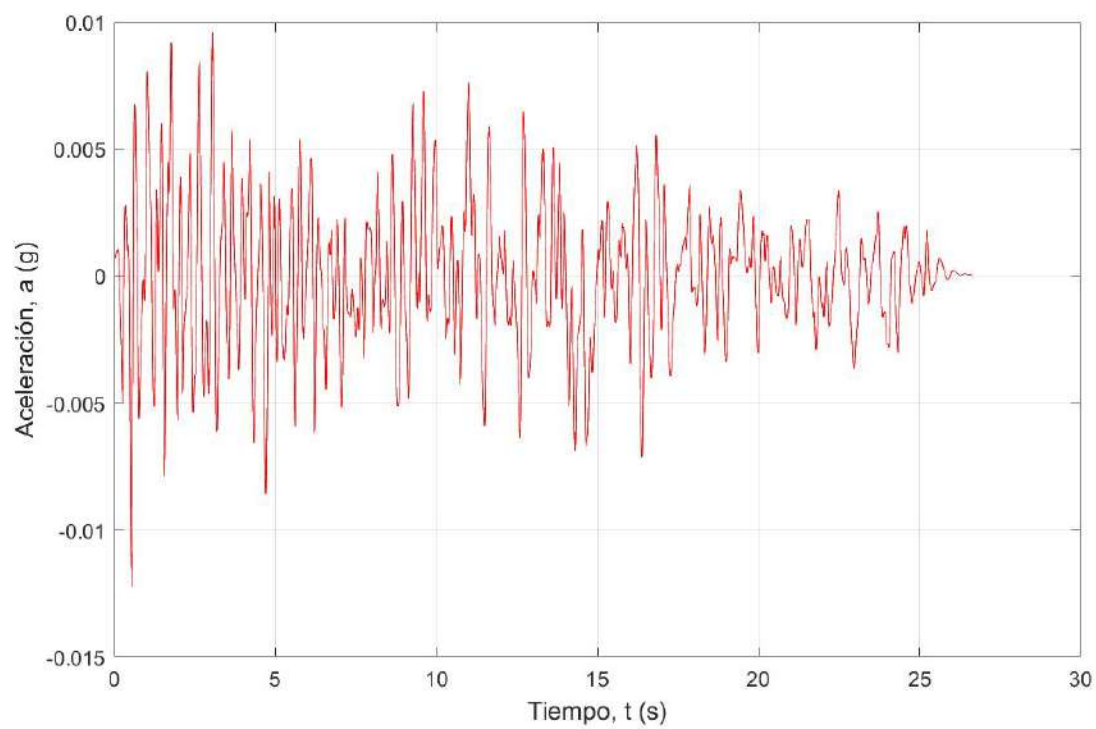


Figura 57 Registro 55. Componente 090

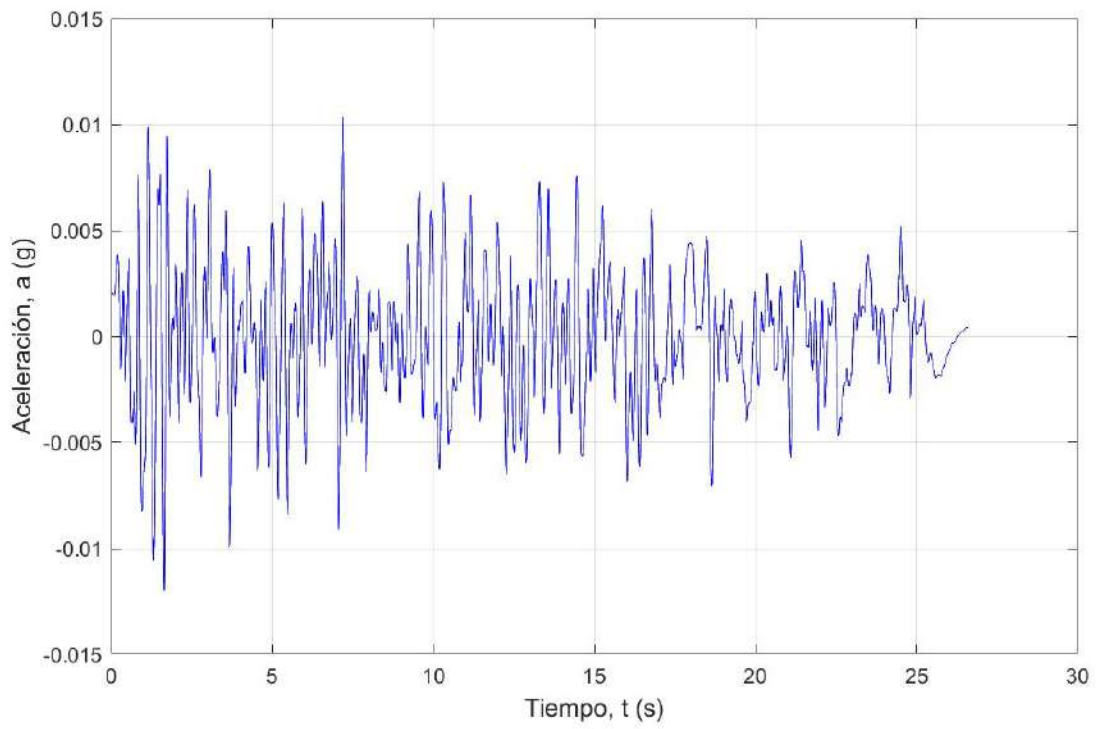


Figura 58 Registro 55. Componente 180

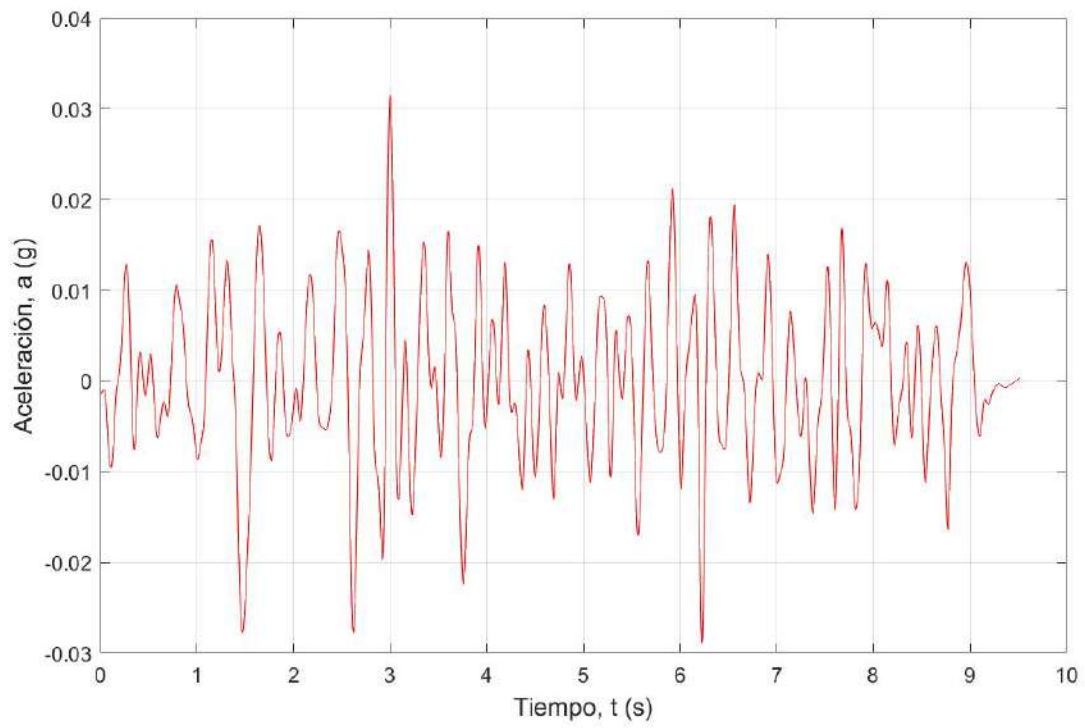


Figura 59 Registro 62. Componente 090

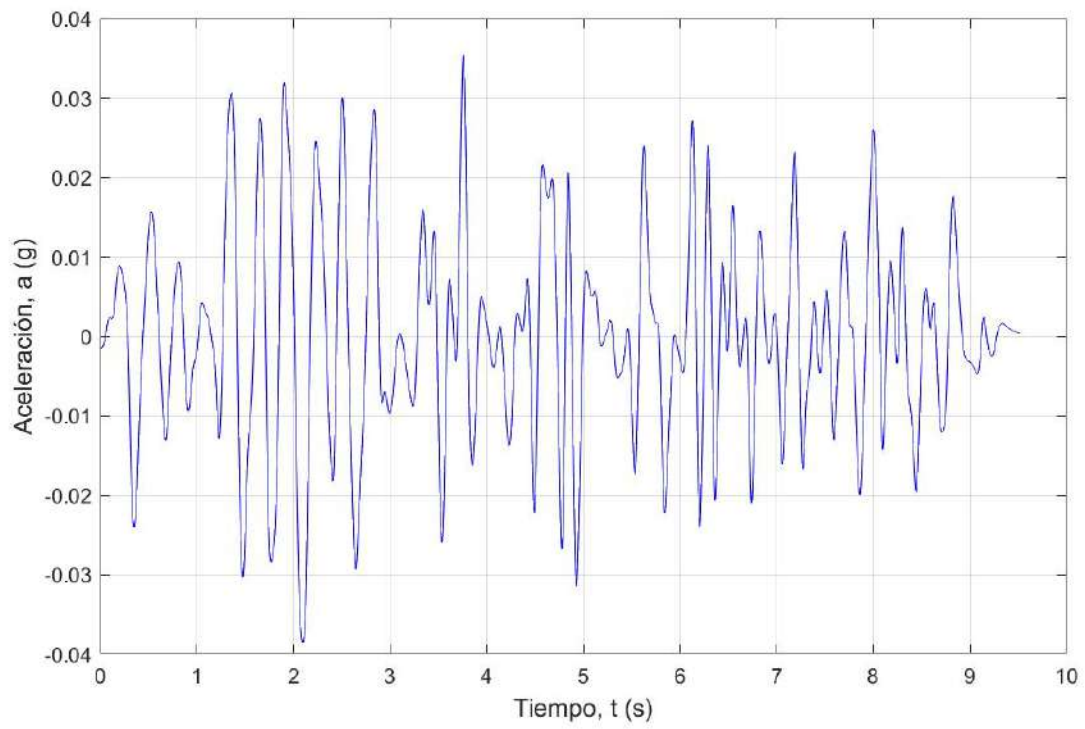


Figura 60 Registro 62. Componente 180

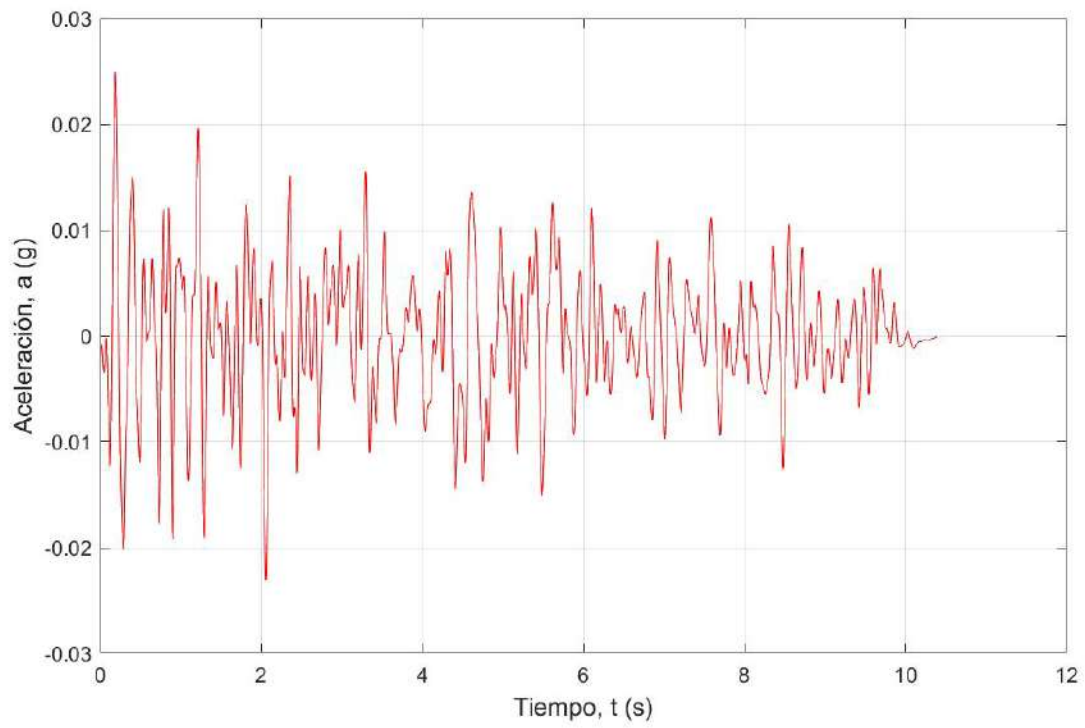


Figura 61 Registro 64. Componente 000

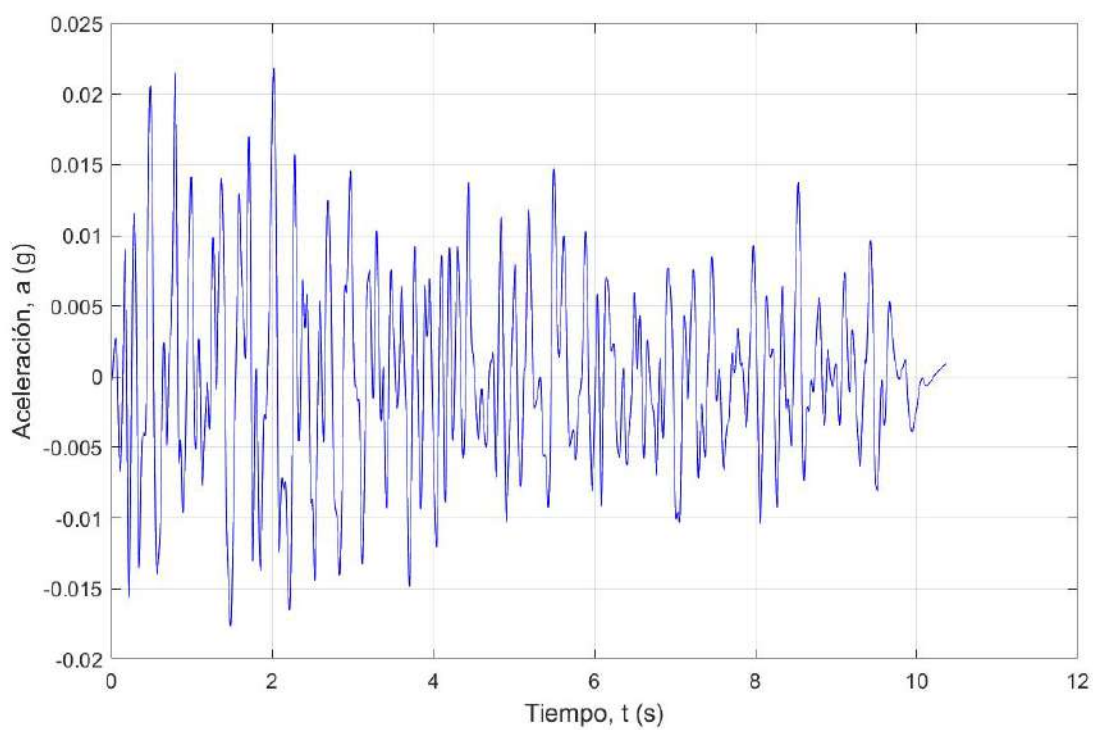


Figura 62 Registro 64. Componente 090

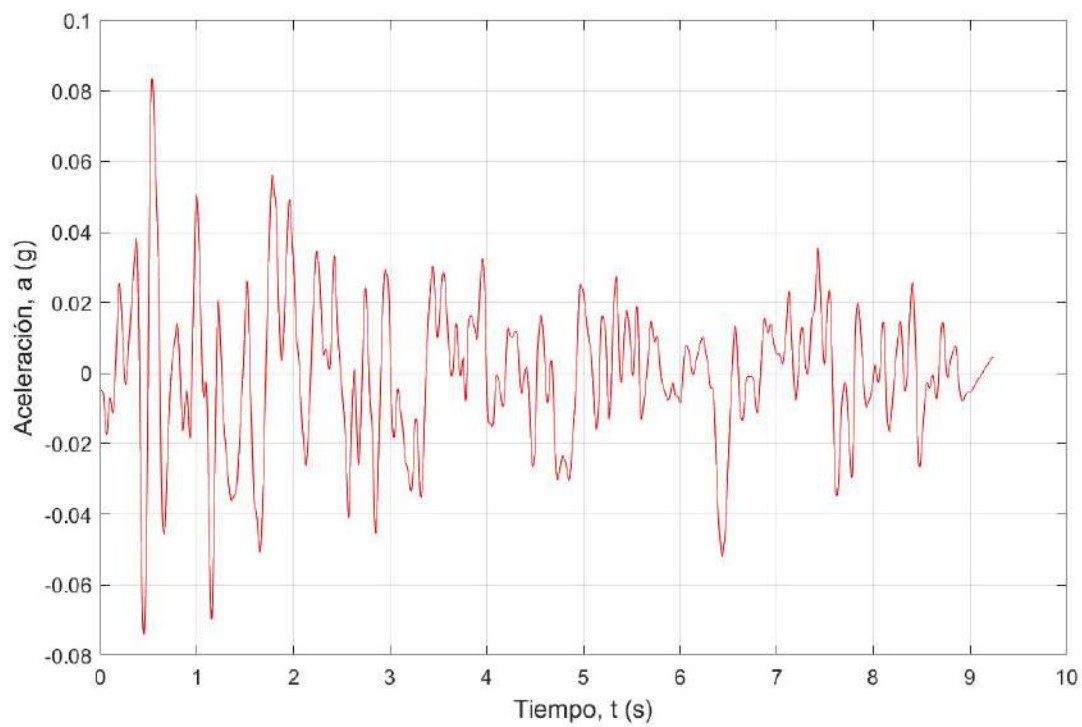


Figura 63 Registro 65. Componente 000

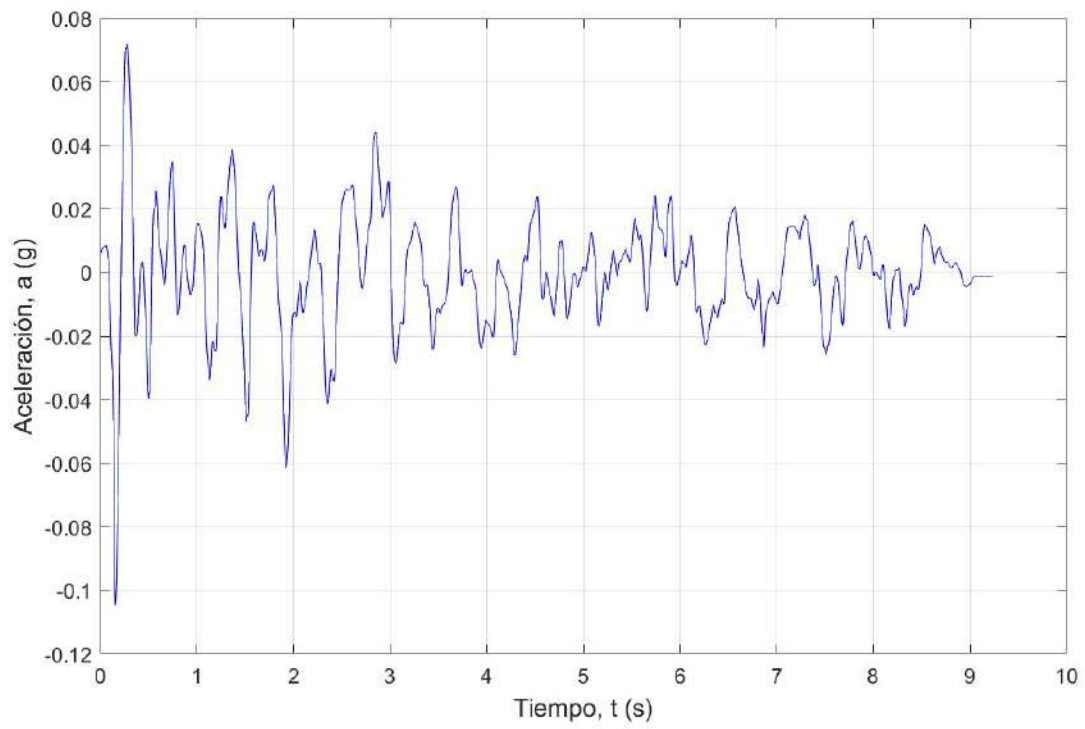


Figura 64 Registro 65. Componente 270

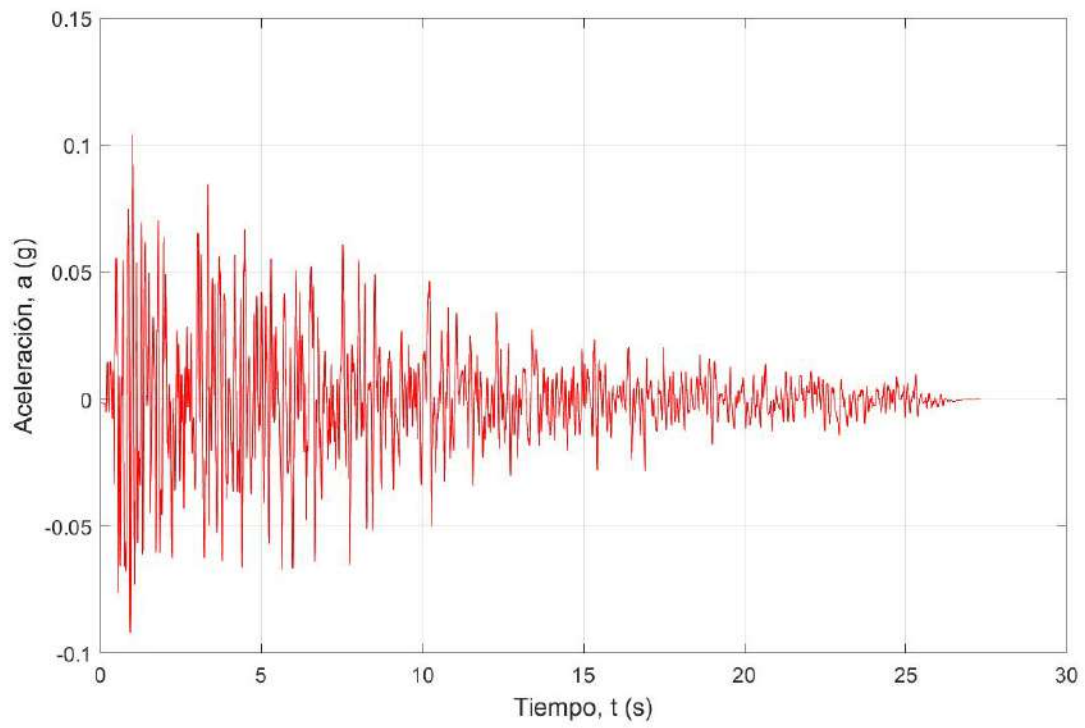


Figura 65 Registro 81. Componente 000

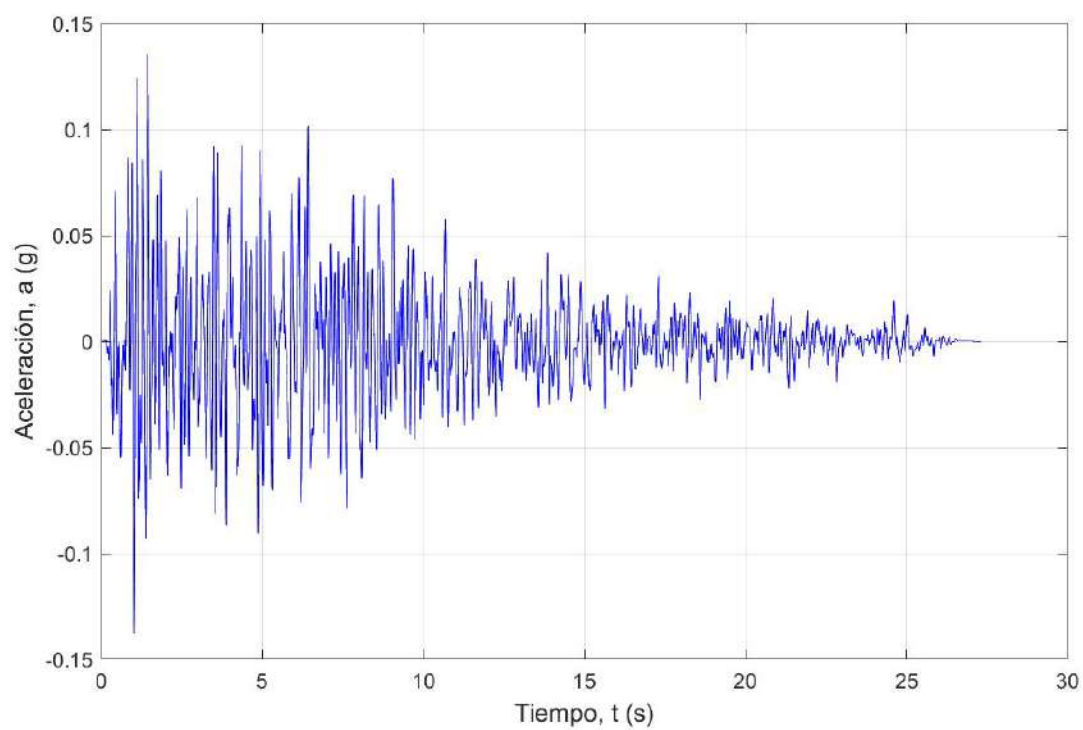


Figura 66 Registro 81. Componente 270

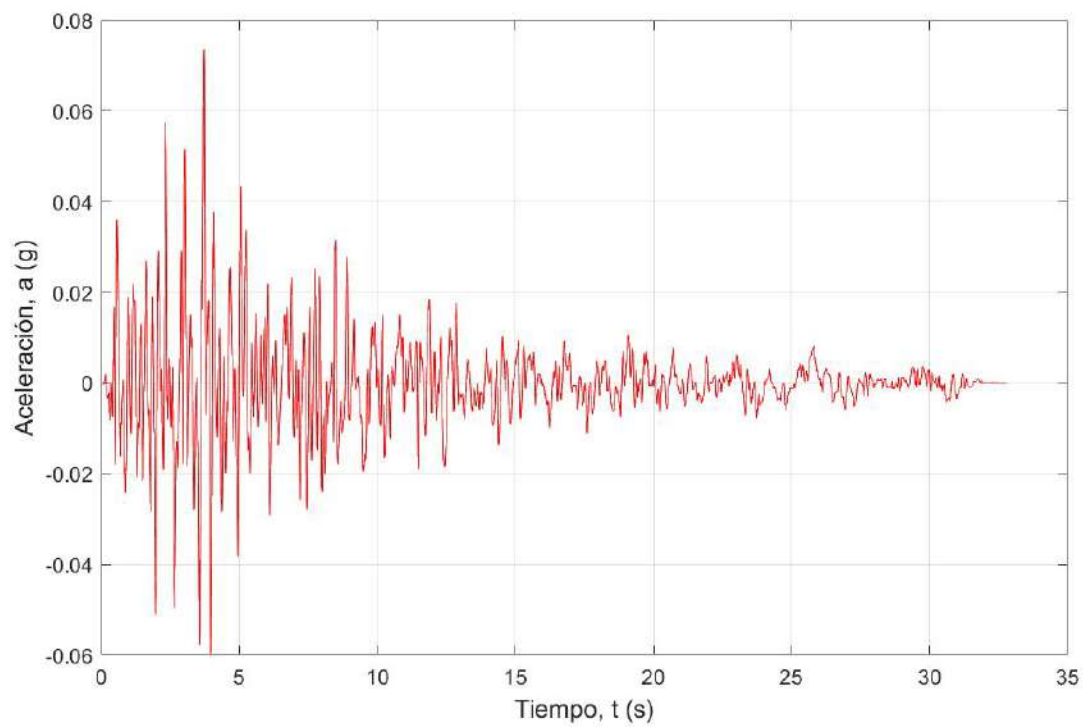


Figura 67 Registro 83. Componente 055

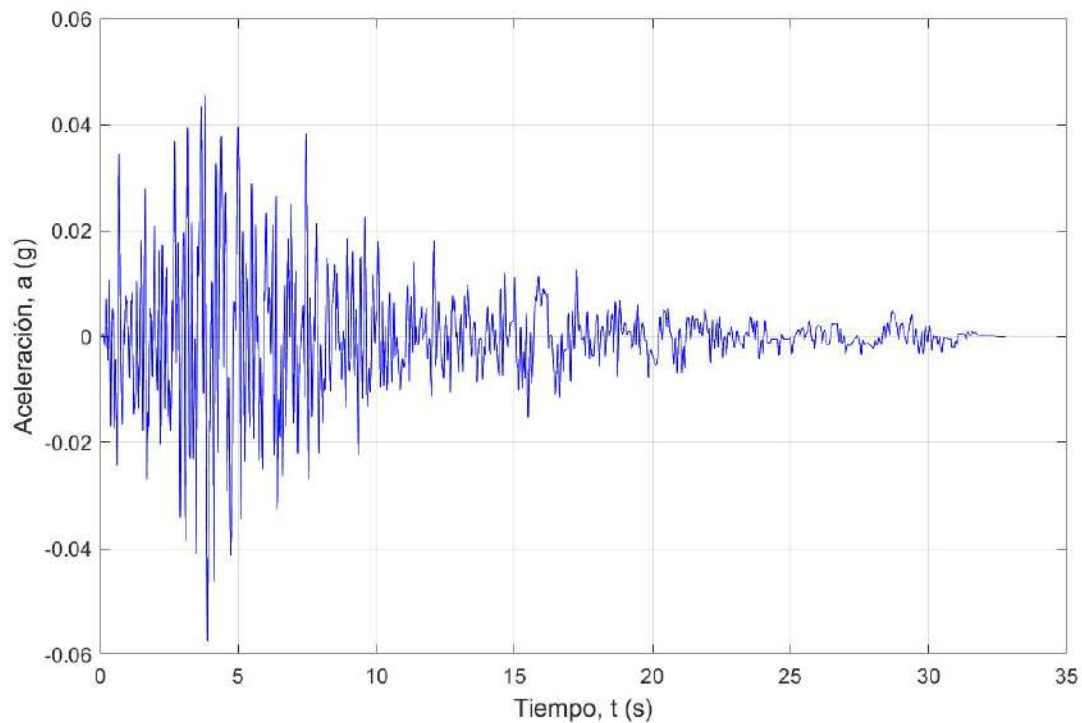


Figura 68 Registro 83. Componente 325

4.4.2 CONTENIDO FRECUENCIAL

Un filtrado inicial del contenido de frecuencia de los registros sísmicos está asociado al rango de velocidades asociados al perfil geotécnico de las zonas de piedemonte (Ver sección 4.1).

No obstante, se hace una validación explícita del contenido frecuencial de los registros obtenidos, mediante los espectros de Fourier de las señales, los cuales se muestran en la Figura 69 a la Figura 90.

La Tabla 10 muestra el resumen del contenido frecuencia de los registros sísmicos utilizados.

