



**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
UNIDAD DE POSGRADOS**

**MAESTRÍA EN MÉTODOS MATEMÁTICOS Y
SIMULACIÓN NUMÉRICA EN INGENIERÍA**

Proyecto de investigación y desarrollo
previo a la obtención del Grado de
Magíster en Métodos Matemáticos y
Simulación Numérica en Ingeniería

**MODELACIÓN MATEMÁTICA DEL BLOQUE DE AULAS DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL DE LA UNIVERSIDAD
TÉCNICA DE MACHALA BAJO EL ANÁLISIS DINÁMICO-LINEAL
DENTRO DEL RANGO ELÁSTICO**

Autores:

Julio Morocho Orellana

Cristian Inca Balseca

Dirigido por:

Efrén Vázquez S., PhD.

**Modelación matemática del bloque de aulas de la
Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad
Técnica de Machala bajo el análisis dinámico-lineal
dentro del rango elástico**

**Modelación matemática del bloque de aulas de la
Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad
Técnica de Machala bajo el análisis dinámico-lineal
dentro del rango elástico**

JULIO CÉSAR MOROCHO ORELLANA

Ingeniero Civil

Maestría en Métodos Matemáticos y Simulación Numérica en
Ingeniería

Unidad de Posgrados

Universidad Politécnica Salesiana

CRISTIAN LUIS INCA BALSECA

Ingeniero Automotriz

Maestría en Métodos Matemáticos y Simulación Numérica en
Ingeniería

Unidad de Posgrados

Universidad Politécnica Salesiana

Dirigido por:

EFRÉN VÁZQUEZ SILVA., PhD.

Doctor en Matemáticas

Docente de la Universidad Politécnica Salesiana

Carrera de Mecánica



Cuenca – Ecuador

Datos de catalogación bibliográfica

MOROCHO ORELLANA JULIO e INCA BALSECA CRISTIAN

Modelación matemática del bloque de aulas de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica de Machala bajo el análisis dinámico-lineal dentro del rango elástico.

Universidad Politécnica Salesiana. Cuenca – Ecuador. 2018

MAESTRÍA EN MÉTODOS MATEMÁTICOS Y SIMULACIÓN NUMÉRICA EN INGENIERÍA

Formato 170 x 240

Páginas: 250

Breve reseña de los autores e información de contacto:



Julio César Morocho Orellana
Ingeniero Civil
Unidad de Posgrados.
Universidad Politécnica Salesiana
juliojunior4486@hotmail.com



Cristian Luis Inca Balseca
Ingeniero Automotriz
Unidad de Posgrados.
Universidad Politécnica Salesiana
crisinka@yahoo.es

Dirigido por:



Efrén Vázquez Silva
Doctor en Matemáticas.
Docente de la Universidad Politécnica Salesiana
Carrera de Ingeniería Mecánica
Universidad Politécnica Salesiana
evazquez@ups.edu.ec

Todos los derechos reservados.

Queda prohibida, salvo excepción prevista en la Ley, cualquier forma de reproducción, distribución, comunicación pública y transformación de esta obra para fines comerciales, sin contar con autorización de los titulares de propiedad intelectual. La infracción de los derechos mencionados puede ser constitutiva de delito contra la propiedad intelectual. Se permite la libre difusión de este texto con fines académicos o investigativos por cualquier medio, con la debida notificación a los autores.

DERECHOS RESERVADOS

© 2018 Universidad Politécnica Salesiana.

CUENCA – ECUADOR – SUDAMÉRICA

MOROCHO ORELLANA JULIO C. e INCA BALSECA CRISTIAN L.

Modelación matemática del bloque de aulas de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica de Machala bajo el análisis dinámico-lineal dentro del rango elástico.

Edición y Producción:

Julio César Morocho Orellana y Cristian Luis Inca Balseca.

Diseño de la portada:

Efrén Vázquez Silva.

IMPRESO EN ECUADOR – PRINTED IN ECUADOR

Índice General

INTRODUCCIÓN.....	1
CAPÍTULO 1: TEORÍA DEL ANÁLISIS DINÁMICO ESTRUCTURAL- MÉTODOS LINEALES.....	21
1.1 Introducción.....	21
1.2 Nociones básicas de sismología	22
1.2.1 Causas que generan los terremotos o sismos	22
1.2.2 Los sismos desde el punto de vista de la ingeniería: su caracterización. 23	
1.3 Conceptos básicos de dinámica estructural	26
1.3.1 Definición de la acción dinámica	26
1.3.2 Grados de libertad.....	30
1.3.3 Fuerzas internas en las estructuras.....	31
1.3.4 Respuesta a cargas variables en el tiempo	31
1.3.5 Discretización espacial de las estructuras	32
1.3.6 Ecuaciones de movimiento.....	32
1.4 Descripción de la Estructura.....	35

CAPÍTULO 2: MODELAMIENTO MATEMÁTICO.....	39
2.1 Conceptos básicos de dinámica.....	39
2.1.1 Introducción.....	39
2.1.2 Rigidez.....	40
2.1.3 Amortiguamiento.....	41
2.2 Matriz de rigidez de un elemento de barra, sometido a esfuerzos axiales, transversales y de flexión.	44
2.3 Matriz de rigidez de la estructura.	48
2.3.1 Coordenadas generalizadas.....	48
2.3.2 Vector de Colocación.	48
2.3.3 Ensamblaje directo.	49
2.4 Matriz de masas.....	51
2.4.1 Matriz de masas consistente bajo carga axial.....	52
2.4.2 Matriz de masas consistente de Euler-Bernoulli.....	54
2.5 Matriz de amortiguamiento.....	55
2.5.1 Algoritmo de Wilson y Penzien.....	55
2.6 Análisis Lineal.....	56
2.6.1 Método tiempo historia.....	56
CAPÍTULO 3: RESOLUCIÓN DEL MODELO MATEMÁTICO.	59

3.1	Método de Newmark	59
3.1.1	Aplicación del Método de Newark	62
3.1.2	Procedimiento de cálculo.....	64
3.2	Código del programa en Matlab.	65
3.2.1	Código del programa que genera matrices de amortiguamiento, rigidez y masa. 65	
3.2.2	Función que calcula las respuestas de desplazamientos, velocidades y aceleraciones máximas.	69
CAPÍTULO 4: VALIDACIÓN DEL MODELO MATEMÁTICO.		73
4.1	Resultados obtenidos con el algoritmo desarrollado y aplicación del método tiempo-historia.....	73
4.1.1	Análisis Tiempo Historia del pórtico longitudinal A	75
4.1.2	Análisis Tiempo Historia del pórtico B	124
4.1.3	Análisis Tiempo Historia del pórtico 1.....	172
4.1.4	Análisis Tiempo Historia del pórtico 2.....	192
4.2	Resultados obtenidos con el software ETABS.	212
4.2.1	Resultados del Análisis del pórtico A.....	212
4.2.2	Resultados del Análisis del pórtico B.....	213
4.2.3	Resultados del Análisis del pórtico 1.....	214

4.2.4	Resultados del Análisis del pórtico 2.....	215
4.3	Comparación entre resultados obtenidos con ETABS y Matlab.	216
4.3.1	Comparación del pórtico A.....	216
4.3.2	Comparación del pórtico B.....	216
4.3.3	Comparación del pórtico 1.	217
4.3.4	Comparación del pórtico 2.	217
CONCLUSIONES.....		219
RECOMENDACIONES		220
ANEXOS.....		223
GLOSARIO.....		243
BIBLIOGRAFÍA.....		245

Índice de Figuras

Figura 1. Definiciones geométricas de un sismo.....	22
Figura 2. Registro del sismo de Loma Prieta (Estación Santa Cruz, componente NS).	27
Figura 3. Teoría del rebote elástico.....	27
Figura 4. Propagación de la energía sísmica.....	28
Figura 5. Acción sísmica horizontal.....	29
Figura 6. Definición de la respuesta dinámica: para un punto considerado se calculan las deformaciones, aceleraciones, tensiones.....	29
Figura 7. Modelo de un depósito elevado.....	30
Figura 8. Amplitud de la carga de un caso general.....	32
Figura 9. Modelo de un grado de libertad sin amortiguamiento. (a) Esquema. (b) Diagrama de cuerpo libre.....	34
Figura 10. Ubicación de la Universidad Técnica de Machala.....	35
Figura 11. Bloque de Aulas de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica de Machala.....	36
Figura 12. Plano Estructural del bloque de aulas.....	37
Figura 13. Relación fuerza-desplazamiento para un resorte.....	40
Figura 14. Relación fuerza-desplazamiento para un voladizo.....	41
Figura 15. Relación fuerza-velocidad para un amortiguador viscoso.....	42
Figura 16. Amortiguamiento de Coulomb.....	43

Figura 17. Curva fuerza-deformación para un material inelástico.	44
Figura 18. Caso general del elemento pórtico plano arbitrariamente orientado.....	45
Figura 19. Numeración de los nodos y grados de libertad.	48
Figura 20. Numeración de nodos y elementos.	49
Figura 21. Pórtico son elementos totalmente flexibles, sistema Q - q , y sistema P - p	49
Figura 22. Variación de la aceleración entre $[t_i, t_{i+1}]$	59
Figura 23. Pórtico con 40 Nodos y 57 elementos.....	74
Figura 24. Pórtico con 20 Nodos y 27 elementos.....	74
Figura 25. Portico plano con 3 grados de libertad por nodo.....	75
Figura 26. Distribución de masas en los nodos del pórtico A.	77
Figura 27. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 1.	79
Figura 28. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 2.	80
Figura 29. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 3.	81
Figura 30. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 4.	82
Figura 31. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 5.	83

Figura 32. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 6.	84
Figura 33. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 7.	85
Figura 34. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 8.	86
Figura 35. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 9.	87
Figura 36. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 10.	88
Figura 37. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 11.	89
Figura 38. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 12.	90
Figura 39. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 13.	91
Figura 40. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 14.	92
Figura 41. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 15.	93
Figura 42. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 16.	94

Figura 43. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 17.	95
Figura 44. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 18.	96
Figura 45. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 19.	97
Figura 46. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 20.	98
Figura 47. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 21.	99
Figura 48. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 22.	100
Figura 49. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 23.	101
Figura 50. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 24.	102
Figura 51. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 25.	103
Figura 52. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 26.	104
Figura 53. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 27.	105

Figura 54. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 28.	106
Figura 55. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 29.	107
Figura 56. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 30.	108
Figura 57. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 31.	109
Figura 58. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 32.	110
Figura 59. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 33.	111
Figura 60. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 34.	112
Figura 61. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 35.	113
Figura 62. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 36.	114
Figura 63. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 37.	115
Figura 64. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 38.	116

Figura 65. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 39.	117
Figura 66. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 40.	118
Figura 67. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 41.	119
Figura 68. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 42.	120
Figura 69. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 43.	121
Figura 70. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 44.	122
Figura 71. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 45.	123
Figura 72. Distribución de masas en los nodos del pórtico B.	126
Figura 73. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 1.	127
Figura 74. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 2.	128
Figura 75. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 3.	129

Figura 76. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 4.	130
Figura 77. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 5.	131
Figura 78. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 6.	132
Figura 79. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 7.	133
Figura 80. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 8.	134
Figura 81. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 9.	135
Figura 82. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 10.	136
Figura 83. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 11.	137
Figura 84. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 12.	138
Figura 85. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 13.	139
Figura 86. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 14.	140

Figura 87. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 15.	141
Figura 88. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 16.	142
Figura 89. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 17.	143
Figura 90. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 18.	144
Figura 91. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 19.	145
Figura 92. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 20.	146
Figura 93. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 21.	147
Figura 94. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 22.	148
Figura 95. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 23.	149
Figura 96. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 24.	150
Figura 97. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 25.	151

Figura 98. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 26.	152
Figura 99. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 27.	153
Figura 100. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 28.	154
Figura 101. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 29.	155
Figura 102. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 30.	156
Figura 103. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 31.	157
Figura 104. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 32.	158
Figura 105. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 33.	159
Figura 106. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 34.	160
Figura 107. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 35.	161
Figura 108. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 36.	162

Figura 109. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 37.	163
Figura 110. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 38.	164
Figura 111. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 39.	165
Figura 112. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 40.	166
Figura 113. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 41.	167
Figura 114. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 42.	168
Figura 115. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 43.	169
Figura 116. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 44.	170
Figura 117. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 45.	171
Figura 118. Distribución de masas en los nodos del pórtico 1.	172
Figura 119. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 1.	174

Figura 120. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 2.	175
Figura 121. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 3.	176
Figura 122. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 4.	177
Figura 123. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 5.	178
Figura 124. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 6.	179
Figura 125. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 7.	180
Figura 126. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 8.	181
Figura 127. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 9.	182
Figura 128. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 10.	183
Figura 129. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 11.	184
Figura 130. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 12.	185

Figura 131. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 13.	186
Figura 132. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 14.	187
Figura 133. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 15.	188
Figura 134. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 16.	189
Figura 135. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 17.	190
Figura 136. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 18.	191
Figura 137. Distribución de masas en los nodos del pórtico 2.	192
Figura 138. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 1.	194
Figura 139. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 2.	195
Figura 140. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 3.	196
Figura 141. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 4.	197

Figura 142. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 5.	198
Figura 143. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 6.	199
Figura 144. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 7.	200
Figura 145. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 8.	201
Figura 146. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 9.	202
Figura 147. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 10.	203
Figura 148. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 11.	204
Figura 149. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 12.	205
Figura 150. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 13.	206
Figura 151. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 14.	207
Figura 152. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 15.	208

Figura 153. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 16.	209
Figura 154. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 17.	210
Figura 155. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 18.	211
Figura 156. Gráfica de desplazamientos máximos por piso del pórtico A.	212
Figura 157. Gráfica de desplazamientos máximos por piso del pórtico B.	213
Figura 158. Gráfica de desplazamientos máximos por piso del pórtico 1.	214
Figura 159. Gráfica de desplazamientos máximos por piso del pórtico 2.	215

Índice de Tablas

Tabla 1. Valores de desplazamiento máximo por piso del pórtico A.	212
Tabla 2. Valores de desplazamiento máximo por piso del pórtico B.	213
Tabla 3. Valores de desplazamiento máximo por piso del pórtico 1.	214
Tabla 4. Valores de desplazamiento máximo por piso del pórtico 2.	215
Tabla 5. Comparación de desplazamientos horizontales obtenidos en ETABS y en Matlab pórtico A.	216
Tabla 6. Comparación de desplazamientos horizontales obtenidos en ETABS y en Matlab pórtico B.	216
Tabla 7. Comparación de desplazamientos horizontales obtenidos en ETABS y en Matlab pórtico 1.	217
Tabla 8. Comparación de desplazamientos horizontales obtenidos en ETABS y en Matlab pórtico 2.	217

INTRODUCCIÓN

En el presente trabajo de investigación se desarrolla un estudio de la vulnerabilidad sísmica de un bloque de aulas de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica de Machala. Con ayuda del modelado matemático del mismo, aplicando un análisis dinámico lineal dentro del rango elástico, y con ayuda del método Tiempo-Historia, sometiendo el bloque de aulas a un set de acelerogramas sintéticos relacionados con el sismo registrado en Ecuador en el año 2016, con epicentro en Pedernales.

Investigaciones relacionadas con el tema han sido realizadas en la región de Latinoamérica y en otras latitudes; por ejemplo, García (García & Key, 2015) desarrolla la evaluación de la vulnerabilidad sísmica del edificio Palacio Municipal, de la ciudad de Machala. Evaluación que se realizó mediante la aplicación de métodos analíticos basados en el análisis no lineal de estructuras, como es el caso del análisis Tiempo-Historia y el análisis estático no lineal (Push-over), para tal fin se hizo uso del programa SAP2000. Cabe mencionar que la aplicación de estos métodos analíticos, permite el desarrollo de estudios de vulnerabilidad sísmica a nivel detallado persiguiendo el diagnóstico más confiable posible del desempeño sísmico de las edificaciones, aunque requiere la aplicación de importantes recursos y tiempo.

En (Aucanshala & Aragadovay, 2016) se plantea el vincular información sobre la comparación del Diseño Basado por Fuerzas (DBF) de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015) y el Análisis Dinámico Lineal Tiempo-Historia (ADLT-H), concretamente se realiza el DBF de un edificio de 9 plantas en la ciudad de Ambato, desarrollando previamente el cálculo manual de las cargas estáticas y el pre-dimensionamiento de todos los elementos estructurales en base a American Concrete Institute (ACI 318-14). Para las cargas vivas, periodo de vibración, espectro de diseño en este caso se ajustan a la norma vigente NEC 2015. Para la misma estructura, estabilizada mediante el DBF de la NEC 2015, se realiza un ADLT-H incluyendo el espectrograma del sismo “El Centro”. Mediante el análisis comparativo del DBF y ADLT-H, fueron cotejados numéricamente y gráficamente el coeficiente sísmico, los periodos de vibración de la estructura, desplazamientos horizontales, deriva de pisos y los efectos P-Delta, es decir, los efectos secundarios producidos por las cargas axiales y las deflexiones laterales sobre los cortes y momentos en los elementos. Este tipo de investigación es de gran importancia ya que permite comprender el comportamiento dinámico de las estructuras y diseñar estructuras sísmo resistente tomando como base de análisis sismos reales.

Flores, en (Flores, 2017), desarrolla la modelación de un edificio ubicado en la zona de Pedernales, considerada de alto peligro sísmico en el Ecuador, gravemente afectada por el terremoto del 16 de abril de 2016. Para la modelación del edificio se hizo uso de dos programas diferentes de modelación estructural, como son el OpenSees y el ETABS 2015, estos dos programas proporcionan un análisis y simulación completa del comportamiento del edificio. Además, se realiza una evaluación dinámica de la estructura utilizando para ello el análisis sismo equivalente y el análisis tiempo historia, se comparan los resultados obtenidos del mismo modelo estructural con los dos programas para comprobar casi total equivalencia; se verificó con ello que la estructura no cumple con los requerimientos que estipula la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

López y Ruiz en su trabajo (López & Gómez, 2016) hacen mención a un factor de confianza, que toma en cuenta la variación de la capacidad estructural, así como la demanda sísmica, en un intervalo de tiempo determinado. Además, estudian la confiabilidad en base al deterioro que sufre una estructura. Ellos refieren varios métodos sugeridos por otros autores: procesos de Markov; simulación de Monte Carlo, simulación direccional y aproximaciones basadas en métodos de primer y segundo orden de la fiabilidad (first order methods and second order methods (FORM/SORM)). Y se propone un criterio para evaluar la confiabilidad en términos del factor de confianza y su respectivo nivel de confianza por medio del desarrollo de expresiones matemáticas cerradas. Las expresiones propuestas se extienden a partir de la formulación original, que no considera el deterioro en el tiempo propuesto por Cornell. Este criterio se aplica a un edificio de concreto reforzado de 10 niveles ubicado en suelo blando.

Jara y Tibanquiza (Jara & Tibanquiza, 2017) analizan el comportamiento elástico de los desplazamientos del edificio de la Facultad de Ingeniería en Sistemas de la Escuela Politécnica Nacional, aplicando los métodos dinámicos lineales: Modal-Espectral y Tiempo-Historia. En este caso los estudios son apoyados con los software Matlab y Etabs. Los investigadores describen la edificación mencionada tanto arquitectónica como estructuralmente, idealizándola como un conjunto de pórticos planos unidos por pisos rígidos, cuyo comportamiento se evalúa con 3 modelos. En los análisis modal espectral se emplea el espectro inelástico de aceleraciones de la NEC 2015; mientras que en para el análisis tiempo historia se usa un set de 10 acelerogramas, y se comparan los resultados obtenidos con los 3 modelos planteados, a fin de establecer cuan influyente resulta ser la presencia de las mamposterías en la rigidez del edificio. También se determina si las derivas inelásticas máximas calculadas sobrepasan o no la deriva máxima admitida por la norma NEC 2015.

Monroy y colaboradores (Monroy, Hull, Martínez, & Bolaños, 2013) hacen mención a parámetros para el diseño antisísmico en el Perú, analizando para ello cuatro ciudades que fueron seleccionadas en base a zonas de alto peligro sísmico. El principal objetivo del diseño sismo resistente es proveer sistemas estructurales que puedan desempeñarse sin daño significativo frente a un sismo moderado, y sin colapso o pérdida de vidas en sismos severos y raros. Los parámetros que describen la respuesta de las estructuras, debido a movimientos sísmicos son:

- Aceleración espectral (S_a).-define el nivel de respuesta de una estructura modelada simplemente como un sistema de 1 grado de libertad.
- Magnitud del sismo (M) y Distancia de la Fuente al Sitio (D).- la magnitud y distancia del sismo que controla el valor de aceleración espectral son parámetros muy importantes para poder caracterizar el sismo.
- Épsilon (ϵ).- parámetro que describe el número de desviaciones estándar en un espacio logarítmico, según el cual el logaritmo del movimiento sísmico difiere del valor medio dado por la ecuación de predicción del movimiento sísmico.

Yepes en su trabajo (Yepes.H et al., 2007) referencia la sismicidad histórica de nuestro país, analizando la ocurrencia de los sismos en las cuatro regiones en las que el mismo ha sido dividido; además, abordan la sismicidad relacionada con volcanes y tsunamis cuando el epicentro se del sismo se ubica en la corteza oceánica.

Aspectos principales sobre los desencadenantes de los terremotos y sus respectivas réplicas son abordados por King y otros en (King, Stein, & Lin, 1994).Y parten del estudio de la falla de San Andrés, USA, aplicando el criterio de Coulomb que es uno de los más usados. Tal criterio se fundamenta en que se requiere que los esfuerzos cortante y normal sobre una falla plana, satisfagan condiciones análogas de fricción sobre una superficie preexistente. Los procedimientos lineales se fundamentan en fuerzas o desplazamientos, y complementan su teoría en el concepto básico de elasticidad: “toda estructura que tenga una respuesta elástica lineal, tendrá una única deformación máxima, proporcional a la máxima fuerza desarrollada”.

Villarreal y Sagastegui (Sagastegui & Villarreal, 2013) desarrollan una investigación que está orientada a la resolución de uno de los problemas actuales de la mecánica estructural, específicamente sobre la metodología para el cálculo de edificaciones con zapatas aisladas, considerando la flexibilidad de la base de la cimentación. En este

trabajo los autores describen la metodología de modelación de edificaciones con zapatas aisladas en condiciones reales del Perú y con la aplicación del programa SAP2000 y cuatro modelos dinámicos: modelos D.D. Barkan– O.A. Savinov; V.A. Ilichev; A.E. Sargsian; Norma Rusa SNIP 2.02.05-87, seleccionados ante la acción sísmica con diversos ángulos de inclinación y considerando la disipación de energía en la base de la estructura. La idea principal de los modelos dinámicos de interacción suelo-estructura es la correspondiente asignación de los coeficientes de rigidez.

La respuesta dinámica de una edificación durante un sismo depende de la relación entre el período de vibración de las ondas sísmicas y su propio periodo de vibración (Domínguez, 2014). En la medida en que los dos períodos igualen sus valores y su relación se acerque a la unidad, la edificación entrará en resonancia, aumentando significativamente sus deformaciones y aceleraciones y, en consecuencia, los esfuerzos en sus elementos estructurales. El conocimiento del valor del período de oscilación es necesario para determinar cuál será su respuesta ante los movimientos sísmicos que puedan presentarse en una localidad.

Las cargas que afectan las edificaciones durante un evento sísmico son la prueba más crítica para las estructuras. Durante un corto período de tiempo la tierra vibra por efecto de la energía que se libera súbitamente y se transmite por los estratos del terreno. La vibración del suelo se transmite a las edificaciones a través de la cimentación. Las edificaciones pasan bruscamente del estado de reposo en que se encuentran, soportando principalmente cargas gravitacionales verticales, a sufrir un movimiento vibratorio que le genera cargas dinámicas que actúan en todas las direcciones. Las componentes horizontales son las más críticas, pues en esa dirección las construcciones empotradas en sus cimientos actúan como voladizos. Las edificaciones de un piso, al tener una sola masa, vibran solamente de un modo: la masa desplazándose a cada lado de la vertical. Las edificaciones de varios pisos son péndulos múltiples que pueden vibrar de diferentes modos: todas las masas a un mismo lado de la vertical o algunas de ellas a un lado y las otras al otro lado de la vertical. El nivel de daños que puede sufrir una edificación está relacionado con la magnitud de los desplazamientos laterales; a mayor desplazamiento lateral mayores deformaciones en los elementos estructurales y mayores serán sus esfuerzos internos.

El valor del período fundamental de vibración de las edificaciones varía con el tipo de suelo en que se apoyan. Un edificio cimentado sobre roca o suelo duro se comportará como un voladizo perfectamente empotrado en la base y tendrá un menor período de vibración; cuando el suelo es blando se deforma con las vibraciones, el conjunto suelo-edificio se torna más flexible y el período se incrementa al comportarse la estructura como parcialmente empotrada debido a la deformación del empotramiento. En cercanías al epicentro de un sismo el suelo vibra con alta frecuencia (períodos cortos de pocas décimas de segundos) y los edificios de baja altura son propensos a entrar en resonancia.

Al alejarse del epicentro del terremoto las ondas sísmicas producen vibraciones de período mayor, que pueden estar cercanos a 1,0seg a distancias entre 100 a 150 Km; en este caso los edificios de alturas cercanas a los 10 pisos son los más propensos a entrar en resonancia. A distancias de 300 km o mayores el período de vibración del suelo estará cerca de 2,0 seg, siendo los edificios de alrededor de 20 pisos los que pueden alcanzar resonancia con su período fundamental. Sin embargo, un edificio alto puede presentar, durante un sismo, períodos cercanos a la resonancia en un modo de vibración superior al fundamental.

Los reglamentos de construcción determinan espectros de diseño que establecen el valor esperado de aceleración en base al período fundamental de vibración de la edificación analizada. Puesto que la energía liberada durante el sismo se disipa con la distancia, esta será mucho mayor en localidades cercanas al epicentro. Y ante la necesidad de asumir el diseño para las condiciones más críticas de carga sísmica, los espectros de diseño se establecen para sismos cercanos.

El período fundamental de vibración de las estructuras permite predecir las fuerzas a aplicar sobre la estructura, con el fin de dimensionar su sistema de resistencia sísmica. De los diferentes modos de vibración que tienen las estructuras, el más importante para el análisis estructural es el llamado *fundamental* por corresponder con las mayores deformaciones, y por tanto, con los mayores esfuerzos en sus elementos estructurales. Además, los reglamentos de construcción sismo resistente establecen la magnitud de las fuerzas inerciales generadas por la vibración de las estructuras en base al período fundamental de vibración (Dominguez, 2014).

Aguiar y colaboradores, en (Aguiar, García, Menéndez, Zevallos, & Palacios, 2016), analizan una estructura que tuvo un mal comportamiento durante el terremoto del 16 de abril de 2016 en nuestro país. La estructura corresponde al edificio donde funciona el Municipio de Flavio Alfaro; una edificación compuesta por vigas y columnas, proyectada para 3 pisos, en hormigón armado. Posteriormente se realizó una ampliación de la misma con una cubierta de lámina delgada, muy mal construida, y colapsó parcialmente. Antes de reforzar la estructura se realizó un levantamiento del grado de daño que presentaban sus elementos estructurales. Es de vital importancia revisar detenidamente los elementos estructurales después de un terremoto, y si estos presentan fisuras, proceder a repararlos para que vuelvan a tener su rigidez y resistencia inicial. Adicionalmente se debe reforzar la estructura, ya sea con la incorporación de nuevos elementos estructurales si el caso lo amerita, o con la incorporación de disipadores de energía. Si la estructura que se va a reforzar no presenta daño en sus elementos estructurales, sino un daño moderado o extensivo en la mampostería construida con bloques o ladrillos; se puede pensar en reforzar solo con disipadores de energía. Existe una gran cantidad de disipadores de energía, pero para reforzar la estructura del edificio

Municipio de Flavio Alfaro, se decidió hacerlo con disipadores de energía TADAS, colocados sobre un contraviento de acero en forma de V invertida. Con la incorporación de disipadores de energía se confiere amortiguamiento a la estructura. En lo posible se debe verificar que no se incremente la rigidez de la estructura, pero a veces esto no es posible y se rigidiza un poco la misma.

En el propio trabajo (Aguiar, García, et al., 2016) se hace referencia a la detección de algunas deficiencias en la construcción del edificio, como son fallas en losas, construcción inadecuada de la cubierta, comportamiento de las paredes ante el sismo. Además, se realiza un análisis espectral, empleando los espectros obtenidos en Chone del terremoto del 16 abril; en la estructura original con el objeto de evaluar en forma cualitativa el desempeño sísmico de la edificación. Posteriormente se plantean dos opciones de reforzamiento: la primera es derrocar la ampliación realizada y se le confiera amortiguamiento a la estructura mediante la colocación de disipadores de energía TADAS; y la segunda dejarla estructura de cuatro pisos pero estructurando en forma adecuada la cubierta y e igualmente colocar los disipadores de energía.

La evaluación de la respuesta sismo resistente de las estructuras se suele llevar a cabo mediante la comparación de coeficientes que indican si la respuesta es o no adecuada (Vielma & Cando, 2014). Quizá el más importante de los coeficientes sea la ductilidad, que se determina a partir del análisis con empuje incremental no lineal. Existen diferentes criterios para determinar los desplazamientos que permiten calcular la ductilidad, razón por la que es necesario contar con un procedimiento que permita su evaluación de manera objetiva, ya que la ductilidad es un componente que no solo permite la evaluación de la respuesta sismo resistente, sino que también es un componente importante del factor de reducción de respuesta aplicado en el diseño usual de estructuras.

Vielma y Cando, en (Vielma & Cando, 2014), presentan los resultados del estudio de estructuras diseñadas conforme a la Norma Ecuatoriana de la Construcción (2013), sobre arquetipos que representan diversas variantes de diseño, tipos de perfiles empleados, alturas y longitudes de vanos. Esta última variable ha requerido la propuesta de una nueva metodología para determinar el desplazamiento último, para el cálculo de la ductilidad. Cuando se realiza el análisis de una estructura existen dos tipos de cargas que se aplican de forma diferenciada. La primera consiste en aplicar las cargas de gravedad (combinación de cargas muertas y cargas vivas), mientras que en el segundo tipo de cargas incluyen las cargas laterales (viento o sismo).

Los métodos de análisis pueden ser de cuatro tipos:

- Análisis de primer orden elástico.
- Análisis de segundo orden elástico.
- Análisis de primer orden elasto-plástico.
- Análisis de segundo orden elasto-plástico.

Se asume que la respuesta de las estructuras que se obtiene, al considerar el efecto de segundo orden, puede conducir a resultados completamente diferentes, ya que luego de que se alcanza el punto de cortante máximo, se produce una disminución progresiva del cortante que conduce a resultados que pueden admitirse como desfavorables desde el punto de vista de la ductilidad global.

En la literatura es posible encontrar diversos criterios que permiten determinar el desplazamiento último de una estructura sometida a fuerzas laterales. En la metodología empleada por la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA P695), los criterios varían con respecto a los anteriores. En la misma se establece que el desplazamiento último ocurre en el punto de la curva para el cual se ha alcanzado una disminución del 10% de la resistencia lateral del edificio.

Sin embargo, vale indicar que el procedimiento anterior tiene una dificultad asociada con el hecho de que la mayoría de las estructuras analizadas no presentan esta disminución tan acentuada de la resistencia lateral, razón por la cual ha sido necesario buscar una forma alterna de determinar el desplazamiento último sin producir una penalización excesiva de la ductilidad de los edificios afectados por el efecto. Para ello se ha recurrido a la serie de umbrales de daño, de la que se aplica el umbral del estado límite de daños mayores a los arquetipos estudiados, considerando que los mismos alcanzan un desplazamiento último cuando se alcanza una deriva de entrepiso que sobrepasa un valor específico.

Los arquetipos han sido dimensionados y diseñados conforme a las prescripciones normativas vigentes. De esta manera ha sido posible obtener las secciones para los diferentes miembros estructurales. Junto a estas secciones, el resto de características geométricas y mecánicas correspondientes a cada arquetipo, serán los datos de entrada para realizar un análisis no lineal con empuje incremental. Vielma y Cando (Vielma & Cando, 2014) muestran que la ductilidad de los edificios está fuertemente influenciada por la longitud de vanos, pudiendo llegar a alcanzar valores inadecuados al producirse el efecto de segundo orden.

Otra forma de visualizar el comportamiento sísmico que tendrá una estructura es encontrar la curva de capacidad sísmico-resistente, que relaciona el cortante basal con el desplazamiento lateral máximo, mediante análisis estático no lineal (Aguiar, Mora, & Tipanluisa, 2016). Cuando se encuentra la curva de capacidad sísmico-resistente, se obtiene una secuencia de cómo las diferentes secciones de una estructura van ingresando al rango no lineal, hasta cuándo se forman las rótulas plásticas. Esta visualización ofrece la posibilidad de mejorar un diseño estructural si las rótulas plásticas se forman, por ejemplo, en el nodo inicial de las columnas del primer piso; si esto sucede es posible incrementar las secciones o la armadura para que las rótulas plásticas se formen primero en las vigas de los pisos superiores. Con la curva de capacidad sísmo-resistente se pasa al espectro de capacidad de la estructura, que relaciona el desplazamiento con la aceleración espectral; y en esta gráfica se coloca el espectro de demanda sísmica, en el mismo formato y al comparar las dos curvas, se infiere el desempeño sísmico de la estructura.

En el artículo (Aguiar, Mora, et al., 2016) se ilustra la forma de uso del sistema de computación *CEINCI-LAB* para hallar la curva de capacidad sísmo-resistente y el punto de desempeño, aplicando el Método del Espectro de Capacidad, en una estructura con aisladores sísmicos de triple péndulo de fricción FTP. En este caso Aguiar y colaboradores incorporan nuevas subrutinas al sistema *CEINCI-LAB*, que permiten encontrar la curva de capacidad sísmo-resistente de pórticos planos con aisladores de triple péndulo de fricción; y hallar la respuesta sísmica empleando el Método del Espectro de Capacidad.

Maglione y Grases evalúan la respuesta sísmica, bastante anómala y no muy bien entendida con la tecnología de hace 43 años, que tuvo el edificio Petunia II durante el sismo de Caracas del 29 de julio de 1967 (Guida, 2010). Este edificio forma parte del Conjunto Residencial Las Petunias y fue construido entre los años 1965 y 1966; de 21 plantas y con una gran densidad de mampostería. En el trabajo los autores desarrollan una descripción detallada del edificio, así como un estudio de suelos donde se levanta. Y con ayuda del software SAP2000, construyeron seis modelos que permiten incorporar o no la influencia de la tabiquería, así como considerar o no la influencia del suelo. Mediante combinación de cargas se buscó identificar el modelo que más representa la falla de las columnas señaladas en las imágenes (fotografías) tomadas post-terremoto, considerando las condiciones de carga en que podría encontrarse el edificio la noche del sismo. La influencia del suelo fue considerada a través de la aplicación de dos métodos: modelo de sistema de fundaciones a través de resortes, empleando el procedimiento de Geoffrey R. Martin; y modelo de suelo de fundación a través de resortes aplicando el módulo de reacción lateral del suelo. Cabe mencionar que el modelo con tabiquería que mejor reflejó la realidad de los daños señalados en fotos post-terremoto del Petunia II fue el segundo. Así, la tabiquería influyó de un modo no despreciable, por lo que no

puede ser ignorada, particularmente en casos donde está enmarcada por los miembros estructurales, a los cuales se les asignó la función resistente bajo la acción sísmica en los cálculos. Por su forma, rigidez y resistencia, la tabiquería modifica sensiblemente la respuesta del conjunto. Por una parte modifica la rigidez de la estructura, su ductilidad y su amortiguamiento; y por la otra, debido a su relativa fragilidad, su deterioro progresivo por la acción dinámica puede hacer cambiar el tipo de comportamiento de conjunto sin que pueda ceñirse a uno específico. La presencia de la tabiquería rigidiza grandemente el conjunto y, por tanto, modifica sustancialmente la propiedad de deformación de toda la estructura. Ante una sacudida violenta una fracción de la tabiquería puede ser destruida rápidamente modificando a su vez las características dinámicas de la edificación en conjunto. Asimismo, Maglione y Grases también investigaron la actual estructura reforzada del Petunia II con la finalidad de, en concordancia con la norma actual, definir si la misma será capaz de resistir un sismo. El edificio fue reparado en el año 1968 mediante muros estructurales de concreto armado. Se engrosaron además todas las columnas perimetrales, adicionalmente se cerraron con mampostería los estacionamientos de la planta baja. Las investigaciones concluyeron que, en general, el edificio reforzado presentará un buen desempeño ante un eventual sismo.

El análisis dinámico incremental es una poderosa herramienta para evaluar la vulnerabilidad y el riesgo sísmico de edificios (Barbat, Vargas, Pujades, & Hurtado, 2016). Esta técnica permite calcular el daño global de estructuras para diferentes aceleraciones máximas del terreno, y representar este resultado por medio de curvas de daño. Dichas curvas se utilizan para evaluar el riesgo sísmico a nivel urbano. Aunque el uso de este método en un entorno probabilista requiere un considerable esfuerzo computacional, este debe ser el método de referencia para el cálculo de las mencionadas curvas. En el trabajo de referencia Barbat y colaboradores muestran cómo, con una nueva definición de los umbrales de los estados de daño con base en la degradación de la rigidez del edificio, calculada a partir de las derivadas primera y segunda del espectro de capacidad, el método puede ser mejorado. Esta nueva definición de los umbrales de daño se ilustra a partir de un edificio de hormigón armado de 3 plantas, y teniendo en cuenta las incertidumbres relacionadas con el riesgo sísmico y las propiedades mecánicas de los materiales. Estos autores demuestran, considerando un riguroso enfoque probabilista, que hay un mejor acuerdo entre los resultados obtenidos mediante un cálculo dinámico y un cálculo estático. El Análisis Dinámico no Lineal (NLDA, por sus siglas en inglés) a partir de un acelerograma, proporciona la historia de la respuesta temporal del edificio. De esta historia se pueden obtener las características máximas de la respuesta de la estructura, tales como el desplazamiento en el techo o el índice de daño global de acuerdo a un cierto criterio. Si se escala el acelerograma para diferentes incrementos de la aceleración máxima del terreno (PGA, por sus siglas en inglés), y para cada incremento se realiza un NLDA, es posible obtener una curva que relaciona el PGA (medida de intensidad) con cualquier medida de la respuesta estructural, por ejemplo, el desplazamiento máximo en el techo, la deriva de piso, un índice de daño,

etc. Una curva que relaciona una medida de intensidad del sismo con un índice de daño global de la estructura se denomina curva de daño. Cuando, en lugar de un solo acelerograma, se utilizan varios de ellos para realizar los NLDA y se hacen estadísticas con los resultados obtenidos, nos enfrentamos a un Análisis Dinámico Incremental (IDA, por sus siglas en inglés). El IDA permite obtener la respuesta dinámica no lineal de una estructura para un grupo de terremotos que se escalan a diferentes medidas de intensidad, como por ejemplo, la aceleración máxima del terreno (PGA). Este procedimiento ha sido extendido para incluir las incertidumbres en las propiedades estructurales. Se han propuesto varios índices de daño para los elementos de estructuras de hormigón armado a partir de un post-proceso de la respuesta dinámica no-lineal. En este trabajo se utilizó el índice de daño de Park y Ang porque permite incluir el efecto del daño en los elementos, debido tanto al desplazamiento máximo alcanzado como a la disipación de energía histerética. De acuerdo con la calibración original del índice de daño realizado por Park, un valor de 0,4 indica que el coste de la reparación de la estructura supera el coste de reemplazarla por completo, mientras que un índice de daño de 1 indica colapso.

Sin embargo, resulta de interés práctico disponer de un método más sencillo que utilice el análisis estático no lineal incremental (pushover analysis) para evaluar la vulnerabilidad sísmica y el riesgo de los edificios, que permita obtener resultados similares a los obtenidos usando el análisis dinámico incremental. Haciendo referencia a los métodos basados en la capacidad y la demanda, habitualmente se han utilizado opiniones de expertos para definir los umbrales de los estados de daño a partir del punto de plastificación y del desplazamiento máximo espectral identificado en el espectro de capacidad bilineal. Por lo tanto, en (Barbat et al., 2016) se propone un nuevo procedimiento para la definición de los umbrales de los estados de daño, con base en la degradación de la rigidez de la estructura. El problema se aborda mediante un método totalmente probabilista utilizando la simulación por Monte Carlo, con el fin de comparar, de una manera rigurosa, los resultados obtenidos con los proporcionados por el análisis dinámico incremental.

Debido a las catástrofes producidas en varias ciudades del país producto de los terremotos, surge la necesidad de estudiar nuevas alternativas de diseño estructural, así como el comportamiento de la mampostería en ellas. En el trabajo (Poveda, 2017) Poveda y su equipo determinan experimentalmente la resistencia fundamental a la compresión y el módulo de elasticidad de la mampostería tradicional conformada por bloques huecos de hormigón mediante la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-MP 2015). Fundamentalmente desarrollan modelos lineales elásticos, con elementos finitos, en la mampostería de relleno de una estructura aperturada con sistema de aislamiento de base, que se optimizan para simular puntales a compresión de acuerdo a la metodología FEMA 356 (2000). En este trabajo se desarrolla el estudio del comportamiento de la estructura, incluida la mampostería, mediante un análisis lineal

paso a paso en el tiempo, que consiste en analizar la respuesta dinámica lineal de la estructura en cada incremento de tiempo, cuando la base de la misma está sujeta a un registro específico de aceleraciones por acción del suelo. En este caso se usaron acelerogramas que fueron representativos de terremotos reales esperados en la zona en específico. También se desarrollaron modelos lineales elásticos con alternativas de menor fragilidad y peso en el diseño de paredes, como el sistema constructivo *Steel Framing* (sistema constructivo abierto en seco, ampliamente utilizado en todo el mundo, en el cual la estructura resistente está compuesta por acero galvanizado de bajo espesor) y el sistema constructivo *Molecule* (es una estructura de aluminio conformada con un mínimo de elementos: un tubo y un nodo; la conformación de estos elementos adopta una disposición piramidal, generando estructuras en forma de armadura, extremadamente livianas, de gran rigidez y con un óptimo comportamiento frente a sollicitaciones sísmicas). Se compara el desempeño de la estructura que tiene mampostería tradicional con sistemas alternativos de menor fragilidad y peso y se elige el mejor sistema aplicable a nuestro medio y que brinde un óptimo comportamiento ante cargas sísmicas.

Uno de los objetivos básicos del diseño sísmico es evitar daños en las estructuras ante temblores moderados, restringiendo los desplazamientos laterales en una edificación. La forma más usual de controlar dicho movimiento es limitando la deriva a cierto valor (Zea, Jerez, & Rivero, 2014). Para lograr esto, se deben dimensionar las vigas y las columnas (o muros) de tal forma que sean lo bastante rígidos para controlar los desplazamientos de la estructura.

Los software actuales para diseñar estructuras actuales, bastante potentes, no tienen aún incorporadas rutinas para hallar la solución óptima de un diseño, a pesar de existir técnicas para esto como las Redes Neuronales Artificiales (RNA) y otras. Arcila y colaboradores, en (Zea et al., 2014), proponen una metodología basada en modelos de RNA para abordar el problema de optimización en estructuras, buscando las secciones de vigas y columnas óptimas que garanticen el cumplimiento de la deriva máxima, según lo exigido en las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente.

También con el auge de la computación en los últimos años se ha desarrollado el campo de la Inteligencia Artificial (IA), en el cual se busca, a partir de técnicas algorítmicas, emular la capacidad de raciocinio de un ser humano. Las técnicas de IA más aplicadas en la ingeniería estructural han sido los Algoritmos Genéticos, las Redes Neuronales Artificiales, los Algoritmos de Inteligencia de Enjambre y los Algoritmos de Temple Simulado. De ellas, la de mayor uso en problemas de Ingeniería Civil ha sido las Redes Neuronales Artificiales (RNA) (Zea et al., 2014). El uso de la misma en Ingeniería Civil no es nuevo, ya que sus primeras aplicaciones en este campo datan de los años 80, en

las áreas de estructuras, recursos hídricos, vías y transporte y geotecnia, principalmente. Al igual que otras técnicas de IA, las RNA se han empleado en la ingeniería estructural para estudiar problemas sobre diseño de elementos en concreto reforzado con acero y fibras, detección de daños en estructuras, análisis dinámico de estructuras en acero y en concreto, análisis no lineal de estructuras de concreto, diseño de estructuras basado en desempeño, análisis de confiabilidad en estructuras, diseño de elementos en acero. Las RNA son una herramienta computacional que pretende emular el proceso de trabajo de las neuronas del cerebro y del sistema nervioso. Una RNA está constituida por: i) un conjunto de entradas y/o de salidas, ii) los pesos sinápticos, iii) la regla de propagación, iv) la función de activación y v) la función de salida. Una vez seleccionado el tipo y arquitectura de la RNA, se siguen tres etapas con el fin de calibrarla: la etapa de entrenamiento, en la cual se ajustan los pesos sinápticos; la etapa de validación, en la cual se minimiza el posible sobre ajuste; y la etapa de prueba, en la cual se analiza la capacidad predictiva de la red.

El modelo de RNA que emplearon Arcila y colaboradores (Zea et al., 2014) en su investigación fue el perceptrón multicapa (MLP en inglés). El MLP es una RNA multicapa empleada como aproximador universal de funciones. Su arquitectura está constituida por una capa de neuronas de entrada, una de salida y una oculta (aunque podría contener n capas ocultas). Se seleccionaron las RNA para el problema abordado por estos autores, ya que constituyen una técnica que le permite al diseñador estructural almacenar muchos diseños óptimos y luego entrenar una red neuronal que podría usar para estimar las secciones óptimas de los elementos estructurales en una edificación. En los problemas de optimización es necesario definir una función objetivo, que es aquella que representa cualquier cantidad que se desee minimizar o maximizar. Dada la complejidad del modelo matemático de la respuesta dinámica tridimensional de una edificación, no se obtuvo la función analítica de la deriva en términos de las secciones de los elementos estructurales. Los alcances y limitaciones de los modelos RNA y valores propuestos en este estudio se estudiaron a partir de dos puntos claves: *i) Sistema estructural* (la respuesta sísmica de edificaciones está controlada en buena parte por el sistema estructural usado, ya que determina la forma de transmitir las cargas, y controlar los desplazamientos) y *ii) Geometría en planta y en alzado* (la irregularidad geométrica en una estructura determina su capacidad de disipar energía durante un sismo e influye en sus desplazamientos laterales. Estas hacen menos eficiente un sistema estructural dado). De los dos tipos de irregularidades geométricas posibles, aquellas en planta son las que más afectan la deriva, ya que hacen que no coincidan los centros de rigidez y de masa en un nivel, ocasionando momentos torsores que deben tenerse en cuenta en el cálculo de la deriva. La deriva se estabiliza para todos los pisos de una edificación con pórticos y se regula a partir de un valor determinado de sección de columnas. Este valor da inicio a lo que, en el estudio (Zea et al., 2014), se denomina *zona de estabilización de deriva*. Esta zona corresponde a aquella porción de las curvas *deriva* contra área de columnas *cuadradas* en la cual la gráfica tiene una tendencia lineal. Lo anterior implica que, aunque haya un incremento en la sección de las columnas, no mejora la deriva.

Las vigas, además de rigidizar la losa (aumentando el efecto de diafragma rígido en su plano), ayudan al control de derivas principalmente en los pisos del tercio superior de la edificación. Esto está en concordancia con el comportamiento esperado para el sistema estructural en pórticos, el cual es menos eficiente para el control de derivas en los pisos superiores. Así, en (Zea et al., 2014) se plantea una aplicación de RNA para la obtención de secciones óptimas de vigas y columnas en edificaciones aporticadas y regulares, en concreto reforzado, de 1 a 6 pisos. Luego de elaborar varios modelos en SAP2000 con diversas secciones de elementos, se calculan las derivas en dichos modelos. Con estos datos de secciones y derivas se crearon modelos RNA en MATLAB que permitieron estimar la sección óptima en cualquier otra edificación con características similares de sistema estructural, geometría y número de pisos. Y se definieron intervalos para valores de deriva, los cuales pueden usarse como base para estimar las secciones en elementos por medio de los modelos RNA, teniendo en cuenta la deriva esperada por el diseñador según su criterio.

La caracterización de las estructuras en el Ecuador, en función del peligro sísmico al que se encuentra expuesto el país y la región de ubicación, resulta de suma importancia para poder identificar los posibles daños que se esperan que se presenten en las edificaciones, en el supuesto caso de que se encuentren expuestas a un sismo de características superiores al considerado al momento del diseño (Páez, Zabala, & Rodríguez, 2017). Razón por la cual la Norma Ecuatoriana de Construcción establece diferentes niveles de seguridad, que indican cómo criterio de diseño el nivel de seguridad de vida, entendiéndose que se debe proteger la vida de quienes se encuentren en las edificaciones ante un terremoto de 475 años de período de retorno (tiempo medio entre dos sucesos de baja probabilidad), y de igual forma, impedir el colapso total ante un sismo de gran magnitud de 2500 años de periodo de retorno. Páez y su equipo, en (Páez et al., 2017), se plantean analizar las fallas de las estructuras con piso blando o flexible frente a diferentes eventos sísmicos ocurridos a nivel de América, detallando de manera general las características de los eventos, con la finalidad de contrastar los daños que el terremoto del 16 de abril de 2016 dejó en Ecuador, evidenciándose similitudes y semejanzas a nivel de falla y daños. El piso blando se origina generalmente cuando se cuenta con un entrepiso con rigidez considerablemente menor a la de los niveles subyacentes y adyacentes. Los modos de vibrar de la estructura, así como la respuesta general, en comparación con una estructura regular en altura, son diferentes.

Una problemática frecuente que se ha podido apreciar en las últimas décadas en la construcción de las edificaciones han sido fallas de estructuras por tener en su diseño piso blando, cuando un elemento estructural cesa su desempeño y deja de funcionar en forma satisfactoria su capacidad resistente. Se considera la presencia de piso blando en aquellos edificios, cuya planta baja está diseñada y destinada para parqueadero

vehicular, restaurantes, áreas verdes, lobbies, entre otras; de tal forma que sólo existen elementos verticales o columnas a este nivel; y en los pisos superiores se construyen cerramientos para viviendas con mampostería, armada o no. Esto, desde el punto de vista estructural, provoca que la planta baja tenga menor rigidez que los pisos superiores. Cuando lo sísmico resistente correcto es lo contrario, mayor rigidez en las plantas inferiores.

Es importante indicar que la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC, 2015), en el capítulo donde aborda el peligro sísmico, define como “piso blando” en una edificación, cuando esta presenta una rigidez lateral en un piso inferior menor al 70% de la rigidez lateral del piso inmediato superior. Y como “piso débil” cuando su resistencia lateral del piso inferior es menor al 80% de la resistencia lateral del piso inmediato superior. Durante un terremoto, las fuerzas laterales del mismo que actúan en la estructura, no pueden ser bien distribuidas a lo largo de la altura de la edificación. Esta situación provoca que las fuerzas laterales sísmicas tiendan a concentrarse en los pisos, teniendo éstos un gran desplazamiento. Lo que da lugar, en las uniones columna/piso, un mecanismo de fallo que puede conducir al colapso del sistema estructural.

La interacción sismo-estructura es un campo de estudio para conocer cómo será el desempeño de la estructura, cuando la fuerza sísmica es transmitida a la misma por efecto de las ondas elásticas al chocar contra la cimentación. La energía que se transmite desde el subsuelo asciende hasta la cresta del edificio, provocando el efecto de resonancia, induciendo con esto un desplazamiento; luego esta energía es disipada y el edificio vuelve a su posición original.

Como consecuencia del evento telúrico ocurrido el 16 de abril del 2016 en el Ecuador se produjo el colapso de muchas estructuras, y otras quedaron con daños irreversibles, que impidieron aplicar técnicas de reparación, debido a que los daños presentados fueron considerados como muy graves. Las viviendas construidas en la zona costera de Ecuador regularmente presentan una configuración estructural muy vulnerable, ya que a consecuencia de las altas temperaturas, los primeros niveles mayormente presentan alturas diferentes a los otros pisos, lo que hace a la estructura más flexible y menos estable (Páez et al., 2017).

En la literatura científica y técnica sobre “patología” estructural se pueden encontrar varias propuestas o normativas técnicas que permiten mejorar el desempeño de las edificaciones con piso débil. Los referidos autores en (Páez et al., 2017) también estudian el reforzamiento en estructuras existentes que presentan fallas de piso débil, y plantean sugerencias para futuros diseños, por lo que mencionan algunas técnicas con una descripción breve de sus ventajas:

- Mejorar la configuración estructural de las edificaciones, evitándose el uso de columnas muy esbeltas, y disminuir el cambio brusco de rigideces, reduciría el riesgo de colapso.
- Aumentar la rigidez lateral de la planta débil, mediante el uso de muros estructurales adicionales entre los elementos individuales en el piso blando.
- Construcción de vigas de riostras en los niveles con rigidez menor o en toda la estructura, con la finalidad de disminuir el desarrollo de grandes deformaciones.

Las técnicas de control de respuesta sísmica (TCRS) (Oviedo, 2015) han sido desarrolladas como una alternativa al diseño convencional para un mejor control de la deformación lateral y del daño sísmico, otorgando así un mayor nivel de seguridad sísmico a las edificaciones y sus componentes.

Existen varias estrategias de reforzamiento de una estructura, como por ejemplo:

- Reducir el peso de la estructura.
- Adicionar nuevos elementos estructurales: construcción de muros, columnas, vigas, riostras, etc.
- Reforzar elementos existentes: reforzamiento de columnas, vigas, muros, para aumentar su resistencia y ductilidad. Encamisado de columnas, vigas, muros; reforzamiento con fibras plásticas (FRP).
- Reducir/controlar la energía sísmica en la estructura: instalación de dispositivos de aislamiento, disipación de energía, control del daño sísmico estructural, disminución de trabajos de reforzamiento en la estructura, protección de contenidos valiosos, protección del patrimonio cultural.

La selección de la estrategia de reforzamiento depende de:

- Nivel de demanda sísmica.
- Capacidad de la estructura original.

- Nivel requerido de desempeño - objetivo de desempeño.
- Características funcionales del proyecto.
- Grado de importancia de la estructura.

Considerando todos los factores anteriores se obtiene el desempeño deseado al mínimo costo. Por tanto, es indispensable hacer análisis detallados, avanzados, en el rango no lineal de los materiales y la “geometría” de la estructura.

En su trabajo, Barradas y Ayala (Barradas & Ayala, 2014) proponen un procedimiento de diseño sísmico multinivel basado en desplazamientos, aplicable a estructuras conformadas por marcos de concreto reforzado. Mediante la aplicación de este procedimiento se satisfacen simultáneamente los requisitos de rigidez para el estado límite de servicio, de resistencia para un estado límite auxiliar, denominado de fluencia incipiente; y la capacidad de deformación inelástica para el estado límite de prevención del colapso. El procedimiento se fundamenta en conceptos básicos de la dinámica estructural y hace uso de análisis modales espectrales, por lo que se puede ejecutar con el uso de programas comerciales de análisis estructural, siendo de esta forma viable su implementación en la práctica del diseño. Para ilustrar y validar el procedimiento, se diseñan tres marcos de concreto reforzado y los índices de desempeño establecidos en el diseño se comparan con los obtenidos de un análisis inelástico paso a paso ante las acciones sísmicas de diseño. En el trabajo se muestra que el procedimiento propuesto es capaz de predecir con suficiente precisión las máximas demandas de deformación lateral establecidas en el diseño.

Los elevados riesgos asociados a las edificaciones escolares están presentes a nivel mundial, según las experiencias observadas en los últimos sismos. Terremotos recientes han afectado de manera significativa a edificaciones escolares. Las escuelas primarias, secundarias y las universidades, al igual que hospitales, oficinas de gobierno y centros de comunicación, son instalaciones estratégicas, cuyas estructuras deben ser capaces de resistir las sollicitaciones sísmicas con mejor comportamiento que otras instalaciones comunes. De la estabilidad y buen funcionamiento de las mismas, luego de los sismos, dependerá salvar muchas vidas, no obstante, la experiencia demuestra lo especialmente vulnerables que son las edificaciones escolares durante terremotos de moderada a elevada intensidad. Ello se manifiesta en el trabajo de Lee y colaboradores (Lee, Abou, & López, 2007), donde analizan edificaciones escolares construidas hace más de 50 años, con normas de diseño menos exigentes a las actuales, similares a las colapsadas en Cariaco (Venezuela) durante el sismo de 1997. No se dispone de planos estructurales ni arquitectónicos de estas edificaciones, así como tampoco de los cálculos utilizados en su diseño. Así, los autores presentan resultados preliminares de la evaluación sismo

resistente de estas edificaciones, utilizando análisis dinámicos lineales y técnicas aproximadas de análisis estático no lineal, bajo el marco de normativas vigentes. Se desarrollan planos detallados y un modelo virtual consistente en imágenes y videos digitales de la edificación. A partir de ello se determinó la respuesta dinámica, considerando un factor de reducción congruente con la limitada capacidad de disipación de energía de edificaciones de esa época. La capacidad de respuesta del edificio a fuerza cortante fue estimada conservadoramente, suponiendo un modo de colapso simultáneo de todas las columnas en cada entrespacio, incluyendo los efectos de columna corta que generan las paredes de relleno. Se concluyó en la necesidad de adecuar estructuralmente estas estructuras, recomendándose alternativas que aprovechen las paredes como elementos sismo resistente.

Obregón y colaboradores, en (Jara & Tibanquiza, 2017), hacen referencia a la vulnerabilidad sísmica que presenta una edificación, con el posible daño que la estructura sufriría. La Norma Ecuatoriana pone de manifiesto que una estimación adecuada de la vulnerabilidad sísmica de una edificación debe indagar a profundidad sobre la estabilidad que esta presenta dentro de la zona susceptible y por aquello debe cumplirse con los siguientes requisitos mínimos de investigación:

- Determinar los sistemas del edificio que resisten las cargas verticales y laterales.
- Considerar el código de construcción que regía en el tiempo en el cual se desarrolló la construcción.
- Consideración especial de cualquier condición irregular, como pisos débiles; columnas restringidas por pisos inclinados o paneles rígidos de pared; materiales y sistemas potencialmente frágiles (como mampostería no reforzada).
- Revisión de los documentos originales de construcción del edificio, incluyendo las posibles modificaciones estructurales desarrolladas después.

Los códigos actuales de diseño recomiendan, para el análisis sísmico de estructuras, el uso de métodos lineales a pesar de que los mismos aceptan que las estructuras puedan sufrir diferentes niveles de daño; es decir, comportamiento no lineal al ser sometidas a la acción de fuerzas sísmicas extremas. Ayala, en (Ayala, 2001), presenta y evalúa un método simplificado para la determinación del desempeño sísmico de estructuras, aplicable a marcos planos y marcos tridimensionales con asimetría; en ellos la contribución de los modos superiores a la respuesta es importante. En su trabajo establece los pasos requeridos en el uso del método propuesto y en la evaluación de sus

resultados. Para ilustrar su aplicación se estudia el caso de dos marcos planos de edificios de concreto reforzado. Los resultados obtenidos son comparados con los correspondientes a análisis dinámicos no lineales.

Por otra parte, Chan y otros investigadores exploran el uso de diferentes criterios de escalamiento de movimientos sísmicos (Dorado, Gómez, & Montiel, 2005). La respuesta sísmica probabilística de estructuras con comportamiento no lineal sujetas a sismos moderados y muy intensos puede estimarse usando diferentes métodos de análisis, entre ellos el método dinámico paso a paso en el tiempo.

En este caso las estructuras se someten a la acción de un conjunto de movimientos sísmicos asociados a periodos de recurrencia, y a partir de estos análisis se obtienen los parámetros estadísticos de la respuesta que interesa, como por ejemplo, la mediana y la desviación estándar de la respuesta. Y de forma natural surgen las siguientes interrogantes: ¿cuántos acelerogramas se deben utilizar en el análisis, de manera que el estimador seleccionado tenga cierto intervalo de confianza?; ¿cómo seleccionar dichos movimientos?; ¿cómo escalarlos? Las correspondientes respuestas ya han sido discutidas por varios autores, quienes de paso, han sentado las bases para el estudio de este tema (ver, por ejemplo, (Matsumura, 1992), (Shome, Cornell, & Bazzurro, 1999)).

Igualmente, en (Chan, Ruiz, & Montiel, 2005), Chan y sus colaboradores analizan la influencia que pueden tener distintos criterios de escalamiento en el número mínimo de movimientos sísmicos que se requieren para garantizar que el estimador (que en este trabajo es la mediana de la distorsión máxima de entrepiso) pertenezca a un intervalo de confianza dado. Cuanto más pequeño es el número de acelerogramas requerido, más ahorro se tiene en tiempo de procesamiento de datos, pero por otro lado, también es menor la banda de confianza del estimador.

Luego de todo este amplio análisis de trabajos desarrollados en el campo de la resistencia sísmico-estructural, con este proyecto se pretende precautelar de algún modo los efectos que dejaría un sismo en la ciudad de Machala, intentando brindar nuevos parámetros mecánicos, cuyo control que permita mejorar las respuestas de las estructuras civiles frente a un sismo como el ocurrido en Manabí en 2016. Además, se pretende impulsar otras investigaciones que se puedan realizar más a fondo sobre el peligro sísmico, que puedan involucrar el estudio de réplicas, efectos de sitio con fuentes naturales, atenuación de ondas sísmicas y la medición o documentación de otros factores que puedan ayudar a mitigar los desastres por sismos.

Planteamiento del problema

Justificación

Una de las actividades encomendadas al Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional es la de dar información precisa y oportuna en caso de un sismo, de tal manera que los ecuatorianos estén enterados de la localidad del sismo, su magnitud, el origen del mismo y las zonas afectadas por éste. Esta información siempre está disponible minutos después de ocurrir el sismo o ser reportado como sentido por algún sector de la población.

A pesar de las investigaciones realizadas y del vertiginoso avance tecnológico, la predicción de un sismo sigue siendo aún un verdadero desafío para toda la comunidad científica vinculada al estudio de los mismos. Por lo que es inevitable estar expuestos a daños severos a la infraestructura o pérdidas de vidas. Frente a estas situaciones, es mejor tomar medidas de prevención que nos ayuden a mitigar de alguna manera los efectos que podría generar un desastre de esta naturaleza.

Con este proyecto se pretende precautelar de algún modo los efectos que dejaría un sismo en la ciudad de Machala, brindando nuevos parámetros mecánicos, que permitan mejorar las respuestas de las estructuras civiles, frente a un sismo como el ocurrido en Manabí. Además de ser un aporte para el sector constructivo de Machala, marcará el inicio de otras investigaciones que se puedan realizar más a fondo sobre el peligro sísmico involucrando, estudio de réplicas, efectos de sitio con fuentes naturales, atenuación de ondas sísmicas y la medición o documentación de otros factores que puedan ayudar a mitigar los desastres por sismos.

Objetivos

Objetivo General

Estudiar el comportamiento elástico del bloque de aulas tipo de la Universidad Técnica de Machala, frente a excitaciones sísmicas, mediante una simulación numérica basada en el método dinámico lineal tiempo historia, con el propósito de sugerir mejoras estructurales de la edificación.

Objetivos Específicos

- Realizar una revisión del estado del arte de la teoría del análisis estructural, particularmente en la dinámica estructural y en los métodos empleados para obtener la respuesta de una estructura frente a excitaciones sísmicas.
- Identificar el modelo matemático que se ajuste de mejor manera a las condiciones geológicas, geométricas y físicas, que presenta el edificio de aulas tipo de la Unidad Académica de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica de Machala.
- Escribir e interpretar el algoritmo numérico, en código de programación del modelo matemático que permita determinar la relación entre la fuerza y la deformación que experimenta el edificio tipo frente a excitaciones sísmicas.
- Interpretar los resultados obtenidos a partir del algoritmo numérico del modelo matemático, que relaciona la fuerza y la deformación que experimenta el edificio, frente a excitaciones sísmicas.
- Comparar los resultados de respuestas sísmicas simuladas de la estructura en estudio con las normas constructivas para respuesta sísmica vigente durante la época de construcción del edificio.

El presente trabajo de investigación está estructurado en 5 capítulos:

Capítulo 1: Teoría del Análisis Dinámico Estructural – Métodos Lineales.

Capítulo 2: Modelación Matemática.

Capítulo 3: Solución del Modelo Matemático.

Capítulo 4: Validación del Modelo Matemático e interpretación de los resultados.

Conclusiones y Recomendaciones

Bibliografía

CAPÍTULO 1: TEORÍA DEL ANÁLISIS DINÁMICO ESTRUCTURAL-MÉTODOS LINEALES.

1.1 Introducción

El objeto de la dinámica estructural es el análisis de estructuras bajo cargas dinámicas, es decir, cargas que varían en el tiempo. Aunque la mayoría de las estructuras pueden diseñarse considerando sólo cargas estáticas, hay excepciones importantes que requieren la posibilidad de distinguir entre cargas estáticas y dinámicas.

En realidad se puede mencionar que las cargas accidentales o móviles, a diferencia del peso propio de la estructura, rara vez son estrictamente estáticas porque su aplicación sobre la estructura requiere de un cierto tiempo que, en definitiva, debe ser analizado para establecer si se trata de una carga estática o dinámica. Sin embargo; es válido aceptar que si la magnitud de la fuerza varía de forma suficientemente lenta, esta no causará efectos dinámicos y podrá tratarse como estática. Para determinar si la carga varía en forma “lenta” o “rápida” el valor de referencia para comparación es el “periodo natural de la estructura”.

Este periodo es el tiempo que tarda la estructura en recorrer un ciclo de vibración libre, es decir, la vibración que ocurre después que finaliza la excitación externa o después que la carga deja de variar y se mantiene constante (Dorado, 2000).

Las relaciones entre los desplazamientos y los esfuerzos de una estructura son las mismas, independiente de que la carga sea de tipo estática o dinámica. Para el análisis dinámico es sumamente necesario introducir dos tipos de fuerzas que no ocurren en el caso estático: i) fuerzas de inercia asociadas a la propiedad inercial de la masa de la estructura y de las componentes no estructurales; y ii) fuerzas de disipación de energía por diversos tipos de mecanismos de fricción (fricción seca, fricción viscosa, fricción seca en uniones estructurales).

El análisis dinámico apunta a determinar, en primer término, los desplazamientos de la estructura en función del tiempo, y a partir de ellos, determinar los esfuerzos en la forma habitual (barra por barra) propia del método de rigidez.

1.2 Nociones básicas de sismología

1.2.1 Causas que generan los terremotos o sismos

Los terremotos pueden ser definidos como movimientos de la corteza terrestre, con amplitudes y frecuencias que dependen del tiempo. Las causas que los originan son variadas y así la clasificación de los mismos es la siguiente:

- *Terremotos de colapso:* son originados en cavidades subterráneas por el colapso de las mismas, presentan baja intensidad.
- *Terremotos de origen volcánico:* la explosión de gases, durante las erupciones volcánicas, puede producir terremotos que generalmente tienen una intensidad pequeña y afectan a superficies limitadas.
- *Terremotos tectónicos:* son causados por la rotura brusca de las capas rocosas a lo largo de superficies de fractura (fallas), estos son los más fuertes y frecuentes.
- *Terremotos causados por explosiones:* las explosiones originadas por el hombre tienen la capacidad de generar vibraciones del terreno, con una intensidad tal que pueden causar movimientos en las estructuras (Cassano, 2009).

En general, el movimiento de la corteza terrestre se produce por un choque o movimiento brusco ocurrido a una cierta profundidad bajo la superficie en un punto teórico denominado foco o hipocentro; a su proyección sobre la superficie terrestre se le denomina epicentro.

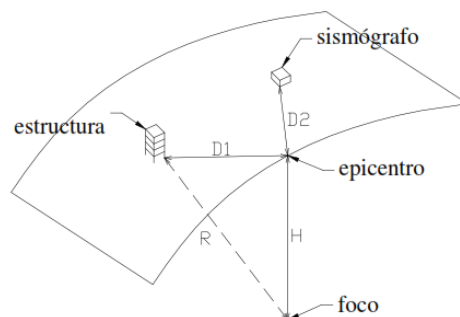


Figura 1. Definiciones geométricas de un sismo.

Fuente: Análisis de estructuras bajo acciones dinámicas (Cassano, 2009).

1.2.2 Los sismos desde el punto de vista de la ingeniería: su caracterización.

Los terremotos más importantes son los tectónicos, pues son los que conllevan consecuencias mayores y desastrosas en las estructuras que afectan. Por ello son los que son tomados en cuenta para el desarrollo de normas para la construcción de estructuras sismo-resistentes.

La intensidad sísmica es considerada una medida de los efectos de los terremotos en el entorno, y en forma particular sobre las estructuras. Existen diferentes escalas de intensidades que describen, para cada valor que esta tome, los efectos que produce el terremoto (Cassano, 2009). Algunos de los efectos sobre las estructuras, en orden creciente de intensidad, son:

- Surgimiento de fisuras en las estructuras de madera.
- Agrietamiento de las estructuras débiles de mampostería.
- Agrietamiento de las estructuras ordinarias de mampostería.
- Colapso parcial de estructuras ordinarias de mampostería; daño en estructuras bien ejecutadas de mampostería, no diseñadas para resistir fuerzas sísmicas.
- Colapso de estructuras ordinarias de mampostería; las estructuras con diseño antisísmico son seriamente dañadas; daños en cimientos; grietas en el terreno; la mayoría de las estructuras son destruidas junto con sus cimientos, daños importantes en presas y diques, grandes deslizamientos del terreno; destrucción casi total, grandes masas de rocas desplazadas, etc.

Un sismo se caracteriza por su intensidad (parámetro subjetivo) y por su magnitud (parámetro objetivo). La escala objetiva más popular es la de Richter, en la que la magnitud M mide la energía del terremoto en el foco y es el logaritmo decimal de la amplitud del movimiento sísmico, medido en micrones a 100 km del epicentro (medida con un sismógrafo Wood-Anderson estándar, (Cassano, 2009)).

La magnitud M está relacionada con la energía del terremoto, en ergios, por la expresión:

$$\text{Log } E = 11,8 + 1,5M \quad (1.1)$$

Se han establecido varias relaciones empíricas entre la intensidad I_{MM} y la magnitud M . Algunas de ellas se listan a continuación:

Esteva y Rosenblueth:

$$I_{MM} = 8,16 + 1,45 M - 2,46 \log R \quad (1.2)$$

R: distancia focal en [km]

(También se ha relacionado la magnitud M con los valores máximos de las características cinemáticas del movimiento, estas relaciones se han establecido estadísticamente)

Donovan:

$$a_m = \frac{1080 e^{0,5 M}}{(R + 25)^{1,25}} \quad (1.3)$$

a_m : aceleración máxima del terreno en [cm/s²]

R: distancia focal en [km]

Esteva y Villaverde:

$$\frac{a_m}{g} = \frac{5,7 e^{0,8 M}}{(R + 40)^2} \quad (1.4)$$

$$v_m = \frac{32 e^M}{(R + 25)^{1,7}} \quad (1.5)$$

a_m : aceleración máxima en [cm/s²]

v_m : velocidad máxima en [cm/s]

R: distancia focal en [km]

1.2.3 Registro de ondas sísmicas. Parámetros utilizados y mapas de riesgo sísmico

Los terremotos son fenómenos debidos a la brusca liberación de energía de deformación acumulada durante periodos largos de tiempo en la zona superficial de la tierra. Los sismos originan ondas de varios tipos, que se propagan desde su foco en todas las direcciones a través de la tierra. Estas ondas pueden ser registradas mediante sismógrafos, que son diseñados para medir la aceleración, velocidad o a su vez el desplazamiento del movimiento sísmico.

Estos parámetros en realidad son relativos ya que los valores obtenidos están siendo afectados por las características del instrumento registrador y también por las condiciones de ruido ambiental en el lugar de registro. Los mapas de riesgo sísmico representan en si una síntesis de todos los datos sismológicos y geológicos de un país. Estos mapas son usados para determinar el nivel de protección que se debe alcanzar en las estructuras en cada zona de riesgo (Cassano, 2009). Diversos aspectos son los que posibilitan la subdivisión en zonas de riesgo, pero los fundamentales son los siguientes:

Estudios geológicos y geotécnicos: son los que proporcionan datos de composición y características dinámicas de rocas y capas de suelo que componen la corteza terrestre.

Estudios sismológicos: son los que sintetizan los parámetros que caracterizan la sismicidad de la zona:

1. Ubicación de fallas.
2. Registro de los terremotos que ocurren en la zona.
3. Mapas de epicentros.
4. Datos históricos.
5. Periodos de retorno (intervalo medio de tiempo en que se espera ocurran dos sismos de igual o mayor intensidad)
6. Datos del mecanismo focal.
7. Correlación de la sismicidad de la zona analizada con la de la macrozona en la que se encuentra.

Estudios de Ingeniería y Sismología:

1. Análisis del efecto que han ocasionado, sobre las estructuras y las personas, los terremotos suscitados en el pasado.
2. “Predicción” estadística de las características más probables de la acción sísmica que se produciría en la zona.

Es de suma importancia destacar que la geología local de la zona puede ser un factor determinante que modifica la propagación de las ondas sísmicas. Las ondas se reflejan y se refractan cuando en su recorrido aparece una discontinuidad, por ejemplo, cuando existe la presencia de una variación de las características mecánicas del terreno; ello produce cambios en la velocidad. En general, el cálculo y la cuantificación de las acciones sísmicas en la estructuras se realiza en función de protocolos, secuencias y definiciones de acciones dadas por normas y reglamentos (Cassano, 2009).

1.3 Conceptos básicos de dinámica estructural

1.3.1 Definición de la acción dinámica

Una acción tiene carácter dinámico cuando su variación con el tiempo es rápida y da origen a fuerzas de inercia comparables en magnitud con fuerzas estáticas. Algunas fuentes de vibraciones estructurales son:

- sismos
- vientos
- olas y corrientes de agua
- explosiones e impactos
- cargas móviles (vehículos, personas, etc.)

Terremotos.- Los movimientos sísmicos del suelo constituyen una de las acciones dinámicas más severas entre las que actúan sobre las estructuras. En la figura 2 se puede apreciar un registro del factor determinante de la carga externa $p(t)$ y la aceleración del suelo, que denotaremos como \ddot{u}_s (Hurtado, 2000).

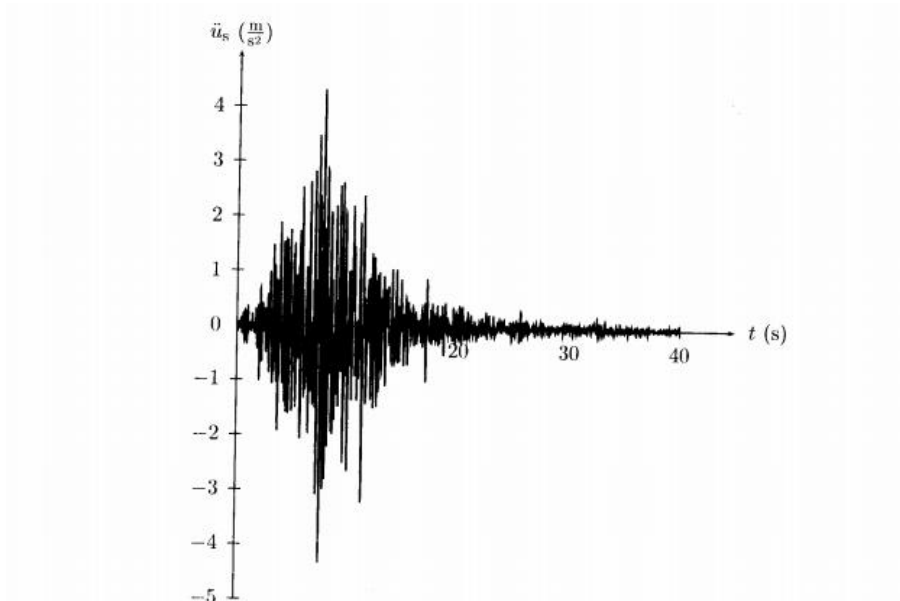


Figura 2. Registro del sismo de Loma Prieta (Estación Santa Cruz, componente NS).

Fuente: Introducción a la dinámica de estructuras (Hurtado, 2000).

Los sismos se producen por el súbito deslizamiento de sectores de la corteza terrestre a lo largo de las fracturas que ésta presenta (las llamadas *fallas geológicas*) y en las zonas de subducción de placas tectónicas. En la zona donde se origina el deslizamiento (llamada *hipocentro*) se libera una gran cantidad de energía de deformación acumulada durante un largo período de tiempo, por causa de la tendencia opuesta de los dos sectores de la corteza.

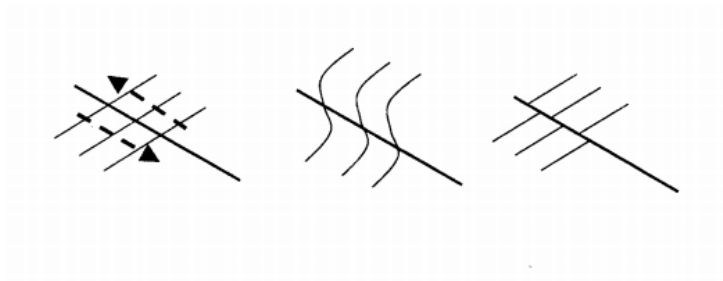


Figura 3. Teoría del rebote elástico.

Fuente: Introducción a la dinámica de estructuras (Hurtado, 2000) .

La figura 3 ilustra este proceso de acumulación y ruptura, explicado por la *teoría del rebote elástico*. De esta forma, desde la zona del hipocentro se irradia la energía cinética, en la que se ha transformado la energía de deformación acumulada, en todas las direcciones del espacio. Las ondas atraviesan diversas capas de rocas y suelos, en las cuales sufren complejos fenómenos de reflexión y refracción (figura 4), hasta que llegan a la superficie terrestre, donde se manifiestan en forma de un movimiento del suelo, cuya aceleración se presenta como un tren de ondas de diferente frecuencia, superpuestas de forma errática, como se puede apreciar en la figura 2.

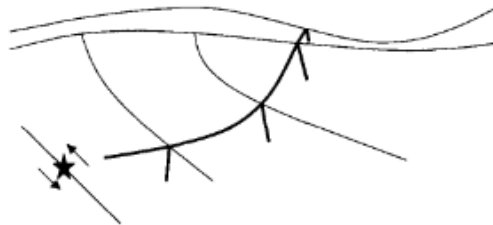


Figura 4. Propagación de la energía sísmica.

Fuente: *Introducción a la dinámica de estructuras* (Hurtado, 2000).

Por otra parte, una estructura, representada como un resorte de rigidez k , sólo sufre un desplazamiento de valor $u(t)$. Por tanto, como no hay fuerzas externas aplicadas, la ecuación de equilibrio es

$$f(t) = -ku(t) = m[\ddot{u}(t) + \ddot{u}_s(t)]. \quad (1.6)$$

Por lo cual

$$m\ddot{u}(t) + ku(t) = -m\ddot{u}_s(t). \quad (1.7)$$

Esto indica que la carga sísmica equivalente es igual a

$$p(t) = -m\ddot{u}_s(t) \quad (1.8)$$

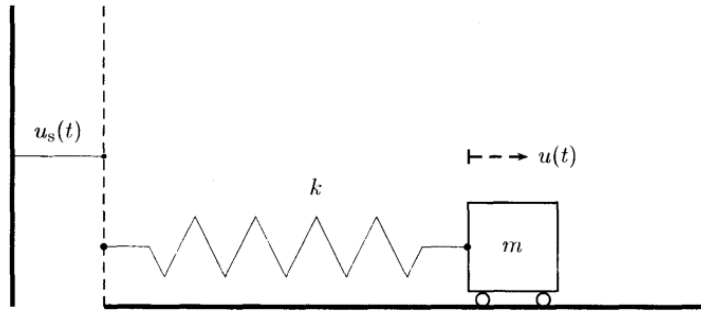


Figura 5. Acción sísmica horizontal.

Fuente: *Introducción a la dinámica de estructuras* (Hurtado, 2000).

La definición de estas cargas externas puede definirse entre: determinista y no determinista, ésta última denominada también estocástica o aleatoria.

Determinista: se puede definir de esta forma cuando su variación temporal es conocida. Y no determinista: cuando alguno o todos sus parámetros son definidos estadísticamente. En el presente proyecto se trabajara con cargas definidas en forma determinista. La respuesta dinámica se da cuando cualquier magnitud puede caracterizar el efecto de una carga dinámica sobre la estructura. Una carga definida determinísticamente da origen a una respuesta, también determinista (Cassano, 2009), (ver figura 6).

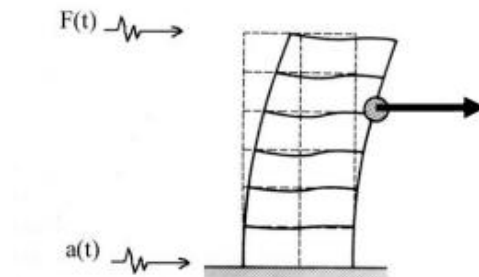


Figura 6. Definición de la respuesta dinámica: para un punto considerado se calculan las deformaciones, aceleraciones, tensiones.

Fuente: <http://blog.uca.edu.ni/estructuras/files/2011/02/dinamica-structural.pdf>

1.3.2 Grados de libertad

La noción de *grado de libertad* es de uso frecuente en el análisis de estructuras, principalmente debido al auge del cálculo matricial y modelos de barras o de elementos finitos. Un grado de libertad corresponde a cualquier movimiento posible de los nodos de los elementos de una estructura en una dirección no restringida. Cabe mencionar que cualquier estructura posee un número infinito de grados de libertad, debido a su continuidad, pero debido al proceso de discretización en elementos se supone un número finito, aunque un tanto elevado, de ellos.

En el caso dinámico, el modelo empleado está basado en la suposición de que la rigidez está concentrada en un resorte que carece de masa, mientras que la masa está ubicada en un cuerpo rígido que no se deforma. En estructuras tales como edificios de una sola planta; depósitos elevados; etc., es evidente que las masas representan una importante concentración en ciertos sitios, por lo cual es suficiente con transferir las restantes masas a los puntos de alta concentración. Así, como en el depósito que se puede apreciar en la figura 7, un modelo razonablemente tendría como única masa la correspondiente al depósito, más la de la estructura, mientras que la rigidez estaría dada por la fuerza estática que habría que aplicarse en el punto de colocación de la masa para poder causar un desplazamiento unitario de la estructura. De esta manera, debido a que al partir del punto de vista estático la estructura presenta un elevado número de grados de libertad, desde el punto de vista dinámico se puede proceder a calcular, con adecuada precisión, como un sistema sencillo (Hurtado, 2000).

En síntesis, se puede manifestar que el sistema está compuesto de un resorte sin masa, en el que está concentrada toda la información sobre la rigidez de la estructura en el parámetro k , y un cuerpo rígido caracterizado por m , que corresponde a toda la masa de la estructura (Cassano, 2009).

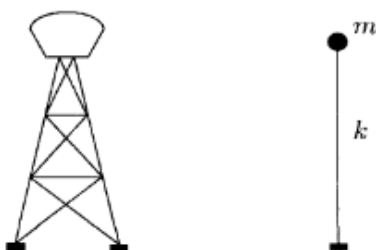


Figura 7. Modelo de un depósito elevado.

Fuente: *Introducción a la dinámica de estructuras* (Hurtado, 2000).

1.3.3 Fuerzas internas en las estructuras

Las fuerzas internas que actúan sobre las componentes de una estructura dependen de los desplazamientos o deformaciones. Cuando se desea conocer una fuerza en función de la deformación se procede como primer paso al cálculo de la deformación, y posteriormente, a través de la ley de Hooke, se obtienen los esfuerzos. Suponiendo un proceso de deformación que varía con el tiempo, para el cual se cuenta con instantáneas fotográficas de la deformación de una estructura, es posible plantear la siguiente interrogante: ¿se pueden determinar las fuerzas elásticas internas en cada punto de la estructura a partir de las deformaciones en cada instante, independientemente del estado de deformación en el instante anterior o posterior al considerado? La respuesta es sí es afirmativa, es decir, que las fuerzas elásticas sólo van a depender de los desplazamientos, así como de las deformaciones en cada instante, y no de la velocidad o de la aceleración.

Para el cálculo de los esfuerzos (momento flector, esfuerzo de corte, fuerza axial y momento torsor) se debe seguir un método de cálculo que, a partir de los desplazamientos y giros de los nodos, permita determinar las deformaciones específicas (curvatura de flexión, deformación específica axial y giro en torsión por unidad de longitud) y posteriormente, proceder a calcular las fuerzas elásticas internas mediante las relaciones constitutivas, en virtud de la ley de Hooke; para el caso de materiales linealmente elásticos. Lo más importante en el problema dinámico es evaluar los desplazamientos de la estructura en cada instante del tiempo para, a partir de estos, poder proceder a la determinación de los esfuerzos mediante la aplicación de las expresiones de la ley constitutiva del material (Dorado, 2000).

1.3.4 Respuesta a cargas variables en el tiempo

La dificultad principal de todo problema dinámico es determinar los desplazamientos y respectivas deformaciones de la estructura bajo un sistema de cargas exteriores variables con el tiempo. Este tipo de proceso de carga tiene su ocurrencia, por ejemplo, cuando un cuerpo cae sobre una viga; cuando se levanta desde el suelo un objeto con un puente grúa; o cuando un vehículo circula sobre un puente. Para un caso general, la amplitud de la carga describe un diagrama como el de la figura 8, que se considera que es conocido y que por consiguiente constituye un dato del problema.

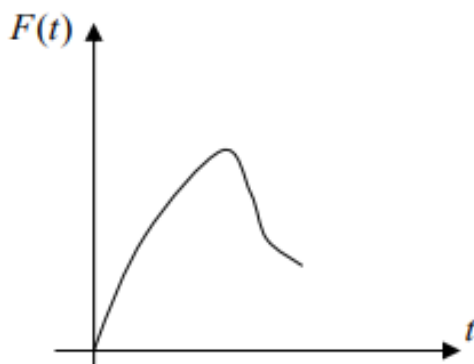


Figura 8. Amplitud de la carga de un caso general.

Fuente: http://www.efn.uncor.edu/departamentos/estruct/ana_est_ic/DINAMICA-revA.pdf

La estimación de la función de carga es, por lo general, una tarea un tanto compleja debido a la influencia de múltiples variables involucradas, y para ello se hace necesario recurrir a varias simplificaciones que nos permiten de esta forma idealizar el problema. En la mayoría de los diferentes tipos de cargas dinámicas propias de las estructuras civiles, la determinación de la ley de variación de la carga en función del tiempo se basa en datos experimentales que, adecuadamente interpretados y analizados, son incorporados a los reglamentos o normas de diseño (Dorado, 2000).

Reconociendo que la definición de $F(t)$ presenta dificultades y limitaciones propias de las aproximaciones necesarias para calcularla, en el desarrollo de las ecuaciones que controlan el comportamiento dinámico de la estructura se supondrá que $F(t)$ es dada, y una vez conocida la respuesta a esa carga exterior, se podrá corregir o mejorar la precisión de $F(t)$ (Dorado, 2000).

1.3.5 Discretización espacial de las estructuras

Un modelo dinámico exacto (con infinitos grados de libertad) acarrearía más inconvenientes que beneficios en la resolución matemática en cuanto a precisión. Además en la mayoría de las estructuras civiles, las masas se encuentran más o menos concentradas en lugares conocidos, es por esto que uno de los principales métodos de modelización dinámica es el de las *masas concentradas*.

1.3.6 Ecuaciones de movimiento

Las ecuaciones de movimiento son las expresiones matemáticas que gobiernan la respuesta dinámica de las estructuras. Pueden obtenerse a partir de cualquiera de los principios de la mecánica clásica. La segunda ley de Newton establece que la resultante de un sistema de fuerzas que actúan sobre un cuerpo en movimiento es igual al cambio del momentum del mismo. El momentum μ está definido como el producto de la masa m por la velocidad v .

$$\mu = mv = m \frac{du}{dt}; \quad (1.9)$$

Donde u denota el desplazamiento del cuerpo. Por tanto, llamando f a la fuerza resultante, la ley de Newton se expresa matemáticamente en la forma siguiente:

$$f(t) = \frac{d\mu}{dt} = \frac{d}{dt} \left(m \frac{du}{dt} \right) \quad (1.10)$$

Si, como es usual en mecánica de sólidos, la masa se supone constante en el tiempo, se tiene que:

$$f(t) = m \frac{d^2u}{dt^2} = m\ddot{u}(t) \quad (1.11)$$

En la ecuación (1.11) \ddot{u} es la aceleración del cuerpo. La expresión anterior es más conocida como la segunda ley de Newton, que únicamente es válida para sistemas cuya masa permanece constante.

La fuerza $f_I(t) = m\ddot{u}(t)$ es conocida con el nombre de *fuerza de inercia*, por lo que está asociada a la tendencia del cuerpo a conservar su estado de movimiento o de reposo.

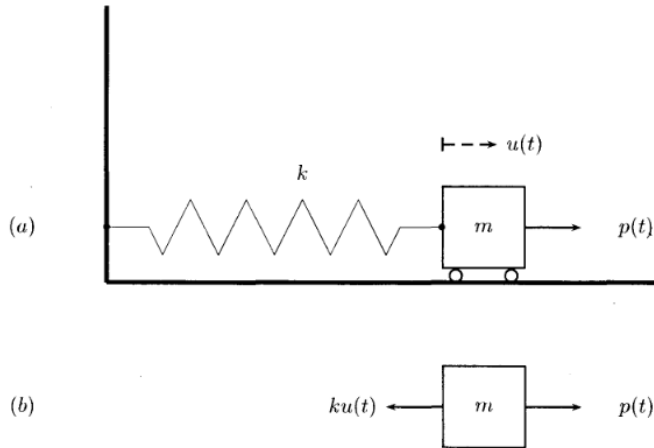


Figura 9. Modelo de un grado de libertad sin amortiguamiento. (a) Esquema. (b) Diagrama de cuerpo libre.

Fuente: *Introducción a la dinámica de estructuras* (Hurtado, 2000).

Considerando el sistema ilustrado en la figura 9, en el que se tiene una fuerza externa que varía con el tiempo $p(t)$, una masa m y un resorte elástico de rigidez k que fija al sistema a un apoyo fijo. El diagrama de cuerpo libre mostrado en la figura indica que la resultante de las fuerzas aplicadas es:

$$f(t) = p(t) - ku(t). \quad (1.12)$$

De acuerdo a la segunda ley de Newton, esta fuerza es igual al producto de la masa por la aceleración:

$$f(t) = p(t) - ku(t) = m\ddot{u}(t); \quad (1.13)$$

de donde se concluye que

$$m\ddot{u}(t) + ku(t) = p(t) \quad (1.14)$$

La solución de la ecuación diferencial anterior permite determinar las historias de desplazamiento y aceleración del sistema, a partir de las cuales pueden calcularse las

historias temporales de las fuerzas internas, tales como la desarrollada en el resorte en este caso sencillo:

$$f_R(t) = ku(t) \quad (1.15)$$

La fuerza $f_R(t)$ se conoce con el nombre de *fuerza de restitución*, ya que tiene la tendencia a restituir la forma original de la estructura, que en este caso es un simple resorte.

1.4 Descripción de la Estructura

La Universidad Técnica de Machala es la institución de educación superior con mayor acogida en la provincia de El Oro y en Machala particularmente; alberga cerca de 4000 estudiantes distribuidos en sus cinco facultades: Ingeniería Civil; Ciencias Químicas y de La Salud; Ciencias Sociales; Ciencias Empresariales; Agronomía. En cuanto a su infraestructura, la mayor parte de sus instalaciones son bloques de aulas de tres niveles con distribución y dimensiones muy similares.



Figura 10.Ubicación de la Universidad Técnica de Machala.

Fuente: Google Earth

Los bloques de aula de la Universidad Técnica de Machala, en particular los de la Facultad de Ingeniería Civil, fueron construidos en la década del 70, con procedimientos y normas constructivas vigentes en ese momento, pero sin el antecedente de un sismo como el ocurrido el 16 de abril de 2016.



Figura 11. Bloque de Aulas de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica de Machala.

Fuente: Autores.

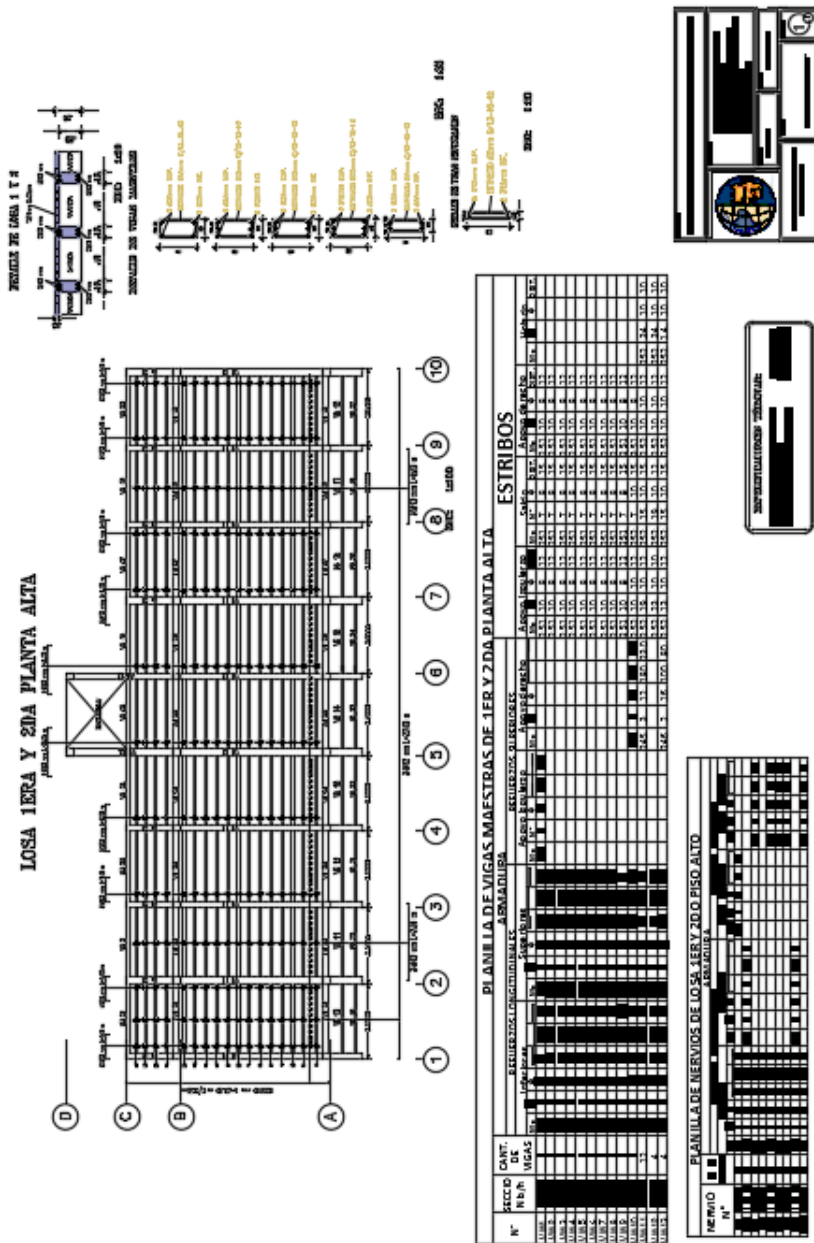


Figura 12. Plano Estructural del bloque de aulas.

Fuente: Autores.

CAPÍTULO 2: MODELAMIENTO MATEMÁTICO.

2.1 Conceptos básicos de dinámica.

2.1.1 Introducción

La dinámica, dentro del contexto de la mecánica, es el estudio de cuerpos, o conjuntos de partículas, en movimiento. La dinámica se divide en dos campos: la cinemática, que estudia la geometría del movimiento, relacionando el desplazamiento, la velocidad, la aceleración y el tiempo, sin hacer referencia a las causas del movimiento; y la cinética, que estudia la relación entre las fuerzas que actúan sobre un cuerpo, la masa del cuerpo y su movimiento, permitiendo predecir los movimientos causados por las fuerzas, o determinar las fuerzas necesarias para producir un movimiento dado (García, 1998).

Cuando un cuerpo se desplaza de una posición de equilibrio, este tiende a volver a esta posición al verse afectado por la acción que ejercen las fuerzas que tienden a restablecer la situación de equilibrio. Por lo general, en el instante que el cuerpo regresa a su posición de equilibrio tiene alguna velocidad que lo lleva más allá de esa posición, presentándose una oscilación alrededor del punto de equilibrio.

Estas oscilaciones en el campo de la mecánica se denominan vibraciones mecánicas. Si el cuerpo se considera como una unidad y se desprecian las deformaciones relativas entre sus diferentes partes constitutivas, se aplican entonces los principios de la dinámica de cuerpos rígidos. Cuando es apropiado tener en cuenta los desplazamientos relativos entre las diferentes partes del cuerpo, se aplican los principios de la dinámica de cuerpos flexibles.

La dinámica estructural estudia las vibraciones de cuerpos flexibles, aunque en muchos casos las deformaciones relativas entre algunas partes de la estructura son de un orden de magnitud tan pequeño, que pueden aplicarse los principios de la dinámica de cuerpos rígidos en algunas porciones de la estructura (García, 1998).

2.1.2 Rigidez

Todo cuerpo elástico que es sometido a fuerzas externas, ya sean estas estáticas o dinámicas, sufre una determinada deformación. La rigidez está definida como la relación entre estas fuerzas externas y las deformaciones que ellas inducen en el cuerpo. El caso más simple corresponde a un resorte helicoidal, como el que se muestra en la figura 13(a).

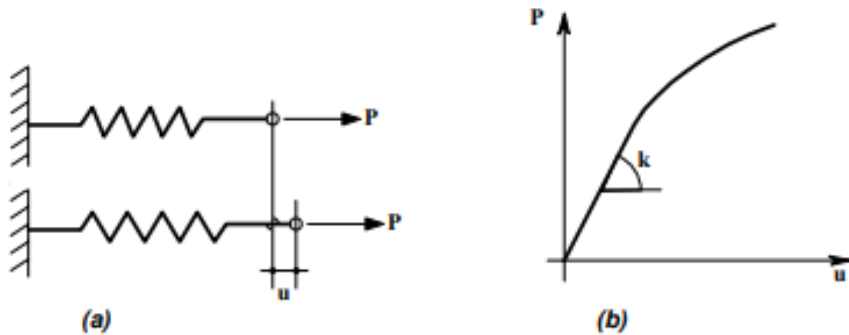


Figura 13. Relación fuerza-desplazamiento para un resorte.

Fuente: *Dinámica estructural aplicada al diseño sísmico* (García, 1998).

Cuando el resorte se estira debido a la acción que ejerce una determinada fuerza P en uno de sus extremos, estando el otro extremo adherido a un apoyo, las deformaciones son resistidas por medio de un trabajo interno que viene asociado con la magnitud de la deformación del extremo libre. La relación entre la fuerza que resiste el resorte y la deformación entre sus extremos tiene la forma mostrada en la figura 13(b). Por lo general, se puede manifestar que esta relación no es totalmente lineal, pero cuando las deformaciones son sumamente pequeñas se las puede llegar a idealizar como una línea recta.

La rigidez es, por lo tanto, la relación entre las fuerzas y los desplazamientos y usualmente se denota con la letra k . Matemáticamente se expresa mediante la relación siguiente:

$$k = \frac{P}{u} \quad (2.1)$$

El mismo concepto se puede extender a cuerpos elásticos que tienen otras formas, como es el caso del ejemplo que se puede apreciar en la figura 14, en la cual se aplica una

determinada fuerza P en el extremo libre de una viga en voladizo, que origina un desplazamiento u , en la dirección de la fuerza P .



Figura 14. Relación fuerza-desplazamiento para un voladizo.

Fuente: *Dinámica estructural aplicada al diseño sísmico* (García, 1998).

Utilizando los principios de la resistencia de materiales es posible demostrar que para el voladizo presentado en la figura 14, la deflexión u , está dada por:

$$u = \frac{PL^3}{3EI} ; \quad (2.2)$$

donde L es la luz de la viga, E es el módulo de elasticidad del material de la viga, e I es el momento de inercia de la sección de la viga. En este caso la rigidez k está dada por:

$$k = \frac{P}{u} = \frac{3EI}{L^3} \quad (2.3)$$

La rigidez puede también definirse como la fuerza que debe ser aplicada al sistema para obtener una deformación unitaria en la misma dirección y sentido de la carga.

2.1.3 Amortiguamiento

2.1.3.1 Generalidades

En general en todo cuerpo en movimiento, éste último tiende a disminuir con el tiempo. La razón de la disminución del movimiento del cuerpo está asociada con una pérdida de la energía presente en el sistema. Pérdida producida por fuerzas de amortiguamiento o de fricción que obran sobre el mismo. La energía, ya sea esta cinética o potencial, se transforma en otras formas de energía como son calor o ruido. Estos mecanismos de transformación de energía son muy complejos y no están totalmente entendidos aún hoy en día. No obstante, existen diversas formas de describir estos fenómenos que, en cierta medida, se ajustan a la observación. A continuación se presentan algunas de las formas que son más utilizadas para describir fenómenos de amortiguamiento.

2.1.3.2 Amortiguamiento viscoso

Un cuerpo que se encuentra en movimiento dentro de un fluido tiende a perder energía cinética debido a que la viscosidad del fluido se opone al movimiento. Esta pérdida de energía cinética está directamente asociada con la velocidad del movimiento. La descripción matemática del fenómeno de amortiguamiento viscoso es la siguiente:

$$F_a = c\dot{x}; \quad (2.4)$$

donde:

F_a : fuerza producida por el amortiguador;

c : constante del amortiguador;

\dot{x} : velocidad relativa entre los dos extremos del amortiguador.

En general se representa a través del diagrama de la figura 15(a), el cual se asemeja a los amortiguadores usados en los automóviles, que son amortiguadores viscosos ya que producen un efecto de amortiguamiento al forzar el paso de un fluido viscoso a través de unos orificios en el émbolo de un pistón de acción doble.

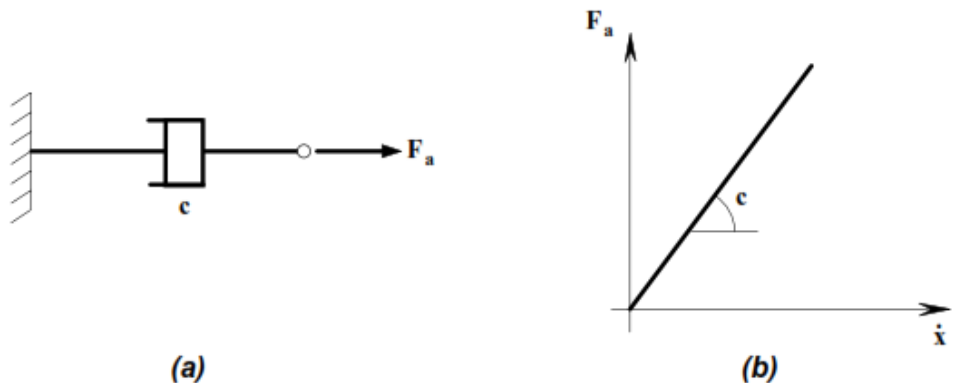


Figura 15.Relación fuerza-velocidad para un amortiguador viscoso.

Fuente: *Dinámica estructural aplicada al diseño sísmico* (García, 1998).

El amortiguamiento viscoso se presta para una descripción matemática sencilla, lo cual de cierta manera permite resolver las ecuaciones diferenciales de movimiento de un sistema dinámico sin mayores problemas.

2.1.3.3 Amortiguamiento de Coulomb

El amortiguamiento de Coulomb corresponde a un fenómeno físico de fricción entre superficies secas. La fuerza de fricción es igual al producto de la fuerza normal a la superficie N , y el coeficiente de fricción μ_S . Además se supone que el amortiguamiento de Coulomb llega a ser independiente de la velocidad del movimiento, una vez éste se inicia. Siempre se opone al movimiento, por lo tanto tiene el sentido contrario al de la velocidad.

Matemáticamente se puede representar a través de la ecuación (2.5).

$$F_a = \pm \mu_S N \quad (2.5)$$

En la ecuación (2.5),

F_a : fuerza producida por el amortiguamiento;

μ_S : coeficiente de fricción dinámica (adimensional);

N : fuerza normal a la superficie de fricción.

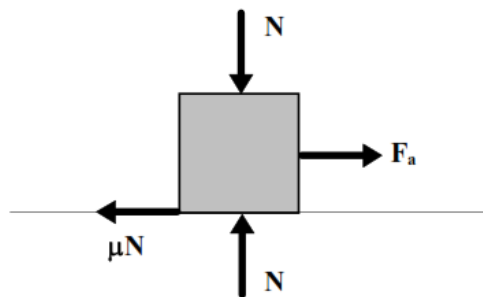


Figura 16. Amortiguamiento de Coulomb.

Fuente: *Dinámica estructural aplicada al diseño sísmico* (García, 1998).

2.1.3.4 Amortiguamiento histerético

La histéresis es un fenómeno por medio del cual dos o más propiedades físicas se relacionan de una manera que depende de la historia de su comportamiento previo. Este amortiguamiento tiene presencia cuando un elemento estructural es sometido a inversiones en el sentido de la carga aplicada, cuando el material del elemento se encuentra en el rango inelástico. Se presenta un hecho en el cual, la curva de carga tiene una trayectoria diferente a la curva de descarga, con lo cual conduce de manifiesto a que no toda la energía de deformación acumulada en el elemento se convierte en energía cinética en el ciclo de descarga. La forma de la curva de carga como de descarga varía dependiendo del tipo de material. En la figura 17 se muestra el comportamiento, en función de fuerza-deformación, de un elemento estructural construido con un material inelástico durante ciclos de carga y descarga (García, 1998).

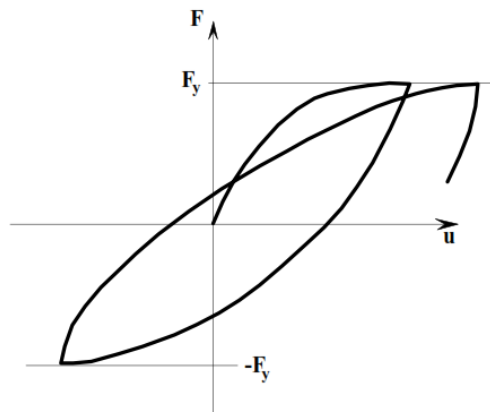


Figura 17. Curva fuerza-deformación para un material inelástico.

Fuente: *Dinámica estructural aplicada al diseño sísmico* (García, 1998).

2.2 Matriz de rigidez de un elemento de barra, sometido a esfuerzos axiales, transversales y de flexión.

En el caso general, consideremos un elemento de pórtico plano sometido en sus extremos a la fuerza axial, corte y flexión, que se encuentra de forma arbitraria orientado con respecto al eje X de la estructura, como se aprecia en la figura 18. En la misma los ejes representados con barra son particulares locales o de miembro, mientras que los ejes sin barra corresponden a los globales, generales o de estructura.

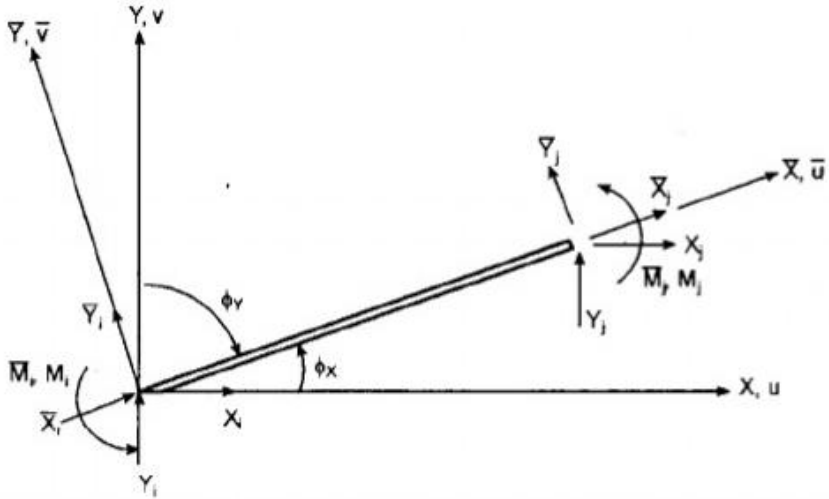


Figura 18. Caso general del elemento põrtico plano arbitrariamente orientado.

Fuente: *Análisis de Estructuras* Jairo Uribe Escamilla 2º Edición (Uribe, 2000).