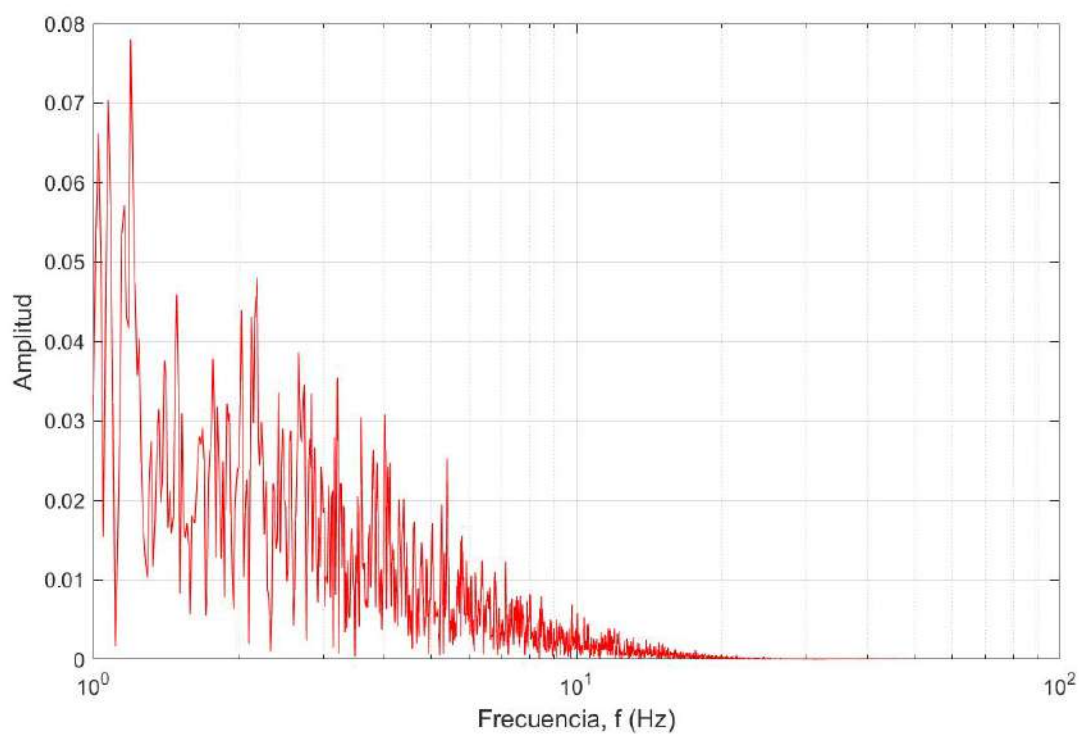


Figura 69 Espectro de Fourier del registro 12. Componente 090

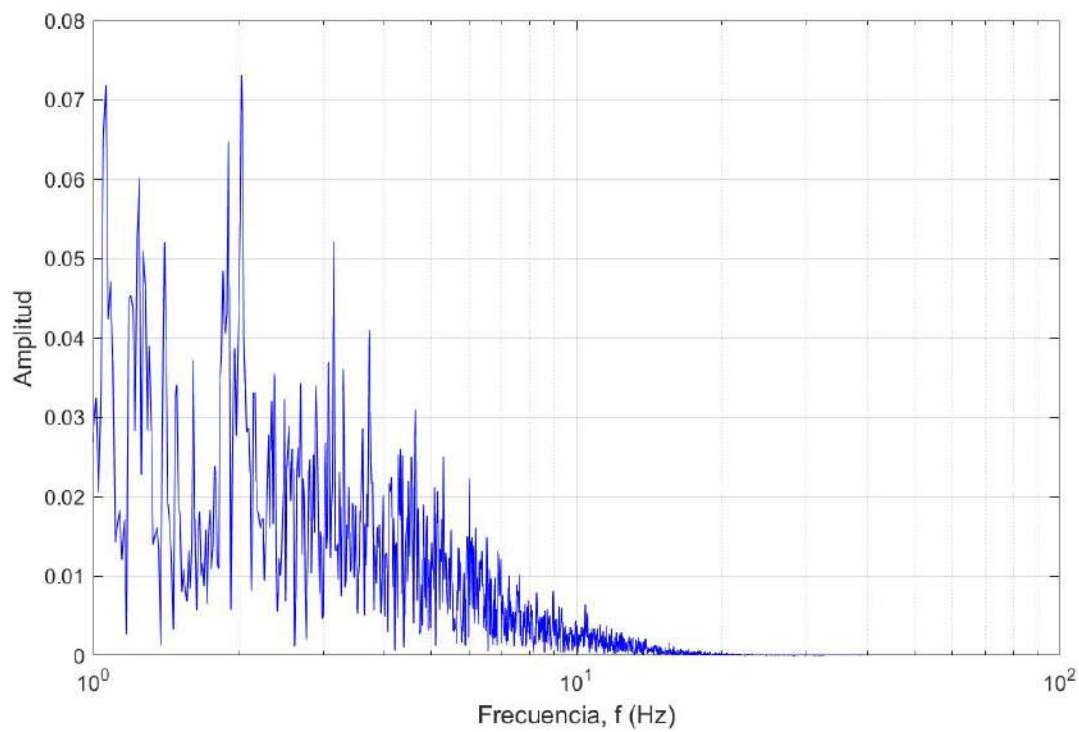


Figura 70 Espectro de Fourier del registro 12. Componente 180

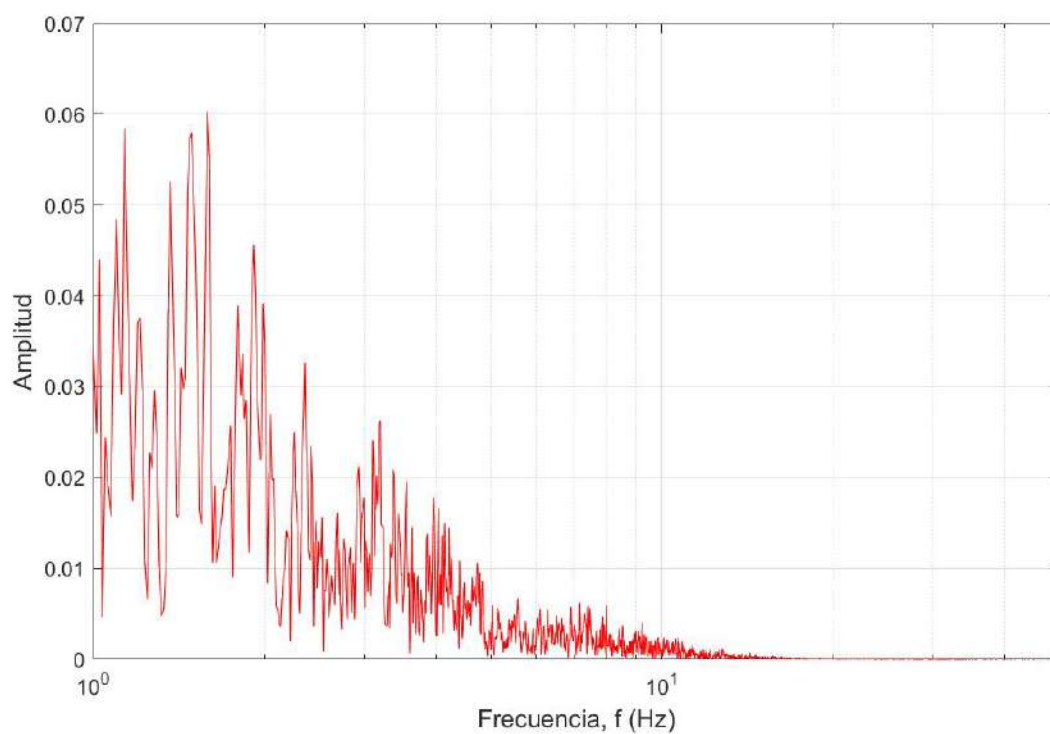


Figura 71 Espectro de Fourier del registro 13. Componente 180

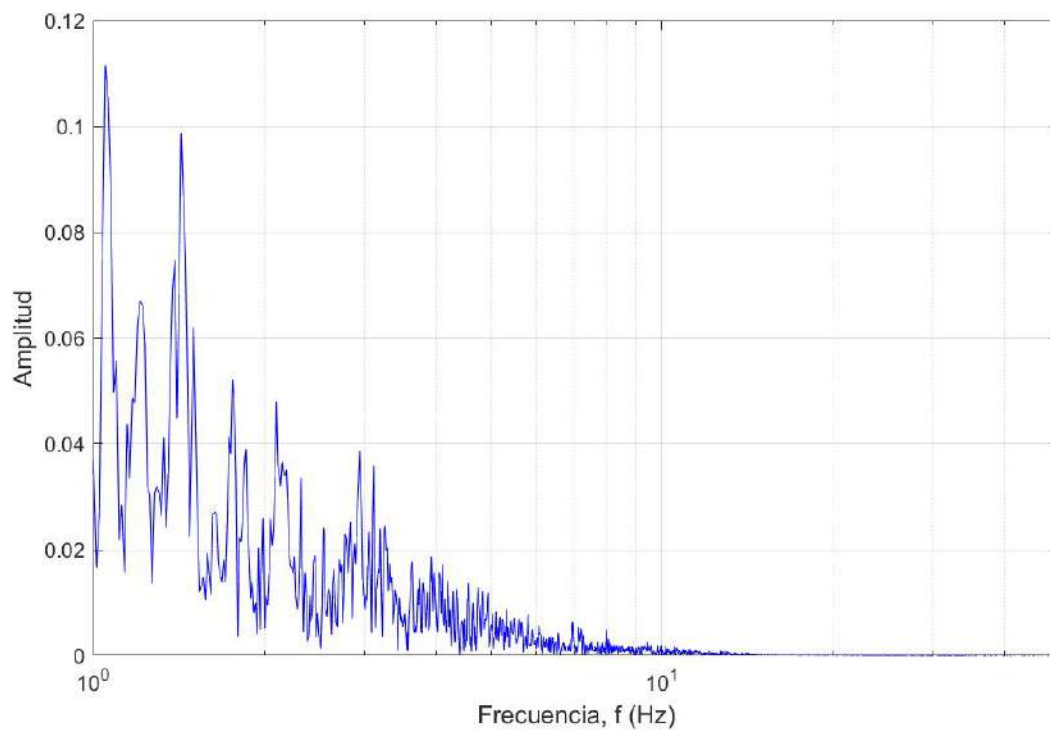


Figura 72 Espectro de Fourier del registro 13. Componente 270

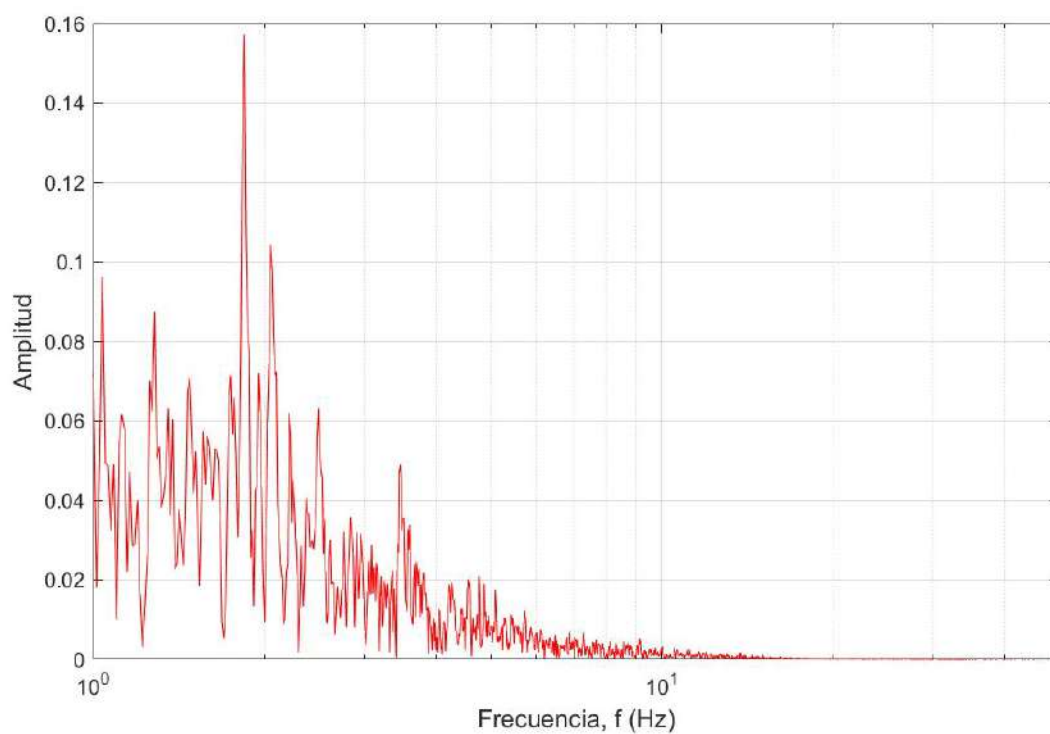


Figura 73 Espectro de Fourier del registro 14. Componente 042

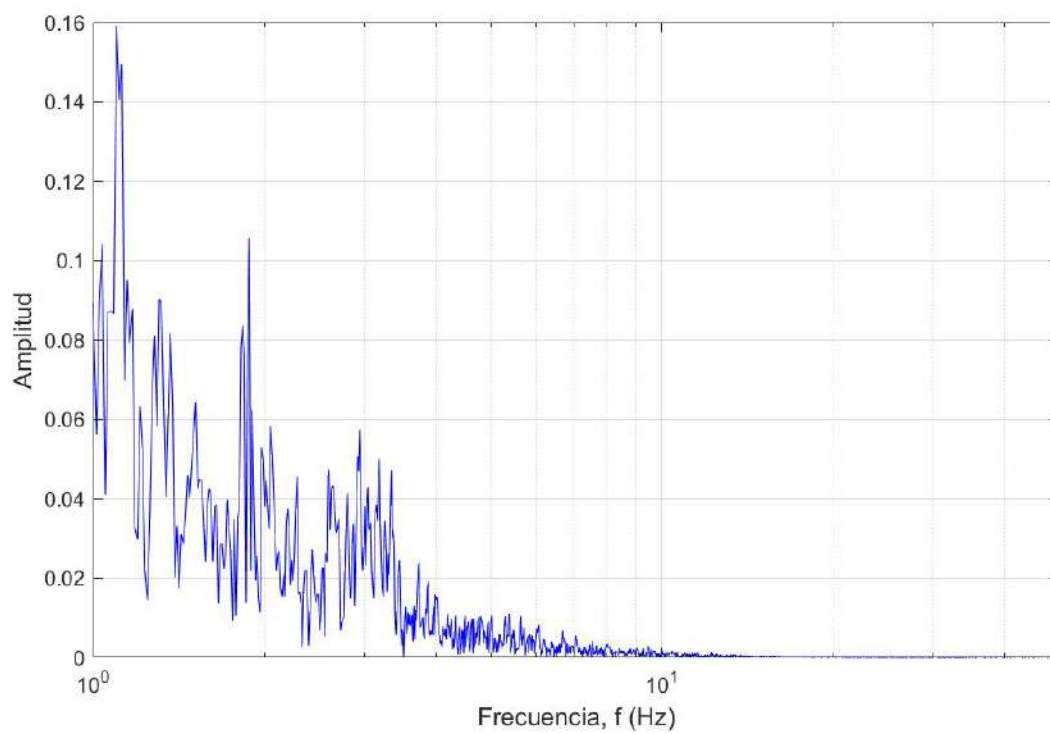


Figura 74 Espectro de Fourier del registro 14. Componente 132

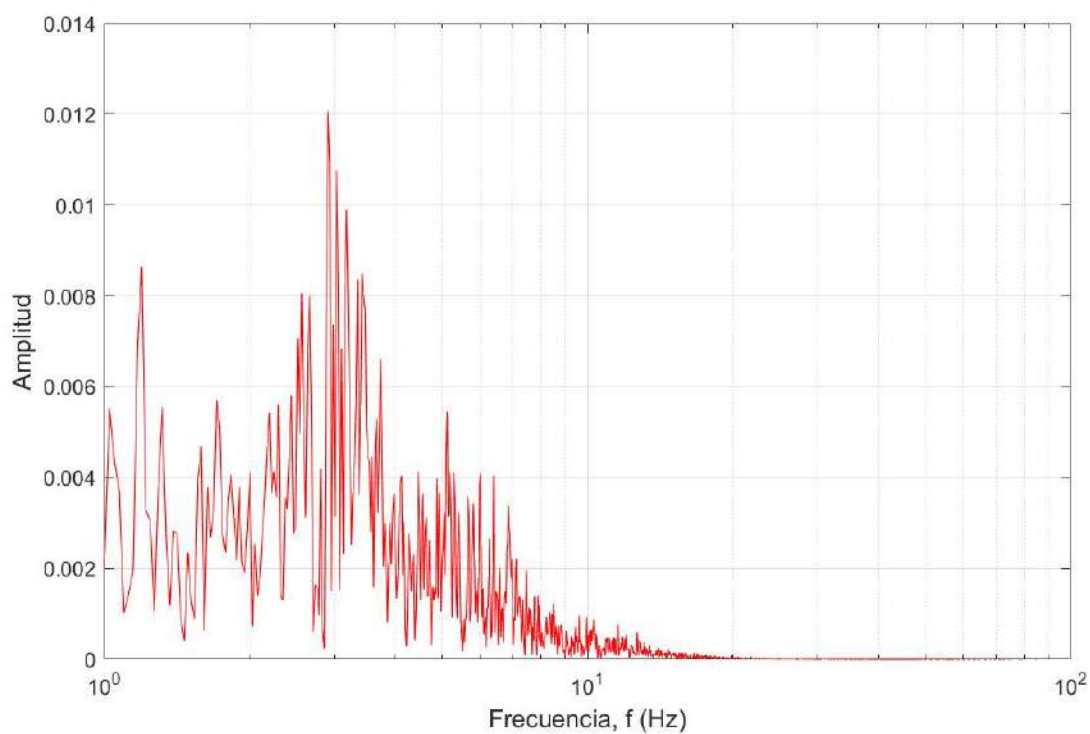


Figura 75 Espectro de Fourier del registro 55. Componente 090

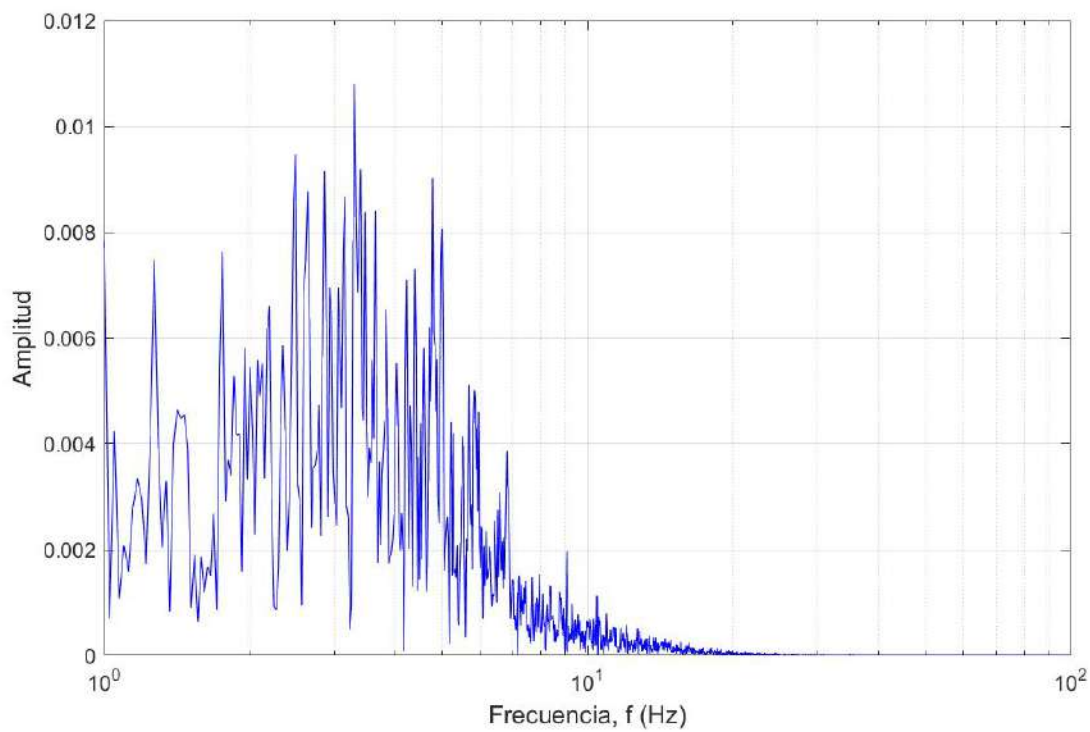


Figura 76 Espectro de Fourier del registro 55. Componente 180

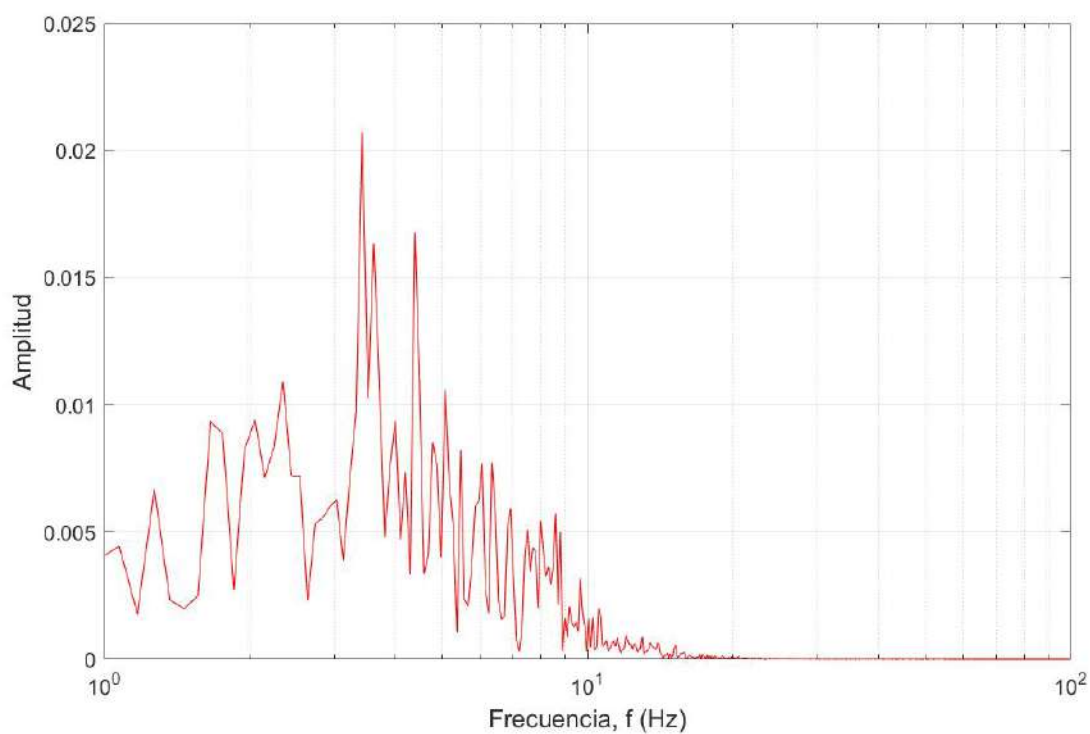


Figura 77 Espectro de Fourier del registro 62. Componente 090

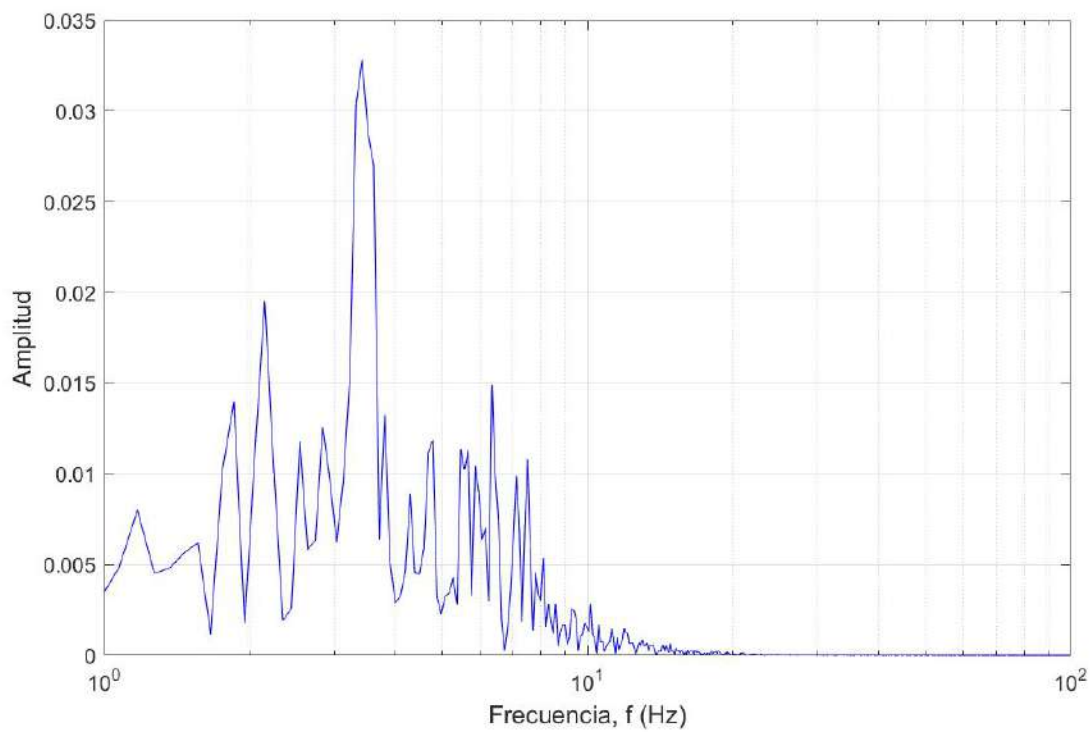


Figura 78 Espectro de Fourier del registro 62. Componente 180

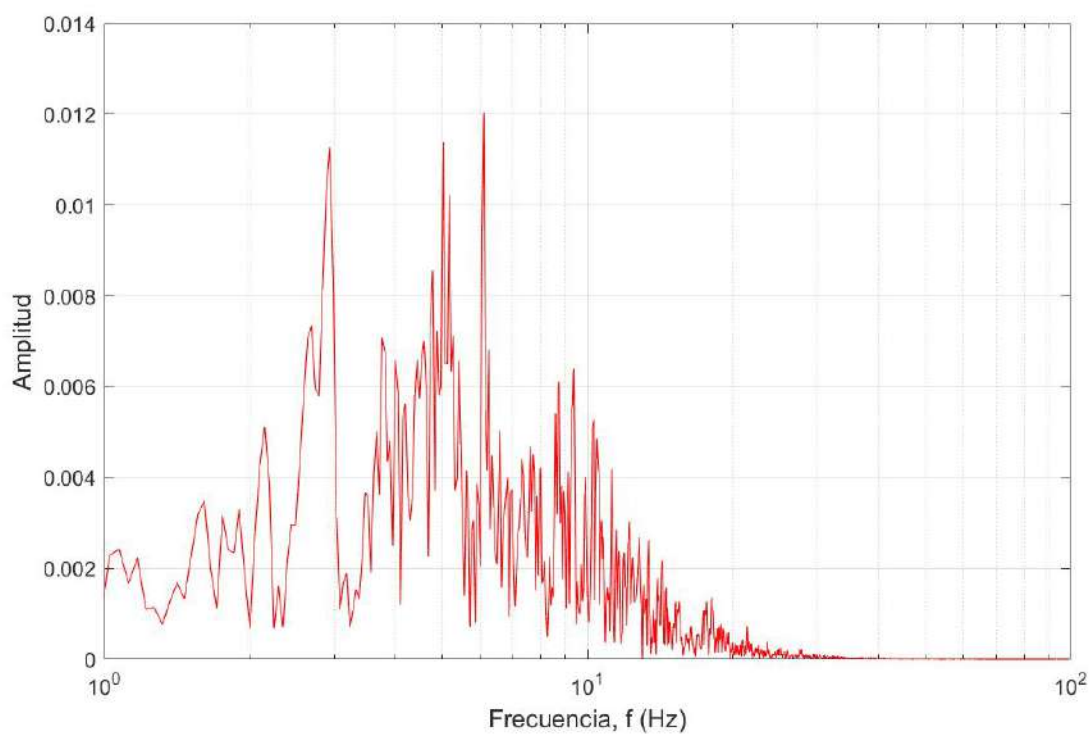


Figura 79 Espectro de Fourier del registro 64. Componente 000

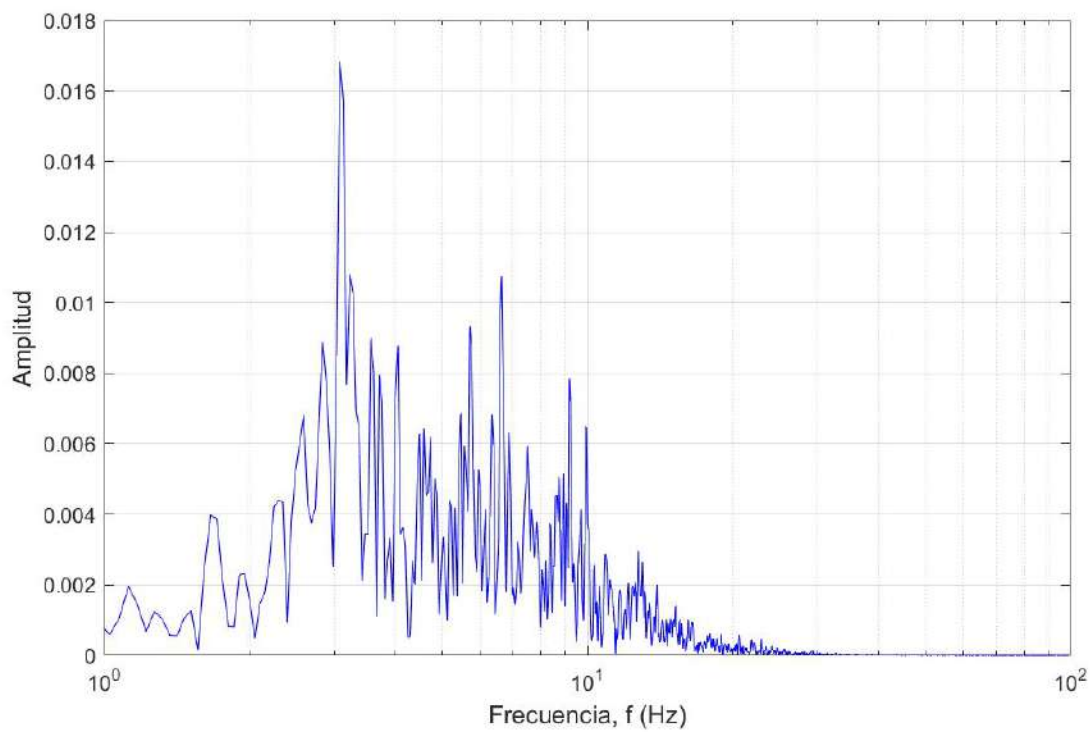


Figura 80 Espectro de Fourier del registro 64. Componente 090

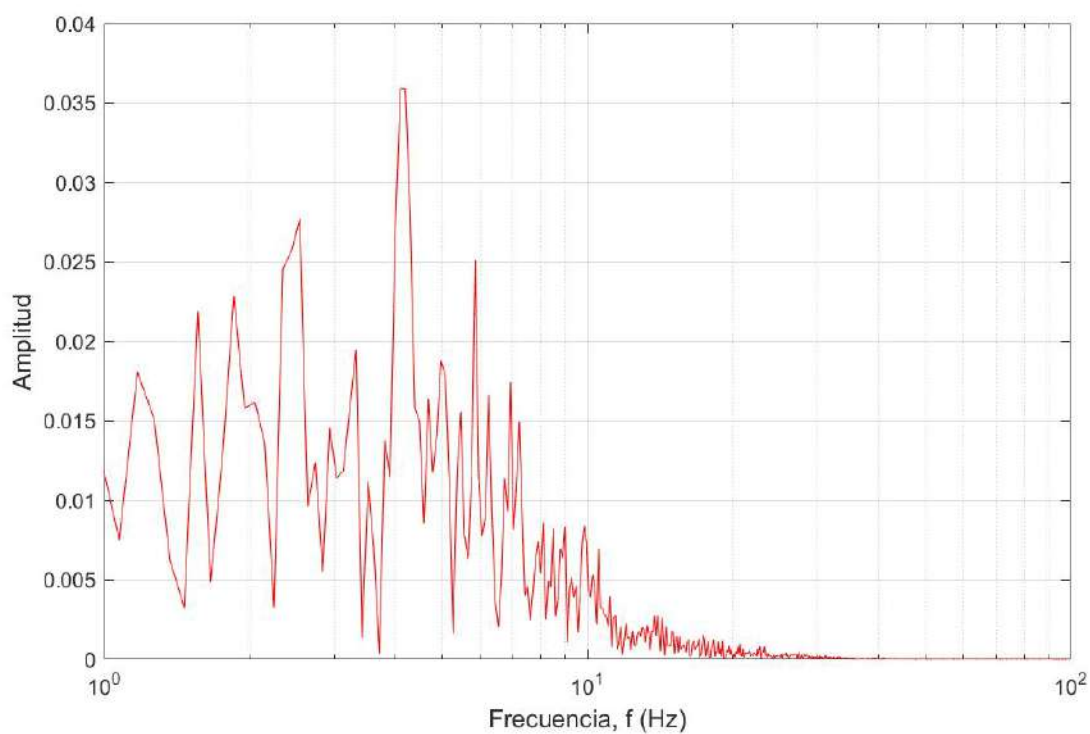


Figura 81 Espectro de Fourier del registro 65. Componente 000

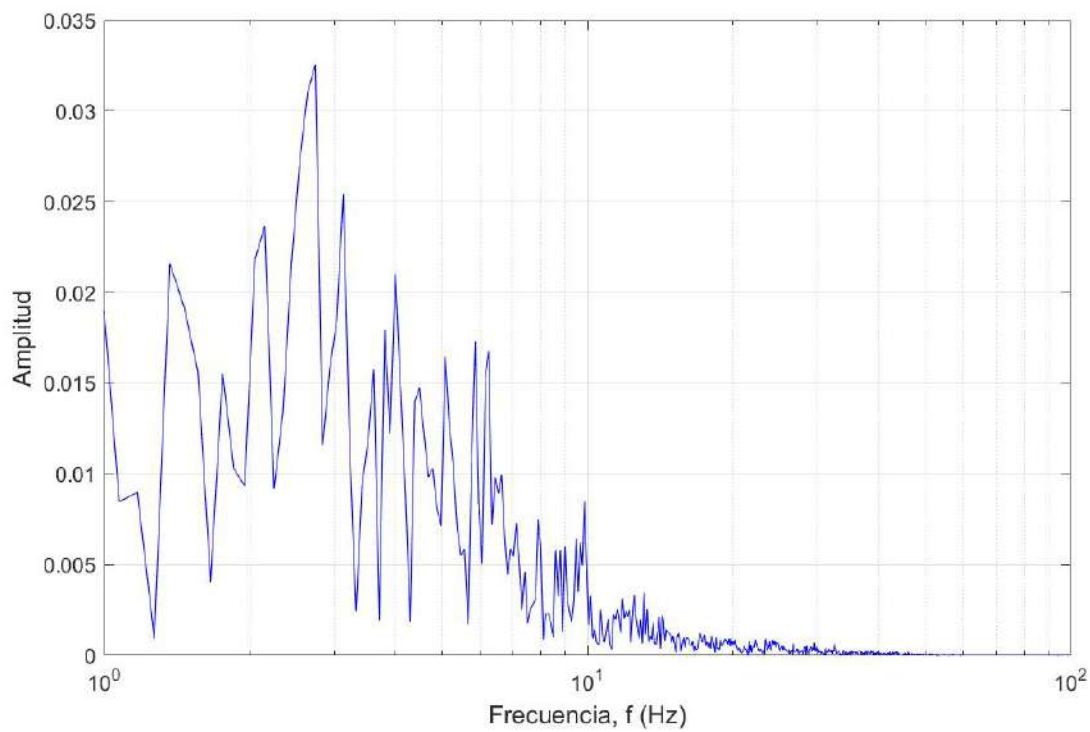


Figura 82 Espectro de Fourier del registro 65. Componente 270

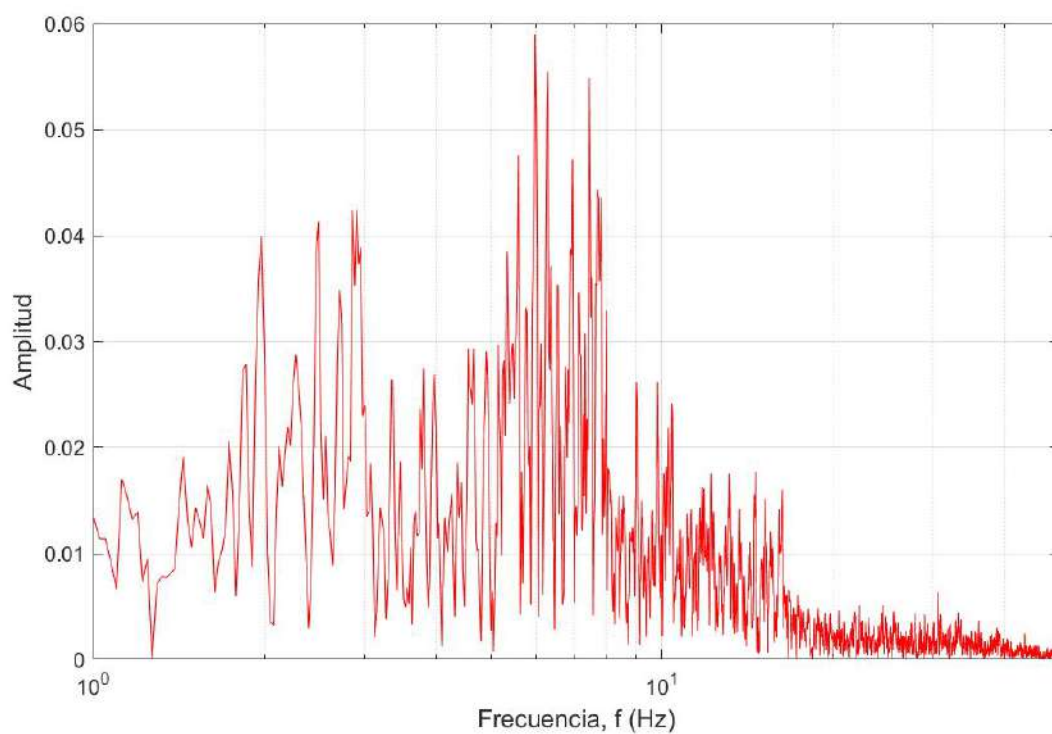


Figura 83 Espectro de Fourier del registro 81. Componente 000

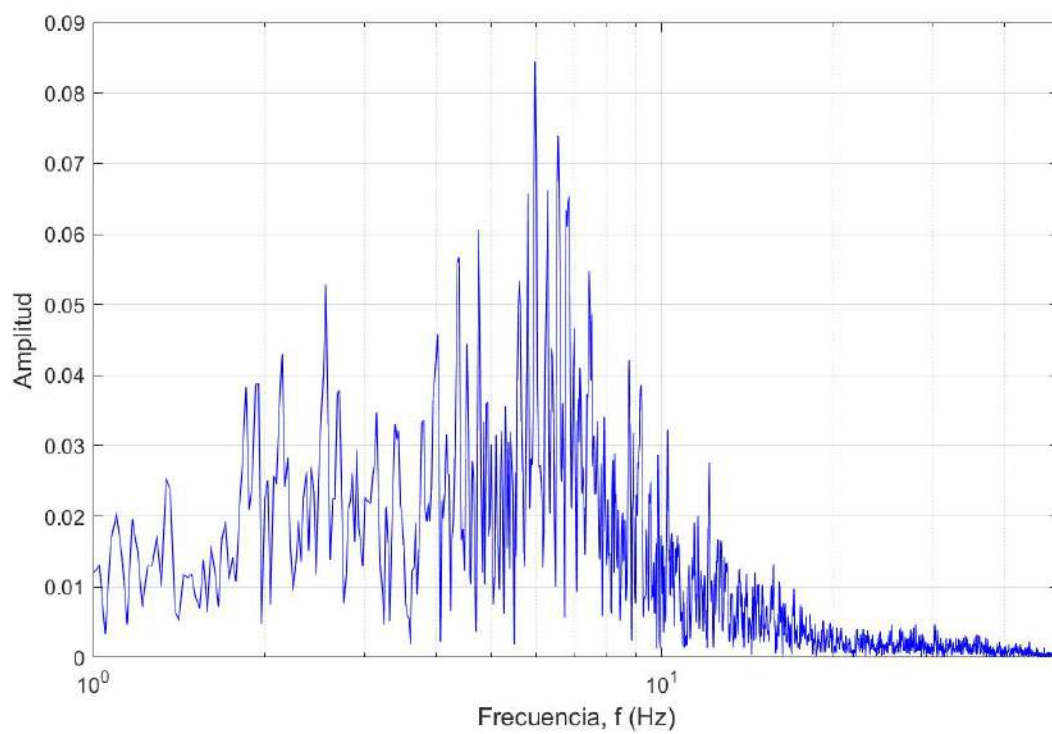


Figura 84 Espectro de Fourier del registro 81. Componente 270

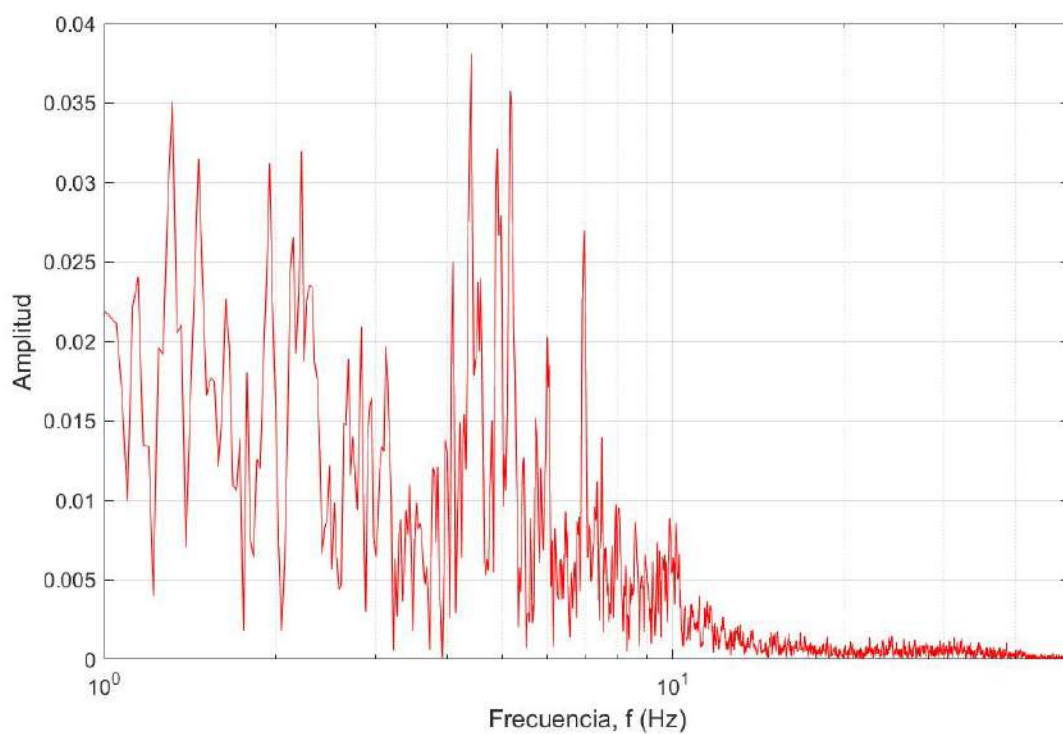


Figura 85 Espectro de Fourier del registro 83. Componente 055

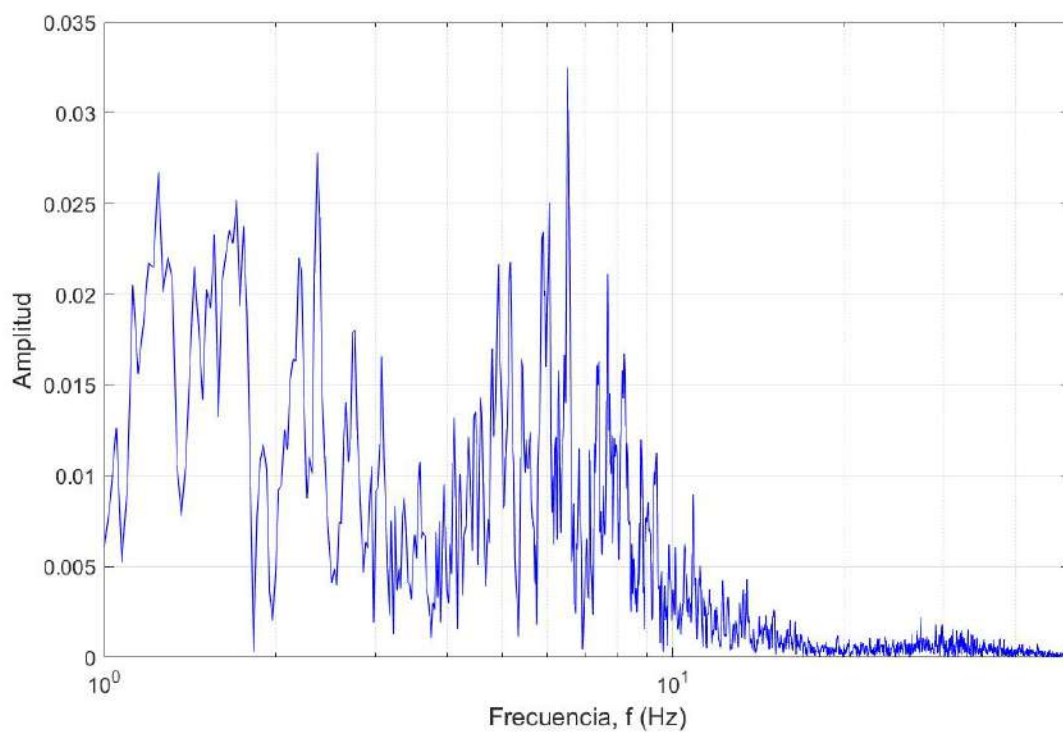


Figura 86 Espectro de Fourier del registro 83. Componente 325

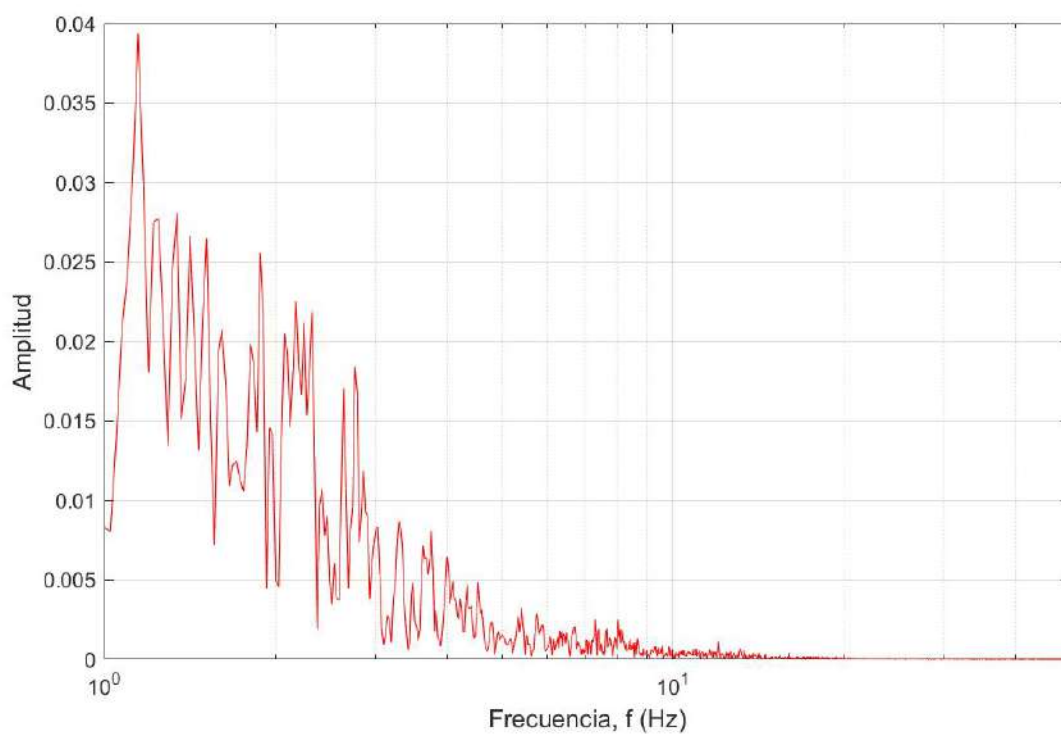


Figura 87 Espectro de Fourier del registro 425. Componente EW

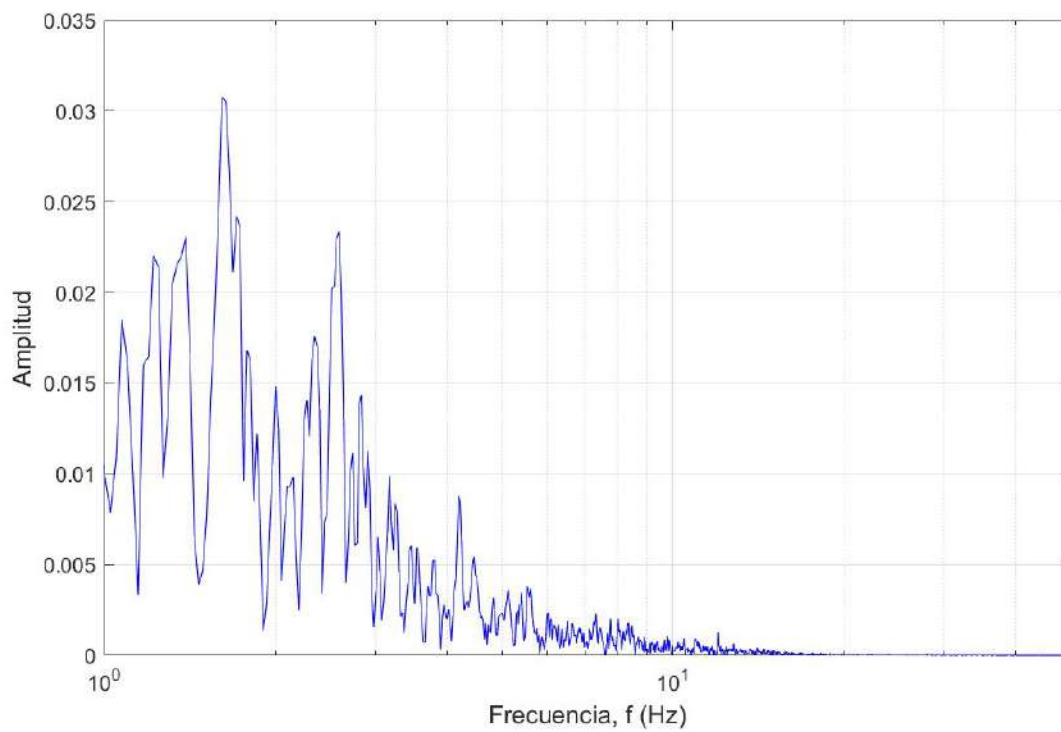


Figura 88 Espectro de Fourier del registro 425. Componente NS

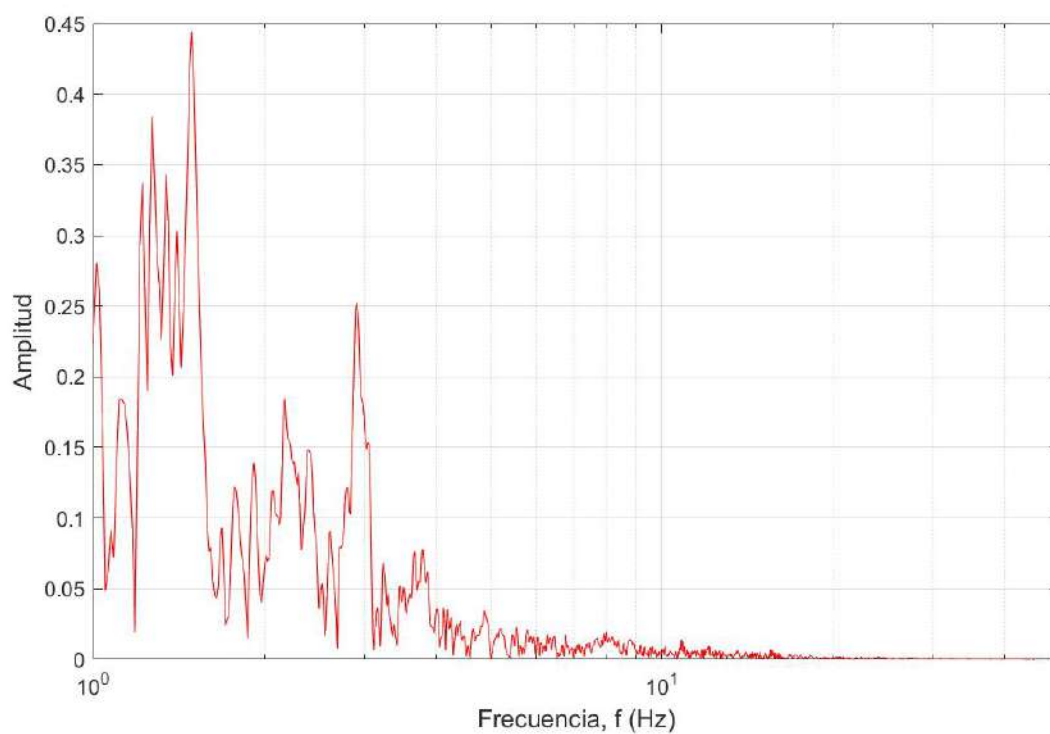


Figura 89 Espectro de Fourier del registro 4891. Componente EW

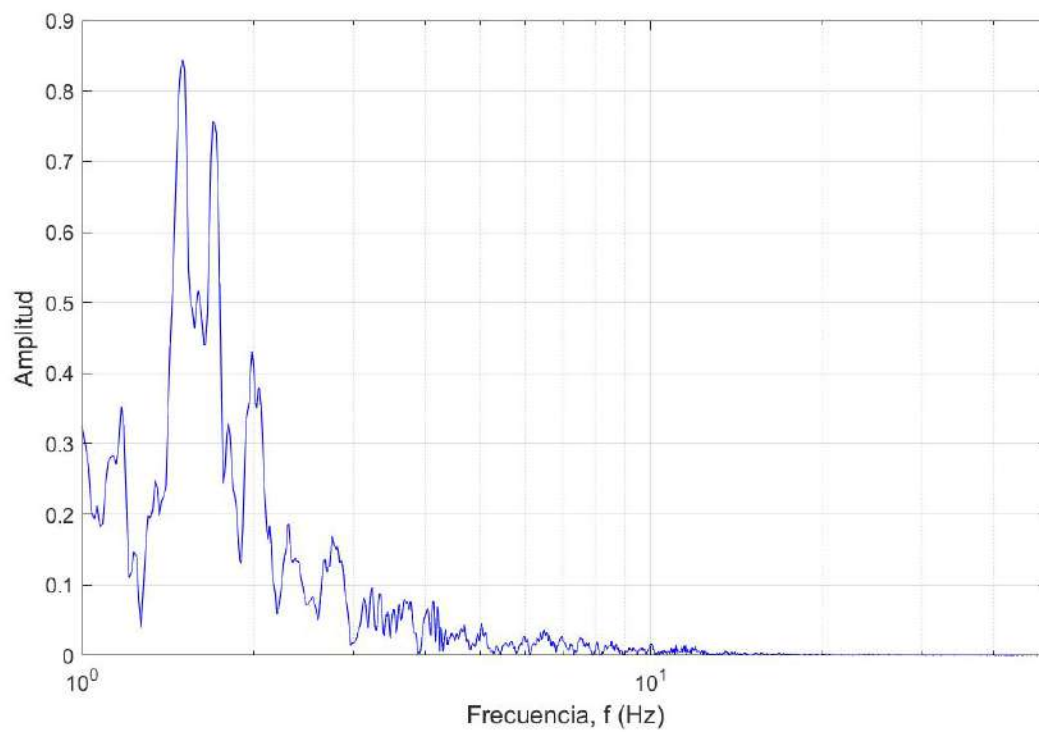


Figura 90 Espectro de Fourier del registro 4891. Componente NS

Tabla 10 Parámetros del contenido frecuencial de los registros sísmicos

Registro	Componente	Período Predominante, T (s)	Período medio, T (s)
12	090	0.3400	1.0142
12	180	0.5000	0.7015
13	180	0.6600	0.9307
13	270	0.6600	0.9609
14	042	0.5000	0.8891
14	132	0.9600	1.0572
55	090	0.3400	0.5197
55	180	0.3200	0.5711
62	090	0.2800	0.3188
62	180	0.2800	0.3084
64	000	0.2000	0.2607
64	090	0.3200	0.2478
65	000	0.2400	0.5032
65	270	0.2000	0.4979
81	000	0.1400	0.2380
81	270	0.1600	0.2196
83	055	0.2000	0.4124
83	325	0.1600	0.3749
425	EW	0.4600	0.7959
425	NS	0.6000	0.8018
4891	EW	0.7000	0.6821
4891	NS	0.6200	0.6359

Resulta de interés el análisis estadístico del contenido frecuencial de los registros. Este análisis se muestra en la Tabla 11.

Se destaca una media y una mediana de 0.4020 s y 0.3300 s, respectivamente, como período predominante.

Tabla 11 Análisis estadístico de contenido frecuencial

Descripción	Período Predominante, T (s)	Período Medio, T (s)
Media	0.4020	0.5880
Desviación estándar	0.2210	0.2750
Mínimo	0.1400	0.2200
Máximo	0.9600	1.0570
Rango	0.8200	0.8380
Mediana	0.3300	0.5450
Primer cuartil	0.2100	0.3330
Tercer cuartil	0.5750	0.8000

4.4.3 PROCESAMIENTO DE SEÑALES

Con la finalidad de optimizar el esfuerzo computacional, para cada registro sísmico se determinó la intensidad de Arias y así poder realizar el análisis no lineal para el intervalo de tiempo entre el 5% y el 95% de la intensidad, ya que en ella se concentra la mayor cantidad de energía sísmica (Kramer, 1996). Ésta se define como:

$$I_a = \frac{\pi}{2 \cdot g} \cdot \int_0^{\infty} [a(t)]^2 dt \quad (1)$$

La Figura 91 a Figura 112 muestran los gráficos de Intensidad de Arias para cada componente de los registros sísmicos.

En la Tabla 12 a Tabla 22 se muestra un resumen de las características de los registros procesados. Se evidencia la importante cantidad de datos para procesamiento que se pueden ahorrar al procesar la señal, lo que se traduce en un ahorro computacional importante.

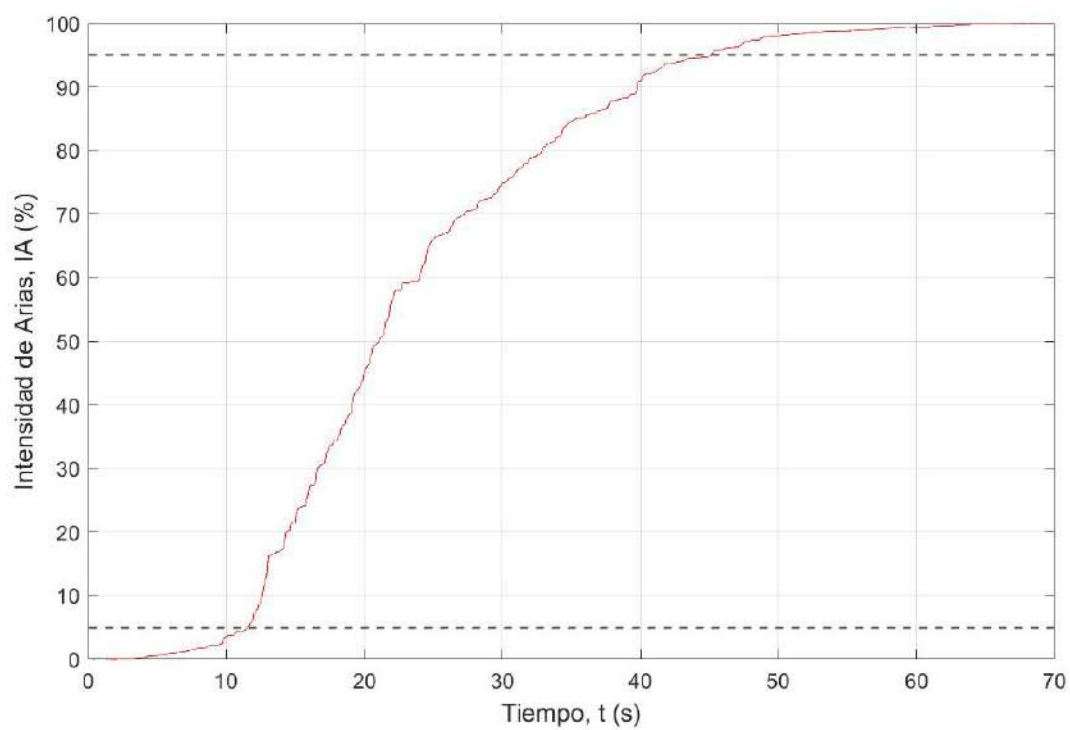


Figura 91 Intensidad de Arias del registro 12. Componente 090

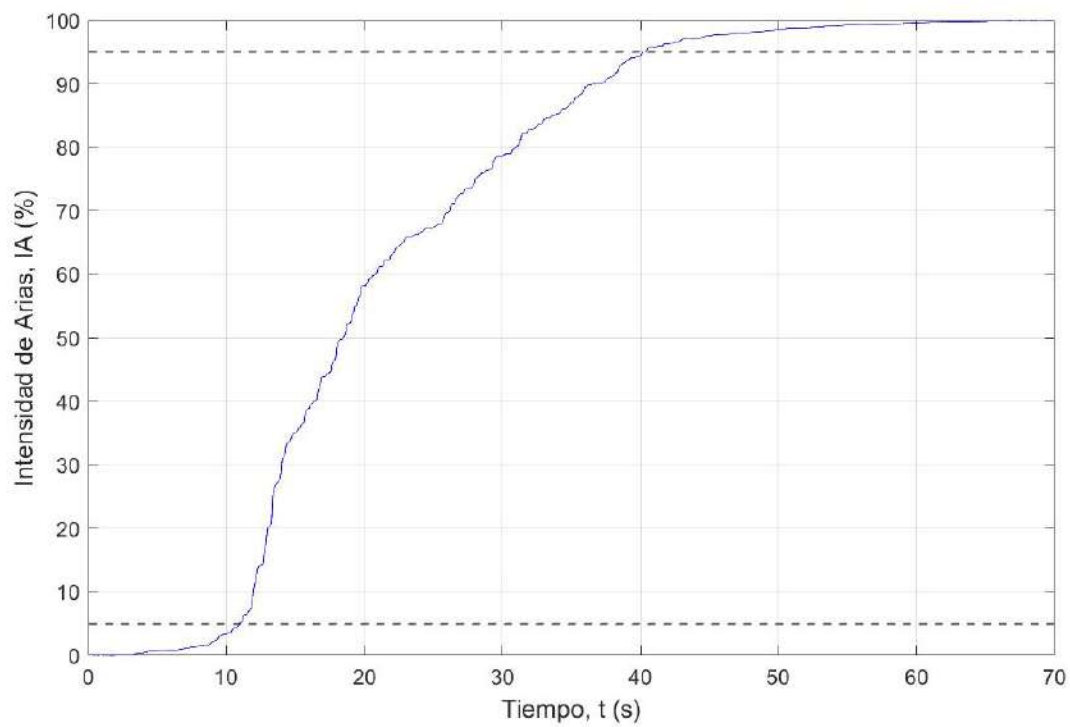


Figura 92 Intensidad de Arias del registro 12. Componente 180

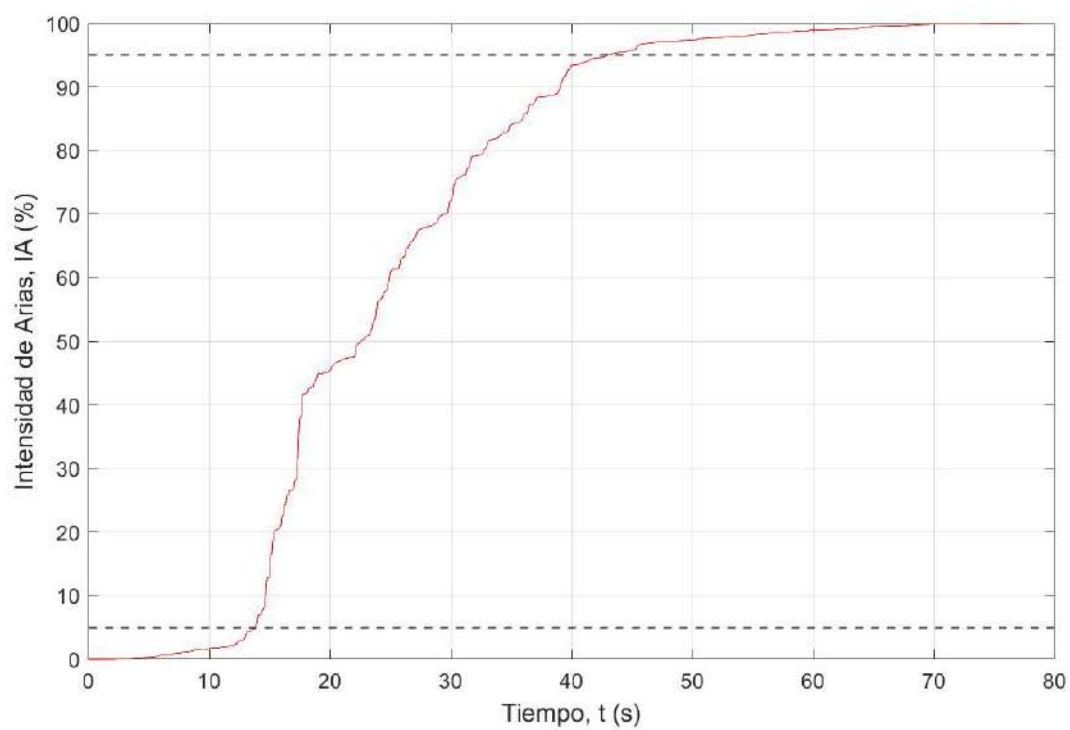


Figura 93 Intensidad de Arias del registro 13. Componente 180

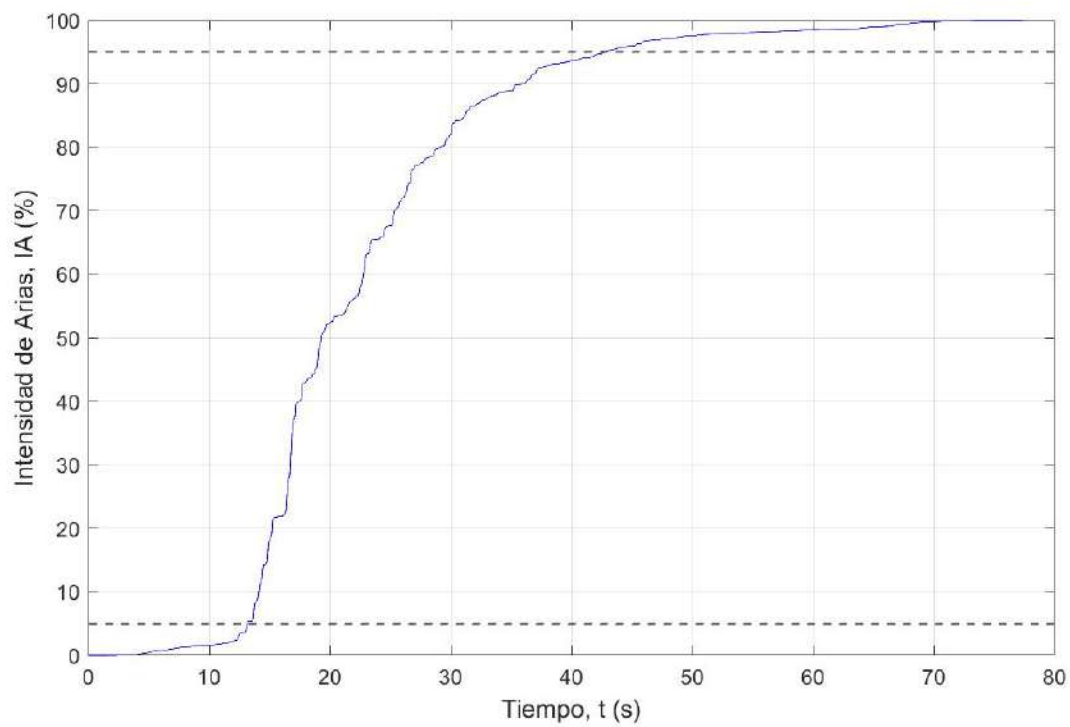


Figura 94 Intensidad de Arias del registro 13. Componente 270

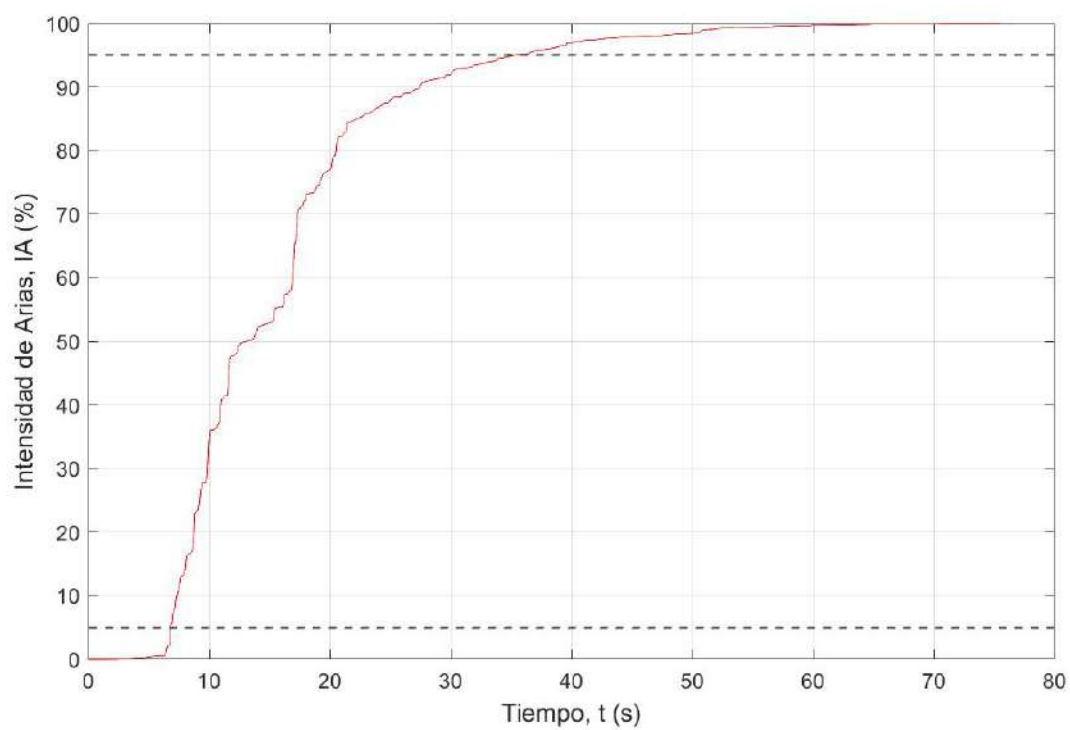


Figura 95 Intensidad de Arias del registro 14. Componente 042

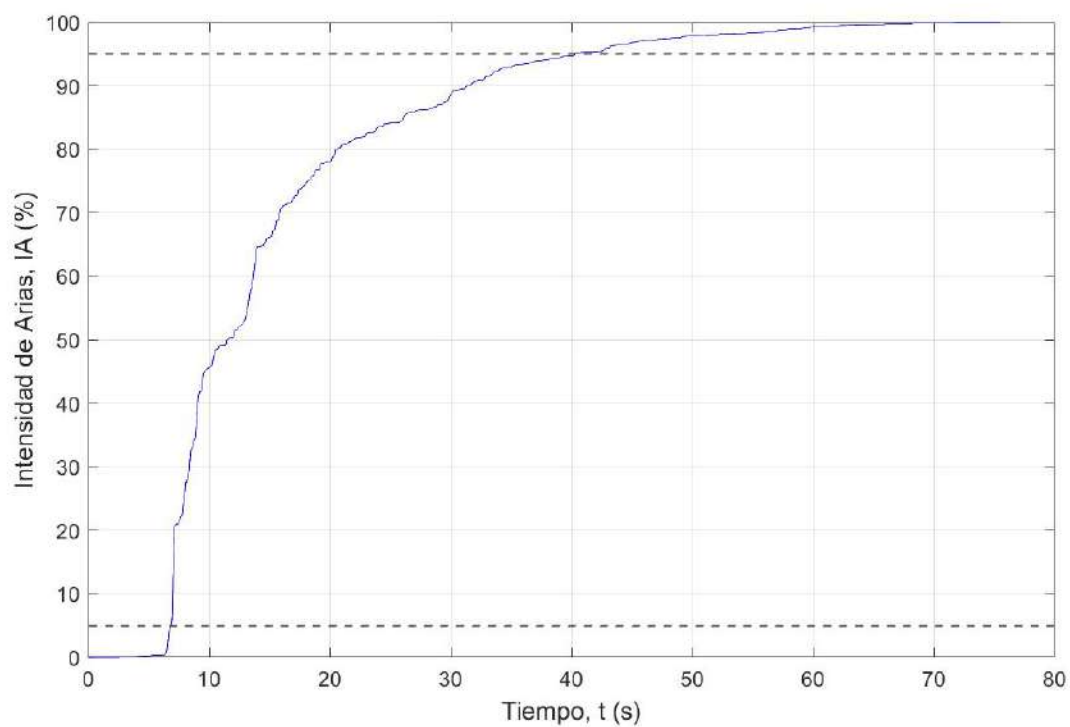


Figura 96 Intensidad de Arias del registro 14. Componente 132

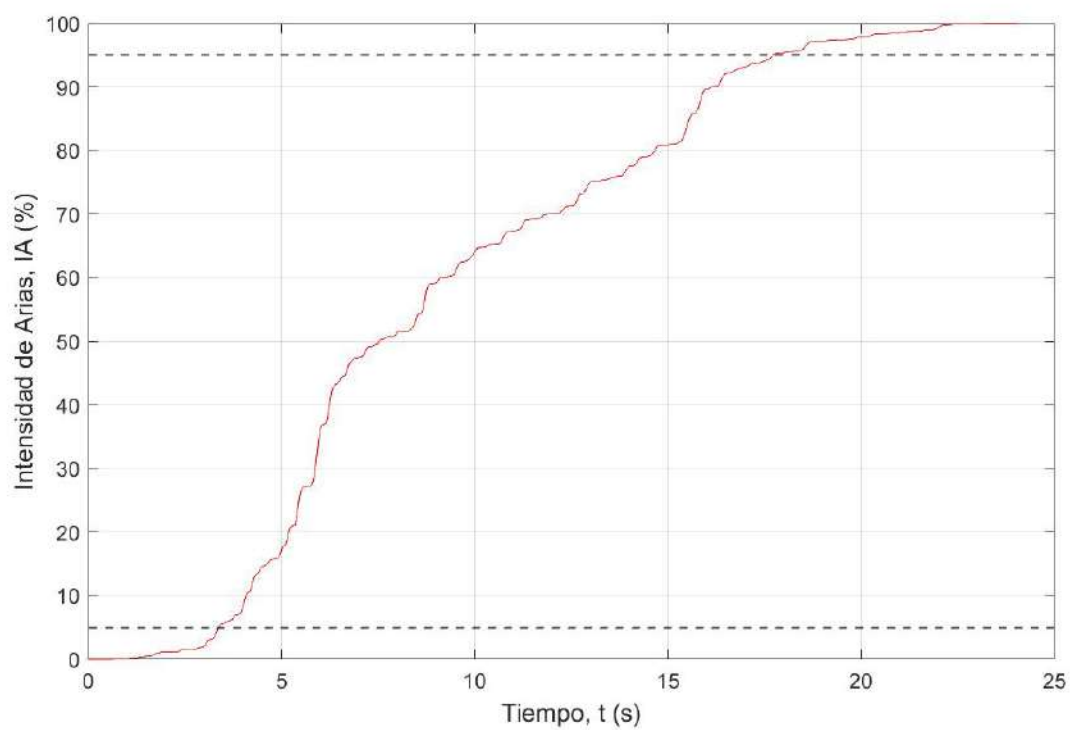


Figura 97 Intensidad de Arias del registro 425. Componente EW

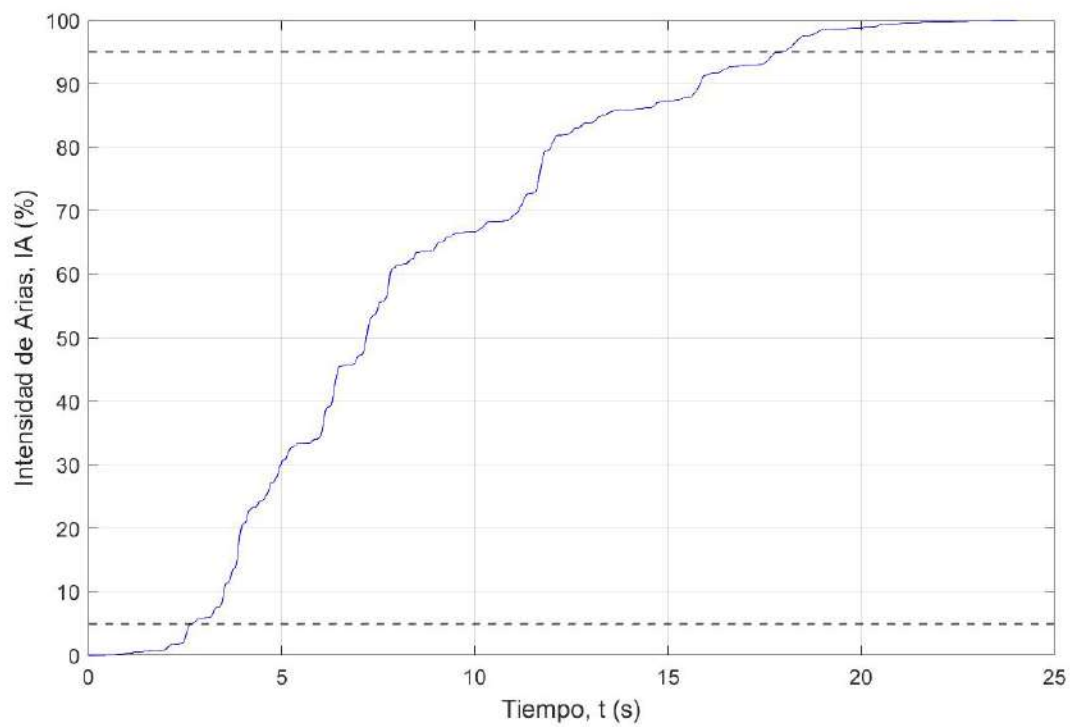


Figura 98 Intensidad de Arias del registro 425. Componente NS

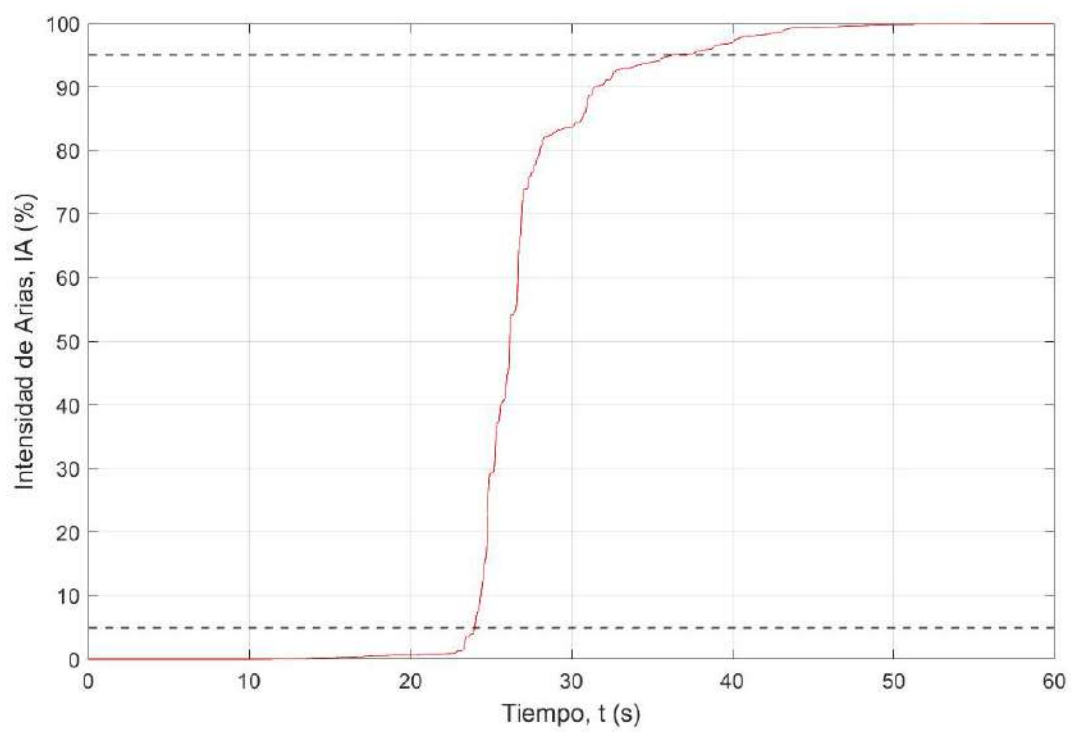


Figura 99 Intensidad de Arias del registro 4891. Componente EW

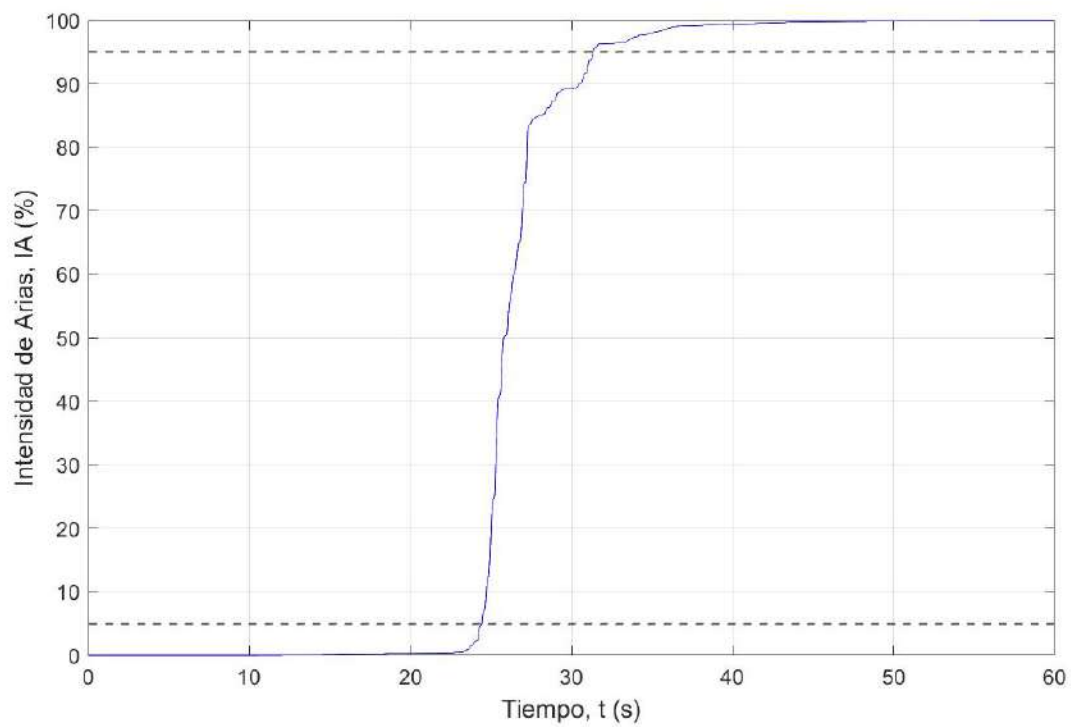


Figura 100 Intensidad de Arias del registro 4891. Componente NS

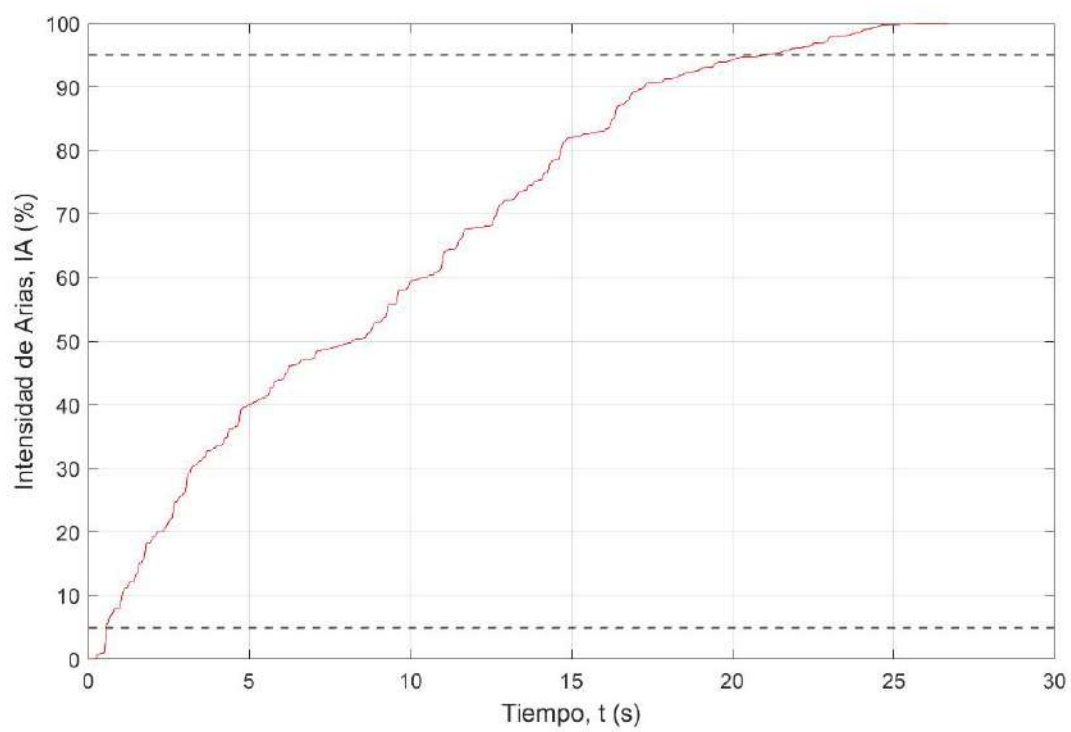


Figura 101 Intensidad de Arias del registro 55. Componente 090

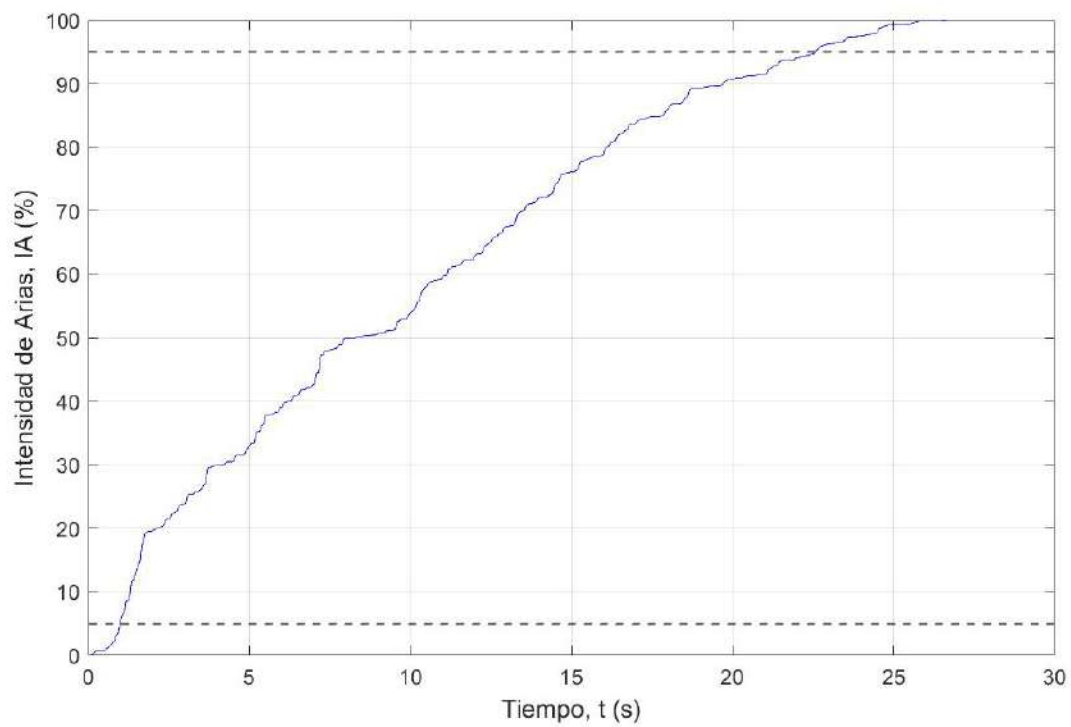


Figura 102 Intensidad de Arias del registro 55. Componente 180

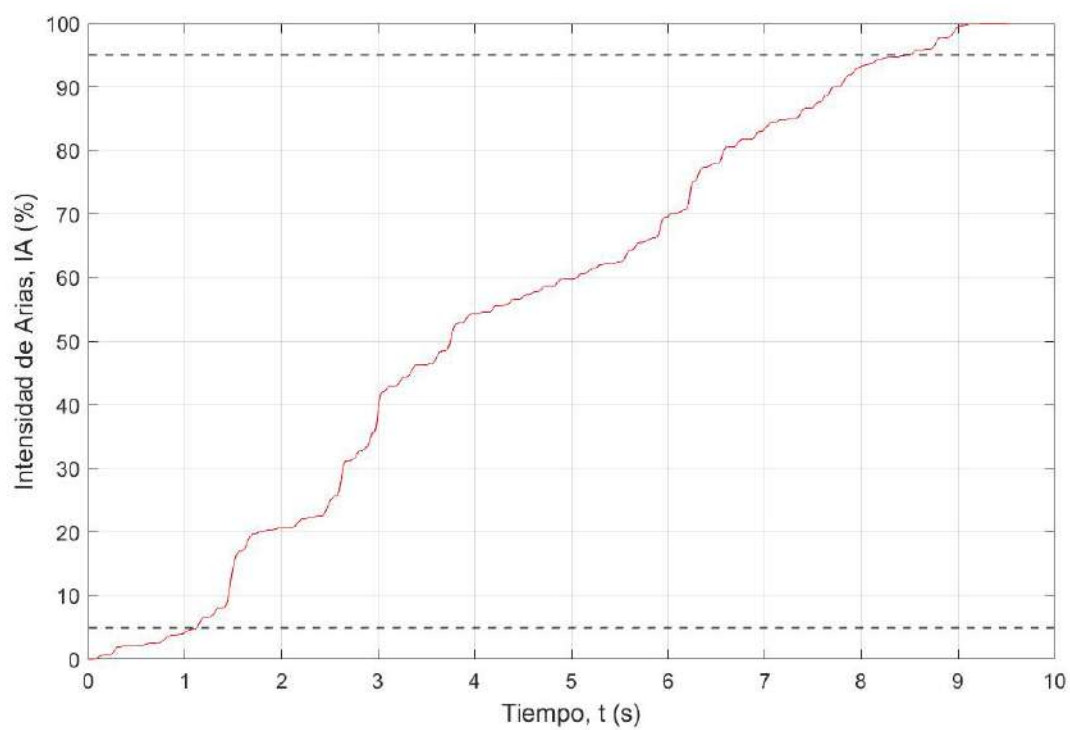


Figura 103 Intensidad de Arias del registro 62. Componente 090

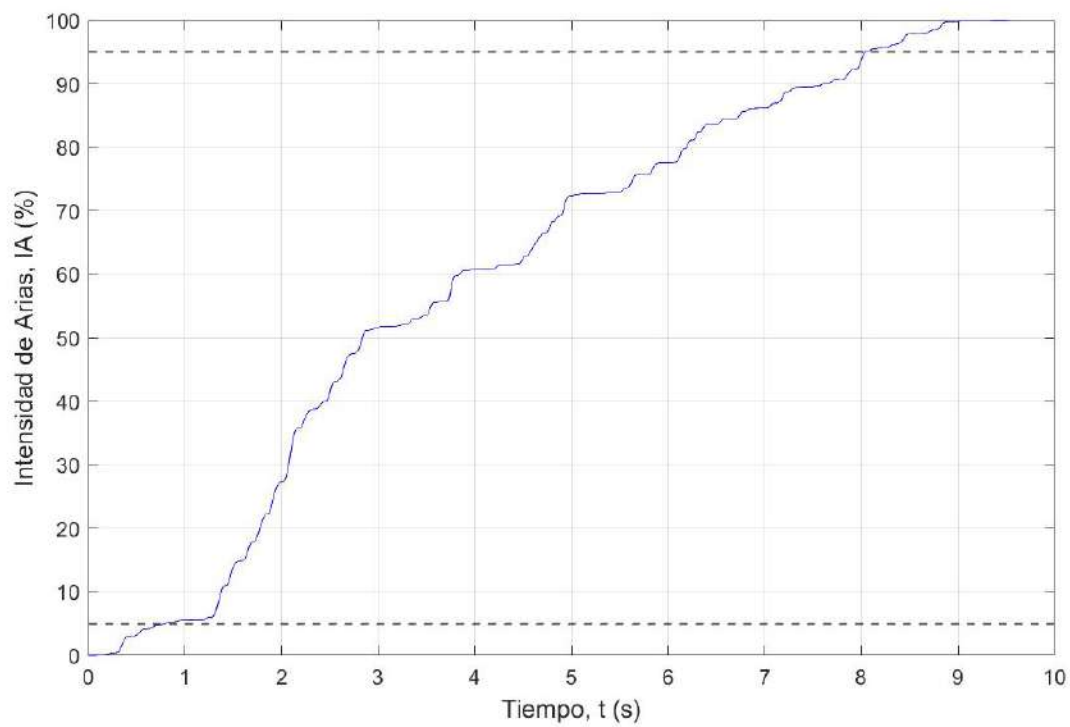


Figura 104 Intensidad de Arias del registro 62. Componente 180

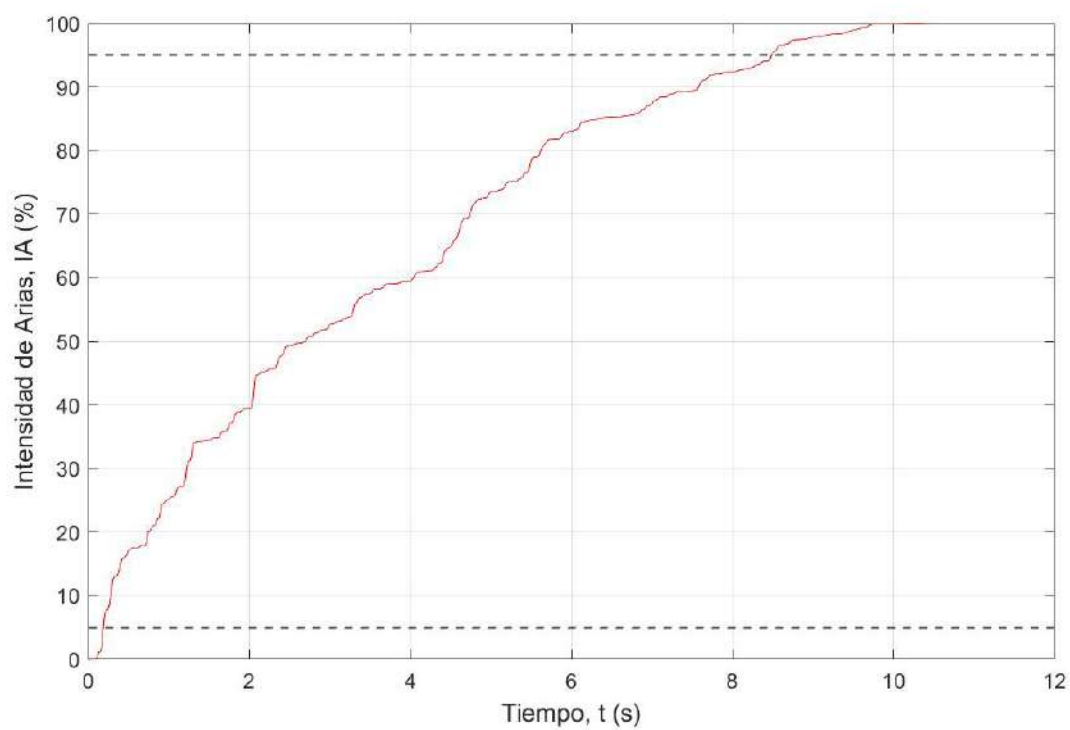


Figura 105 Intensidad de Arias del registro 64. Componente 000

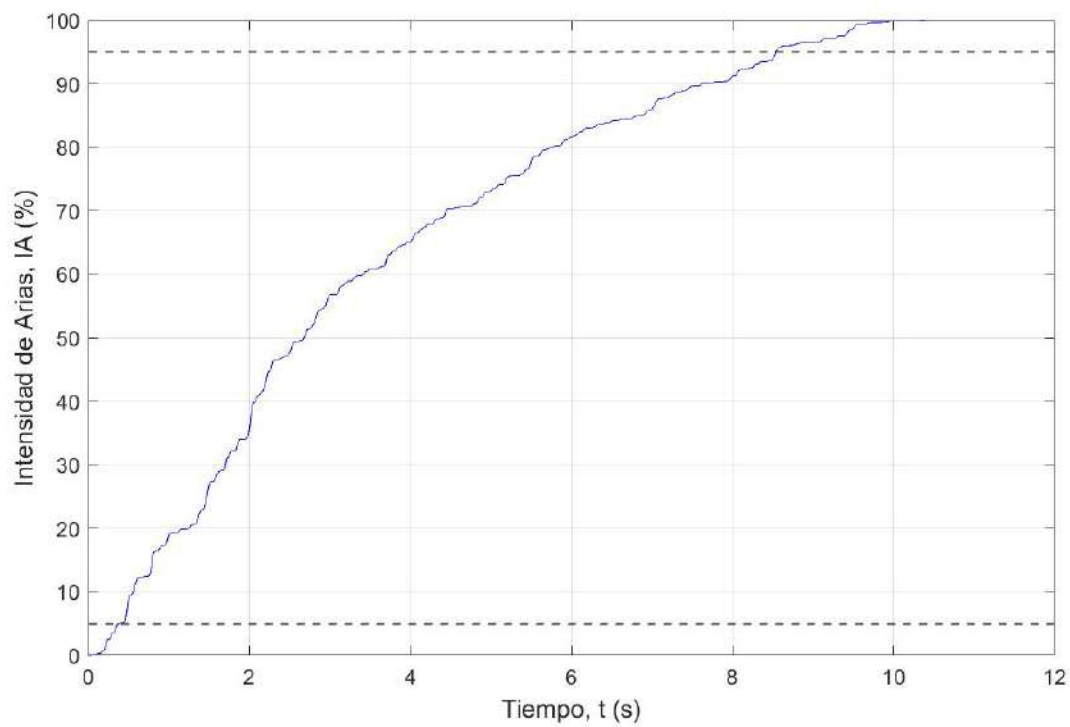


Figura 106 Intensidad de Arias del registro 64. Componente 090

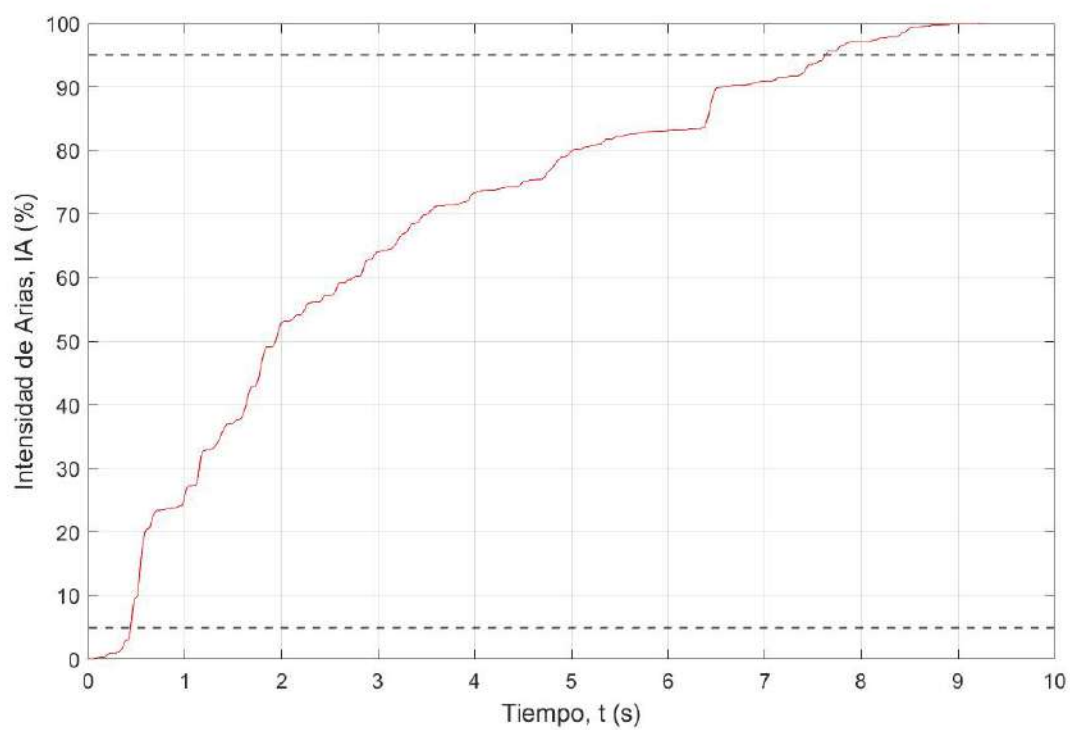


Figura 107 Intensidad de Arias del registro 65. Componente 000

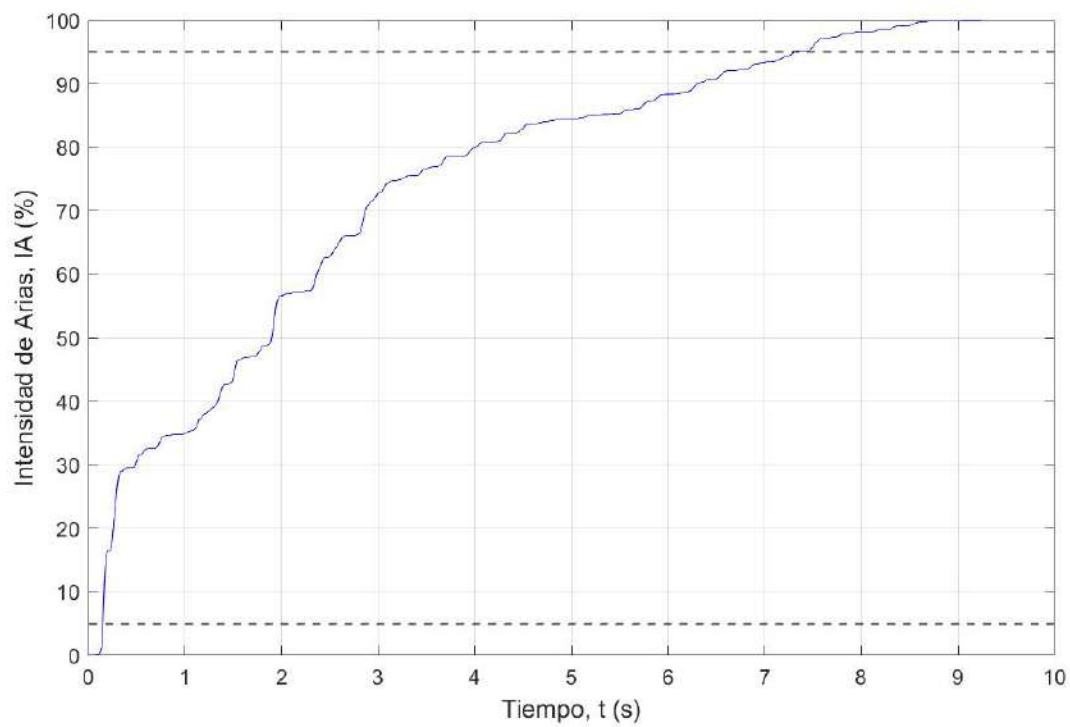


Figura 108 Intensidad de Arias del registro 65. Componente 270

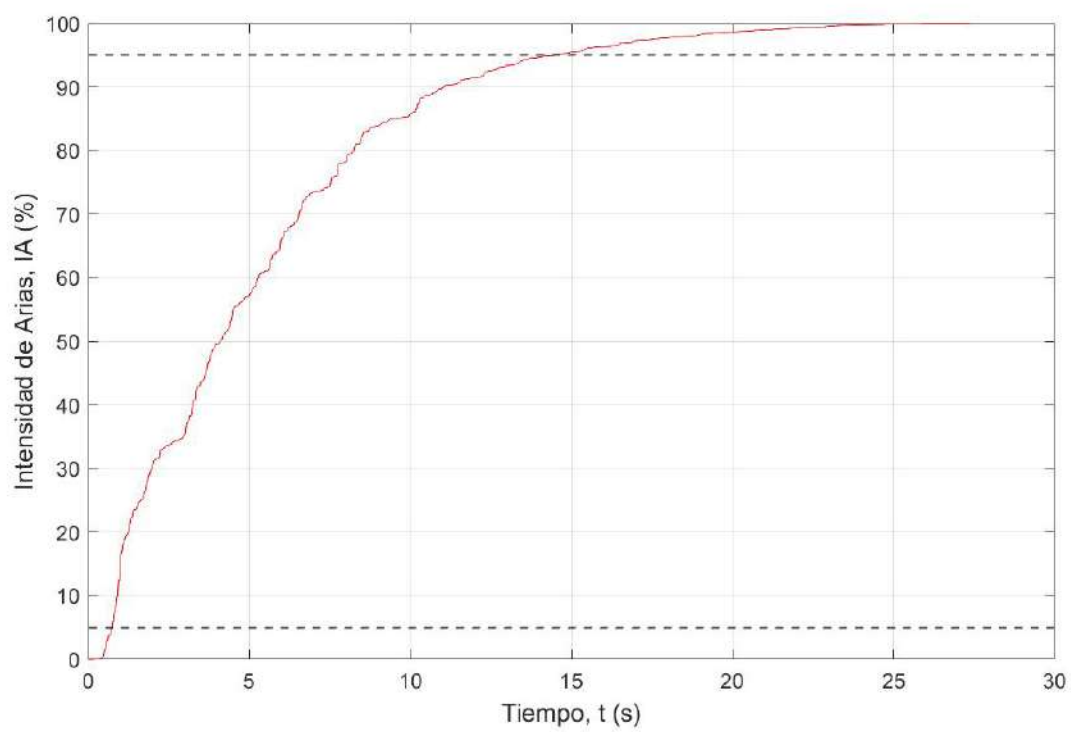


Figura 109 Intensidad de Arias del registro 81. Componente 000

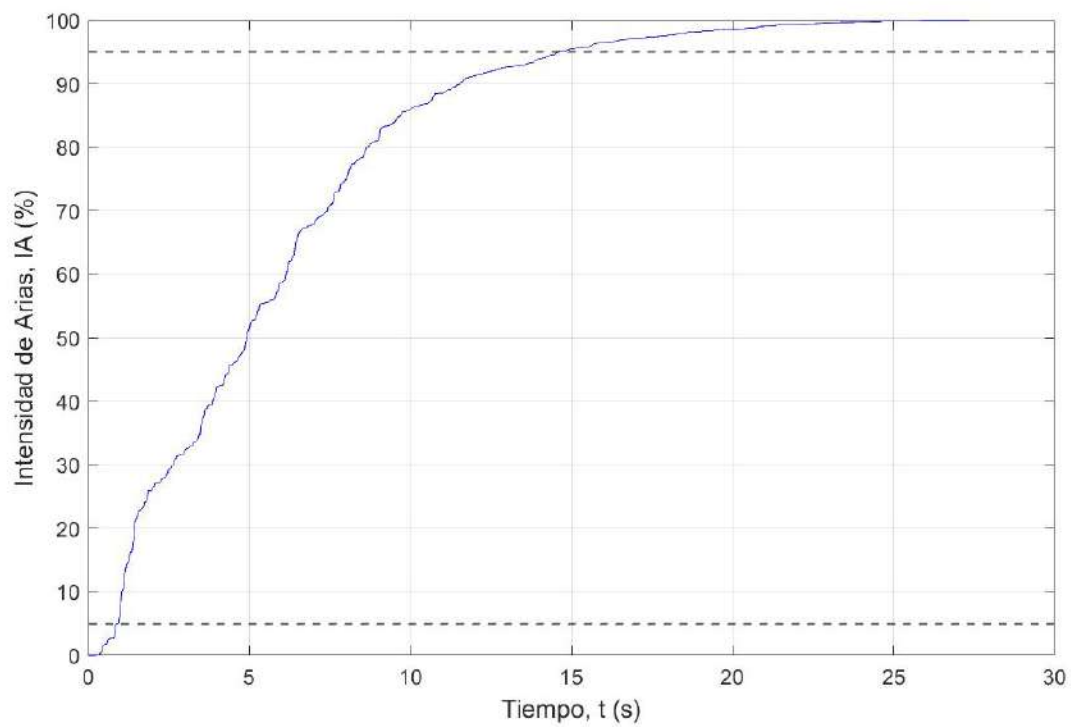


Figura 110 Intensidad de Arias del registro 81. Componente 270

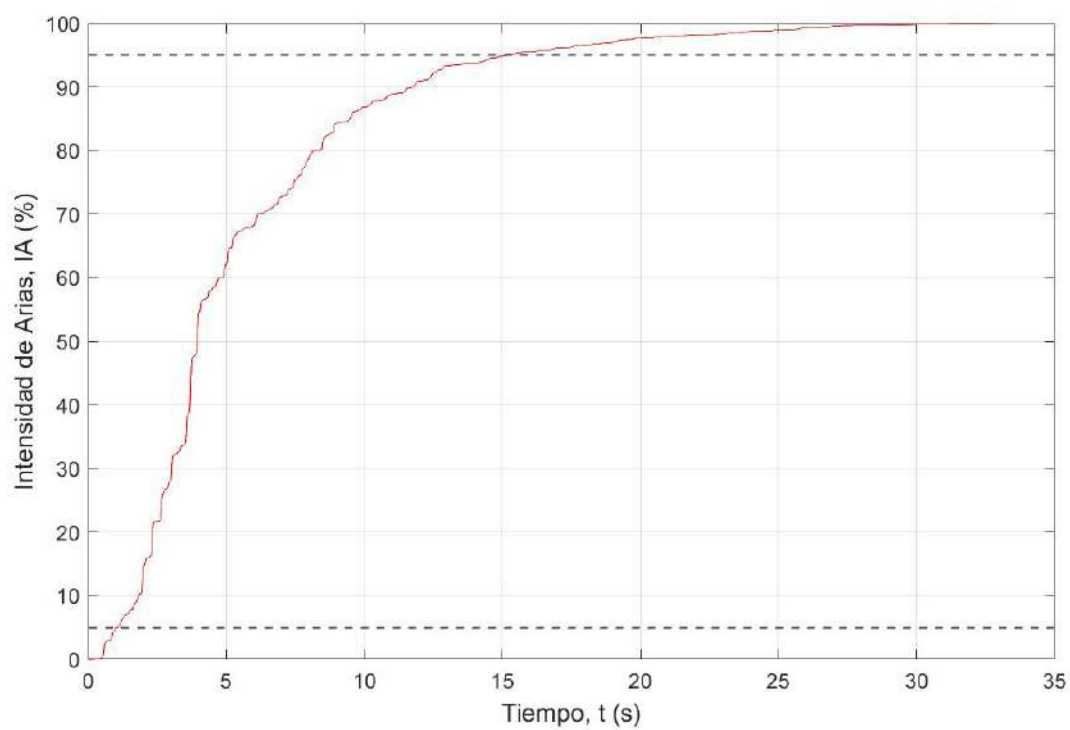


Figura 111 Intensidad de Arias del registro 83. Componente 055

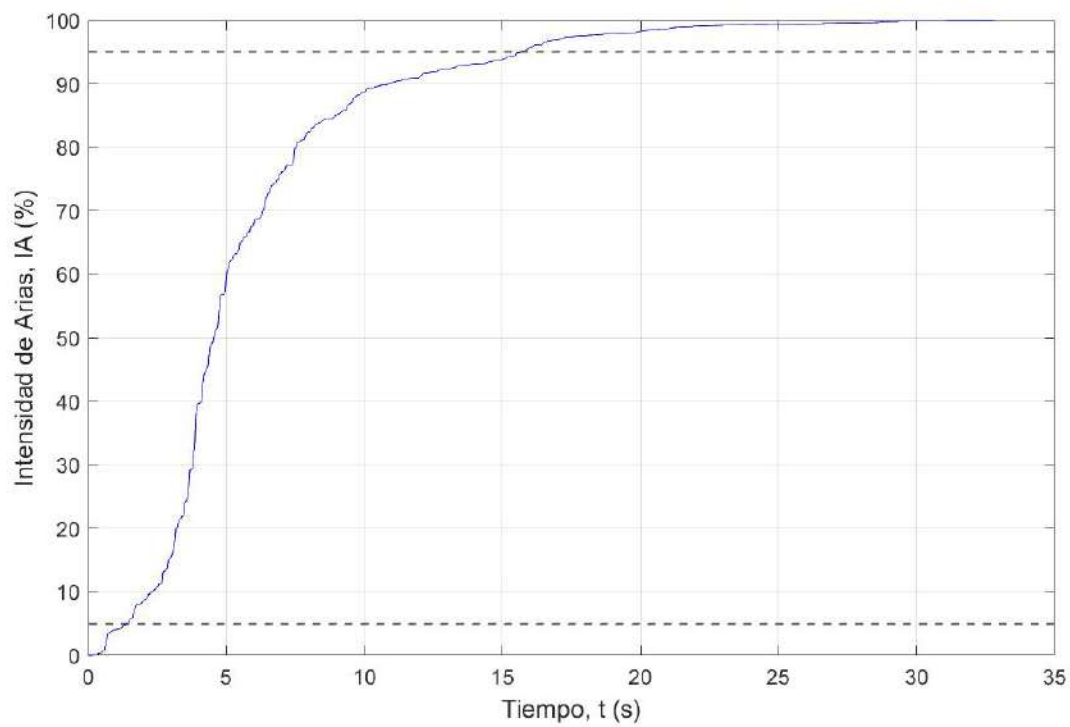


Figura 112 Intensidad de Arias del registro 83. Componente 325

Tabla 12 Resumen de procesamiento de señal - Registro 12

Parámetro	Original		Procesado	
	12_090	12_090	12_090	12_090
Duración (s)	69.9950		34.1100	
PGA (g)	0.0422	0.0590	0.0422	0.0590
Período predominante (s)	0.3400	0.5000	0.3400	0.4800

Tabla 13 Resumen de procesamiento de señal - Registro 13

Parámetro	Original		Procesado	
	13_180	13_270	13_180	13_270
Duración (s)	77.2400		29.7900	
PGA (g)	0.0480	0.0533	0.0480	0.0533
Período predominante (s)	0.6600	0.6600	0.8920	0.6600

Tabla 14 Resumen de procesamiento de señal - Registro 14

Parámetro	Original		Procesado	
	14_042	14_132	14_042	14_132
Duración (s)	75.4400		33.5900	
PGA (g)	0.0897	0.1321	0.0897	0.1321
Período predominante (s)	0.5000	0.9600	0.5000	0.9600

Tabla 15 Resumen de procesamiento de señal - Registro 425

Parámetro	Original		Procesado	
	425_EW	425_NS	425_EW	425_NS
Duración (s)	24.0100		15.2400	
PGA (g)	0.0282	0.0283	0.0282	0.0283
Período predominante (s)	0.4600	0.6000	0.4600	0.5800

Tabla 16 Resumen de procesamiento de señal - Registro 4891

Parámetro	Original		Procesado	
	4891_EW	4891_NS	4891_EW	4891_NS
Duración (s)	59.9900		12.3100	
PGA (g)	0.3738	0.6319	0.3738	0.6319
Período predominante (s)	0.7000	0.6200	0.7000	0.6200

Tabla 17 Resumen de procesamiento de señal - Registro 55

Parámetro	Original		Procesado	
	55_090	55_180	55_090	55_180
Duración (s)	26.6450		22.0050	
PGA (g)	0.0122	0.0120	0.0100	0.0120
Período predominante (s)	0.3400	0.3200	0.3000	0.3200

Tabla 18 Resumen de procesamiento de señal - Registro 62

Parámetro	Original		Procesado	
	62_090	62_180	62_090	62_180
Duración (s)	9.5150		7.6600	
PGA (g)	0.0316	0.0385	0.0316	0.0385
Período predominante (s)	0.2800	0.2800	0.2800	0.3000

Tabla 19 Resumen de procesamiento de señal - Registro 64

Parámetro	Original		Procesado	
	64_000	64_090	64_000	64_090
Duración (s)	10.3850		8.3450	
PGA (g)	0.0250	0.0219	0.0230	0.0219
Período predominante (s)	0.2000	0.3200	0.2000	0.3200

Tabla 20 Resumen de procesamiento de señal - Registro 65

Parámetro	Original		Procesado	
	65_000	65_270	65_000	65_270
Duración (s)	9.2350		7.4650	
PGA (g)	0.0835	0.1045	0.0835	0.0782
Período predominante (s)	0.2400	0.2000	0.2400	0.5269

Tabla 21 Resumen de procesamiento de señal - Registro 81

Parámetro	Original		Procesado	
	81_000	81_270	81_000	81_270
Duración (s)	27.3300		13.8300	
PGA (g)	0.1042	0.1376	0.1042	0.1376
Período predominante (s)	0.1400	0.1600	0.2344	0.1600

Tabla 22 Resumen de procesamiento de señal - Registro 83

Parámetro	Original		Procesado	
	83_055	83_325	83_055	83_325
Duración (s)	32.8000		14.6100	
PGA (g)	0.0736	0.0575	0.0736	0.0575
Período predominante (s)	0.2000	0.1600	0.2000	0.1600

4.4.4 REGISTROS SÍSMICOS ESCALADOS

Tras la obtención de los registros procesados (Sección 4.4.2), se procede al escalamiento para el escenario de evaluación definido: Prevención de colapso.

Partiendo del espectro objetivo ilustrado en la Figura 16 y para el período de retorno especificado ($T_r = 2475$ años), el ajuste de los acelerogramas se realiza en el dominio de la frecuencia, con una técnica novedosa de búsqueda directa que modifica simultáneamente ambos componentes horizontales del registro para alinear los espectros de respuesta de manera precisa con el espectro objetivo (Rivera-Figueroa et al., 2023; Rivera-Figueroa & Montejó, 2022).

Esta metodología se basa en el empleo de algoritmos avanzados basados en wavelets, conforme a las propuestas de (Al-Atik & Abrahamson, 2010) y (Hancock et al., 2006).

Los algoritmos de wavelets transforman los datos del dominio temporal al dominio de frecuencia, y son especialmente adecuados para este tipo de ajustes debido a su capacidad para representar de manera dual las señales en tiempo y frecuencia. Esto permite una manipulación detallada y cuidadosa de las características frecuenciales de los acelerogramas, manteniendo la estructura temporal general de los registros.

El ajuste directo y simultáneo de ambos componentes horizontales es fundamental para obtener una correspondencia más precisa con el espectro objetivo. Este enfoque permite un control más exhaustivo sobre la respuesta espectral de los acelerogramas, garantizando que cumplan de manera más efectiva con los criterios de diseño sísmico especificados por el espectro objetivo RotD100. La implementación de este método no solo cumple con los estándares normativos, sino que también optimiza la representatividad y la precisión del ajuste espectral, asegurando una respuesta estructural óptima frente a escenarios sísmicos basados en perfiles de riesgo definidos con claridad.

La Figura 113 a Figura 123 muestran los espectros de respuesta de los registros escalados.

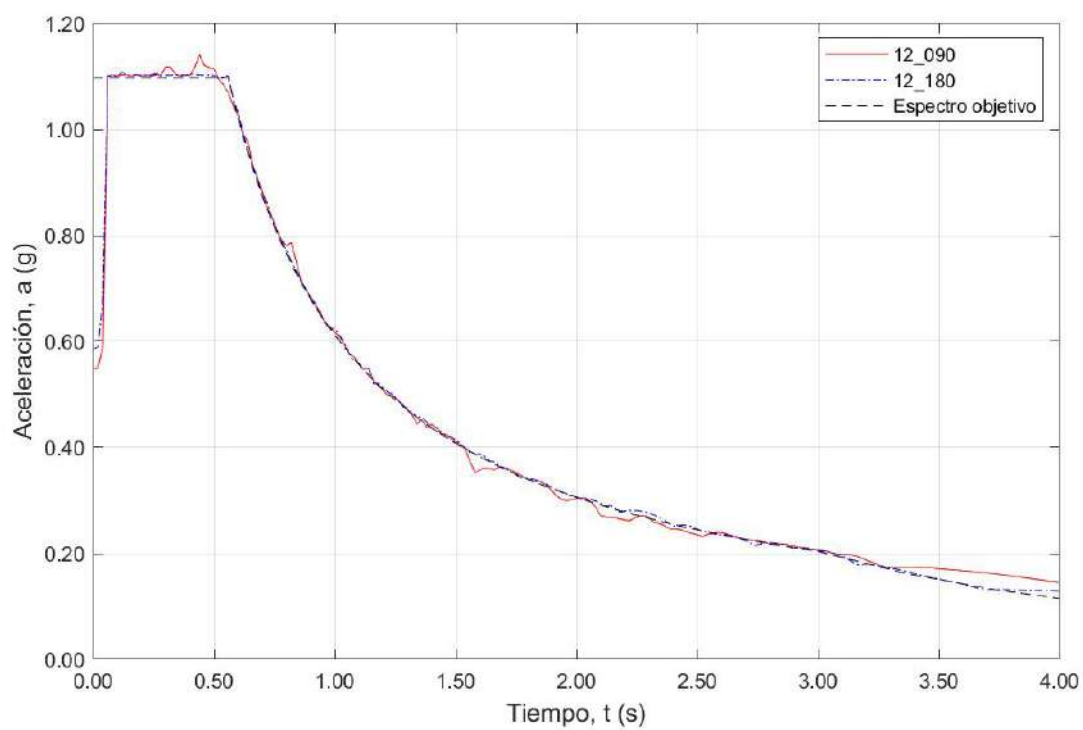


Figura 113 Espectros de respuesta registro 12 escalado

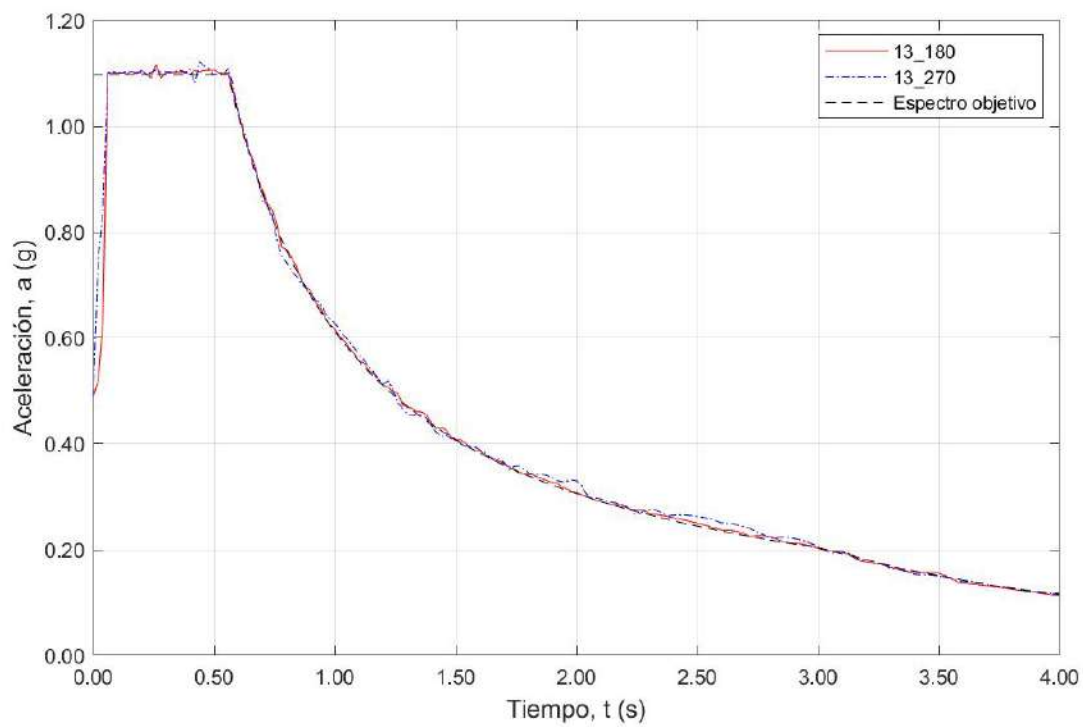


Figura 114 Espectros de respuesta registro 13 escalado

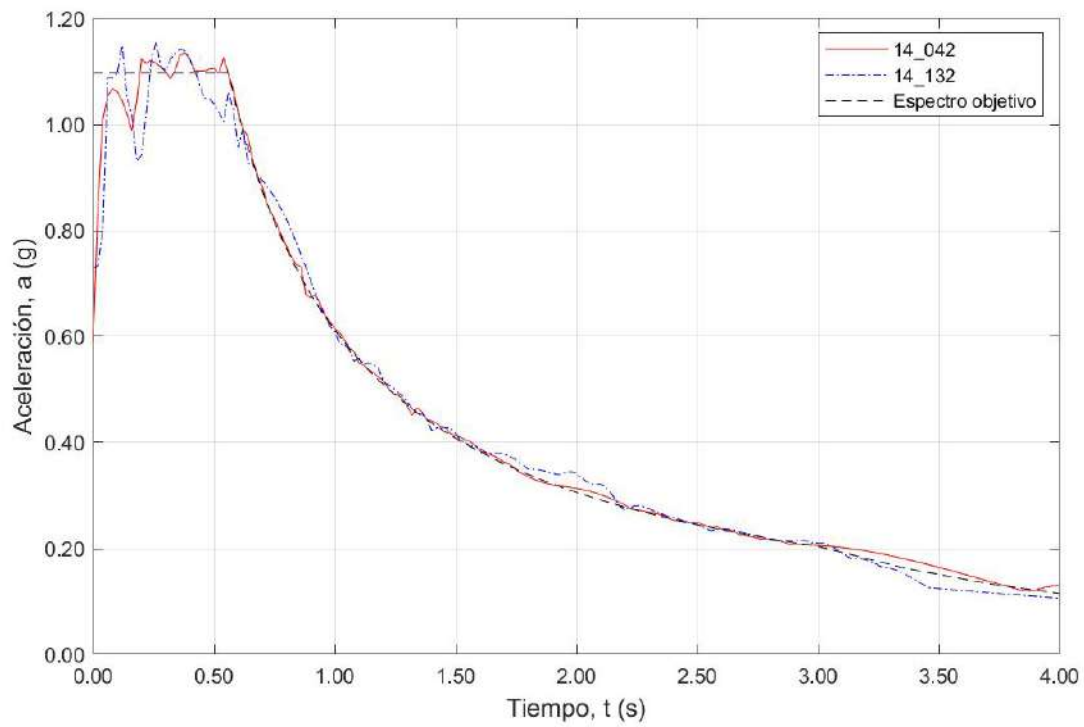


Figura 115 Espectros de respuesta registro 14 escalado

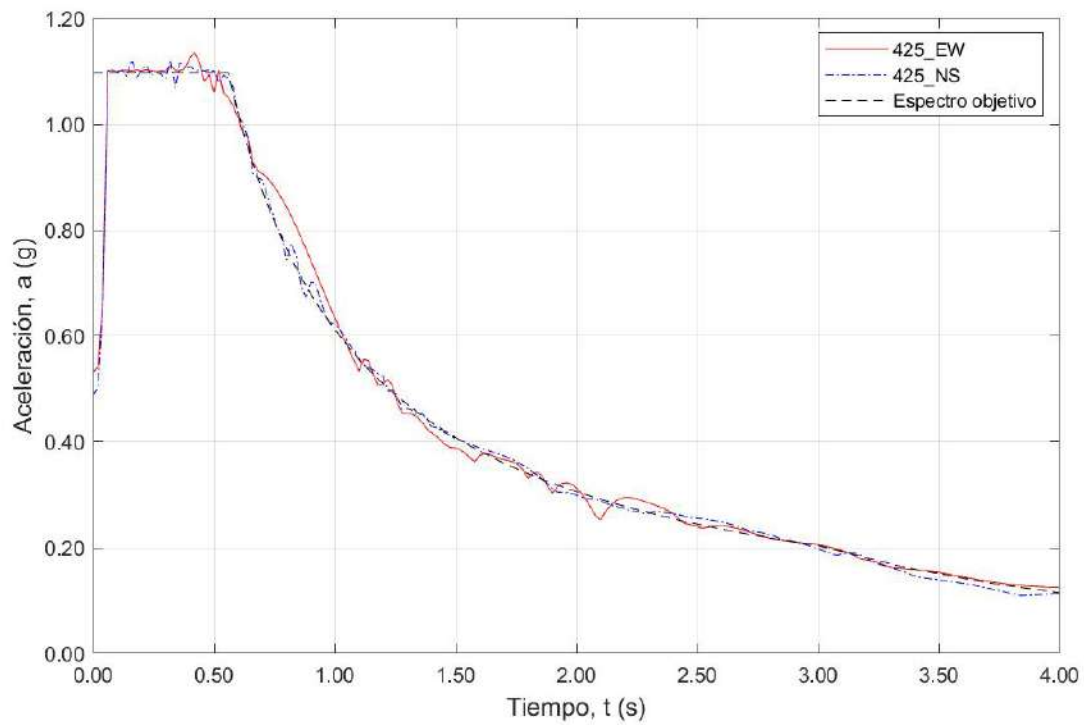


Figura 116 Espectros de respuesta registro 425 escalado

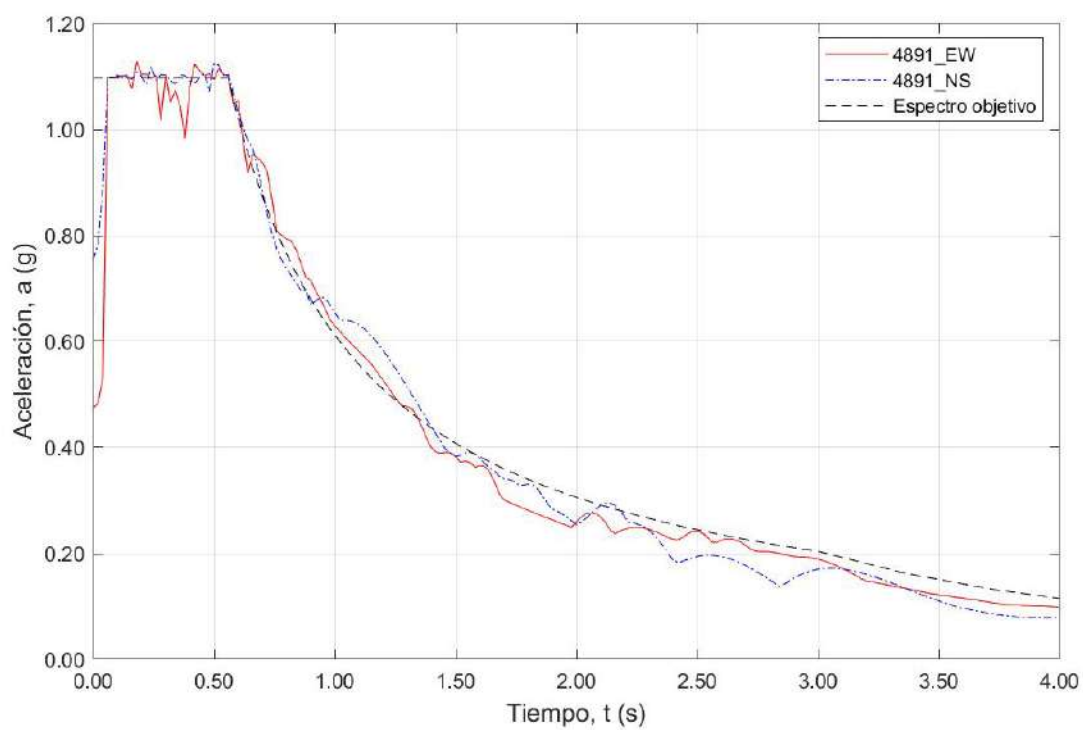


Figura 117 Espectros de respuesta registro 4891 escalado

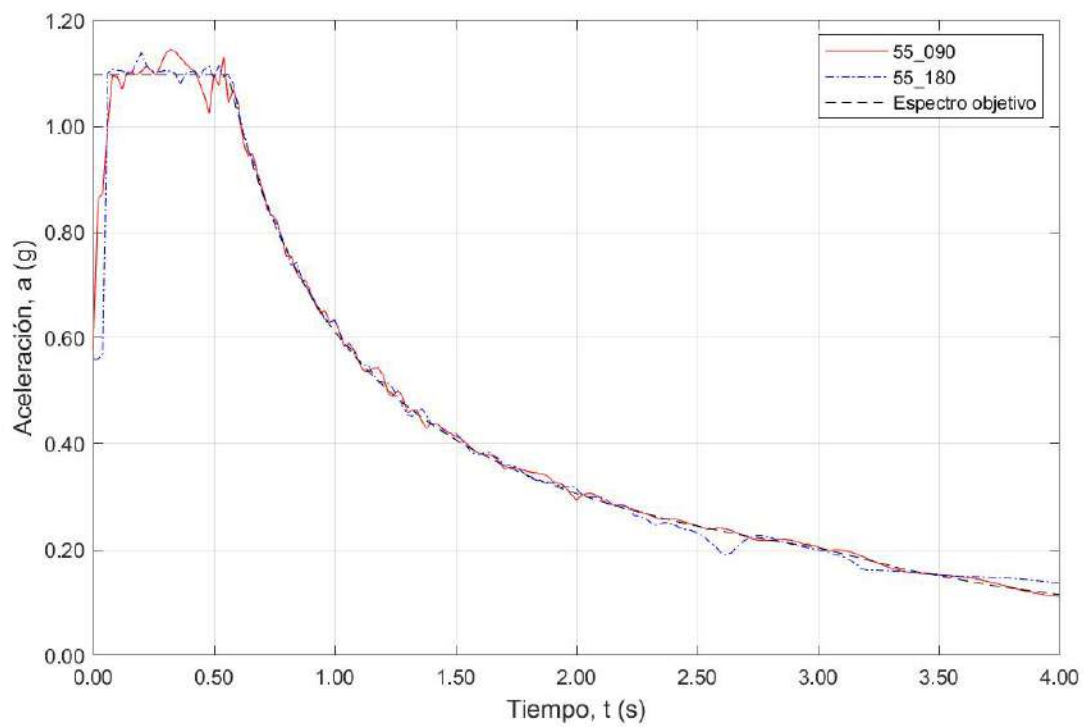


Figura 118 Espectros de respuesta registro 55 escalado

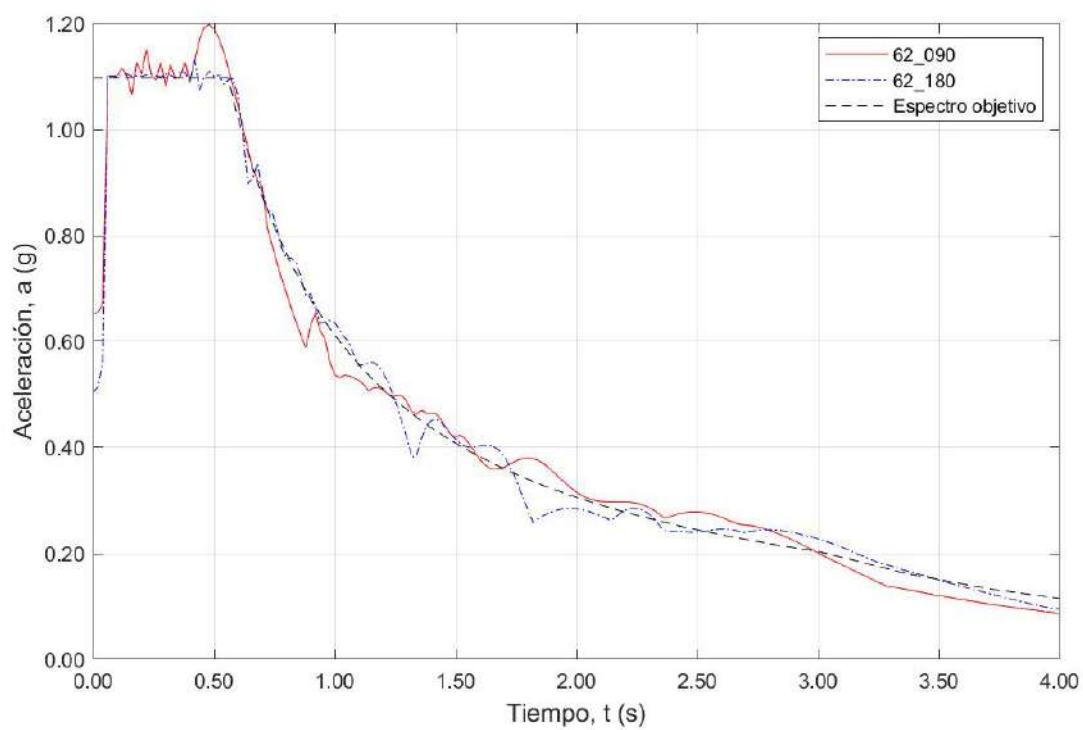


Figura 119 Espectros de respuesta registro 62 escalado

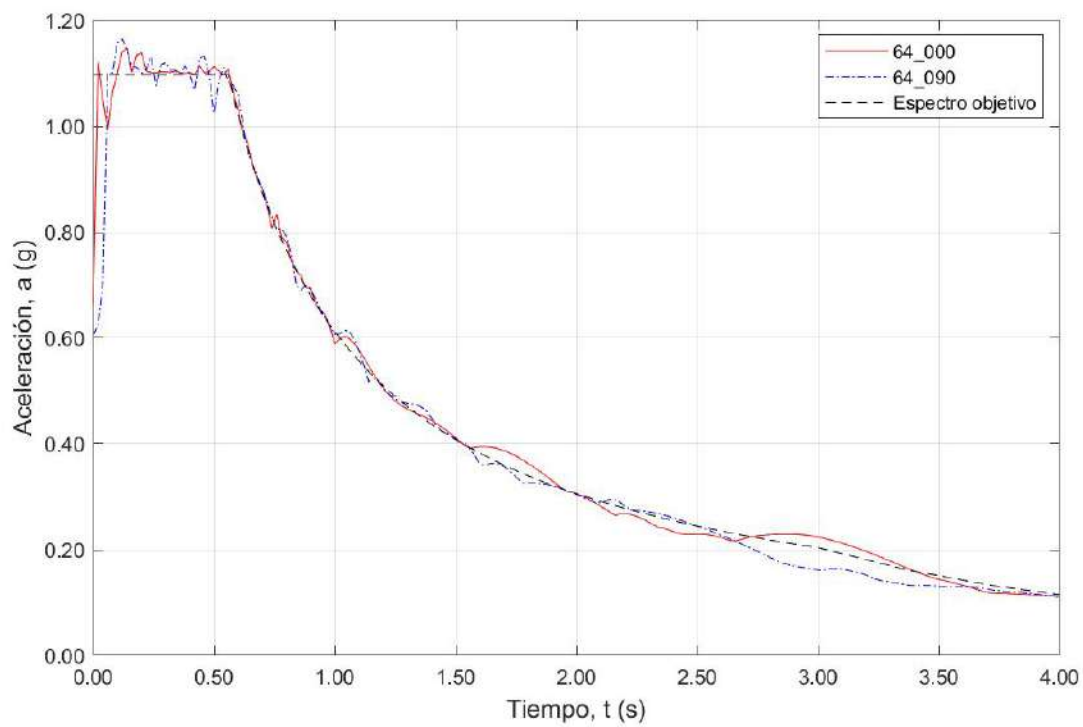


Figura 120 Espectros de respuesta registro 64 escalado

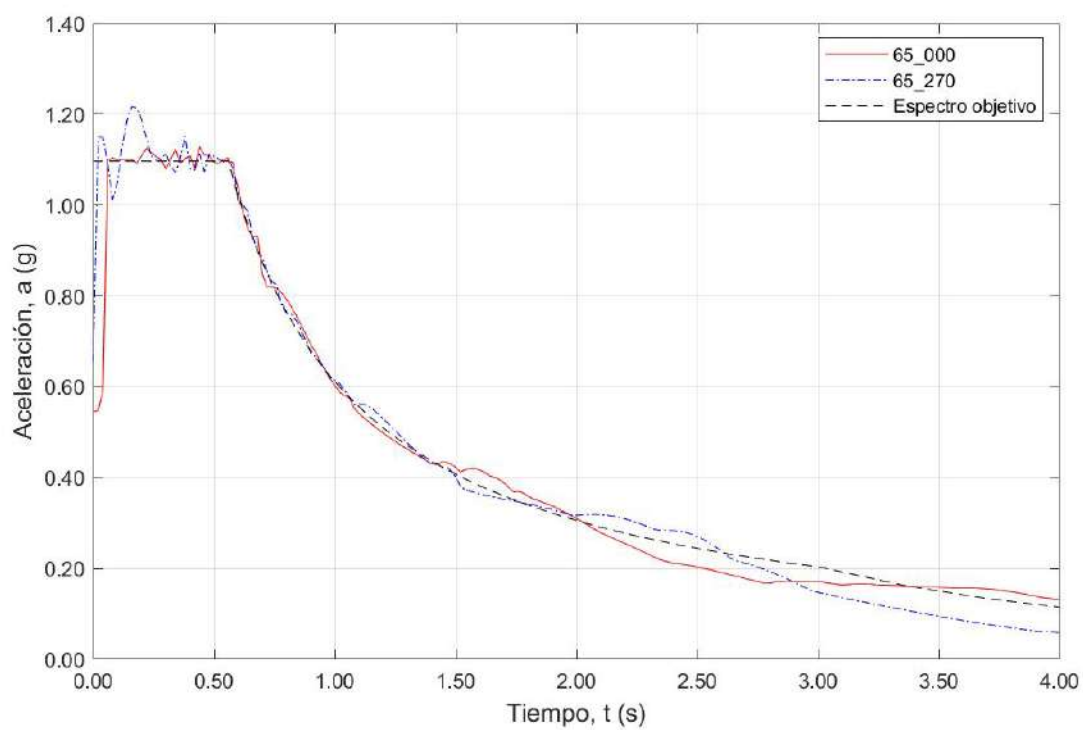


Figura 121 Espectros de respuesta registro 65 escalado

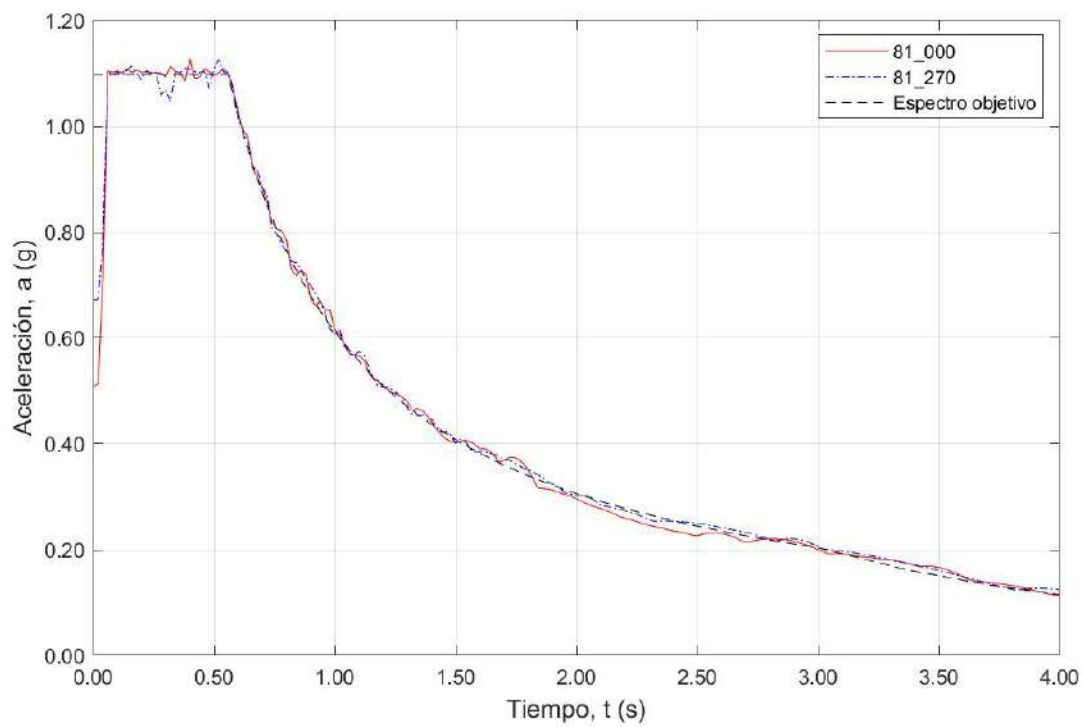


Figura 122 Espectros de respuesta registro 81 escalado

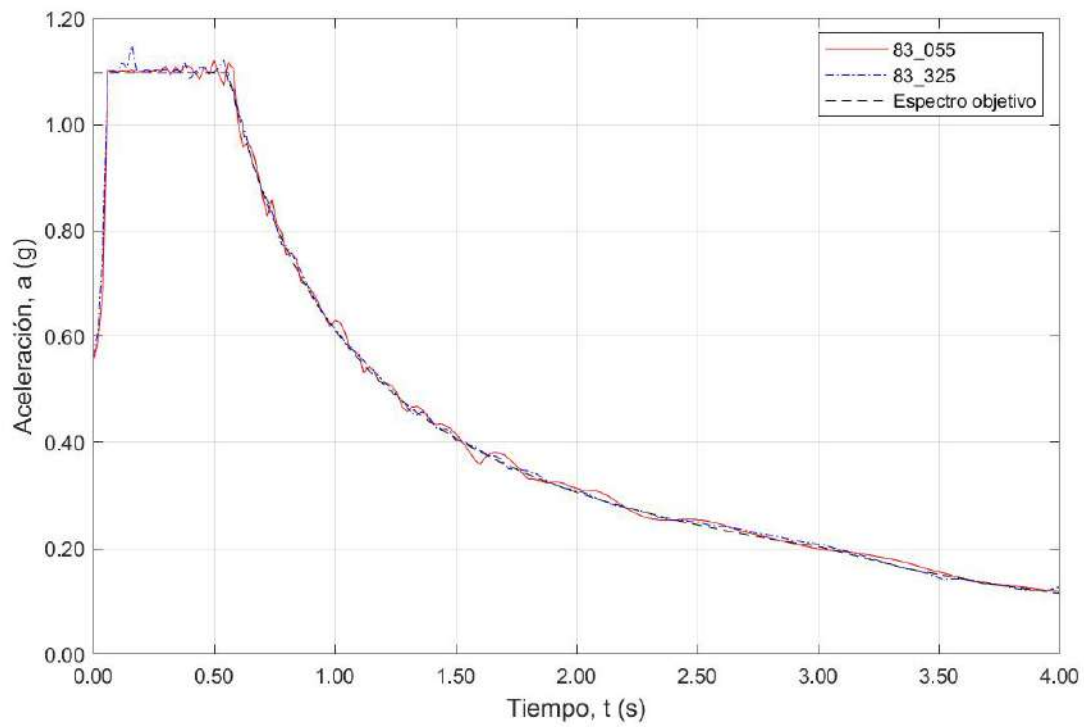


Figura 123 Espectros de respuesta registro 83 escalado

De ese modo, los registros escalados -una vez cargados en el programa de análisis estructural- se muestran en la Figura 124 a Figura 134.