En la figura se puede apreciar que la relación existente entre las fuerzas axiales y cortantes de los dos sistemas es idéntica a la que existe entre las fuerzas correspondientes de una armadura plana. Por otra parte, los momentos son idénticos en ambos sistemas porque los ejes Z y \bar{Z} , a los cuales están referidos, coinciden. En consecuencia la matriz de transformación $[T]$ definida por la ecuación siguiente (Uribe, 2000):

$$[\bar{F}] = [T][F], \quad (2.6)$$

es:

$$\begin{bmatrix} X_i \\ Y_i \\ M_i \\ X_j \\ Y_j \\ M_j \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos\phi_x & \text{sen}\phi_x & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\text{sen}\phi_x & \cos\phi_x & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cos\phi_x & \text{sen}\phi_x & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\text{sen}\phi_x & \cos\phi_x & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} X_i \\ Y_i \\ M_i \\ X_j \\ Y_j \\ M_j \end{bmatrix} \quad (2.7)$$

Para simplificar la escritura se aprovecha la igualdad de las cofunciones de ángulos complementarios y se definen, como antes:

$$\lambda = \cos\phi_x$$

$$\mu = \cos \phi_y = \text{sen } \phi_x \quad (2.8)$$

Con esta transformación la matriz [T] se reduce a:

$$[T] = \begin{bmatrix} \lambda & \mu & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\mu & \lambda & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \lambda & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\mu & \lambda & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (2.9)$$

$$[K] = [T]^T [\bar{K}] [T] \quad (2.10)$$

Como la ecuación (2.10) es completamente general, basta con transponer la matriz de (2.9) y efectuar el triple producto indicado en la ecuación (2.10) para poder obtener la matriz de rigidez del elemento, referida a coordenadas generales. Siguiendo este procedimiento se obtienen las ecuaciones (2.12) y (2.13). Cuando los miembros tienen cargas intermedias, el vector de fuerzas de empotramiento debe transformarse a coordenadas generales. Esto se puede hacer por trigonometría o por la ecuación (2.11) (Uribe, 2000).

$$[F^F] = [T]^T [\bar{F}^F], \quad (2.11)$$

donde:

$[F^F]$: vector de fuerzas de empotramiento referido a coordenadas generales.

$[T]$: matriz de transformación.

$[\bar{F}^F]$: vector de fuerzas de empotramiento referido a coordenadas locales.

Una vez planteada la ecuación:

$$[F]_{ij} = [K]_{ij}[\delta]_{ij} + [F^F]_{ij}; \quad (2.14)$$

para cada miembro se puede proceder a ensamblar, por superposición directa, la ecuación general de todo el sistema; y obtener así los desplazamientos nodales.

$$\begin{bmatrix} X_i \\ Y_i \\ M_i \\ X_j \\ Y_j \\ M_j \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{AE}{L} \lambda^2 + \frac{12EI}{L^3} \mu^2 & \left[\frac{AE}{L} - \frac{12EI}{L^3} \right] \lambda \mu & -\frac{6EI}{L^2} \mu & -\left[\frac{AE}{L} \lambda^2 + \frac{12EI}{L^3} \mu^2 \right] & -\left[\frac{AE}{L} - \frac{12EI}{L^3} \right] \lambda \mu & -\frac{6EI}{L^2} \mu \\ \left[\frac{AE}{L} - \frac{12EI}{L^3} \right] \lambda \mu & \frac{AE}{L} \mu^2 + \frac{12EI}{L^3} \lambda^2 & \frac{6EI}{L^2} \lambda & -\left[\frac{AE}{L} - \frac{12EI}{L^3} \right] \lambda \mu & -\left[\frac{AE}{L} \mu^2 + \frac{12EI}{L^3} \lambda^2 \right] & \frac{6EI}{L^2} \lambda \\ -\frac{6EI}{L^2} \mu & \frac{6EI}{L^2} \lambda & \frac{4EI}{L} & \frac{6EI}{L^2} \mu & -\frac{6EI}{L^2} \lambda & \frac{2EI}{L} \\ -\left[\frac{AE}{L} \lambda^2 + \frac{12EI}{L^3} \mu^2 \right] & -\left[\frac{AE}{L} - \frac{12EI}{L^3} \right] \lambda \mu & \frac{6EI}{L^2} \mu & \frac{AE}{L} \lambda^2 + \frac{12EI}{L^3} \mu^2 & \frac{AE}{L} \lambda^2 + \frac{12EI}{L^3} \mu^2 & \frac{6EI}{L^2} \mu \\ -\left[\frac{AE}{L} - \frac{12EI}{L^3} \right] \lambda \mu & -\left[\frac{AE}{L} \mu^2 + \frac{12EI}{L^3} \lambda^2 \right] & -\frac{6EI}{L^2} \lambda & \left[\frac{AE}{L} - \frac{12EI}{L^3} \right] \lambda \mu & \frac{AE}{L} \mu^2 + \frac{12EI}{L^3} \lambda^2 & -\frac{6EI}{L^2} \lambda \\ -\frac{6EI}{L^2} \mu & \frac{6EI}{L^2} \lambda & \frac{2EI}{L} & \frac{6EI}{L^2} \mu & -\frac{6EI}{L^2} \lambda & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_i \\ v_i \\ \theta_i \\ u_j \\ v_j \\ \theta_j \end{bmatrix}$$

(2.12)

$$[K] = \begin{bmatrix} \frac{AE}{L} \lambda^2 + \frac{12EI}{L^3} \mu^2 & \left[\frac{AE}{L} - \frac{12EI}{L^3} \right] \lambda \mu & -\frac{6EI}{L^2} \mu & -\left[\frac{AE}{L} \lambda^2 + \frac{12EI}{L^3} \mu^2 \right] & -\left[\frac{AE}{L} - \frac{12EI}{L^3} \right] \lambda \mu & -\frac{6EI}{L^2} \mu \\ \left[\frac{AE}{L} - \frac{12EI}{L^3} \right] \lambda \mu & \frac{AE}{L} \mu^2 + \frac{12EI}{L^3} \lambda^2 & \frac{6EI}{L^2} \lambda & -\left[\frac{AE}{L} - \frac{12EI}{L^3} \right] \lambda \mu & -\left[\frac{AE}{L} \mu^2 + \frac{12EI}{L^3} \lambda^2 \right] & \frac{6EI}{L^2} \lambda \\ -\frac{6EI}{L^2} \mu & \frac{6EI}{L^2} \lambda & \frac{4EI}{L} & \frac{6EI}{L^2} \mu & -\frac{6EI}{L^2} \lambda & \frac{2EI}{L} \\ -\left[\frac{AE}{L} \lambda^2 + \frac{12EI}{L^3} \mu^2 \right] & -\left[\frac{AE}{L} - \frac{12EI}{L^3} \right] \lambda \mu & \frac{6EI}{L^2} \mu & \frac{AE}{L} \lambda^2 + \frac{12EI}{L^3} \mu^2 & \frac{AE}{L} \lambda^2 + \frac{12EI}{L^3} \mu^2 & \frac{6EI}{L^2} \mu \\ -\left[\frac{AE}{L} - \frac{12EI}{L^3} \right] \lambda \mu & -\left[\frac{AE}{L} \mu^2 + \frac{12EI}{L^3} \lambda^2 \right] & -\frac{6EI}{L^2} \lambda & \left[\frac{AE}{L} - \frac{12EI}{L^3} \right] \lambda \mu & \frac{AE}{L} \mu^2 + \frac{12EI}{L^3} \lambda^2 & -\frac{6EI}{L^2} \lambda \\ -\frac{6EI}{L^2} \mu & \frac{6EI}{L^2} \lambda & \frac{2EI}{L} & \frac{6EI}{L^2} \mu & -\frac{6EI}{L^2} \lambda & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix}$$

(2.13)

2.3 Matriz de rigidez de la estructura.

2.3.1 Coordenadas generalizadas.

Para poder ilustrar el cálculo de la matriz de Coordenadas Generalizadas, CG, en la figura 19 se puede apreciar un pórtico de 1 vano y dos pisos. Para el análisis sísmico se considera que las vigas son axialmente rígidas, de tal forma que se tiene un solo desplazamiento lateral por piso. Las columnas son totalmente flexibles. Con estas hipótesis se tiene que cada nodo interior de un pórtico plano tiene dos grados de libertad que son: la componente de desplazamiento vertical y la rotación. Además en cada piso se tiene un desplazamiento lateral. Se puede partir numerando primero los dos grados de libertad de cada nodo interior y al final los desplazamientos horizontales de piso, así se ha procedido en la figura 19. Además se pudo también numerar en primer lugar los desplazamientos horizontales de piso y al final los dos grados de libertad de cada nodo (Uribe, 2000).

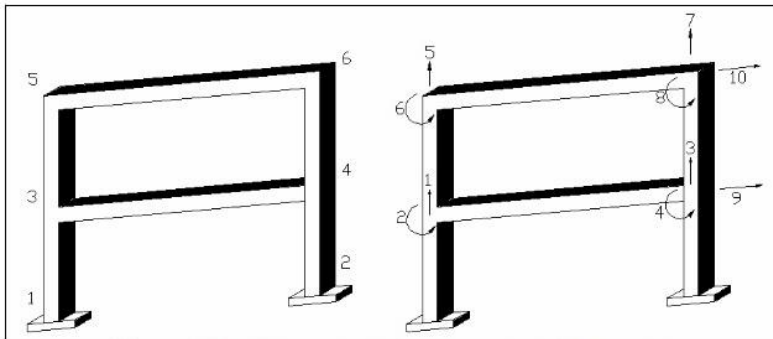


Figura 19. Numeración de los nodos y grados de libertad.

Fuente: *Análisis de Estructuras Jairo Uribe Escamilla* (Uribe, 2000).

2.3.2 Vector de Colocación.

El Vector de Colocación de cada elemento, está conformado por los grados de libertad del nodo inicial y del nodo final, escritos en el siguiente orden: primero, el desplazamiento horizontal; segundo, el desplazamiento vertical y tercero el giro (Aguiar, 2006).

En la figura 20, a la izquierda, se puede apreciar la numeración de los nodos y a la derecha, de los elementos de la estructura de 2 pisos y 1 vano. La identificación del nodo inicial y del nodo final de un elemento, es arbitraria. Sin embargo, es recomendable que en columnas el nodo inicial sea el que se halla abajo y el nodo final

el que se halla arriba; para vigas se recomienda que el nodo inicial este a la izquierda y el nodo final a la derecha del elemento (Uribe, 2000).

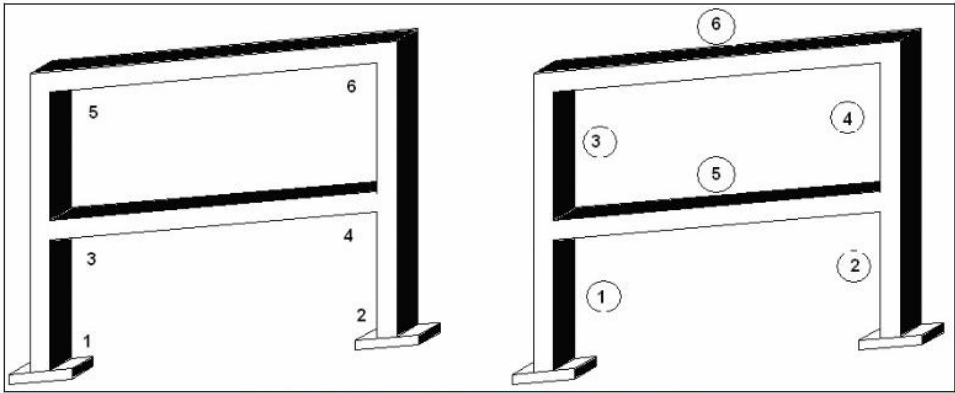


Figura 20. Numeración de nodos y elementos.

Fuente: *Análisis de Estructuras Jairo Uribe Escamilla (Uribe, 2000).*

2.3.3 Ensamblaje directo.

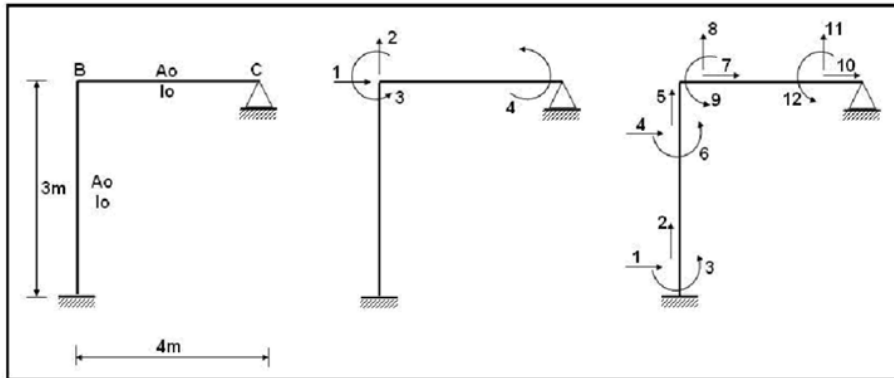


Figura 21. Pórtico con elementos totalmente flexibles, sistema $Q - q$, y sistema $P - p$.

Fuente: *Análisis de Estructuras Jairo Uribe Escamilla (Uribe, 2000).*

Para el marco de la figura 21 los vectores de colocación, VC de un elemento son:

$$VC(1) = [0 \ 0 \ 0 \ 1 \ 2 \ 3]$$

$$VC(2) = [1 \ 2 \ 3 \ 0 \ 0 \ 4]$$

Los tres primeros dígitos de VC corresponden a los grados de libertad del nodo inicial y los tres últimos a los grados de libertad del nodo final. Se llega a obtener el mismo resultado de la matriz de rigidez de la estructura analizada en los numerales anteriores, si sobre la matriz de rigidez de cada elemento se coloca el vector de colocación respectivo, en la parte superior y a la derecha, como se explica a continuación.

Los elementos de la primera columna de la matriz de rigidez del elemento 1 van a la posición cero en la matriz de rigidez de la estructura pero como no existe la posición toda la primera columna no contribuye, razón por la cual se traza una línea vertical, lo propio sucede con la segunda y tercera columnas. Los elementos de la cuarta columna si contribuyen a la formación de **K**, Ahora bien, a nivel de filas, la primera fila tiene un cero por lo que no contribuye trazándose por tanto una línea horizontal, de igual manera la segunda y tercera filas no contribuyen (Uribe, 2000).

Elemento 1

$$k^{(1)} = \begin{matrix} & \begin{matrix} [& 0 & 0 & 0 & 1 & 2 & 3 &] \end{matrix} \\ \begin{matrix} k_{11}^{(1)} & k_{12}^{(1)} & k_{13}^{(1)} & k_{14}^{(1)} & k_{15}^{(1)} & k_{16}^{(1)} \\ k_{21}^{(1)} & k_{22}^{(1)} & k_{23}^{(1)} & k_{24}^{(1)} & k_{25}^{(1)} & k_{26}^{(1)} \\ k_{31}^{(1)} & k_{32}^{(1)} & k_{33}^{(1)} & k_{34}^{(1)} & k_{35}^{(1)} & k_{36}^{(1)} \\ k_{41}^{(1)} & k_{42}^{(1)} & k_{43}^{(1)} & k_{44}^{(1)} & k_{45}^{(1)} & k_{46}^{(1)} \\ k_{51}^{(1)} & k_{52}^{(1)} & k_{53}^{(1)} & k_{54}^{(1)} & k_{55}^{(1)} & k_{56}^{(1)} \\ k_{61}^{(1)} & k_{62}^{(1)} & k_{63}^{(1)} & k_{64}^{(1)} & k_{65}^{(1)} & k_{66}^{(1)} \end{matrix} & \begin{matrix} \overline{0} \\ 0 \\ 0 \\ 1 \\ 2 \\ 3 \end{matrix} \end{matrix}$$

Los elementos no rayados son la contribución del elemento 1 a la matriz de rigidez de la estructura. El vector de colocación indica la posición en la cual deben ubicarse estos términos así el elemento $k_{44}^{(1)}$ va a la columna 1 fila 1, el término $k_{54}^{(1)}$ va a la columna 1 fila 2, etc.

Por lo tanto la matriz de rigidez de miembro se ensambla en la matriz de rigidez de la estructura mediante su vector de colocación.

Elemento 2

$$k^{(2)} = \begin{bmatrix} 1 & 2 & 3 & 0 & 0 & 4 \\ k_{11}^{(2)} & k_{12}^{(2)} & k_{13}^{(2)} & k_{14}^{(2)} & k_{15}^{(2)} & k_{16}^{(2)} \\ k_{21}^{(2)} & k_{22}^{(2)} & k_{23}^{(2)} & k_{24}^{(2)} & k_{25}^{(2)} & k_{26}^{(2)} \\ k_{31}^{(2)} & k_{32}^{(2)} & k_{33}^{(2)} & k_{34}^{(2)} & k_{35}^{(2)} & k_{36}^{(2)} \\ k_{41}^{(2)} & k_{42}^{(2)} & k_{43}^{(2)} & k_{44}^{(2)} & k_{45}^{(2)} & k_{46}^{(2)} \\ k_{51}^{(2)} & k_{52}^{(2)} & k_{53}^{(2)} & k_{54}^{(2)} & k_{55}^{(2)} & k_{56}^{(2)} \\ k_{61}^{(2)} & k_{62}^{(2)} & k_{63}^{(2)} & k_{64}^{(2)} & k_{65}^{(2)} & k_{66}^{(2)} \end{bmatrix} \begin{matrix} 1 \\ 2 \\ 3 \\ 0 \\ 0 \\ 4 \end{matrix}$$

El elemento $k_{11}^{(2)}$ va a la posición (1,1) y se sumará al término $k_{44}^{(1)}$ que ya estaba en esa posición, el término $k_{21}^{(2)}$ va a la posición (1,2) y se suma a $k_{54}^{(1)}$, etc. De esta manera se obtiene la matriz de rigidez para la estructura de la figura 21.

2.4 Matriz de masas

En la construcción de la matriz de masas M , generalmente se sigue el mismo procedimiento usado para la obtención de la matriz de rigidez K ; primeramente se debe de obtener la matriz de masas de cada elemento en ejes locales, para posteriormente poder transformar y ensamblar cada matriz elemental en el sistema global. Finalmente, así con este proceso se obtendrá la matriz de masas global de todo el sistema (Torres & Martinez, 2010).

Esta matriz posee ciertas propiedades, tanto numéricas como físicas:

- Debe existir simetría, tanto de la matriz como de las propiedades de los elementos.
- Tomando conceptos de la Mecánica Clásica, todos los elementos de la masa deben conservarse, así como también el momento lineal.
- La matriz de masas debe ser positiva.

Existen varias formas para calcular \mathbf{M} , algunas de las cuales pueden presentar ciertas ventajas operacionales, como son los denominados lumpings o diagonalización de matrices.

2.4.1 Matriz de masas consistente bajo carga axial

Este análisis se realizará para un elemento tipo barra, de longitud L , con sección y densidad constantes.

Para obtener la matriz consistente de masas, es necesario aplicar el concepto de la energía cinética, tomándola como parte de las funciones de gobierno del sistema. Aplicando dicho concepto, que involucra la masa y velocidad al cuadrado de la partícula en un campo de aplicación Ω , es posible expresar a la energía cinética de elemento T^e , como en (Torres & Martinez, 2010):

$$T^e = \frac{1}{2} \int_{\Omega} \rho (v^e)^T v^e d\Omega \quad (2.14)$$

Para interpolar las velocidades, se utilizarán funciones de forma, donde $v^e = \mathbf{N}^e \dot{u}$, obteniéndose así:

$$T^e = \frac{1}{2} \int_{\Omega} \rho (\mathbf{N}^e)^T \mathbf{N}^e d\Omega \dot{u}^e \quad (2.15)$$

$$\mathbf{M}_C^e = \int_{\Omega} \rho (\mathbf{N}^e)^T \mathbf{N}^e d\Omega$$

\mathbf{M}_C^e se conoce como matriz consistente de masas del elemento.

Las funciones de forma que serán utilizadas para la deducción de la matriz, se pueden ver en la ecuación (2.16).

$$u(x) = \left(1 - \frac{x}{L}\right)u_1 + \frac{x}{L}u_2 \quad (2.16)$$

donde:

$$\mathbf{N}_1 = \left(1 - \frac{x}{L}\right); \mathbf{N}_2 = \frac{x}{L}$$

Las funciones N_1 y N_2 son conocidas como funciones de forma.

En dichas funciones se realizará un cambio de coordenadas cartesianas a normales, es decir, una parametrización. Luego de este cambio, las funciones de forma son:

$$N_1 = 1 - \xi \quad (2.17)$$

$$N_2 = \xi \quad (2.18)$$

Sustituyendo (2.17) y (2.18) en la \mathbf{M}_C^e matriz consistente de masas del elemento, tenemos que:

$$\mathbf{M}_C^e = \int_0^L \rho(\mathbf{N}^e)^T \mathbf{N}^e dx$$

$$\mathbf{M}_C^e = \rho A \int_0^1 \begin{bmatrix} 1 - \xi \\ \xi \end{bmatrix} [1 - \xi \quad \xi] L d\xi$$

Integrando y reemplazando los límites de integración, se obtiene la matriz \mathbf{M}_C^e de un elemento.

$$\mathbf{M}_C^e = \frac{1}{6} \rho A L \begin{bmatrix} 2 & 1 \\ 1 & 2 \end{bmatrix} \quad (2.19)$$

2.4.2 Matriz de masas consistente de Euler-Bernoulli

Partiendo del mismo criterio utilizado en la sección anterior, se obtiene una expresión similar a la ecuación (2.19). El procedimiento a seguir es utilizando las funciones de forma llegando a:

$$\mathbf{M}_C^e = \frac{1}{2} \rho AL \int_{-1}^1 \rho (\mathbf{N}^e)^T \mathbf{N}^e d\xi \quad (2.20)$$

Integrando cada uno de los términos de la matriz entre 1 y -1, utilizando las funciones forma parametrizadas, se obtiene la matriz consistente de masas (Torres & Martinez, 2010).

$$\mathbf{M}_C^e = \frac{\rho AL}{420} \begin{bmatrix} 156 & 22L & 54 & -13L \\ 22L & 4L^2 & 13L & -3L^2 \\ 54 & 13L & 156 & -22L \\ -13L & -3L^2 & -22L & 4L^2 \end{bmatrix} \quad (2.21)$$

Si lo que se requiere es juntar el aspecto axial con el de flexión pura, la matriz consistente de masas axial, puede ser expresada como.

$$\mathbf{M}_C^e = \frac{1}{6} \rho AL \begin{bmatrix} 2 & 1 \\ 1 & 2 \end{bmatrix} = \frac{\rho AL}{420} \begin{bmatrix} 140 & 70 \\ 70 & 140 \end{bmatrix} \quad (2.22)$$

Juntando la matriz a flexión pura (2.21), con la matriz de fuerza axial (2.22), obtenemos la matriz consistente total de masas del elemento.

$$\mathbf{M}_C^e = \frac{\rho AL}{420} \begin{bmatrix} 140 & 0 & 0 & 70 & 0 & 0 \\ 0 & 156 & 22L & 0 & 54 & -13L \\ 0 & 22L & 4L^2 & 0 & 13L & -3L^2 \\ 70 & 0 & 0 & 140 & 0 & 0 \\ 0 & 54 & 13L & 0 & 156 & -22L \\ 0 & -13L & -3L^2 & 0 & -22L & 4L^2 \end{bmatrix} \quad (2.23)$$

La matriz de masas se encuentra en ejes locales, razón por la cual, si se quiere expresar esta matriz en el sistema global de coordenadas, es necesario emplear la matriz de transformación \mathbf{T} . Este cambio de coordenadas puede ser expresado de la siguiente forma:

$$\mathbf{M}^G = (\mathbf{T})^{-1} \mathbf{M}^L \mathbf{T} \quad (2.24)$$

En donde, \mathbf{M}^G es la matriz de masas en ejes globales, y \mathbf{M}^L la matriz de masas en ejes locales.

2.5 Matriz de amortiguamiento

El amortiguamiento es un valor numérico que mide la disminución de la amplitud, debido a la fricción interna entre los elementos de la estructura y la disipación de energía. A continuación se describe un método de estimación de la matriz de amortiguamiento propuesta por Wilson y Penzien (Pulamarin, 2017).

2.5.1 Algoritmo de Wilson y Penzien

El algoritmo de Wilson y Penzien parte de la matriz de amortiguamiento ortogonal, definido de la siguiente manera:

$$\Phi^T C \Phi = C^* = 2\xi \Omega M^* \quad (2.25)$$

Siendo Φ la matriz modal definida por:

$$\Phi = [\phi^1; \phi^2; \phi^3 \dots \dots \phi^n] \quad (2.26)$$

$$\xi = \begin{bmatrix} \xi_1 & & & \\ & \xi_2 & & \\ & & \ddots & \\ & & & \xi_n \end{bmatrix} \quad (2.27)$$

$$\Omega = \begin{bmatrix} W_{n1} & & & \\ & W_{n2} & & \\ & & \ddots & \\ & & & W_{nn} \end{bmatrix} \quad (2.28)$$

En esta última expresión M, ξ, Ω , son matrices diagonales por lo tanto la matriz C^* también es diagonal.

De donde se obtiene la matriz C , que define el amortiguamiento en cada modo de vibración i .

$$C_i = \frac{2\xi W_{ni}}{M_I} (M\phi_i)(\phi_i^t M) \quad (2.29)$$

2.6 Análisis Lineal

2.6.1 Método tiempo historia

El análisis tiempo historia es un análisis paso a paso de la respuesta dinámica de una estructura para una carga específica que puede variar con el tiempo. Cuando el comportamiento sísmico de las estructuras lo amerita es necesario un estudio más refinado para representar con mayor aproximación el comportamiento lineal de las estructuras ante fuerzas sísmicas. El método “paso a paso” en el tiempo consiste en someter a la estructura a un sismo real o sintético pudiendo estar o no escalado (Donobhan, 2007).

El análisis tiempo historia es utilizado para determinar la respuesta dinámica de una estructura bajo una carga arbitraria. Las ecuaciones de equilibrio dinámico a ser resueltas están dadas por:

$$k\mathbf{u}(t) + C\dot{\mathbf{u}}(t) + M\ddot{\mathbf{u}}(t) = \mathbf{p}(t) \quad (2.30)$$

Donde \mathbf{K} es la matriz de rigidez, \mathbf{C} es la matriz de amortiguamiento, \mathbf{M} es la matriz de masa, \mathbf{u} , $\dot{\mathbf{u}}$, $\ddot{\mathbf{u}}$, vienen a ser los desplazamientos, velocidades y aceleraciones de la estructura, y \mathbf{p} las cargas aplicadas. Si la carga incluye aceleración del suelo, como lo es en el presente proyecto los desplazamientos, velocidades y aceleraciones son relativos a este movimiento del suelo.

El método tiempo historia es un método de análisis de la respuesta de la estructura frente a excitaciones sísmicas, para la evaluación numérica de la respuesta dinámica se tratan de métodos aproximados con 3 requisitos sumamente importantes:

1. Convergencia
2. Estabilidad
3. Precisión

Los métodos que se desarrollan paso a paso en el tiempo son: métodos basados en la interpolación de la carga, métodos basados en expresiones de diferencias finitas de velocidad y aceleración, y métodos basados en la variación supuesta de la aceleración (método de Newmark) que son de gran utilidad en el análisis de la respuesta dinámica ya que la aceleración del suelo varía de forma arbitraria con el tiempo (Patiño, 2017).

En el presente proyecto se ha empleado el método de Newmarck ya que el tiempo de registro entre un valor y el siguiente de los datos tomados en el sismograma es de una centésima de segundo, lo que permite que este método funcione y además corresponde a uno de los métodos más populares utilizados en ingeniería, gracias a su simplicidad, precisión y estabilidad.

2.6.1.1 Método de Newmarck

En 1959 N. M. Newmark presentó una familia de métodos de integración de paso simple para la solución de problemas de dinámica estructural para cargas sísmicas. Durante los siguientes 40 años los métodos de Newmark han sido usados para el análisis dinámico de varias estructuras en ingeniería (Chopra, 2014).

Dentro de las ecuaciones se utilizan los parámetros β y γ , los cuales sirven para expresar la forma en que varía la aceleración a través del tiempo. Para el desarrollo de una familia de métodos paso a paso en el tiempo Newmarck se basó en las siguientes ecuaciones:

$$\dot{q}_{i+1} = \dot{q}_i + [(1 - \gamma)\ddot{q}_i + \gamma\ddot{q}_{i+1}] \Delta t \quad (2.31)$$

$$q_{i+1} = q_i + \dot{q}_i \Delta t + \left[\left(\frac{1}{2} - \beta \right) \ddot{q}_i + \beta \ddot{q}_{i+1} \right] \Delta t^2 \quad (2.32)$$

Los parámetros β y γ son los que definen la variación de la aceleración durante un paso de tiempo y determinan además las características de estabilidad y precisión del método. La selección típica de γ es de $\frac{1}{2}$, y $\frac{1}{6} \leq \beta \leq \frac{1}{4}$ es satisfactoria desde todos los puntos de vista, incluido el de precisión. Estas dos ecuaciones, en combinación con la ecuación de equilibrio al final del paso de tiempo, proporcionan la base para calcular q_{i+1} , \dot{q}_{i+1} , \ddot{q}_{i+1} en el tiempo $i+1$ a partir de q_i , \dot{q}_i , \ddot{q}_i conocidas en el tiempo i .

CAPÍTULO 3: RESOLUCIÓN DEL MODELO MATEMÁTICO.

3.1 Método de Newmark

Sea \ddot{q}_i y \ddot{q}_{i+1} los vectores de respuesta de aceleración de un sistema de n grados de libertad en los tiempos discretos t_i y t_{i+1} , ante acciones dinámicas y Δt el incremento de tiempo como se puede apreciar en la figura 22 (Aguilar, 2006).

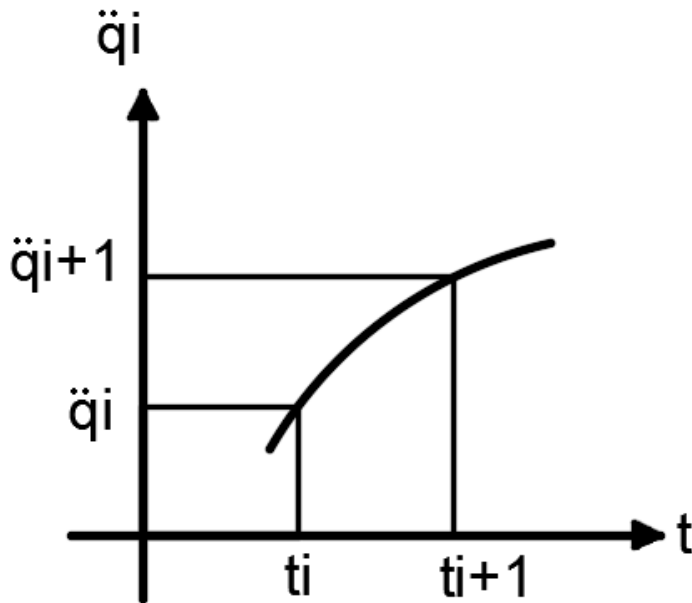


Figura 22. Variación de la aceleración entre $[t_i, t_{i+1}]$.

Fuente: *Dinámica de estructuras con Matlab (Aguilar, 2006).*

Se define:

$$\tau = t - t_i \quad \text{para} \quad t_i \leq t \leq t_{i+1} \quad (3.1)$$

Se puede observar de la ecuación (3.1), que para $t=t_i$, se tiene que $\tau = 0$ y para $t = t_{i+1} \rightarrow \tau = \Delta t$.

Siendo: $\Delta t = t_{i+1} - t_i$

La aceleración del sistema para un instante cualquiera τ , viene dada por:

$$\ddot{q}(\tau) = \ddot{q}_i + f(\tau)(\ddot{q}_{i+1} - \ddot{q}_i) \quad (3.2)$$

De tal forma que:

$$f(\tau) = 0 \quad \text{para } \tau = 0$$

$$f(\tau) = 1 \quad \text{para } \tau = \Delta t$$

En síntesis, se tiene que:

$$0 \leq f(\tau) \leq 1$$

La ecuación (3.2) considera que la ley de variación de las aceleraciones en el intervalo $[t_i, t_{i+1}]$ es la misma para los n grados de libertad.

La velocidad del sistema para un tiempo cualquiera del intervalo puede expresarse como:

$$\dot{q}(\tau) = \dot{q}_i + \int_0^\tau \ddot{q}(\tau) d\tau \quad (3.3)$$

Al reemplazar (3.2) en (3.3) se tiene:

$$\dot{q}(\tau) = \dot{q}_i + \int_0^\tau \ddot{q}_i d\tau + \int_0^\tau (\ddot{q}_{i+1} - \ddot{q}_i) f(\tau) d\tau$$

Se puede mencionar que \dot{q}_i , \ddot{q}_i y \ddot{q}_{i+1} son los vectores de velocidad y aceleración en los tiempos discretos t_i y t_{i+1} respectivamente, son cantidades constantes. Luego:

$$\dot{q}(\tau) = \dot{q}_i + \ddot{q}_i \tau + (\ddot{q}_{i+1} - \ddot{q}_i) \int_0^\tau f(\tau) d\tau \quad (3.4)$$

Sea:

$$g(\tau) = \int_0^\tau f(\tau) d\tau \quad (3.5)$$

$$\Delta t \gamma = \int_0^{\Delta t} f(\tau) d\tau \quad (3.6)$$

$$\Delta t^2 \beta = \int_0^{\Delta t} g(\tau) d\tau \quad (3.7)$$

Para $\tau = t_{i+1} = \Delta t$ se tiene al reemplazar (3.6) en (3.4)

$$\dot{q}_{i+1} = \dot{q}_i + \ddot{q}_i \Delta t + (\ddot{q}_{i+1} - \ddot{q}_i) \gamma \Delta t$$

De donde:

$$\dot{q}_{i+1} = \dot{q}_i + [(1 - \gamma)\ddot{q}_i + \gamma\ddot{q}_{i+1}] \Delta t \quad (3.8)$$

Al reemplazar (3.5) en (3.4) e integrar, se halla:

$$\int_0^\tau \dot{q}(\tau) d\tau = \int_0^\tau \dot{q}_i d\tau + \int_0^\tau \ddot{q}_i \tau d\tau + (\ddot{q}_{i+1} - \ddot{q}_i) \int_0^\tau g(\tau) d\tau$$

$$q(\tau) - q_i = \dot{q}_i \tau + \ddot{q}_i \frac{\tau^2}{2} + (\ddot{q}_{i+1} - \ddot{q}_i) \int_0^\tau g(\tau) d\tau$$

$$q(\tau) = q_i + \dot{q}_i \tau + \ddot{q}_i \frac{\tau^2}{2} + (\ddot{q}_{i+1} - \ddot{q}_i) \int_0^\tau g(\tau) d\tau$$

Para $\tau = t_{i+1} = \Delta t$ se encuentra, luego de sustituir (3.7)

$$q_{i+1} = q_i + \dot{q}_i \Delta t + \ddot{q}_i \frac{\Delta t^2}{2} + (\ddot{q}_{i+1} - \ddot{q}_i) \beta \Delta t^2$$

De donde:

$$q_{i+1} = q_i + \dot{q}_i \Delta t + \left[\left(\frac{1}{2} - \beta \right) \ddot{q}_i + \beta \ddot{q}_{i+1} \right] \Delta t^2 \quad (3.9)$$

$$q_{i+1} = q_i + \dot{q}_i \Delta t + \left(\frac{1}{2} - \beta \right) \ddot{q}_i \Delta t^2 + \beta \ddot{q}_{i+1} \Delta t^2$$

Al despejar \ddot{q}_{i+1} de esta última ecuación, se tiene:

$$\ddot{q}_{i+1} = \frac{1}{\beta \Delta t^2} [q_{i+1} - q_i - \dot{q}_i \Delta t] - \left(\frac{1}{2\beta} - 1 \right) \ddot{q}_i \quad (3.10)$$

Al reemplazar (3.10) en (3.8), se obtiene:

$$\dot{q}_{i+1} = \dot{q}_i + (1 - \gamma) \ddot{q}_i \Delta t + \gamma \Delta t \frac{1}{\beta \Delta t^2} [q_{i+1} - q_i - \dot{q}_i \Delta t] - \gamma \Delta t \ddot{q}_i \left(\frac{1}{2\beta} - 1 \right)$$

Luego:

$$\dot{q}_{i+1} = \frac{\gamma}{\beta \Delta t} (q_{i+1} - q_i) + \left(1 - \frac{\gamma}{\beta} \right) \dot{q}_i + \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta} \right) \Delta t \ddot{q}_i \quad (3.11)$$

3.1.1 Aplicación del Método de Newark

El sistema de ecuaciones diferenciales que gobierna los problemas dinámicos, está definido por la ecuación (3.12). La solución de este sistema se realizara con el Método de Newark.

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{q}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{q}} + \mathbf{K}\mathbf{q} = -\mathbf{M}\mathbf{J}\mathbf{a}(t) \quad (3.12)$$

Donde \mathbf{M} , \mathbf{C} , \mathbf{K} son las matrices de Masa, Amortiguamiento y Rigidez del sistema.

Se consideran constantes para análisis lineal, $\mathbf{q}, \dot{\mathbf{q}}, \ddot{\mathbf{q}}$ son los vectores de desplazamiento, velocidad y aceleración, respectivamente, \mathbf{J} es un vector que contiene unos para el caso plano, depende del modelo numérico de análisis, $\mathbf{a}(t)$ es la aceleración de movimiento del suelo. Normalmente se considera la componente horizontal (Falconí & Contreras, 2011).

Para el tiempo discreto t_{i+1} , la ecuación (3.12), queda:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{q}}_{i+1} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{q}}_{i+1} + \mathbf{K}\mathbf{q}_{i+1} = -\mathbf{M}\mathbf{J}\mathbf{a}_{i+1} \quad (3.13)$$

Por otra parte, el vector de desplazamientos en forma incremental es

$$\mathbf{q}_{i+1} = \Delta\mathbf{q}_{i+1} + \mathbf{q}_i \quad (3.14)$$

Las ecuaciones (3.11) y (3.10) en función de Δ quedan:

$$\ddot{\mathbf{q}}_{i+1} = \frac{1}{\beta\Delta t^2}\Delta\mathbf{q}_{i+1} - \frac{1}{\beta\Delta t}\dot{\mathbf{q}}_i - \left(\frac{1}{2\beta} - 1\right)\ddot{\mathbf{q}}_i \quad (3.15)$$

$$\dot{\mathbf{q}}_{i+1} = \frac{\gamma}{\beta\Delta t}\Delta\mathbf{q}_{i+1} + \left(1 - \frac{\gamma}{\beta}\right)\dot{\mathbf{q}}_i + \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta}\right)\Delta t\ddot{\mathbf{q}}_i \quad (3.16)$$

Finalmente, al reemplazar (3.16), (3.15) y (3.14) en (3.13), se obtiene luego de agrupar términos

$$\widehat{\mathbf{K}}\Delta\mathbf{q}_{i+1} = \mathbf{F}_{i+1} \quad (3.17)$$

$$\widehat{\mathbf{K}} = \mathbf{K} + \frac{1}{\beta\Delta t^2}\mathbf{M} + \frac{\gamma}{\beta\Delta t}\mathbf{C} \quad (3.18)$$

$$\mathbf{F}_{i+1} = -\mathbf{M}\mathbf{J}\mathbf{a}_{i+1} + \mathbf{M}\left[\frac{1}{\beta\Delta t}\dot{\mathbf{q}}_i + \left(\frac{1}{2\beta} - 1\right)\ddot{\mathbf{q}}_i\right] - \mathbf{C}\left[\left(1 - \frac{\gamma}{\beta}\right)\dot{\mathbf{q}}_i + \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta}\right)\Delta t\ddot{\mathbf{q}}_i\right] - \mathbf{K}\mathbf{q}_i \quad (3.19)$$

Se denomina a $\widehat{\mathbf{K}}$ como la matriz de rigidez efectiva, que es una matriz constante para análisis lineal y a \mathbf{F}_{i+1} el vector de cargas efectivas, que es variable en cada instante de tiempo.

Al resolver el sistema de ecuaciones lineales definido en (3.17) se encuentra $\Delta\mathbf{q}_{i+1}$.

Por lo tanto el vector de desplazamientos para el tiempo $i+1$ se obtendrá sumando estos valores a los del tiempo i , utilizando la ecuación (3.14). La aceleración y velocidad para el tiempo $i+1$ se encuentran con las ecuaciones (3.15) y (3.16).

Si en el tiempo $t=0$, la aceleración del suelo es diferente de cero y si las condiciones iniciales $\ddot{q}(0) = \dot{q}(0) = 0$. Se debe evaluar $\dot{q}(0)$ con la ecuación del movimiento que queda:

$$\mathbf{M}\dot{\mathbf{q}}(0) = -\mathbf{M}\mathbf{J}\mathbf{a}(0)$$

3.1.2 Procedimiento de cálculo

El procedimiento de cálculo, para el análisis lineal, utilizando el método β de Newmark, es el siguiente (Falconí & Contreras, 2011):

- i. Se determina la matriz de rigidez efectiva.

$$\hat{\mathbf{K}} = \mathbf{K} + \frac{1}{\beta\Delta t^2}\mathbf{M} + \frac{\gamma}{\beta\Delta t}\mathbf{C}$$

- ii. Para el instante de tiempo $i+1$ se determina el vector de cargas efectivo.

$$\mathbf{F}_{i+1} = -\mathbf{M}\mathbf{J}\mathbf{a}_{i+1} + \mathbf{M}\left[\frac{1}{\beta\Delta t}\dot{\mathbf{q}}_i + \left(\frac{1}{2\beta} - 1\right)\ddot{\mathbf{q}}_i\right] - \mathbf{C}\left[\left(1 - \frac{\gamma}{\beta}\right)\dot{\mathbf{q}}_i + \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta}\right)\Delta t\ddot{\mathbf{q}}_i\right] - \mathbf{K}\mathbf{q}_i$$

- iii. Se obtiene el incremento de desplazamiento para el tiempo $i+1$, para ello se debe resolver el sistema de ecuaciones lineales:

$$\hat{\mathbf{K}}\Delta\mathbf{q}_{i+1} = \mathbf{F}_{i+1}$$

- iv. Se calculan la aceleración, velocidad y desplazamiento en el incremento de tiempo $i+1$.

$$\ddot{\mathbf{q}}_{i+1} = \frac{1}{\beta\Delta t^2}\Delta\mathbf{q}_{i+1} - \frac{1}{\beta\Delta t}\dot{\mathbf{q}}_i - \left(\frac{1}{2\beta} - 1\right)\ddot{\mathbf{q}}_i$$

$$\dot{\mathbf{q}}_{i+1} = \frac{\gamma}{\beta\Delta t}\Delta\mathbf{q}_{i+1} + \left(1 - \frac{\gamma}{\beta}\right)\dot{\mathbf{q}}_i + \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta}\right)\Delta t\ddot{\mathbf{q}}_i$$

$$\mathbf{q}_{i+1} = \Delta\mathbf{q}_{i+1} + \mathbf{q}_i$$

- v. Se actualizan desplazamientos, velocidades y aceleraciones y se pasa al próximo punto desde el paso i.

$$\mathbf{q}_i = \mathbf{q}_{i+1}$$

$$\dot{q}_i = \dot{q}_{i+1}$$

$$\ddot{q}_i = \ddot{q}_{i+1}$$

3.2 Código del programa en Matlab.

3.2.1 Código del programa que genera matrices de amortiguamiento, rigidez y masa.

```
%% UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
% MAESTRÍA EN MODELACIÓN MATEMÁTICA Y SIMULACIÓN NUMÉRICA
% MODELACIÓN MATEMÁTICA DEL BLOQUE DE AULAS DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
% CIVIL DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE MACHALA BAJO EL ANÁLISIS
LINEAL DENRO
% DEL RANGO ELÁSTICO.
% ALGORITMO PARA LA DETERMINACIÓN DE LA MATRIZ DE RIGIDEZ DE
UN PÓRTICO
% PLANO CON TRES GRADOS DE LIBERTAD EN CADA NODO
%% Arreglo CG. Coordenadas generales
clc
clear all
nod=input('\n Numero de nodos:');
nnr=input('\n Numero de nodos restringidos:');
ngl=0;
CG=ones(nod,3);
% analisis de restricciones
for i=1:nnr
    nudres= input ('\n Numero del nodo restringido:');
    X1 = input ('\n Desplazamiento en X ,si(s) o no(n):','s');
    if X1=='n'
        CG(i,1)=0;
    else
    end
    Y1 = input ('\n Desplazamiento en Y ,si(s) o no(n):','s');
    if Y1=='n'
        CG(i,2)=0;
    else
    end
    R1 = input ('\n Rotacion ,si(s) o no(n):','s');
    if R1=='n'
        CG(i,3)=0;
    else
```

```

    end
end
% grados de libertad
for i=1:nod
    for j=1:3
        if CG(i,j)~=0
            ngl=ngl+1;
            CG(i,j)=ngl;
        else
            end
    end
end
CG;
% Arreglos vectoriales ini y fin. Nodos iniciales y finales.
mbr=input('\n Numero de elementos: ');
for i=1:mbr
    fprintf ('\n Miembro %d:',i);
    ini(i)=input ('\n Numero nodo inicial:');
    fin(i)=input ('\n Numero nodo final:');
end
%% Arreglo VC. Vectores de colocacion
for i=1:mbr
    for k=1:3
        VC(i,k)= CG(ini(i), k);
        VC(i,k+3) = CG(fin(i),k);
    end
end
VC
E= input ('\n Módulo de elasticidad :');
aux=zeros(ngl,ngl);
for i=1 : mbr
    fprintf ('\n Elemento %d:',i);
    B(i) = input('\n Medida de la base de la sección transversal [m]:');
    H(i) = input('\n Medida de la altura de la sección transversal [m]:');
    L(i) = input('\n Longitud del elemento de nodo a nodo [m]:');
    Alfa(i)=input('\n Ángulo de inclinación del elemento con respecto a la horizontal
[°]:');

    u= cos(degtorad(Alfa(i)));
    v= sin(degtorad(Alfa(i)));

    Area(i) = B(i)*H(i);
    Inercia(i) = B(i)*H(i)^3/12;
    p=Area(i)*E/L(i);

```

```

q=12*E*Inercia(i)/(L(i))^3;
r=6*E*Inercia(i)/L(i)^2;
s=4*E*Inercia(i)/L(i);
t=2*E*Inercia(i)/L(i);

```

%Matriz de rigidez de cada elemento de barra de sección transversal constante y sometido a esfuerzos, axiales,

%transversales y flexión.

```

K2(i,1,1)=p*u^2+q*v^2;K2(i,1,2)=(p-q)*u*v;K2(i,1,3)=-r*v;K2(i,1,4)=-
(p*u^2+q*v^2);K2(i,1,5)=-p*u*v;K2(i,1,6)=-r*v;
K2(i,2,1)=(p-q)*u*v;K2(i,2,2)=p*v^2+q*u^2;K2(i,2,3)=r*u;K2(i,2,4)=-p-
q)*u*v;K2(i,2,5)=-p*v^2+q*u^2;K2(i,2,6)=r*u;
K2(i,3,1)=-r*v;K2(i,3,2)=r*u;K2(i,3,3)=s;K2(i,3,4)=-r*v;K2(i,3,5)=-r*u;K2(i,3,6)=t;
K2(i,4,1)=-p*u^2+q*v^2;K2(i,4,2)=-p-
q)*u*v;K2(i,4,3)=r*v;K2(i,4,4)=p*u^2+q*v^2;K2(i,4,5)=(p-q)*u*v;K2(i,4,6)=r*v;
K2(i,5,1)=-p*u*v;K2(i,5,2)=-p*v^2+q*u^2;K2(i,5,3)=-r*u;K2(i,5,4)=(p-
q)*u*v;K2(i,5,5)=p*v^2+q*u^2;K2(i,5,6)=-r*u;
K2(i,6,1)=-r*v;K2(i,6,2)=r*u;K2(i,6,3)=t;K2(i,6,4)=-r*v;K2(i,6,5)=-r*u;K2(i,6,6)=s;

```

%Matriz de rigidez de miembro K3 en coordenadas globales

```

for m=1:6
    for n=1:6
        K2I(m,n)=K2(i,m,n);
    end
end
fprintf ('\n Matriz de Rigidez en Coord. Globales:');
K2I
%Ensamblaje de la matriz de rigidez del pórtico
mataux=K2I;
for j=1 :6;
    if VC(i,j)==0;
        mataux(j,:)=0;
        mataux(:,j)=0;
    else
        end
end
k=zeros(ngl,ngl);
for cont1=1:6;
    for cont2=1:6;
        if mataux (cont1,cont2)~=0,
            uno=VC(i,cont1);
            dos=VC(i,cont2);
            tres=mataux(cont1,cont2);
            k(uno,dos)=k(uno,dos)+tres;

```

```

        else
        end
    end
end
end
if i==1;
    aux=k;
elseif i~=1,
    aux=aux+k;
end
end
fprintf('\n Matriz de Rigidez de la Estructura:');
Mat_rigidez=aux
K=aux;

%% DETERMINACIÓN DE LA MATRIZ DE MASAS.
%ngl ES EL NÚMERO DE GRADOS DE LIBERTAD.
%M ES LA MATRIZ DE MASAS.
fprintf('\nDETERMINACIÓN DE LA MATRIZ DE MASAS\n');
M=zeros(ngl,ngl);
c=1;cn=1;cc1=1;cc2=2;cc3=3;%contadores para Realizar la tarea de ordenar
for i=1:ngl
    if i==c
        fprintf('Indique la masa concentrada en el nodo , %2d',cn);
        m= input(', Valor de la masa: ');
        fprintf('Indique la masa concentrada por efectos de rotación en el nodo ,
%2d',cn);
        m1= input(', Valor de la masa: ');
        c=c+3;
        cn=cn+1;
    end
for j=1:ngl
    if i==cc3 && cc3==j
        M(i,j)=m1;
        cc3=cc3+3;
    else
        if cc1==j && cc1==i
            M(i,j)=m;
            cc1=cc1+3;
        elseif i==cc2 && j==cc2
            M(i,j)=m;
            cc2=cc2+3;
        end
    end
end
end
end
end

```



```

end
%% DETERMINACIÓN DE LA MATRIZ DE AMORTIGUAMIENTO
%M Matriz de masas.
%ngl Número de grados de libertad
%NP Numero de pisos.
% C Matriz de amortiguamiento.
% zeda Vector que contiene los coeficientes de amortiguamiento.
fprintf('\nDETERMINACIÓN DE LA MATRIZ DE AMORTIGUAMIENTO\n');
cz= input('Ingrese frecuencias de amortiguamiento =');
zeda=ones(ngl,1).*cz;
C = zeros(ngl,ngl);
[V,D]=eig(K,M); Wn=sqrt(D); W=diag(Wn);
for i=1:ngl
    fi=V(:,i); mi=fi'*M*fi; aux=2*zeda(i)*W(i)/mi;
    C=C+aux.*M*fi*fi'*M;
end
fprintf ('\n Matriz de amortiguamiento')
C

```

3.2.2 Función que calcula las respuestas de desplazamientos, velocidades y aceleraciones máximas.

```

function [ymax]=Newmarklineal(p,M,C,K,J,dt,beta)
clc %Limpia Command Window
close all % Cierra todas las ventanas Gráficas
% Respuesta en el tiempo de un sistema de múltiples grados de libertad
% por el Método de Newmark, ante una sismo definido por su acelerograma
%-----
% [ymax]=Newmarklineal(p,M,C,K,J,dt,beta)
%-----
% p : vector que contiene los registros del acelerograma
% M : matriz de masas del sistema
% C : matriz de amortiguamiento del sistema
% K : matriz de rigidez del sistema
% J :  $Q=-M J a(t)$  es vector unitario para caso plano.
% dt : incremento de tiempo con el cual se calcula la respuesta.
% beta: Vale 1/4 para aceleración constante y 1/6 para aceleración lineal
% gama: Vale 0.5
% d, v, a : desplazamiento, velocidad y aceleración de la respuesta
%
n=length(p);tmax=dt*n;t=linspace(0,tmax,n)';gama=0.5;ngl=length(K);
% Cambio de cm/s2 a m/s2 en el acelerograma
for i=1:n
    p(i)=p(i)/100;

```

```

end
% Constantes auxiliares de cálculo
fac1=1/(beta*dt);
fac2=gama/(beta*dt);
fac3=1/(beta*dt*dt);
fac4=(1/(2*beta))-1;
fac5=1-(gama/beta);
fac6=1-(gama/(2*beta));
% Calculo de K sombrero
Ks=K+fac3*M+fac2*C;
% Condiciones iniciales
for i=1:ngl
    d(i)=0;v(i)=0;a(i)=0;ngl1(i)=i;
end
d=d';v=v';a=a';ngl1=ngl1';
% Respuesta en el tiempo
md=[];ma=[];mv=[];% matrices implementadas para almacenar datos respuesta
maxd=[];maxv=[];maxa=[];% matrices implementadas para almacenar tiempos en los
que se dan lo máximos en los grados de libertad

for j=1:ngl
    ci=ngl1(j);
    sd=0;sv=0;sa=0;% Variables para evaluar términos
    ad=0;av=0;ace=0;
    for i=1:n-1
        F=-M*J*p(i+1)+M*(fac1*v+fac4*a)-C*(fac5*v+fac6*dt*a)-K*d;% Calculo de
F sombrero
        dq=Ks\F;% Incremento de desplazamiento
        aa=fac3*dq-fac1*v-fac4*a;% cálculo de la aceleración
        vv=fac2*dq+fac5*v+fac6*dt*a;% cálculo de la velocidad
        dd=dq+d;% cálculo del desplazamiento
        y(i)=dd(ci);
        V(i)=vv(ci);
        A(i)=aa(ci);
        tt(i)=dt*i;
        d=dd; v=vv; a=aa;
        % Compara desplazamientos para almacenar el tiempo en el cual se
        % expresa el máximo
        if y(i)>sd
            sd=y(i);
            ad=tt(i);
        end
        % Compara desplazamientos para almacenar el tiempo en el cual se
        % expresa el máximo

```

```

    if V(i)>sv
        sv=V(i);
        av=tt(i);
    end
    % Compara desplazamientos para almacenar el tiempo en el cual se
    % expresa el máximo
    if A(i)>sa
        sa=A(i);
        ace=tt(i);
    end
end
% Almacena valores para su gráficas
md=[md;y];
ma=[ma;A];
mv=[mv;V];
% Almacena valores de tiempo
maxd=[maxd;ad];
maxv=[maxv;av];
maxa=[maxa;ace];
end
for s=1:ngl
    ci=ngl1(s);
    % Evalúa los términos máximos
    fprintf('\n Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: %d \n',ci)
    de=max(abs(md(ci,:)));
    tde=maxd(s,1);
    fprintf('\n D: %3.2f [m]\n',de)
    fprintf('\n Tiempo en el que se desarrolla: %3.2f [s]\n',tde)
    disp('-----')
    fprintf('\n Velocidad máxima en la dirección del gdl: %d \n',ci)
    ve=max(abs(mv(ci,:)));
    tve=maxv(s,1);
    fprintf('\n V: %3.2f [m/s]\n',ve)
    fprintf('\n Tiempo en el que se desarrolla: %3.2f [s]\n',tve)
    disp('-----')
    fprintf('\n Aceleración máxima en la dirección del gdl: %d \n',ci)
    ac=max(abs(ma(ci,:)));
    an=maxa(s,1);
    fprintf('\n A: %3.2f [m/s^2]\n',ac)
    fprintf('\n Tiempo en el que se desarrolla: %3.2f [s]\n',an)
    disp('-----')
end
c=1;
for i=1:ngl

```

```

figure % Crea múltiples ventanas gráficas (Por cada grado de libertad genera una
ventana con desplazamiento, velocidad y aceleración)
cg=num2str(i);
subplot(3,1,c),plot(tt,md(i,:), 'r'),title(strcat('Desplazamiento Grado Libertad:',cg))
ylabel('Desplazamiento (m)');xlabel('Tiempo (s)')
grid on
subplot(3,1,c+1),plot(tt,mv(i,:), 'g'),title(strcat('Velocidad Grado Libertad:',cg))
ylabel('Velocidad (m/s)');xlabel('Tiempo (s)')
grid on
subplot(3,1,c+2),plot(tt,ma(i,:)),title(strcat('Aceleración Grado Libertad:',cg))
ylabel('Aceleración (m/s^2)');xlabel('Tiempo (s)')
grid on
end
end
%---fin---

```

CAPÍTULO 4: VALIDACIÓN DEL MODELO MATEMÁTICO.