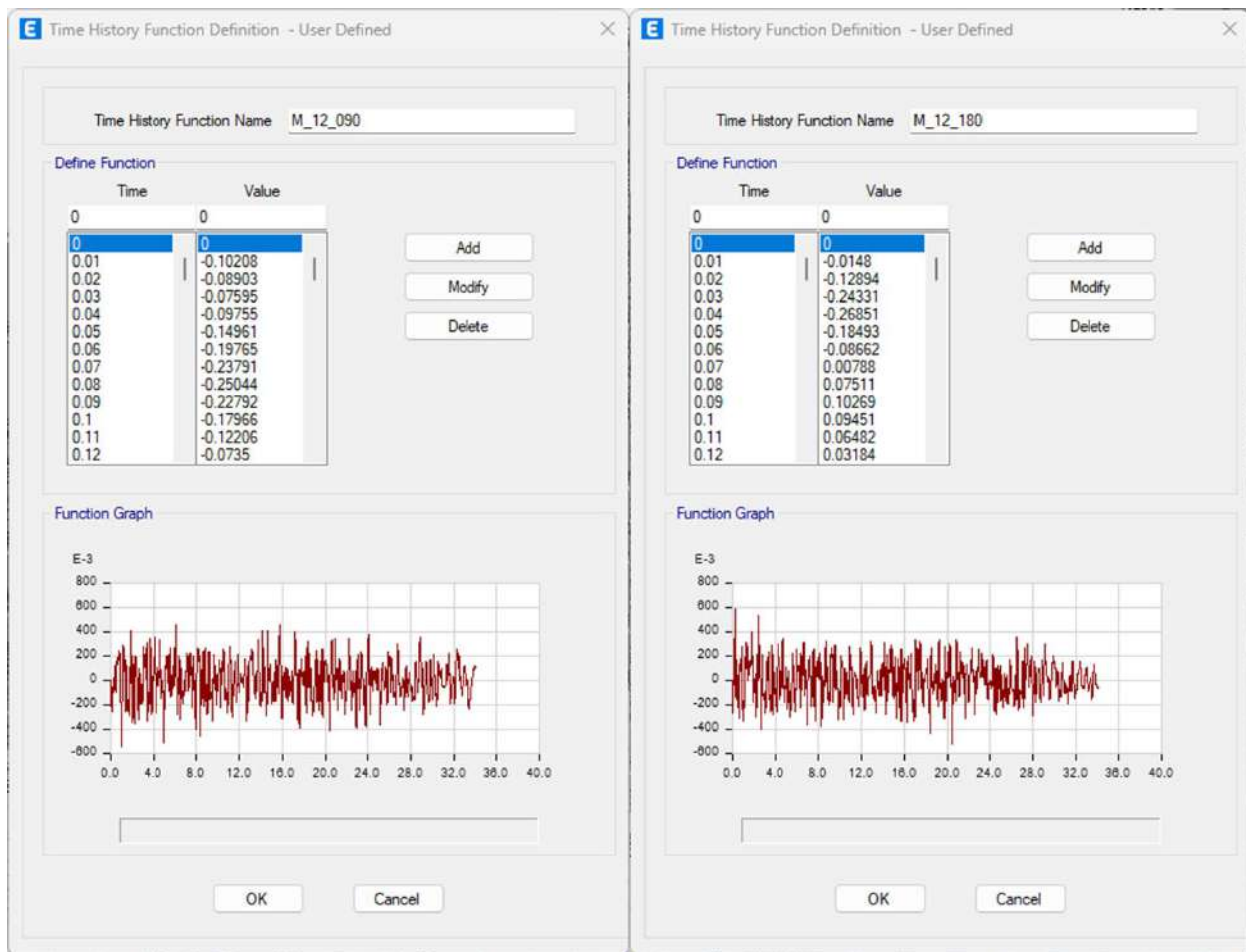


Figura 124 Registro 12 escalado

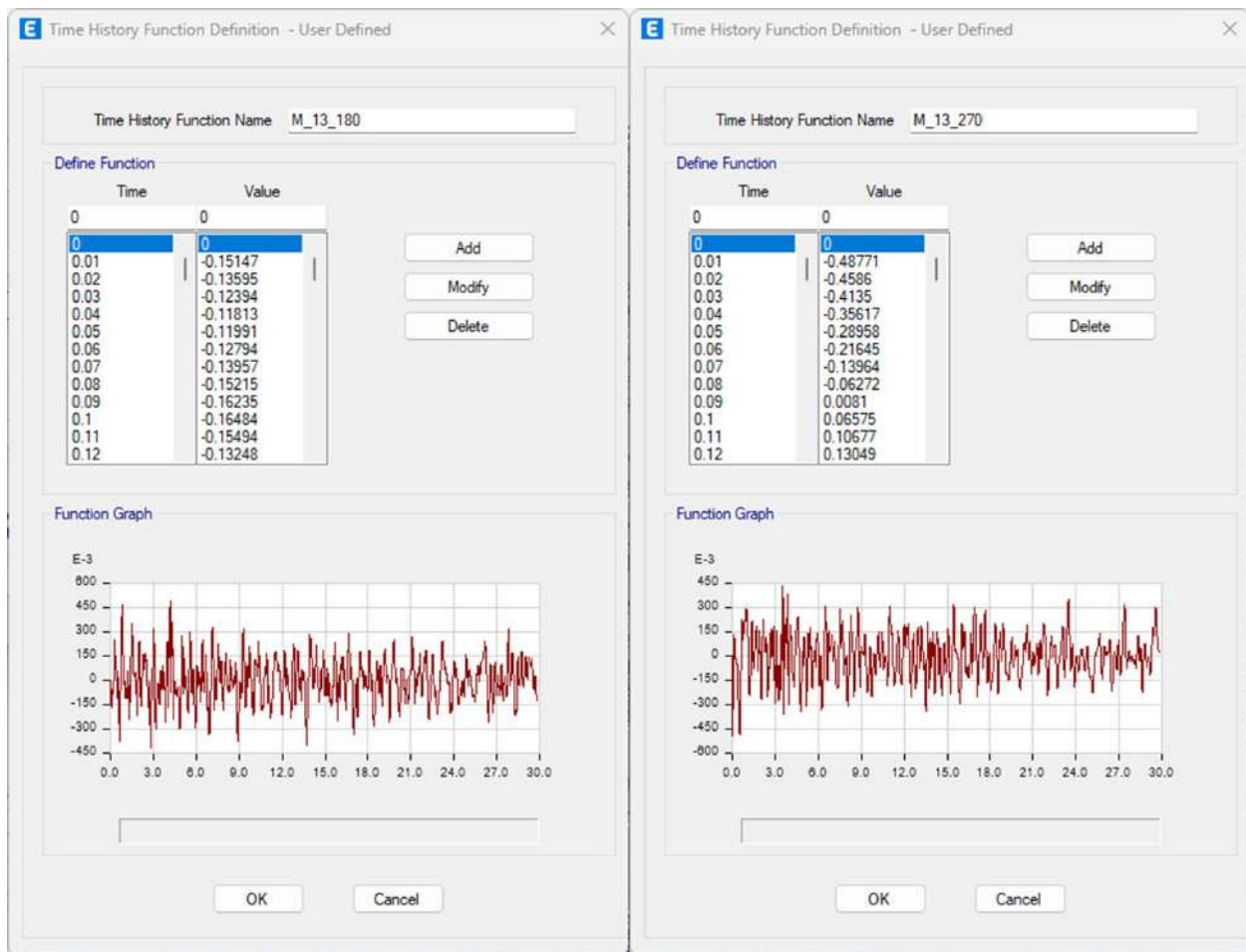


Figura 125 Registro 13 escalado

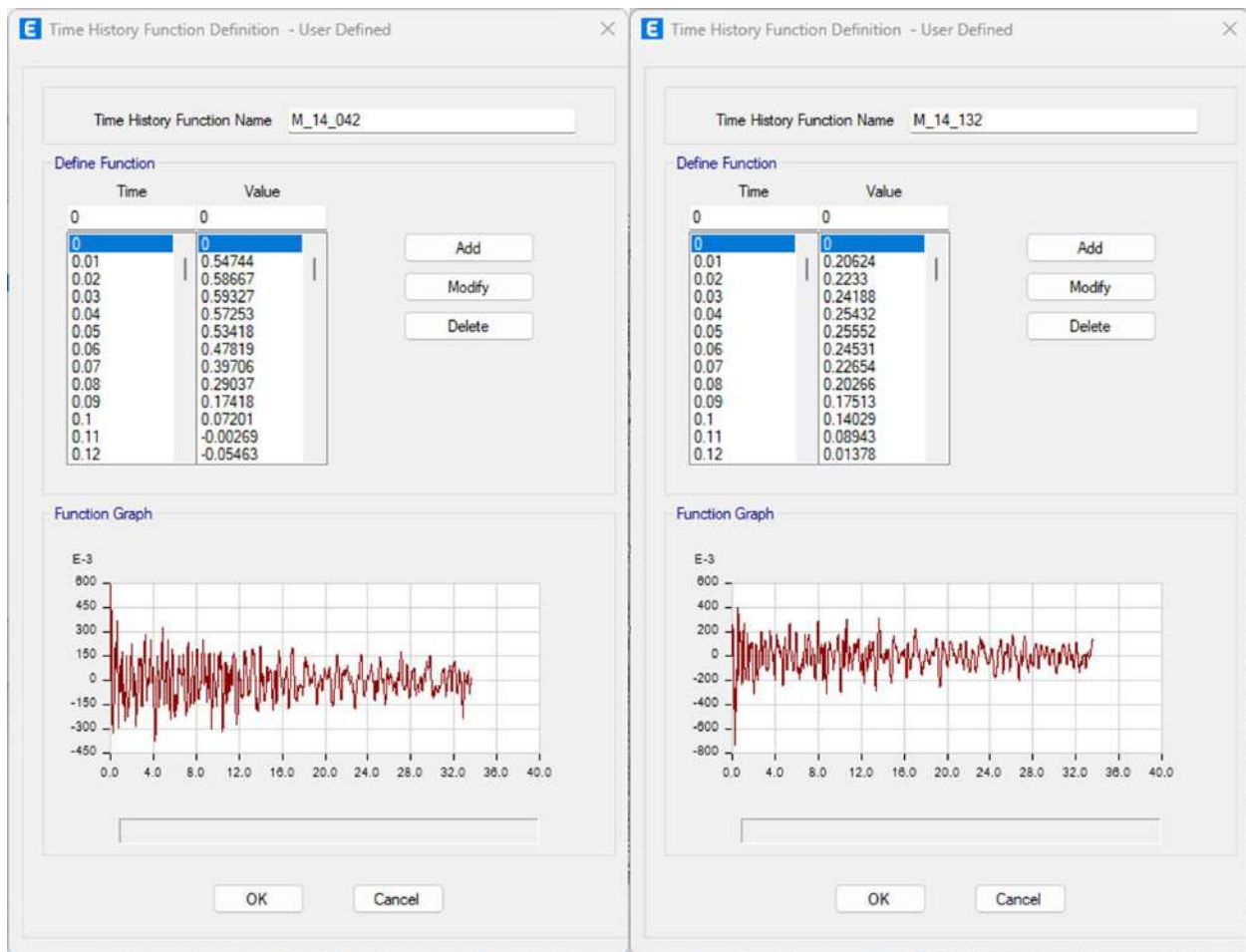


Figura 126 Registro 14 escalado

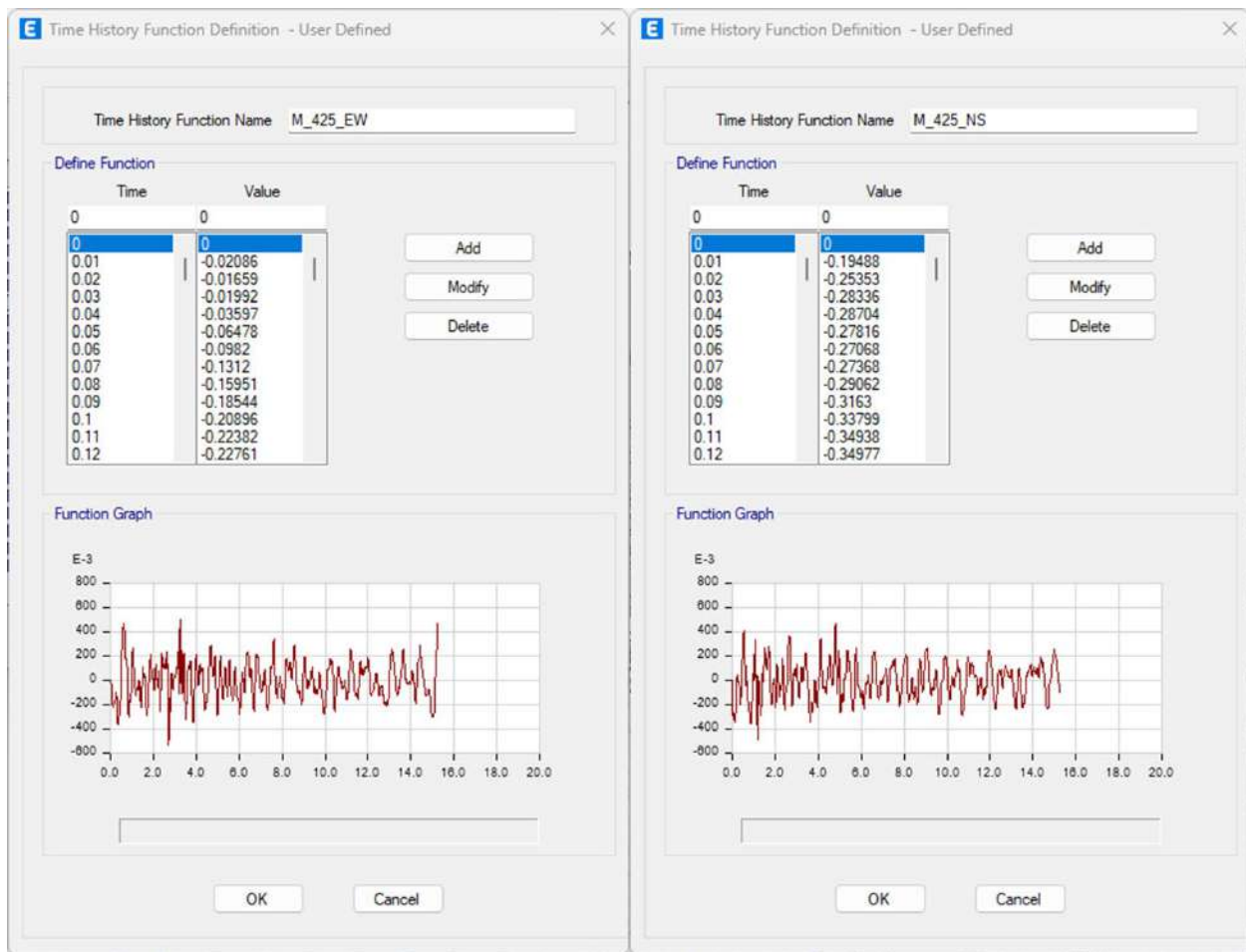


Figura 127 Registro 425 escalado

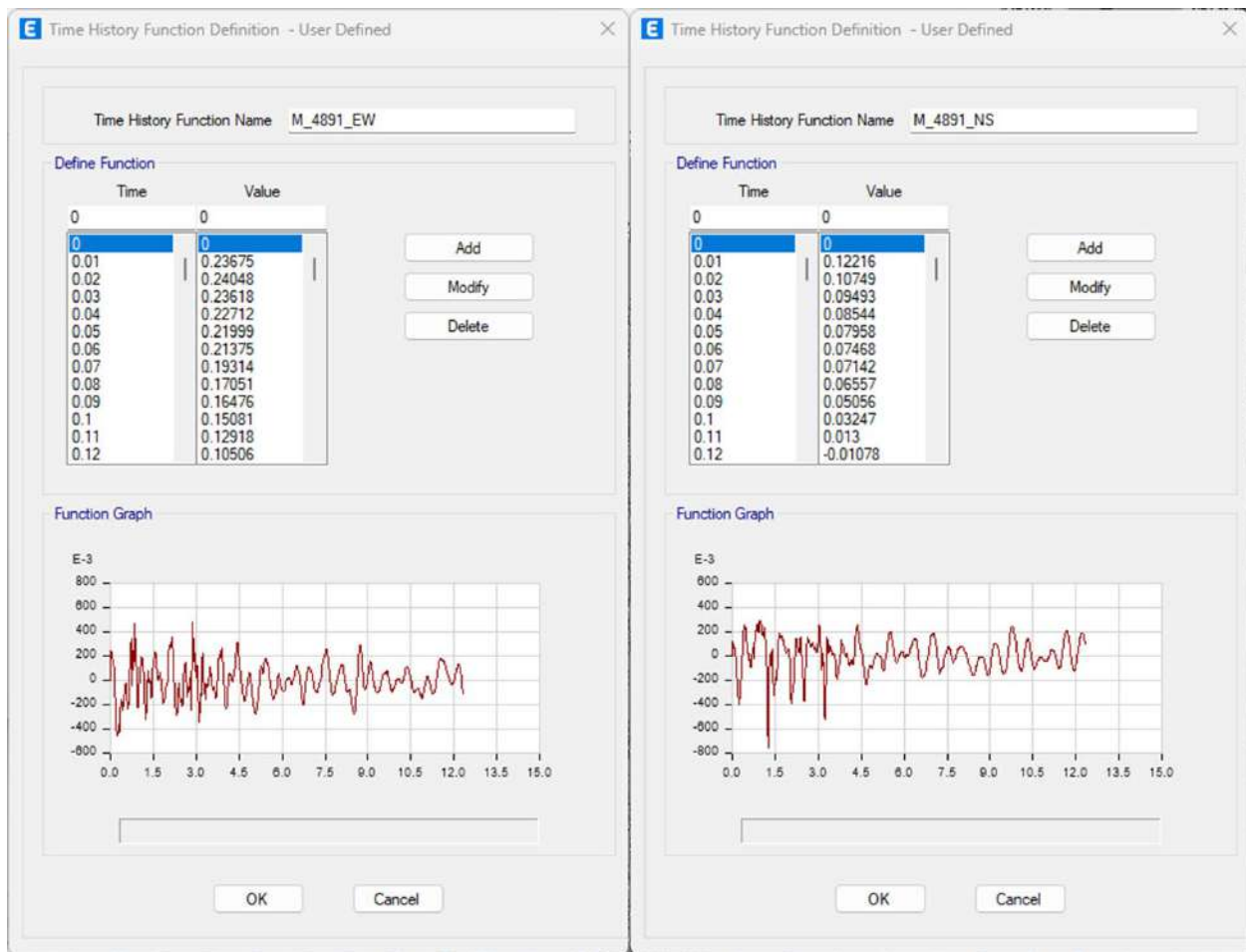


Figura 128 Registro 4891 escalado

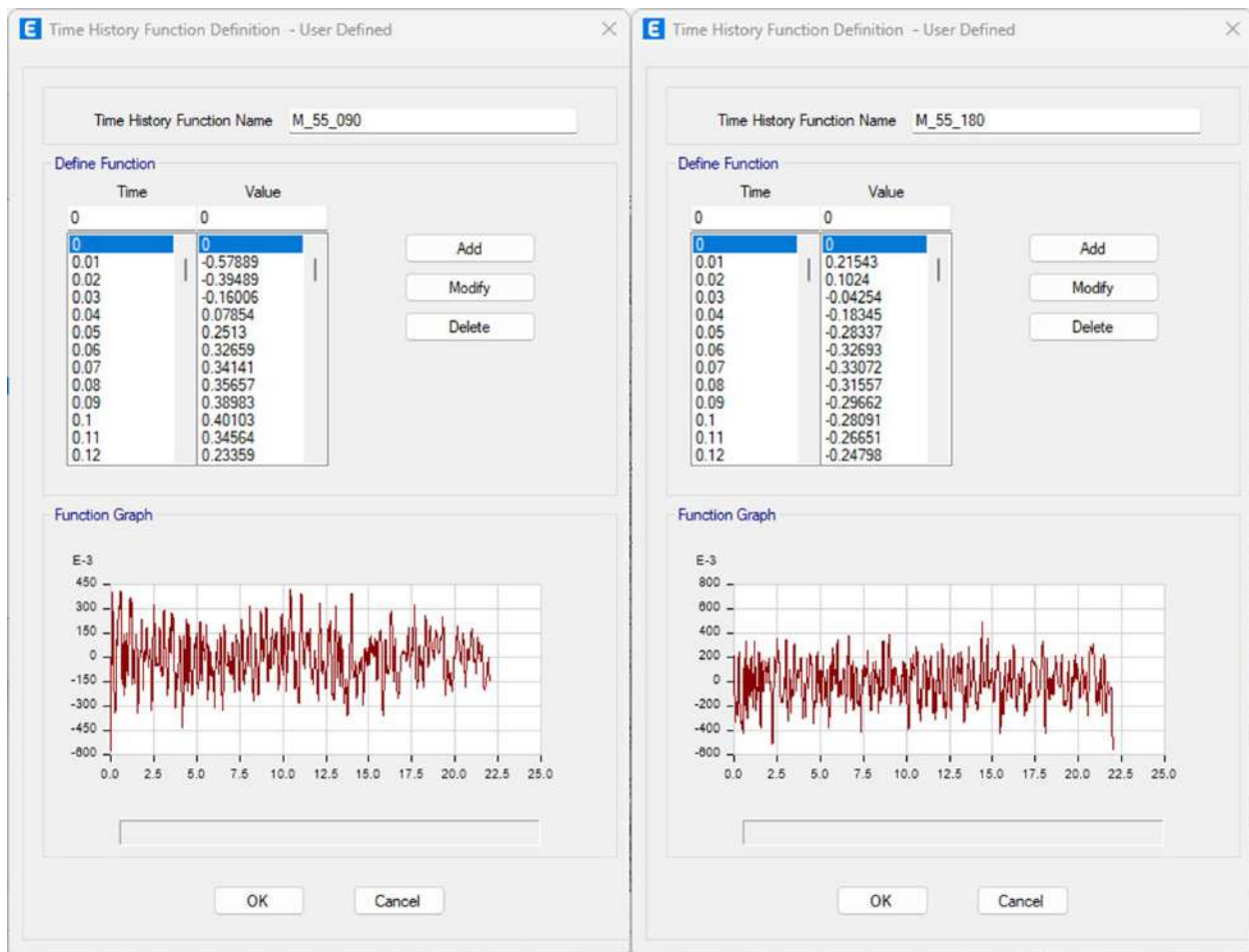


Figura 129 Registro 55 escalado

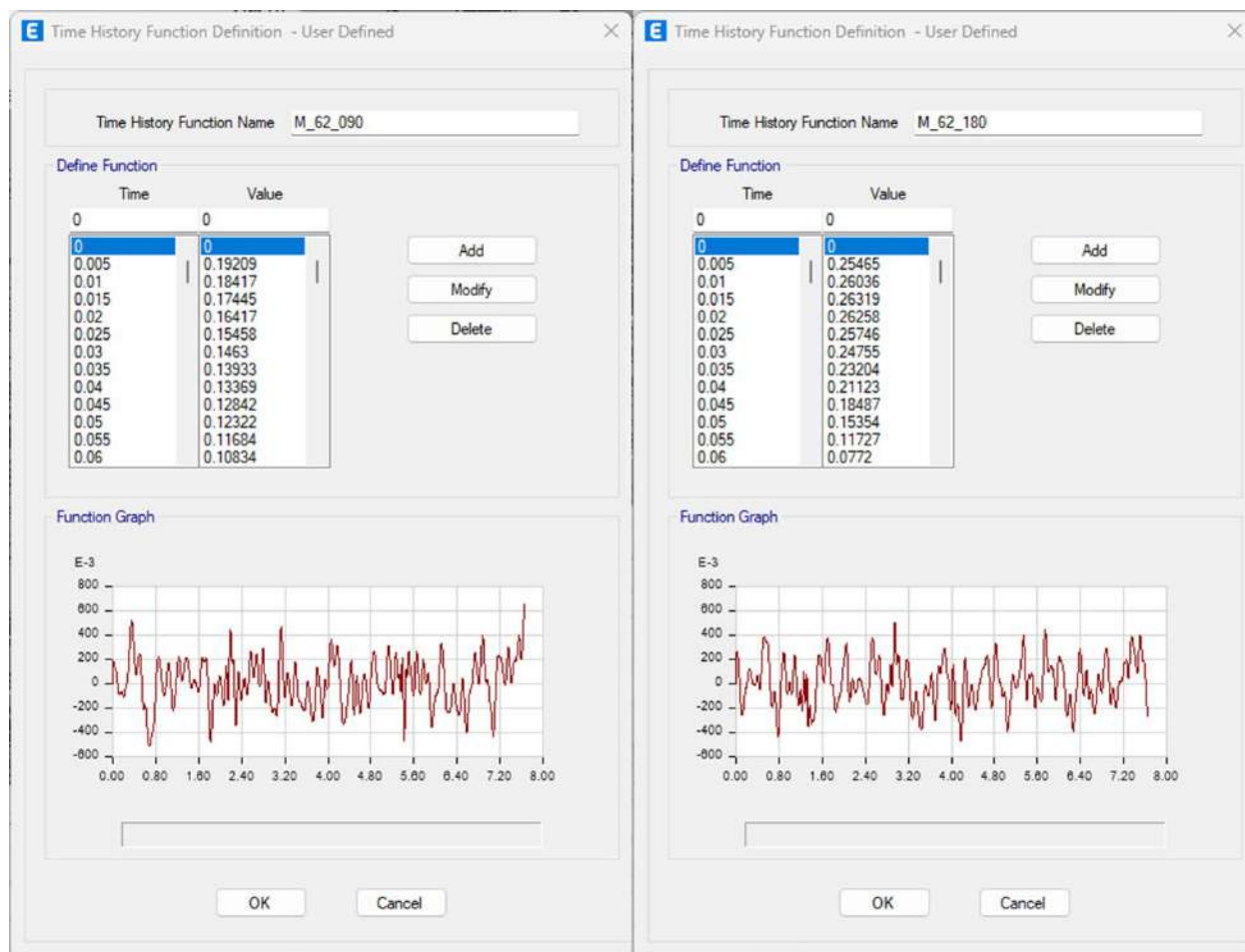


Figura 130 Registro 62 escalado

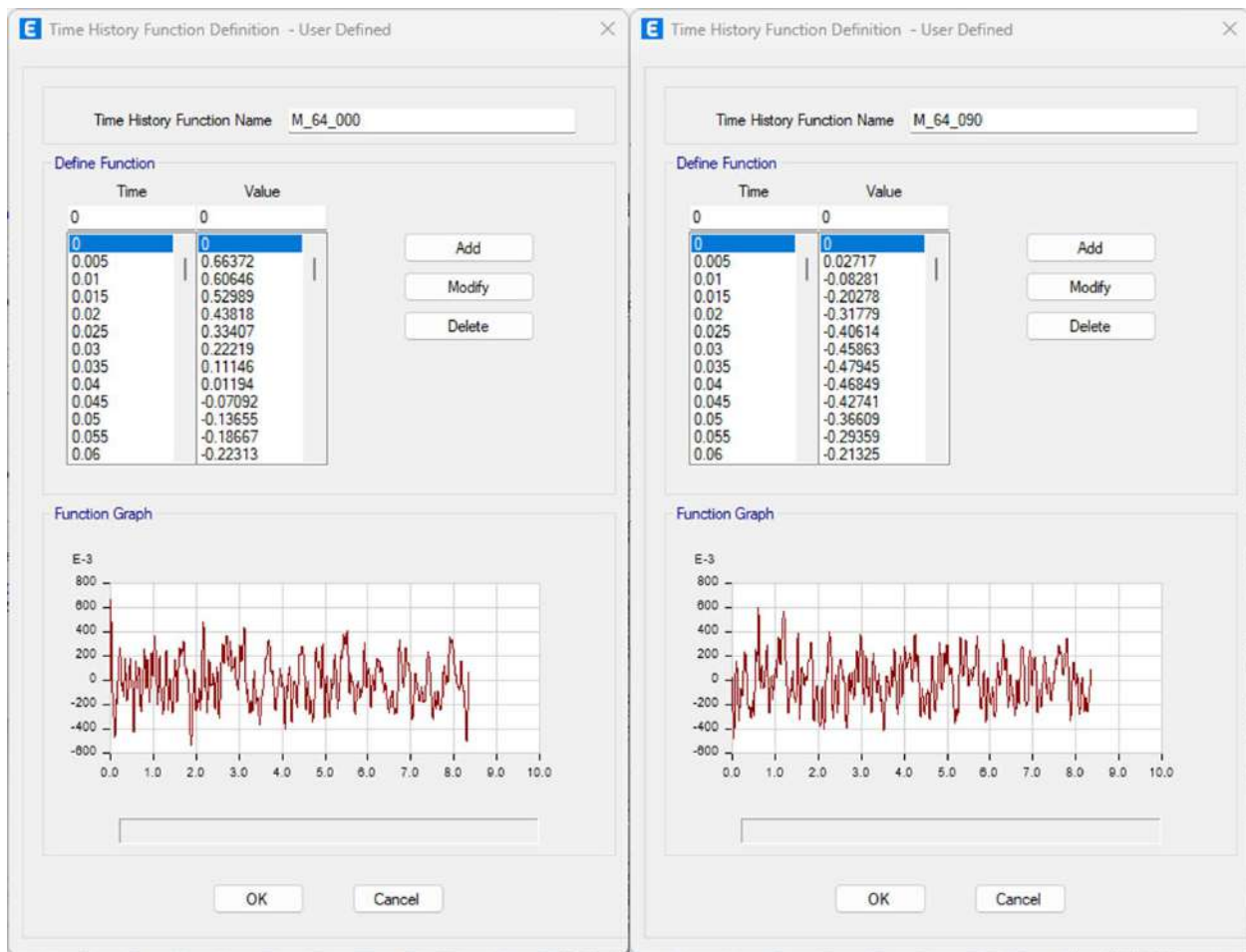


Figura 131 Registro 64 escalado

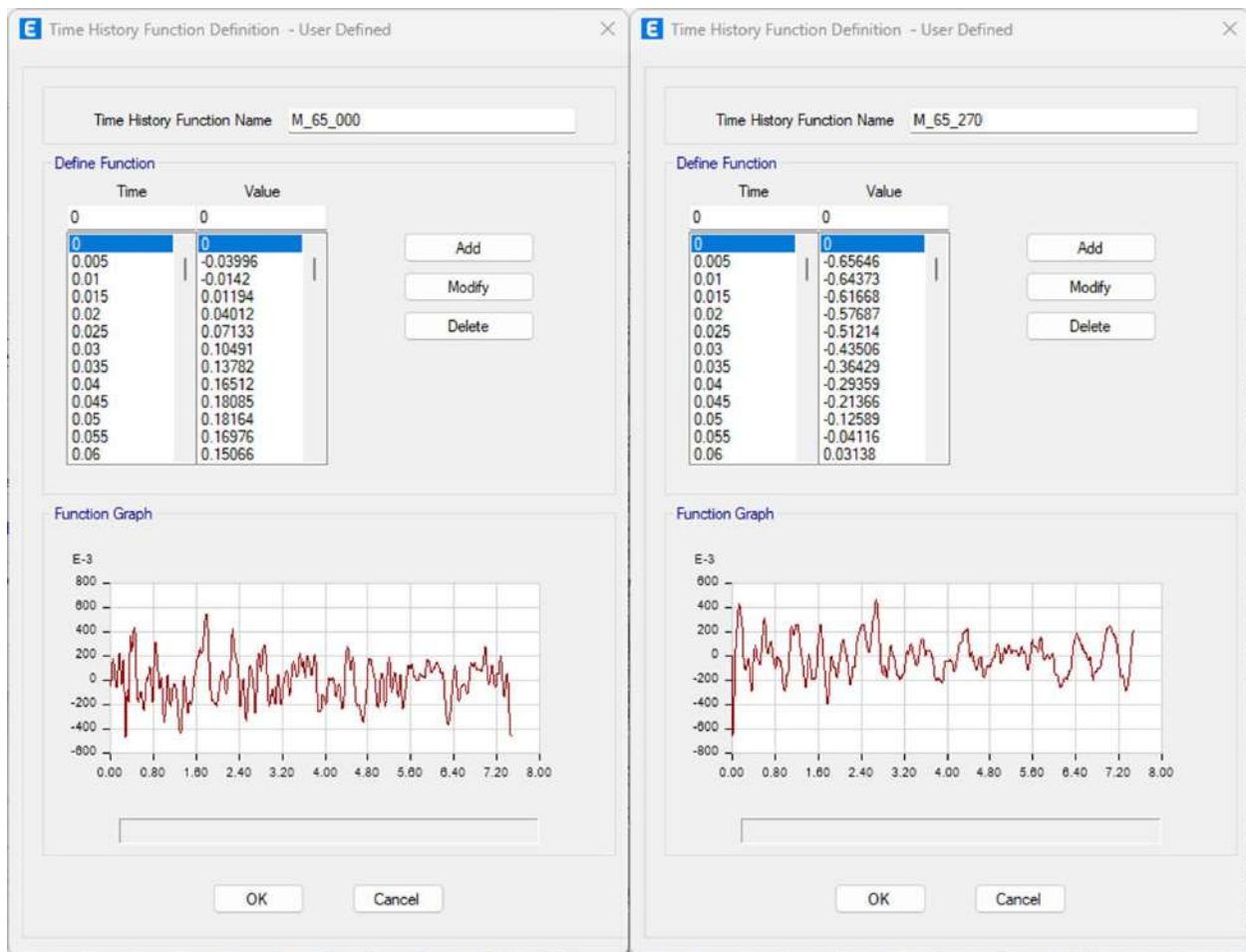


Figura 132 Registro 65 escalado

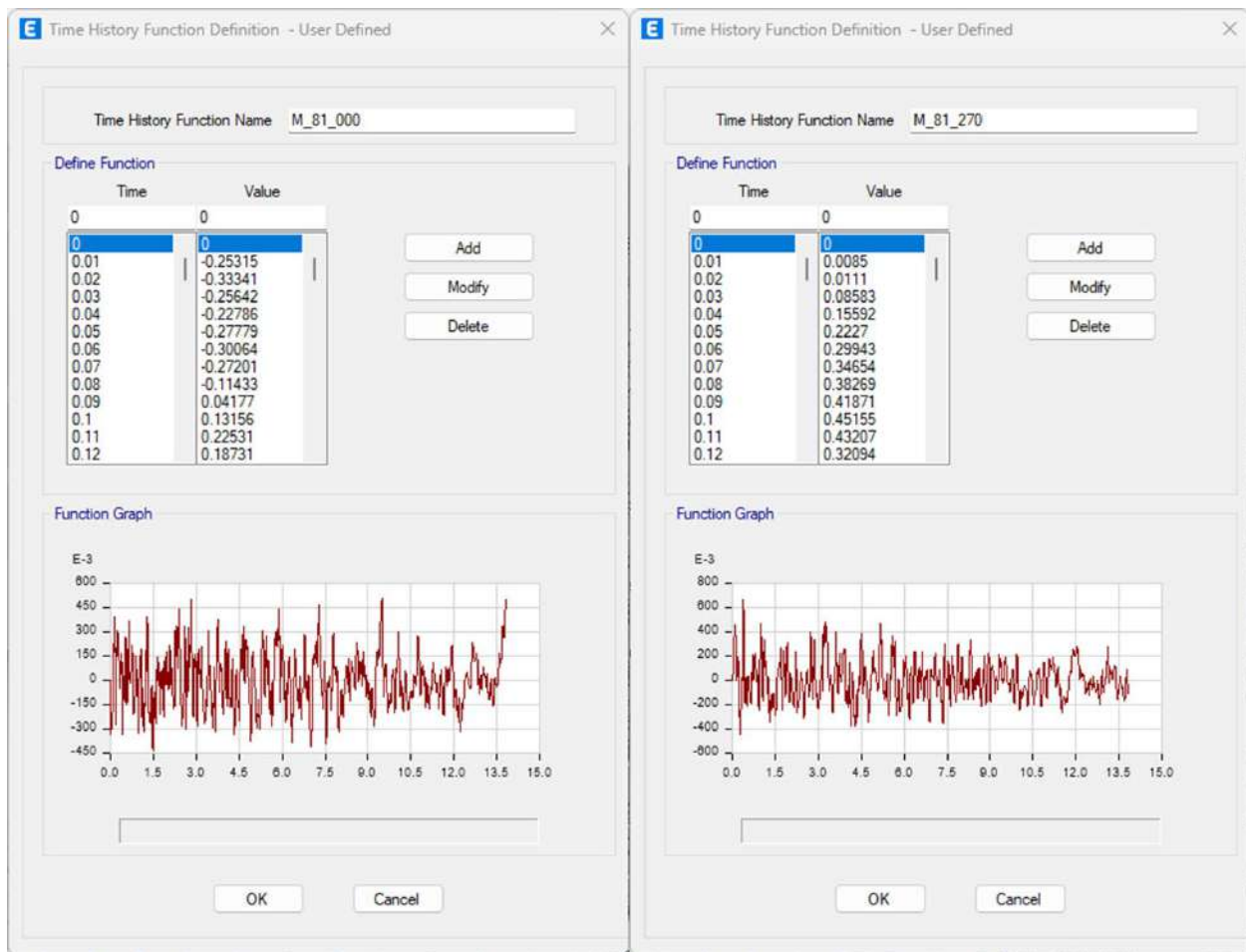


Figura 133 Registro 81 escalado

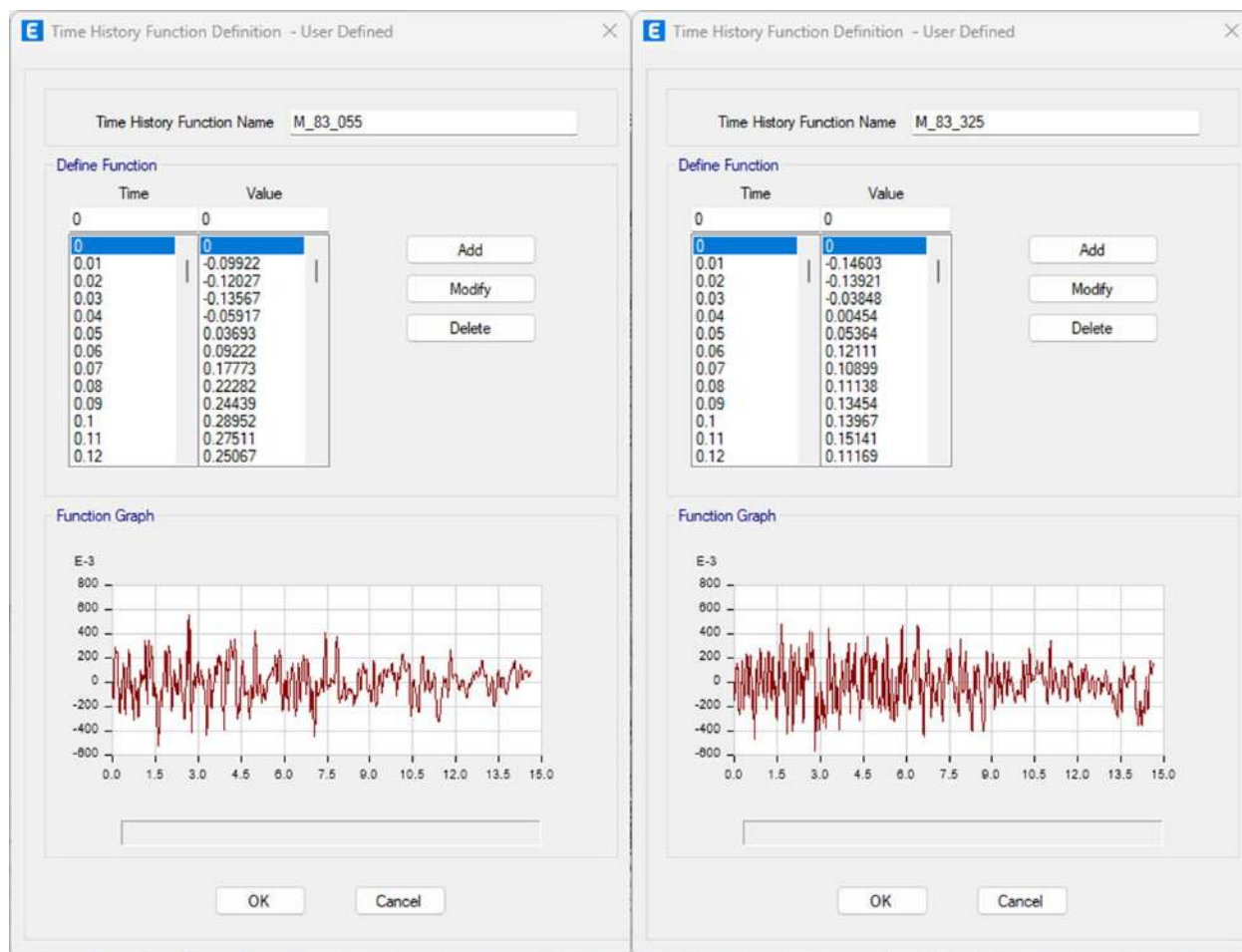


Figura 134 Registro 83 escalado

4.4.5 MODELADO DE NO LINEALIDAD

Para simular la no linealidad en las vigas, se han implementado rótulas plásticas en sus extremos, siguiendo las directrices establecidas en el ASCE 41-17, como se detalla en la Tabla 23. Estas rótulas permiten modelar el comportamiento inelástico de las vigas de concreto bajo cargas significativas, facilitando así una representación más precisa de la respuesta estructural ante eventos extremos. La Figura 135 ilustra la configuración paramétrica de estas rótulas plásticas, proporcionando una base clara para su implementación en el análisis.

La simulación del comportamiento inelástico de las vigas se enriquece significativamente con la incorporación del modelo histerético de Takeda para la representación de la histéresis. Este modelo, basado en las investigaciones de Takeda, Sozen y Nielsen (1970), es particularmente adecuado para el análisis de estructuras de concreto

reforzado, ofreciendo una descripción detallada de la disipación de energía y la degradación de la rigidez bajo cargas cíclicas.

El modelo de Takeda se distingue por su capacidad para simular la disminución en la disipación de energía con deformaciones mayores, un aspecto crítico para entender la respuesta estructural ante eventos sísmicos y cargas reversibles (Computers and Structures, 2017). Este comportamiento se modela a través de un bucle histerético que degrada, siguiendo una línea secante hacia la curva espinazo para cargas en la dirección opuesta, basándose en la deformación máxima alcanzada en ciclos de carga anteriores (Ver Figura 136). Tal representación es esencial para capturar la evolución del comportamiento inelástico de las vigas de concreto y su interacción con el sistema estructural global bajo condiciones extremas.

Incorporar el modelo histerético de Takeda en la simulación permite una aproximación más refinada y representativa de la capacidad de las estructuras de concreto para absorber y disipar energía bajo cargas dinámicas, siguiendo las directrices del ASCE 41-17. Este enfoque no solo mejora la precisión del análisis estructural, sino que también proporciona una perspectiva valiosa para el diseño y evaluación de estructuras capaces de resistir eventos extremos, asegurando una comprensión profunda y basada en principios físicos claros del comportamiento estructural ante la demanda sísmica y otras cargas reversibles.

Por otro lado, para en el caso de las columnas, se ha optado por el uso de rótulas basadas en fibras para su modelado. Este enfoque implica la discretización de la sección transversal en fibras individuales, a las cuales se les aplican las relaciones constitutivas específicas de los materiales. Este método tiene en cuenta el efecto del confinamiento proporcionado por el refuerzo transversal de confinamiento, lo que es crucial para capturar la respuesta inelástica detallada de las columnas bajo cargas. La modelización por fibras ofrece una representación más granular y precisa del comportamiento de las columnas, permitiendo un análisis detallado de los efectos de no linealidad.

La Figura 137 a Figura 141 muestra la definición de las rótulas plásticas en las columnas.

Tabla 23 Parámetros de modelado y criterios de aceptación de vigas

Fuente: (ASCE, 2017)

Table 10-7. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

Conditions	Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a		
	Plastic Rotation Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle (radians)		
				Performance Level		
	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	IO	LS	CP
Condition i. Beams controlled by flexure ^b						
$\frac{P_u - P_u}{P_{base}}$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V_u}{b_w d \sqrt{f_{cE}}}$				
≤0.0	C	≤3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010
≤0.0	C	≥6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005
≥0.5	C	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005
≥0.5	C	≥6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005
≤0.0	NC	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005
≤0.0	NC	≥6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015
≥0.5	NC	≤3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005
≥0.5	NC	≥6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015
Condition ii. Beams controlled by shear ^b						
Stirrup spacing ≤ <i>d</i> /2			0.0030	0.02	0.2	0.0015
Stirrup spacing > <i>d</i> /2			0.0030	0.01	0.2	0.0015
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span ^b						
Stirrup spacing ≤ <i>d</i> /2			0.0030	0.02	0.0	0.0015
Stirrup spacing > <i>d</i> /2			0.0030	0.01	0.0	0.0015
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint ^b						
			0.015	0.03	0.2	0.01
						0.02
						0.03

Note: f'_c in lb/in.² (MPa) units.

^a Values between those listed in the table should be determined by linear interpolation.

^b Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occur for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.

^c "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement, respectively. Transverse reinforcement is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at $\leq d/3$, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_h) is at least 3/4 of the design shear. Otherwise, the transverse reinforcement is considered nonconforming.

^d V is the design shear force from NSP or NDP.

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E-	-0.2	-0.025
D-	-0.2	-0.015
C-	-1	-0.015
B-	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	1	0.015
D	0.2	0.015
E	0.2	0.025

☒ Symmetric

Additional Backbone Curve Points

☐ BC - Between Points B and C
 ☐ CD - Between Points C and D

Scaling for Moment and Rotation

☒ Use Yield Moment

Moment SF

Positive

Negative

☐ Use Yield Rotation
(Steel Objects Only)

Rotation SF

Positive

Negative

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

☒ Immediate Occupancy

Positive

Negative

☒ Life Safety

Positive

Negative

☒ Collapse Prevention

Positive

Negative

☐ Show Acceptance Criteria on Plot

Type

☒ Moment - Rotation
 ☐ Moment - Curvature

Hinge Length

☒ Relative Length

Load Carrying Capacity Beyond Point E

☒ Drops To Zero
 ☐ Is Extrapolated

Hysteresis Type and Parameters

Hysteresis

Takeda

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

OK

Cancel

Figura 135 Definición paramétrica de rótula plástica para vigas

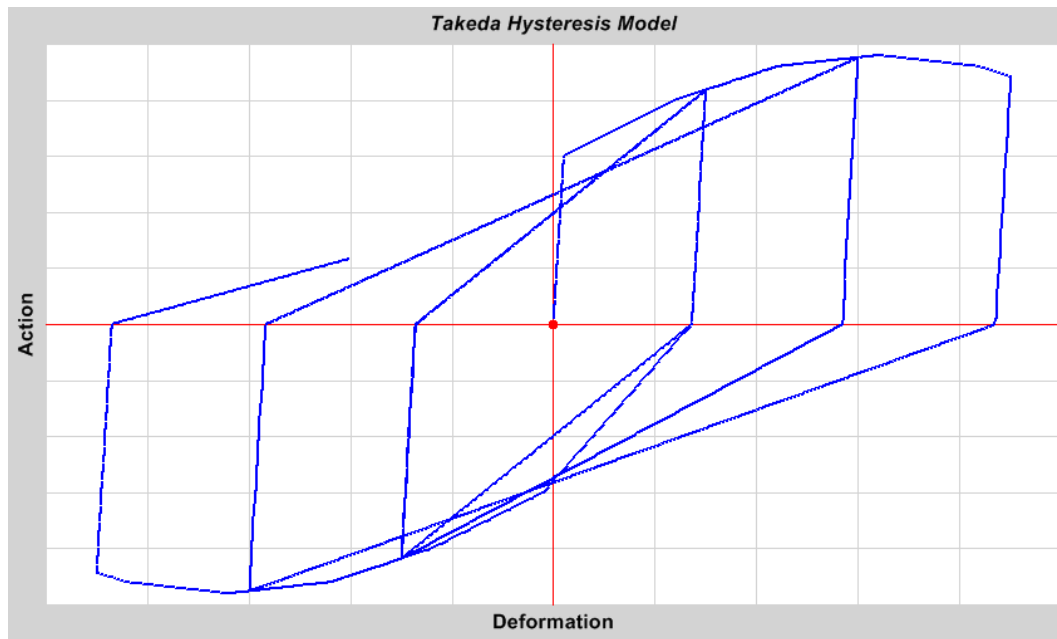


Figura 136 Modelo de histéresis de Takeda
Fuente: (Computers and Structures, 2017)

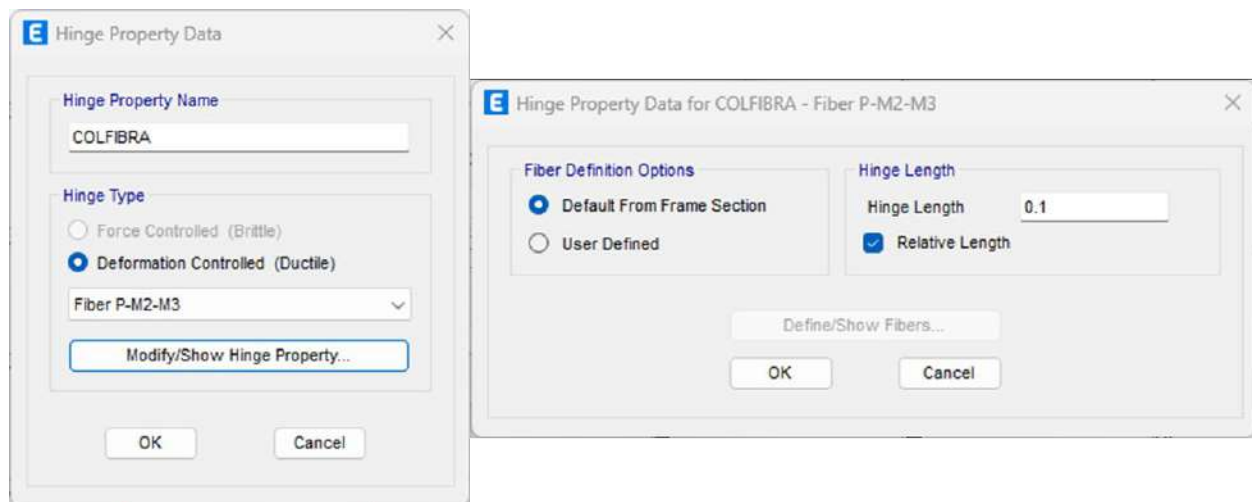


Figura 137 Definición de rótula plástica por fibra para columnas

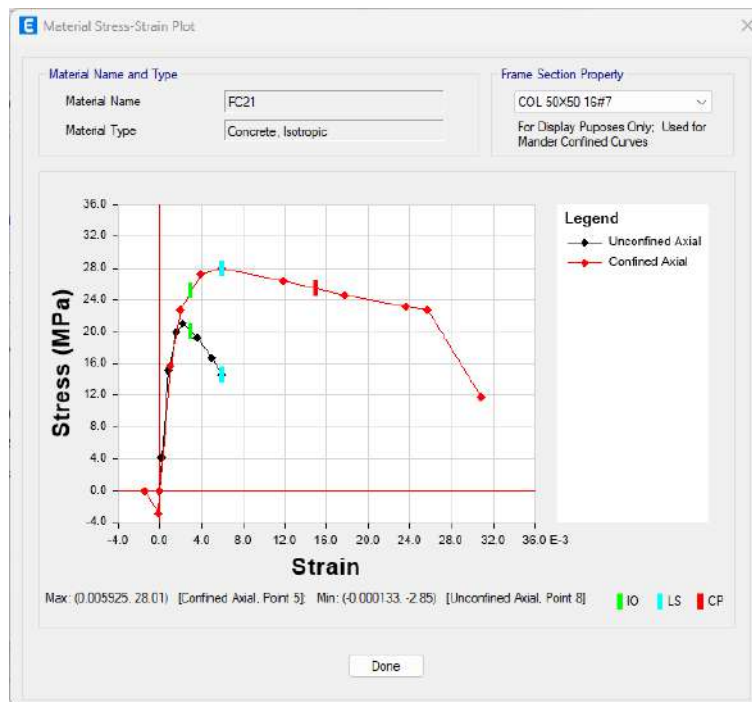


Figura 138 Relación esfuerzo-deformación para concretos en columna - 50X50 L 16#7 + T 3#3 @ 100

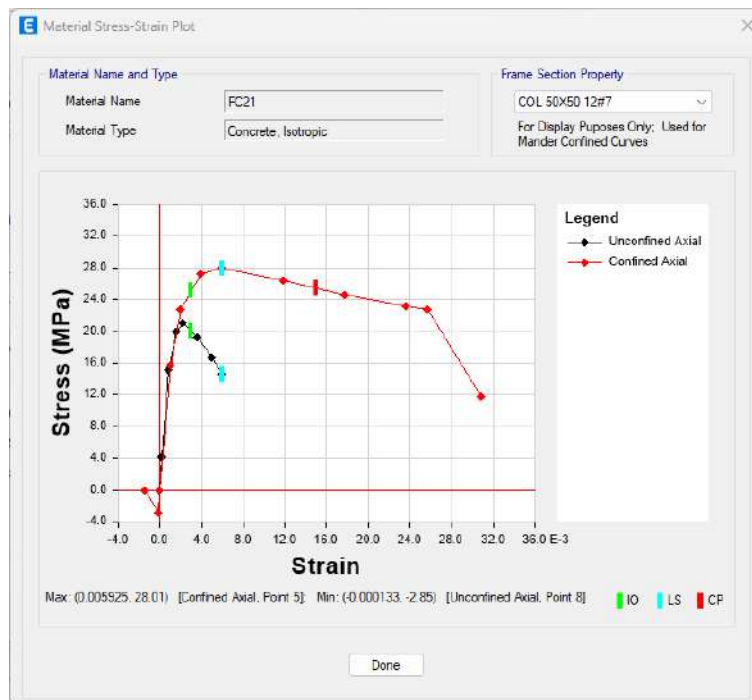


Figura 139 Relación esfuerzo-deformación para concretos en columna - 50X50 L 12#7 + T 3#3 @ 100

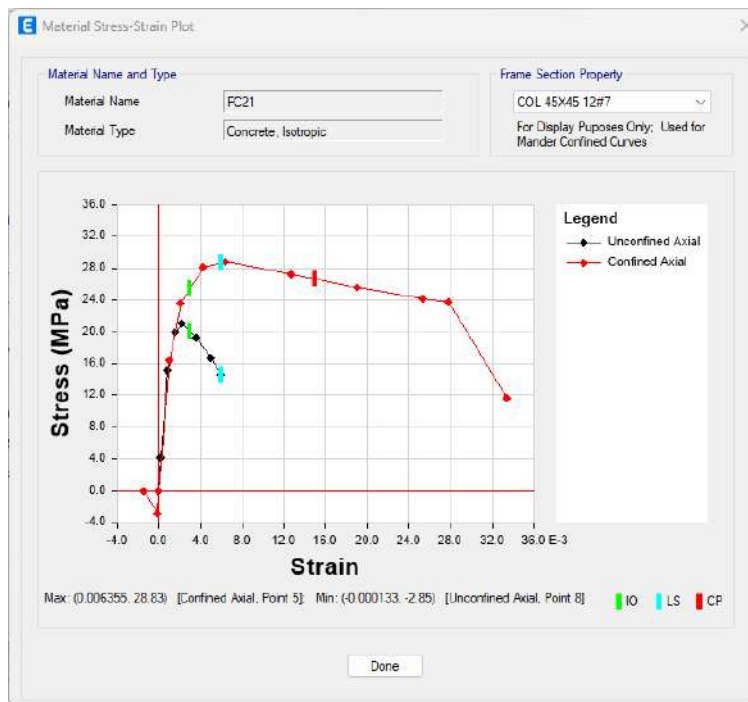


Figura 140 Relación esfuerzo-deformación para concretos en columna - 45X45 L 12#7 + T 3#3 @ 100

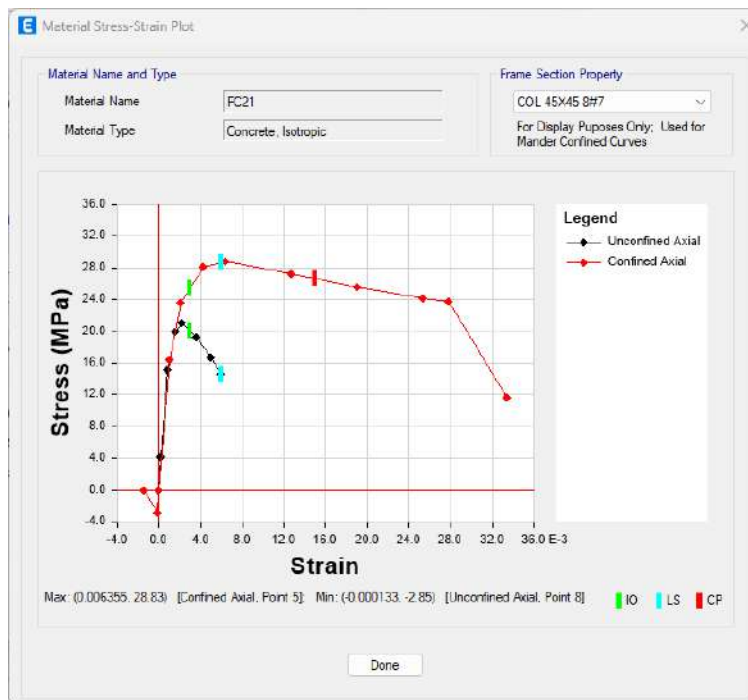


Figura 141 Relación esfuerzo-deformación para concretos en columna - 45X45 L 8#7 + T 3#3 @ 100

4.4.6 SECCIONES FISURADAS

La respuesta de los componentes controlados por deformación, representados por relación constitutivas no lineales, como la indicada en la Figura 142, se combinará con la forma de histéresis asociada que considere el nivel de estrangulamiento (Bajo, moderado o significativo).

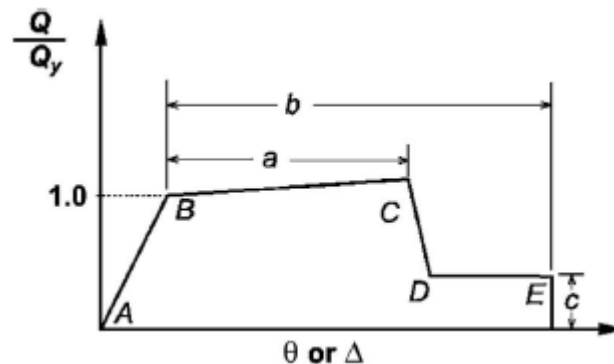


Figura 142 Relación fuerza-deformación generalizada para componentes o elementos de concreto

Fuente: (ASCE, 2017)

En la Figura 142, la pendiente elástica (Desde el punto A al punto B) será determinada de acuerdo con la Tabla 24, y se aplicarán a los elementos tanto en la zona donde se espera un comportamiento no lineal (Rótulas plásticas) como entre ellas.

Tabla 24 Valores de rigidez efectiva para análisis no lineal

Fuente: (ASCE, 2017)

Table 10-5. Effective Stiffness Values

Component	Flexural Rigidity	Shear Rigidity	Axial Rigidity
Beams—nonprestressed ^a	$0.3E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	—
Beams—prestressed ^a	$E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	—
Columns with compression caused by design gravity loads $\geq 0.5A_g f'_{cE}$ ^b	$0.7E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$
Columns with compression caused by design gravity loads $\leq 0.1A_g f'_{cE}$ or with tension ^b	$0.3E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$ (compression) $E_s A_s$ (tension)
Beam-column joints	Refer to Section 10.4.2.2.1		$E_c A_g$
Flat slabs—nonprestressed	Refer to Section 10.4.4.2	$0.4E_c A_g$	—
Flat slabs—prestressed	Refer to Section 10.4.4.2	$0.4E_c A_g$	—
Walls—cracked ^c	$0.35E_c A_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$ (compression) $E_s A_s$ (tension)

4.4.7 NUDOS VIGA-COLUMNA

Teniendo en cuenta que el caso de estudio corresponde con un diseño de acuerdo con las provisiones sísmicas actuales, entre las que destaca el cumplimiento del criterio de

columna fuerte-viga débil -exigido en la sección C.21.3.6 de la NSR-10 (Ver sección 4.2.1.4)-, se adopta el enfoque de modelado numérico asociado con el ajuste de la rigidez de la viga y el desfase de la columna dentro de la región de la zona del panel, mostrado en la Figura 143.

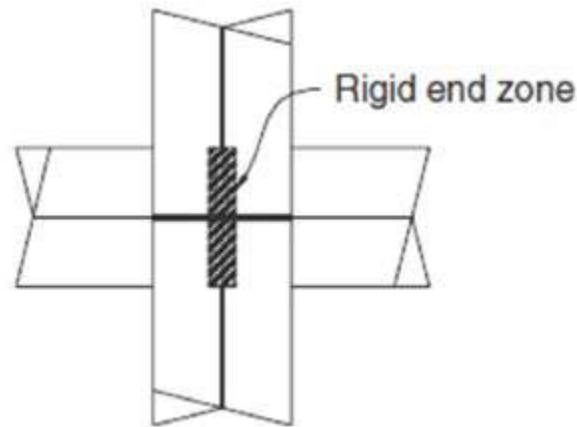


Figura 143 Configuración recomendada para el modelado del ajuste de rigidez y desfase de columna

Fuente: (Applied Technology Council, 2017)

Este enfoque de modelado no considera los efectos asociados al ablandamiento debido al deslizamiento del refuerzo longitudinal de la viga en la junta (Bond-slip). Sin embargo, dado que el diseño cumple con las provisiones de tamaño máximo de la barra de refuerzo longitudinal de las vigas y la longitud de desarrollo de este dentro de los nudos, así como la de la cuantía volumétrica transversal y el refuerzo longitudinal de las columnas dentro de los nudos, se opta por este enfoque (Antoniou, 2023). Al considerar los nudos como elementos controlados por fuerza, no se espera daño significativo en ellos (Applied Technology Council, 2017).

4.4.8 RESPUESTA ENERGÉTICA

En el análisis estructural, especialmente bajo cargas dinámicas, es fundamental entender cómo la energía se introduce, almacena y disipa dentro de una estructura. La respuesta energética global de una estructura a diferentes tipos de carga revela aspectos cruciales de su comportamiento, permitiendo una evaluación detallada de la eficacia de mecanismos de disipación de energía intencionalmente incorporados en el diseño, como amortiguadores, aisladores y la formación de rótulas plásticas en los miembros estructurales.

Se distinguen fundamentalmente el trabajo realizado por agentes externos que introducen energía a la estructura, la energía conservativa (Recuperable) y la energía no conservativa (Disipada por la estructura).

4.4.8.1 TIPOS DE ENERGÍA CONSIDERADAS

- Energía de entrada: Es aportada por agentes externos que introducen energía en la estructura. Incluye fuerzas, momentos, presiones, peso propio, aceleraciones y desplazamientos del suelo, deformaciones y desplazamientos de elementos, incluyendo esfuerzos térmicos y dependientes del tiempo, y efectos P-Delta.
- Energía potencial: Es una energía conservativa en la estructura debido a deformaciones elásticas que pueden recuperarse una vez eliminada la carga.
- Energía cinética: Es una energía conservativa debida al movimiento de la estructura.
- Amortiguamiento viscoso no lineal: Es la energía disipada por elementos amortiguadores basados en la velocidad.
- Amortiguamiento histérico no lineal: Es la energía disipada por la deformación plástica de materiales (Incluyendo rótulas plásticas).

4.4.8.2 INTERPRETACIÓN DE GRÁFICAS DE ENERGÍA

La Figura 144 a Figura 154 muestran las gráficas de la energía sísmica para cada registro. La Tabla 25 detalla los componentes energéticos globales presentes en la estructura.

Tabla 25 Componentes energéticos

Registro sísmico	Input energético (kN·m)	Energía conservativa (kN·m)	Energía no conservativa (kN·m)	Error energético (kN·m)
12	18484	1079	17387	18
13	18222	1089	17116	17
14	17656	396	17242	18
425	9898	780	9109	9
4891	8342	508	7827	7
55	10633	972	9652	9
62	8273	2486	5783	3
64	5461	593	4865	2
65	6994	1216	5774	4
81	7347	1127	6215	6
83	9487	921	8556	10

Del análisis de la tabla anterior se puede evidenciar que la energía no conservativa - especialmente la asociada al amortiguamiento histerético, por la deformación plástica de las secciones y del material- es el principal mecanismo de energía, ya que representa entre el 70% y 98% del input energético.

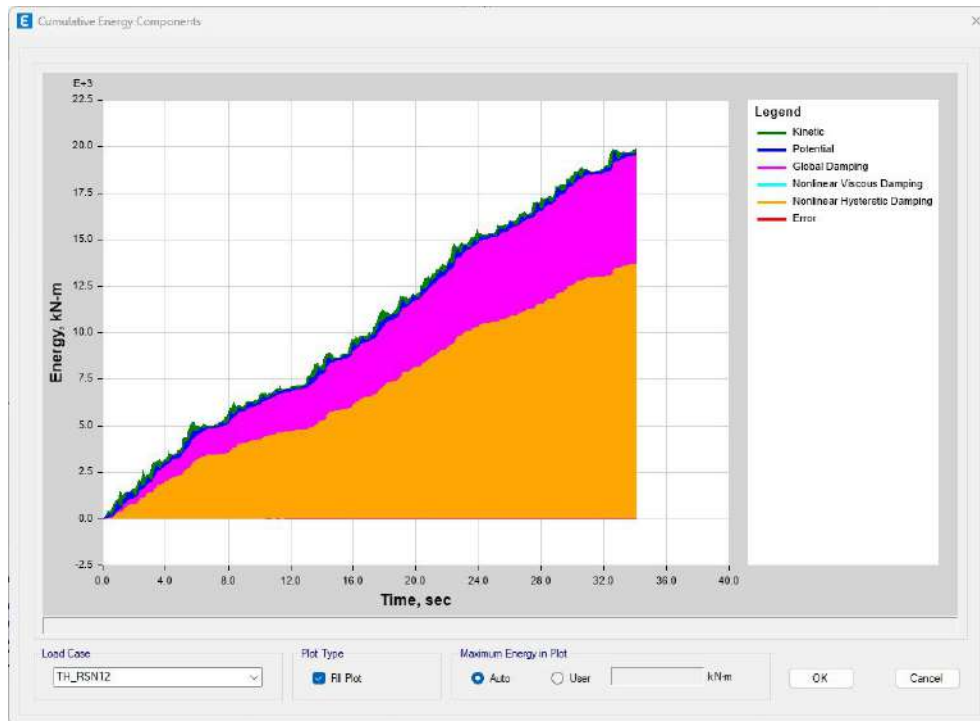


Figura 144 Componentes de energía acumulativa para el registro 12

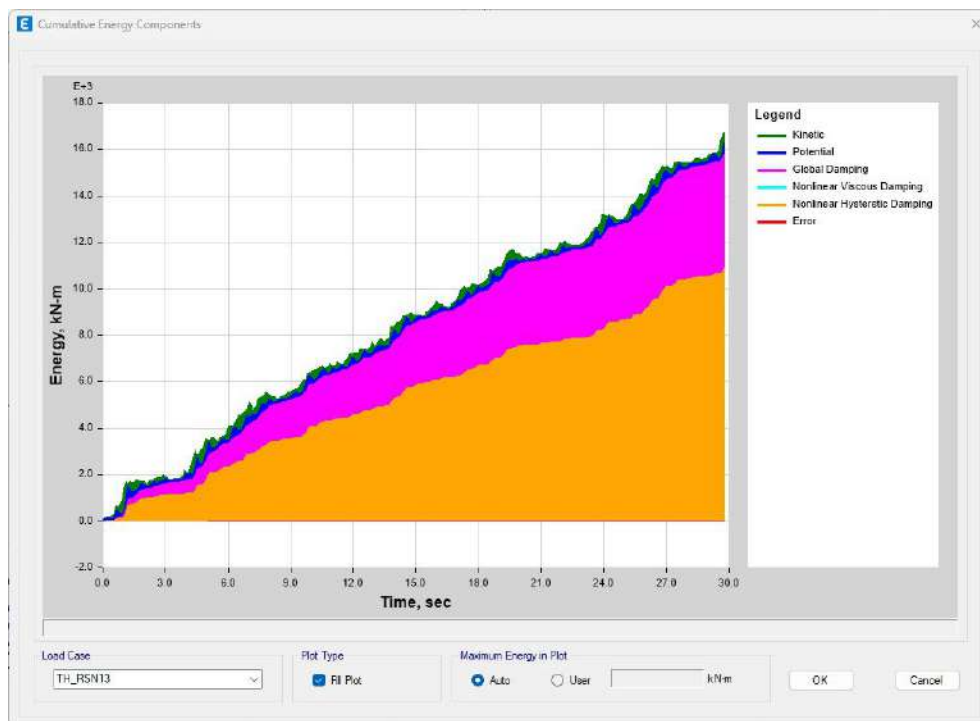


Figura 145 Componentes de energía acumulativa para el registro 13

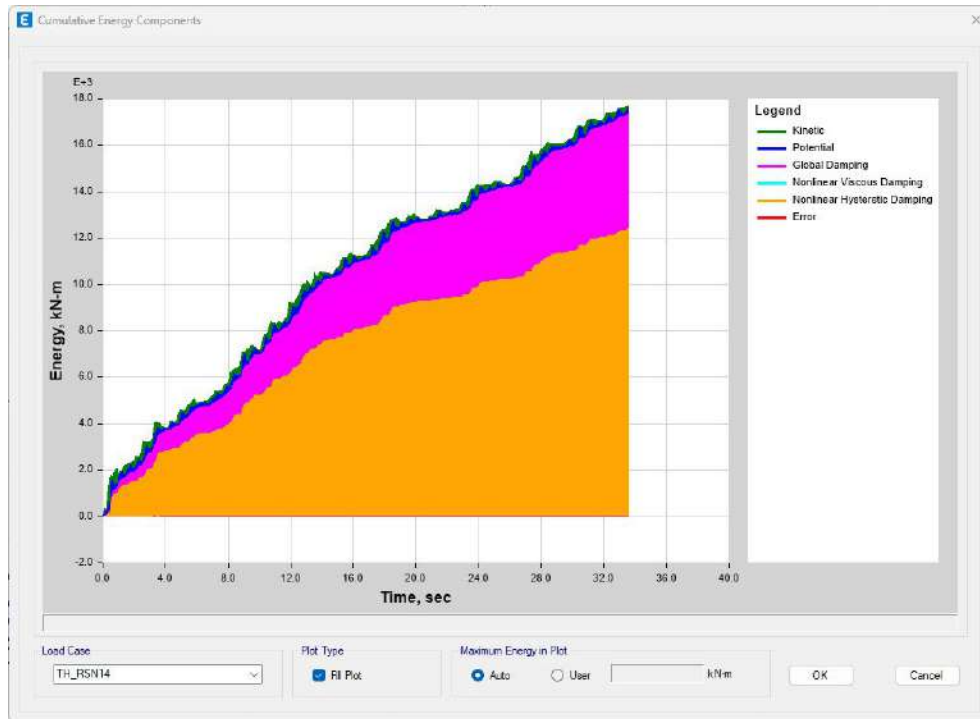


Figura 146 Componentes de energía acumulativa para el registro 14

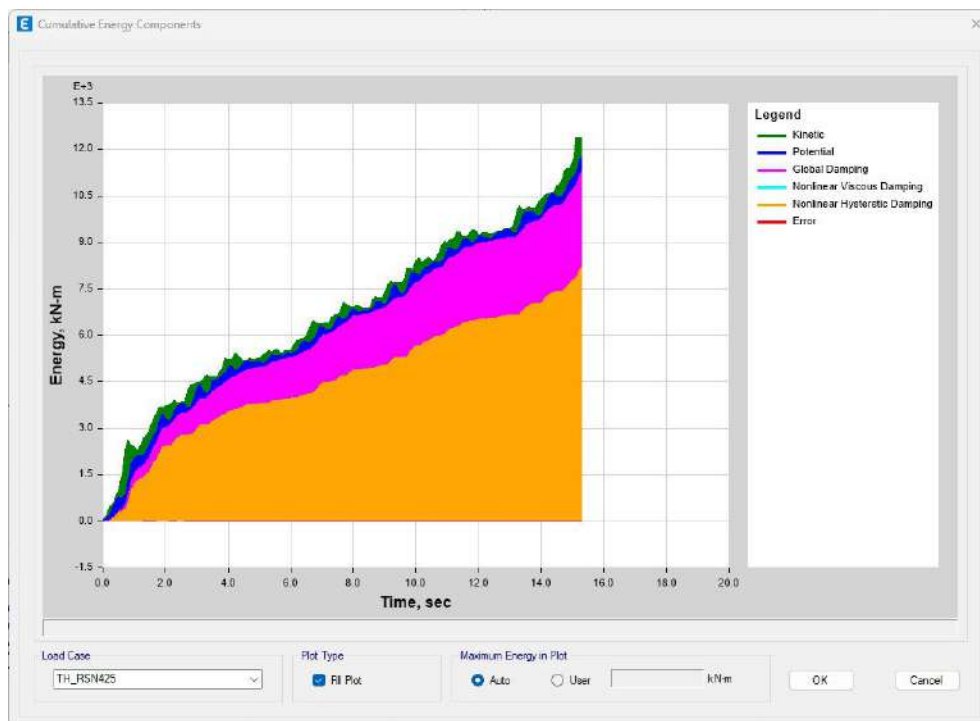


Figura 147 Componentes de energía acumulativa para el registro 425

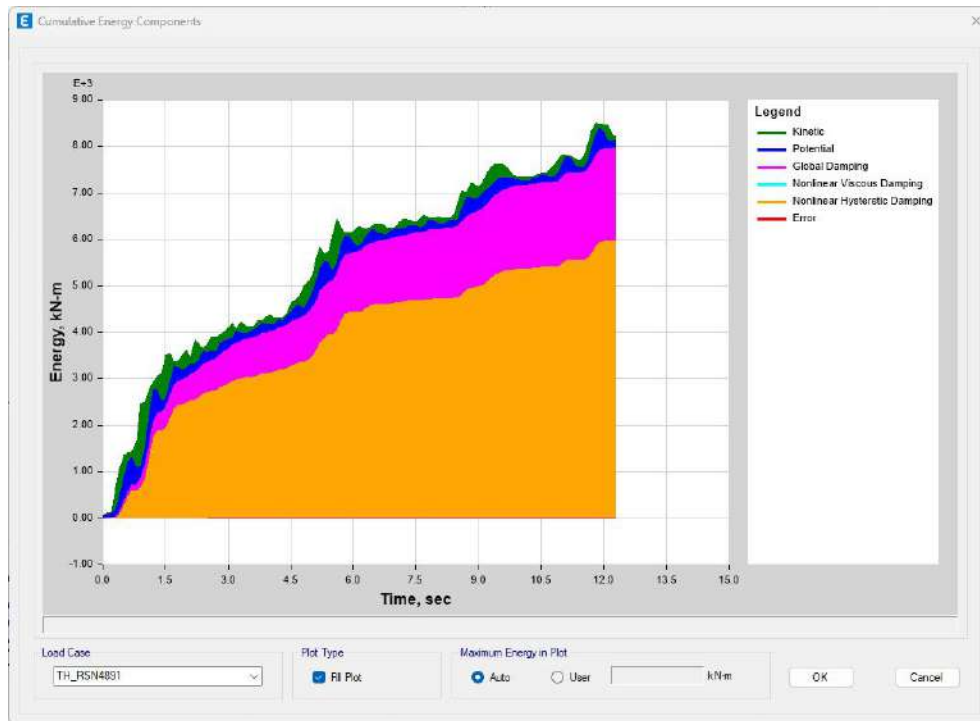


Figura 148 Componentes de energía acumulativa para el registro 4891

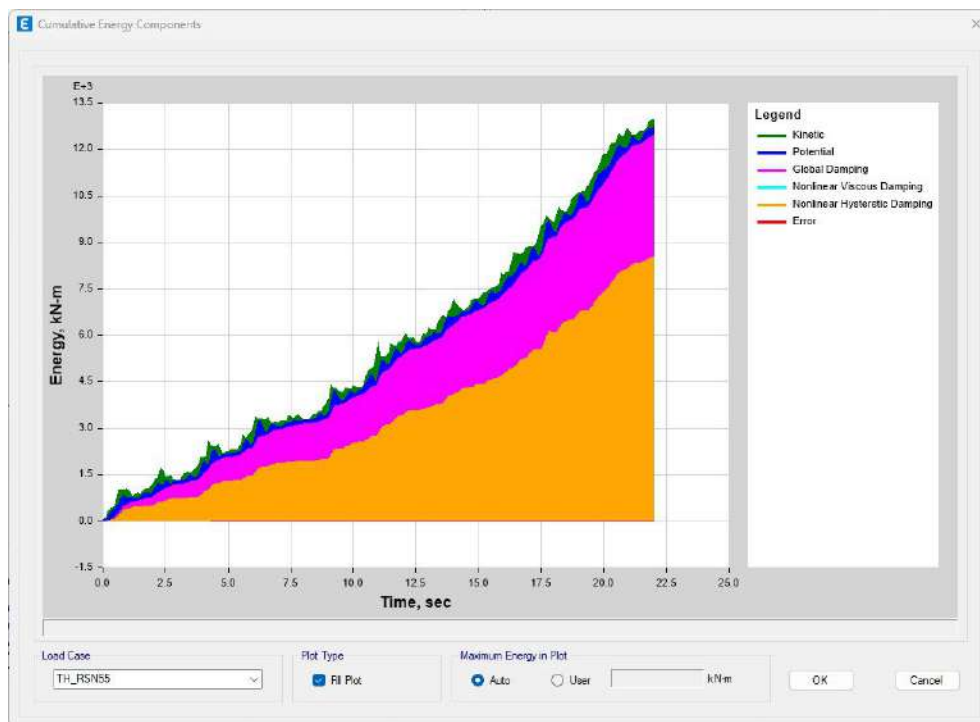


Figura 149 Componentes de energía acumulativa para el registro 55

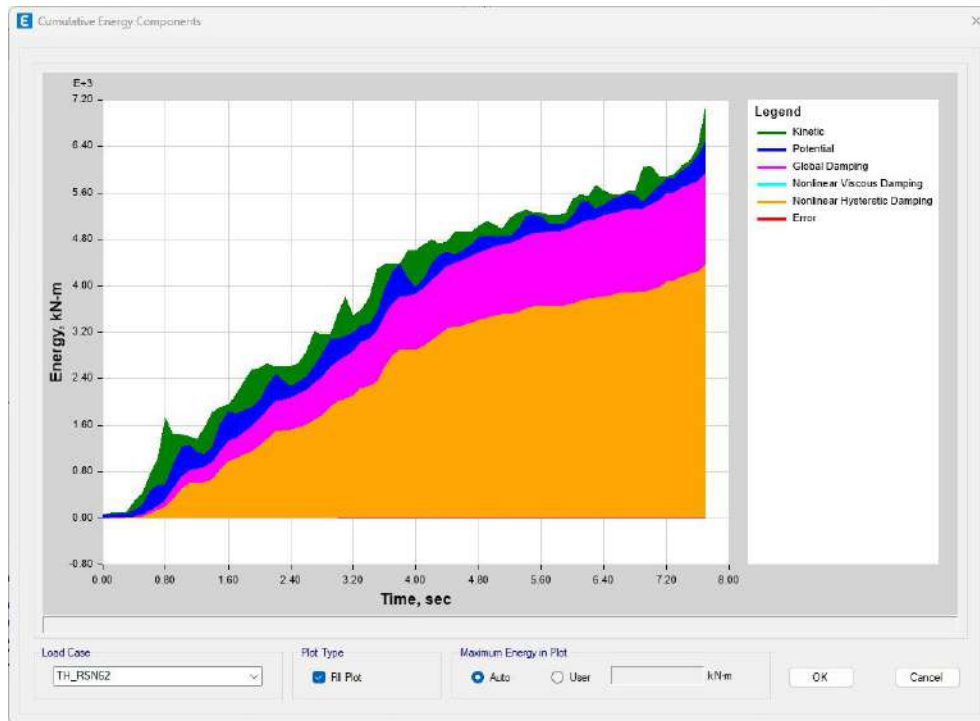


Figura 150 Componentes de energía acumulativa para el registro 62

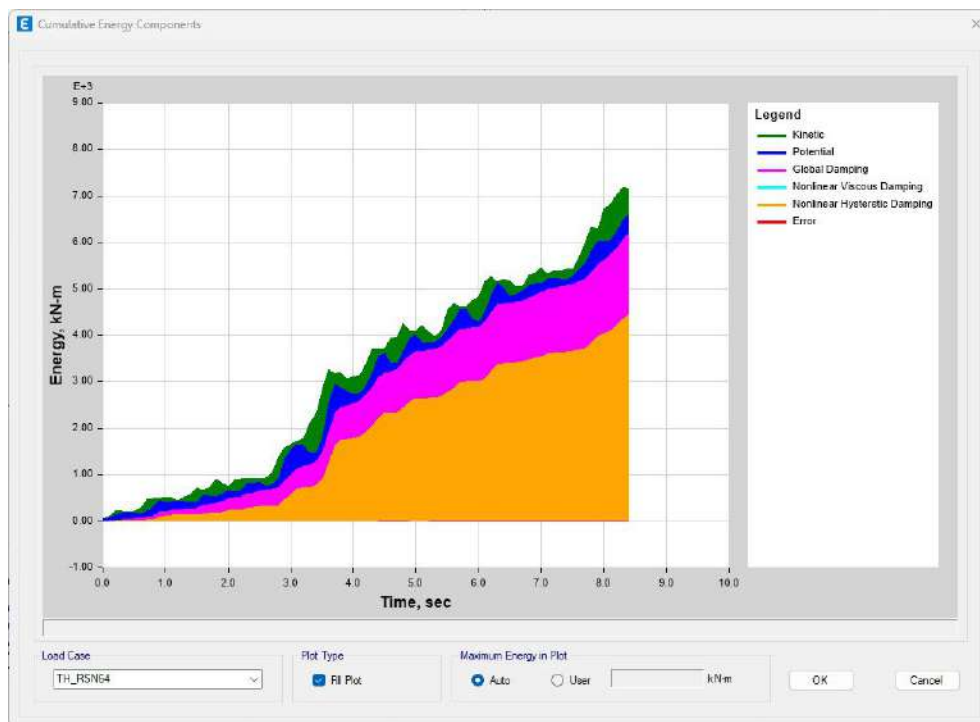


Figura 151 Componentes de energía acumulativa para el registro 64

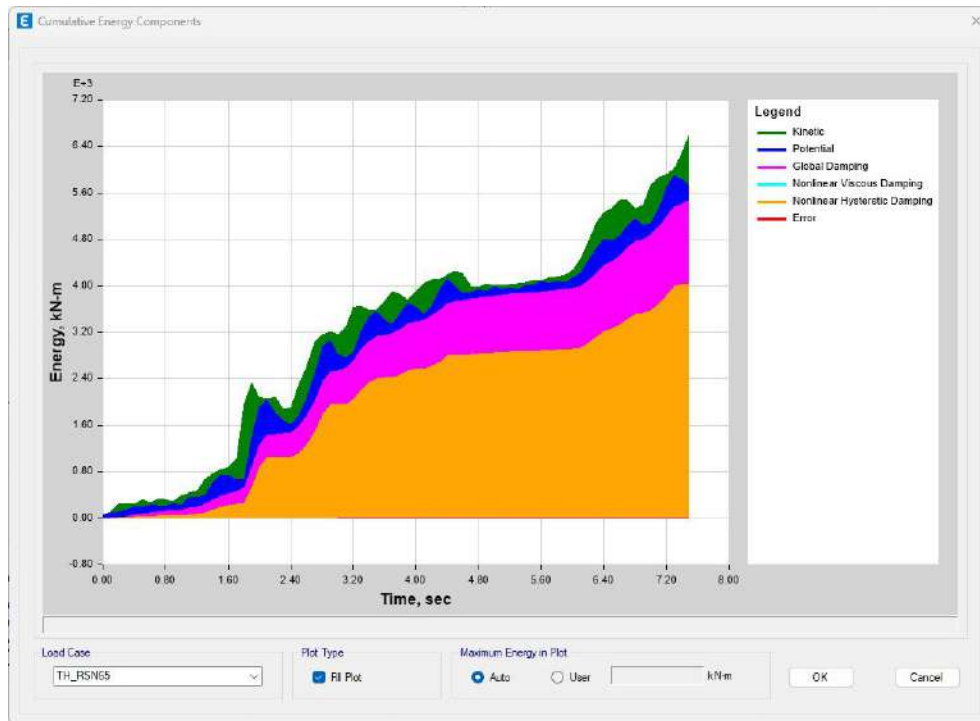


Figura 152 Componentes de energía acumulativa para el registro 65

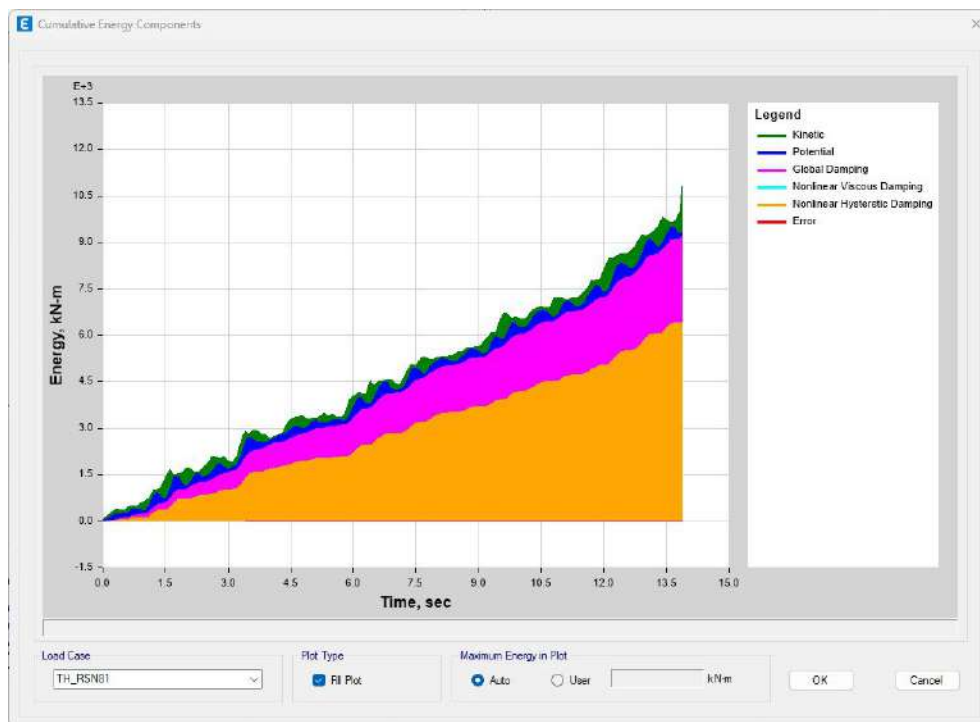


Figura 153 Componentes de energía acumulativa para el registro 81

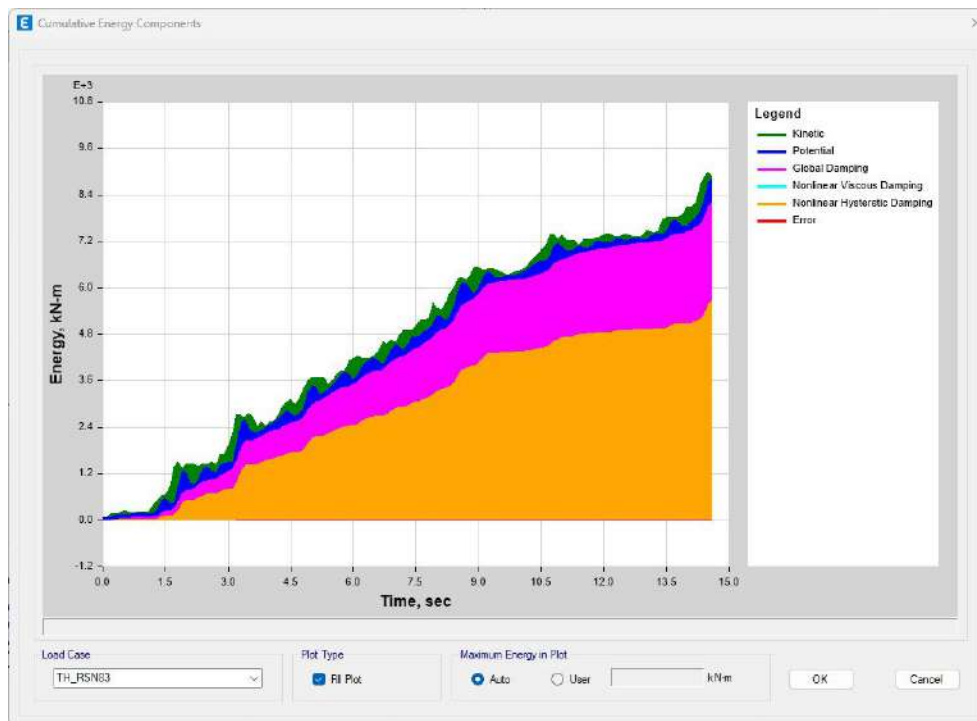


Figura 154 Componentes de energía acumulativa para el registro 83

4.4.9 CORTANTE BASAL

En el campo de la ingeniería sísmica, el análisis de la respuesta estructural bajo cargas sísmicas es crucial para asegurar la integridad y seguridad de las construcciones. Una componente fundamental de este análisis es el estudio de los cortantes basales máximos, que representan las fuerzas horizontales máximas experimentadas por una estructura durante un evento sísmico. Este estudio presenta un análisis de cortantes basales máximos en las direcciones X e Y para diferentes registros sísmicos, proporcionando información valiosa sobre el comportamiento estructural ante cargas sísmicas.

La Figura 155 a Figura 165 muestra la historia del cortante basal para cada registro en estudio.

Los datos analizados comprenden un conjunto de 11 registros sísmicos, cada uno caracterizado por sus cortantes basales máximos en las direcciones X e Y. Los valores de cortante basal máximo en la dirección X varían entre 9390.29 kN y 11295.01 kN, con una media de 10590.82 kN; mientras que en la dirección Y, los valores oscilan entre 8961.43 kN y 11107.03 kN, con una media de 10080.13 kN.

Esta variabilidad en los cortantes basales máximos refleja la diversidad de respuestas estructurales que pueden ser inducidas por diferentes características sísmicas, como la magnitud del sismo, la distancia al epicentro y las propiedades del suelo.

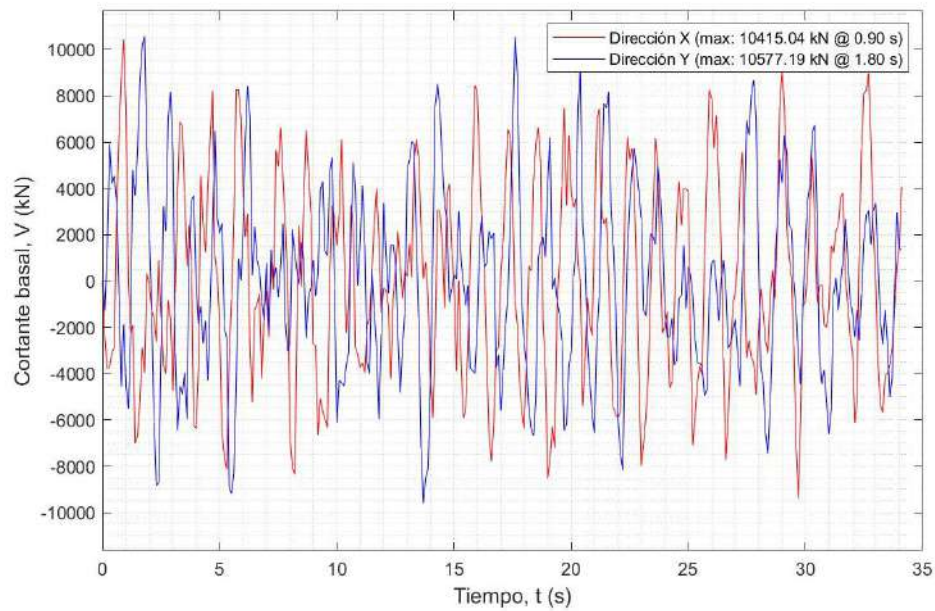


Figura 155 Cortante basal para el registro 12

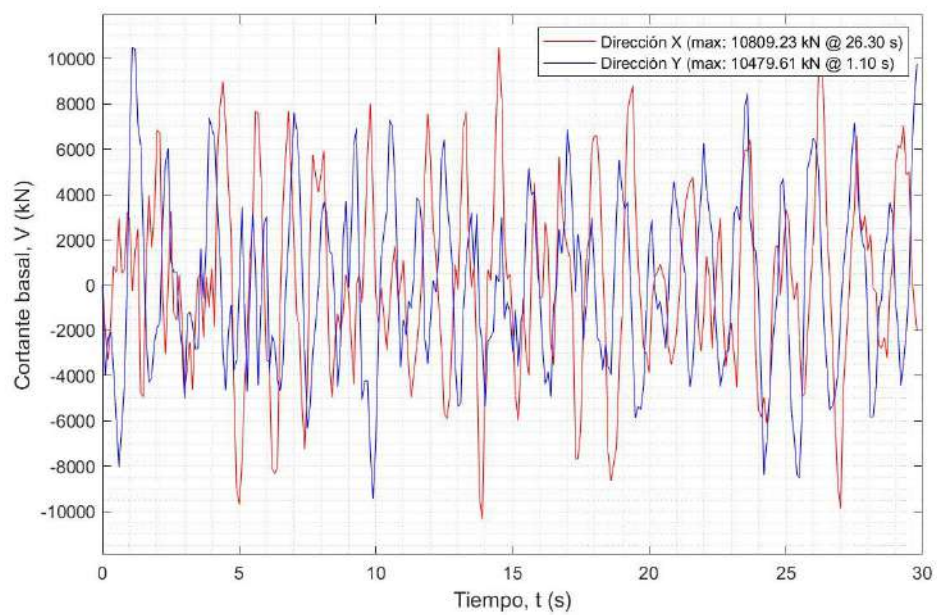


Figura 156 Cortante basal para el registro 13

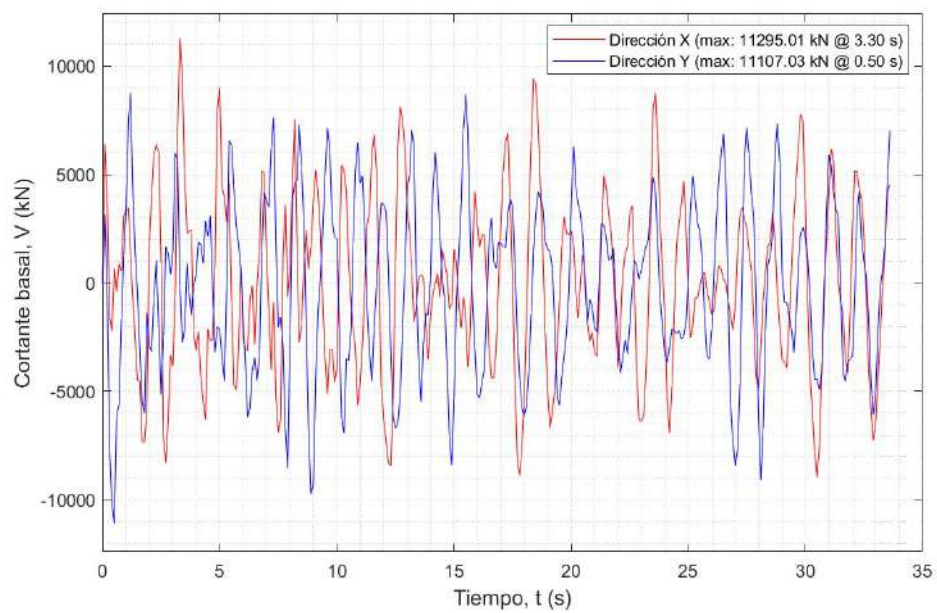


Figura 157 Cortante basal para el registro 14

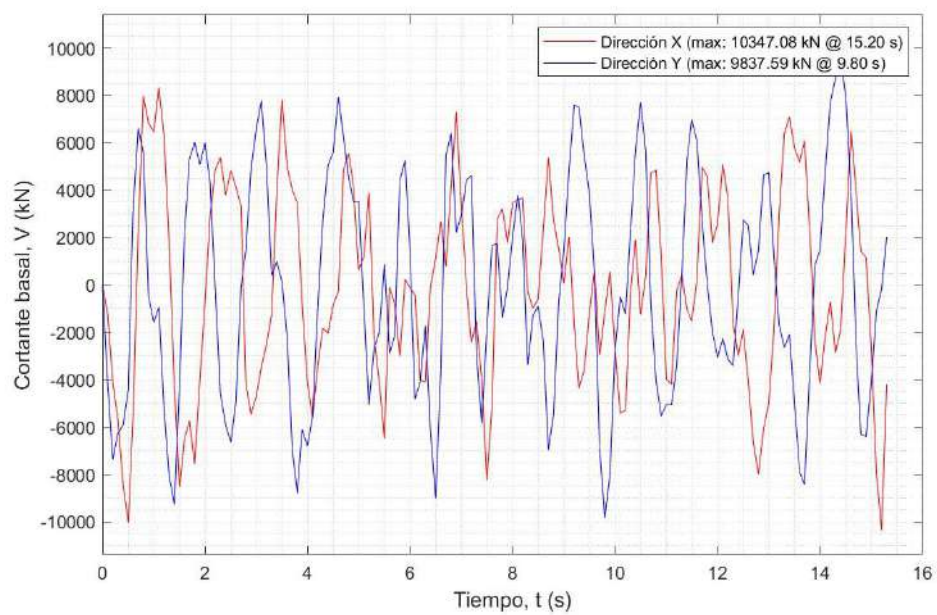


Figura 158 Cortante basal para el registro 425

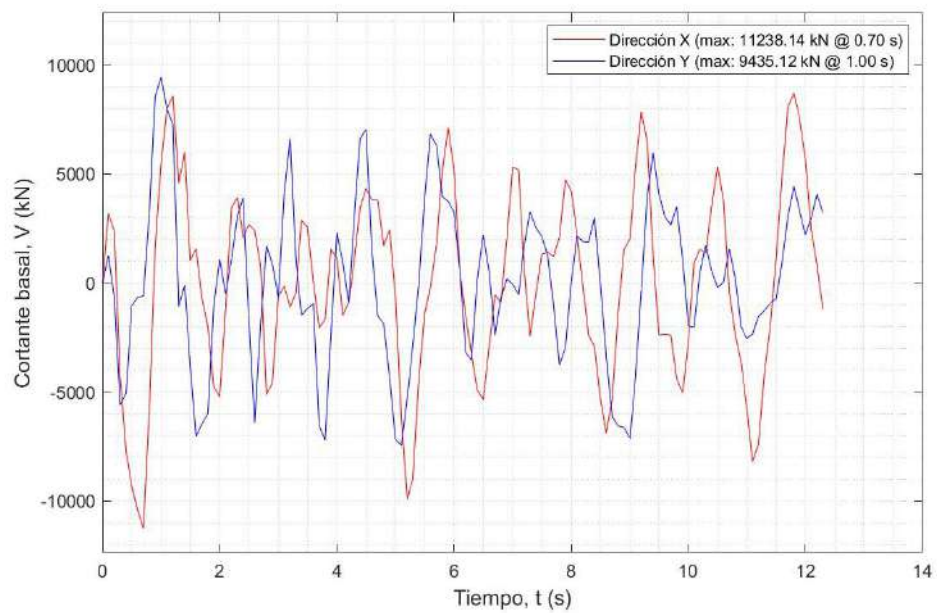


Figura 159 Cortante basal para el registro 4891

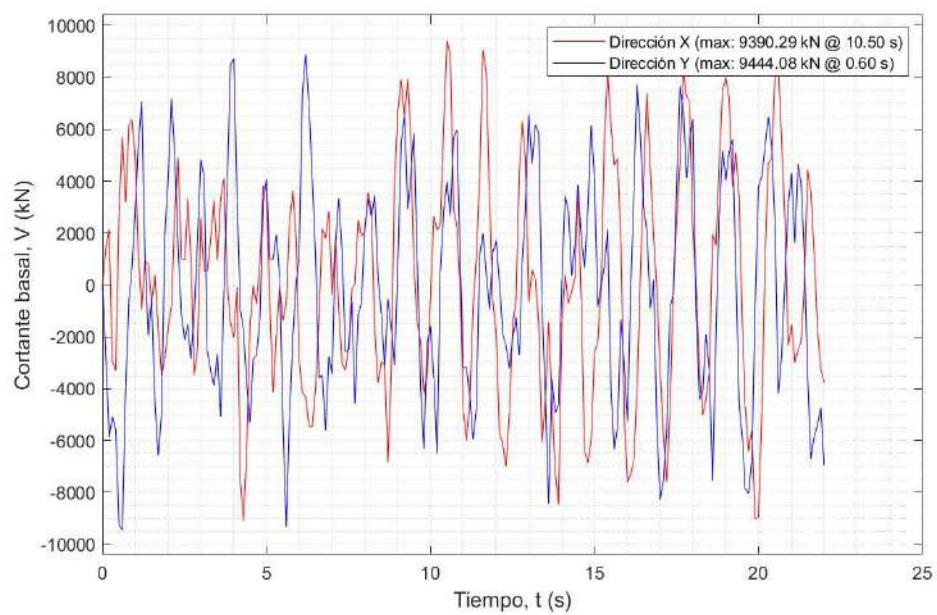


Figura 160 Cortante basal para el registro 55

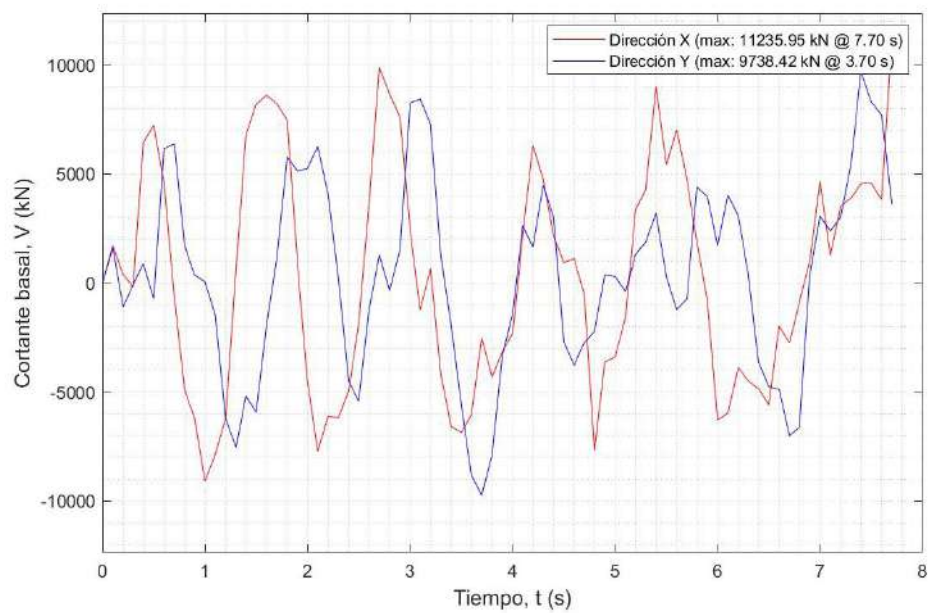


Figura 161 Cortante basal para el registro 62

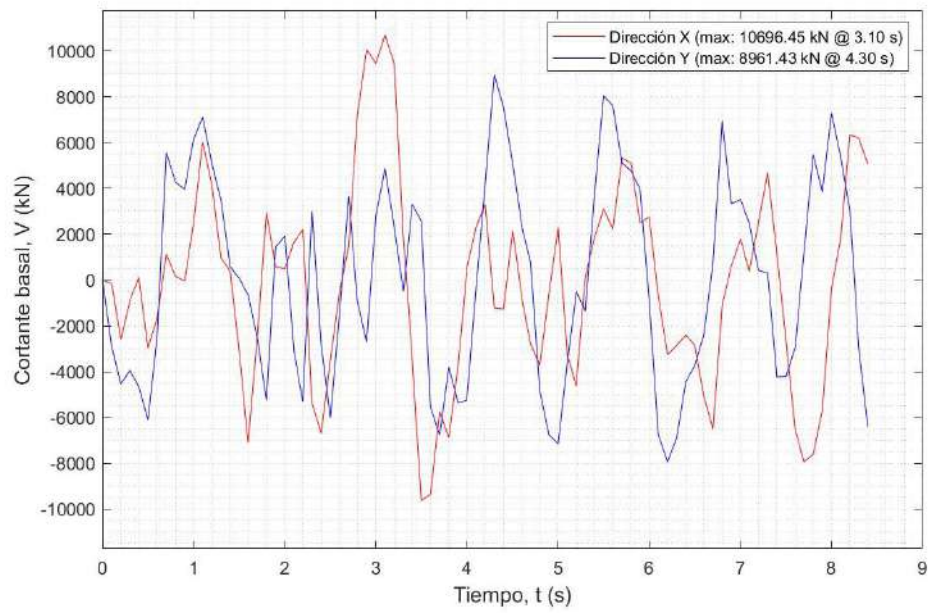


Figura 162 Cortante basal para el registro 64

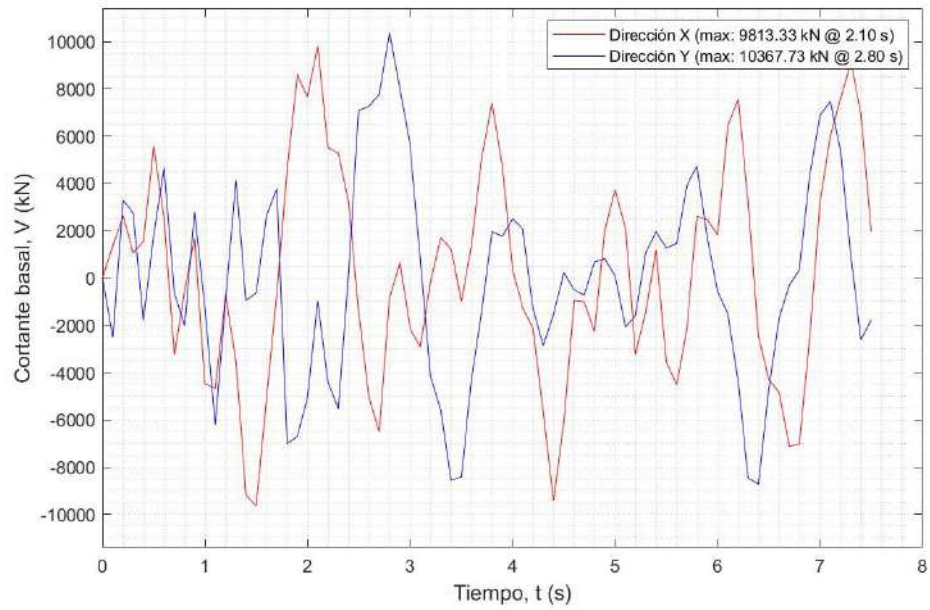


Figura 163 Cortante basal para el registro 65

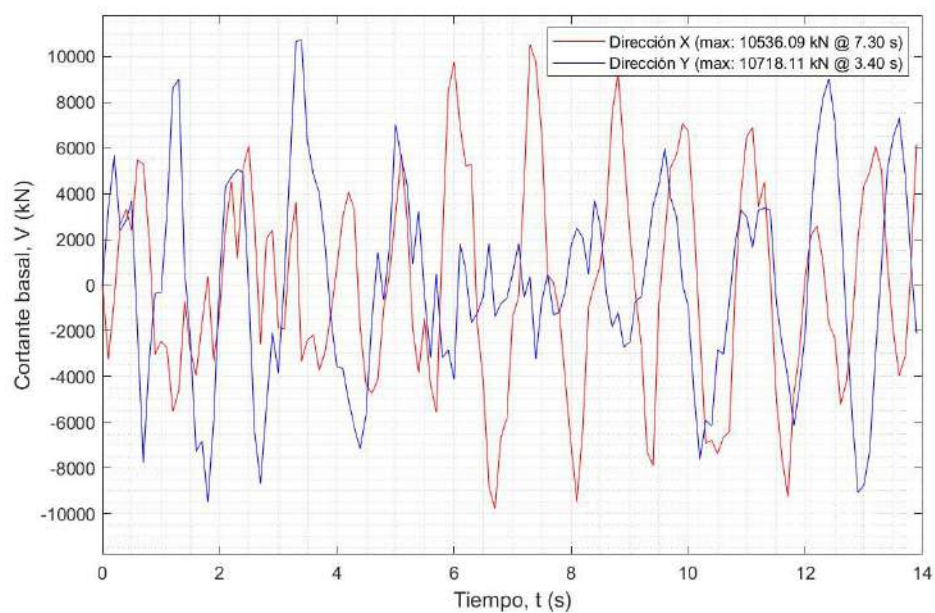


Figura 164 Cortante basal para el registro 81

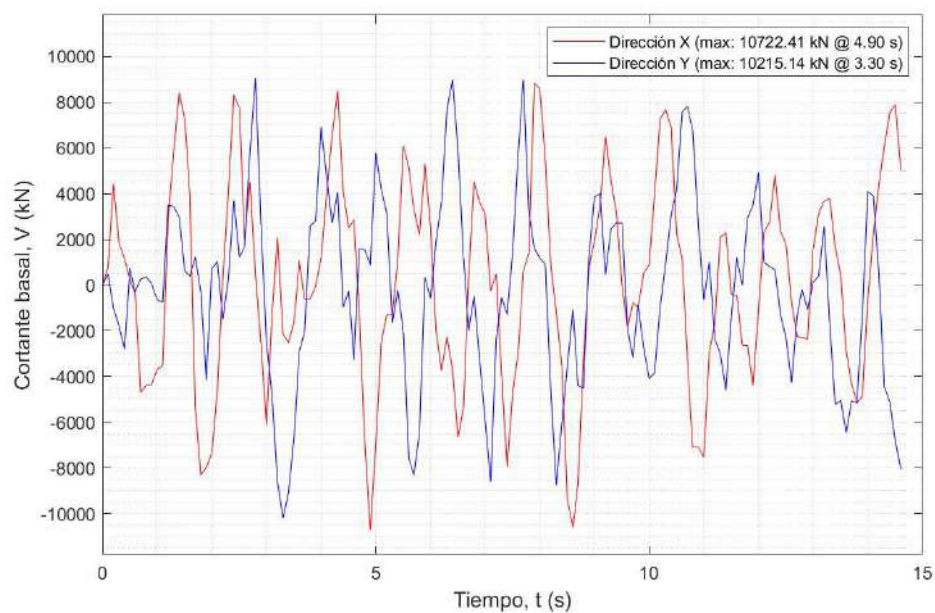


Figura 165 Cortante basal para el registro 83

Los máximos cortantes reportados en cada dirección de análisis, para cada registro, se resumen en la Tabla 26.