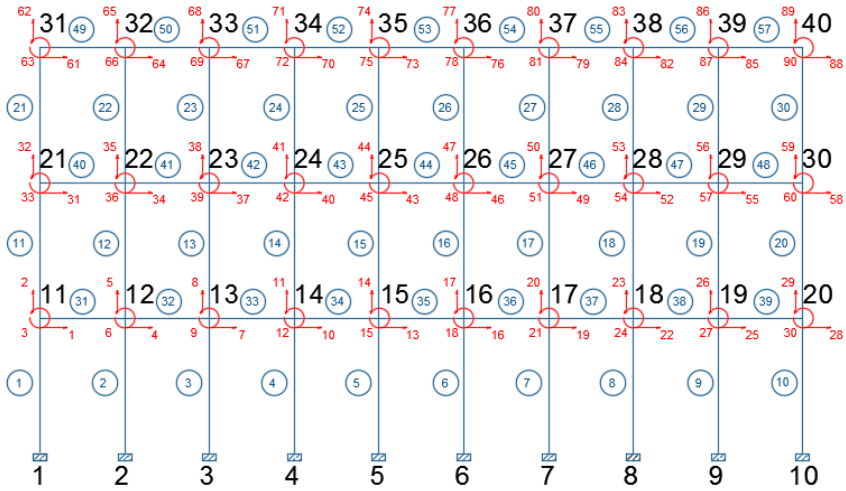
4.1 Resultados obtenidos con el algoritmo desarrollado y aplicación del método tiempo-historia.

Los métodos de integración paso a paso permiten calcular la historia en el tiempo de una estructura. Uno de tales métodos es el de Newmark el cual se va aplicar en el presente proyecto. En el método de Newmark se necesita conocer las matrices de rigidez y masa, además, se necesita determinar la matriz de amortiguamiento; es por eso que antes de realizar este tipo de análisis se calcularon los parámetros mencionados tal como se indica en los siguientes apartados.

Para el análisis del comportamiento de la estructura en el tiempo aplicando el método de Newmark, fue necesario considerar si existen simetrías en los pórticos longitudinales que se estén analizando, por ejemplo el de la figura 23; se puede observar que se trata de un pórtico plano con 3 grados de libertad por nodo y el mismo que cuenta con 57 elementos y 40 nodos; además, posee 90 grados de libertad por lo cual el costo computacional es elevado. Teniendo en cuenta las simetrías se podría analizar simplemente la mitad del pórtico quedando reducido a la forma que se aprecia en la figura 24.

En la figura 24 se puede apreciar un pórtico plano con 3 grados de libertad por nodo, que consta de 20 nodos, 27 elementos y 45 grados de libertad. El análisis se desarrollará mediante el método de Newmark aplicándolo a los pórticos A y B, que son pórticos longitudinales y tienen las mismas dimensiones, pero sus cargas estáticas son diferentes ya que el pórtico B tiene que soportar un volado de 2,30 m de ancho y el pórtico A no tiene que soportar esas cargas, es decir, la concentración de masas en los nodos de ambos pórticos varía. Para la aplicación del método de Newmark los pórticos A y B serán sometidos al “componente Este” del acelerograma del sismo ocurrido en Pedernales el 16 de Abril de 2016.

NUMERACIÓN DE NODOS, ELEMENTOS Y GRADOS DE LIBERTAD



NOMENCLATURA

- GRADO DE LIBERTAD EN EL SENTIDO HORIZONTAL ① ELEMENTO 1
- ↑ GRADO DE LIBERTAD EN EL SENTIDO VERTICAL 1 NODO 1
- GRADO DE LIBERTAD CORRESPONDIENTE AL GIRO

Figura 23. Pórtico con 40 Nodos y 57 elementos.

Fuente: Autores.

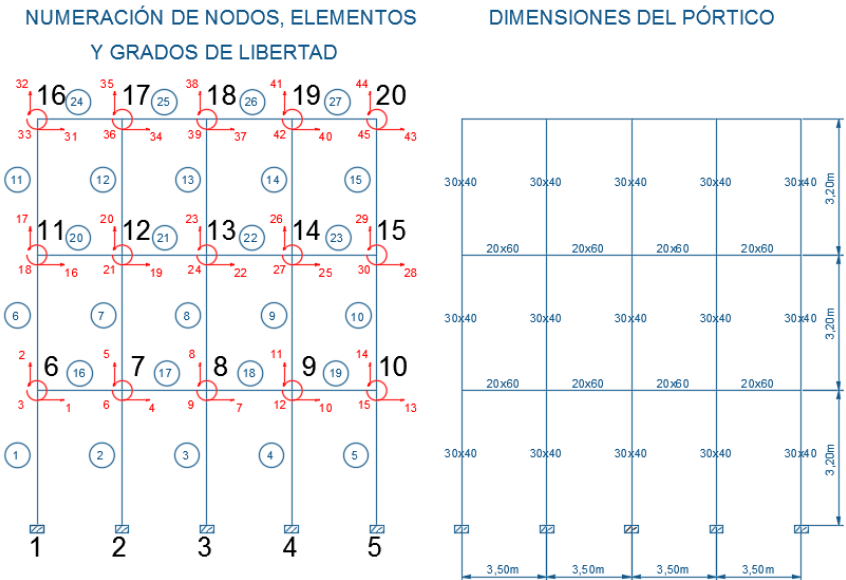


Figura 24. Pórtico con 20 Nodos y 27 elementos.

Fuente: Autores.

El análisis del comportamiento de la estructura en el tiempo se va a desarrollar también para los pórticos transversales denominados 1 y 2 (ver figura 25) de la estructura, aplicando el mismo método de Newmark y sometiendo a los pórticos al “componente Norte” del acelerograma del sismo ocurrido en Pedernales el 16 de Abril de 2016.

El pórtico 1 tiene las mismas dimensiones que el pórtico 2 pero sus cargas estáticas son distintas ya que el pórtico 1 está en el extremo del edificio y el pórtico 2, al igual que los pórticos 3, 4, 5, 6, 7, 8 y 9, son centrales.

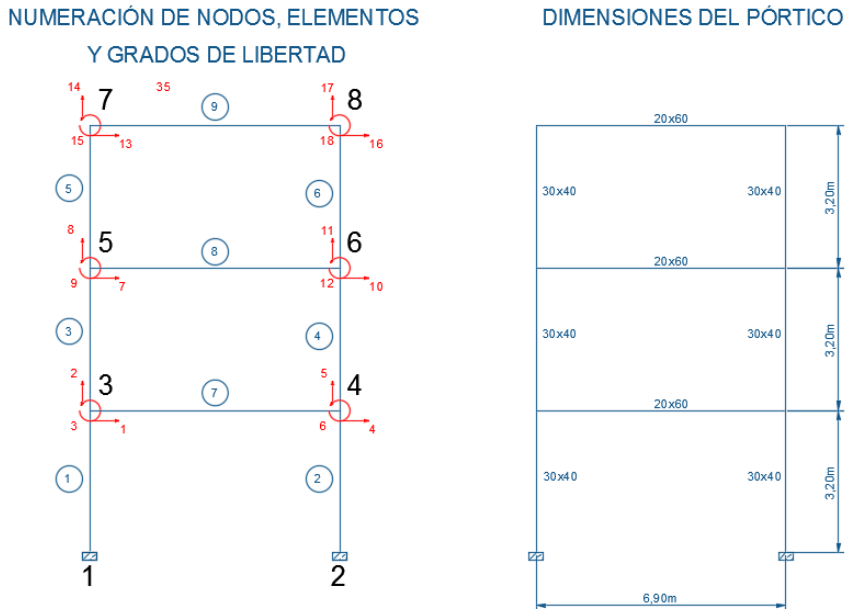


Figura 25. Pórtico plano con 3 grados de libertad por nodo.

Fuente: Autores.

4.1.1 Análisis Tiempo Historia del pórtico longitudinal A

Primeramente se procede a describir los respectivos insumos que serán de utilidad para ingresarlos en el algoritmo de cálculo. En la figura 24 se puede apreciar el pórtico A con su respectiva notación, donde se observa que tiene 20 nodos, 27 elementos y cuenta con 45 grados de libertad, debido a que es un pórtico plano con 3 grados de libertad por nodo, además de sus respectivas dimensiones.

Se dispone de un diagrama de distribución de masas de los nodos del pórtico A, como se puede apreciar en la figura 26.

CÁLCULO DE LAS MASAS

Masas concentradas en los nodos del pórtico A

Nodos: 7, 8, 9, 10, 12, 13, 14, 15.

CARGA MUERTA

Losa:	4,329	Ton
Paredes:	2,415	Ton
Viga:	2,498	Ton
Columna:	<u>0,922</u>	Ton
	10,164	Ton

CARGA

VIVA: 2,415

MASA TOTAL = CARGA MUERTA + CARGA VIVA

MASA TOTAL = 12,579 Ton

Nodos: 6, 11

CARGA MUERTA

Losa:	2,164	Ton
Paredes:	3,588	Ton
Viga:	1,994	Ton
Columna:	<u>0,922</u>	Ton
	8,668	Ton

CARGA

VIVA: 1,208

MASA TOTAL = CARGA MUERTA + CARGA VIVA

MASA TOTAL = 9,876 Ton

Nodos: 17, 18, 19, 20

CARGA MUERTA

Losa:	4,329	Ton
Paredes:	0	Ton
Viga:	2,498	Ton
Columna:	<u>0</u>	Ton
	6,827	Ton

CARGA

VIVA: 0,845

MASA TOTAL = CARGA MUERTA + CARGA VIVA

MASA TOTAL = 7,672 Ton

Nodo: 16

CARGA MUERTA

Losa: 2,164 Ton

Paredes: 0 Ton

Viga: 1,994 Ton

Columna: 0 Ton
4,158 Ton

CARGA VIVA:

0,423

MASA TOTAL = CARGA MUERTA + CARGA VIVA

MASA TOTAL = 4,581 Ton

Distribución de masas en los nodos del pórtico A

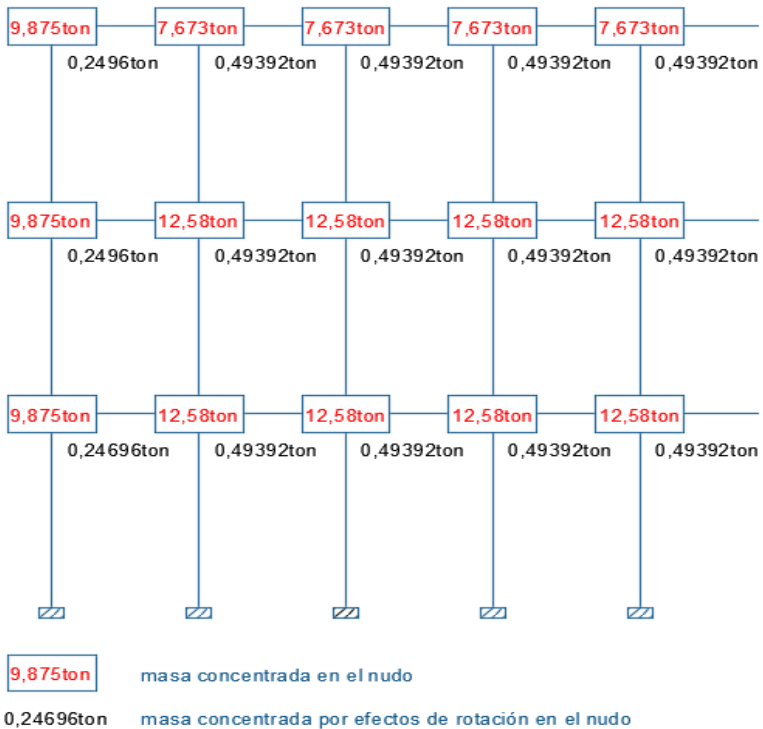


Figura 26. Distribución de masas en los nodos del pórtico A.

Fuente: Autores.

Primeramente se va a proceder a describir cual es el procedimiento de ingreso de los insumos en el programa de cálculo:

1. Número de nodos que posee el pórtico.
2. Número de nodos restringidos (y se va describiendo a qué nodo del pórtico pertenecen), además se analiza cada nodo considerando si tienen restricciones de desplazamiento o rotación.
3. Número de elementos que componen el pórtico.
4. Se ingresa el nodo inicial y final de cada elemento, con lo cual se obtiene el arreglo de los vectores de colocación.
5. Se ingresa el módulo de elasticidad (en el presente proyecto $E = 2188197,9 \text{ ton/m}^2$).
6. Se ingresa la medida de la base de la sección transversal, en metros.
7. Se ingresa la medida de la altura de la sección transversal, en metros.
8. Se ingresa la longitud del elemento de nodo a nodo, en metros.
9. Se ingresa el ángulo de inclinación del elemento con respecto a la horizontal y se obtiene la matriz de rigidez.
10. Para la determinación de la matriz de masas primero se ingresa la masa concentrada en el nodo inicial, después la masa concentrada por efectos de rotación en el mismo nodo; este procedimiento se repite con todos los nodos haciendo uso del diagrama de distribución de masas en los nodos de los pórticos, cabe mencionar que en el presente proyecto las masas se ingresaron en toneladas.
11. Para la determinación de la matriz de amortiguamiento se hizo uso del algoritmo de Wilson y Penzien, descrito en el capítulo 2, utilizando un factor de 0,05 para las frecuencias de amortiguamiento.

Los resultados obtenidos del programa son las matrices de rigidez K , masas M y amortiguamiento C , que son de orden 45, guardando concordancia con el número de grados de libertad que posee el pórtico A (debido a las dimensiones de las matrices, es imposible presentarlas en el documento; por lo cual se anexan como archivos digitales en conjunto con las componentes del acelerograma del sismo del 16 de abril del 2016 ocurrido en pedernales).

Una vez obtenidas las matrices de rigidez, masas y amortiguamiento se procede a la aplicación del método de Newmark para obtener desplazamientos, velocidades y aceleraciones máximas en la dirección de cada grado de libertad y el tiempo en que se desarrolla cada una. A continuación se presenta las gráficas de desplazamiento, velocidad y aceleración versus tiempo, además se presenta los valores máximos de cada magnitud en la dirección de cada grado de libertad y los instantes en que se desarrollan.

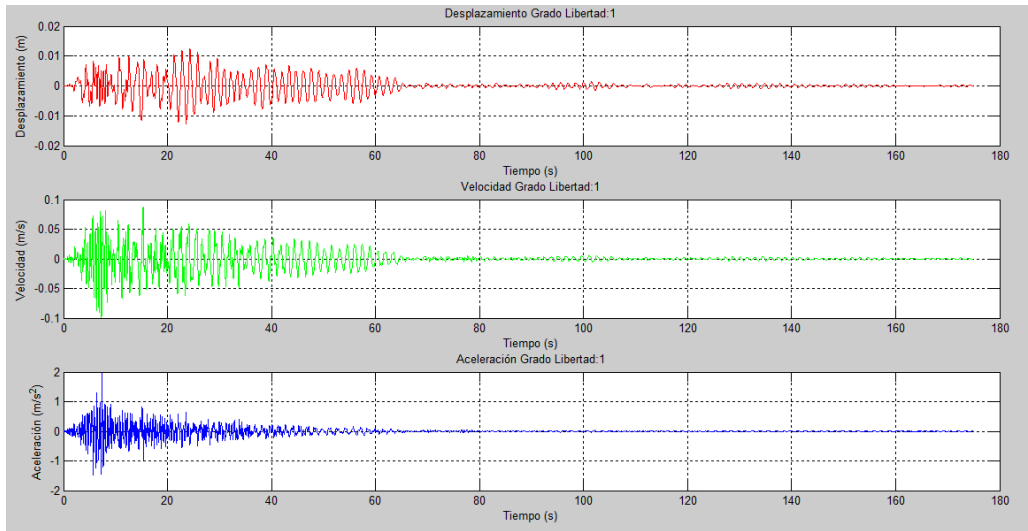


Figura 27. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 1.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 1

D: 0.01 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 24.31 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 1

V: 0.10 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 15.32 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 1

A: 1.96 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 7.34 [s]

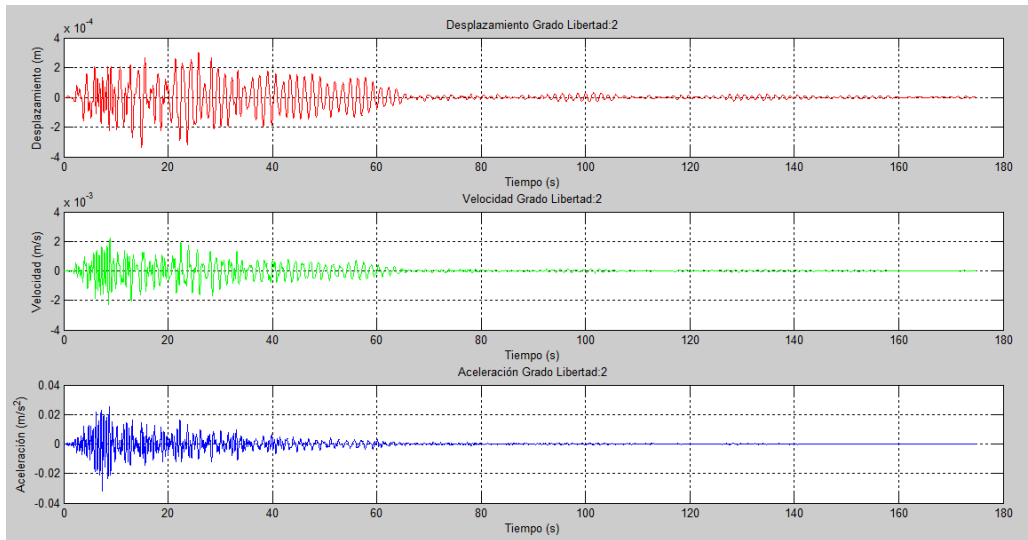


Figura 28. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 2.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 2

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 25.85 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 2

V: 0.00 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.87 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 2

A: 0.03 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.73 [s]

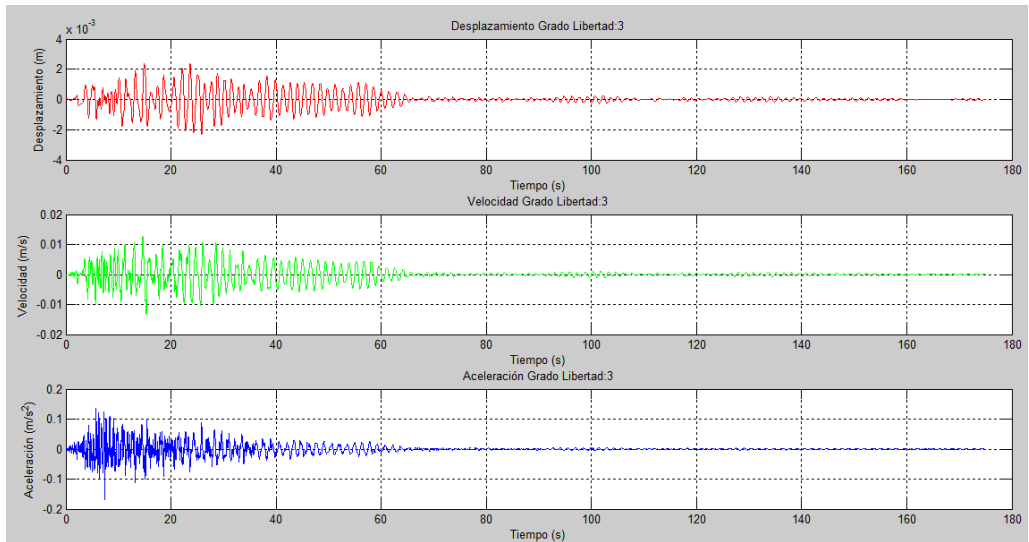


Figura 29. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 3.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 3

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 23.62 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 3

V: 0.01 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 14.64 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 3

A: 0.17 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 5.74 [s]

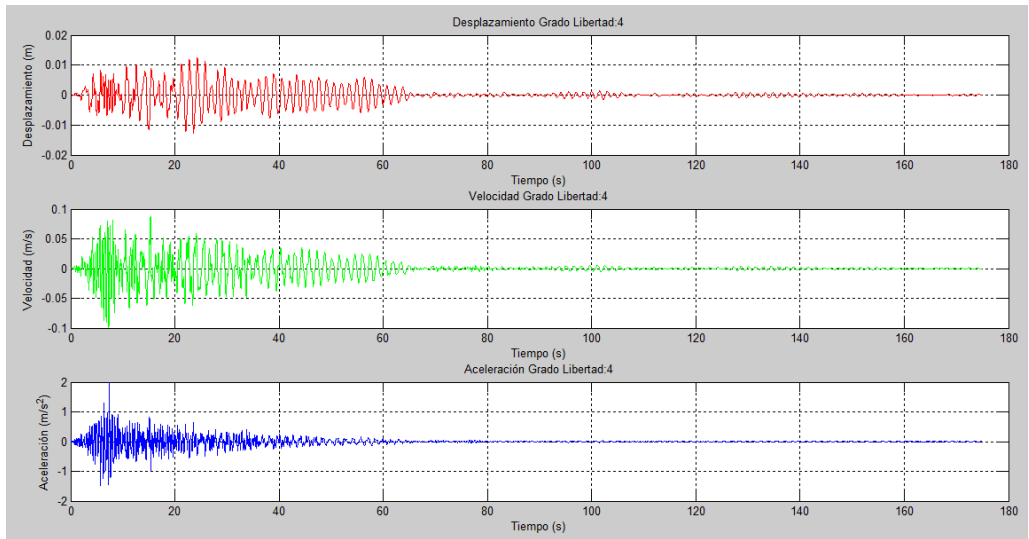


Figura 30. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 4.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 4

D: 0.01 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 24.31 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 4

V: 0.10 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 15.32 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 4

A: 1.97 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 7.34 [s]

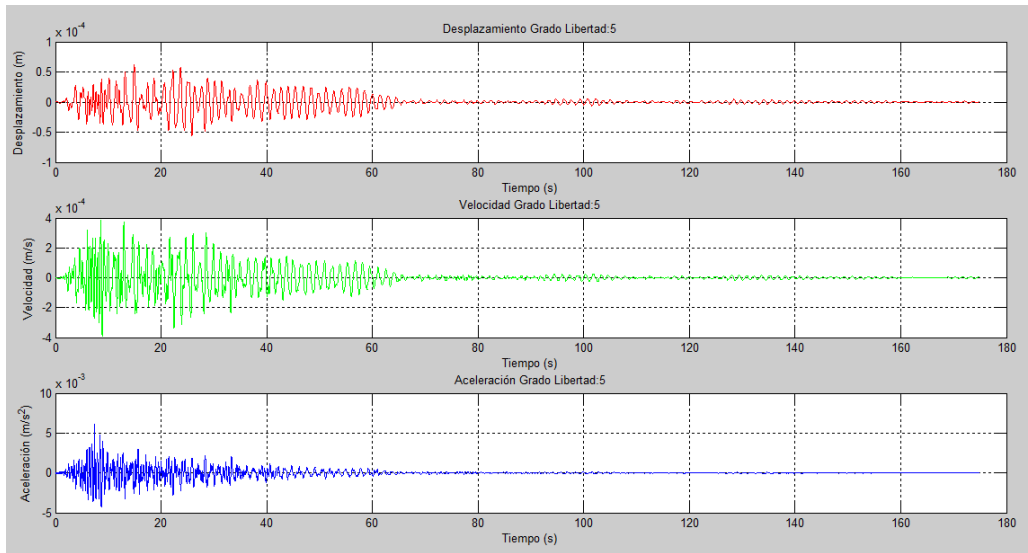


Figura 31. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 5.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 5

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 14.93 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 5

V: 0.00 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.60 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 5

A: 0.01 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 7.44 [s]

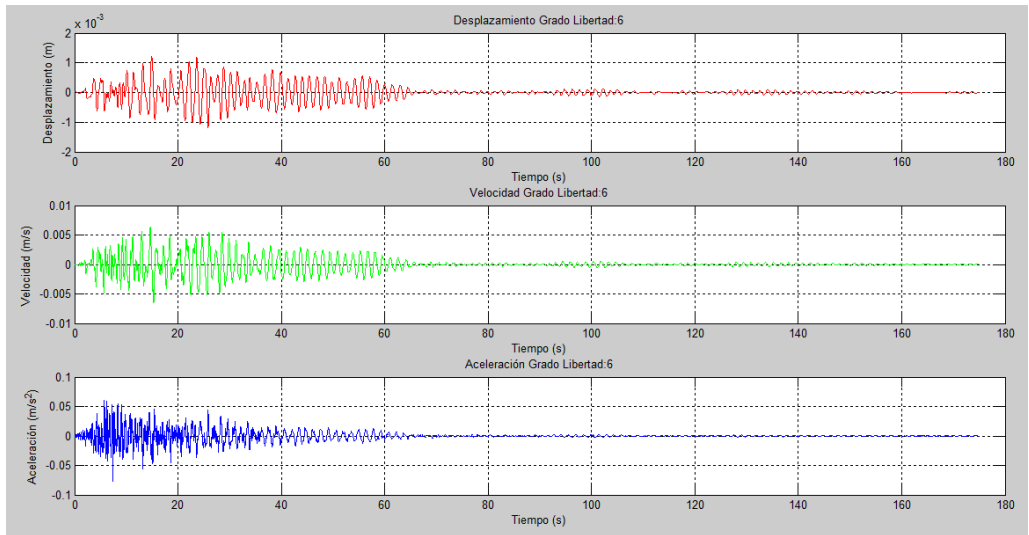


Figura 32. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 6.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 6

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 14.92 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 6

V: 0.01 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 14.64 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 6

A: 0.08 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 5.74 [s]

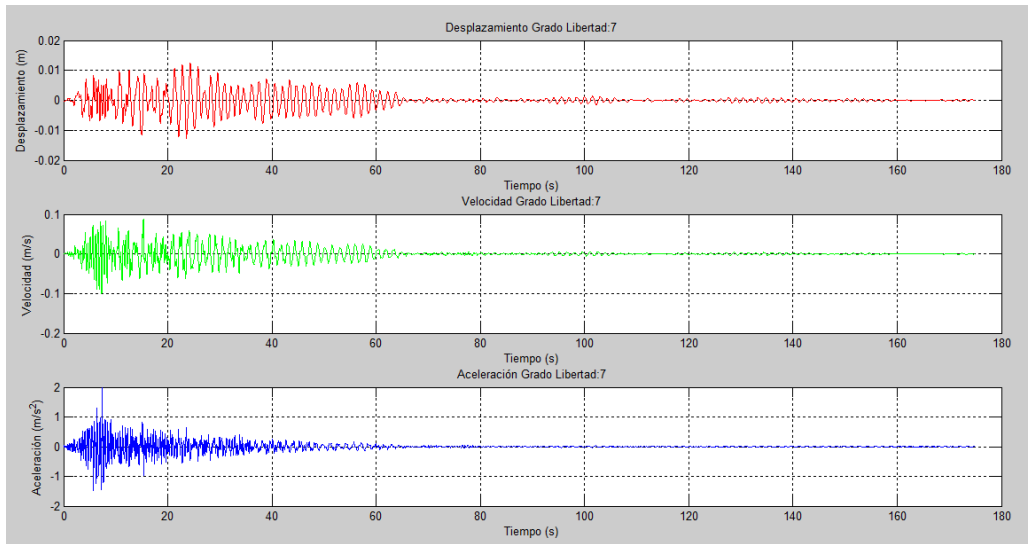


Figura 33. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 7.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 7

D: 0.01 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 24.31 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 7

V: 0.10 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 15.32 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 7

A: 1.97 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 7.34 [s]

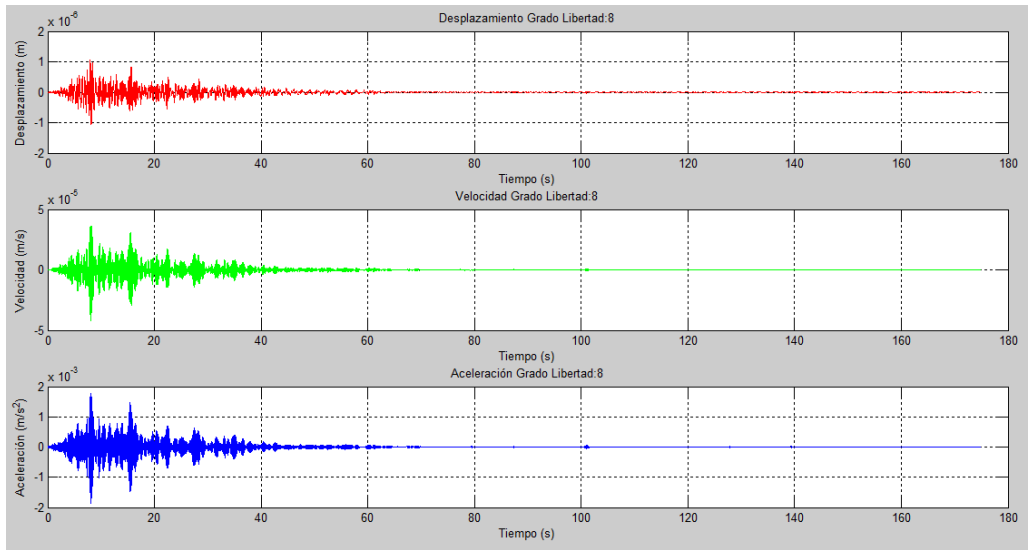


Figura 34. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 8.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 8

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 7.91 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 8

V: 0.00 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.30 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 8

A: 0.00 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.12 [s]

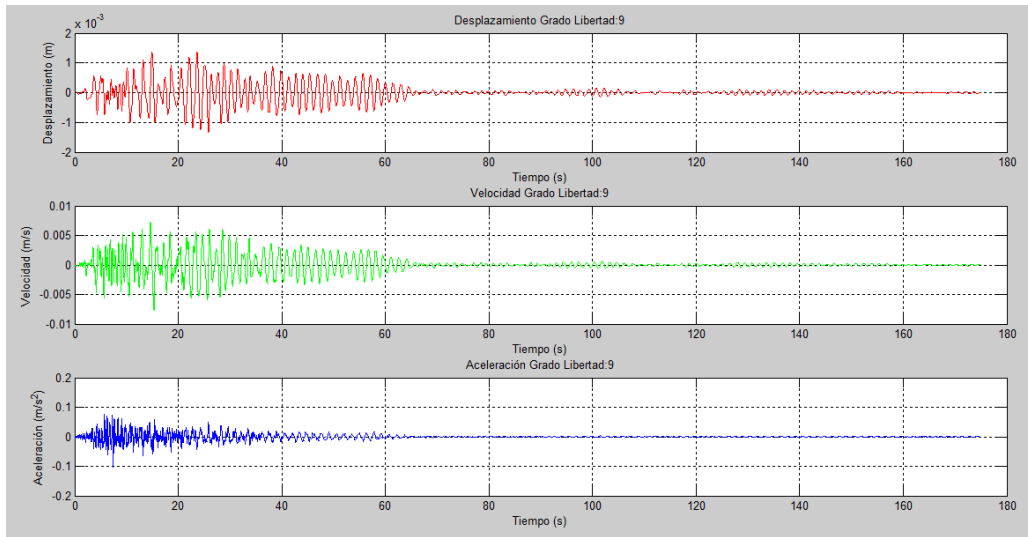


Figura 35. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 9.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 9

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 23.62 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 9

V: 0.01 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 14.64 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 9

A: 0.10 [m/s^2]

Tiempo en el que se desarrolla: 5.74 [s]

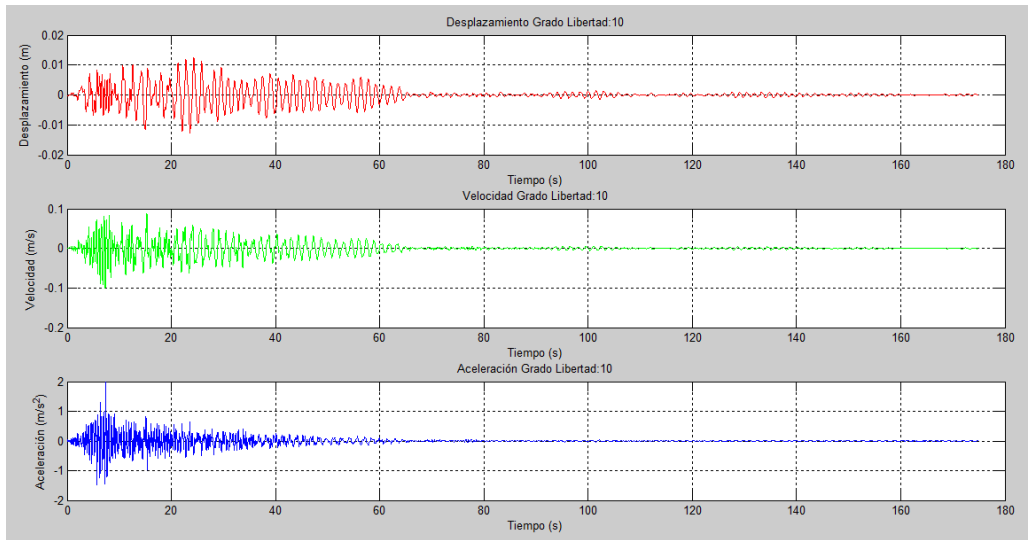


Figura 36. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 10.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 10

D: 0.01 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 24.31 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 10

V: 0.10 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 15.32 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 10

A: 1.98 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 7.34 [s]

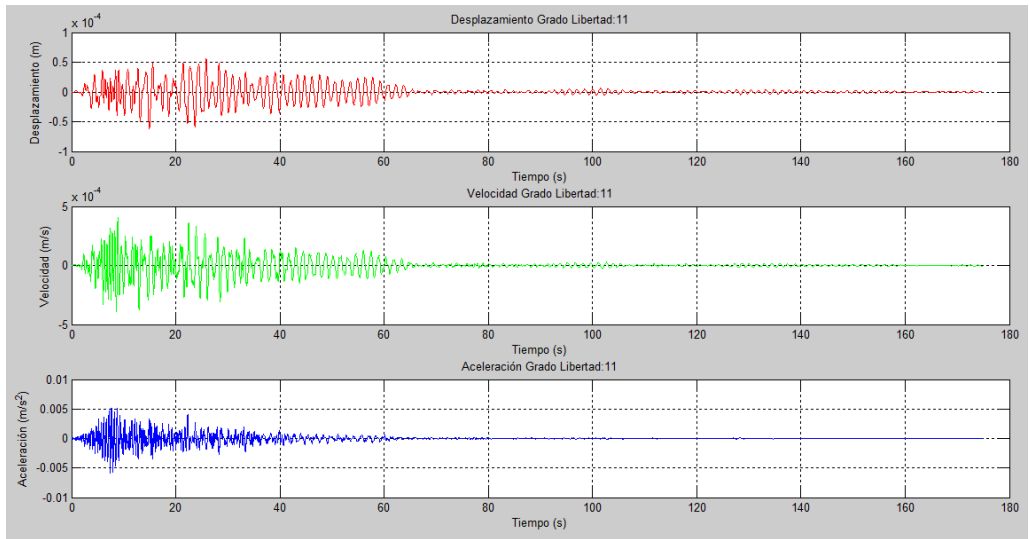


Figura 37. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 11.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 11

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 25.85 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 11

V: 0.00 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.88 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 11

A: 0.01 [m/s^2]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.72 [s]

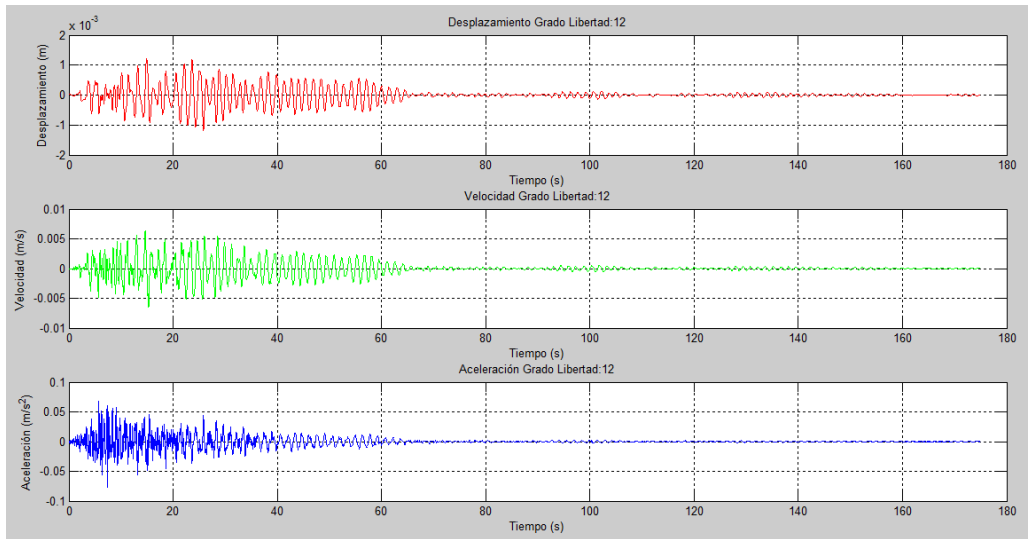


Figura 38. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 12.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 12

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 14.92 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 12

V: 0.01 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 14.64 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 12

A: 0.08 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 5.74 [s]

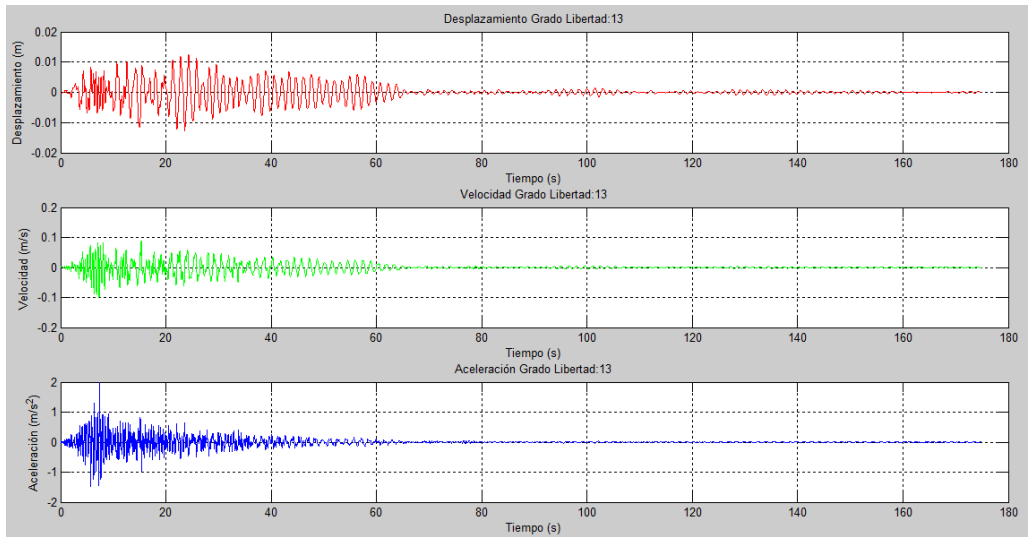


Figura 39. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 13.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 13

D: 0.01 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 24.31 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 13

V: 0.10 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 15.32 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 13

A: 1.98 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 7.34 [s]

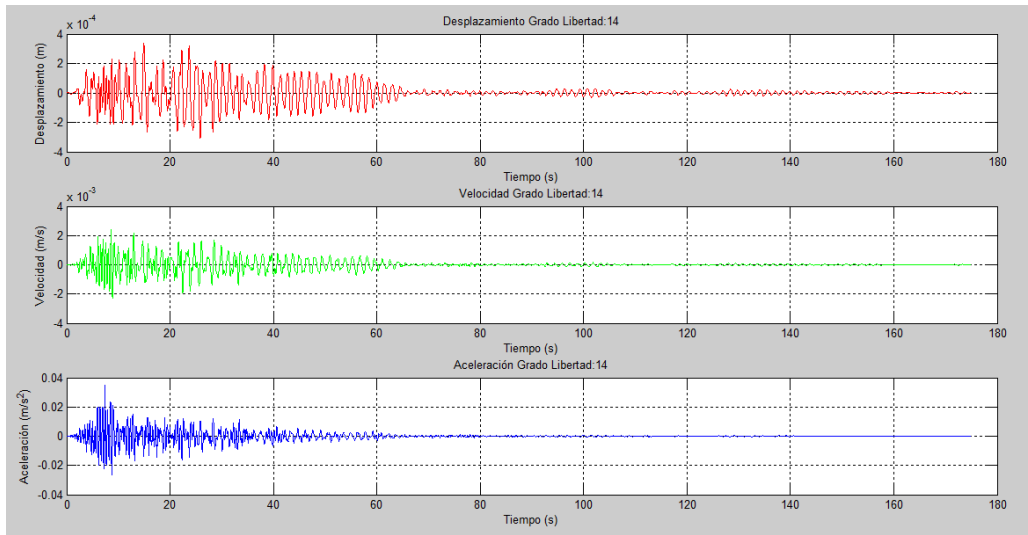


Figura 40. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 14.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 14

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 14.91 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 14

V: 0.00 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.58 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 14

A: 0.03 [m/s^2]

Tiempo en el que se desarrolla: 7.45 [s]

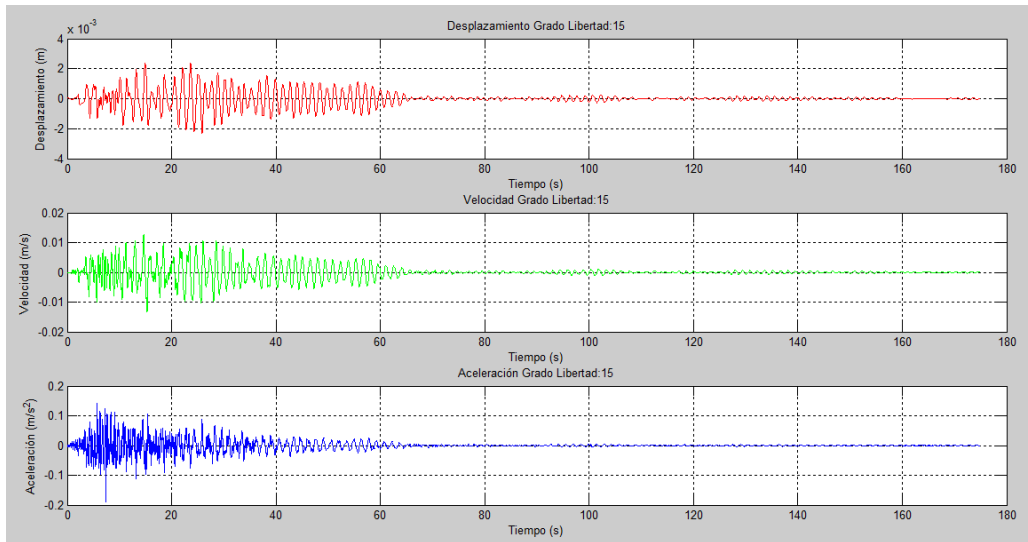


Figura 41. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 15.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 15

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 23.62 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 15

V: 0.01 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 14.64 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 15

A: 0.19 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 5.75 [s]

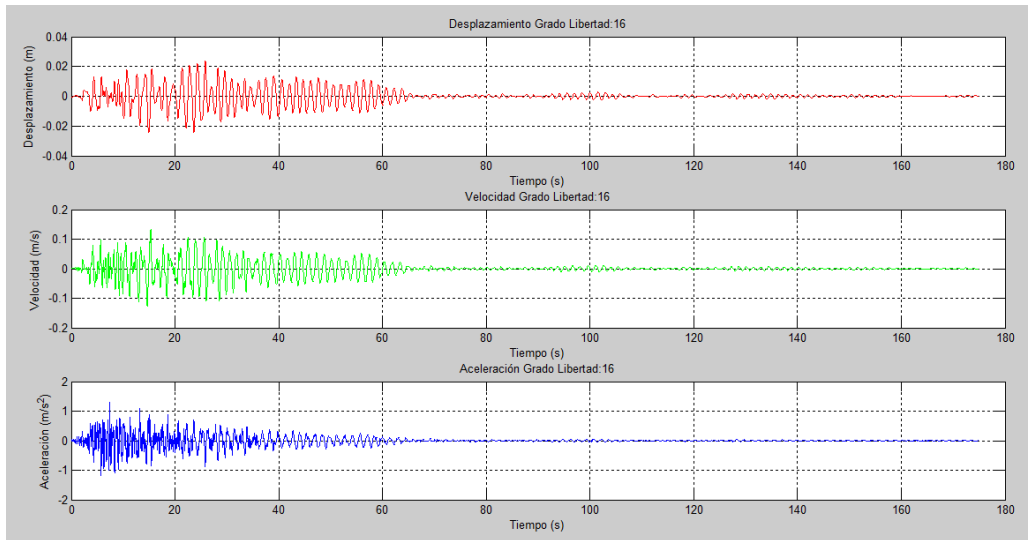


Figura 42. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 16.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 16

D: 0.02 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 25.84 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 16

V: 0.13 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 15.32 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 16

A: 1.29 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 7.34 [s]

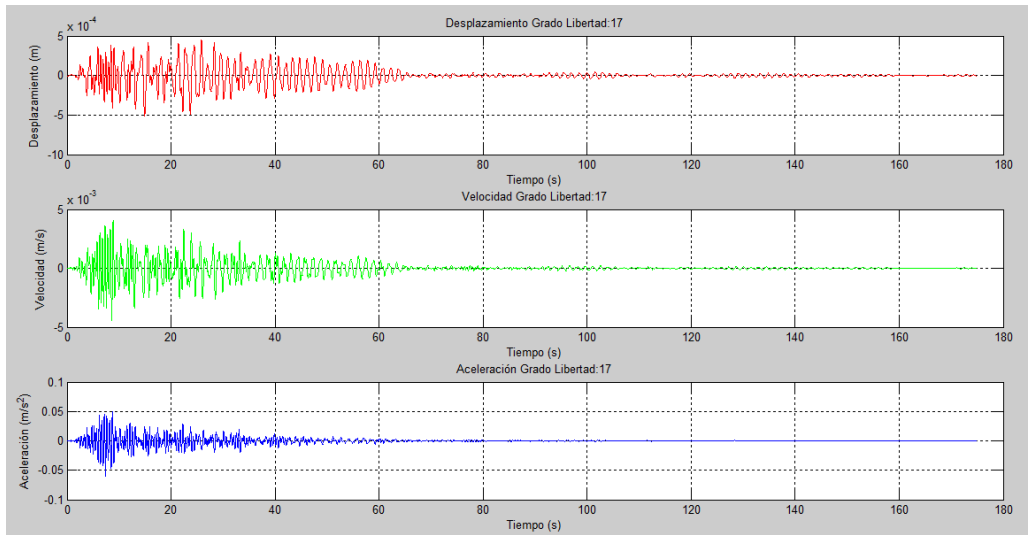


Figura 43. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 17.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 17

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 25.86 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 17

V: 0.00 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.87 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 17

A: 0.06 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.71 [s]

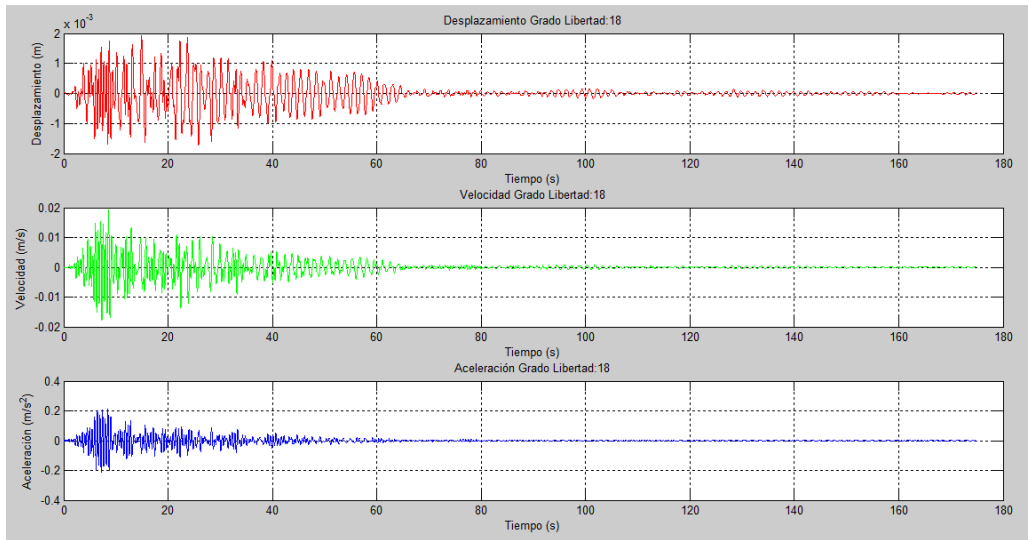


Figura 44. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 18.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 18

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 14.91 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 18

V: 0.02 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.59 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 18

A: 0.21 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.45 [s]

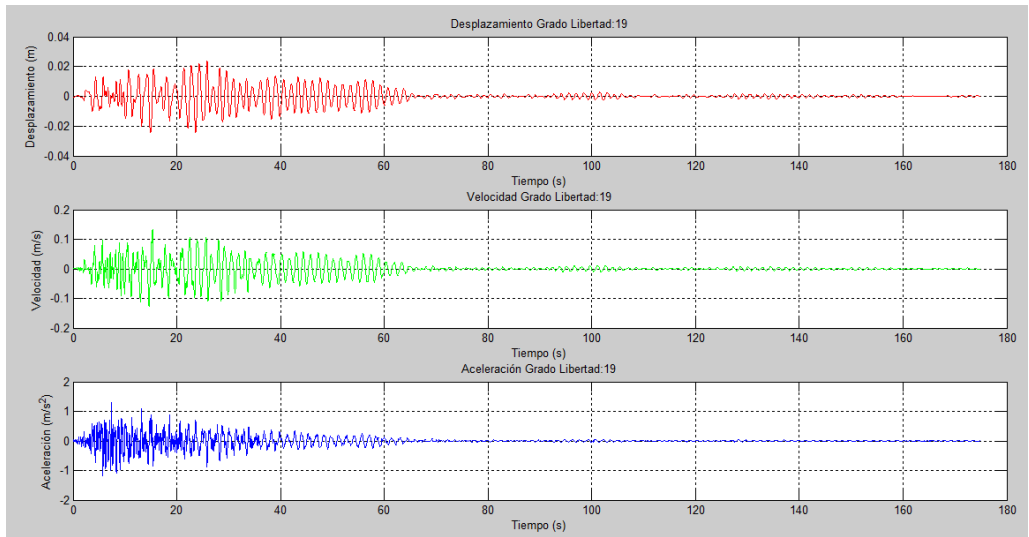


Figura 45. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 19.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 19

D: 0.02 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 25.84 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 19

V: 0.13 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 15.32 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 19

A: 1.29 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 7.34 [s]

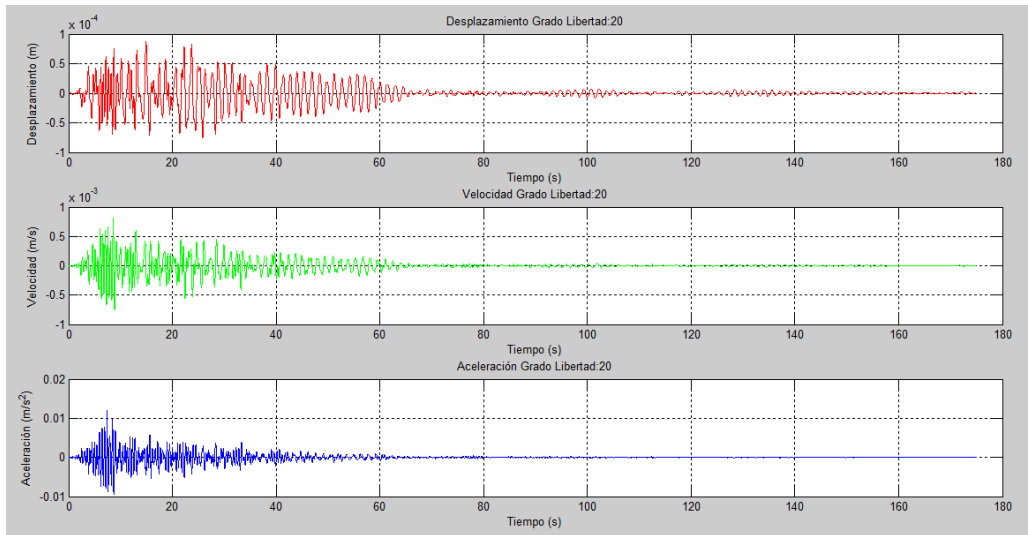


Figura 46. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 20.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 20

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 14.92 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 20

V: 0.00 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.61 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 20

A: 0.01 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 7.43 [s]

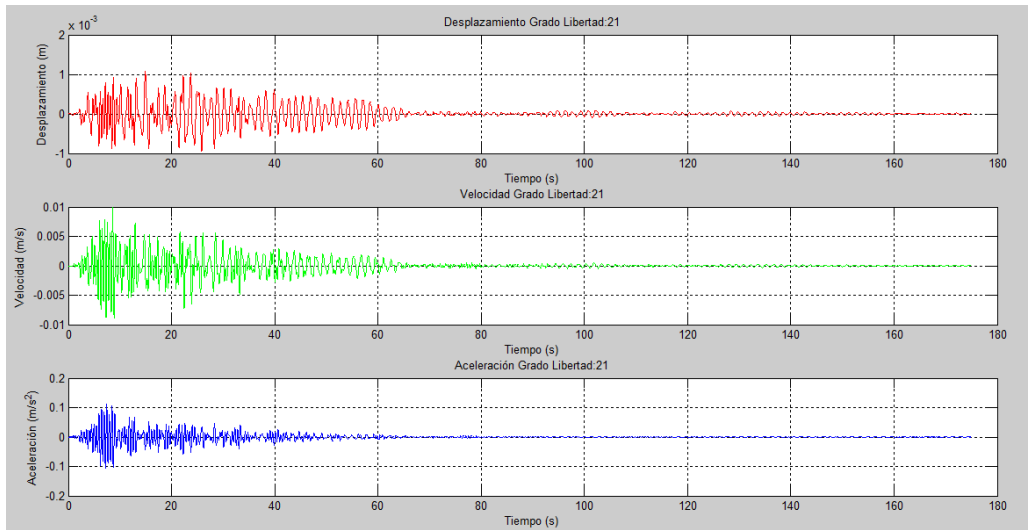


Figura 47. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 21.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 21

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 14.92 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 21

V: 0.01 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.59 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 21

A: 0.11 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 7.46 [s]

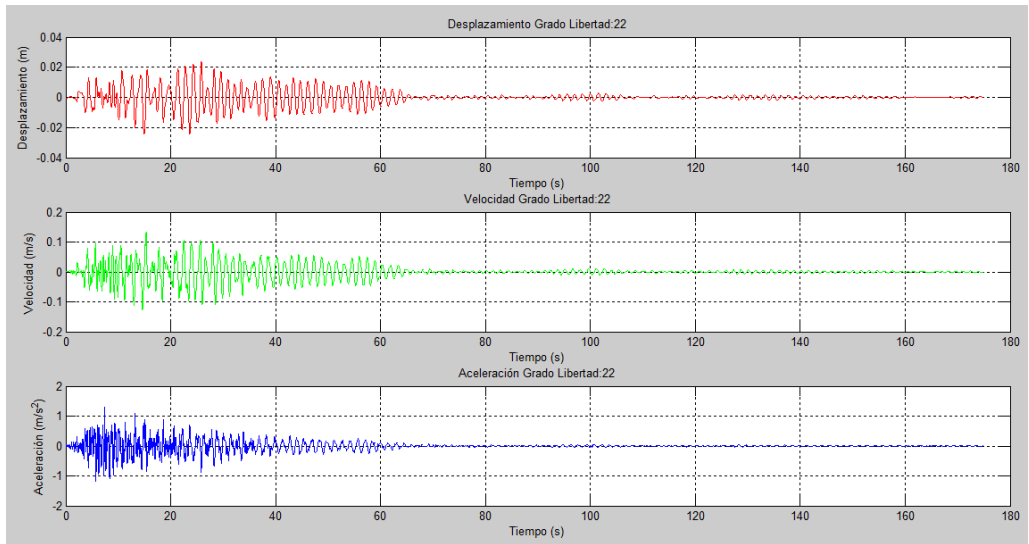


Figura 48. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 22.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 22

D: 0.02 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 25.84 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 22

V: 0.13 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 15.32 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 22

A: 1.29 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 7.34 [s]

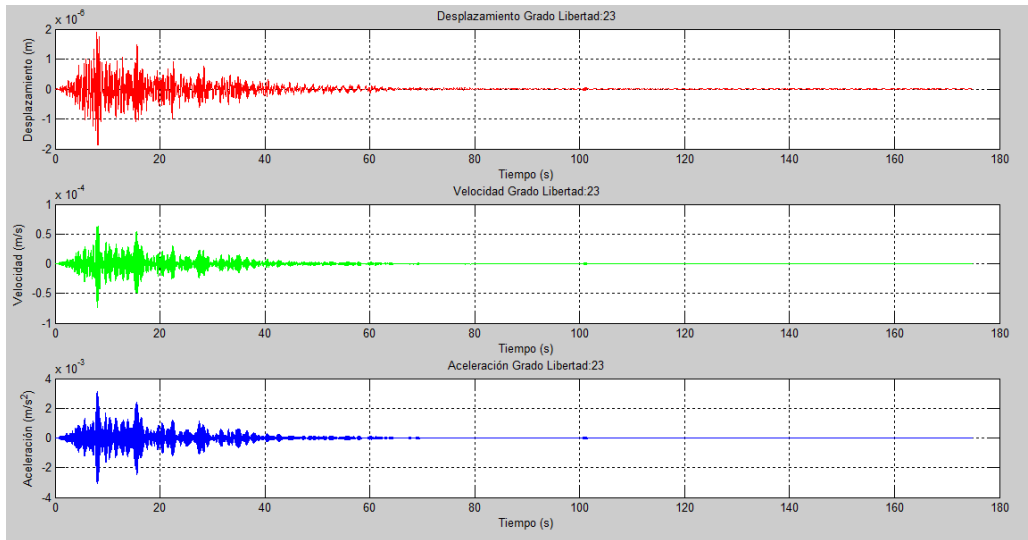


Figura 49. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 23.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 23

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 7.91 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 23

V: 0.00 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.30 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 23

A: 0.00 [m/s^2]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.12 [s]

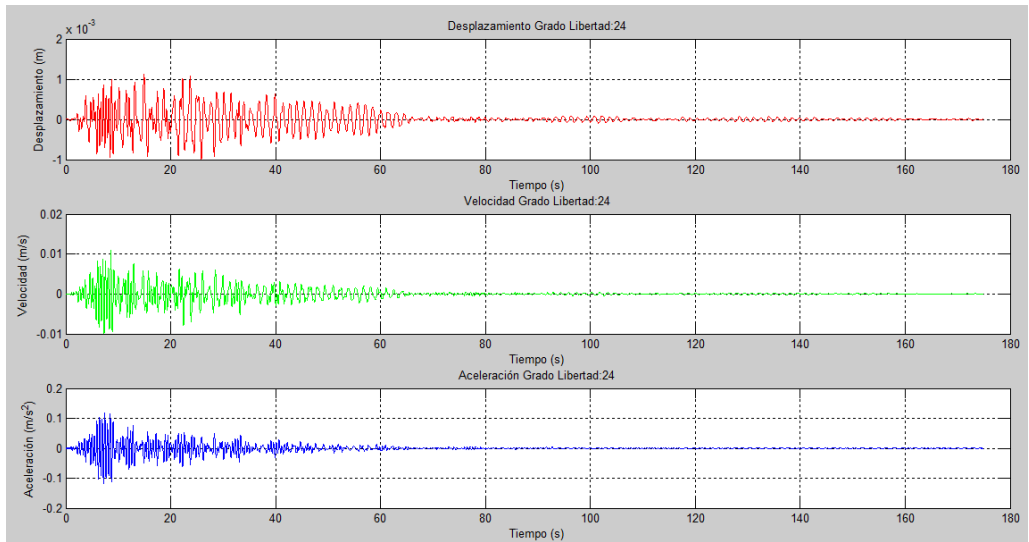


Figura 50. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 24.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 24

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 14.91 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 24

V: 0.01 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.59 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 24

A: 0.12 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 7.43 [s]

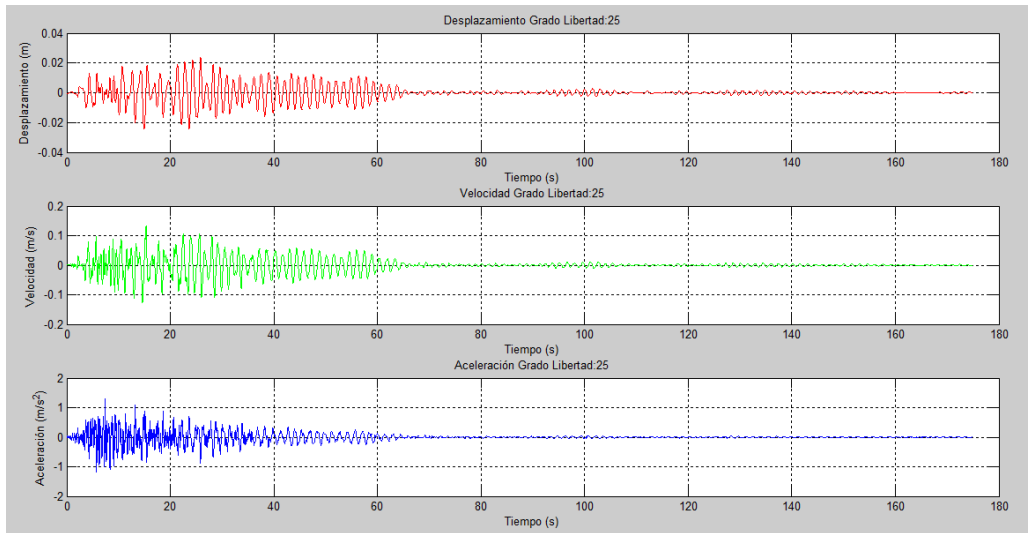


Figura 51. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 25.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 25

D: 0.02 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 25.84 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 25

V: 0.13 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 15.32 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 25

A: 1.29 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 7.34 [s]

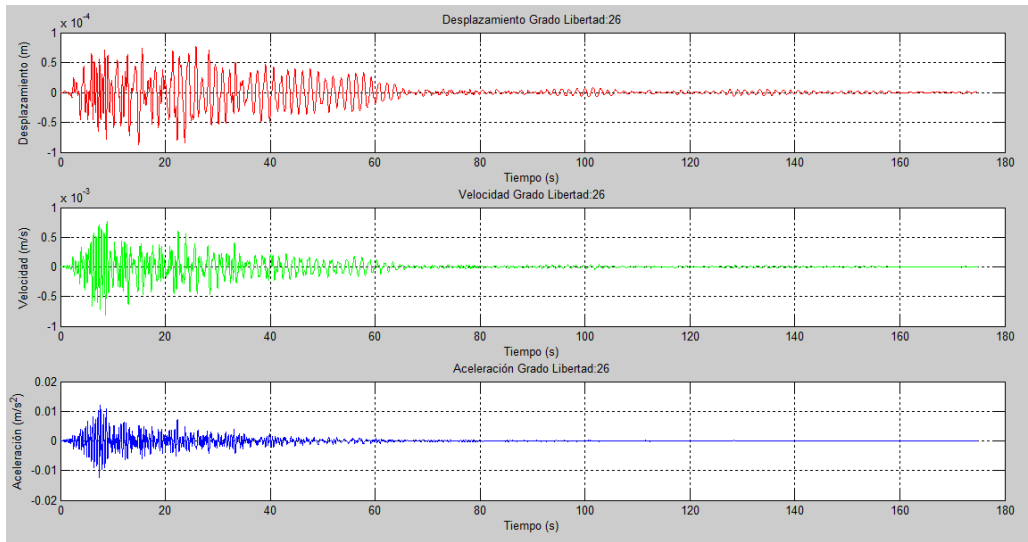


Figura 52. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 26.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 26

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 25.86 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 26

V: 0.00 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.87 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 26

A: 0.01 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 7.64 [s]

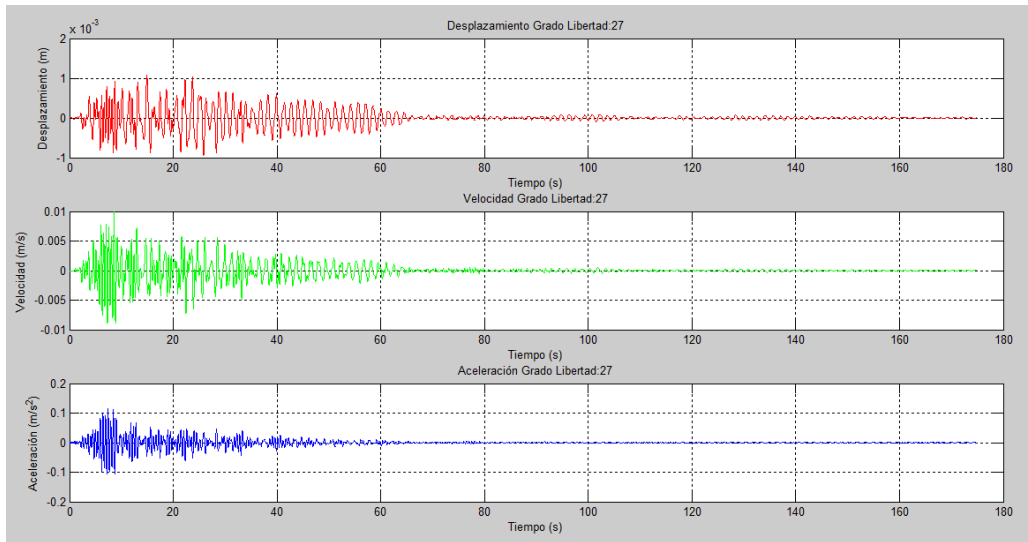


Figura 53. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 27.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 27

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 14.92 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 27

V: 0.01 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.59 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 27

A: 0.11 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 7.44 [s]

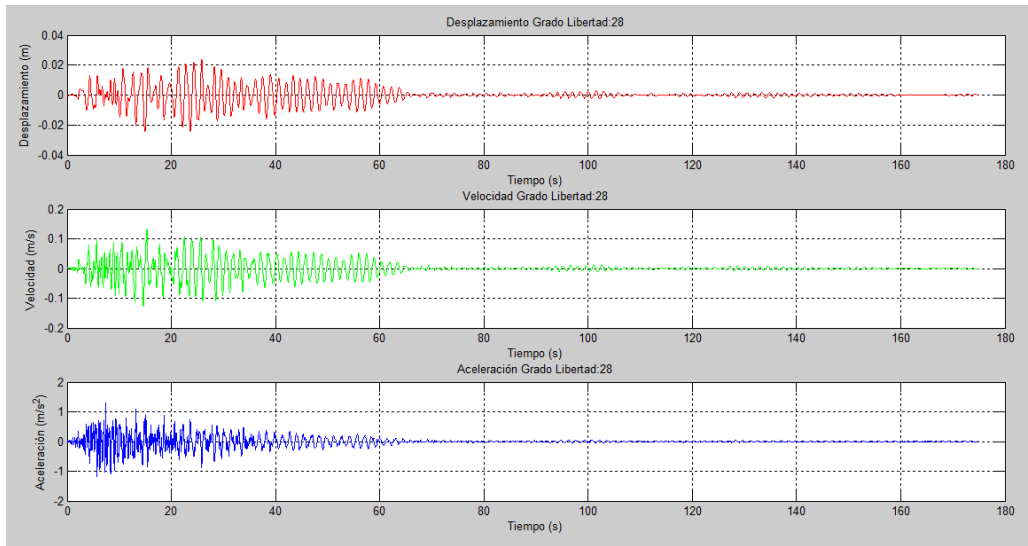


Figura 54. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 28.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 28

D: 0.02 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 25.84 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 28

V: 0.13 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 15.32 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 28

A: 1.29 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 7.34 [s]

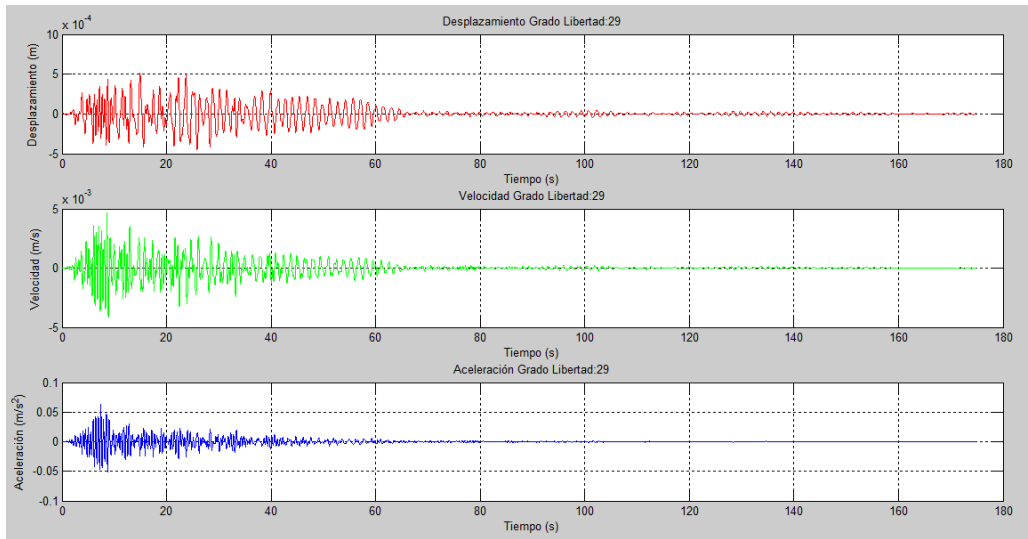


Figura 55. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 29.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 29

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 14.91 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 29

V: 0.00 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.58 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 29

A: 0.06 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 7.45 [s]

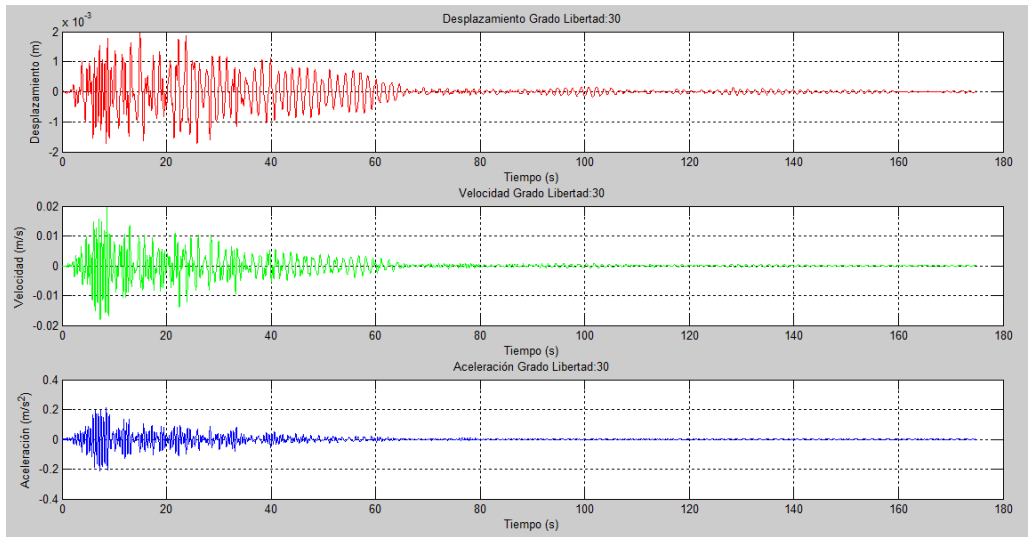


Figura 56. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 30.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 30

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 14.91 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 30

V: 0.02 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.59 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 30

A: 0.21 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.46 [s]

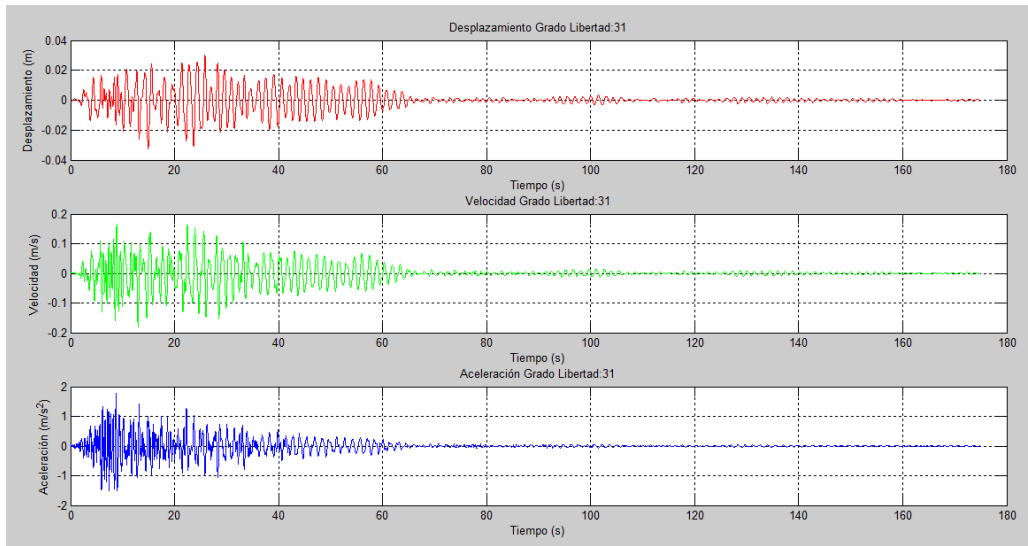


Figura 57. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 31.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 31

D: 0.03 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 25.84 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 31

V: 0.18 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.89 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 31

A: 1.78 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.76 [s]

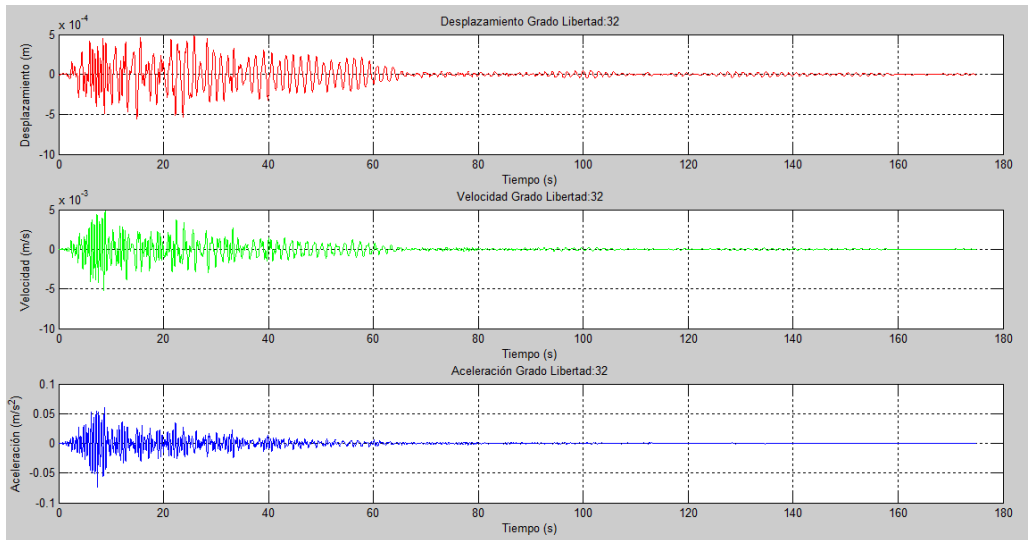


Figura 58. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 32.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 32

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 25.86 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 32

V: 0.01 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.86 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 32

A: 0.07 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.71 [s]

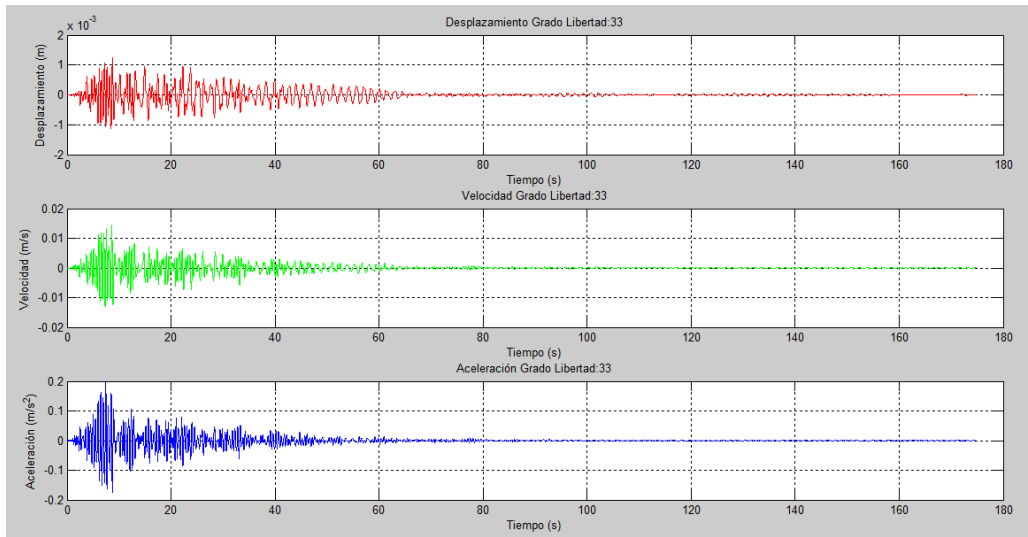


Figura 59. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 33.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 33

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.73 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 33

V: 0.01 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.60 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 33

A: 0.20 [m/s^2]

Tiempo en el que se desarrolla: 7.45 [s]

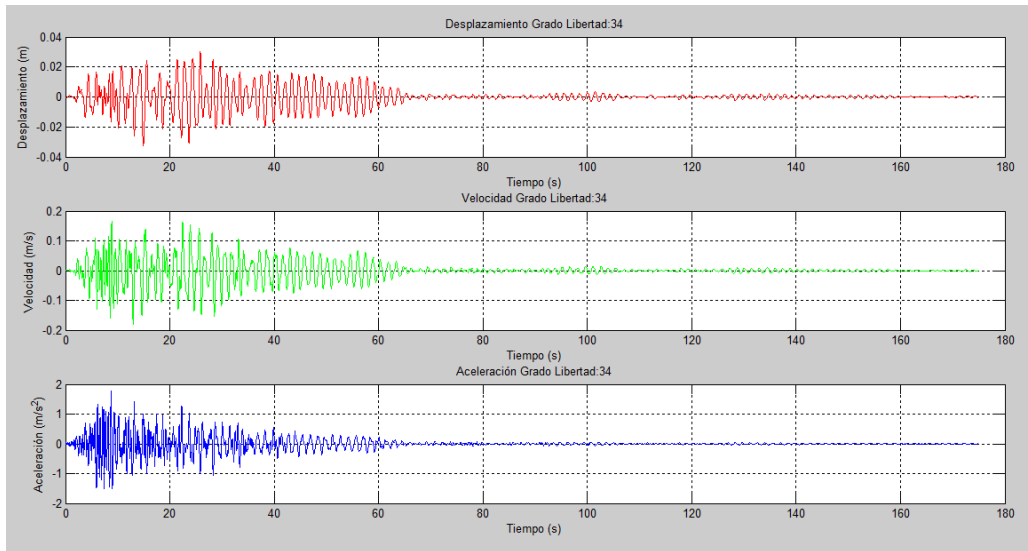


Figura 60. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 34.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 34

D: 0.03 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 25.84 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 34

V: 0.18 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.89 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 34

A: 1.78 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.76 [s]

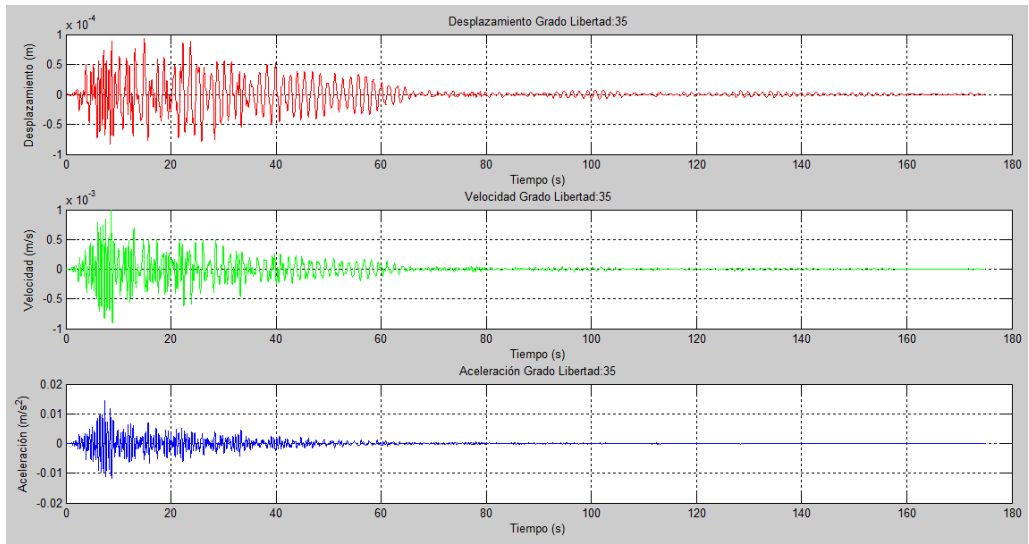


Figura 61. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 35.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 35

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 14.93 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 35

V: 0.00 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.61 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 35

A: 0.01 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 7.43 [s]

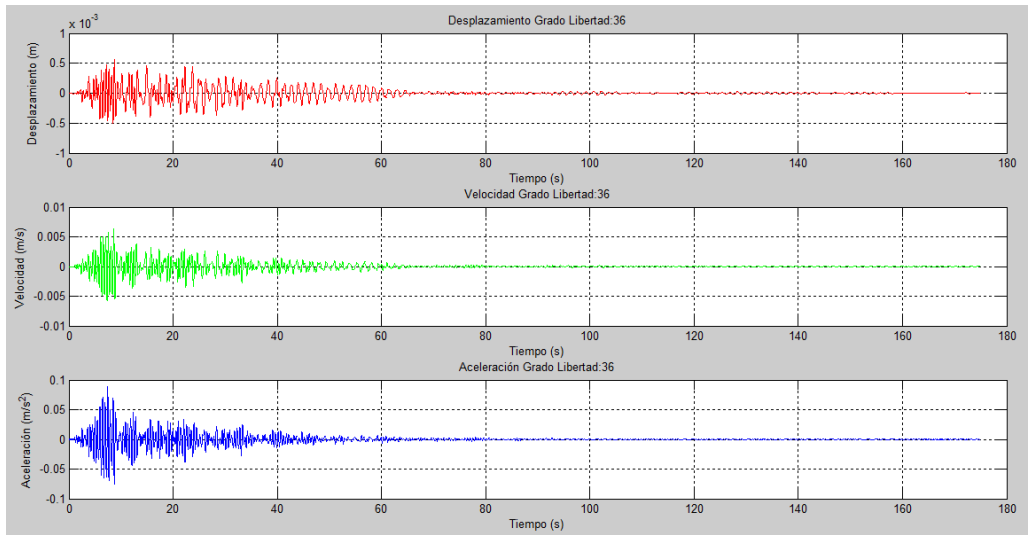


Figura 62. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 36.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 36

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.73 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 36

V: 0.01 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.60 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 36

A: 0.09 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 7.45 [s]

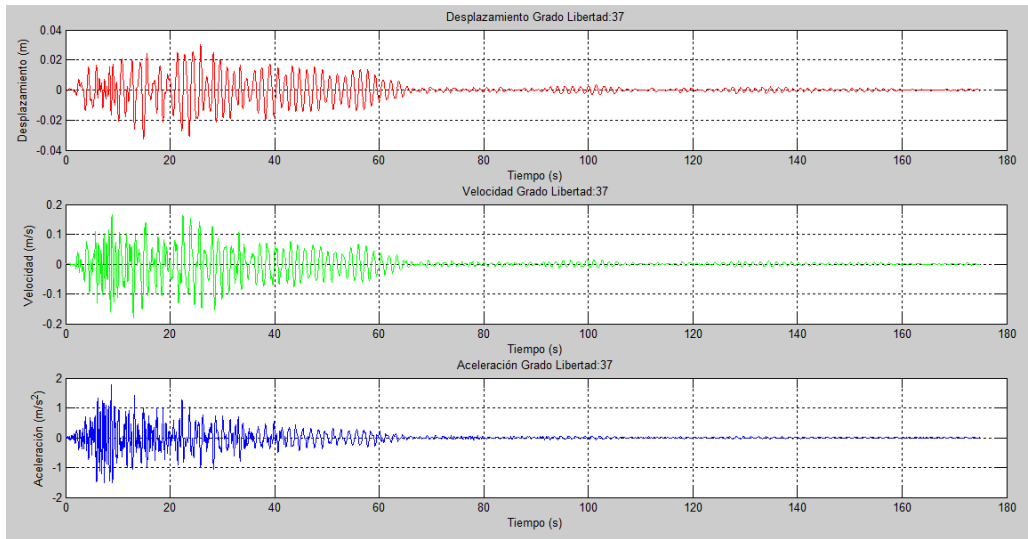


Figura 63. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 37.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 37

D: 0.03 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 25.84 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 37

V: 0.18 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.89 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 37

A: 1.79 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.76 [s]

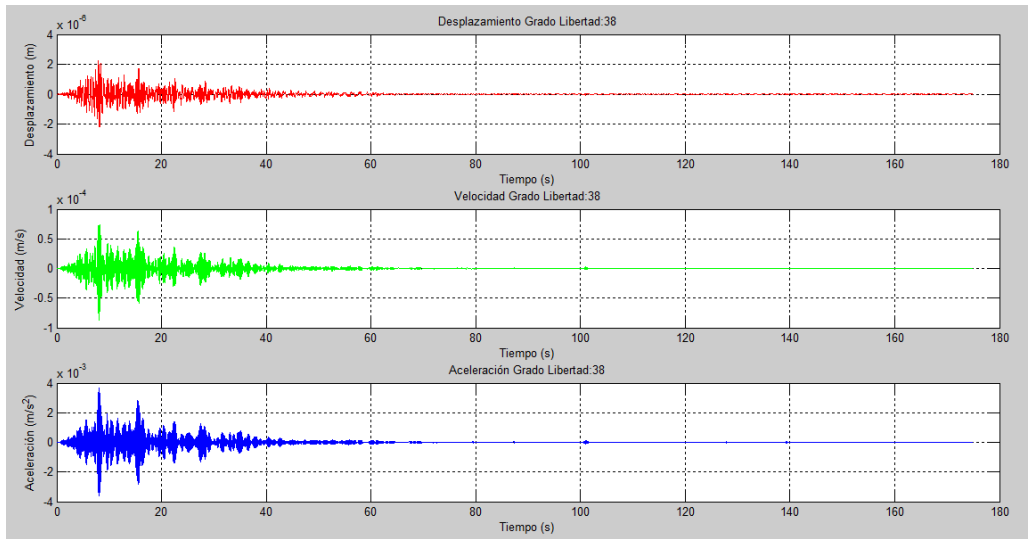


Figura 64. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 38.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 38

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 7.91 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 38

V: 0.00 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.30 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 38

A: 0.00 [m/s^2]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.12 [s]

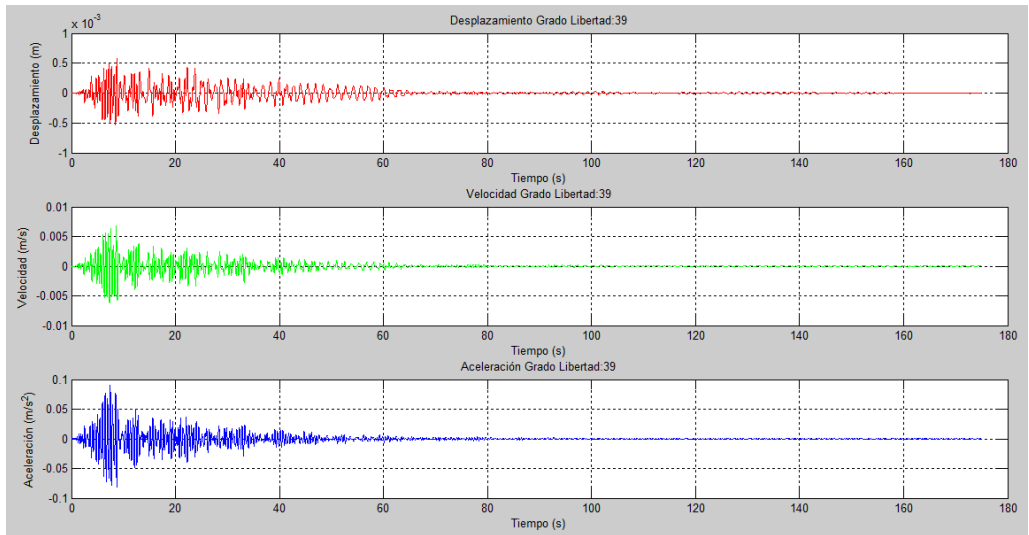


Figura 65. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 39.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 39

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.73 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 39

V: 0.01 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.60 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 39

A: 0.09 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 7.46 [s]

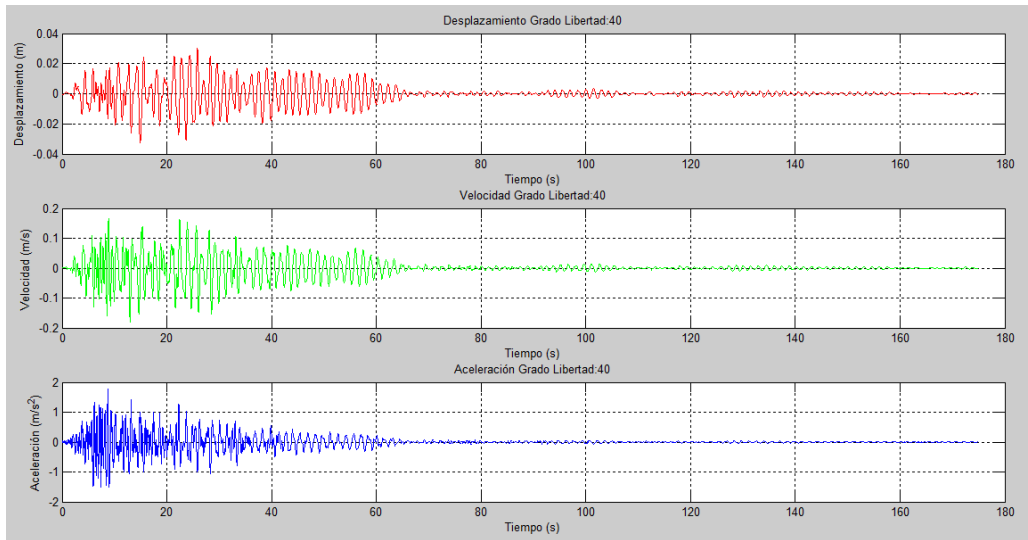


Figura 66. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 40.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 40

D: 0.03 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 25.84 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 40

V: 0.18 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.89 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 40

A: 1.79 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.76 [s]

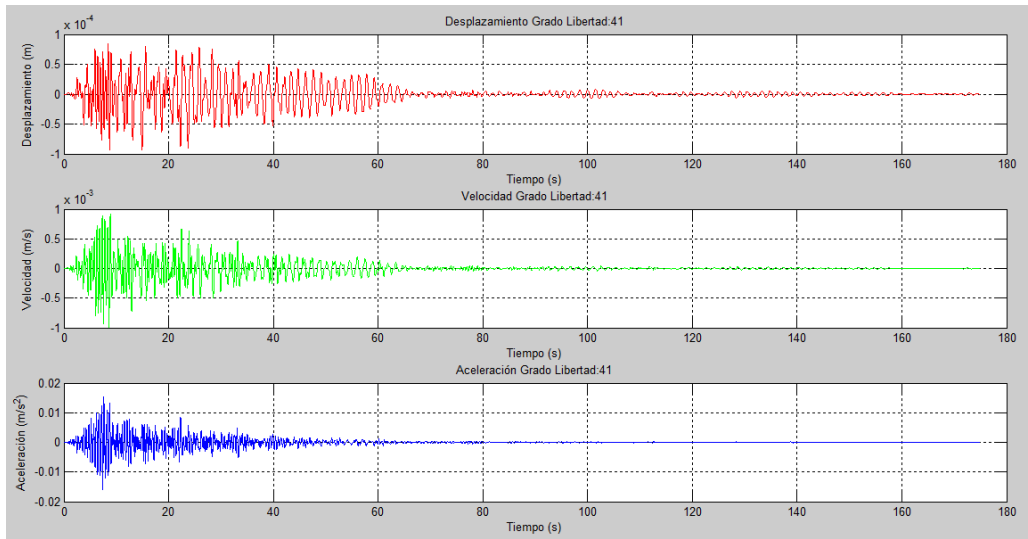


Figura 67. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 41.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 41

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.46 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 41

V: 0.00 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.87 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 41

A: 0.02 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 7.64 [s]

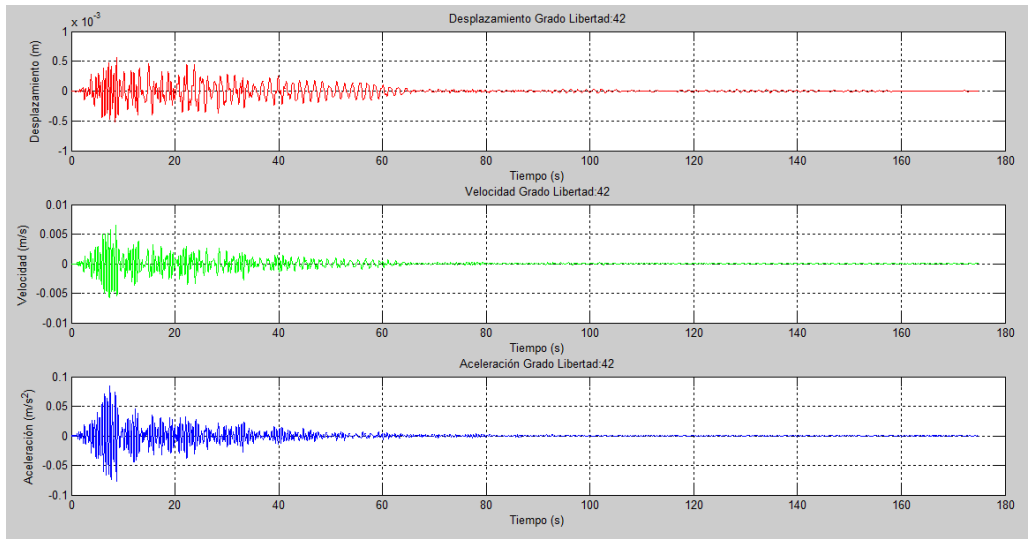


Figura 68. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 42.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 42

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.73 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 42

V: 0.01 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.60 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 42

A: 0.08 [m/s^2]

Tiempo en el que se desarrolla: 7.44 [s]

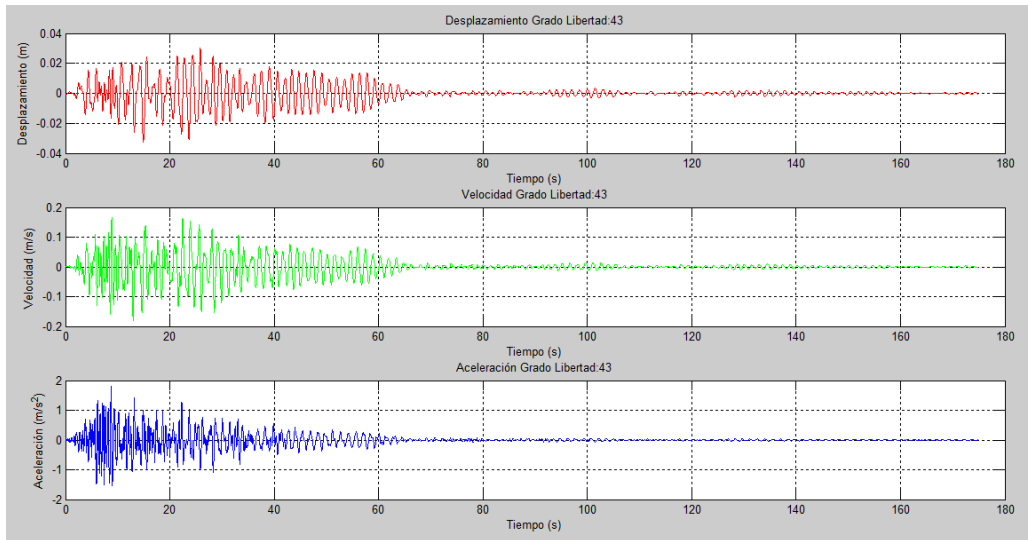


Figura 69. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 43.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 43

D: 0.03 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 25.84 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 43

V: 0.18 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.89 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 43

A: 1.79 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.76 [s]

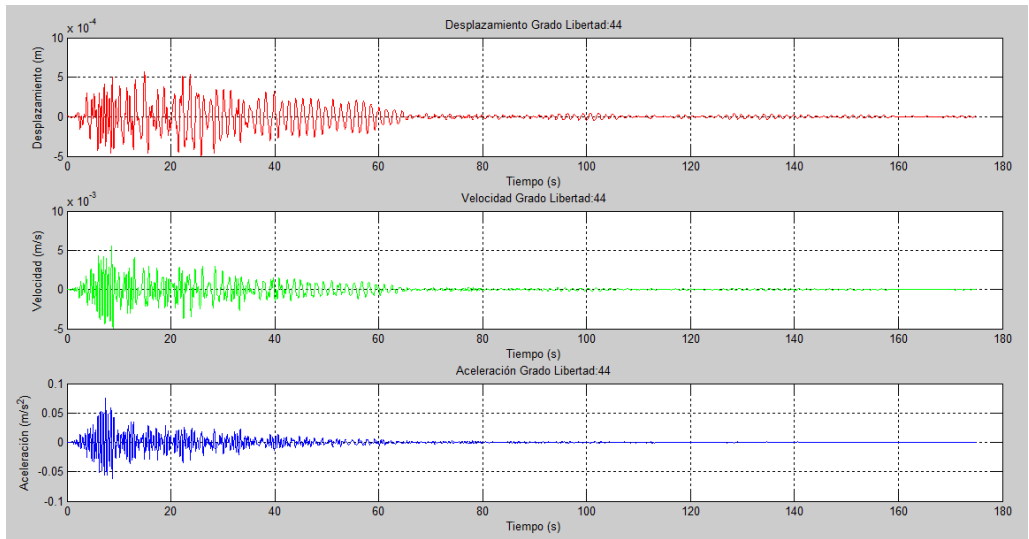


Figura 70. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 44.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 44

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 14.91 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 44

V: 0.01 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.59 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 44

A: 0.08 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 7.45 [s]

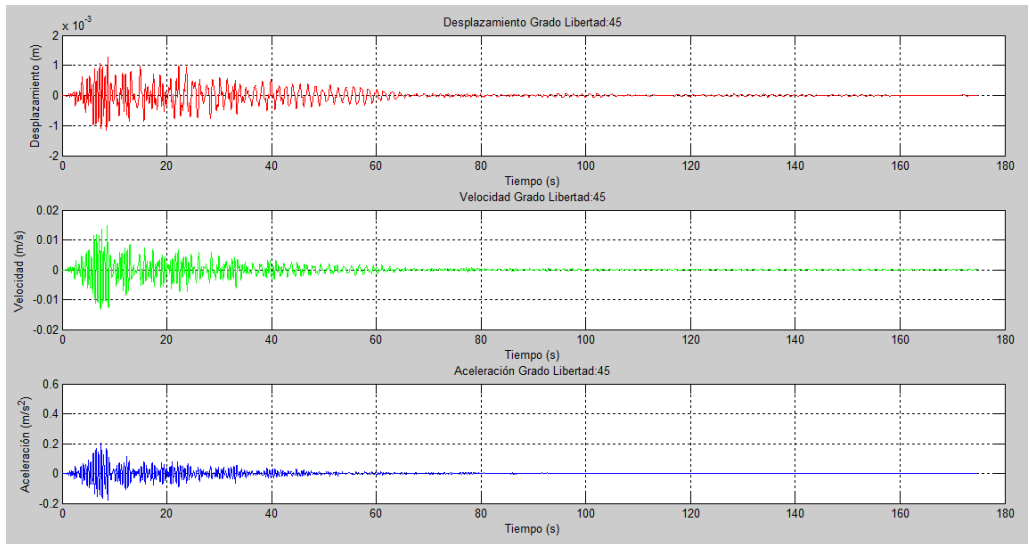


Figura 71. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 45.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 45

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.73 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 45

V: 0.01 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.60 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 45

A: 0.20 [m/s^2]

Tiempo en el que se desarrolla: 7.46 [s]

4.1.2 Análisis Tiempo Historia del pórtico B

Primeramente se procede a describir los respectivos insumos que serán de utilidad para ingresarlos en el algoritmo de cálculo, en la figura 24 se puede apreciar el pórtico B con su respectiva notación; se aprecia que tiene 20 nodos, 27 elementos y cuenta con 45 grados de libertad debido a que es un pórtico plano con 3 grados de libertad por nodo, además de sus respectivas dimensiones.

Se dispone de un diagrama de distribución de masas de los nodos del pórtico B, como se puede apreciar en la figura 72.

CÁLCULO DE LAS

MASAS

Masas concentradas en los nodos del pórtico B

Nodos: 7, 8, 9, 10, 12, 13, 14, 15.

CARGA MUERTA

Losa:	7,215 Ton
Paredes:	3,255 Ton
Viga:	3,492 Ton
Columna:	0,922 Ton
	<hr/>
	14,884 Ton

CARGA VIVA: 6,279

MASA TOTAL = CARGA MUERTA + CARGA VIVA

MASA TOTAL = 21,163 Ton

Nodos: 6, 11

CARGA MUERTA

Losa:	3,607 Ton
Paredes:	3,353 Ton
Viga:	2,988 Ton
Columna:	0,922 Ton
	<hr/>
	10,87 Ton

CARGA VIVA: 3,14

MASA TOTAL = CARGA MUERTA + CARGA VIVA

MASA TOTAL = 14,01 Ton

Nodos: 17, 18, 19, 20

CARGA MUERTA

Losa: 7,215 Ton

Paredes: 0 Ton

Viga: 3,492 Ton

Columna: 0 Ton

10,707 Ton

CARGA VIVA: 1,409

MASA TOTAL = CARGA MUERTA + CARGA VIVA

MASA TOTAL = 12,116 Ton

Nodo: 16

CARGA MUERTA

Losa: 3,607 Ton

Paredes: 0 Ton

Viga: 2,988 Ton

Columna: 0 Ton

6,595 Ton

CARGA VIVA: 0,704

MASA TOTAL = CARGA MUERTA + CARGA VIVA

MASA TOTAL = 7,299 Ton

Distribución de masas en los nodos del pórtico B

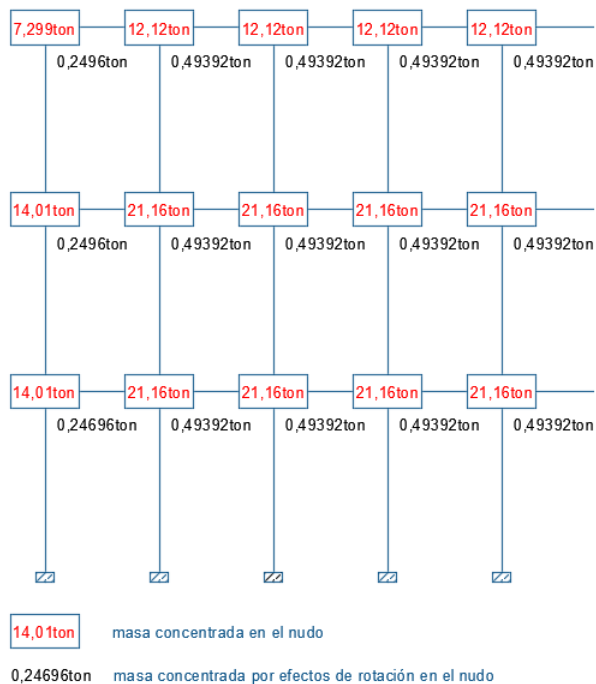


Figura 72. Distribución de masas en los nodos del pórtico B.

Fuente: Autores.

Los resultados obtenidos del programa son las matrices de rigidez K , masas M y amortiguamiento C , que son de orden 45, guardando concordancia con el número de grados de libertad que posee el pórtico B (se anexan en formato digital).

Una vez obtenidas las matrices de rigidez, masas y amortiguamiento se procede a la aplicación del método de Newmark para obtener desplazamientos, velocidades y aceleraciones máximas en la dirección de cada grado de libertad y el tiempo en que se desarrolla cada una. A continuación se presenta las gráficas de desplazamiento, velocidad y aceleración versus tiempo, además se presenta los valores máximos de cada magnitud en la dirección de cada grado de libertad y los instantes en que se desarrollan.