Tabla 26 Cortantes basales máximos por registro

Registro	Vx (kN)	Vy (kN)
12	10415.04	10577.19
13	10809.23	10479.61
14	11295.01	11107.03
425	10347.08	9837.59
4891	11238.14	9435.12
55	9390.29	9444.08
62	11235.95	9738.42
64	10696.45	8961.43
65	9813.33	10367.73
81	10536.09	10718.11
83	10722.41	10215.14
Promedio	10590.82	10080.13

Gráficamente se pueden visualizar en la Figura 166 y Figura 167.

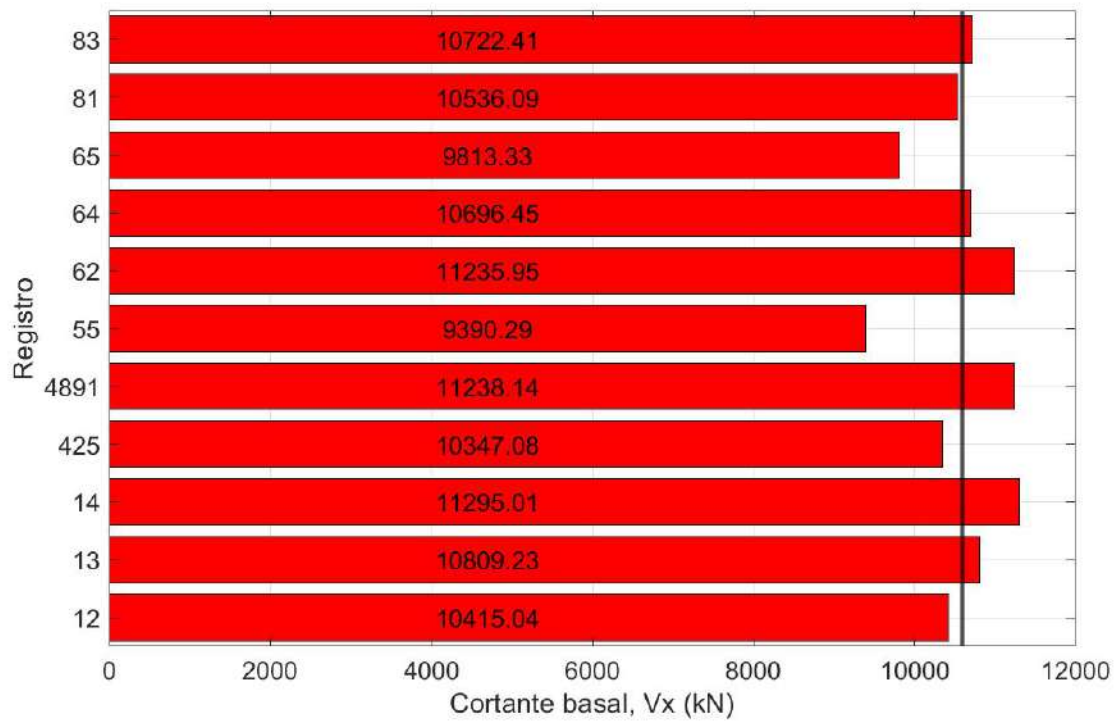


Figura 166 Cortante basal máximo en dirección X - Promedio= 10590.82 kN

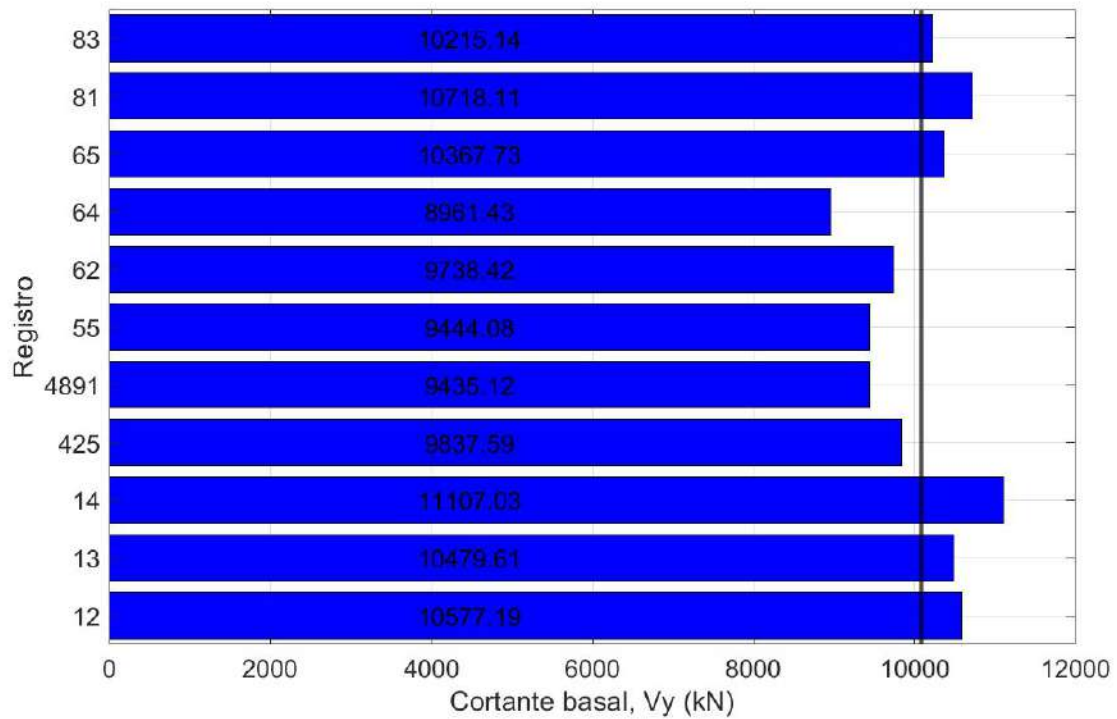


Figura 167 Cortante basal máximo en dirección Y - Promedio= 10080.13 kN

4.4.10 RESPUESTA COMBINADA DE PISOS

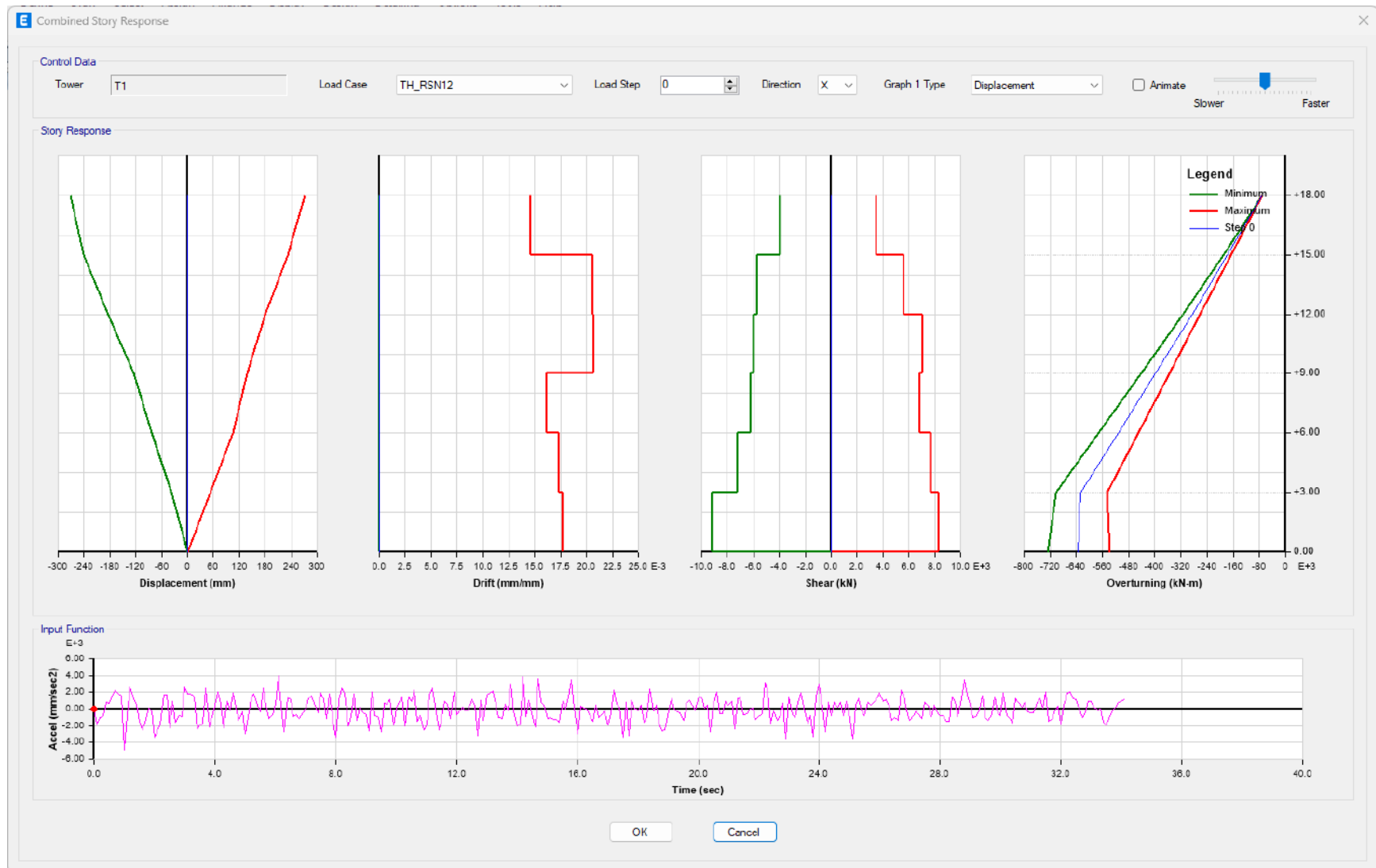


Figura 168 Respuesta combinada de pisos para el registro 12 en la dirección X

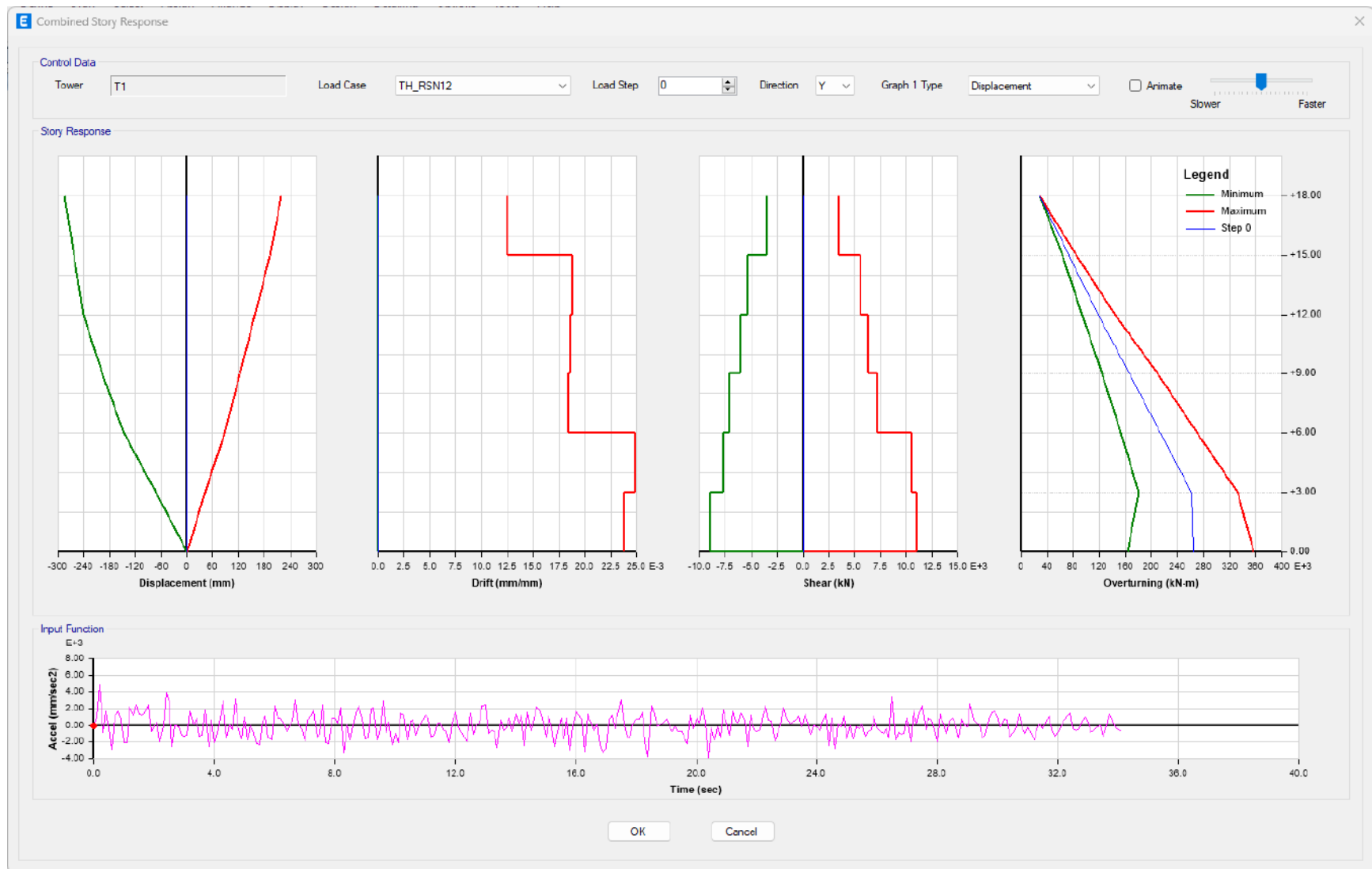


Figura 169 Respuesta combinada de pisos para el registro 12 en la dirección Y

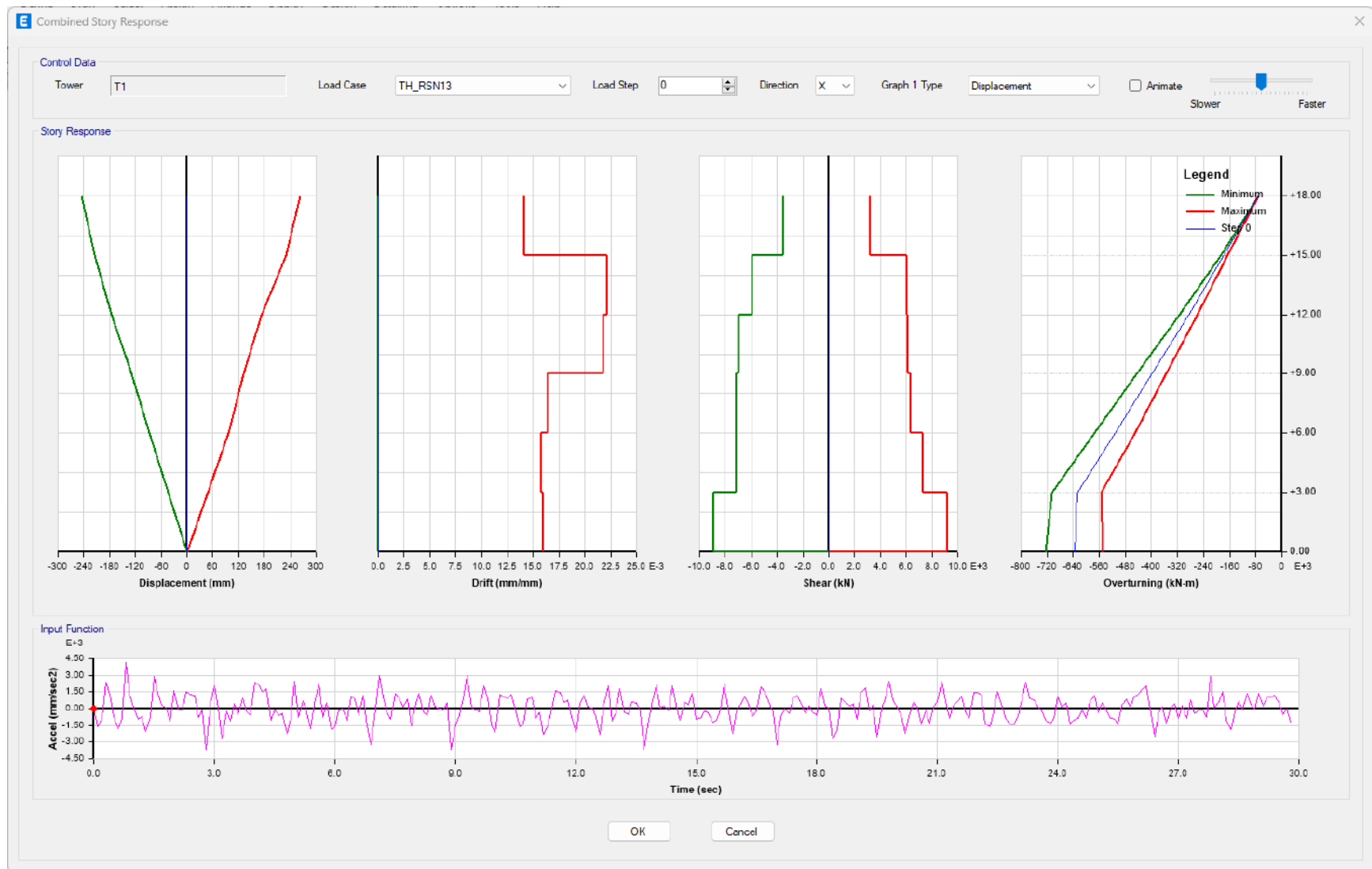


Figura 170 Respuesta combinada de pisos para el registro 13 en la dirección X

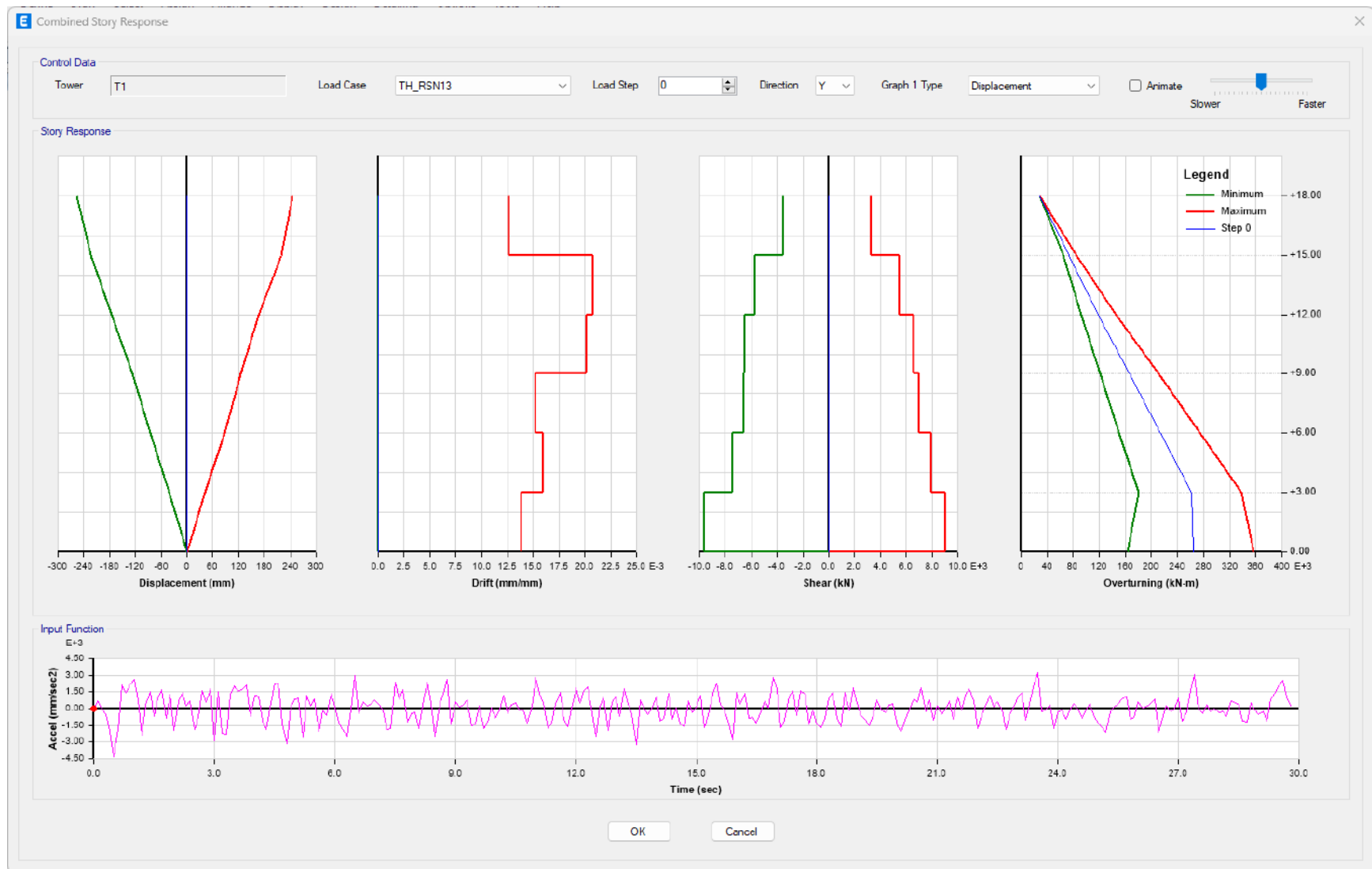


Figura 171 Respuesta combinada de pisos para el registro 13 en la dirección Y

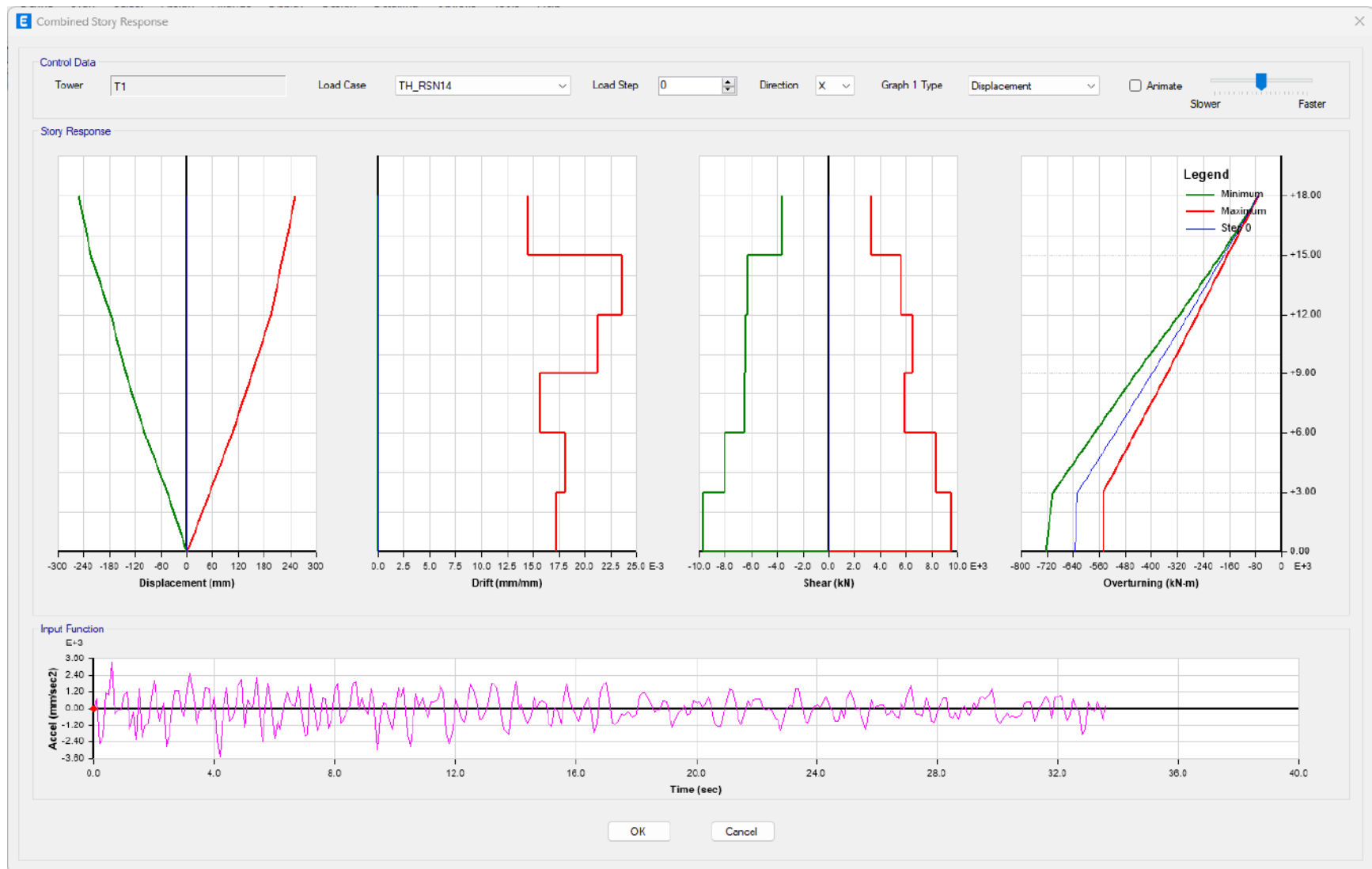


Figura 172 Respuesta combinada de pisos para el registro 14 en la dirección X

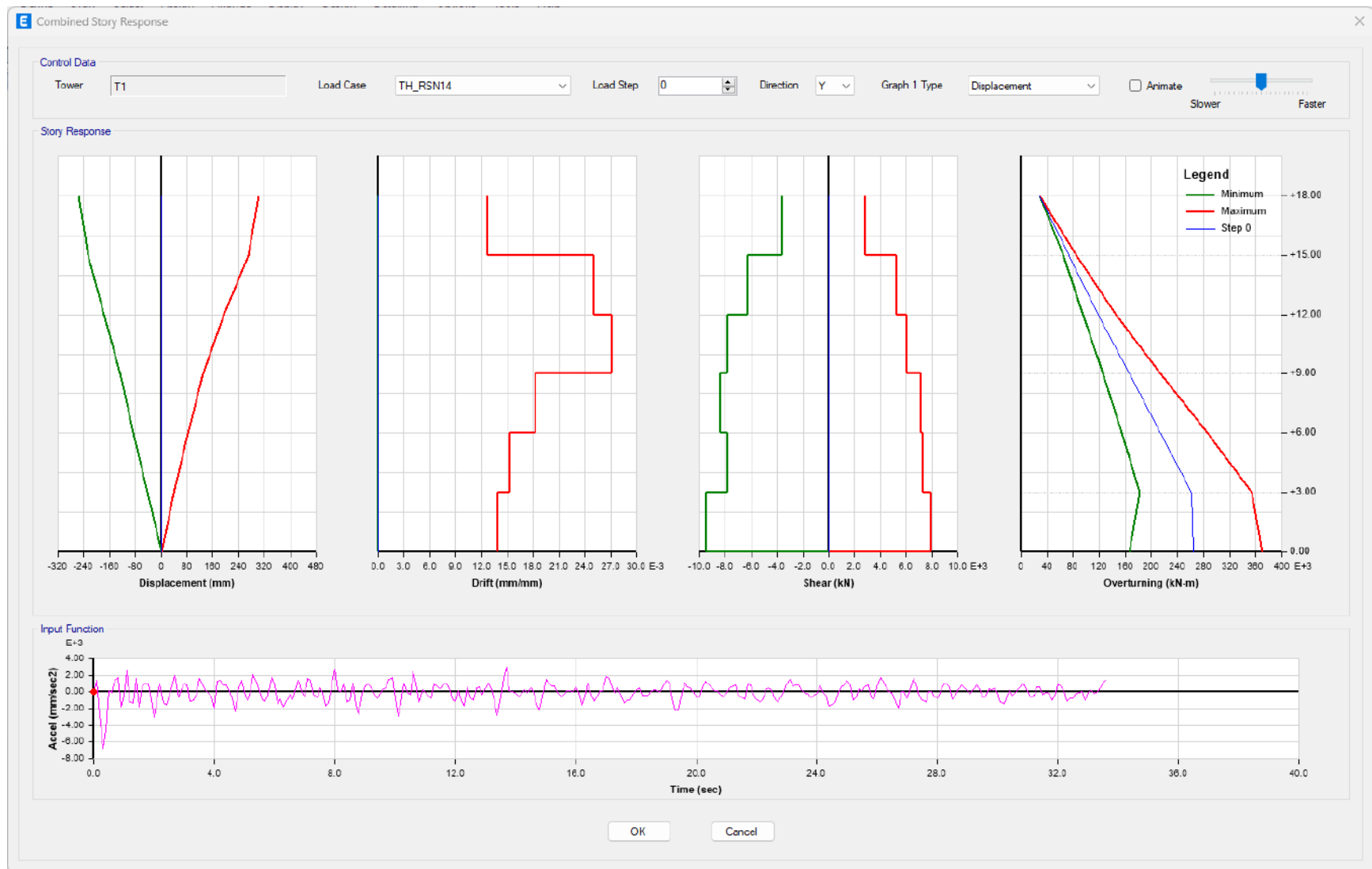


Figura 173 Respuesta combinada de pisos para el registro 14 en la dirección Y

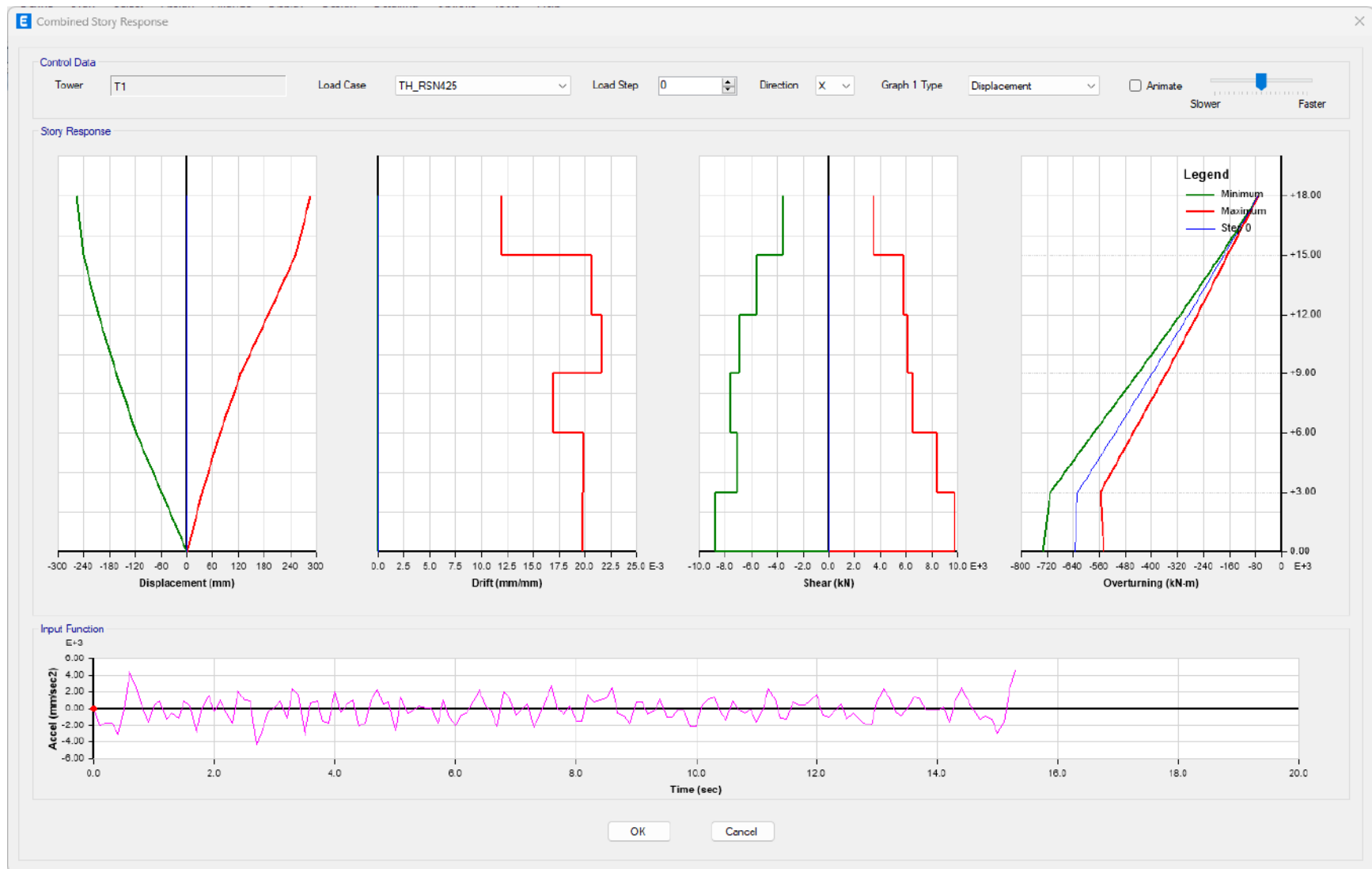


Figura 174 Respuesta combinada de pisos para el registro 425 en la dirección X

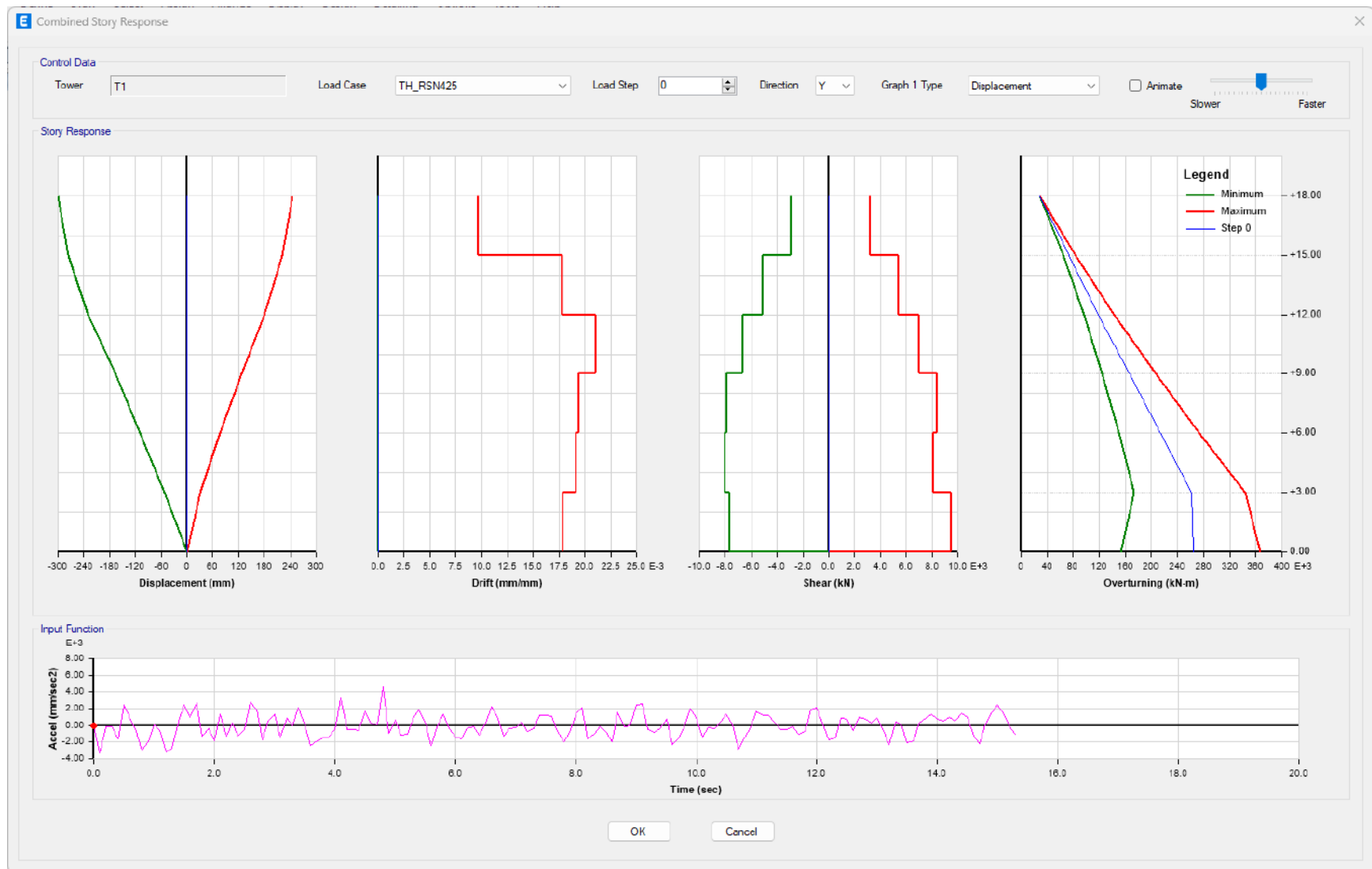


Figura 175 Respuesta combinada de pisos para el registro 425 en la dirección Y

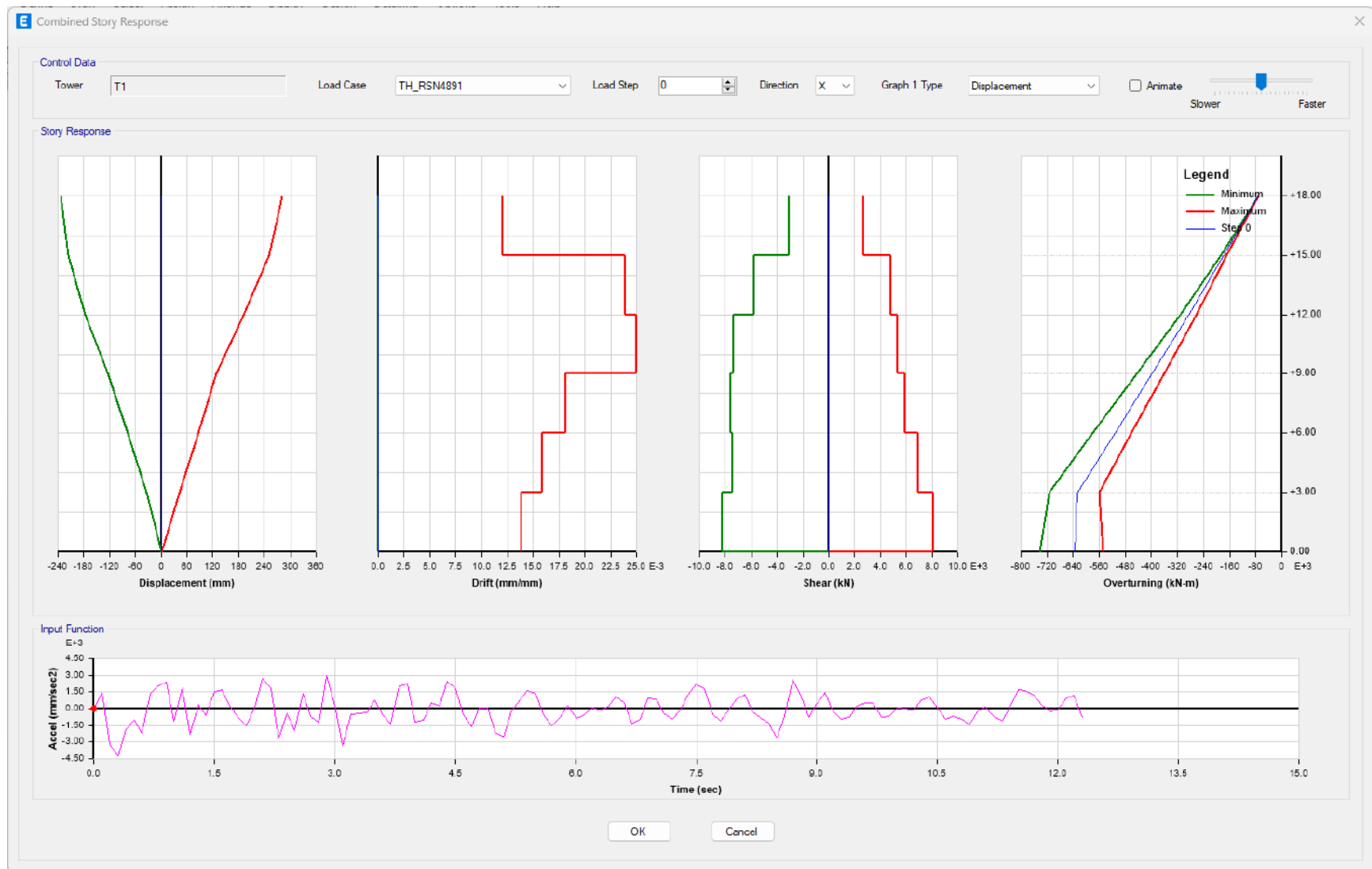


Figura 176 Respuesta combinada de pisos para el registro 4891 en la dirección X

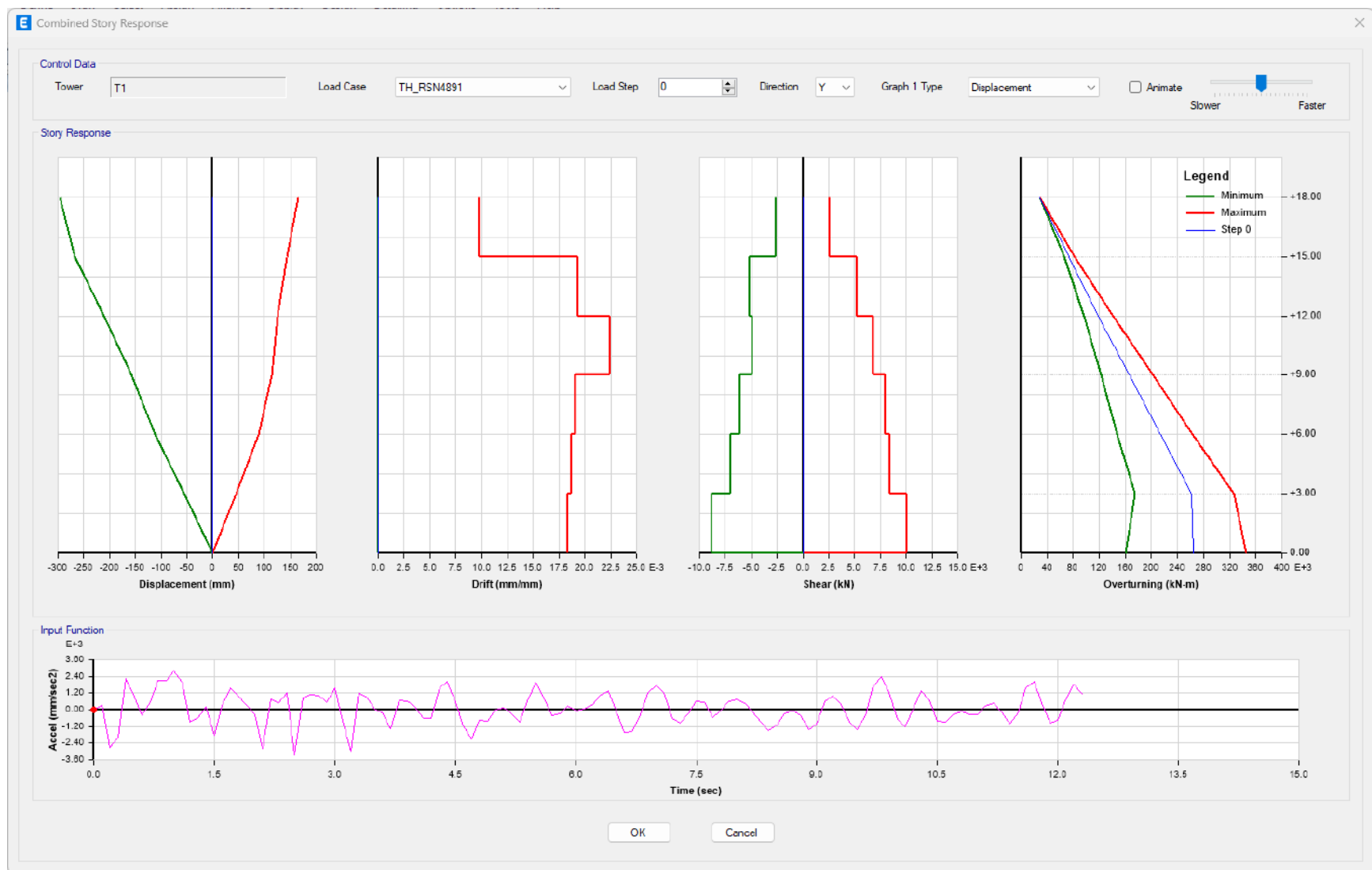


Figura 177 Respuesta combinada de pisos para el registro 4891 en la dirección Y

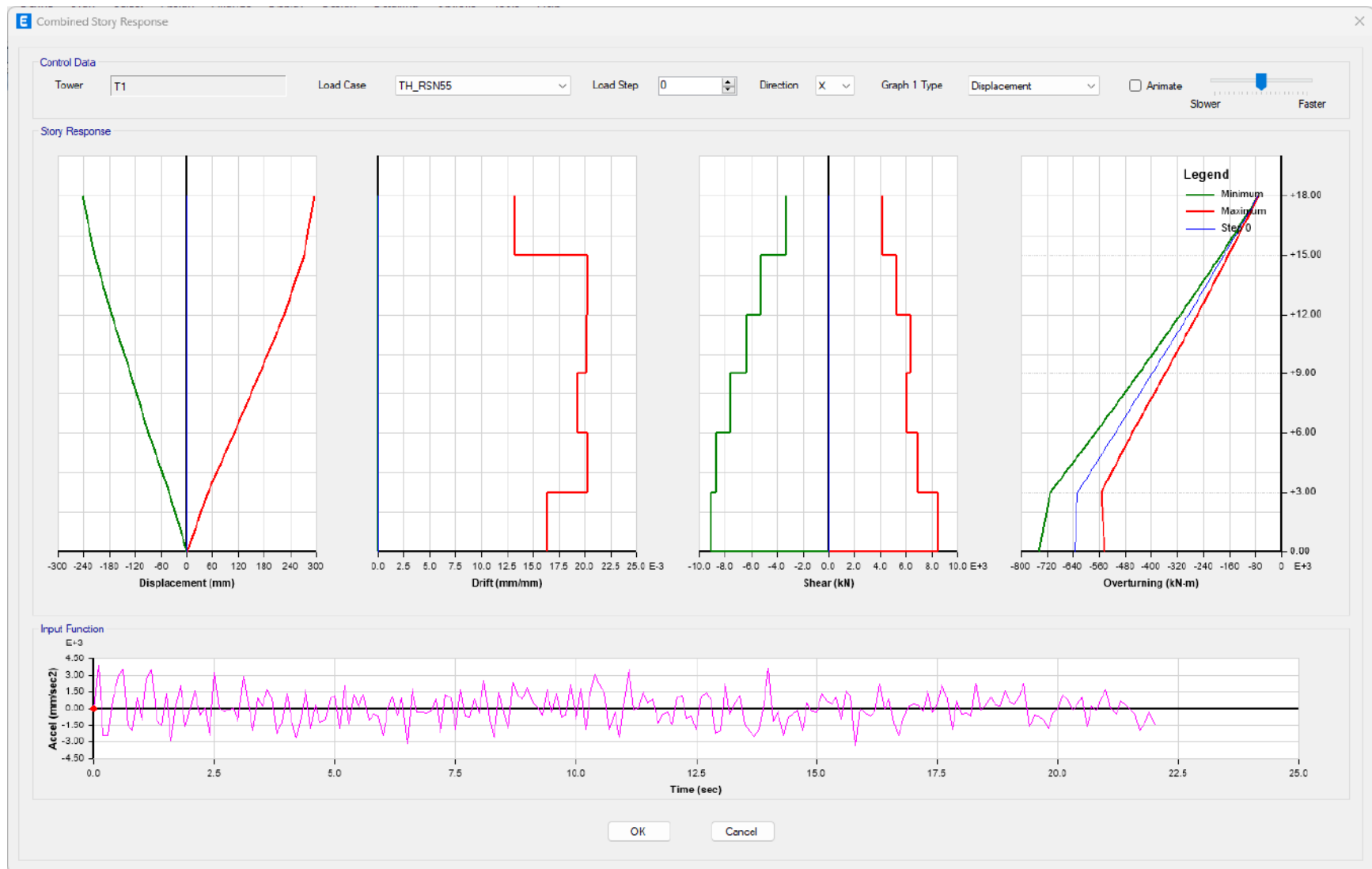


Figura 178 Respuesta combinada de pisos para el registro 55 en la dirección X

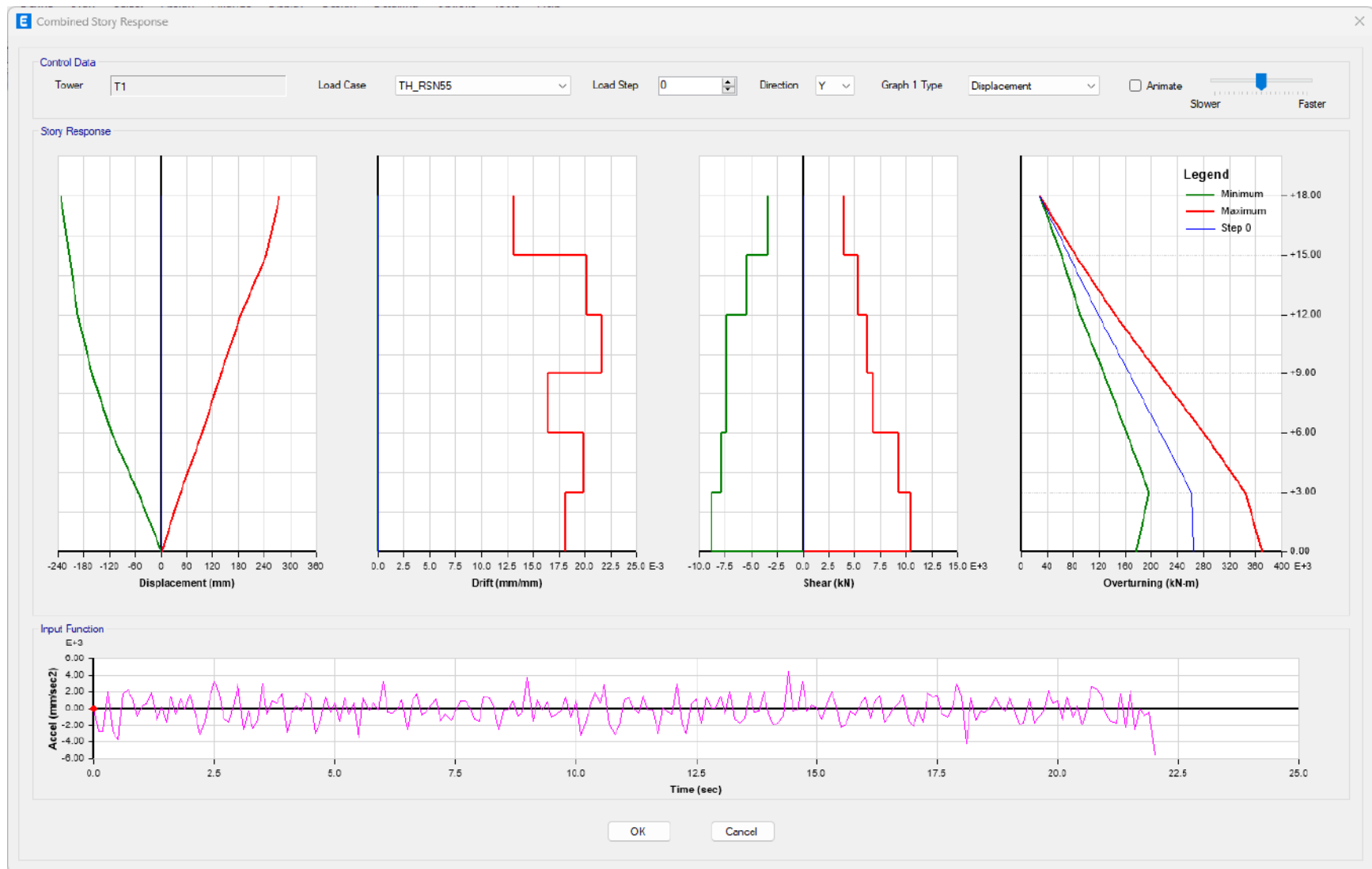


Figura 179 Respuesta combinada de pisos para el registro 55 en la dirección Y

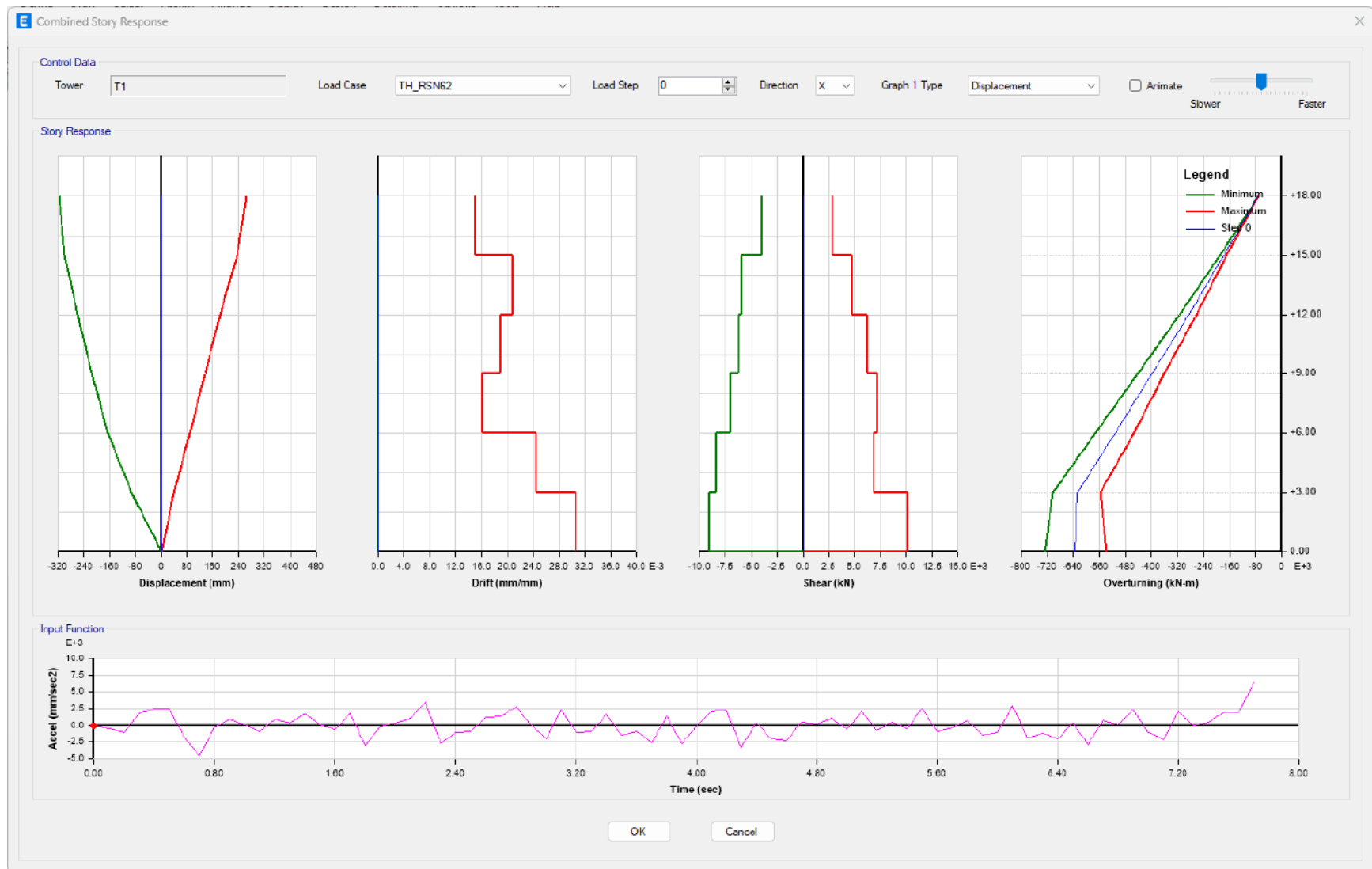


Figura 180 Respuesta combinada de pisos para el registro 62 en la dirección X

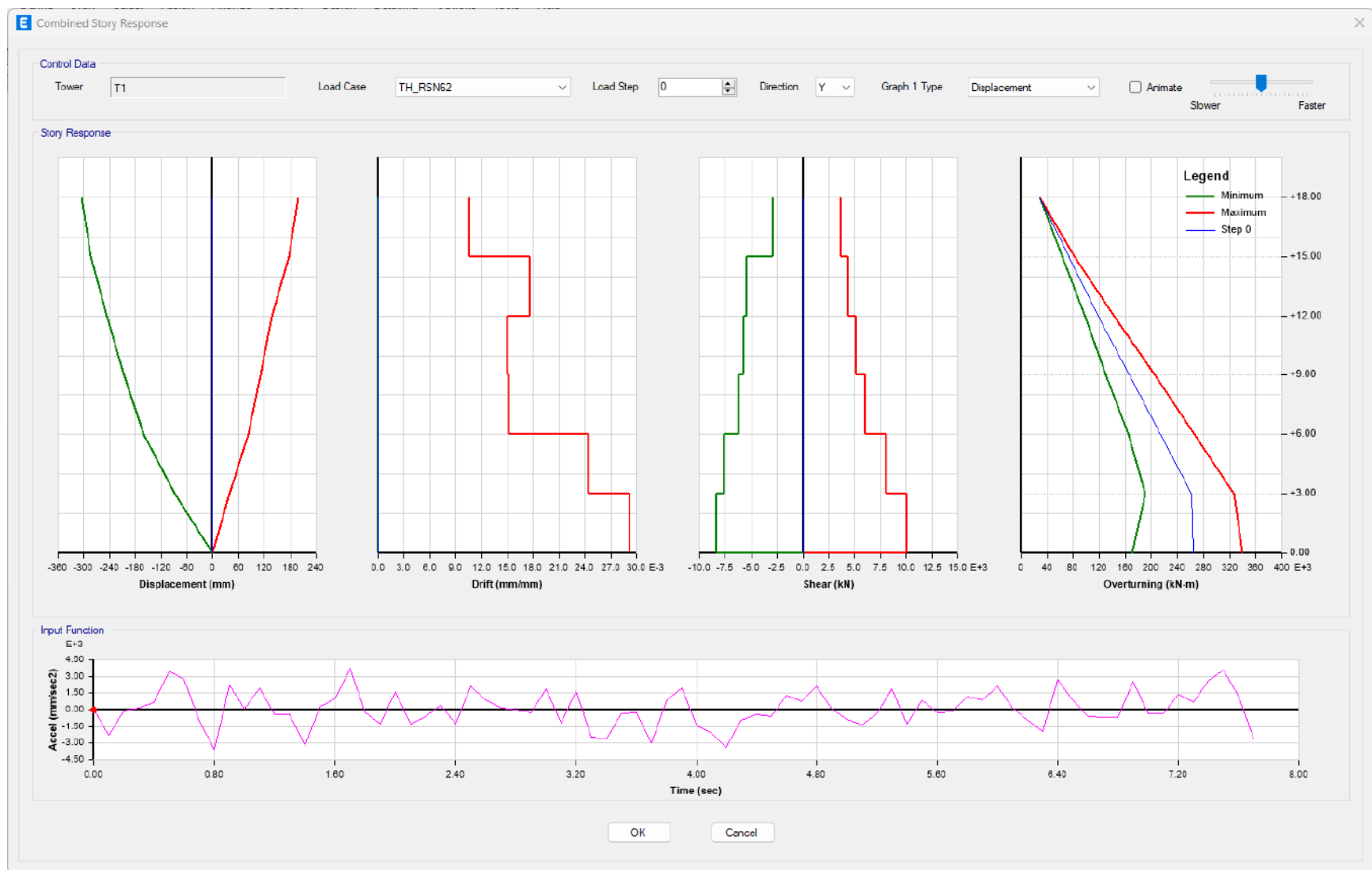


Figura 181 Respuesta combinada de pisos para el registro 62 en la dirección Y

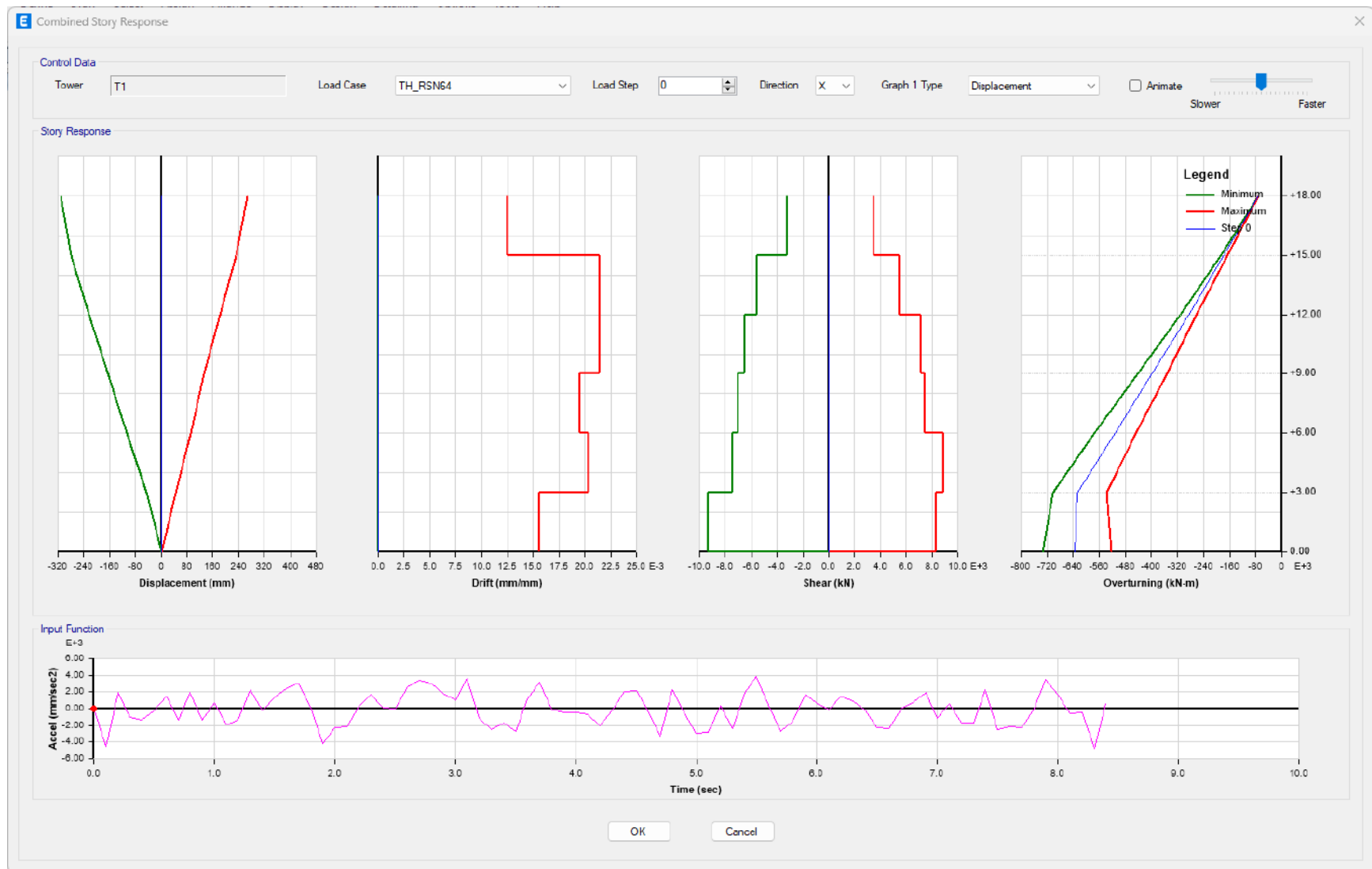


Figura 182 Respuesta combinada de pisos para el registro 64 en la dirección X

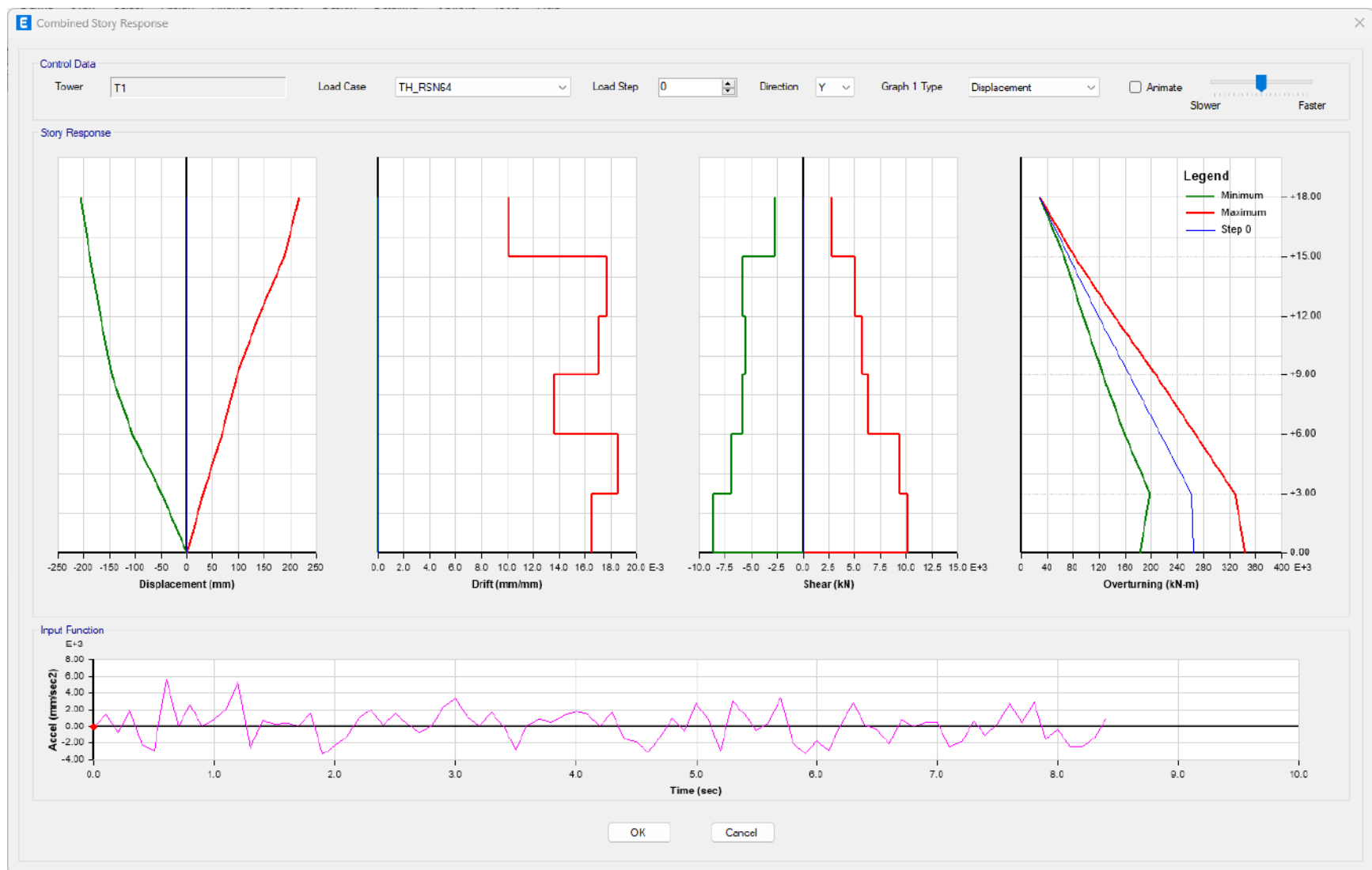


Figura 183 Respuesta combinada de pisos para el registro 64 en la dirección Y

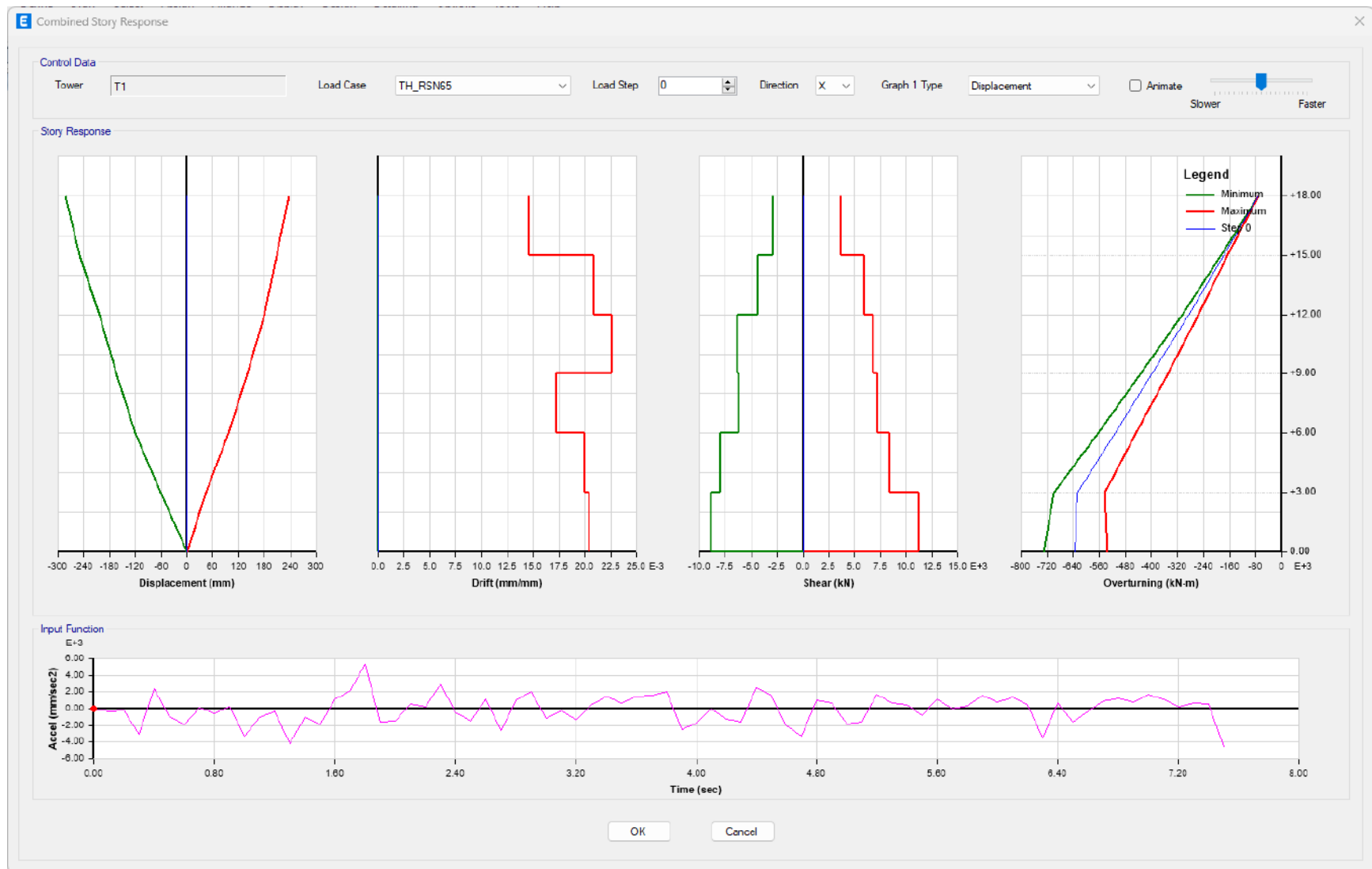


Figura 184 Respuesta combinada de pisos para el registro 65 en la dirección X

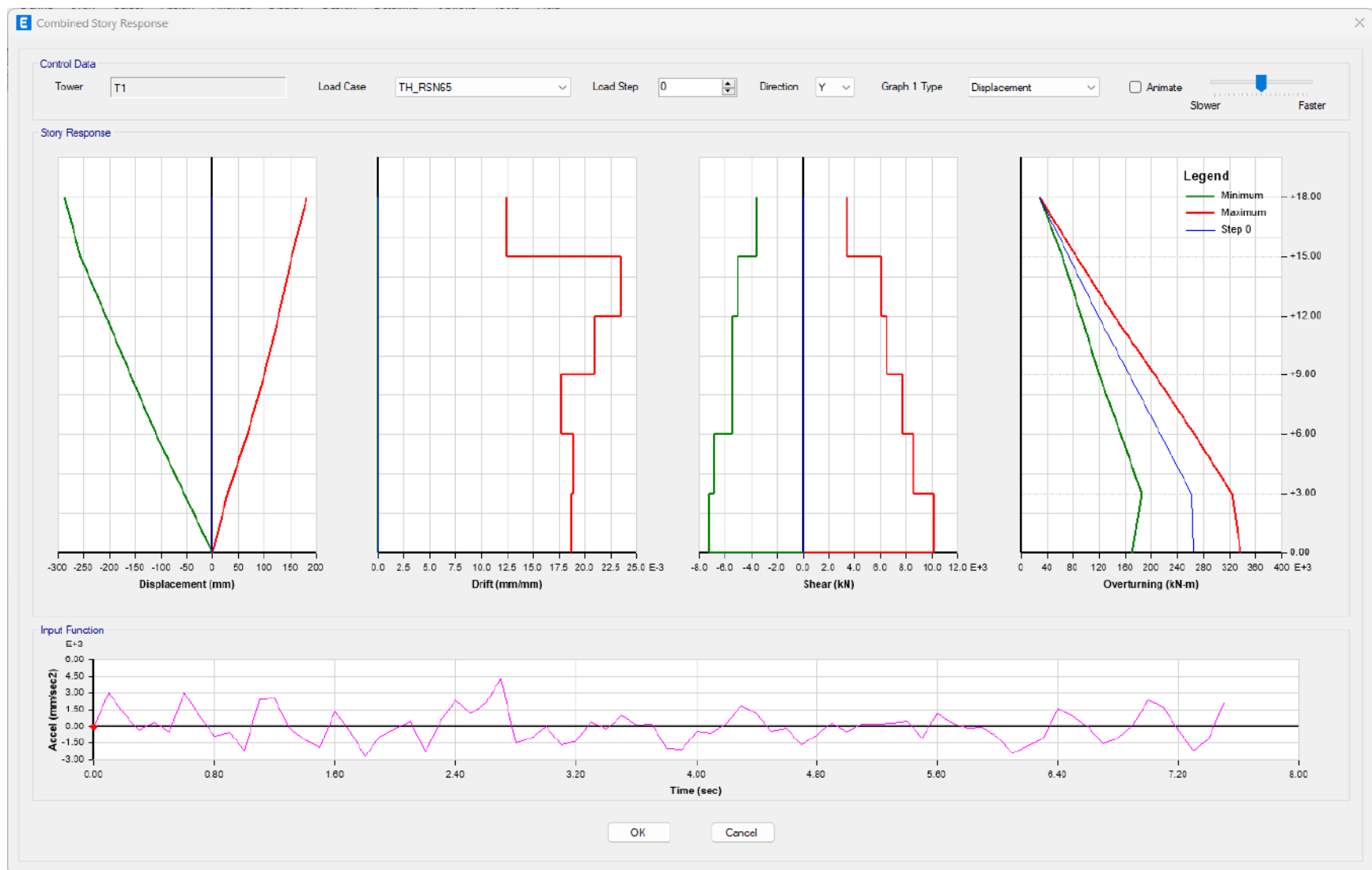


Figura 185 Respuesta combinada de pisos para el registro 65 en la dirección Y

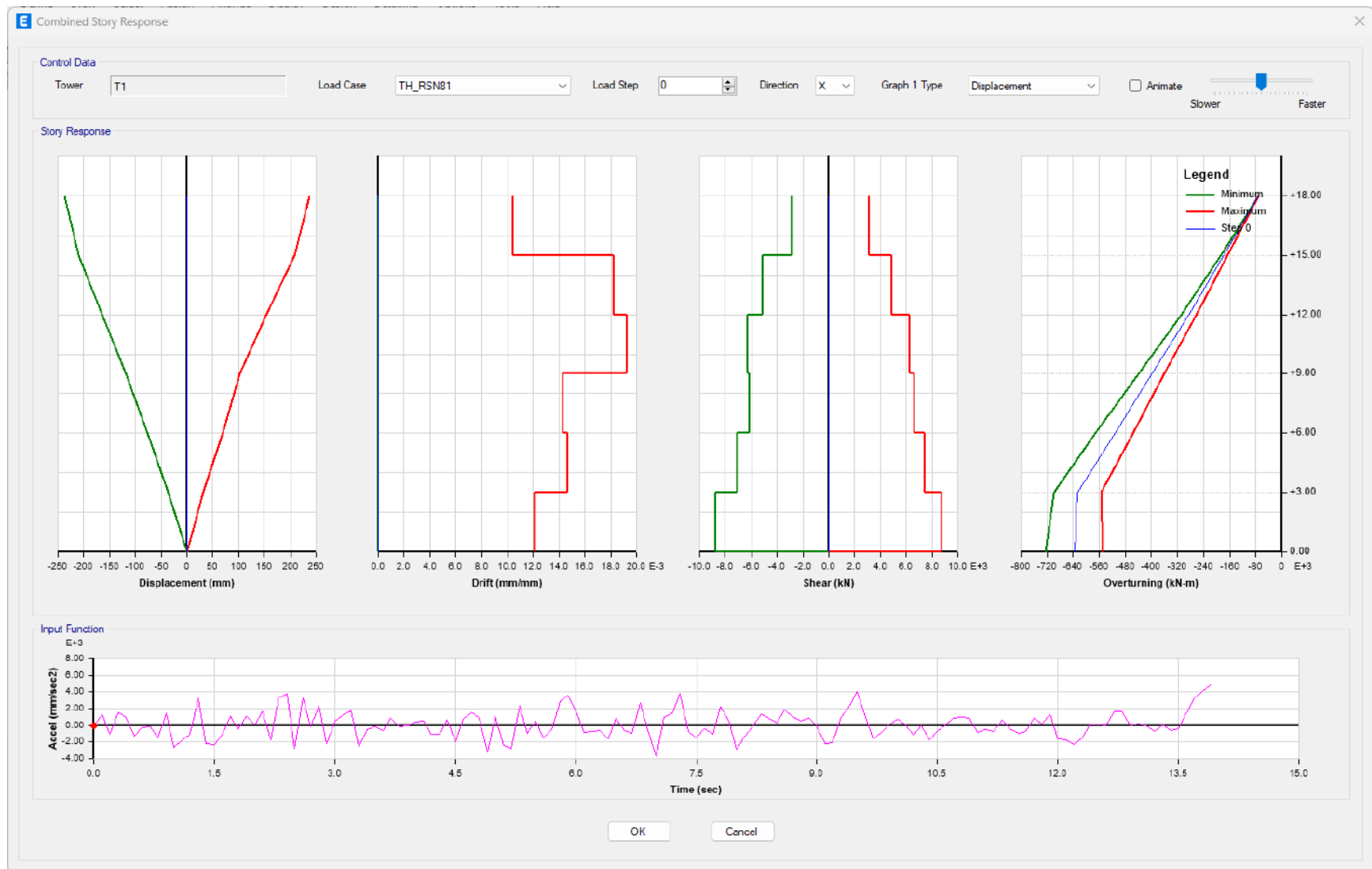


Figura 186 Respuesta combinada de pisos para el registro 81 en la dirección X

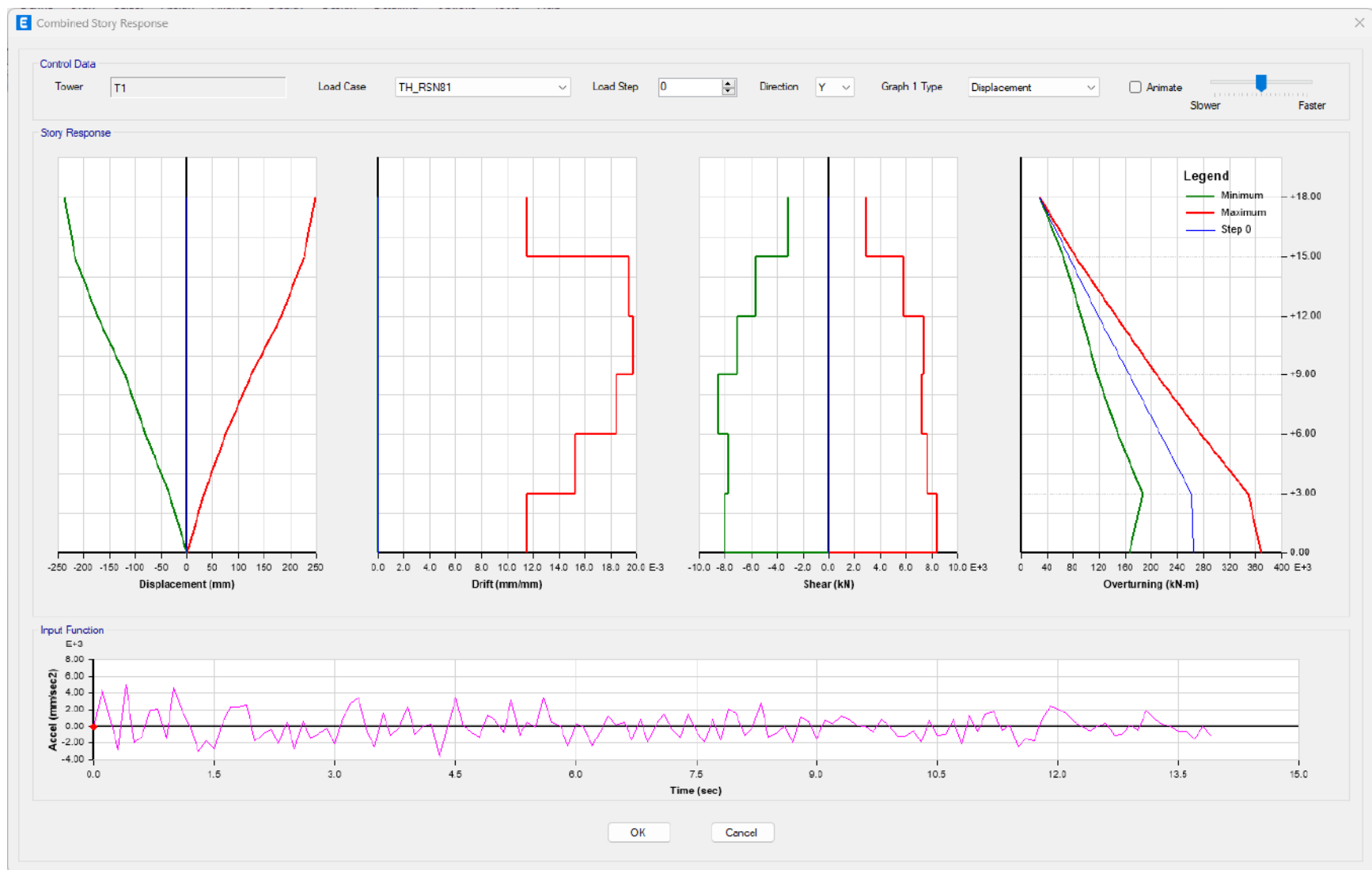


Figura 187 Respuesta combinada de pisos para el registro 81 en la dirección Y

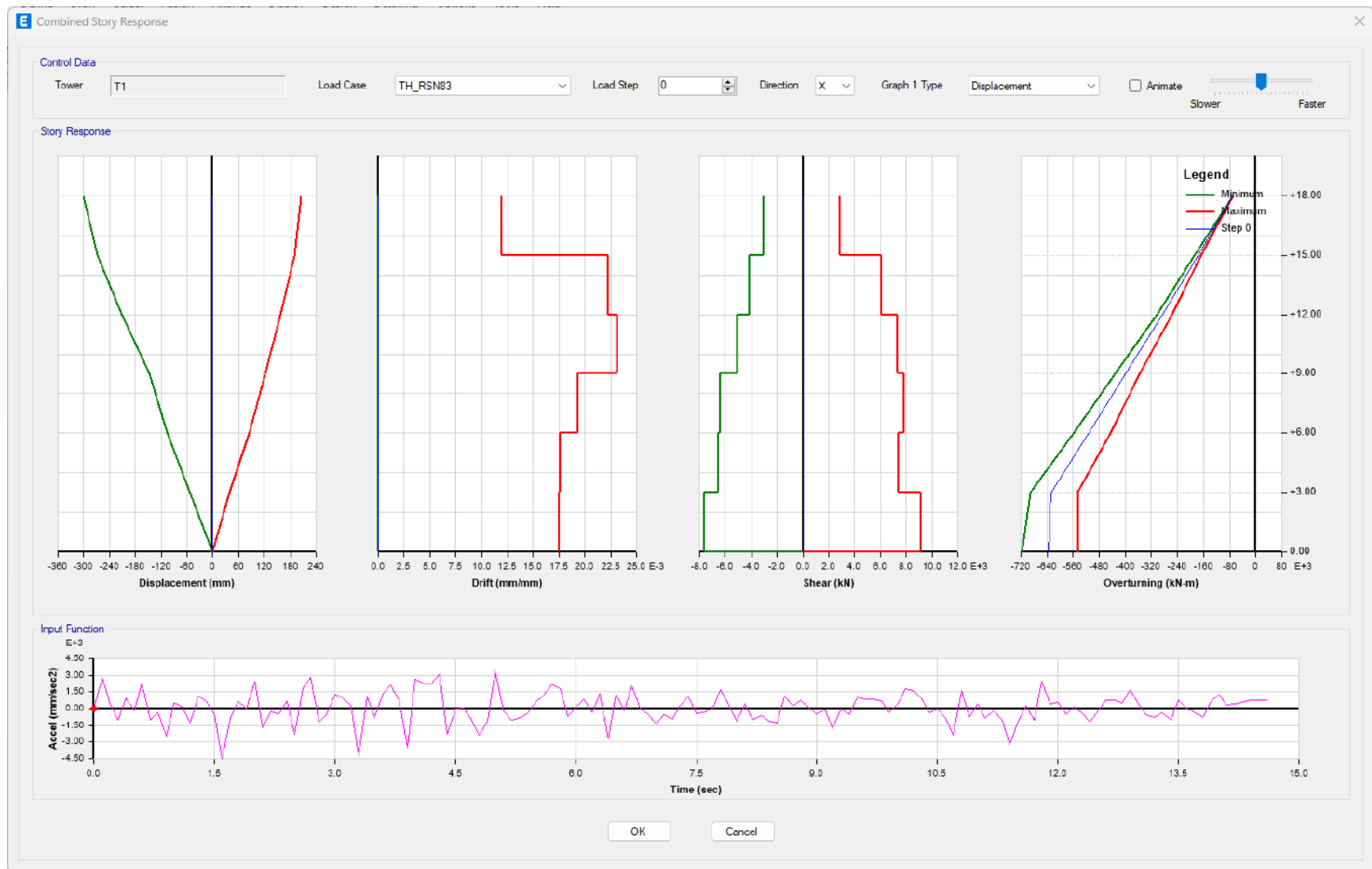


Figura 188 Respuesta combinada de pisos para el registro 83 en la dirección X

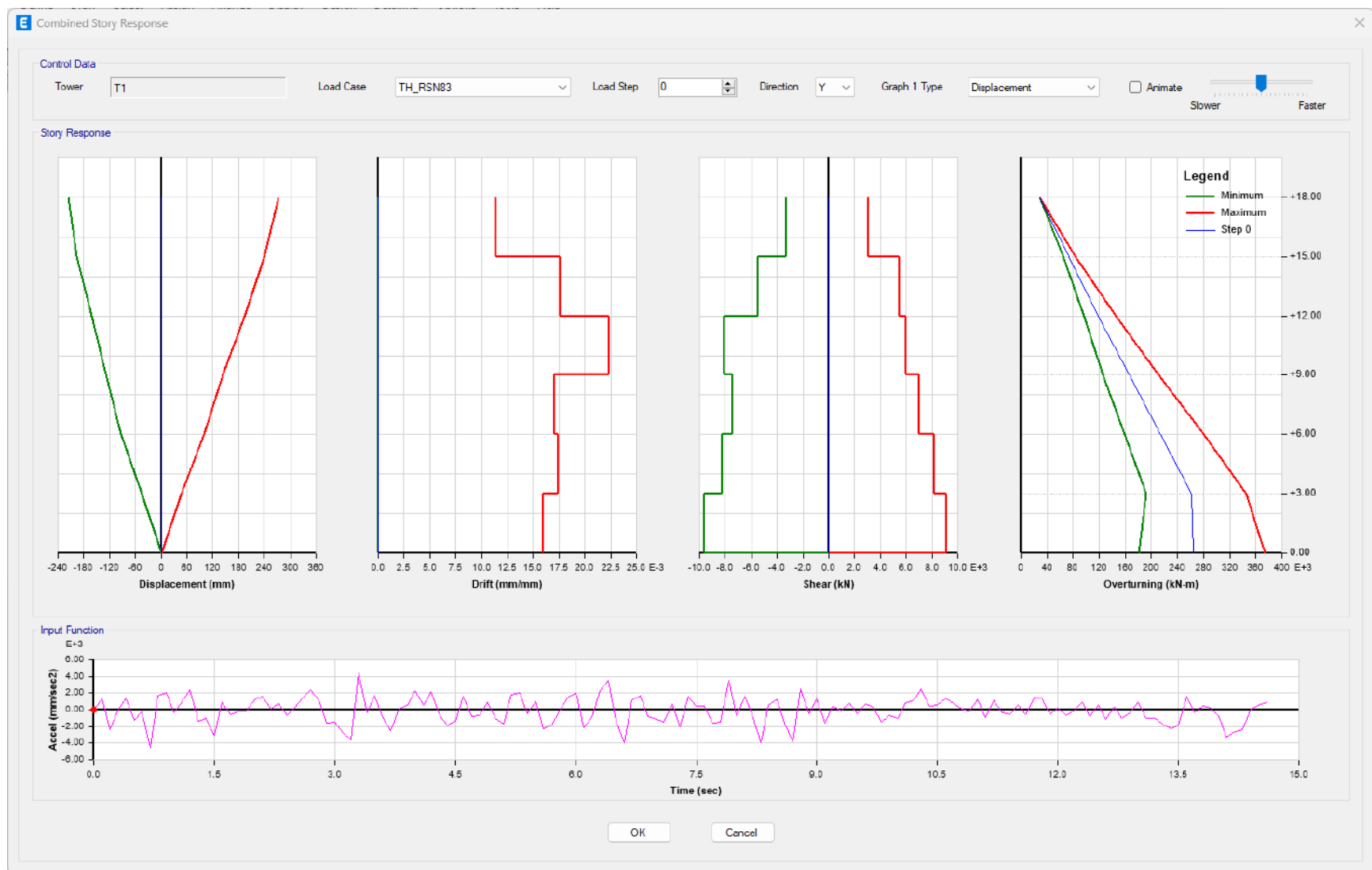


Figura 189 Respuesta combinada de pisos para el registro 83 en la dirección Y

4.4.10.1 CÁLCULO DE DERIVAS

La desplazabilidad lateral mostrada en la Figura 168 a Figura 189 representan las derivas de la Tabla 27 a Tabla 37.

Tabla 27 Derivas para registro 12

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir	X-Dir Min	Y-Dir Min	$\Delta X\text{-Dir} + / h_i\text{-}h_{i-1}$	$\Delta Y\text{-Dir} + / h_i\text{-}h_{i-1}$	$\Delta X\text{-Dir} - / h_i\text{-}h_{i-1}$	$\Delta Y\text{-Dir} - / h_i\text{-}h_{i-1}$
	m		m	m	m	m				
18	18	Top	0.2710	0.2195	-0.2709	-0.2857	1.32%	0.89%	1.00%	0.80%
15	15	Top	0.2313	0.1930	-0.2409	-0.2617	1.71%	1.17%	1.91%	0.71%
12	12	Top	0.1801	0.1580	-0.1835	-0.2405	1.37%	1.20%	1.92%	1.44%
9	9	Top	0.1389	0.1221	-0.1258	-0.1974	1.13%	1.13%	1.41%	1.70%
6	6	Top	0.1049	0.0883	-0.0835	-0.1463	1.73%	1.52%	1.54%	2.49%
3	3	Top	0.0530	0.0427	-0.0374	-0.0715	1.77%	1.42%	1.25%	2.38%
0	0	Top	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000				

Tabla 28 Derivas para registro 13

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir	X-Dir Min	Y-Dir Min	$\Delta X\text{-Dir} + / h_i\text{-}h_{i-1}$	$\Delta Y\text{-Dir} + / h_i\text{-}h_{i-1}$	$\Delta X\text{-Dir} - / h_i\text{-}h_{i-1}$	$\Delta Y\text{-Dir} - / h_i\text{-}h_{i-1}$
	m		m	m	m	m				
18	18	Top	0.2619	0.2462	-0.2456	-0.2564	1.04%	0.91%	1.07%	1.08%
15	15	Top	0.2308	0.2188	-0.2136	-0.2239	1.90%	1.72%	1.31%	1.63%
12	12	Top	0.1739	0.1673	-0.1743	-0.1752	1.41%	1.43%	1.49%	1.59%
9	9	Top	0.1317	0.1245	-0.1295	-0.1274	1.21%	1.25%	1.37%	1.38%
6	6	Top	0.0954	0.0870	-0.0884	-0.0861	1.58%	1.52%	1.51%	1.50%
3	3	Top	0.0480	0.0415	-0.0431	-0.0411	1.60%	1.38%	1.44%	1.37%
0	0	Top	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000				

Tabla 29 Derivas para registro 14

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir	X-Dir Min	Y-Dir Min	$\Delta X\text{-Dir} + / h_i\text{-}h_{i-1}$	$\Delta Y\text{-Dir} + / h_i\text{-}h_{i-1}$	$\Delta X\text{-Dir} - / h_i\text{-}h_{i-1}$	$\Delta Y\text{-Dir} - / h_i\text{-}h_{i-1}$
	m		m	m	m	m				
18	18	Top	0.2511	0.3013	-0.2511	-0.2550	0.96%	1.07%	0.94%	0.96%
15	15	Top	0.2223	0.2692	-0.2230	-0.2263	0.94%	2.50%	1.52%	1.63%
12	12	Top	0.1941	0.1941	-0.1774	-0.1774	1.42%	2.19%	1.18%	1.72%
9	9	Top	0.1515	0.1285	-0.1418	-0.1259	1.54%	1.55%	1.42%	1.28%
6	6	Top	0.1054	0.0821	-0.0993	-0.0875	1.79%	1.44%	1.77%	1.52%
3	3	Top	0.0517	0.0388	-0.0461	-0.0417	1.72%	1.29%	1.54%	1.39%
0	0	Top	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000				

Tabla 30 Derivas para registro 425

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir	X-Dir Min	Y-Dir Min	$\Delta X\text{-Dir} + / h_i\text{-}h_{i-1}$	$\Delta Y\text{-Dir} + / h_i\text{-}h_{i-1}$	$\Delta X\text{-Dir} - / h_i\text{-}h_{i-1}$	$\Delta Y\text{-Dir} - / h_i\text{-}h_{i-1}$
	m		m	m	m	m				
18	18	Top	0.2859	0.2450	-0.2568	-0.2994	1.17%	0.81%	0.55%	0.76%
15	15	Top	0.2508	0.2207	-0.2403	-0.2765	2.07%	1.37%	1.12%	1.58%
12	12	Top	0.1886	0.1797	-0.2066	-0.2291	2.11%	1.72%	1.40%	2.10%
9	9	Top	0.1252	0.1280	-0.1646	-0.1662	1.59%	1.72%	1.51%	1.87%
6	6	Top	0.0774	0.0762	-0.1192	-0.1102	1.41%	1.53%	1.99%	1.88%
3	3	Top	0.0352	0.0304	-0.0594	-0.0536	1.17%	1.01%	1.98%	1.79%
0	0	Top	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000				

Tabla 31 Derivas para registro 4891

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir	X-Dir Min	Y-Dir Min	$\Delta X\text{-Dir} + / h_i\text{-}h_{i-1}$	$\Delta Y\text{-Dir} + / h_i\text{-}h_{i-1}$	$\Delta X\text{-Dir} - / h_i\text{-}h_{i-1}$	$\Delta Y\text{-Dir} - / h_i\text{-}h_{i-1}$
	m		m	m	m	m				
18	18	Top	0.2817	0.1651	-0.2337	-0.2961	1.07%	0.72%	0.62%	0.98%
15	15	Top	0.2496	0.1434	-0.2151	-0.2667	1.94%	0.58%	1.26%	1.86%
12	12	Top	0.1915	0.1260	-0.1772	-0.2109	2.10%	0.38%	1.78%	1.76%
9	9	Top	0.1286	0.1148	-0.1237	-0.1580	1.42%	0.90%	1.54%	1.56%
6	6	Top	0.0860	0.0879	-0.0777	-0.1114	1.49%	1.43%	1.44%	1.87%
3	3	Top	0.0415	0.0451	-0.0344	-0.0551	1.38%	1.50%	1.15%	1.84%
0	0	Top	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000				

Tabla 32 Derivas para registro 55

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir	X-Dir Min	Y-Dir Min	$\Delta X\text{-Dir} + / h_i\text{-}h_{i-1}$	$\Delta Y\text{-Dir} + / h_i\text{-}h_{i-1}$	$\Delta X\text{-Dir} - / h_i\text{-}h_{i-1}$	$\Delta Y\text{-Dir} - / h_i\text{-}h_{i-1}$
	m		m	m	m	m				
18	18	Top	0.2962	0.2756	-0.2422	-0.2342	0.82%	1.04%	0.93%	0.69%
15	15	Top	0.2717	0.2445	-0.2145	-0.2135	1.55%	1.97%	1.32%	0.62%
12	12	Top	0.2252	0.1854	-0.1748	-0.1949	1.92%	1.57%	1.47%	1.13%
9	9	Top	0.1675	0.1382	-0.1306	-0.1610	1.93%	1.46%	1.37%	1.56%
6	6	Top	0.1096	0.0943	-0.0895	-0.1142	2.02%	1.67%	1.58%	1.99%
3	3	Top	0.0489	0.0443	-0.0422	-0.0546	1.63%	1.48%	1.41%	1.82%
0	0	Top	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000				

Tabla 33 Derivas para registro 62

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir	X-Dir Min	Y-Dir Min	$\Delta X\text{-Dir} + / h_i - h_{i-1}$	$\Delta Y\text{-Dir} + / h_i - h_{i-1}$	$\Delta X\text{-Dir} - / h_i - h_{i-1}$	$\Delta Y\text{-Dir} - / h_i - h_{i-1}$
	m		m	m	m	m				
18	18	Top	0.2631	0.1981	-0.3172	-0.3055	0.96%	0.76%	0.63%	0.77%
15	15	Top	0.2344	0.1755	-0.2984	-0.2823	1.72%	1.30%	1.28%	1.20%
12	12	Top	0.1827	0.1366	-0.2601	-0.2464	1.57%	0.85%	1.55%	1.33%
9	9	Top	0.1357	0.1111	-0.2137	-0.2064	1.57%	0.94%	1.61%	1.51%
6	6	Top	0.0885	0.0828	-0.1655	-0.1610	1.62%	1.45%	2.45%	2.44%
3	3	Top	0.0399	0.0394	-0.0920	-0.0877	1.33%	1.31%	3.07%	2.92%
0	0	Top	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000				

Tabla 34 Derivas para registro 64

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir	X-Dir Min	Y-Dir Min	$\Delta X\text{-Dir} + / h_i - h_{i-1}$	$\Delta Y\text{-Dir} + / h_i - h_{i-1}$	$\Delta X\text{-Dir} - / h_i - h_{i-1}$	$\Delta Y\text{-Dir} - / h_i - h_{i-1}$
	m		m	m	m	m				
18	18	Top	0.2674	0.2163	-0.3103	-0.2058	1.23%	0.93%	1.03%	0.57%
15	15	Top	0.2304	0.1885	-0.2794	-0.1886	1.63%	1.68%	1.83%	0.68%
12	12	Top	0.1816	0.1382	-0.2245	-0.1681	1.67%	1.40%	1.95%	0.74%
9	9	Top	0.1316	0.0962	-0.1661	-0.1459	1.32%	0.95%	1.94%	1.34%
6	6	Top	0.0921	0.0677	-0.1078	-0.1056	1.61%	1.24%	2.03%	1.86%
3	3	Top	0.0437	0.0306	-0.0469	-0.0498	1.46%	1.02%	1.56%	1.66%
0	0	Top	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000				

Tabla 35 Derivas para registro 65

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir	X-Dir Min	Y-Dir Min	$\Delta X\text{-Dir} + / h_i - h_{i-1}$	$\Delta Y\text{-Dir} + / h_i - h_{i-1}$	$\Delta X\text{-Dir} - / h_i - h_{i-1}$	$\Delta Y\text{-Dir} - / h_i - h_{i-1}$
	m		m	m	m	m				
18	18	Top	0.2369	0.1824	-0.2835	-0.2875	0.95%	0.98%	1.10%	1.03%
15	15	Top	0.2085	0.1531	-0.2504	-0.2565	0.96%	0.89%	1.54%	1.64%
12	12	Top	0.1798	0.1264	-0.2043	-0.2074	1.33%	0.89%	1.30%	1.58%
9	9	Top	0.1399	0.0995	-0.1653	-0.1601	1.47%	1.10%	1.46%	1.65%
6	6	Top	0.0959	0.0665	-0.1215	-0.1106	1.74%	1.26%	2.00%	1.82%
3	3	Top	0.0438	0.0287	-0.0614	-0.0561	1.46%	0.96%	2.05%	1.87%
0	0	Top	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000				

Tabla 36 Derivas para registro 81

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir	X-Dir Min	Y-Dir Min	$\Delta X\text{-Dir} + / h_i\text{-}h_{i-1}$	$\Delta Y\text{-Dir} + / h_i\text{-}h_{i-1}$	$\Delta X\text{-Dir} - / h_i\text{-}h_{i-1}$	$\Delta Y\text{-Dir} - / h_i\text{-}h_{i-1}$
	m		m	m	m	m				
18	18	Top	0.2379	0.2491	-0.2364	-0.2367	1.00%	0.74%	0.91%	0.62%
15	15	Top	0.2080	0.2267	-0.2092	-0.2180	1.82%	1.48%	1.51%	1.46%
12	12	Top	0.1534	0.1822	-0.1639	-0.1743	1.71%	1.94%	1.52%	1.79%
9	9	Top	0.1020	0.1239	-0.1182	-0.1206	1.08%	1.67%	1.41%	1.36%
6	6	Top	0.0695	0.0739	-0.0758	-0.0797	1.31%	1.40%	1.32%	1.51%
3	3	Top	0.0302	0.0320	-0.0363	-0.0345	1.01%	1.07%	1.21%	1.15%
0	0	Top	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000				

Tabla 37 Derivas para registro 83

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir	X-Dir Min	Y-Dir Min	$\Delta X\text{-Dir} + / h_i\text{-}h_{i-1}$	$\Delta Y\text{-Dir} + / h_i\text{-}h_{i-1}$	$\Delta X\text{-Dir} - / h_i\text{-}h_{i-1}$	$\Delta Y\text{-Dir} - / h_i\text{-}h_{i-1}$
	m		m	m	m	m				
18	18	Top	0.2052	0.2716	-0.3012	-0.2159	0.54%	1.07%	1.11%	0.68%
15	15	Top	0.1891	0.2395	-0.2679	-0.1956	1.05%	1.54%	1.87%	1.11%
12	12	Top	0.1576	0.1932	-0.2119	-0.1622	1.19%	1.64%	2.13%	1.15%
9	9	Top	0.1218	0.1441	-0.1480	-0.1278	1.28%	1.46%	1.43%	1.17%
6	6	Top	0.0834	0.1002	-0.1052	-0.0928	1.47%	1.74%	1.75%	1.61%
3	3	Top	0.0394	0.0480	-0.0526	-0.0446	1.31%	1.60%	1.75%	1.49%
0	0	Top	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000				

De los datos anteriores, el valor promedio resulta:

Tabla 38 Derivas promedio

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir	X-Dir Min	Y-Dir Min	$\Delta X\text{-Dir} + / h_i\text{-}h_{i-1}$	$\Delta Y\text{-Dir} + / h_i\text{-}h_{i-1}$	$\Delta X\text{-Dir} - / h_i\text{-}h_{i-1}$	$\Delta Y\text{-Dir} - / h_i\text{-}h_{i-1}$
	m		m	m	m	m				
18	18	Top	0.2599	0.2337	-0.2681	-0.2616	1.00%	0.90%	0.90%	0.81%
15	15	Top	0.2297	0.2066	-0.2411	-0.2372	1.57%	1.47%	1.50%	1.28%
12	12	Top	0.1826	0.1625	-0.1962	-0.1987	1.62%	1.38%	1.61%	1.48%
9	9	Top	0.1341	0.1210	-0.1479	-0.1543	1.41%	1.28%	1.50%	1.49%
6	6	Top	0.0917	0.0825	-0.1030	-0.1096	1.62%	1.47%	1.76%	1.86%
3	3	Top	0.0432	0.0383	-0.0502	-0.0537	1.44%	1.28%	1.67%	1.79%
0	0	Top	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000				

4.4.11 REVISIÓN DE DESEMPEÑO

Como criterios de aceptación para la evaluación mediante procedimientos no lineales se tiene:

- No convergencia de solución numérica.
- Demanda estructural excesiva en elementos estructurales (Tanto controlados por deformación, como controlados por fuerza) para el escenario de evaluación (Prevención de colapso).
- Deriva de entrepiso por encima del 150% del máximo permitido en la tabla 12.12-1 del ASCE 7.

La convergencia numérica se pudo verificar con la simulación numérica, la cual fue satisfactoria, como puede observarse en la Tabla 25, donde se obtuvieron errores energéticos menores al 0.1%.

La sección 4.4.11.2 y 4.4.11.3 detallan la revisión de la desplazabilidad lateral y de la relación demanda capacidad, respectivamente.

4.4.11.1 REVISIÓN DE NUDOS

Teniendo en cuenta la capacidad a flexión de las vigas y el cortante actuante en la columna superior del nodo en estudio, se determina el cortante actuante en el nudo.

En la Figura 190 se muestra el diagrama de cuerpo libre del nudo crítico de la estructura, obteniéndose un cortante actuante (Demanda) de $V_u = 621.8 \text{ kN}$.

Por otro lado, la capacidad estructural del nudo de acuerdo con el ACI 318-11 (Base del reglamento colombiano de construcción sismo resistente, NSR-10), considerando que el nudo no se encuentra confinado por las vigas que convergen a él, es:

Materiales:

$$f'_c = 21 \text{ MPa}$$

Sección transversal del nudo:

$$\left. \begin{array}{l} h_j = 450 \text{ mm} \\ b_j = 450 \text{ mm} \end{array} \right\} A_j = 202500 \text{ mm}^2$$

$$V_n = 1.0 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_j = 928 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot V_n = 0.85 \cdot 928 \text{ kN} = 788.8 \text{ kN}$$

De este modo, la relación demanda-capacidad (DCR) resulta:

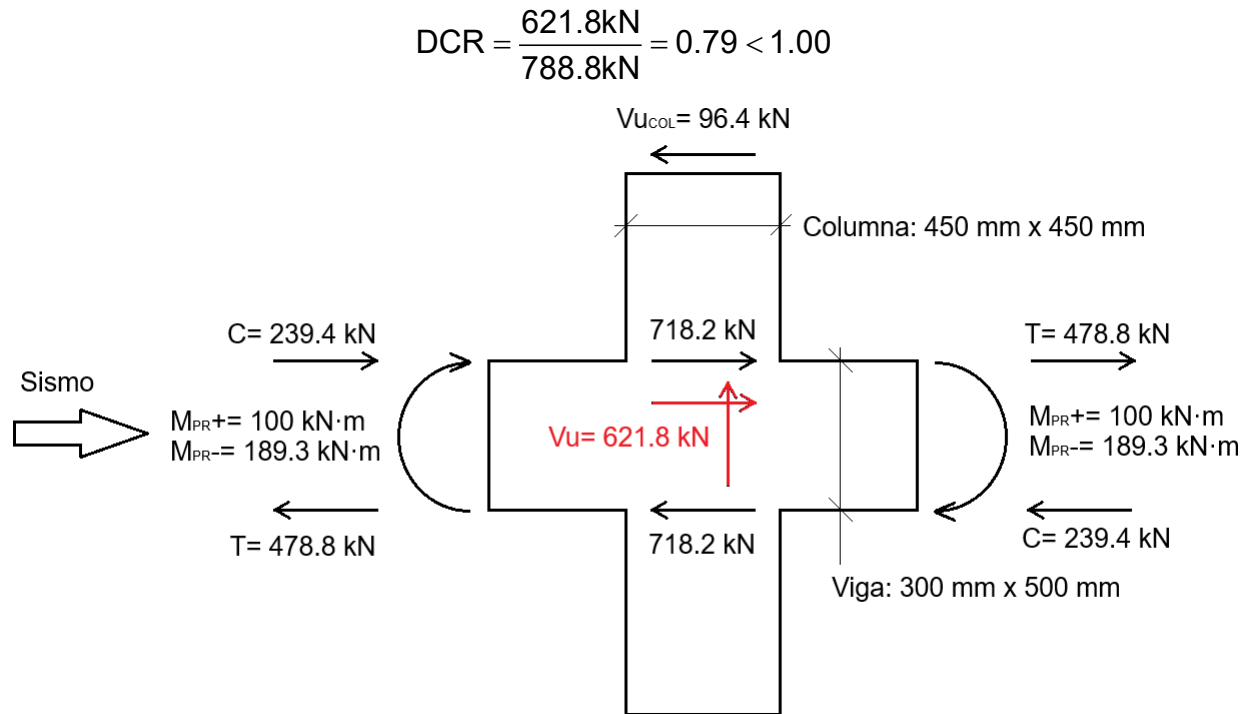


Figura 190 Diagrama de cuerpo libre de nudo crítico

Adicionalmente, de acuerdo con el ASCE 41-17, la capacidad estructural a cortante del nudo, considerándolo como un elemento controlado por fuerza y asociado a la resistencia mínima del material, es:

Materiales:

$$f'_c \frac{L}{E} = 21 \text{ MPa}$$

Sección transversal del nudo:

$$\left. \begin{array}{l} h_c = 450 \text{ mm} \\ b_j = 450 \text{ mm} \end{array} \right\} A_j = 202500 \text{ mm}^2$$

$$V_j = 0.083 \cdot \lambda \cdot \gamma \cdot \sqrt{f'_c \frac{L}{E}} \cdot A_j = 924 \text{ kN}$$

De este modo, la relación demanda-capacidad (DCR) resulta:

$$DCR = \frac{621.8 \text{ kN}}{924.0 \text{ kN}} = 0.67 < 1.00$$

De este modo se puede validar que, a pesar de estar realizándose un análisis no lineal, donde se permite disipación (Plastificación) en los nudos, se tiene un comportamiento elástico-lineal de los nudos.

Por tal razón, el comportamiento de los nudos no tendría influencia en la reducción de la capacidad de la viga, ni en el incremento en la flexibilidad lateral, por lo tanto, en el aumento de la desplazabilidad lateral de la estructura.

4.4.11.2 DESPLAZABILIDAD LATERAL

Desde el punto de vista cinemático, se espera una deriva transitoria suficiente para causar daños no estructurales extensos y una deriva permanente extensa.

La configuración deformada promedio de la estructura se muestra en la Figura 191 y la deriva en la Figura 192.