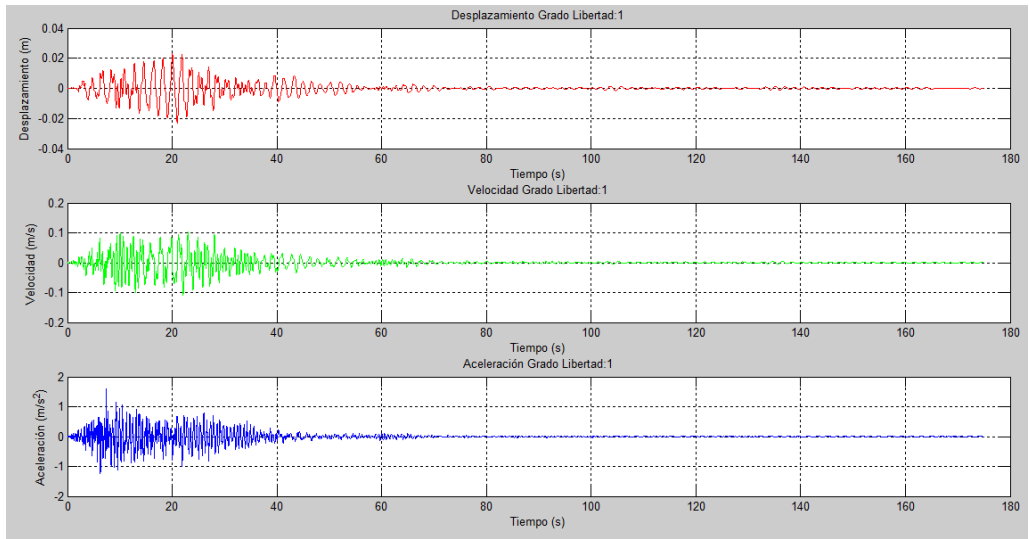


Figura 73. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 1.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 1

D: 0.02 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 20.03 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 1

V: 0.11 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 23.03 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 1

A: 1.60 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 7.34 [s]

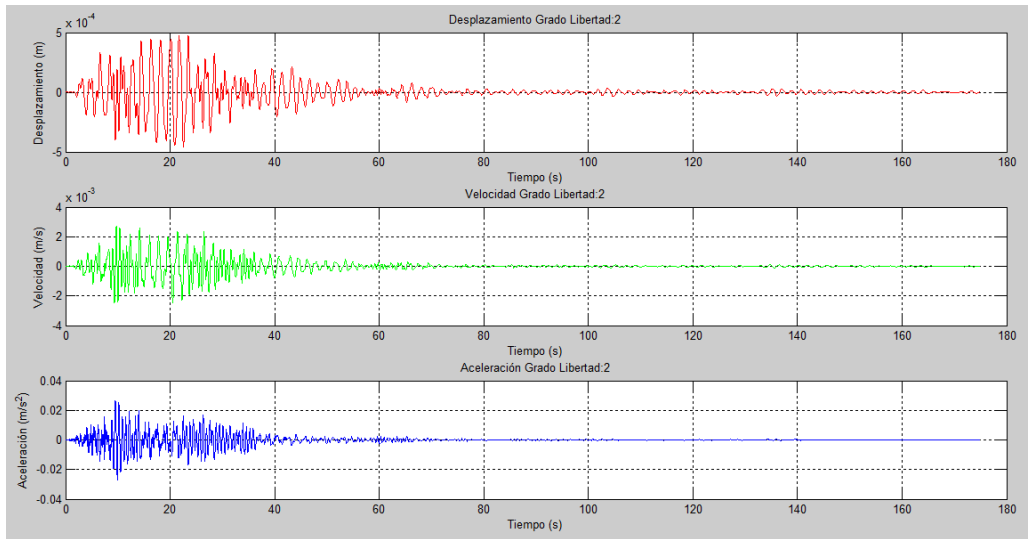


Figura 74. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 2.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 2

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 23.46 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 2

V: 0.00 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 9.71 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 2

A: 0.03 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 9.53 [s]

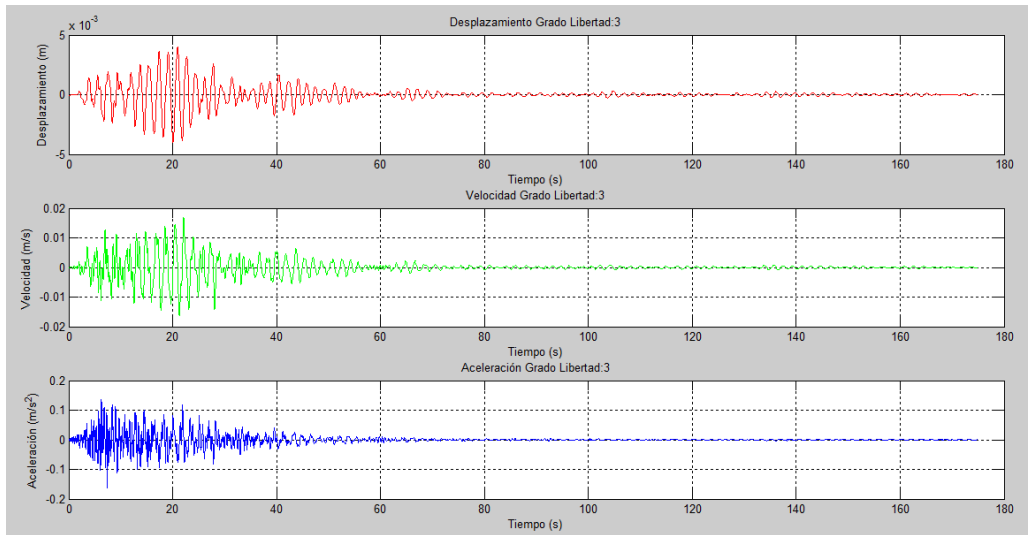


Figura 75. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 3.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 3

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 20.96 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 3

V: 0.02 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 22.13 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 3

A: 0.16 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 6.29 [s]

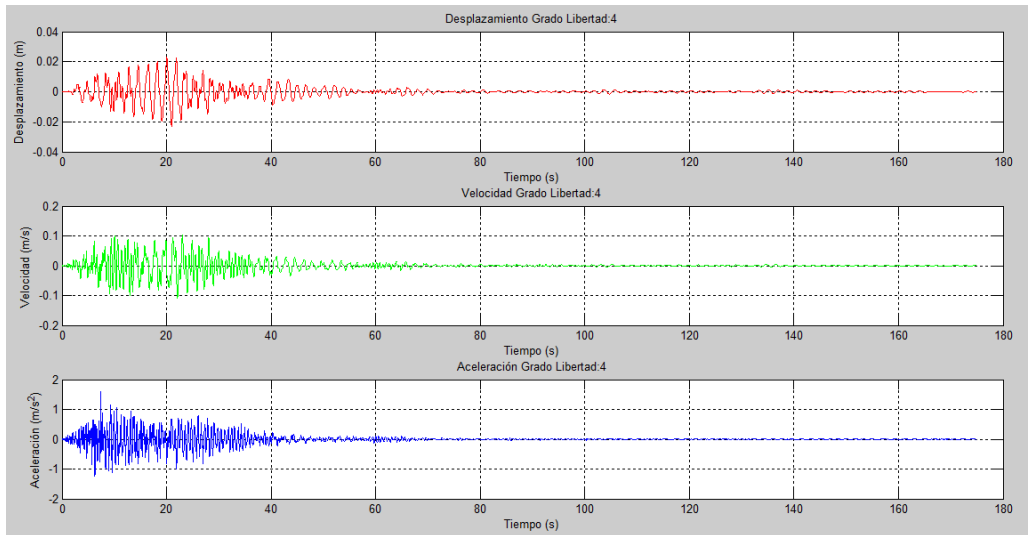


Figura 76. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 4.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 4

D: 0.02 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 20.03 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 4

V: 0.11 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 23.03 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 4

A: 1.61 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 7.34 [s]

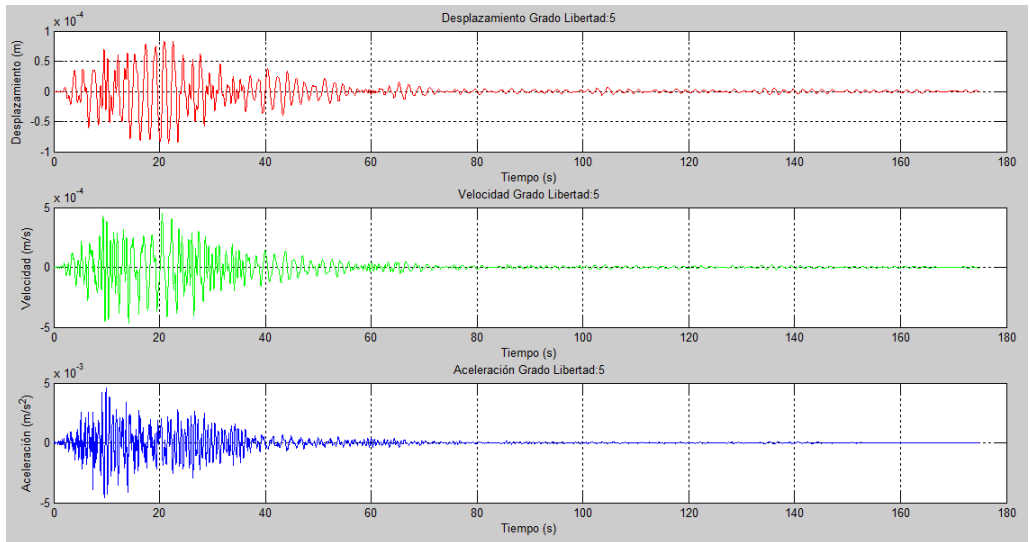


Figura 77. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 5.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 5

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 20.90 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 5

V: 0.00 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 20.49 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 5

A: 0.00 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 9.90 [s]

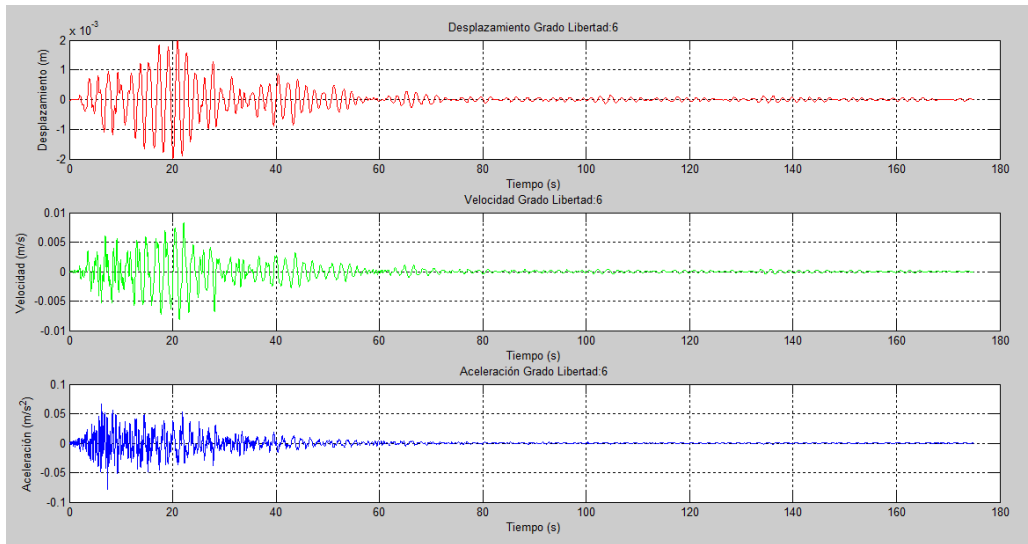


Figura 78. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 6.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 6

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 20.95 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 6

V: 0.01 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 22.14 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 6

A: 0.08 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 6.29 [s]

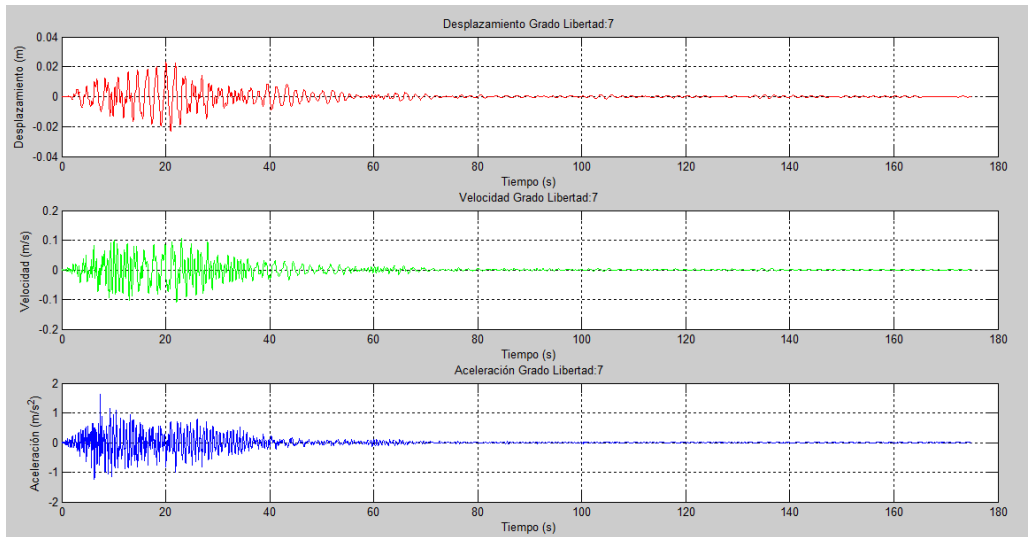


Figura 79. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 7.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 7

D: 0.02 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 20.03 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 7

V: 0.11 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 23.03 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 7

A: 1.61 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 7.34 [s]

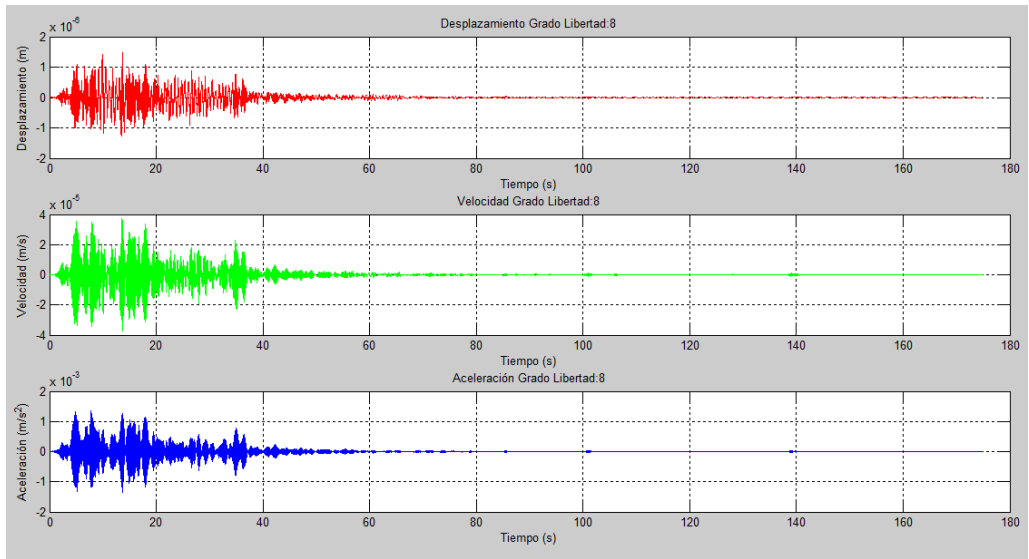


Figura 80. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 8.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 8

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 13.72 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 8

V: 0.00 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 13.50 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 8

A: 0.00 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 7.82 [s]

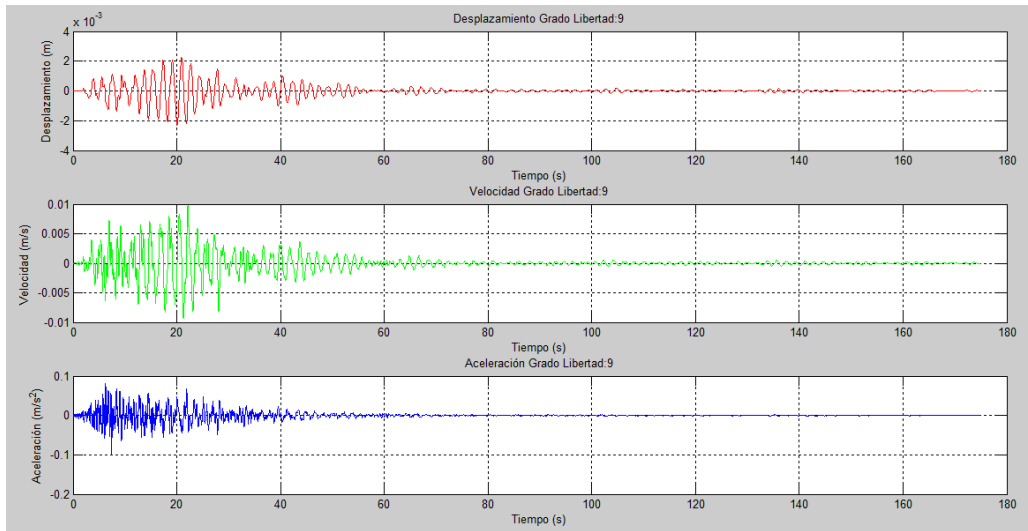


Figura 81. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 9.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 9

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 20.96 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 9

V: 0.01 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 22.13 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 9

A: 0.10 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 6.29 [s]

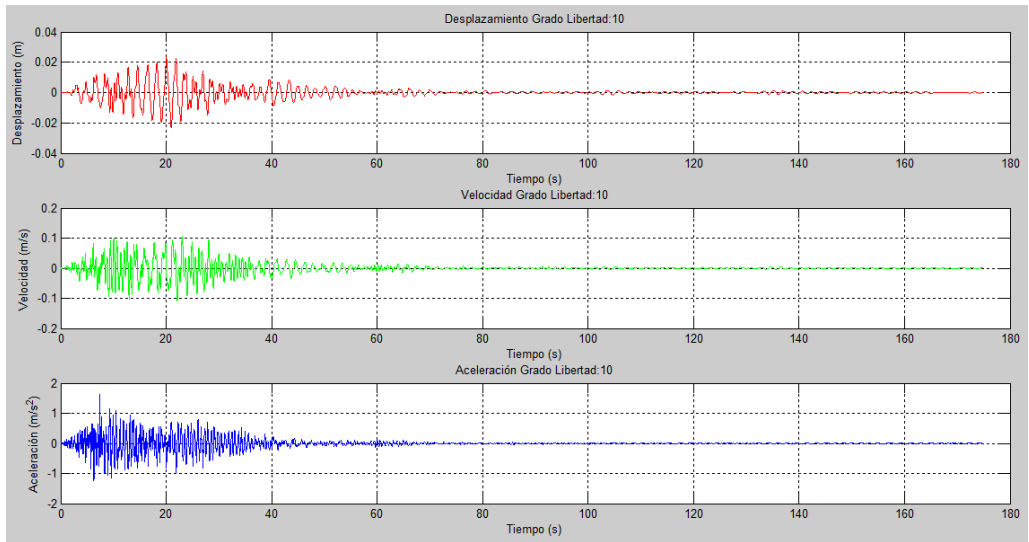


Figura 82. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 10.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 10

D: 0.02 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 20.03 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 10

V: 0.11 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 23.03 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 10

A: 1.61 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 7.34 [s]

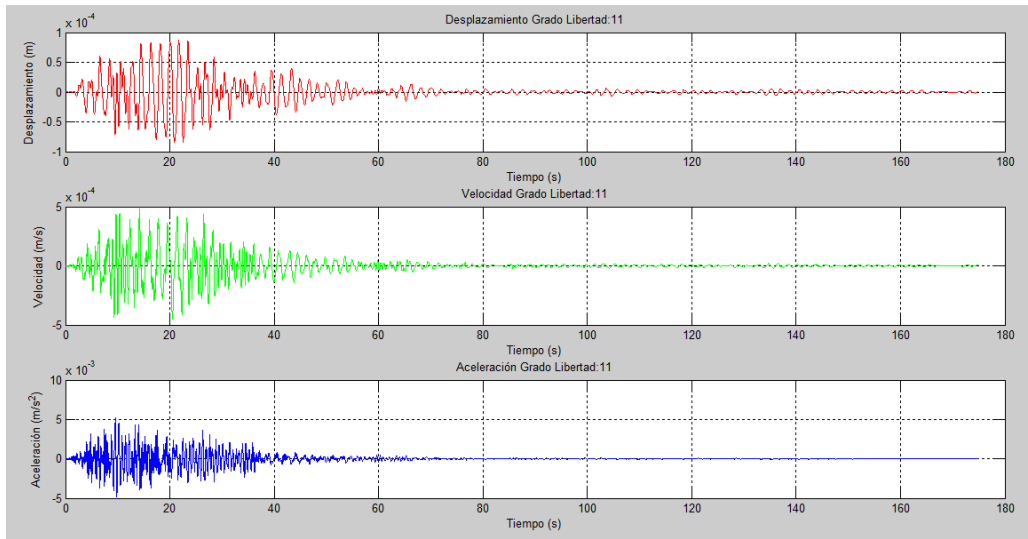


Figura 83. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 11.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 11

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 21.70 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 11

V: 0.00 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 14.21 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 11

A: 0.01 [m/s^2]

Tiempo en el que se desarrolla: 9.54 [s]

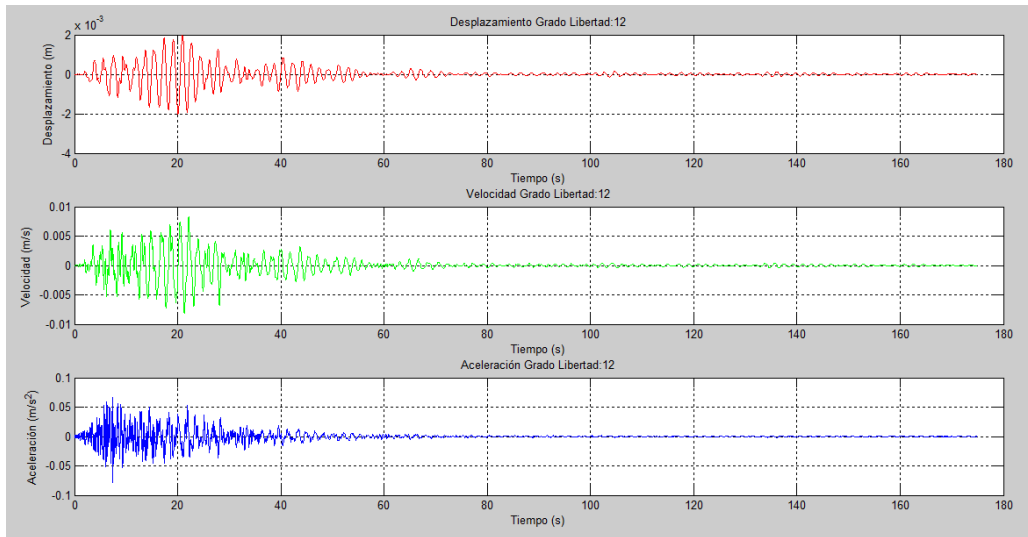


Figura 84. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 12.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 12

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 20.95 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 12

V: 0.01 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 22.14 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 12

A: 0.08 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 7.39 [s]

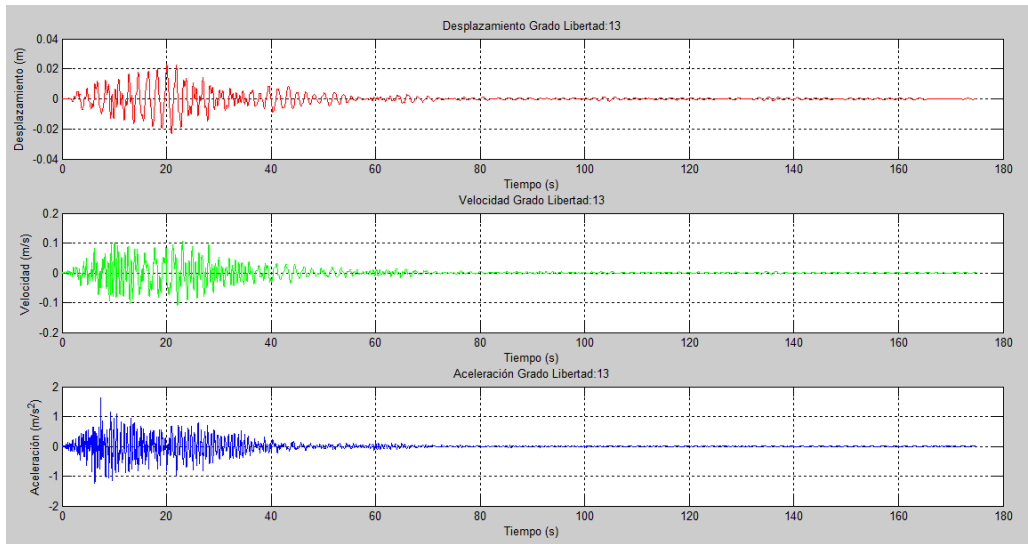


Figura 85. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 13.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 13

D: 0.02 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 20.03 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 13

V: 0.11 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 23.03 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 13

A: 1.61 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 7.34 [s]

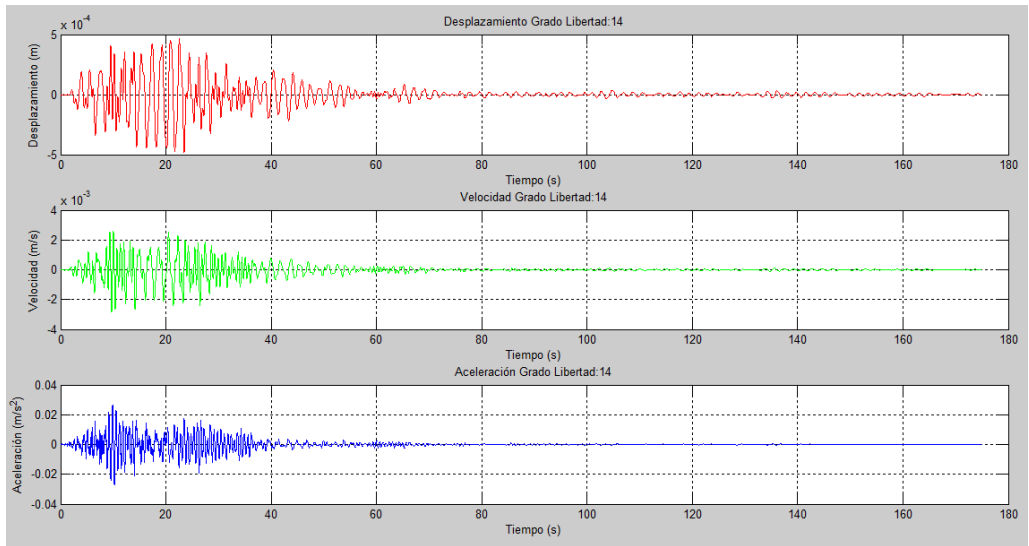


Figura 86. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 14.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 14

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 22.54 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 14

V: 0.00 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 10.02 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 14

A: 0.03 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 9.89 [s]

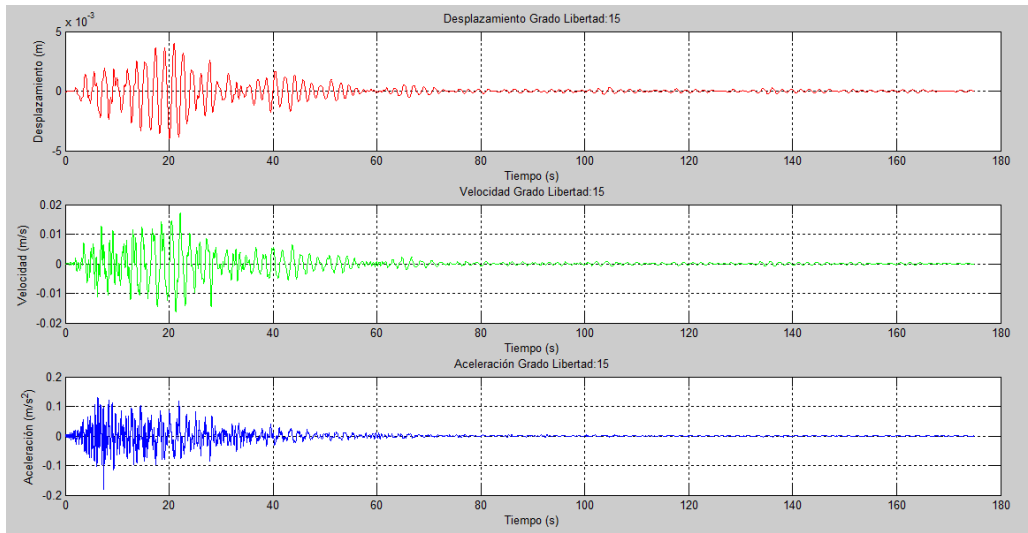


Figura 87. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 15.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 15

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 20.96 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 15

V: 0.02 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 22.13 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 15

A: 0.18 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 6.29 [s]

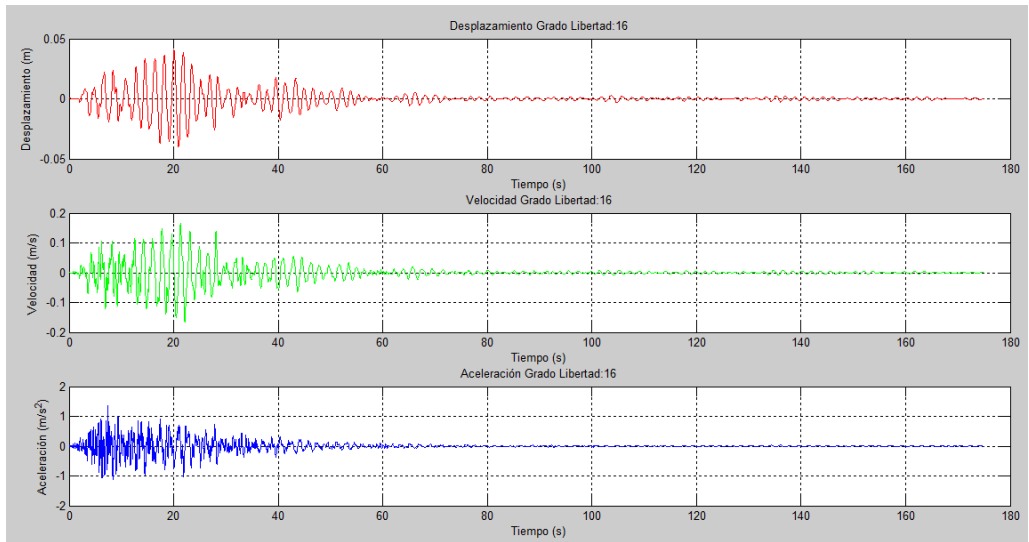


Figura 88. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 16.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 16

D: 0.04 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 20.07 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 16

V: 0.17 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 21.30 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 16

A: 1.34 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 7.34 [s]

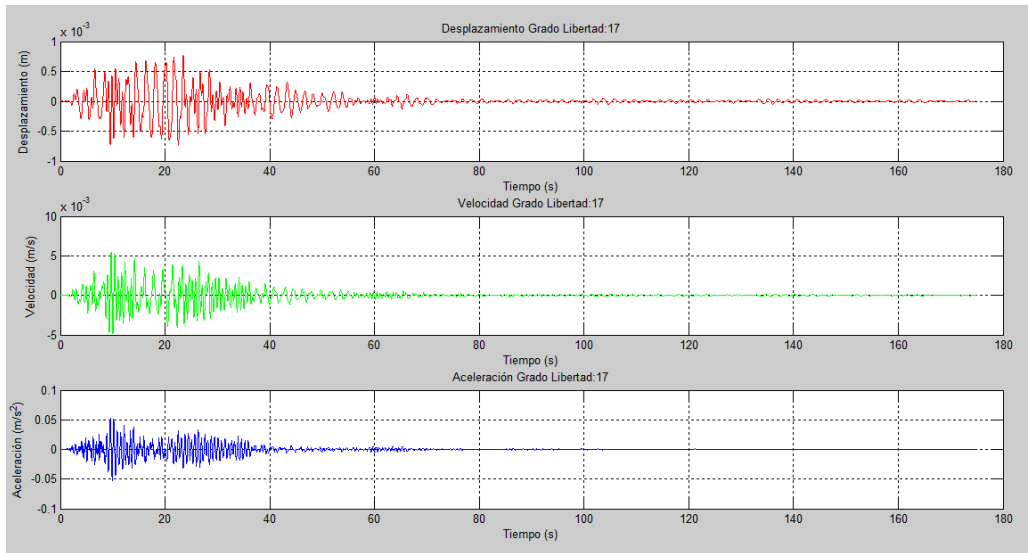


Figura 89. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 17.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 17

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 23.47 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 17

V: 0.01 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 9.71 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 17

A: 0.05 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 9.54 [s]

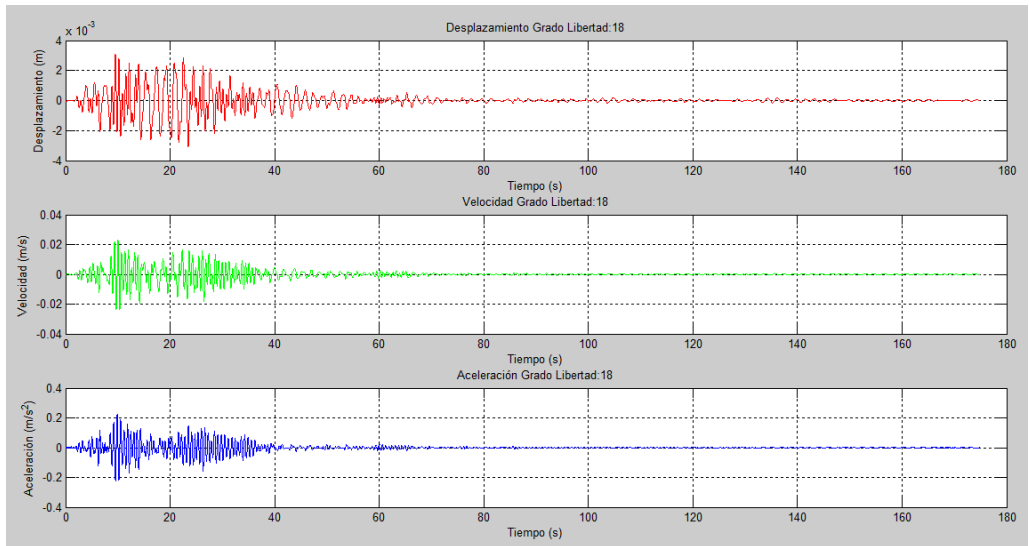


Figura 90. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 18.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 18

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 9.53 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 18

V: 0.02 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 10.04 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 18

A: 0.22 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 9.89 [s]

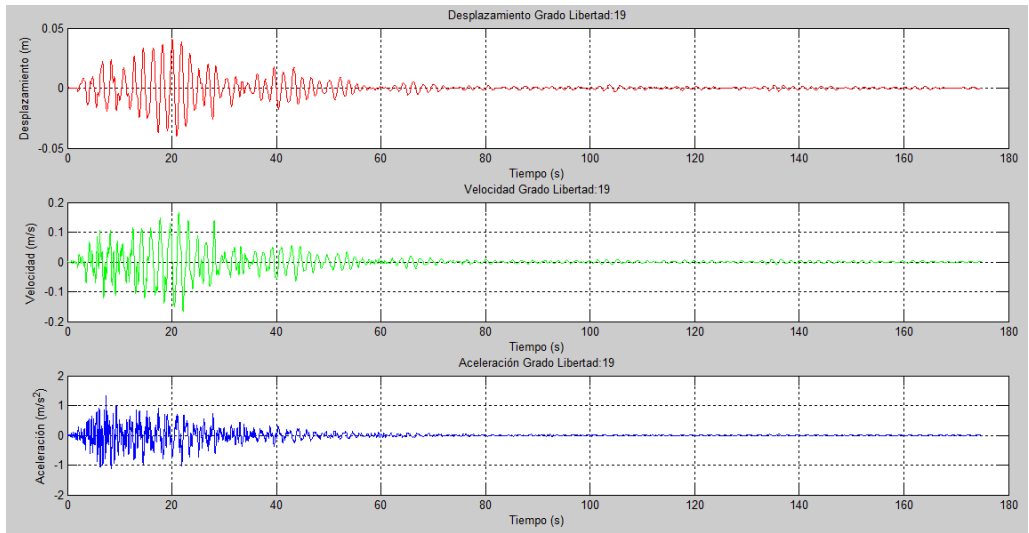


Figura 91. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 19.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 19

D: 0.04 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 20.07 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 19

V: 0.17 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 21.30 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 19

A: 1.34 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 7.34 [s]

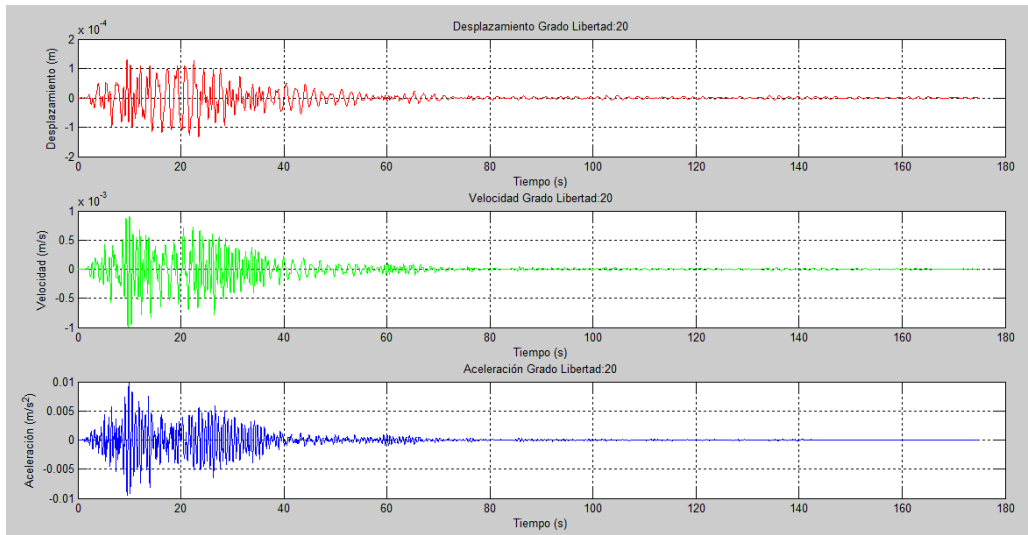


Figura 92. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 20.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 20

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 9.54 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 20

V: 0.00 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 10.04 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 20

A: 0.01 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 9.89 [s]

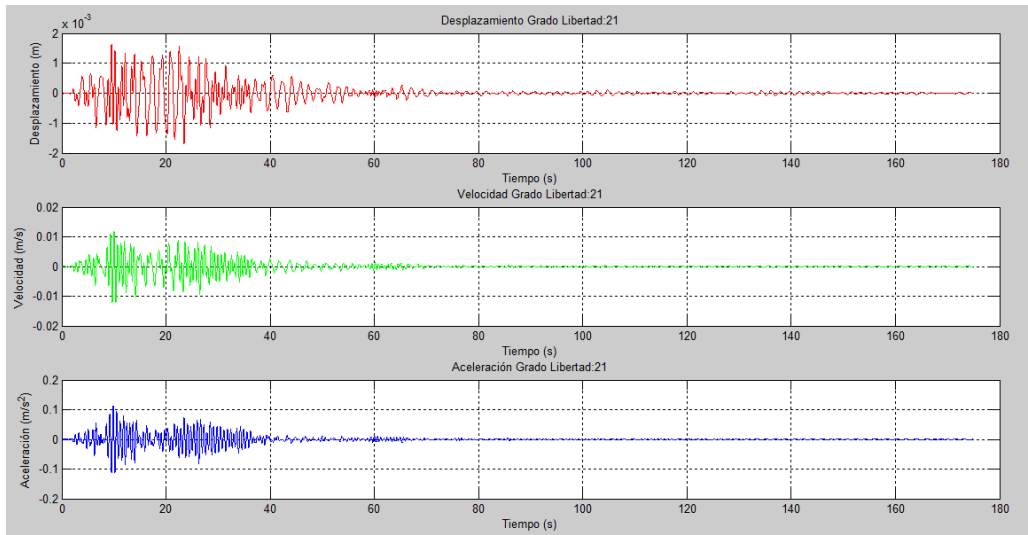


Figura 93. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 21.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 21

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 9.53 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 21

V: 0.01 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 10.03 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 21

A: 0.11 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 9.87 [s]

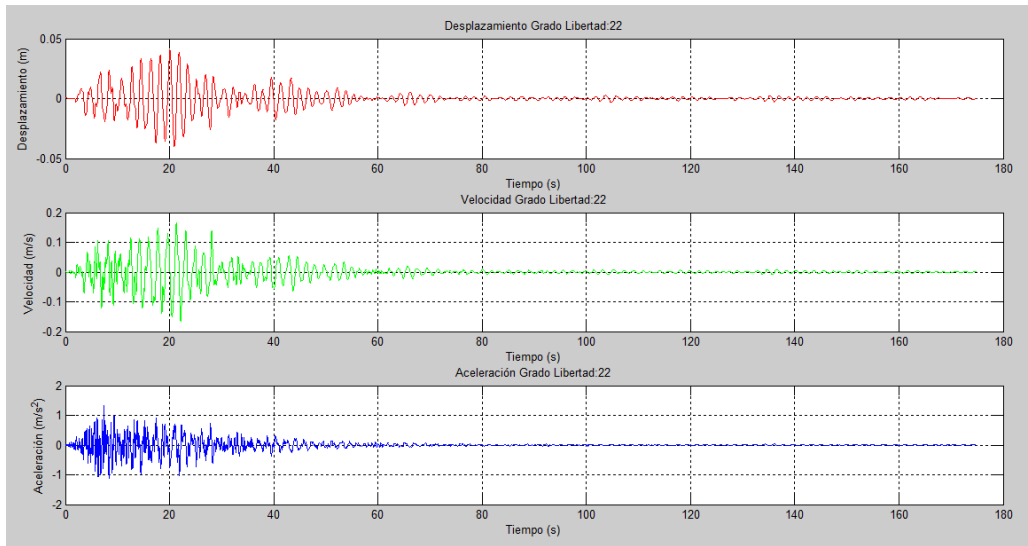


Figura 94. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 22.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 22

D: 0.04 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 20.07 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 22

V: 0.17 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 21.30 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 22

A: 1.34 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 7.34 [s]

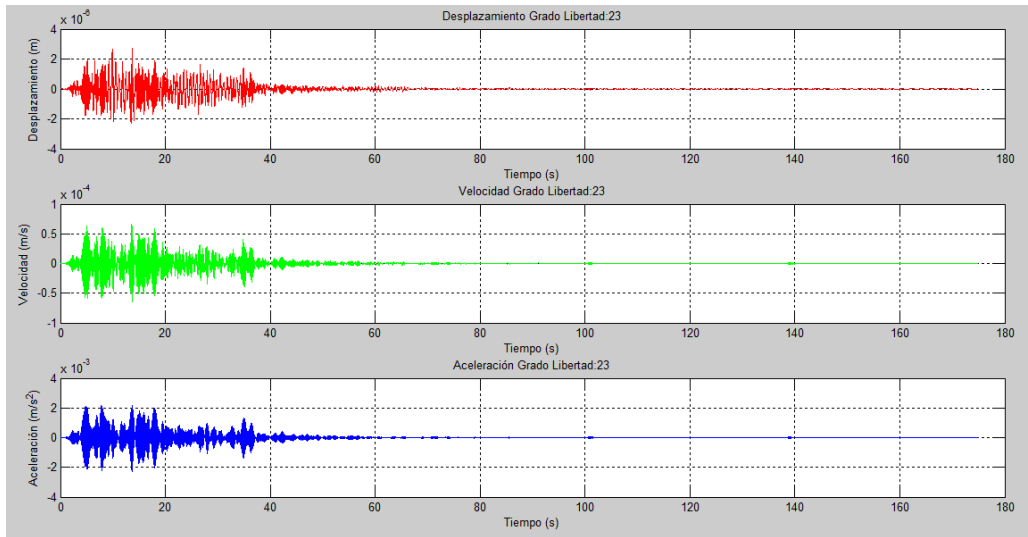


Figura 95. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 23.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 23

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 13.72 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 23

V: 0.00 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 13.50 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 23

A: 0.00 [m/s^2]

Tiempo en el que se desarrolla: 7.82 [s]

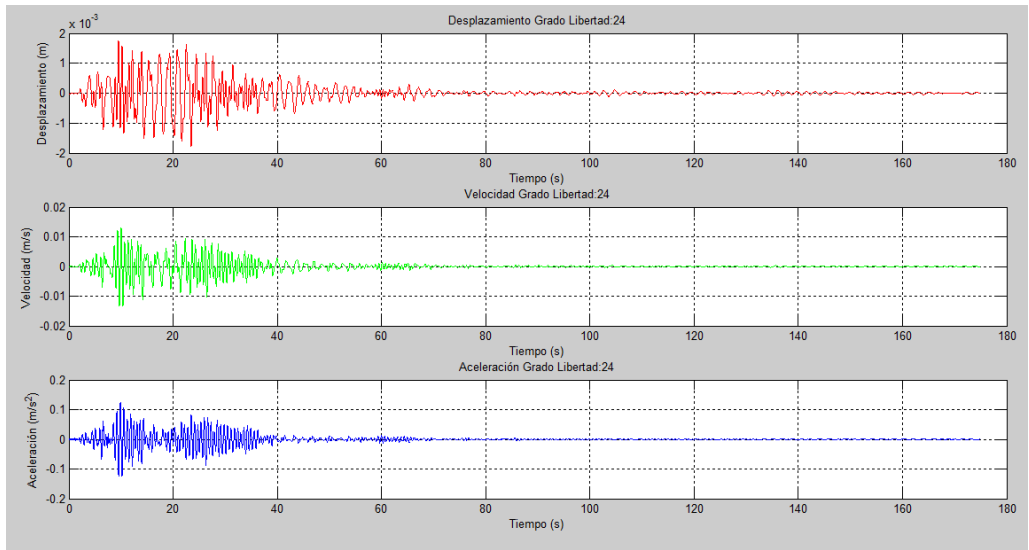


Figura 96. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 24.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 24

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 9.53 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 24

V: 0.01 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 10.04 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 24

A: 0.13 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 9.87 [s]

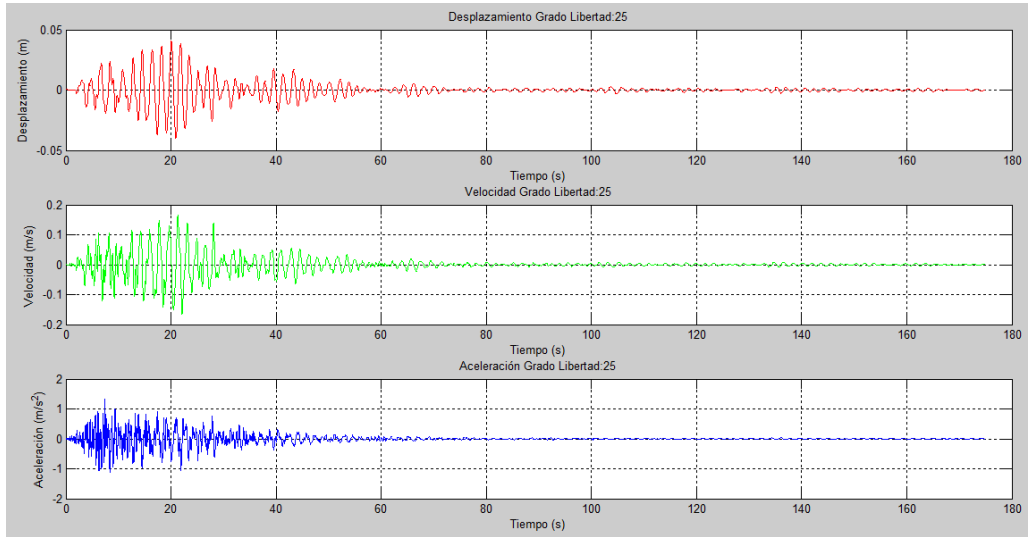


Figura 97. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 25.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 25

D: 0.04 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 20.08 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 25

V: 0.17 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 21.30 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 25

A: 1.33 [m/s^2]

Tiempo en el que se desarrolla: 7.34 [s]

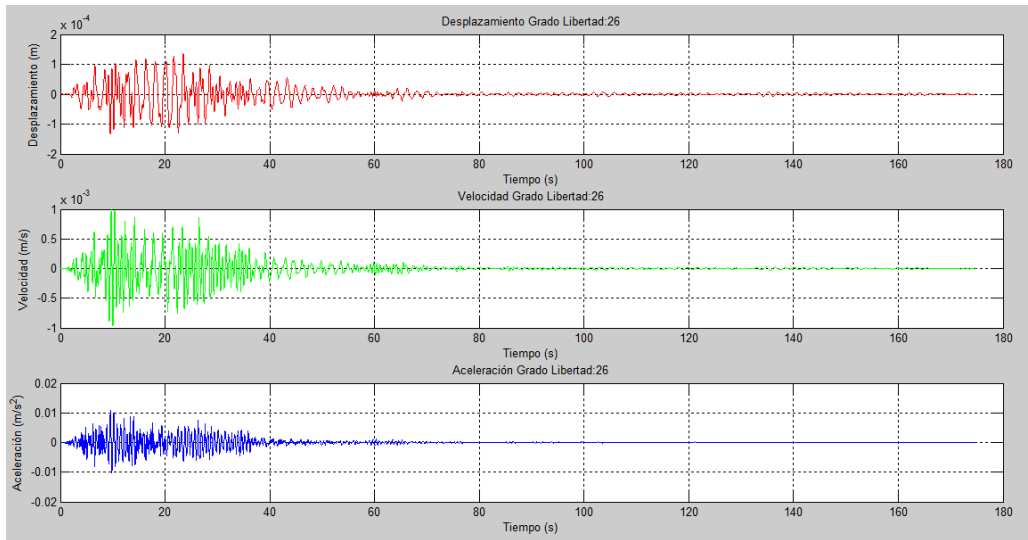


Figura 98. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 26.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 26

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 23.47 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 26

V: 0.00 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 9.73 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 26

A: 0.01 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 9.56 [s]

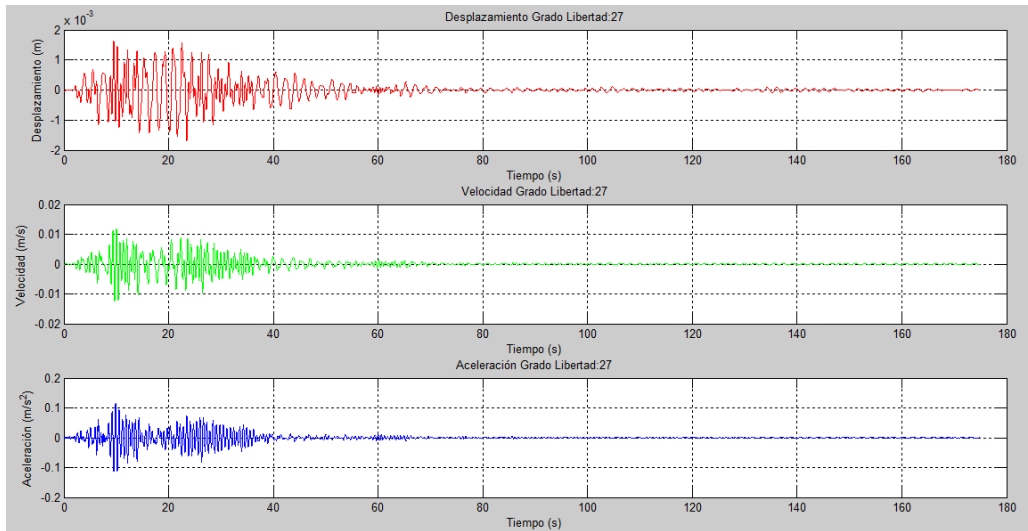


Figura 99. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 27.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 27

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 9.53 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 27

V: 0.01 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 10.03 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 27

A: 0.12 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 9.87 [s]

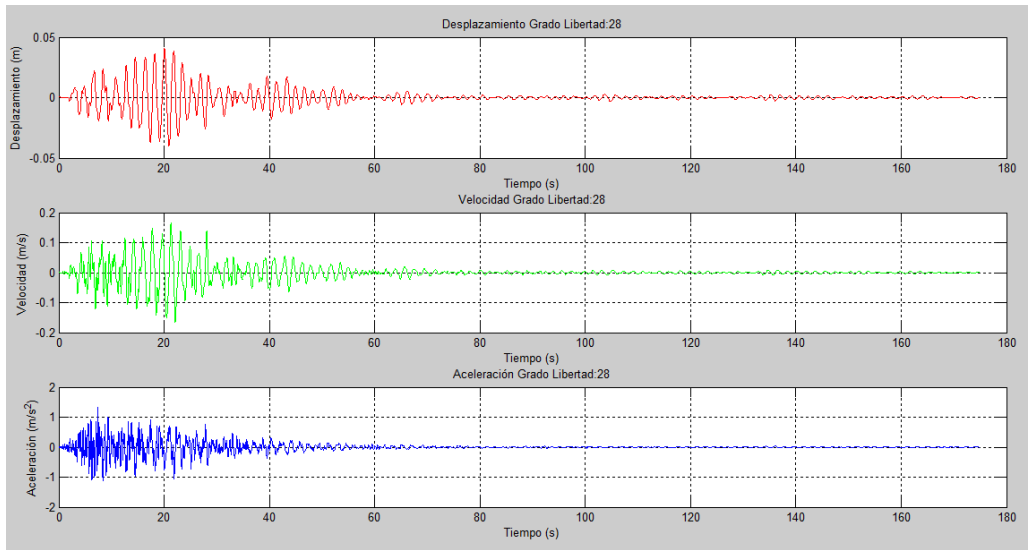


Figura 100. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 28.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 28

D: 0.04 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 20.08 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 28

V: 0.17 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 21.30 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 28

A: 1.33 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 7.34 [s]

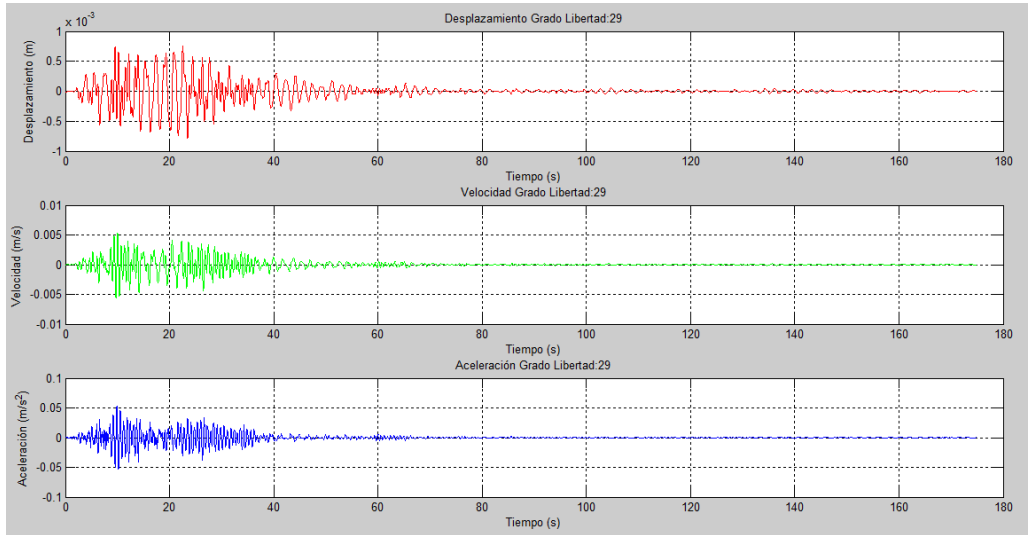


Figura 101. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 29.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 29

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 22.53 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 29

V: 0.01 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 10.02 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 29

A: 0.05 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 9.88 [s]

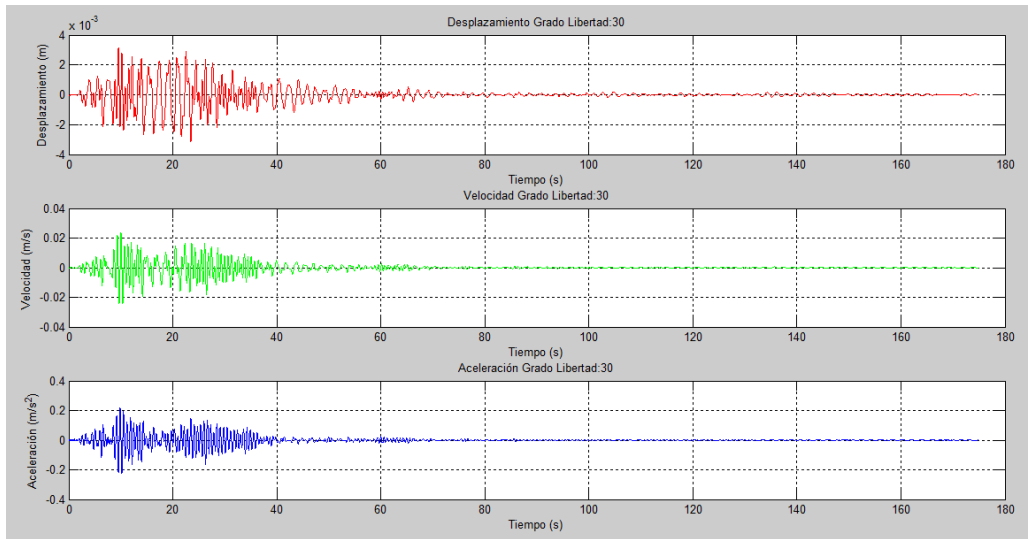


Figura 102. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 30.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 30

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 9.53 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 30

V: 0.02 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 10.04 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 30

A: 0.23 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 9.86 [s]

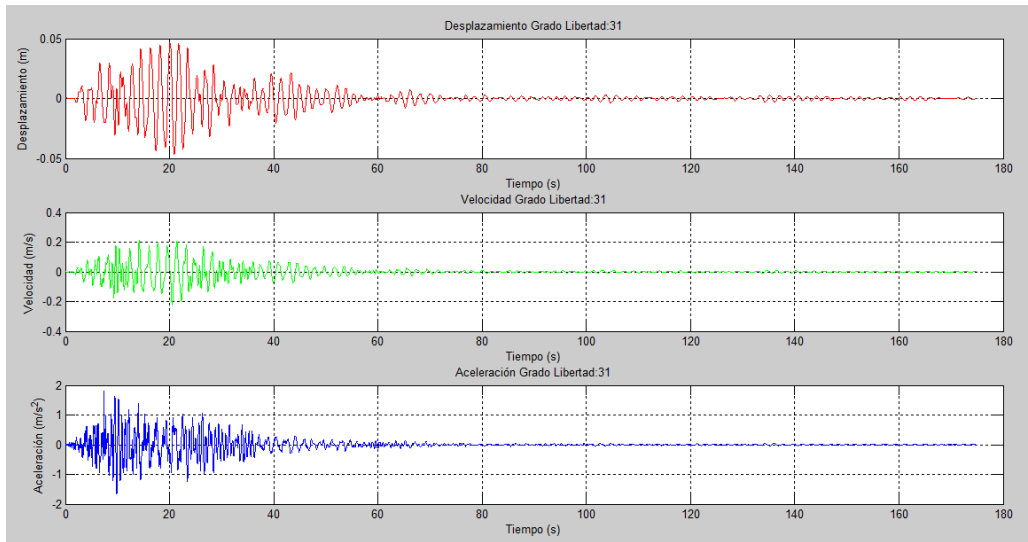


Figura 103. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 31.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 31

D: 0.05 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 20.08 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 31

V: 0.23 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 14.18 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 31

A: 1.79 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 7.34 [s]

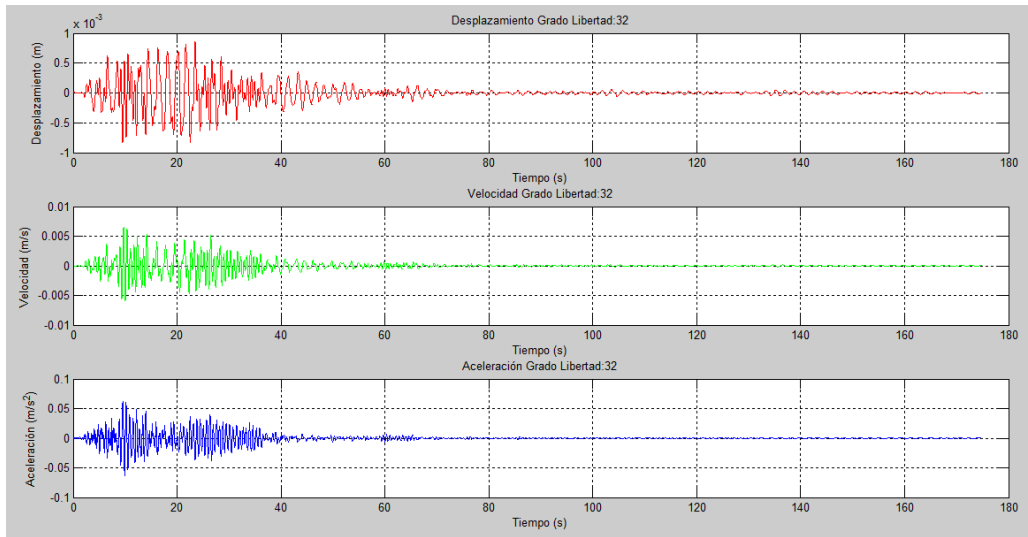


Figura 104. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 32.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 32

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 23.47 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 32

V: 0.01 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 9.72 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 32

A: 0.06 [m/s^2]

Tiempo en el que se desarrolla: 9.54 [s]

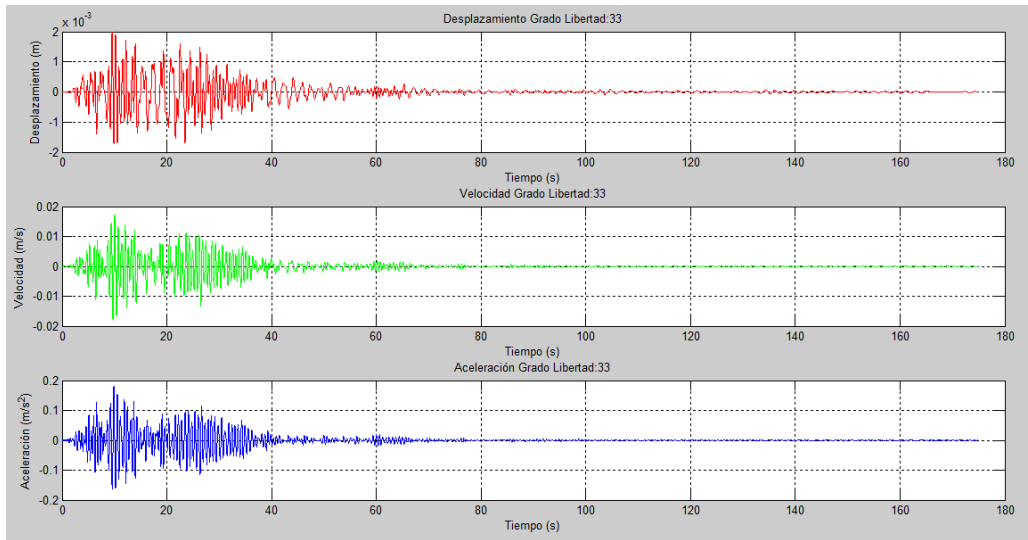


Figura 105. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 33.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 33

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 9.55 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 33

V: 0.02 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 10.04 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 33

A: 0.18 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 9.89 [s]

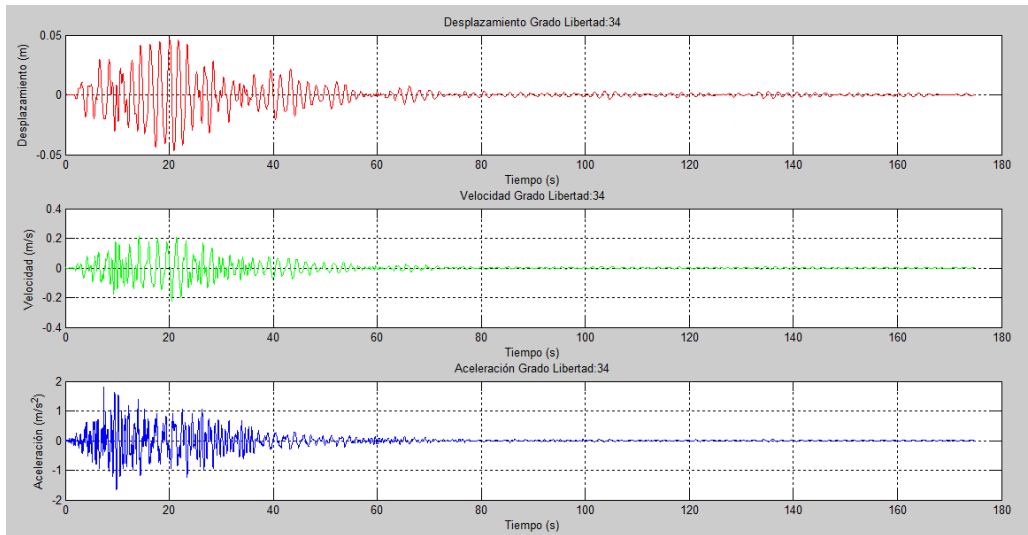


Figura 106. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 34.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 34

D: 0.05 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 20.08 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 34

V: 0.23 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 14.18 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 34

A: 1.79 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 7.34 [s]

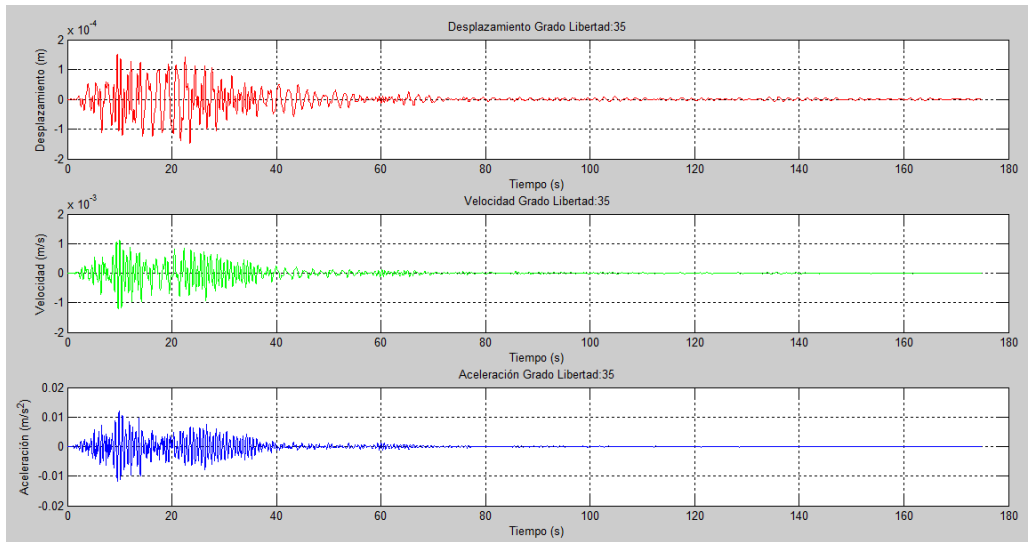


Figura 107. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 35.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 35

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 9.54 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 35

V: 0.00 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 10.04 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 35

A: 0.01 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 9.89 [s]

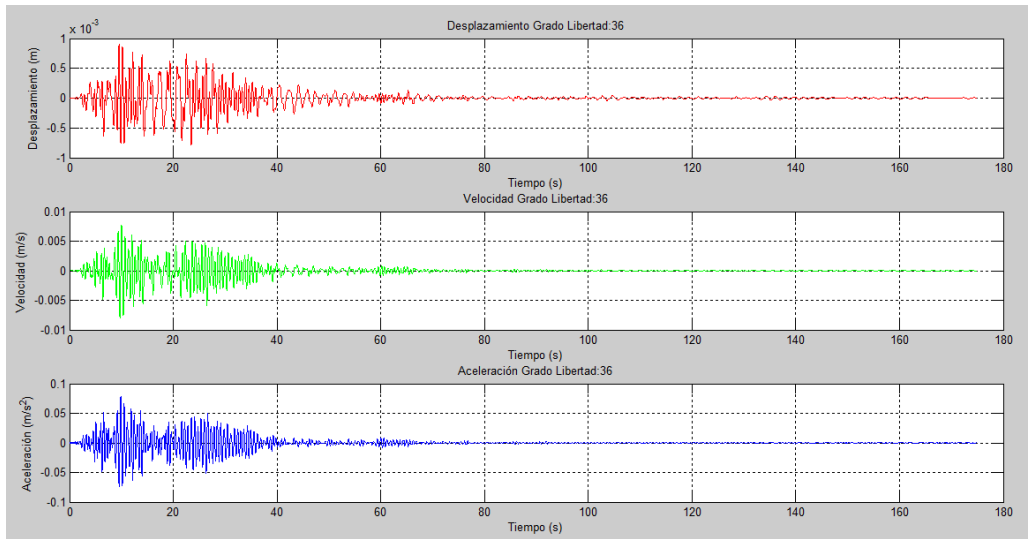


Figura 108. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 36.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 36

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 9.55 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 36

V: 0.01 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 10.04 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 36

A: 0.08 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 9.89 [s]

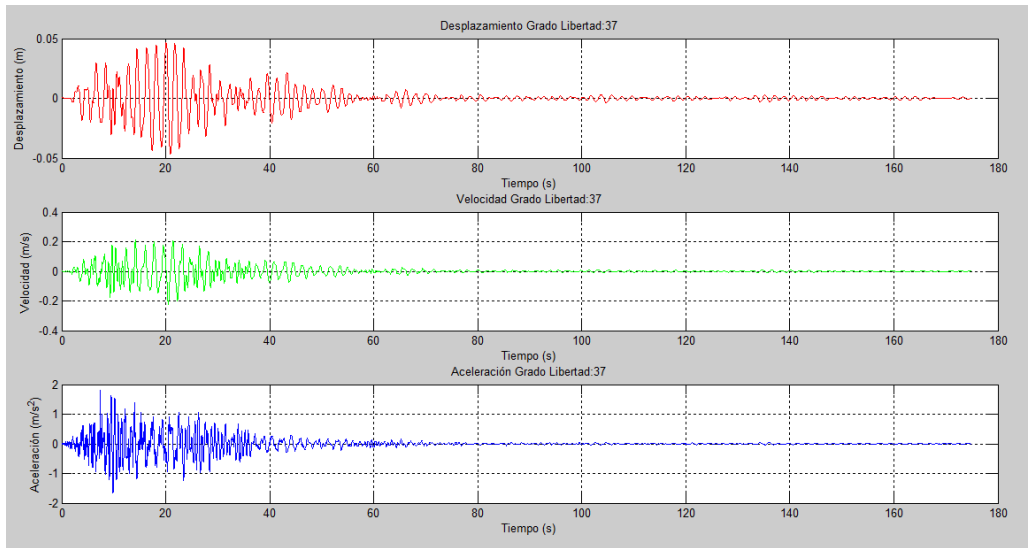


Figura 109. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 37.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 37

D: 0.05 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 20.08 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 37

V: 0.23 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 14.18 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 37

A: 1.80 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 7.34 [s]

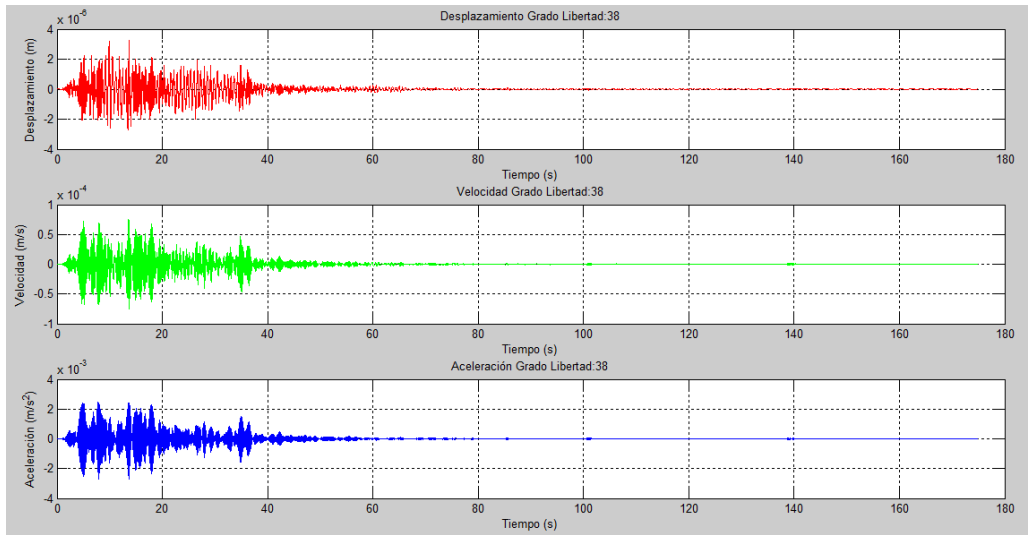


Figura 110. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 38.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 38

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 13.72 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 38

V: 0.00 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 13.50 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 38

A: 0.00 [m/s^2]

Tiempo en el que se desarrolla: 7.81 [s]

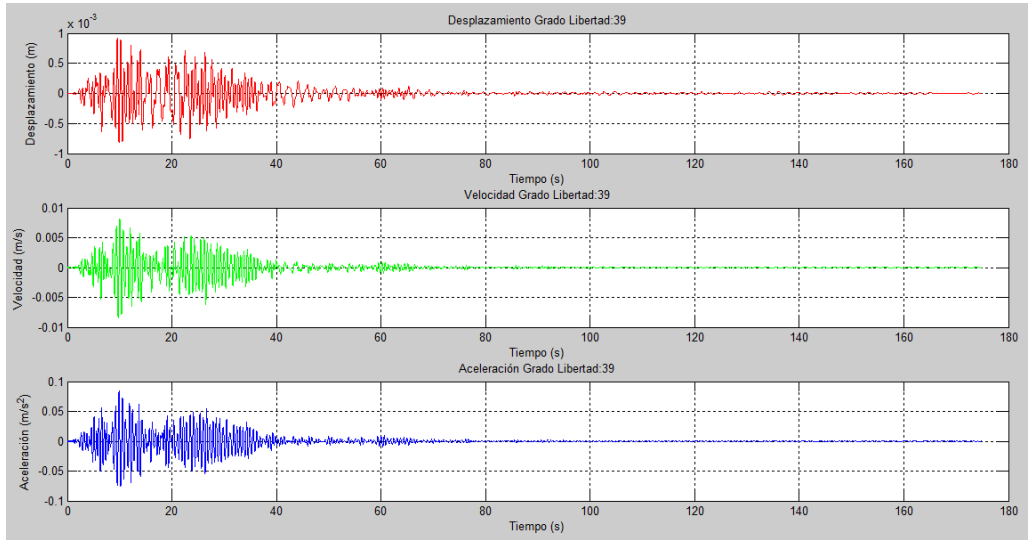


Figura 111. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 39.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 39

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 9.55 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 39

V: 0.01 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 10.04 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 39

A: 0.08 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 9.88 [s]

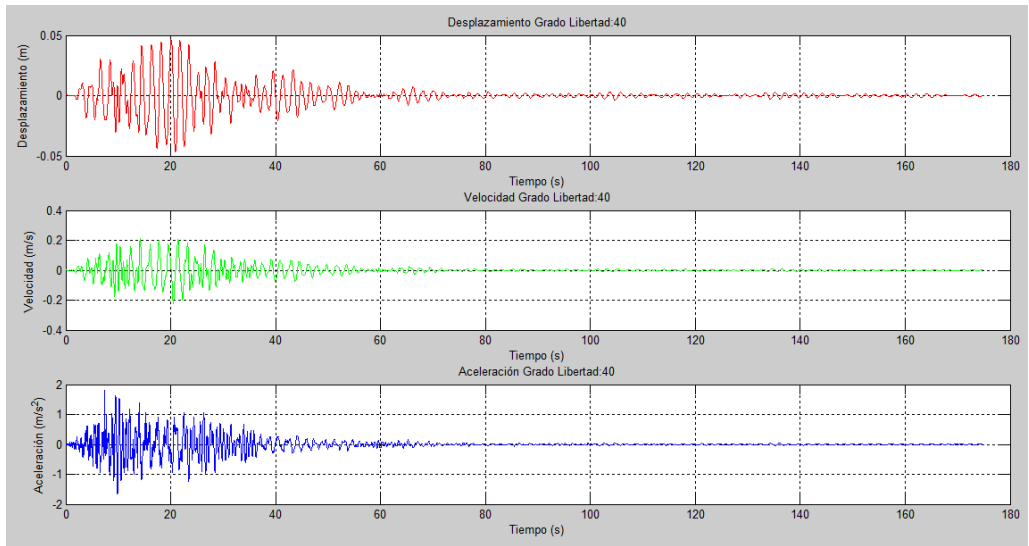


Figura 112. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 40.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 40

D: 0.05 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 20.08 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 40

V: 0.23 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 14.18 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 40

A: 1.80 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 7.34 [s]

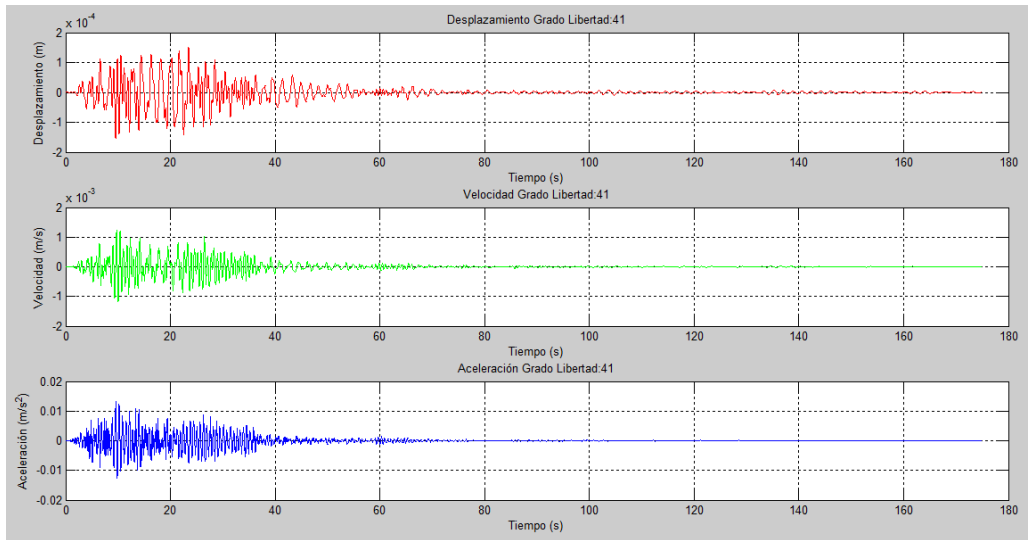


Figura 113. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 41.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 41

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 23.48 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 41

V: 0.00 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 9.73 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 41

A: 0.01 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 9.56 [s]

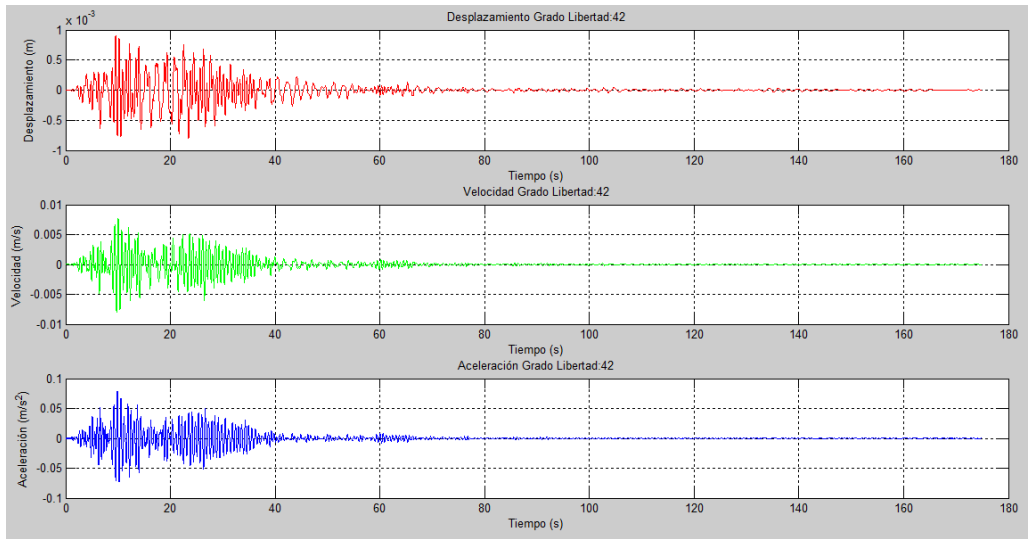


Figura 114. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 42.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 42

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 9.55 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 42

V: 0.01 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 10.04 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 42

A: 0.08 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 9.86 [s]

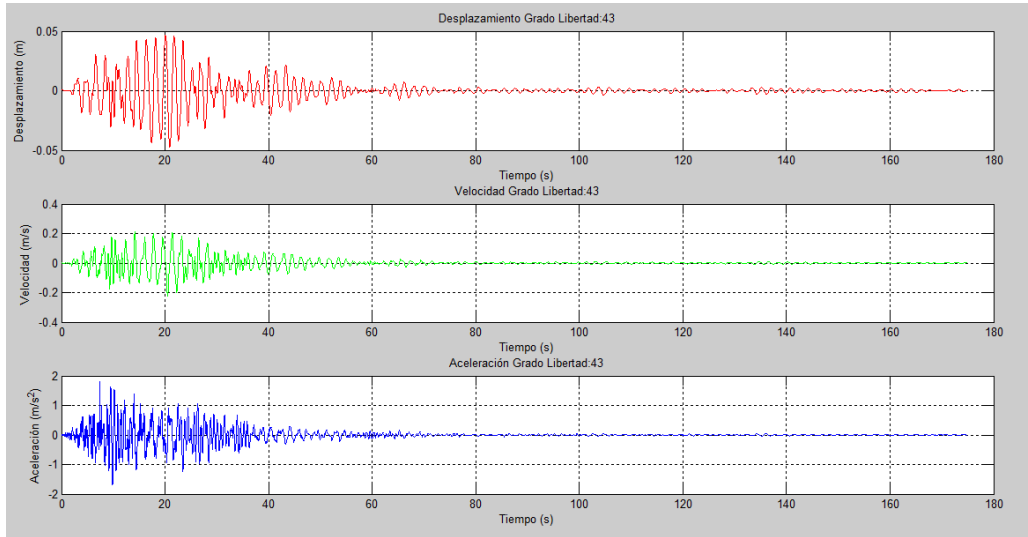


Figura 115. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 43.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 43

D: 0.05 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 20.08 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 43

V: 0.23 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 14.18 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 43

A: 1.80 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 7.34 [s]

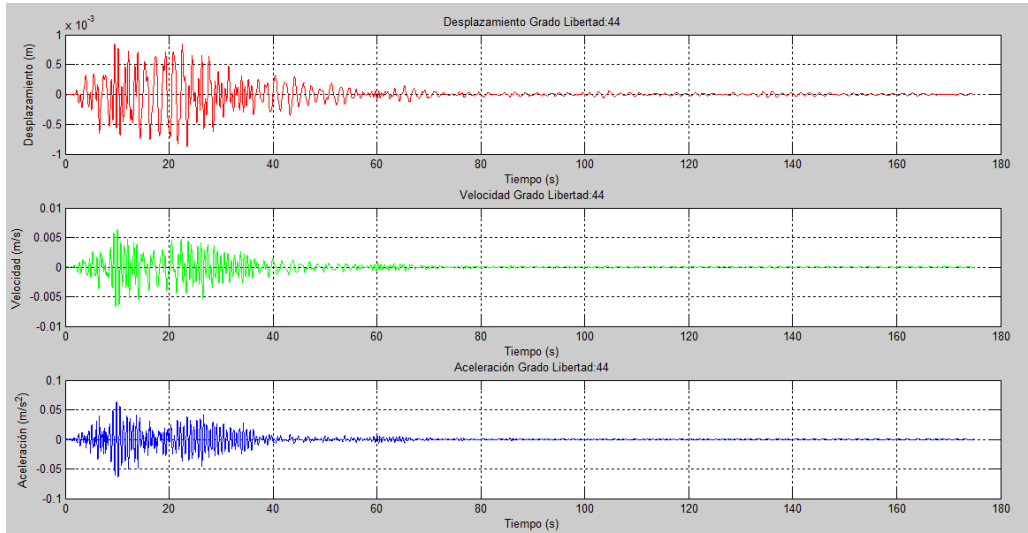


Figura 116. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 44.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 44

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 9.54 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 44

V: 0.01 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 10.03 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 44

A: 0.06 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 9.88 [s]

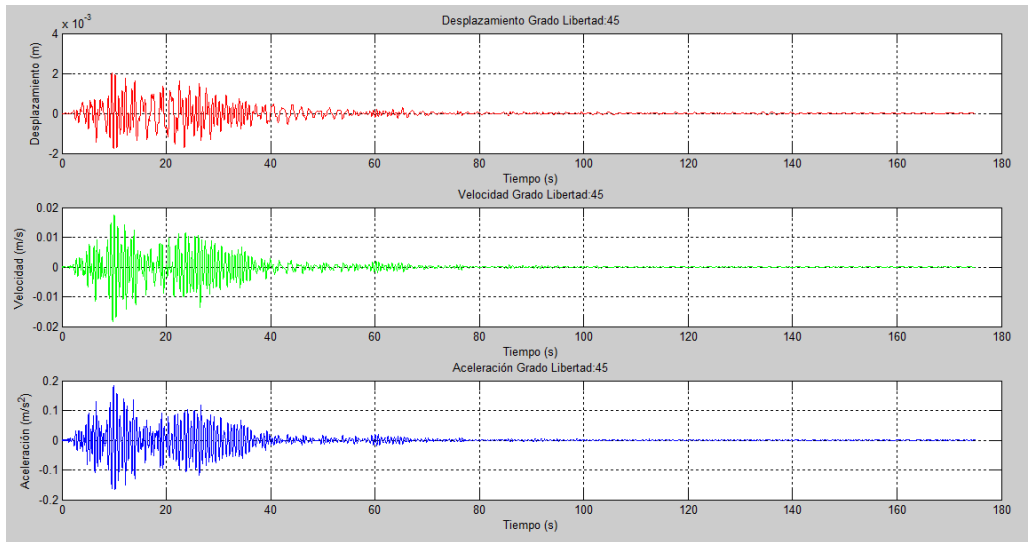


Figura 117. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 45.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 45

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 9.55 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 45

V: 0.02 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 10.04 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 45

A: 0.18 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 9.88 [s]

4.1.3 Análisis Tiempo Historia del pórtico 1

Primeramente se procede a describir los respectivos insumos que serán de utilidad para ingresarlos en el algoritmo de cálculo, en la figura 25 se puede apreciar el pórtico 1 con su respectiva notación; se aprecia que tiene 8 nodos, 9 elementos y cuenta con 18 grados de libertad debido a que es un pórtico plano con 3 grados de libertad por nodo, además, de sus respectivas dimensiones.

Se dispone de un diagrama de distribución de masas de los nodos del pórtico 1, como se puede apreciar en la figura 118.

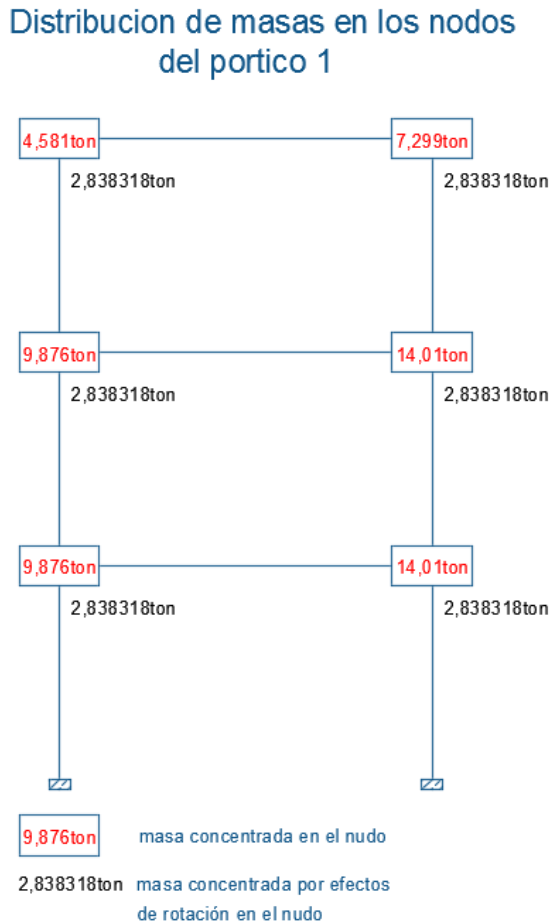


Figura 118. Distribución de masas en los nodos del pórtico 1.

Fuente: Autores.

Los resultados obtenidos del programa son las matrices de rigidez K , masas M y amortiguamiento C , que son de orden 18, guardando concordancia con el número de grados de libertad que posee el pórtico B (se anexan en formato digital).

Una vez obtenidas las matrices de rigidez, masas y amortiguamiento se procede a la aplicación del método de Newmark para obtener desplazamientos, velocidades y aceleraciones máximas en la dirección de cada grado de libertad y el tiempo en que se desarrolla cada una. A continuación se presenta las gráficas de desplazamiento, velocidad y aceleración versus tiempo, además se presenta los valores máximos de cada magnitud en la dirección de cada grado de libertad y los instantes en que se desarrollan.

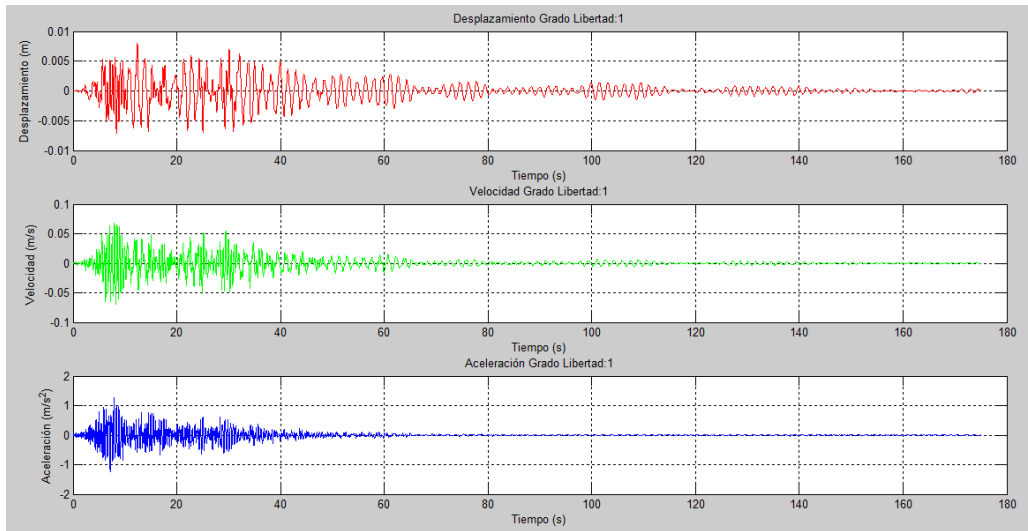


Figura 119. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 1.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 1

D: 0.01 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 12.39 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 1

V: 0.07 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 7.98 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 1

A: 1.26 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 7.85 [s]

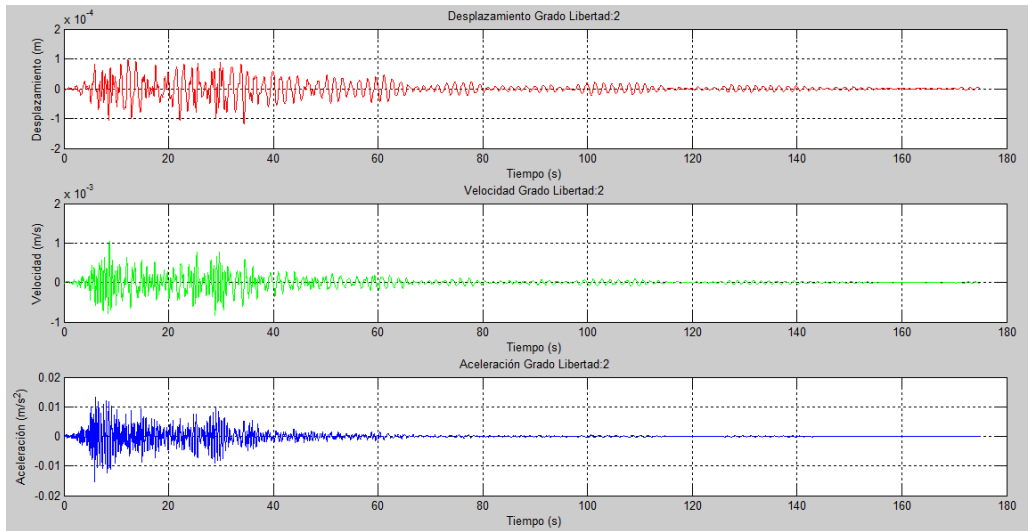


Figura 120. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 2.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 2

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 12.24 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 2

V: 0.00 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.70 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 2

A: 0.02 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 6.11 [s]

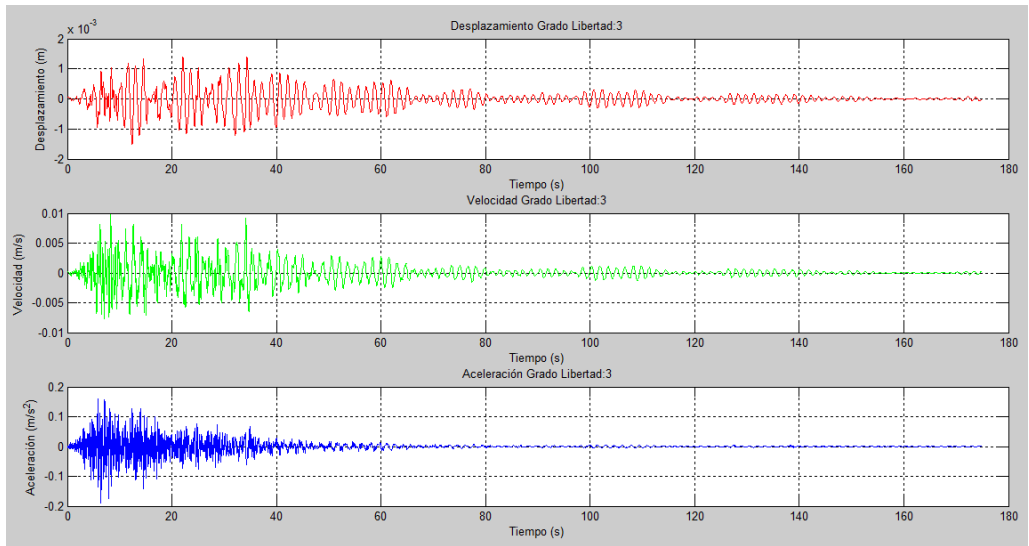


Figura 121. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 3.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 3

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 22.09 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 3

V: 0.01 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.28 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 3

A: 0.19 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 5.88 [s]

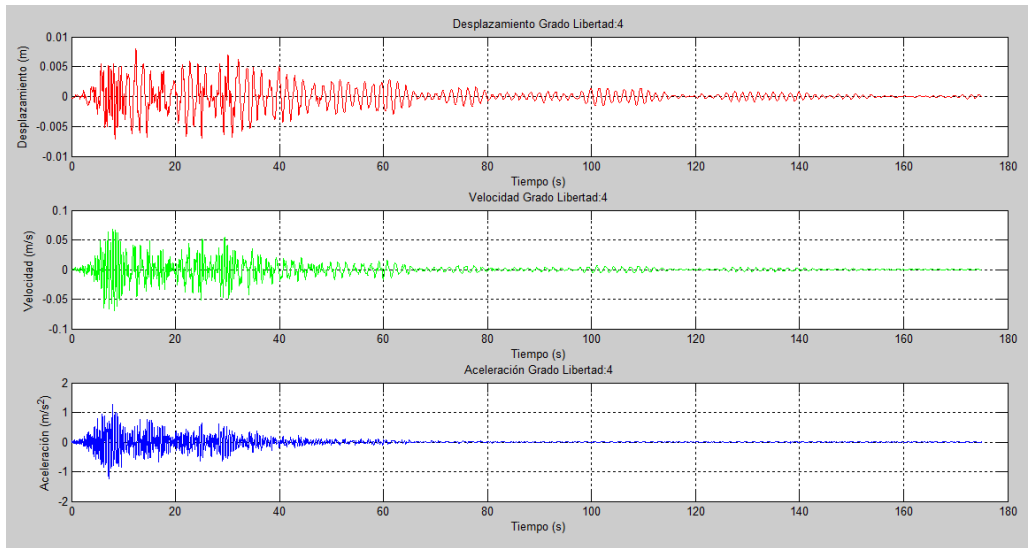


Figura 122. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 4.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 4

D: 0.01 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 12.39 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 4

V: 0.07 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 7.98 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 4

A: 1.27 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 7.85 [s]

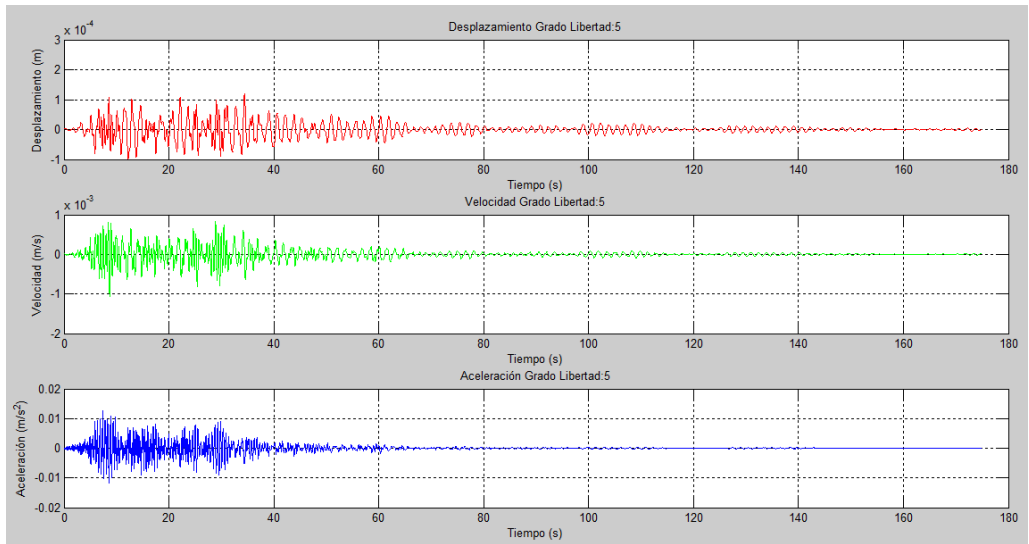


Figura 123. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 5.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 5

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 34.40 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 5

V: 0.00 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 28.89 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 5

A: 0.01 [m/s^2]

Tiempo en el que se desarrolla: 7.36 [s]

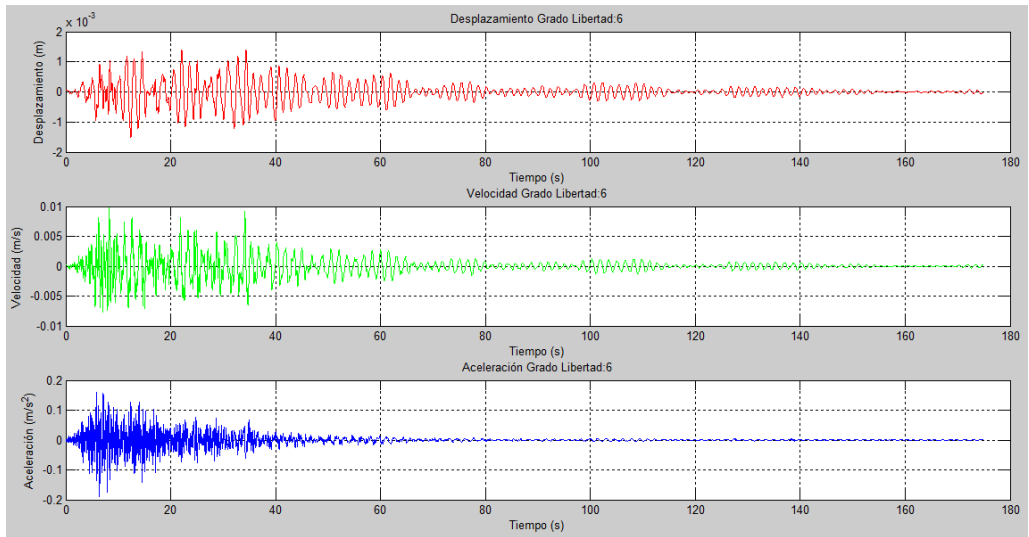


Figura 124. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 6.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 6

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 22.09 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 6

V: 0.01 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.28 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 6

A: 0.19 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 5.88 [s]

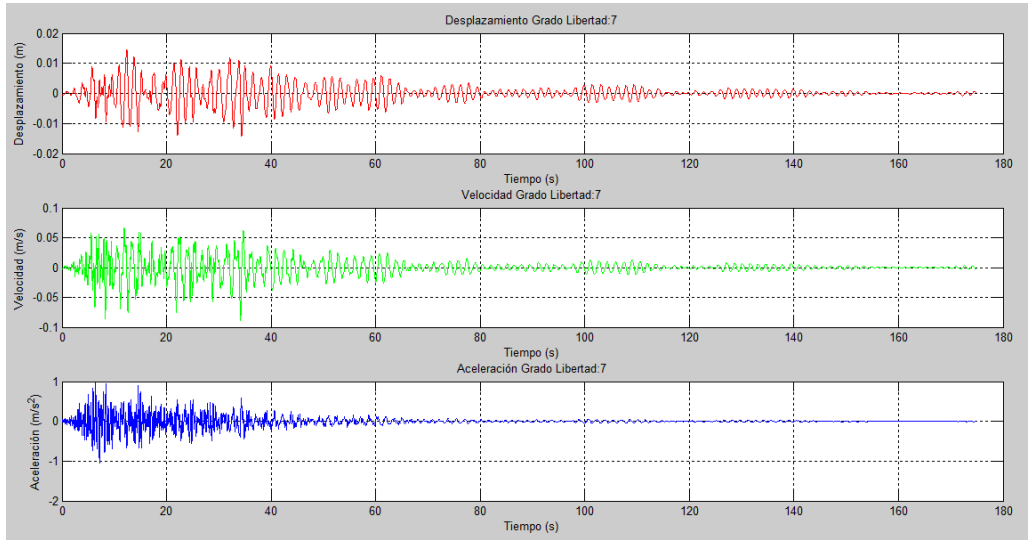


Figura 125. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 7.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 7

D: 0.01 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 12.39 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 7

V: 0.09 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 11.92 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 7

A: 1.05 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 6.44 [s]

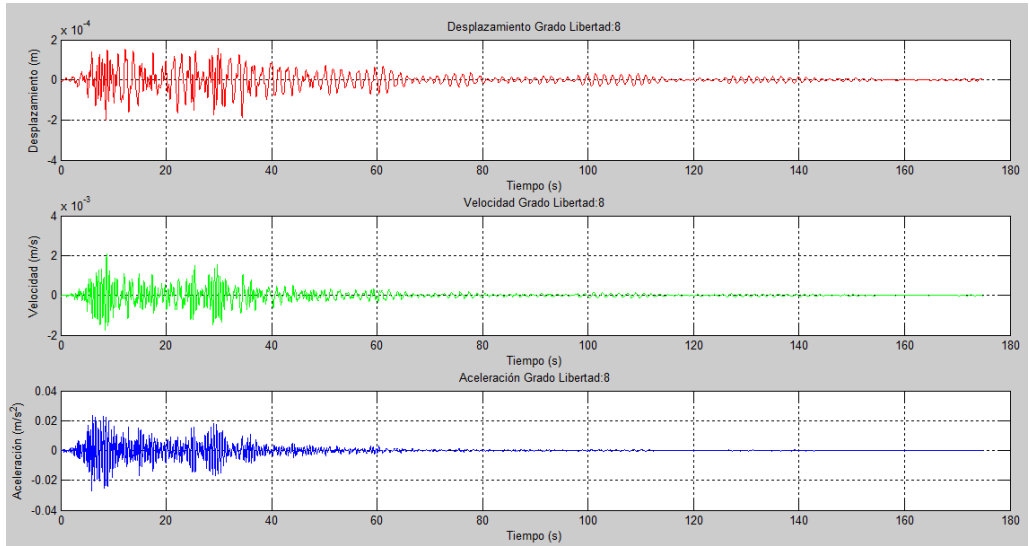


Figura 126. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 8.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 8

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 29.84 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 8

V: 0.00 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.70 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 8

A: 0.03 [m/s^2]

Tiempo en el que se desarrolla: 6.11 [s]

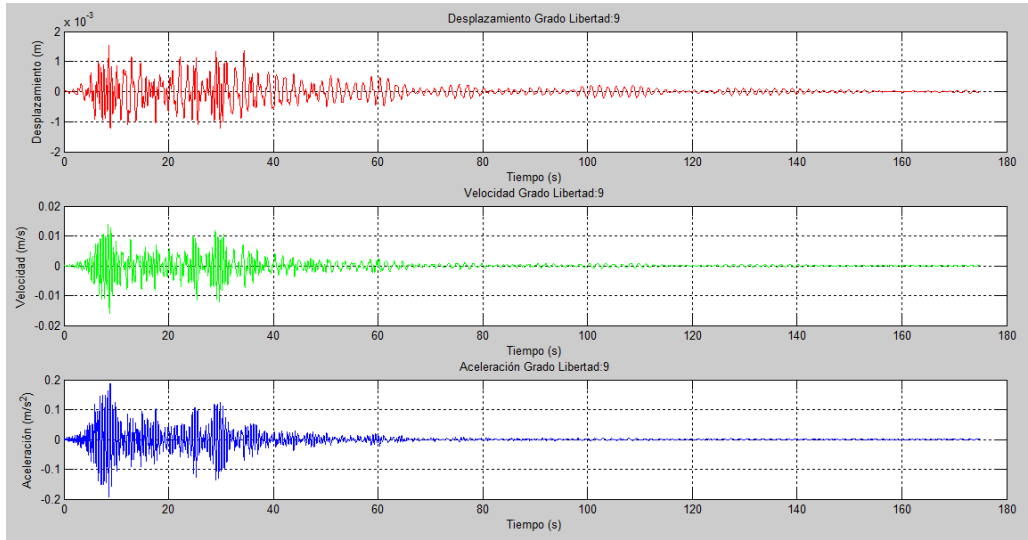


Figura 127. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 9.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 9

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.58 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 9

V: 0.02 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.46 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 9

A: 0.19 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.84 [s]

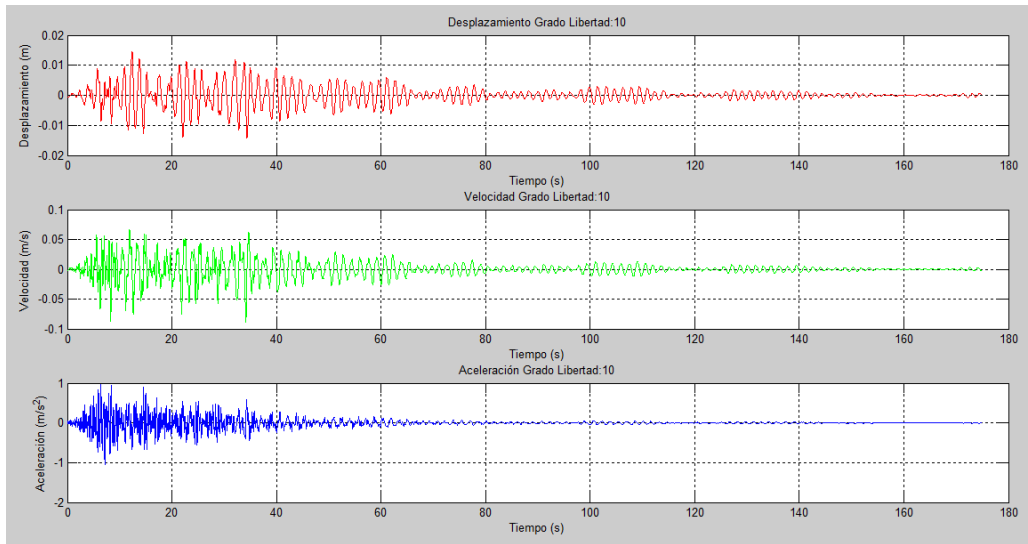


Figura 128. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 10.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 10

D: 0.01 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 12.39 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 10

V: 0.09 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 11.92 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 10

A: 1.05 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 6.44 [s]