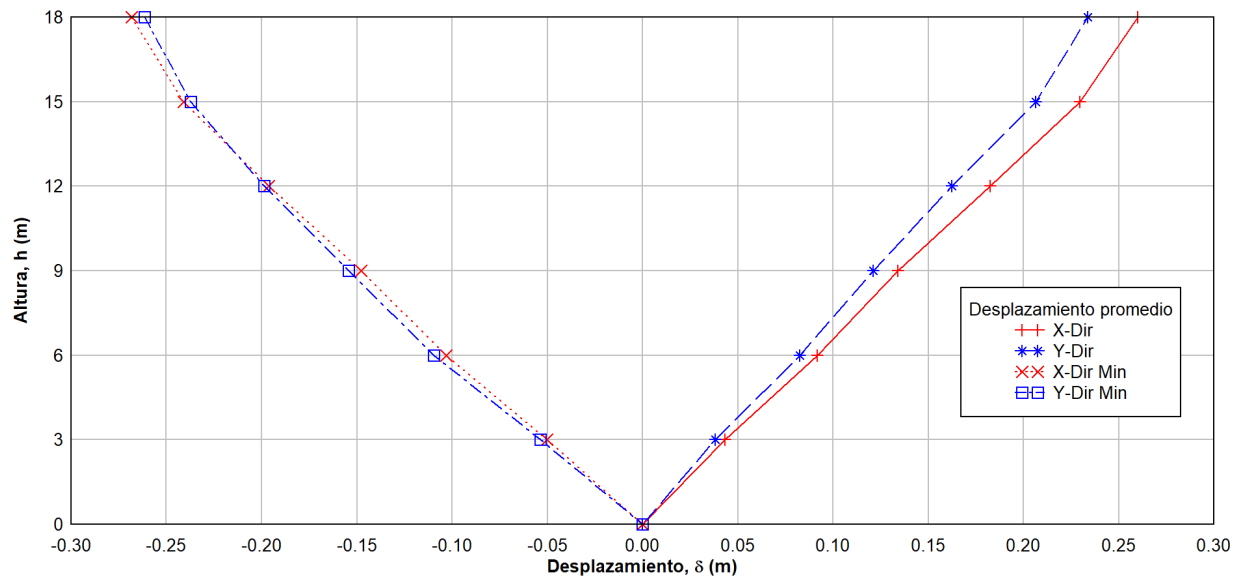


Figura 191 Desplazamiento lateral promedio

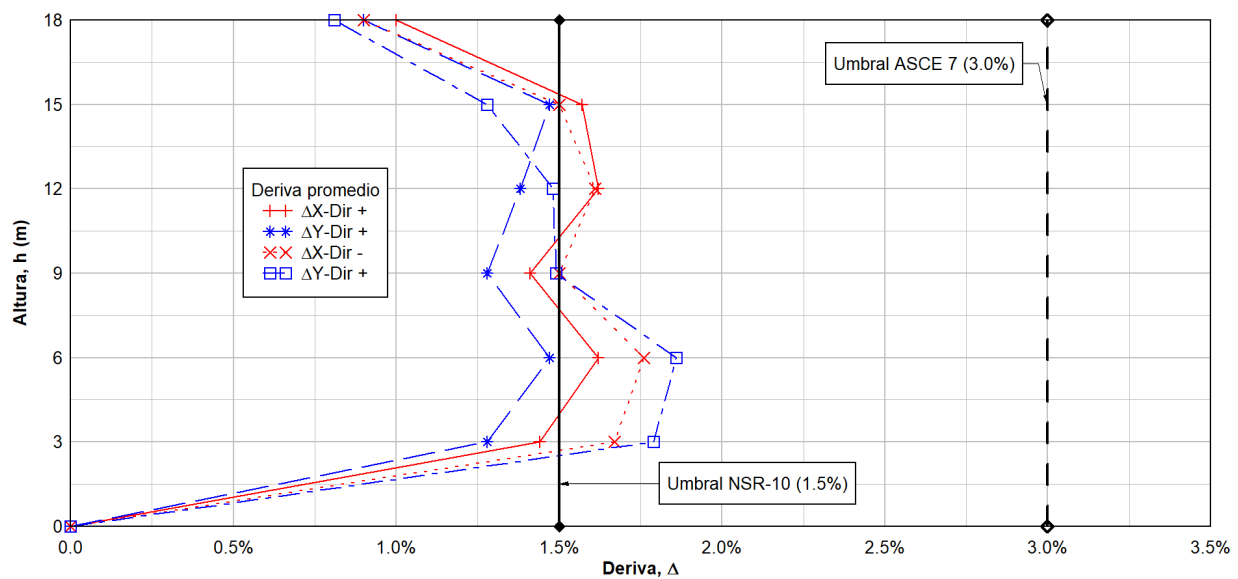


Figura 192 Deriva promedio

De la figura anterior se evidencia una deriva máxima de 1.76% y 1.86% en la dirección X e Y, respectivamente.

Teniendo en cuenta que el umbral máximo para la deriva es el 150% del valor máximo de la tabla 12.12-1 del ASCE 7, es decir: $\Delta_{\text{máx}} = 150\% \cdot 0.02 \cdot h_{\text{sx}} = 0.03 \cdot h_{\text{sx}}$.

De ese modo se puede validar que se satisface el criterio de aceptación global asociado con la desplazabilidad lateral.

Por otro lado, tomando como deriva máxima (Deriva base) la indicada en la sección A.6 de la NSR-10, se tendría:

$$\Delta_{\text{máx}} = 150\% \cdot 0.01 h_{\text{sx}} = 0.015 h_{\text{sx}}$$

Con este último criterio se tendría una ausencia de rigidez lateral en ambas direcciones de la estructura.

4.4.11.3 RELACIÓN DEMANDA/CAPACIDAD

La revisión del desempeño estructural se realiza con el valor promedio de los resultados obtenidos para cada uno de los registros utilizados en el análisis.

De acuerdo con el ASCE 41, para el escenario de prevención de colapso (CP), se espera que los elementos principales de un sistema de pórticos de concreto reforzado, el comportamiento debe estar caracterizado por la fisuración extensa y formación de articulaciones en elementos dúctiles y fisuración limitada o falla en la unión de algunas columnas no dúctiles, así como daños severos en columnas cortas (ASCE, 2017).

La Figura 193 muestra la configuración del escenario de chequeo.

Performance Check Data

Performance Check Name: PC MEAN

Group: All

Demand Set List

- EQ12
- EQ13
- EQ14
- EQ425
- EQ4891
- EQ55
- EQ62

Combination Method for Demand Sets

☒ Use Mean Plus Multiplier Times Standard Deviation 0

☐ Use Maximum Demand

Data for Demand Set

Demand Set Name:

Load Case	Step Number
TH_RSN12	

Add

Delete

Load Case Combination Method: Mean

Include

☒ Frame Hinges ☐ Strain Gauges

☐ Wall Hinges ☐ Pier and Spandrel Forces

☐ Links ☐ Panel Zones

OK Cancel

Figura 193 Configuración de revisión de desempeño

De esta revisión se obtiene una relación demanda/capacidad de 1.76 ($DCR = 1.76$) para el promedio de los resultados. Resulta de interés que el peor resultado de daño corresponde con el registro 62, donde se obtiene un $DCR = 3.55$.

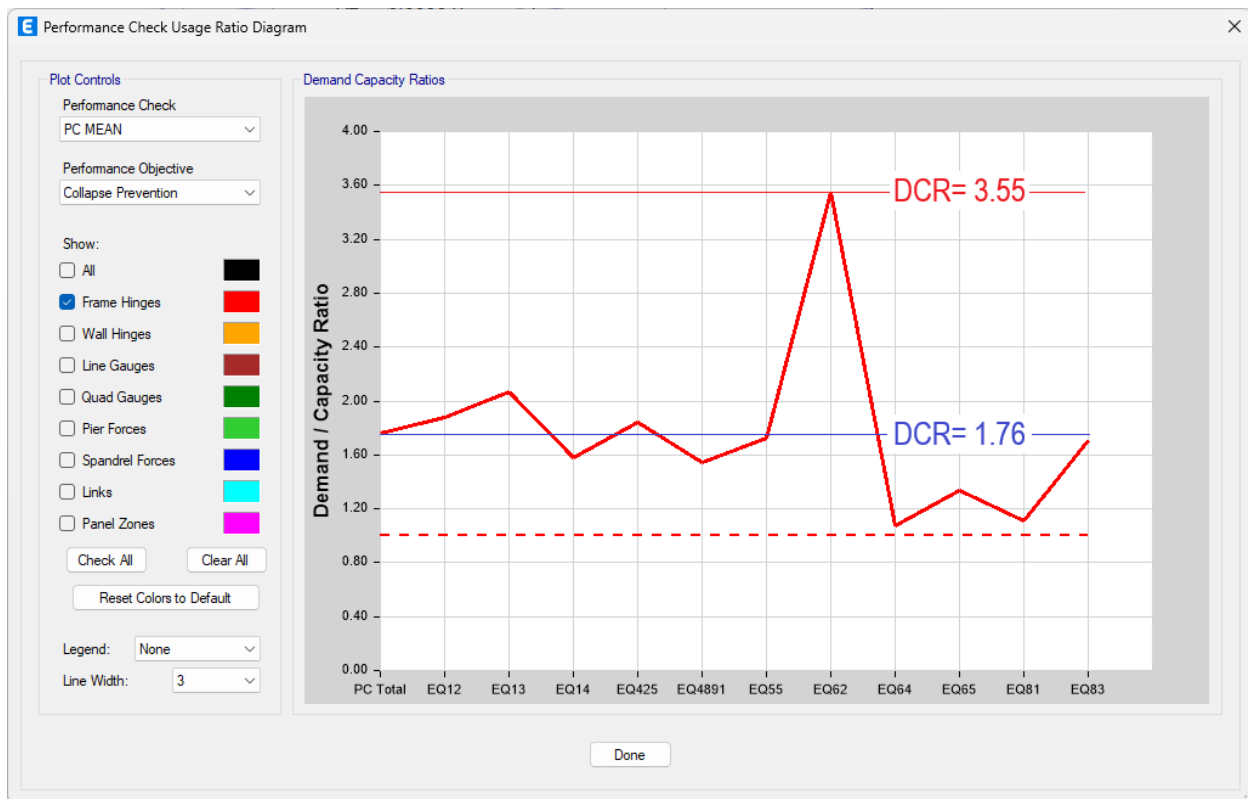


Figura 194 Relación demanda/capacidad global para el escenario de prevención de colapso

Un aspecto fundamental en la evaluación estructural es el patrón de rotulación. Éste representa el nivel de plastificación o daño en los elementos estructurales.

La Figura 195 muestra el patrón de rotulación para el escenario más desfavorable (Registro con mayor relación demanda/capacidad).

La revisión del desempeño para el escenario promedio se muestra en la Figura 196.

Se puede evidenciar que -para el escenario promedio- el patrón de patrón de rotulación ($DCR > 1.0$) se concentra en el extremo inferior de las columnas del primer piso.

La Figura 199 lista los 28 elementos que presentan $DCR > 1.0$.

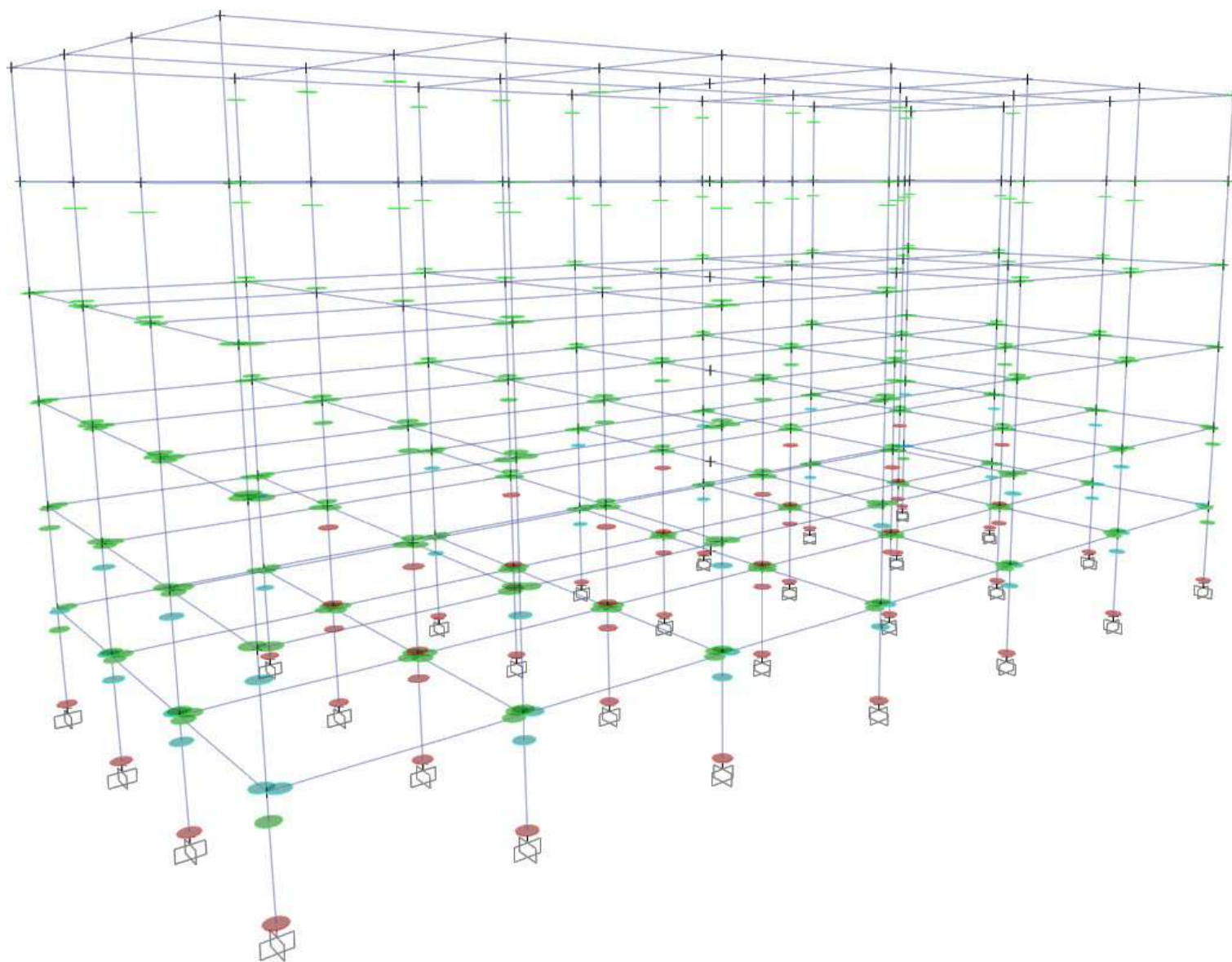


Figura 195 Patrón de rotulación - Registro 62

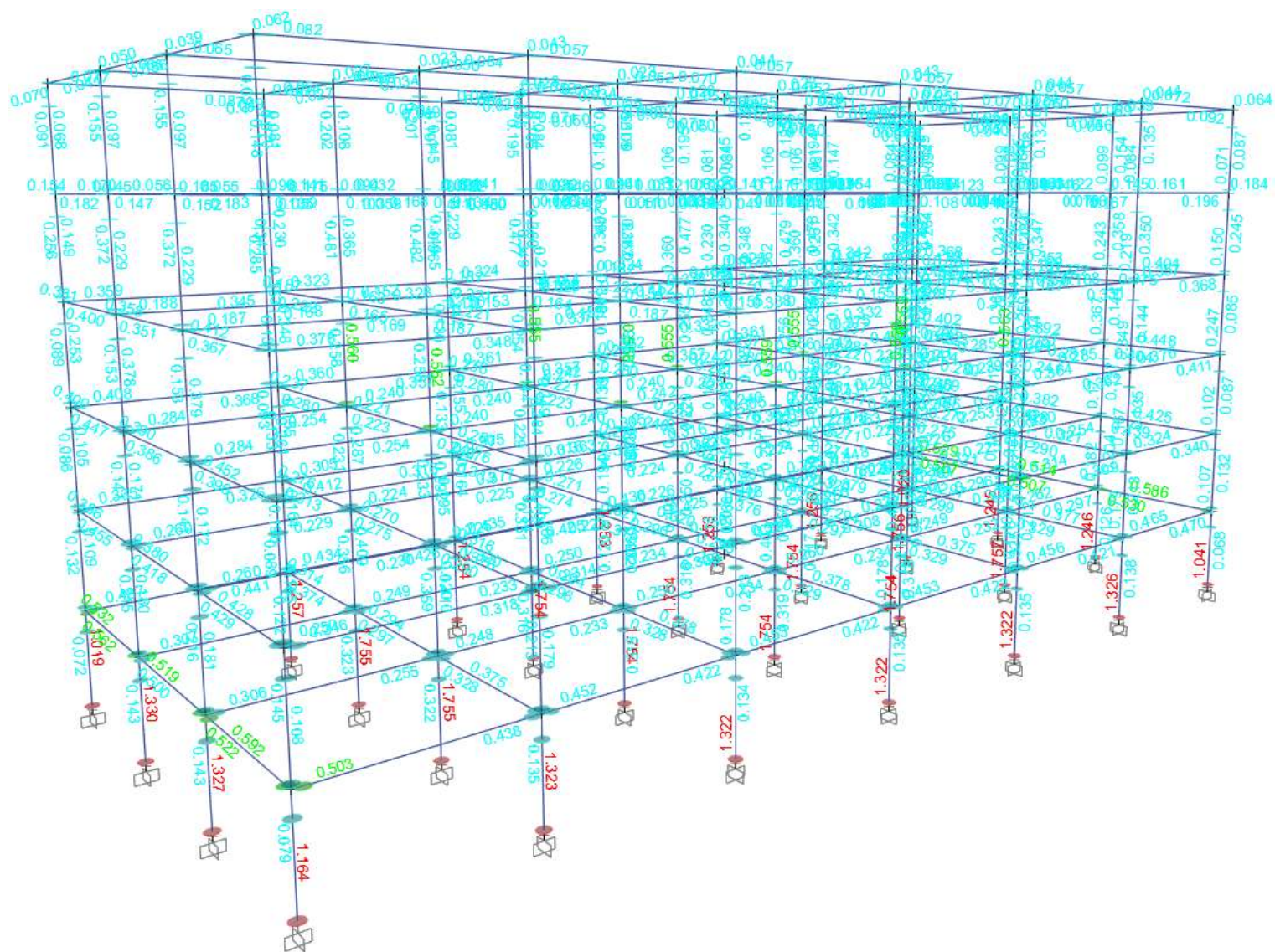


Figura 196 Revisión del desempeño para escenario promedio

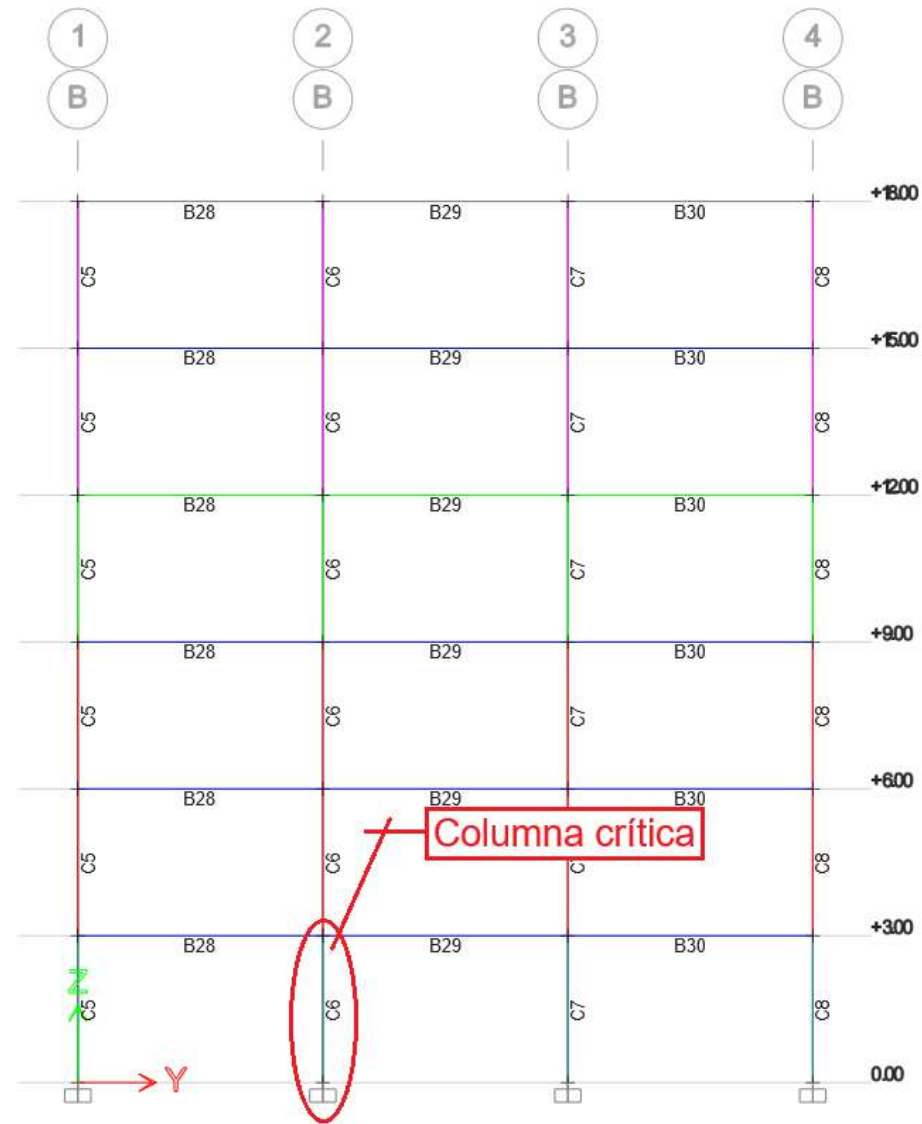


Figura 197 Pórtico transversal crítico

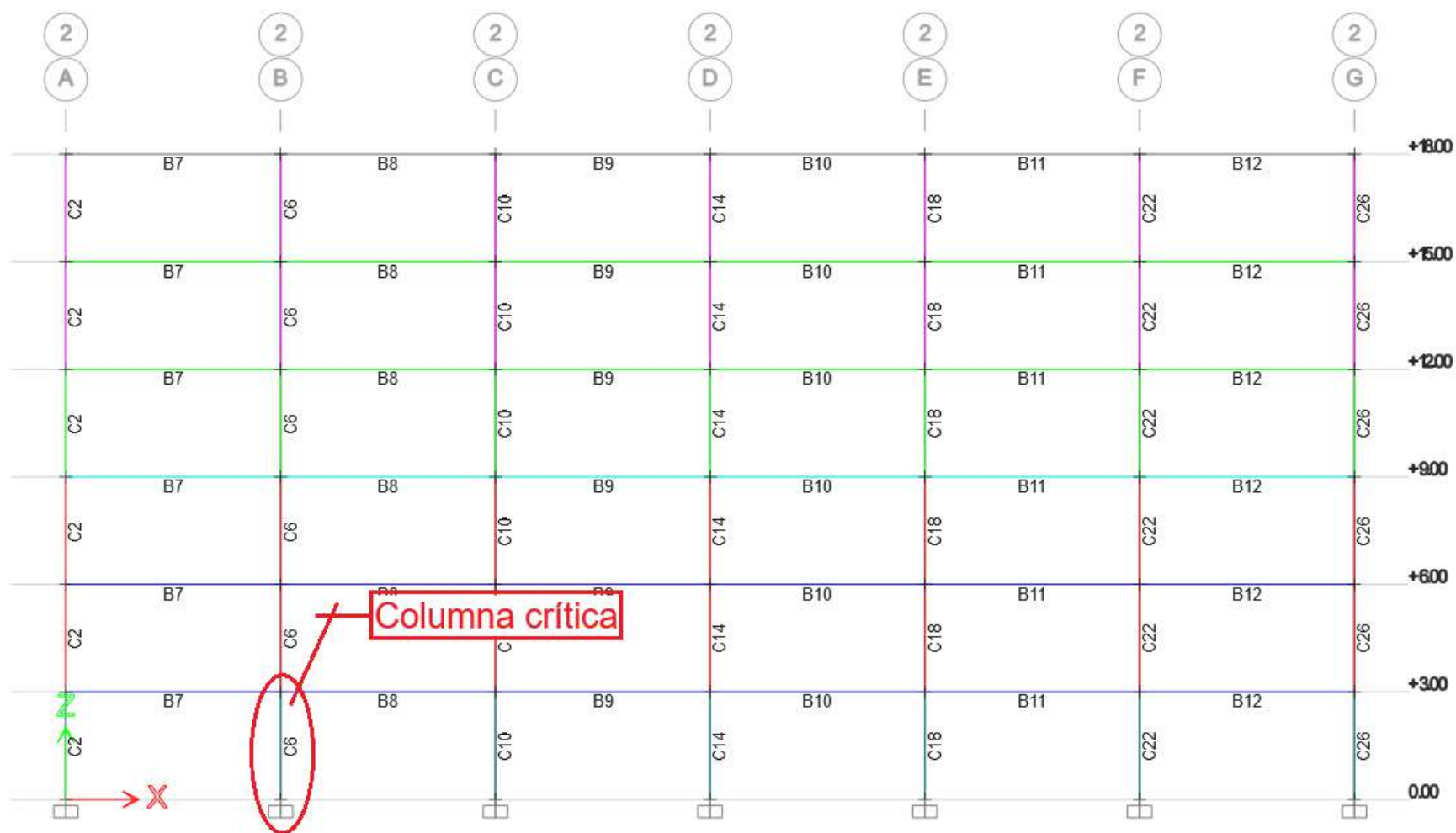


Figura 198 Pórtico longitudinal típico

Performance Check DC Ratios - Frame Hinges									
File Edit Format-Filter-Sort Select Options									
Units: As Noted Hidden Columns: Yes Sort: DC Ratio for CP DESC Performance Check DC Ratios - Frame Hinges									
Filter: None									
	Story	Frame	Hinge	Generated Hinge	Rel Dist	Abs Dist m	Performance Check	Demand Set	DC Ratio for CP
▶	+3.00	C6	COLFIBRA	C6H5	0.05	0.125	PC MEAN	ALL	1.76
	+3.00	C7	COLFIBRA	C7H5	0.05	0.125	PC MEAN	ALL	1.76
	+3.00	C22	COLFIBRA	C22H5	0.05	0.125	PC MEAN	ALL	1.76
	+3.00	C23	COLFIBRA	C23H5	0.05	0.125	PC MEAN	ALL	1.76
	+3.00	C10	COLFIBRA	C10H5	0.05	0.125	PC MEAN	ALL	1.75
	+3.00	C11	COLFIBRA	C11H5	0.05	0.125	PC MEAN	ALL	1.75
	+3.00	C14	COLFIBRA	C14H5	0.05	0.125	PC MEAN	ALL	1.75
	+3.00	C15	COLFIBRA	C15H5	0.05	0.125	PC MEAN	ALL	1.75
	+3.00	C18	COLFIBRA	C18H5	0.05	0.125	PC MEAN	ALL	1.75
	+3.00	C19	COLFIBRA	C19H5	0.05	0.125	PC MEAN	ALL	1.75
	+3.00	C2	COLFIBRA	C2H5	0.05	0.125	PC MEAN	ALL	1.33
	+3.00	C3	COLFIBRA	C3H5	0.05	0.125	PC MEAN	ALL	1.33
	+3.00	C21	COLFIBRA	C21H5	0.05	0.125	PC MEAN	ALL	1.33
	+3.00	C5	COLFIBRA	C5H5	0.05	0.125	PC MEAN	ALL	1.32
	+3.00	C9	COLFIBRA	C9H5	0.05	0.125	PC MEAN	ALL	1.32
	+3.00	C13	COLFIBRA	C13H5	0.05	0.125	PC MEAN	ALL	1.32
	+3.00	C17	COLFIBRA	C17H5	0.05	0.125	PC MEAN	ALL	1.32
	+3.00	C8	COLFIBRA	C8H5	0.05	0.125	PC MEAN	ALL	1.26
	+3.00	C24	COLFIBRA	C24H5	0.05	0.125	PC MEAN	ALL	1.26
	+3.00	C12	COLFIBRA	C12H5	0.05	0.125	PC MEAN	ALL	1.25
	+3.00	C16	COLFIBRA	C16H5	0.05	0.125	PC MEAN	ALL	1.25
	+3.00	C20	COLFIBRA	C20H5	0.05	0.125	PC MEAN	ALL	1.25
	+3.00	C26	COLFIBRA	C26H5	0.05	0.125	PC MEAN	ALL	1.25
	+3.00	C27	COLFIBRA	C27H5	0.05	0.125	PC MEAN	ALL	1.25
	+3.00	C1	COLFIBRA	C1H5	0.05	0.125	PC MEAN	ALL	1.16
	+3.00	C25	COLFIBRA	C25H5	0.05	0.125	PC MEAN	ALL	1.04
	+3.00	C4	COLFIBRA	C4H5	0.05	0.125	PC MEAN	ALL	1.02
	+3.00	C28	COLFIBRA	C28H5	0.05	0.125	PC MEAN	ALL	1.02

Record: << < 1 > >> of 876

Add Tables... Done

Figura 199 Elementos con DCR > 1.0

4.4.11.4 UMBRAL DE ROTACIÓN DE COLAPSO

El criterio de aceptación de elementos de acuerdo con ASCE 41 está asociado a la rotación de rótula plástica. Para columnas este umbral se determina como:

Materiales:

$$f'_{cE} = 1.3 \cdot f'_c = 1.3 \cdot 21 \text{MPa} = 27.30 \text{MPa}$$

$$f_{ytE} = 1.1 \cdot f_{yt} = 462 \text{MPa}$$

Sección transversal:

$$\left. \begin{array}{l} b_c = 500 \text{mm} \\ h_c = 500 \text{mm} \end{array} \right\} A_g = 0.25 \text{m}^2$$

Refuerzo transversal:

$$A_{st} = 3.71 \text{mm}^2 = 213 \text{mm}^2$$

$$s = 100 \text{mm}$$

$$\rho_t = \frac{A_{st}}{b_c \cdot s} = 0.00426$$

Carga axial:

$$N_{ud} = 1917.1 \text{kN} \rightarrow \frac{N_{ud}}{A_g \cdot f'_{cE}} = 0.28 < 0.50$$

Parámetro "a":

$$a \geq \begin{cases} 0.042 - 0.043 \cdot \frac{N_{ud}}{A_g \cdot f'_{cE}} + 0.63 \cdot \rho_t = 0.033 \\ 0 \end{cases}$$

Parámetro "b":

$$b = \frac{0.50}{5 + \frac{N_{ud}}{0.8 \cdot A_g \cdot f'_{cE}} \cdot \frac{1}{\rho_t} \cdot \frac{f'_{cE}}{f_{ytE}}} - 0.01 = 0.041$$

Umbral :

$$\theta_{io} \leq \begin{cases} 0.15 \cdot a \\ 0.005 \end{cases} = 0.005 \text{rad}$$

$$\theta_{ls} = 0.5 \cdot b = 0.020 \text{rad}$$

$$\theta_{cp} = 0.7 \cdot b = 0.028 \text{rad}$$

4.4.11.5 EVALUACIÓN DE RÓTULAS PLÁSTICAS

La respuesta global de la rótula inferior de la columna C6 (Rótula C6H5), que presentan rotaciones absolutas superiores al umbral asociado al colapso de $\theta_{cp} = 0.028\text{rad}$, se muestran en rojo en la Figura 200 y Figura 201.

La Tabla 39 muestra las rotaciones máximas absolutas para la rótula C6H5 para todos los registros.

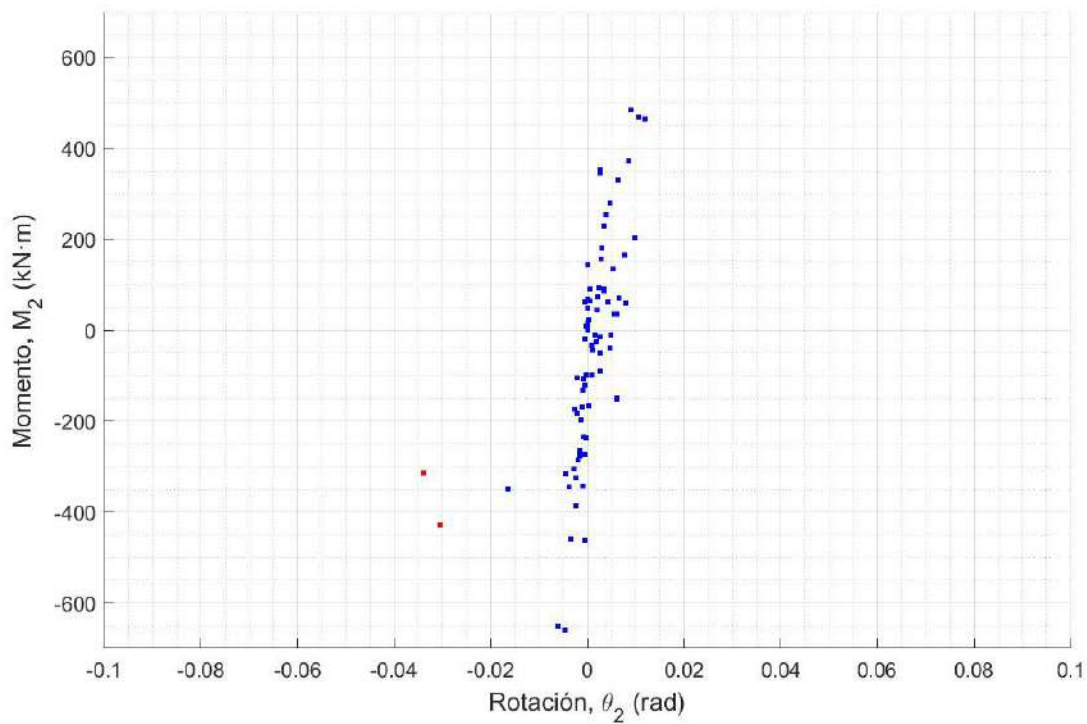


Figura 200 Diagrama momento-rotación en dirección local 2 para rótula C6H5 - Registro 62

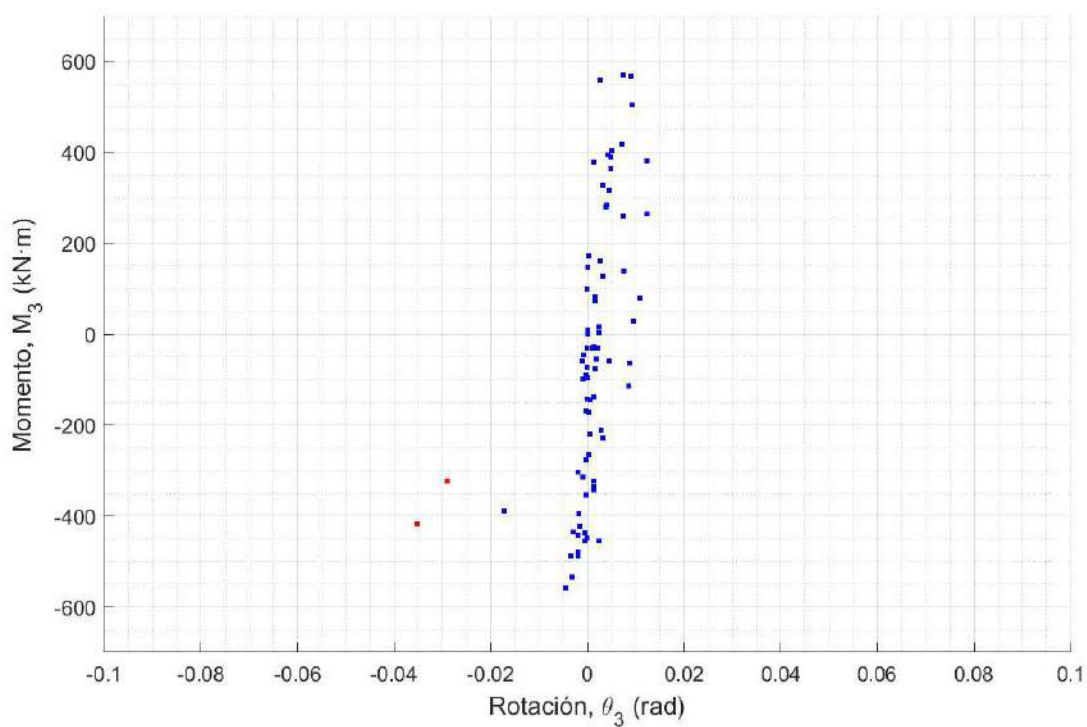


Figura 201 Diagrama momento-rotación en dirección local 3 para rótula C6H5 - Registro 62

Tabla 39 Rotaciones máximas absolutas de rótula C6H5

Registro	θ_2 (rad)	θ_3 (rad)
12	0.025	0.018
13	0.014	0.016
14	0.013	0.017
425	0.019	0.020
4891	0.018	0.014
55	0.018	0.015
62	0.034	0.035
64	0.015	0.014
65	0.018	0.020
81	0.010	0.011
83	0.016	0.018
Promedio	0.018	0.018

De la Tabla 39 se puede concluir, si bien para el registro 62 se presentan rotaciones que exceden el umbral de colapso ($\theta_{cp} = 0.028\text{rad}$), que las rotaciones promedio de $\theta_{2\text{promedio}} = \theta_{3\text{promedio}} = 0.018\text{rad}$ las cuales resultan menores al límite de colapso, determinado en la sección 4.4.11.4.

La Figura 202 resume las rotaciones máximas absolutas por registro.

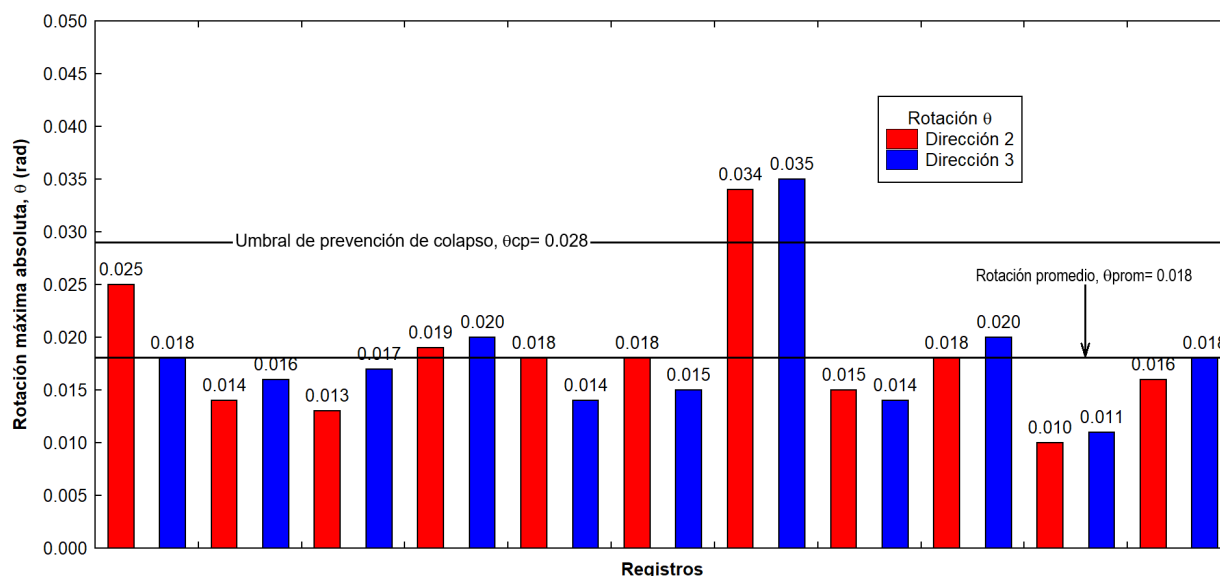


Figura 202 Rotación máxima absoluta por registro

De la figura anterior se puede concluir que, teniendo como base el criterio asociado a la rotación de la rótula plástica, la rotación promedio de la rótula no excede el umbral de colapso.

4.4.11.6 ANÁLISIS DE FIBRAS

Como una valoración complementaria del desempeño estructural, se analiza la respuesta de las fibras constitutivas de la rótula plástica crítica: extremo inferior de columna C6 (Rótula C6H5).

La Figura 203 y Figura 204 muestra las curvas esfuerzo-deformación para los materiales constitutivos de la Rótula C6H5.

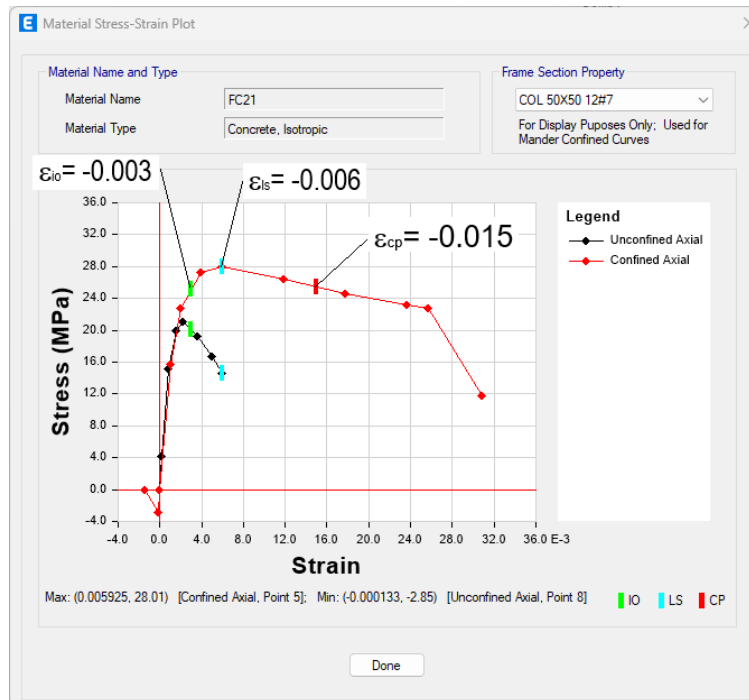


Figura 203 Curva esfuerzo deformación para concretos en rótula C6H5

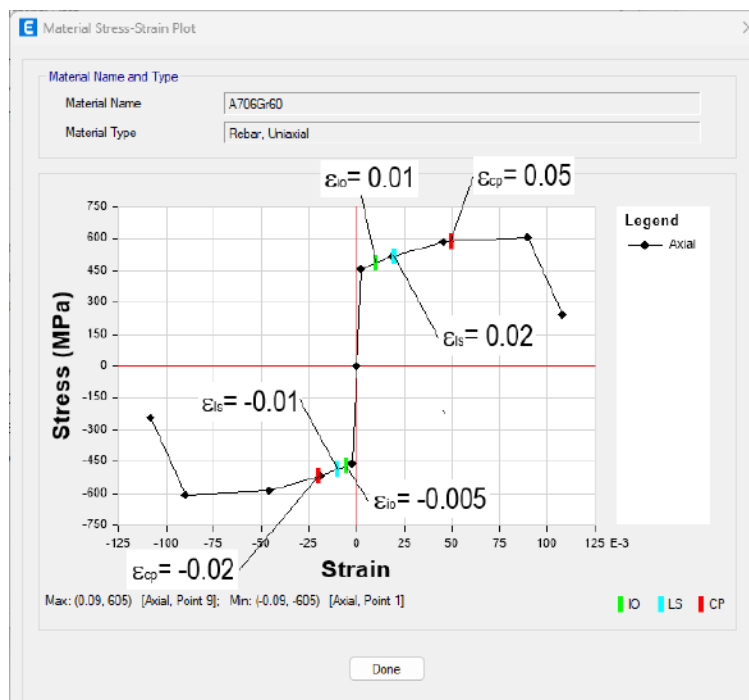


Figura 204 Curva esfuerzo deformación para acero de refuerzo en rótula C6H5

Se procede a analizar la respuesta de la fibra crítica del núcleo de concreto y de las varillas de refuerzo.

La Tabla 40 muestra las deformaciones de las fibras de concreto y acero en la rótula plástica crítica.

Tabla 40 Deformaciones de fibras de concreto y acero en rótula plástica crítica

Registro	$\varepsilon_{\text{concreto}}$ (mm/mm)	$\varepsilon_{\text{acero}}$ (mm/mm)	
		Compresión	Tracción
12	-0.021	-0.024	0.005
13	-0.024	-0.028	0.008
14	-0.018	-0.021	0.009
425	-0.013	-0.016	0.006
4891	-0.014	-0.017	0.014
55	-0.016	-0.019	0.010
62	-0.036	-0.044	0.012
64	-0.010	-0.013	0.010
65	-0.014	-0.016	0.007
81	-0.006	-0.006	0.004
83	-0.016	-0.020	0.014
Promedio	-0.017	-0.020	0.009

La respuesta de las fibras críticas de concreto y acero se muestra en la Figura 205 y Figura 206, respectivamente.

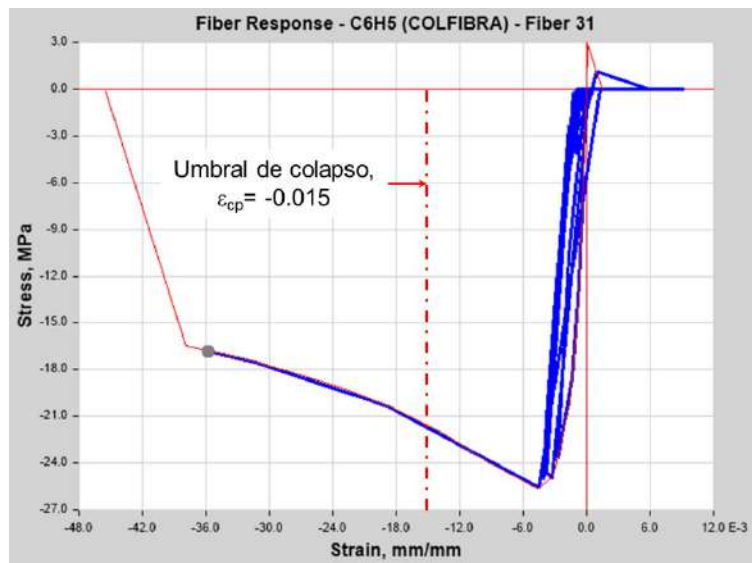


Figura 205 Respuesta de la fibra crítica del núcleo de concreto - Registro 62

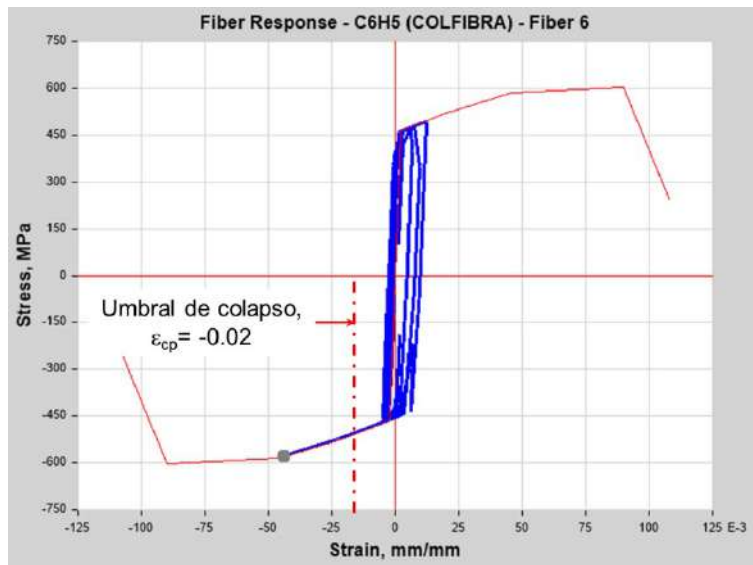


Figura 206 Respuesta de la fibra crítica de refuerzo - Registro 62

De la Tabla 40 se puede evidenciar que la deformación promedio de las fibras de concreto (Compresión) y acero (Compresión) exceden los umbrales de colapso.

5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

La presente investigación ha abordado de manera exhaustiva la vulnerabilidad sísmica de edificaciones residenciales de pórticos regulares construidas en zonas de piedemonte en la ciudad de Bogotá, bajo los lineamientos del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10.

A través de un análisis detallado que integra aspectos de sismología, geología, geotecnia, y tectónica específicos de la ciudad de Bogotá, junto con una rigurosa evaluación del comportamiento de las estructuras ante eventos sísmicos simulados, esta tesis ha alcanzado sus objetivos específicos, proporcionando aspectos valiosos para la ingeniería estructural aplicada. Las conclusiones derivadas de este estudio se presentan a continuación:

- La respuesta no lineal de una estructura bajo cargas sísmicas es profundamente afectada tanto por la selección de los registros sísmicos como por las decisiones de modelado adoptadas. Aspectos críticos de los registros sísmicos, incluyendo la magnitud, distancia epicentral, velocidad de las ondas de corte, aceleración máxima (PGA), duración del registro y contenido frecuencial, juegan un papel determinante en la evaluación y tienen una influencia directa en los resultados analíticos. Simultáneamente, la elección entre modelos de plasticidad concentrada o distribuida, junto con la consideración de los efectos P-Delta, contribuye significativamente a la precisión de las predicciones sobre el comportamiento no lineal de las estructuras. La interacción entre la naturaleza de las cargas sísmicas y las características de modelado estructural subraya la complejidad de diseñar y evaluar edificaciones capaces de resistir eventos sísmicos, enfatizando la necesidad de un enfoque integrado que considere tanto las propiedades dinámicas del terreno como las estrategias de modelado estructural avanzadas.
- La evaluación de la desplazabilidad lateral, de acuerdo con los umbrales de deriva del capítulo 12 del reglamento ASCE 7, amplificados de acuerdo con el capítulo 16 de la misma referencia, fue satisfactoria.

- Teniendo en cuenta el umbral de deriva del reglamento NSR-10, la rigidez lateral de la estructura resultó insuficiente, requiriéndose una intervención -principalmente asociada al incremento de las secciones transversales de vigas y columnas- para incrementar la rigidez lateral o bien desde la etapa inicial de diseño considerar las secciones fisuradas para tener una demanda adicional de rigidez a la hora de controlar las derivas.
- La evaluación del desempeño, en términos de relación demanda-capacidad (DCR), ante el escenario de prevención de colapso, de acuerdo con ASCE 41-17, ha revelado que las rotaciones promedio de las rótulas plásticas no exceden el umbral de rotación de colapso.
- El análisis de las fibras del núcleo de concreto y de las varillas de refuerzo de la sección transversal evidenció deformaciones que excede los umbrales de colapso. Esto sería un indicador clave para concluir el colapso del elemento. No obstante, se pudo validar que si bien localmente se presenta esa condición (Deformaciones excesivas de las fibras), la sección transversal presenta una rotación menor a la asociada al colapso y -adicionalmente- tiene una reserva de capacidad para cargas gravitacionales, lo que implicaría que la estabilidad de la estructura no estaría comprometida.
- Si bien la demanda sísmica para las zonas de piedemonte en la ciudad de Bogotá es elevada, las provisiones de diseño de la NSR-10 para zona sísmica intermedia son adecuadas, ya que el comportamiento estructural obtenido -tanto en términos de rigidez como resistencia- son satisfactorios.

5.2 RECOMENDACIONES PARA INVESTIGACIONES FUTURAS

De acuerdo con los resultados obtenidos en la presente investigación se pueden formular las siguientes recomendaciones para futuros diseños estructurales y mejoras en la normativa:

- Estudiar configuraciones estructurales con diferentes irregularidades, tanto en planta como en elevación, para ampliar la caracterización de la respuesta estructural.

- Ampliar el estudio a diferentes zonas geotécnicas de la ciudad de Bogotá para tener mapeados los diferentes niveles de amenaza sísmica en la ciudad y los efectos locales en la respuesta estructural.
- Estudiar los escenarios de ocupación inmediata y seguridad de vida y así evaluar las demandas de rigidez, resistencia y ductilidad para diferentes escenarios sísmicos.

6 BIBLIOGRAFÍA

- Acevedo, Y. (2023). *Desempeño de edificaciones en pórticos de concreto reforzado con base en su respuesta dinámica no lineal, ante acelerogramas sintéticos representativos de la amenaza sísmica*. Universidad Nacional de Colombia.
- Al-Atik, L., & Abrahamson, N. A. (2010). An improved method for nonstationary spectral matching. *Earthquake Spectra*, 26(6), 601–617.
- Allen, R. M., Gasparini, P., Kamigaichi, O., & Bose, M. (2009). The Status of Earthquake Early Warning around the World: An Introductory Overview. *Seismological Research Letters*, 80(5), 682–693. <https://doi.org/10.1785/gssrl.80.5.682>
- Antoniou, S. (2023). *Seismic Retrofit of Existing Reinforced Concrete Buildings* (1st ed.). Wiley Blackwell.
- Applied Technology Council. (2017). *Recommended modeling parameters and acceptance criteria for nonlinear analysis in support of seismic evaluation, retrofit, and design*. <https://doi.org/10.6028/NIST.GCR.17-917-45>
- ASCE. (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*, ASCE 41-17.
- ASCE. (2022). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*, ASCE 7-22.
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (2010). *Estudio General de Amenaza Sísmica de Colombia 2009*.
- Bilham, R. (2009). The seismic future of cities. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 7(4), 839–887. <https://doi.org/10.1007/s10518-009-9147-0>
- Bull, W. B. (1991). *Geomorphic Responses to Climatic Change*. Oxford University Press.
- Carreño, M. L., Cardona, O. D., & Barbat, A. H. (2007). A disaster risk management performance index. *Natural Hazards*, 41(1), 1–20. <https://doi.org/10.1007/s11069-006-9008-y>
- Chicangana, G., Vargas-Jiménez, C. A., Kammer, A., Caneva, A., Salcedo Hurtado, E., & Gómez Capera, A. (2015). La amenaza sísmica de la Sabana de Bogotá frente a un sismo de magnitud $M > 7.0$, cuyo origen esté en el Piedemonte Llanero. *Cuadernos de Geografía: Revista Colombiana de Geografía*, 24(2), 73. <https://doi.org/10.15446/rcdg.v24n2.43865>
- Coburn, A., & Spence, R. (2002). *Earthquake Protection* (2nd ed.). Wiley.

- Computers and Structures, Inc. (2017). *CSI Analysis Reference Manual. For SAP2000, Etabs, SAFE and CSiBridge*.
- Douglas, J. (2007). Physical vulnerability modelling in natural hazard risk assessment. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 7(2), 283–288. <https://doi.org/10.5194/nhess-7-283-2007>
- Elnashai, A., & Di Sarno, L. (2008). *Fundamentals of earthquake engineering* (1st ed.). Wiley.
- García, L. E. (2014). Desarrollo de la normativa sismo resistente colombiana en los 30 años desde su primera expedición. *Revista de Ingeniería*, 41, 71–77. <https://doi.org/10.16924/riua.v0i41.785>
- Hancock, J., Watson-Lamprey, J., Abrahamson, N. A., Bommer, J. J., Markatis, A., McCoy, E., & Mendis, R. (2006). An improved method of matching response spectra of recorded earthquake ground motion using wavelets. *Journal of Earthquake Engineering*, 10, 67–89.
- Harvey, A. M. (1978). Alluvial fans. In *Sedimentology*. Springer Berlin Heidelberg. https://doi.org/10.1007/3-540-31079-7_3
- Kanamori, H. (1983). Magnitude scale and quantification of earthquakes. *Tectonophysics*, 93(3–4), 185–199. [https://doi.org/10.1016/0040-1951\(83\)90273-1](https://doi.org/10.1016/0040-1951(83)90273-1)
- Kramer, S. (1996). *Geotechnical earthquake engineering*. Prentice Hall.
- Lay, T., & Wallace, T. (1995). *Modern Global Seismology*. Academic Press.
- Musson, R. M. W., Grünthal, G., & Stucchi, M. (2010). The comparison of macroseismic intensity scales. *Journal of Seismology*, 14(2), 413–428. <https://doi.org/10.1007/s10950-009-9172-0>
- Papadopoulos, G. A., Kondopoulou, D. P., Leventakis, G.-A., & Pavlides, S. B. (1986). Seismotectonics of the Aegean region. *Tectonophysics*, 124(1–2), 67–84. [https://doi.org/10.1016/0040-1951\(86\)90138-1](https://doi.org/10.1016/0040-1951(86)90138-1)
- Rivera-Figueroa, A., & Montejo, L. A. (2022). Spectral matching RotD100 target spectra: Effect on records characteristics and seismic response. *Earthquake Spectra*, 38(2), 1570–1586. <https://doi.org/10.1177/87552930211049259>
- Rivera-Figueroa, A., Montejo, L. A., & Grant, D. N. (2023). Spectral matching RotD100: Effects on bidirectional lateral demand of reinforced concrete frame buildings.

Earthquake Spectra, 39(4), 2664–2684.
<https://doi.org/10.1177/87552930231175925>

Rodríguez, C. E., Bommer, J. J., & Chandler, R. J. (1999). Earthquake-induced landslides: 1980–1997. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 18(5), 325–346.
[https://doi.org/10.1016/S0267-7261\(99\)00012-3](https://doi.org/10.1016/S0267-7261(99)00012-3)

Salgado, M. A., Bernal, G. A., Yamín, L. E., & Cardona, O. D. (2010). Evaluación de la amenaza sísmica de Colombia. Actualización y uso en las nuevas normas colombianas de diseño sismo resistente NSR-10. *Revista de Ingeniería*, 32, 28–37.
<https://doi.org/10.16924/revinge.32.3>

Stein, S., & Wysession, M. (2003). *An Introduction to Seismology, Earthquakes, and Earth Structure*. Blackwell Publishing.

Youd, T. L., & Perkins, D. M. (1978). Mapping Liquefaction-Induced Ground Failure Potential. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 104(4), 433–446.
<https://doi.org/10.1061/AJGEB6.0000612>