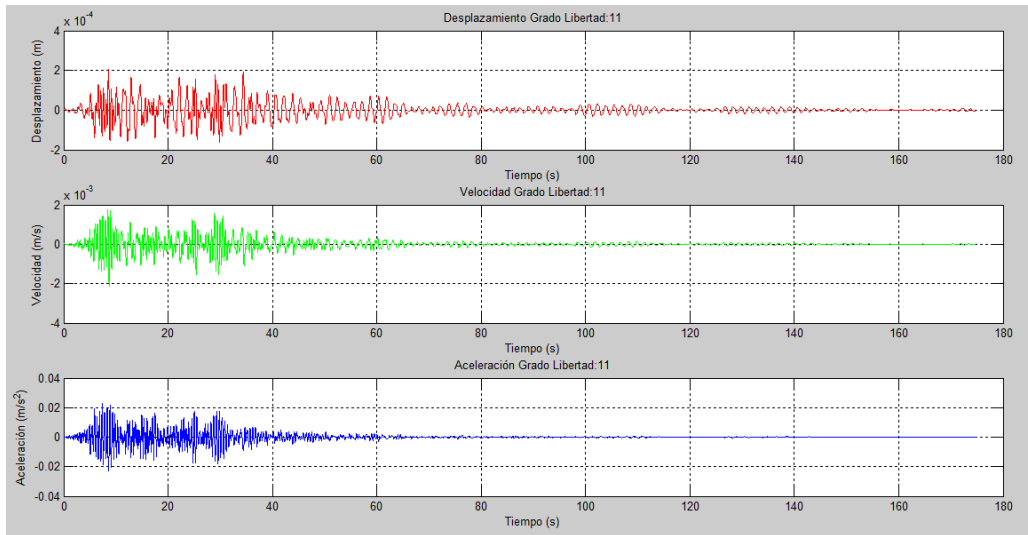


Figura 129. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 11.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 11

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.58 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 11

V: 0.00 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.46 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 11

A: 0.02 [m/s^2]

Tiempo en el que se desarrolla: 7.37 [s]

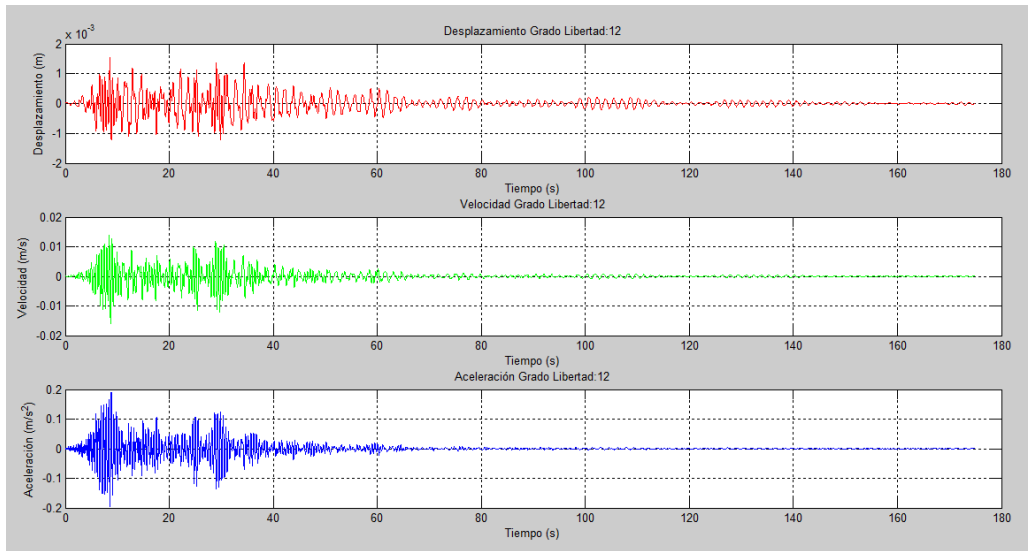


Figura 130. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 12.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 12

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.58 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 12

V: 0.02 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.46 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 12

A: 0.19 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.84 [s]

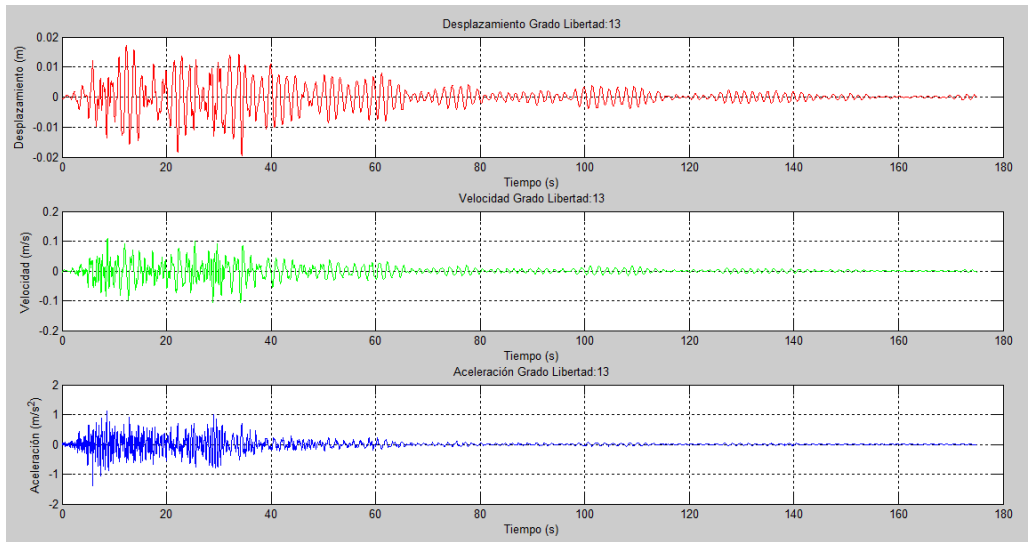


Figura 131. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 13.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 13

D: 0.02 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 12.29 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 13

V: 0.11 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.68 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 13

A: 1.39 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.59 [s]

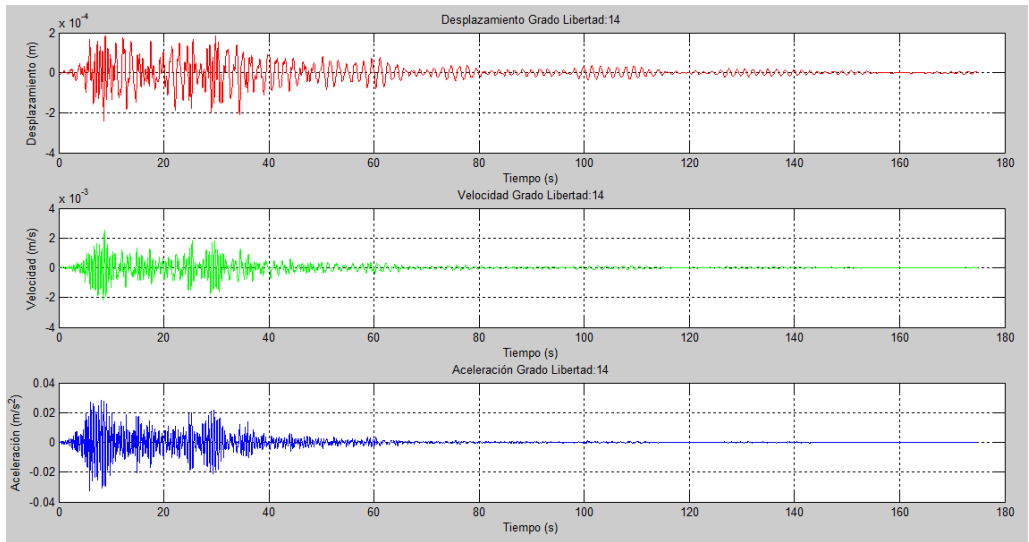


Figura 132. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 14.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 14

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 29.84 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 14

V: 0.00 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.70 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 14

A: 0.03 [m/s^2]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.13 [s]

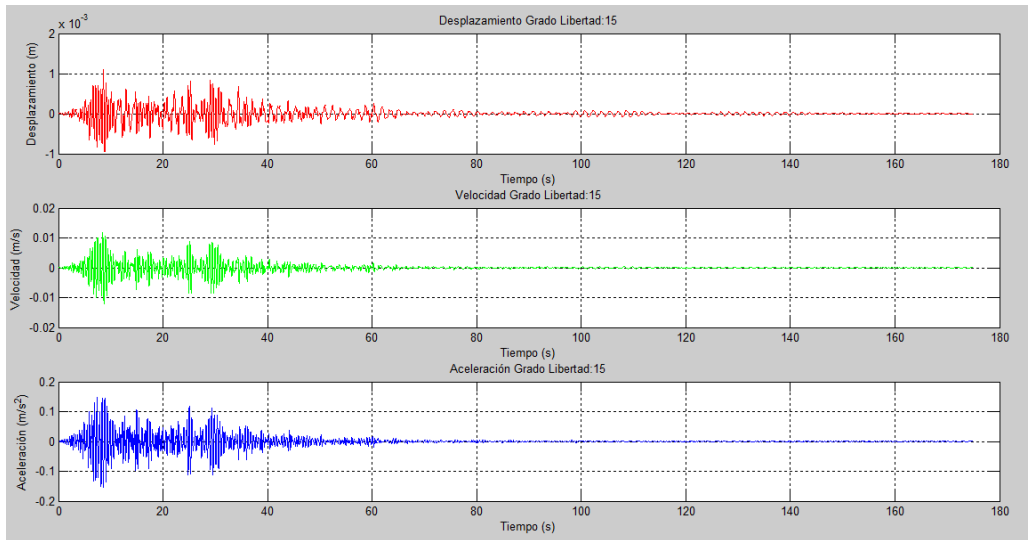


Figura 133. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 15.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 15

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.59 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 15

V: 0.01 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.47 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 15

A: 0.15 [m/s^2]

Tiempo en el que se desarrolla: 7.35 [s]

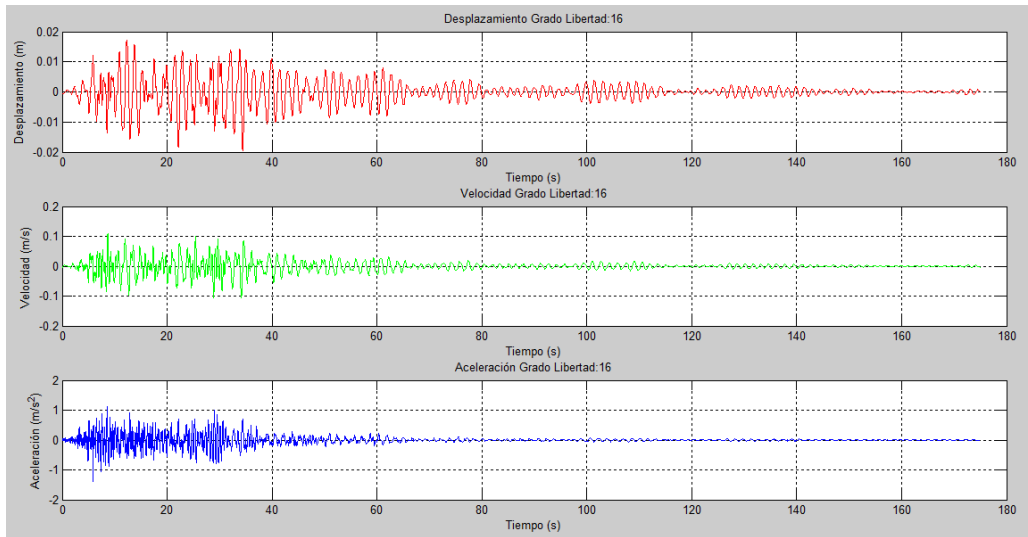


Figura 134. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 16.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 16

D: 0.02 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 12.29 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 16

V: 0.11 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.68 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 16

A: 1.39 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.59 [s]

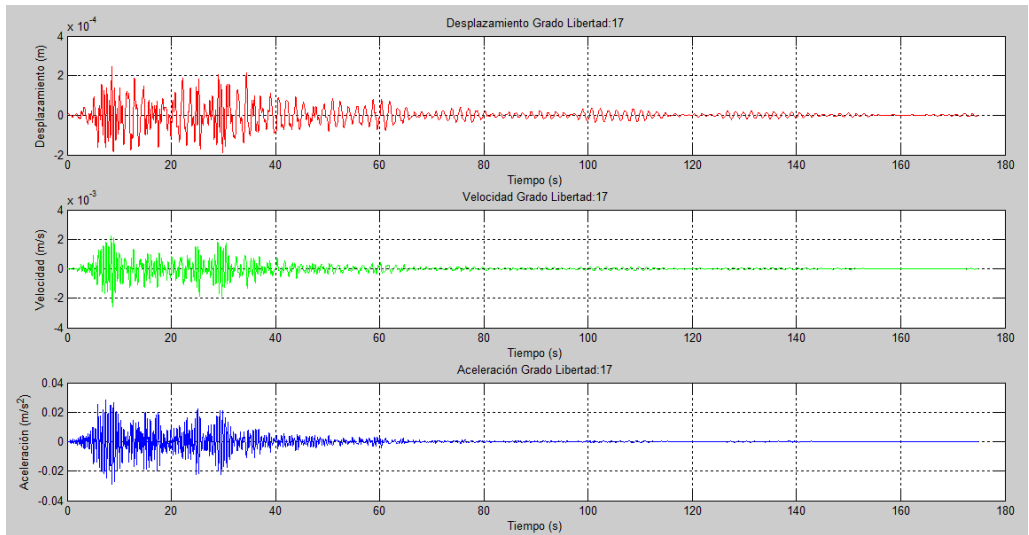


Figura 135. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 17.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 17

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.58 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 17

V: 0.00 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.46 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 17

A: 0.03 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 7.37 [s]

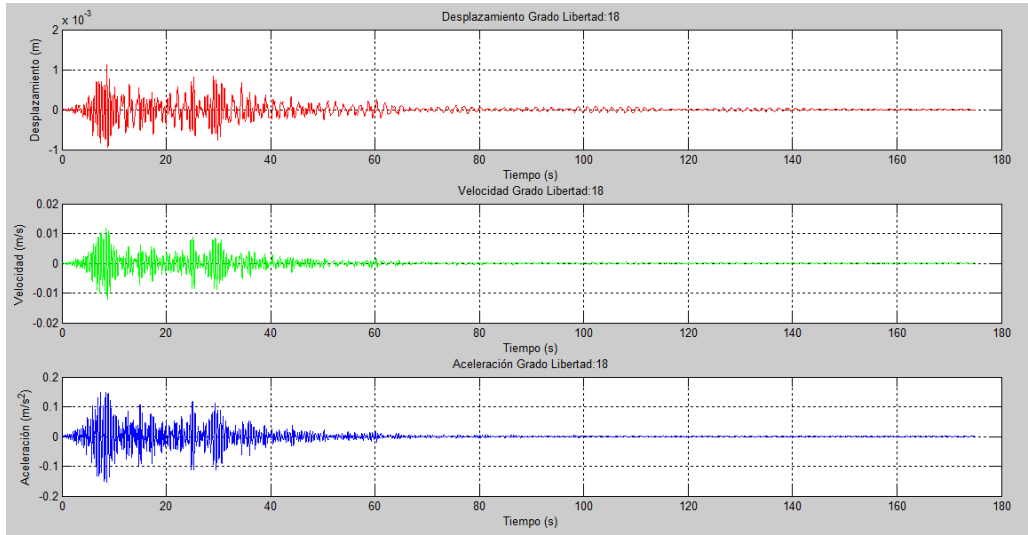


Figura 136. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 18.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 18

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.59 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 18

V: 0.01 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.47 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 18

A: 0.15 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 7.35 [s]

4.1.4 Análisis Tiempo Historia del pórtico 2

Primeramente se procede a describir los respectivos insumos que serán de utilidad para ingresarlos en el algoritmo de cálculo, en la figura 25 se puede apreciar el pórtico 2 con su respectiva notación; se aprecia que tiene 8 nodos, 9 elementos y cuenta con 18 grados de libertad debido a que es un pórtico plano con 3 grados de libertad por nodo, además de sus respectivas dimensiones.

Se dispone de un diagrama de distribución de masas de los nodos del pórtico 2, como se puede apreciar en la figura 137.

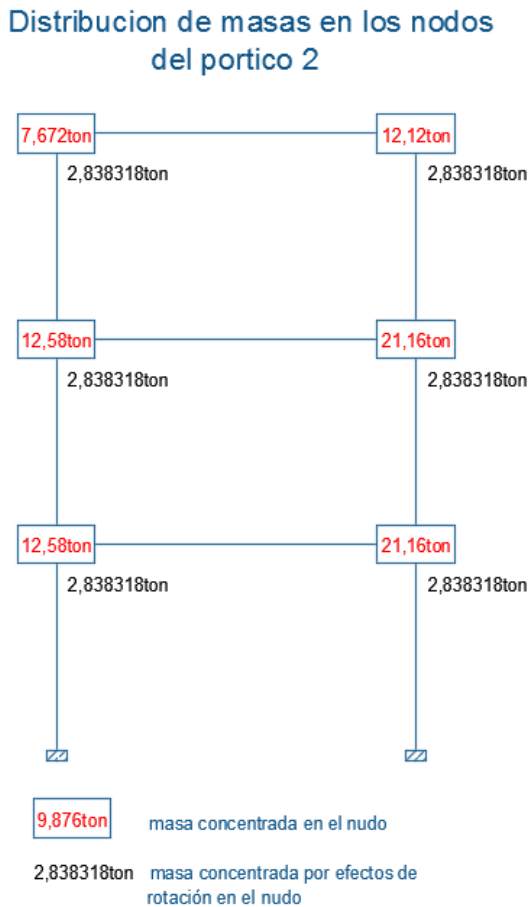


Figura 137. Distribución de masas en los nodos del pórtico 2.

Fuente: Autores.

Los resultados obtenidos del programa son las matrices de rigidez K , masas M y amortiguamiento C , que son de orden 18, guardando concordancia con el número de grados de libertad que posee el pórtico B (se anexan en formato digital).

Una vez obtenidas las matrices de rigidez, masas y amortiguamiento se procede a la aplicación del método de Newmark para obtener desplazamientos, velocidades y aceleraciones máximas en la dirección de cada grado de libertad y el tiempo en que se desarrolla cada una. A continuación se presenta las gráficas de desplazamiento, velocidad y aceleración versus tiempo, además se presenta los valores máximos de cada magnitud en la dirección de cada grado de libertad y los instantes en que se desarrollan.

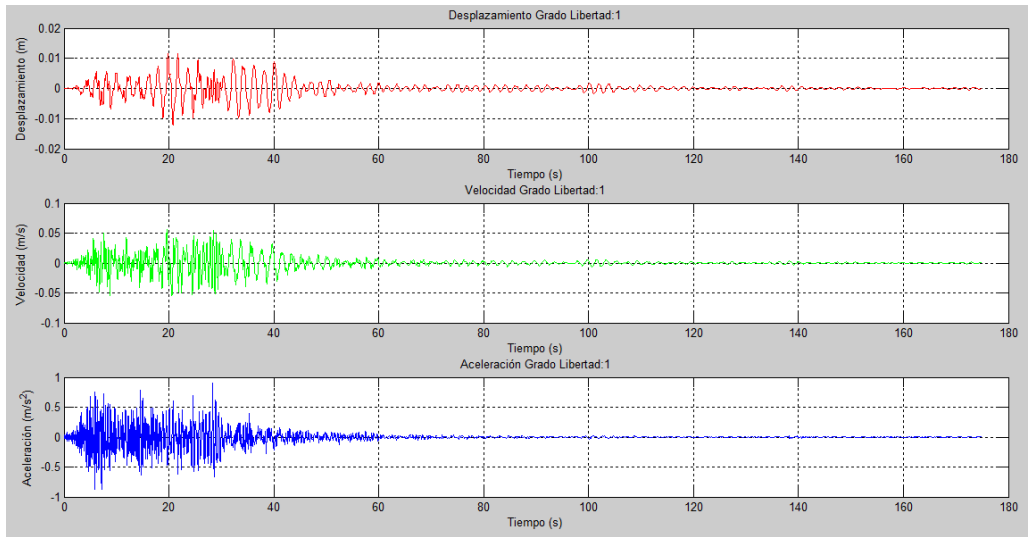


Figura 138. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 1.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 1

D: 0.01 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 21.69 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 1

V: 0.06 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 19.66 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 1

A: 0.91 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 28.31 [s]

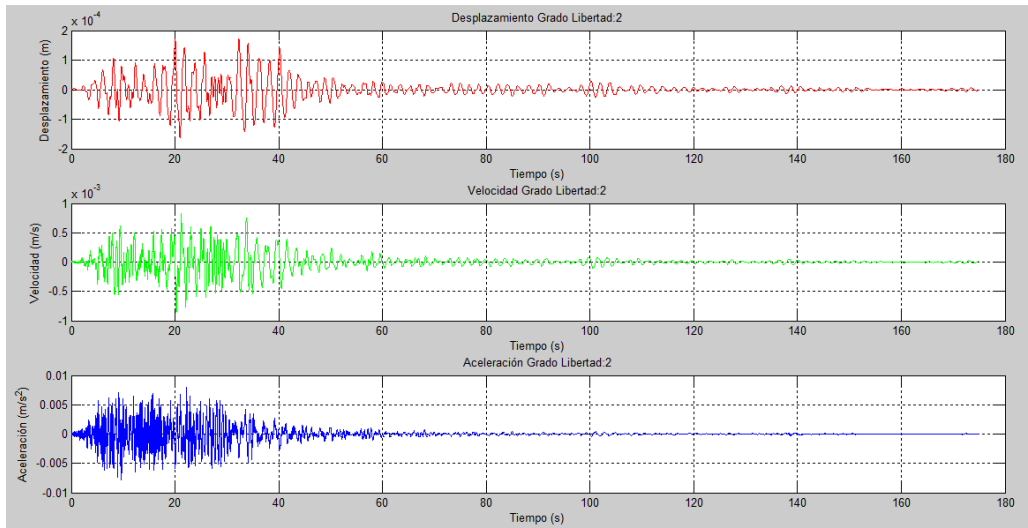


Figura 139. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 2.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 2

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 32.32 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 2

V: 0.00 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 21.21 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 2

A: 0.01 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 22.26 [s]

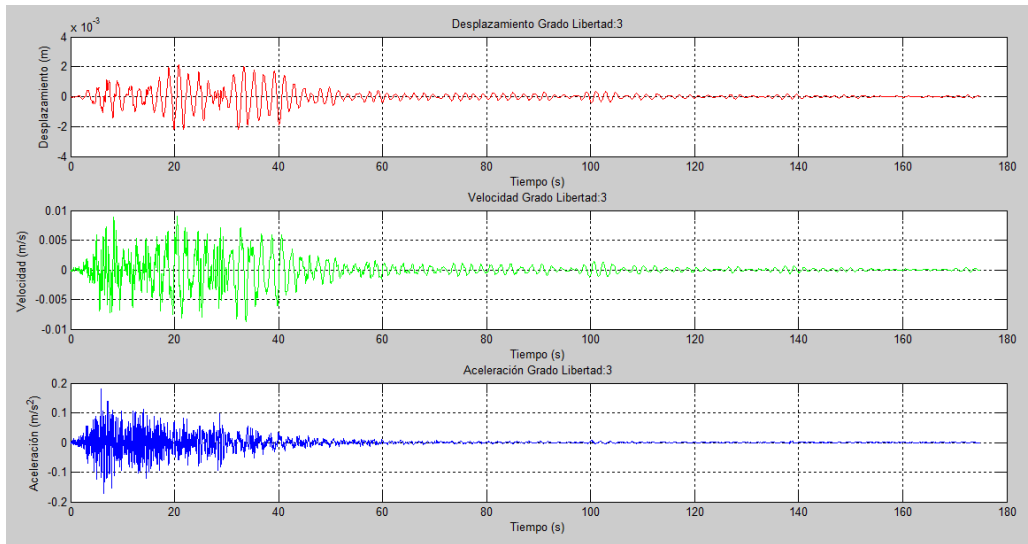


Figura 140. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 3.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 3

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 20.80 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 3

V: 0.01 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 20.49 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 3

A: 0.18 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 5.88 [s]

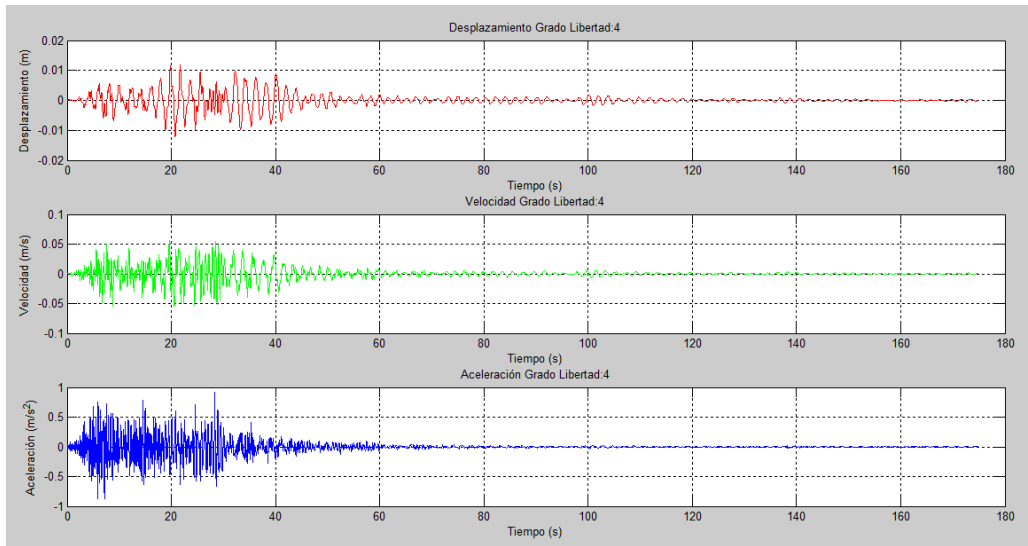


Figura 141. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 4.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 4

D: 0.01 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 21.69 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 4

V: 0.06 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 19.66 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 4

A: 0.91 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 28.31 [s]

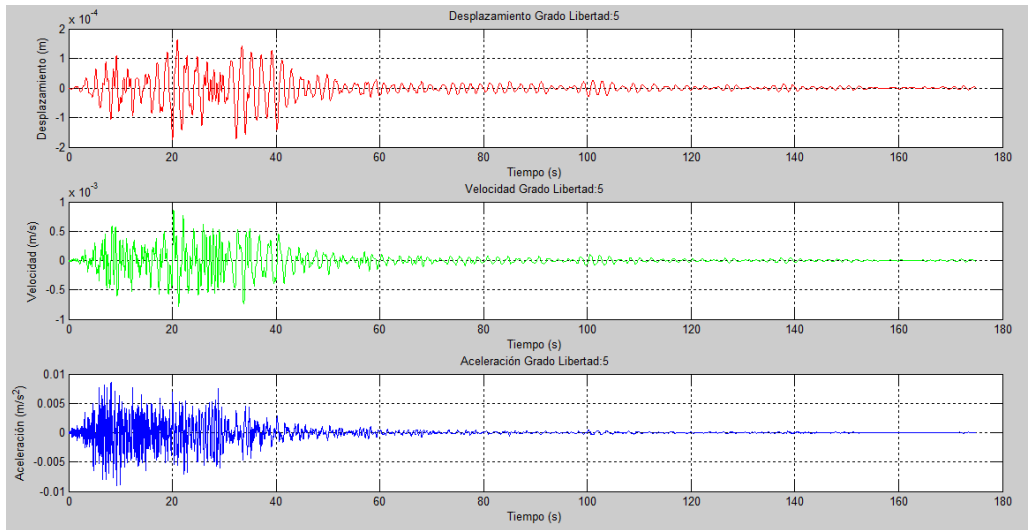


Figura 142. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 5.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 5

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 20.97 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 5

V: 0.00 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 20.25 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 5

A: 0.01 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.24 [s]

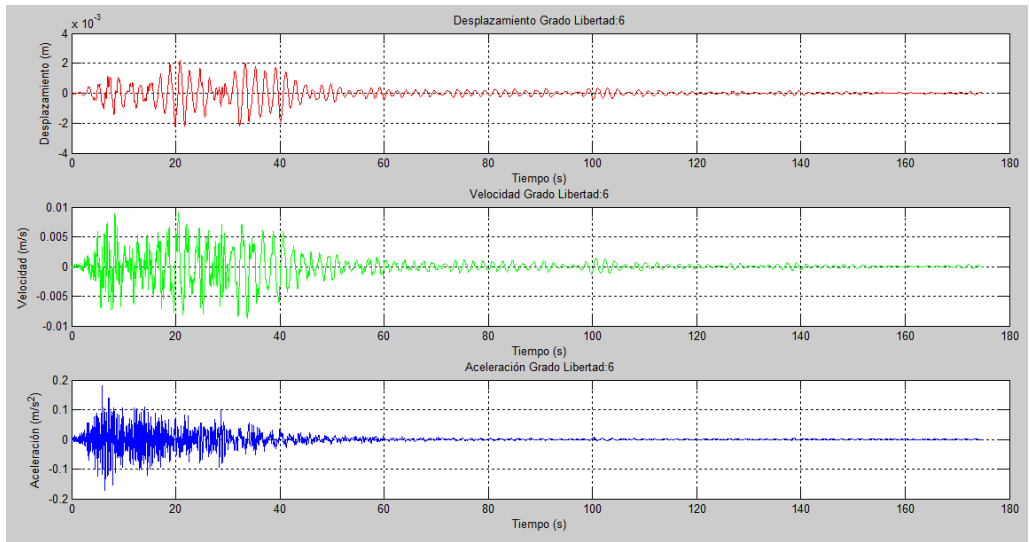


Figura 143. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 6.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 6

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 20.80 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 6

V: 0.01 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 20.49 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 6

A: 0.18 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 5.88 [s]

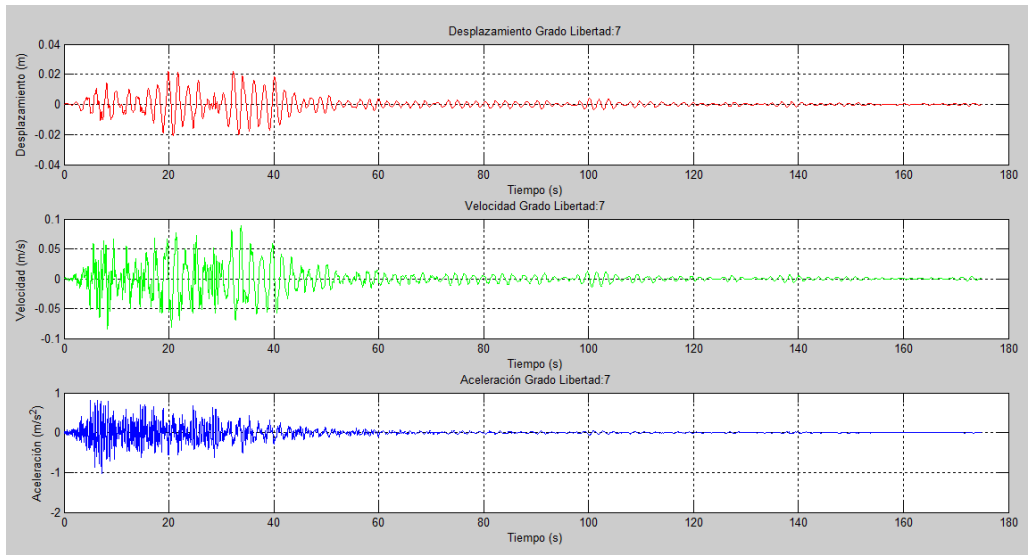


Figura 144. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 7.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 7

D: 0.02 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 32.28 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 7

V: 0.09 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 33.79 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 7

A: 1.02 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 6.44 [s]

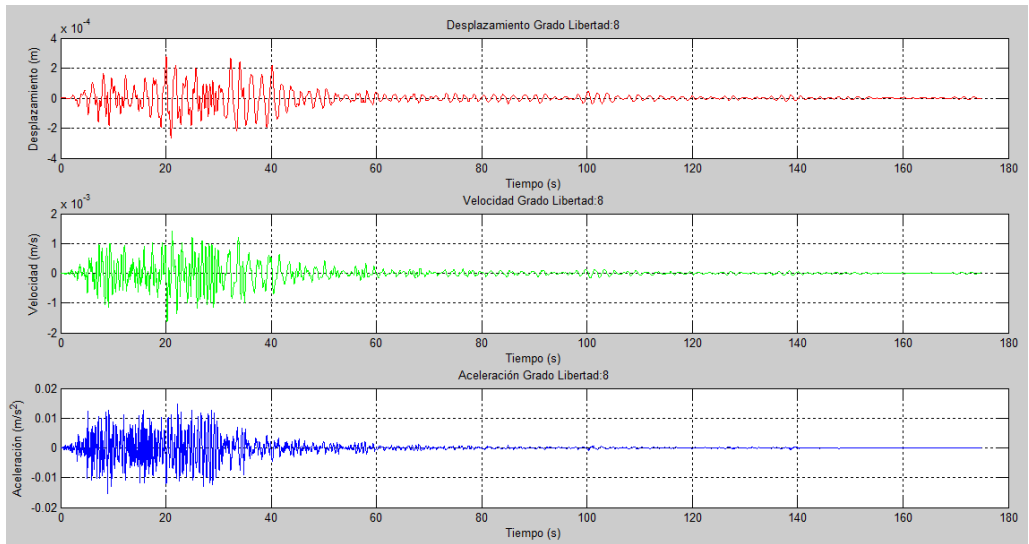


Figura 145. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 8.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 8

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 20.05 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 8

V: 0.00 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 21.20 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 8

A: 0.02 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 22.26 [s]

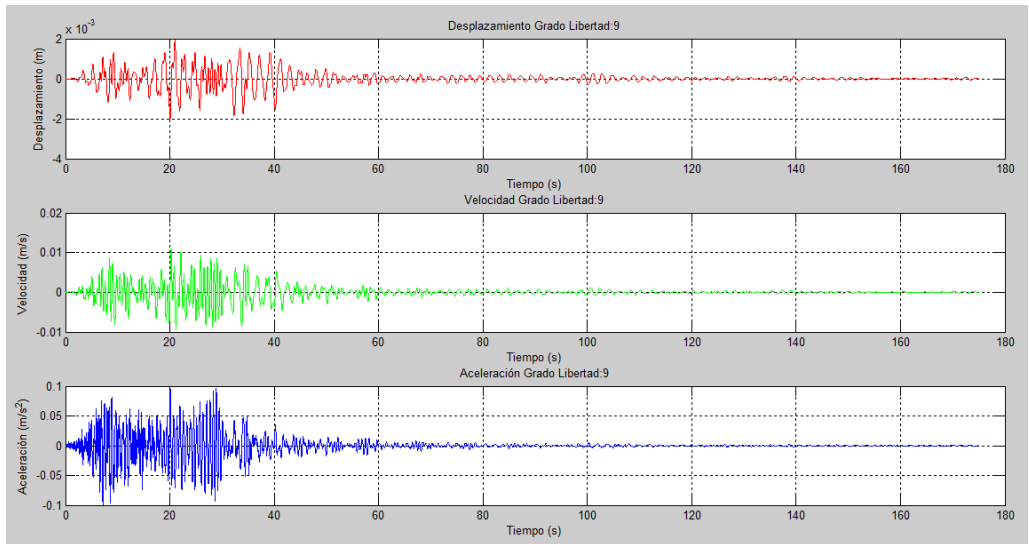


Figura 146. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 9.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 9

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 20.98 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 9

V: 0.01 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 20.24 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 9

A: 0.10 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 28.91 [s]

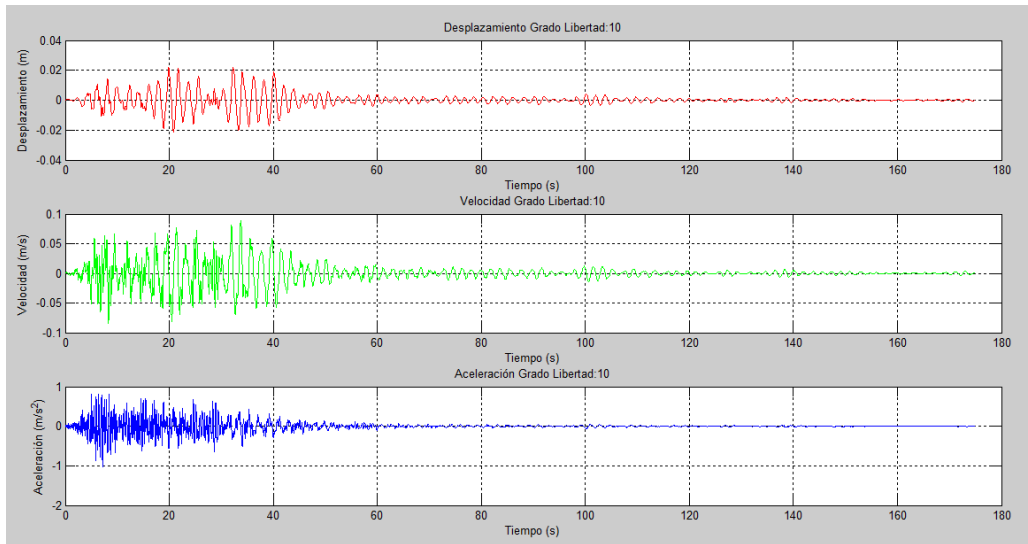


Figura 147. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 10.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 10

D: 0.02 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 32.28 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 10

V: 0.09 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 33.79 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 10

A: 1.02 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 6.44 [s]

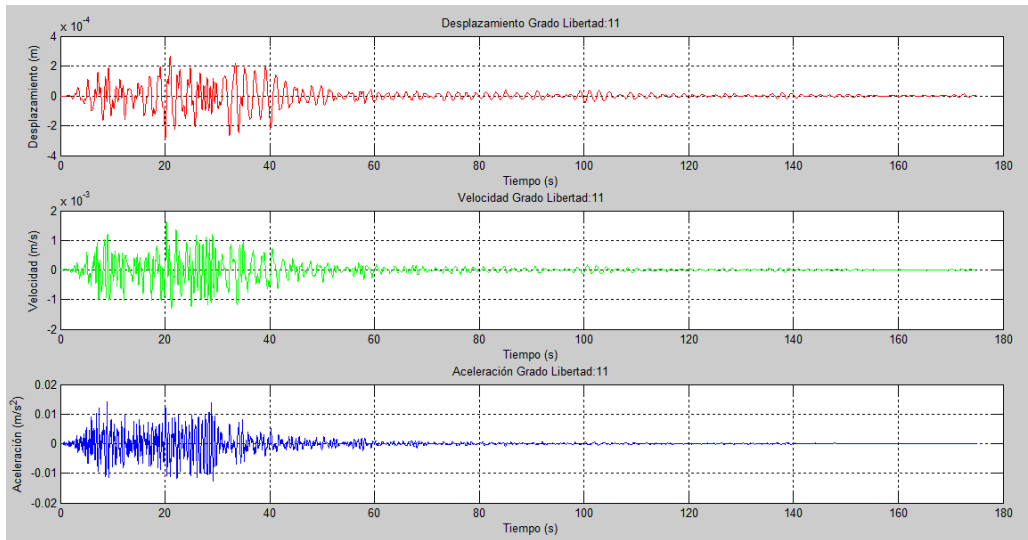


Figura 148. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 11.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 11

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 20.98 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 11

V: 0.00 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 20.26 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 11

A: 0.01 [m/s^2]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.94 [s]

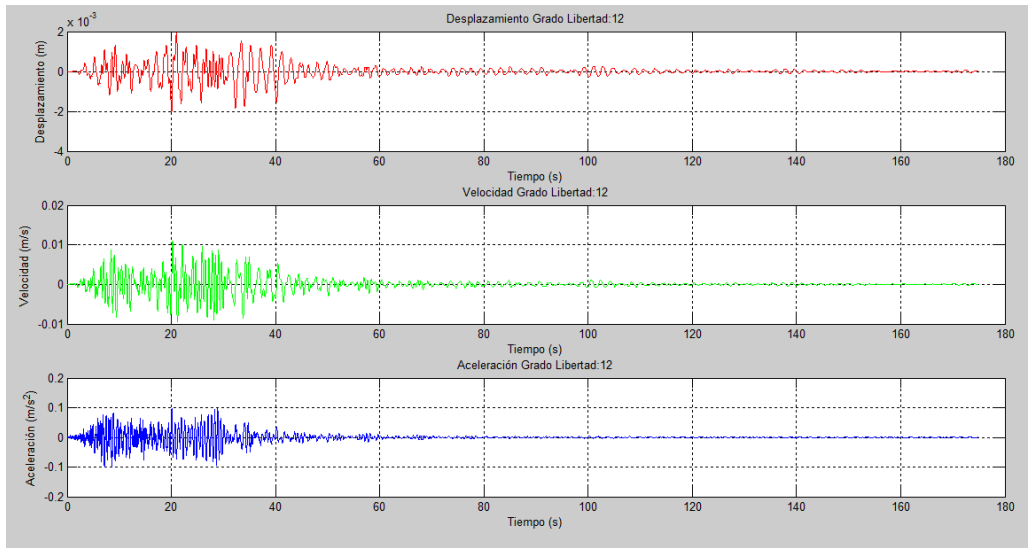


Figura 149. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 12.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 12

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 20.98 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 12

V: 0.01 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 20.24 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 12

A: 0.10 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 28.91 [s]

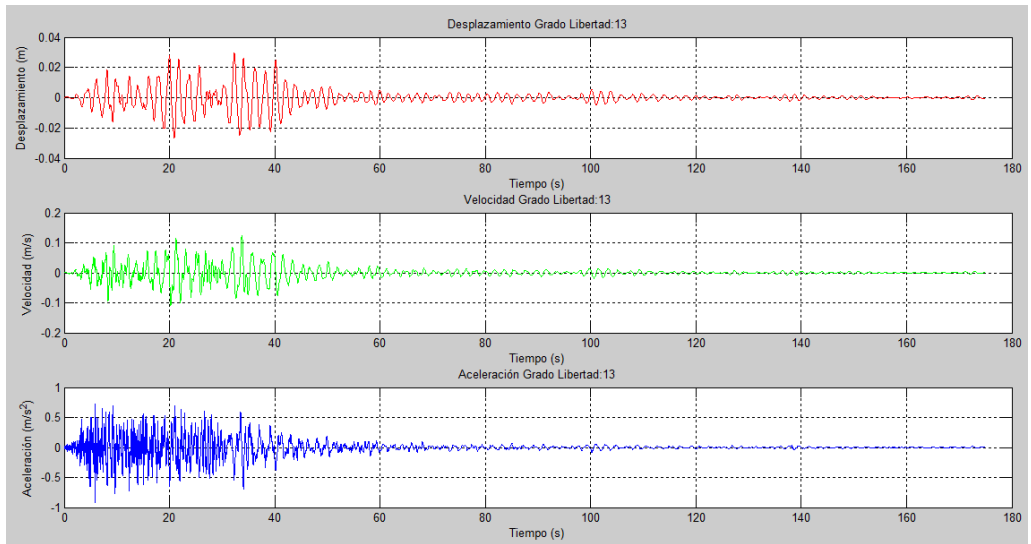


Figura 150. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 13.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 13

D: 0.03 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 32.31 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 13

V: 0.12 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 33.78 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 13

A: 0.92 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 5.81 [s]

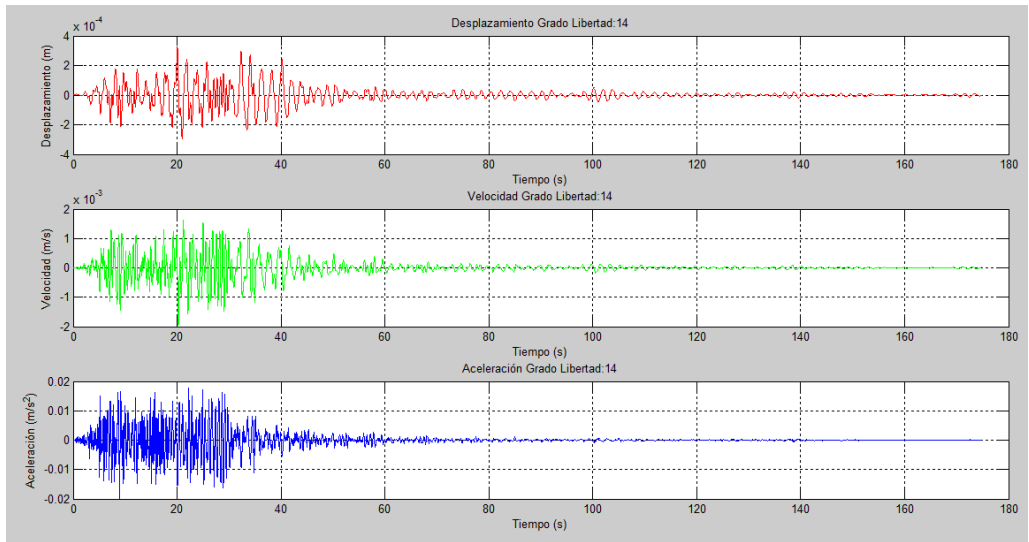


Figura 151. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 14.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 14

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 20.06 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 14

V: 0.00 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 21.20 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 14

A: 0.02 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 22.26 [s]

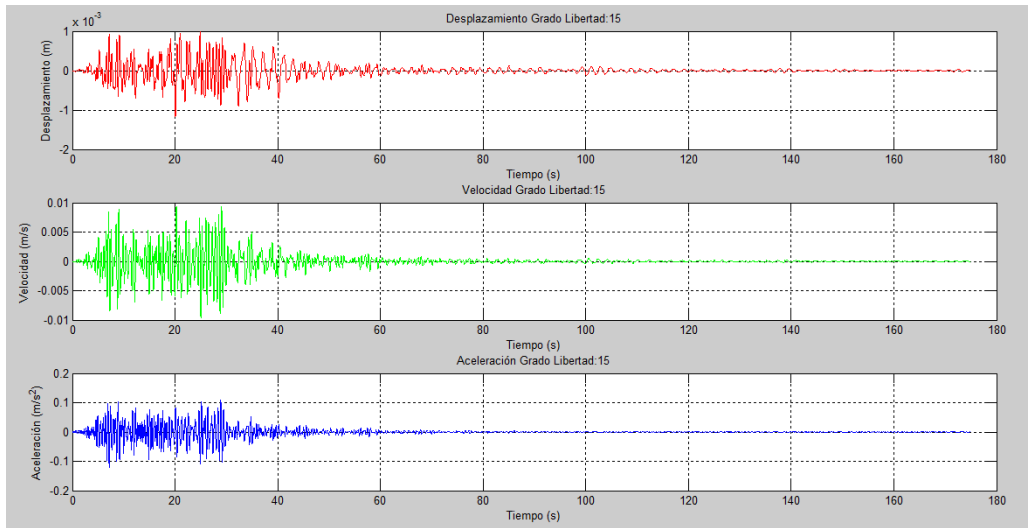


Figura 152. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 15.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 15

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 24.89 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 15

V: 0.01 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 20.25 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 15

A: 0.12 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 28.91 [s]

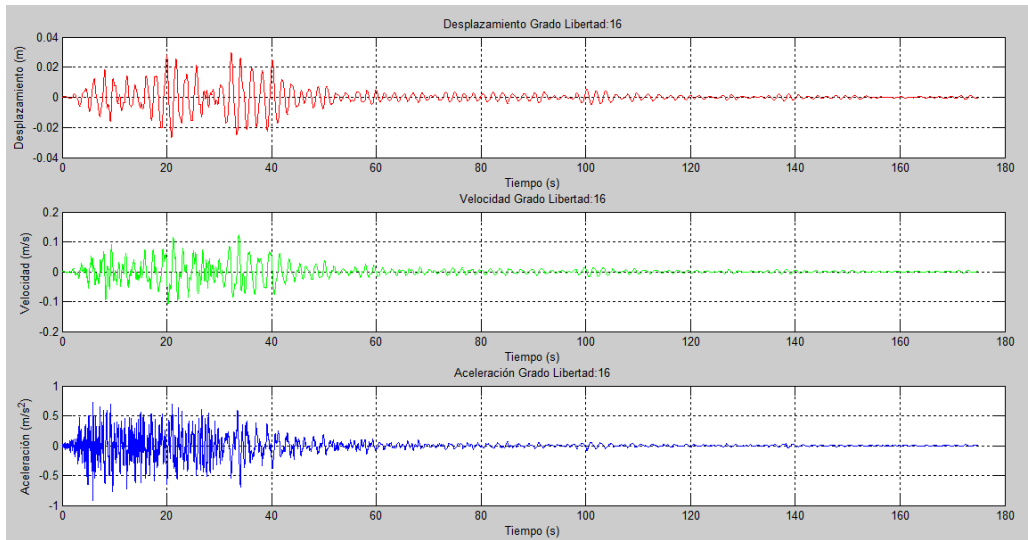


Figura 153. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 16.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 16

D: 0.03 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 32.31 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 16

V: 0.12 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 33.78 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 16

A: 0.92 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 5.81 [s]

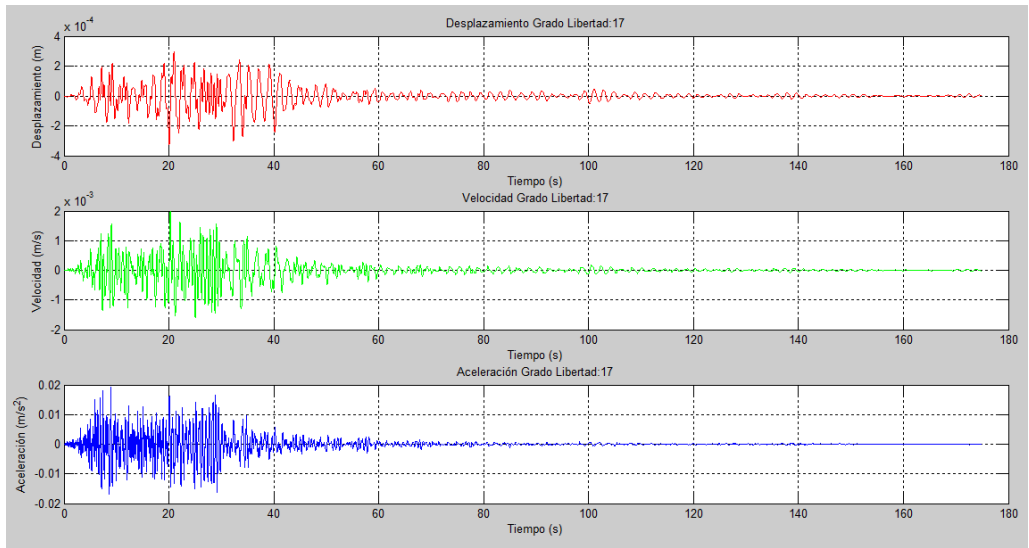


Figura 154. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 17.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 17

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 20.99 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 17

V: 0.00 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 20.26 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 17

A: 0.02 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 8.94 [s]

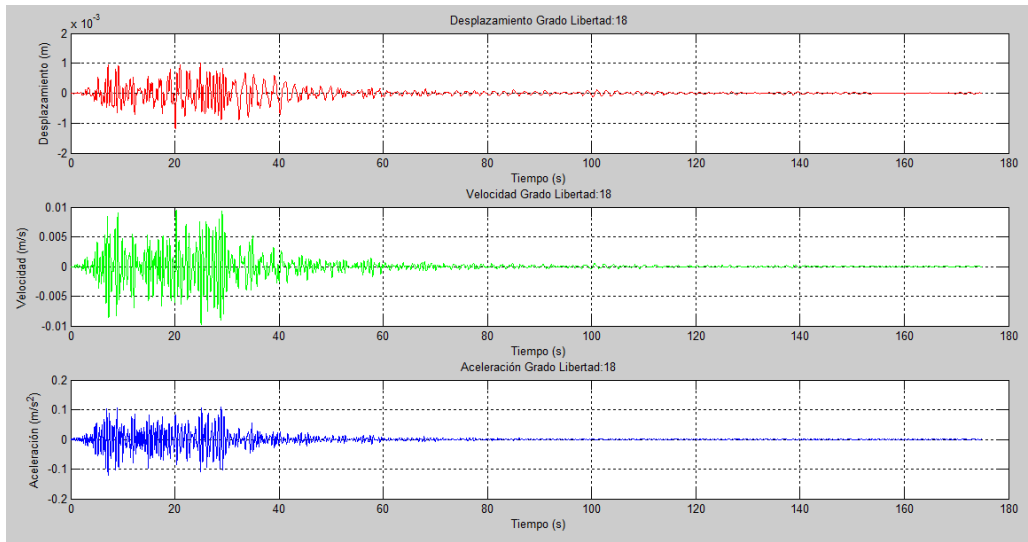


Figura 155. Gráficas desplazamiento, velocidad, aceleración versus tiempo en la dirección del grado de libertad 18.

Fuente: Autores.

Desplazamiento máximo en la dirección del gdl: 18

D: 0.00 [m]

Tiempo en el que se desarrolla: 24.89 [s]

Velocidad máxima en la dirección del gdl: 18

V: 0.01 [m/s]

Tiempo en el que se desarrolla: 20.25 [s]

Aceleración máxima en la dirección del gdl: 18

A: 0.12 [m/s²]

Tiempo en el que se desarrolla: 28.91 [s]

4.2 Resultados obtenidos con el software ETABS.

4.2.1 Resultados del Análisis del pórtico A.

Los resultados del análisis del pórtico A están representados en un informe final (ver Anexo A), donde se presentan tanto resultados de la estructura, como las reacciones en la base de la misma; además del análisis de pisos en el cual se puede apreciar las derivas de piso, esfuerzos de piso y resultados modales. A continuación se presenta las respuestas de piso en conjunto con desplazamientos máximos que soportan cada uno.

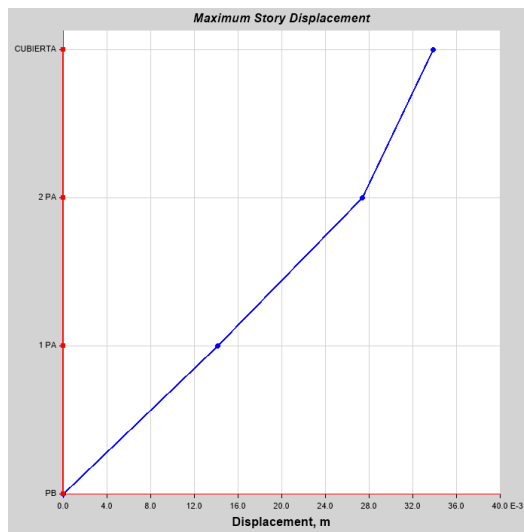


Figura 156. Gráfica de desplazamientos máximos por piso del pórtico A.

Fuente: Autores.

Tabla 1. Valores de desplazamiento máximo por piso del pórtico A.

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m		m	m
CUBIERTA	9.6	Top	0.033859	2.447E-09
2 PA	6.4	Top	0.027411	1.847E-09
1 PA	3.2	Top	0.014121	9.606E-10
PB	0	Top	0	0

Fuente: Autores.

4.2.2 Resultados del Análisis del pórtico B.

Los resultados del análisis del pórtico B están representados en un informe final (ver Anexo B), donde se presentan tanto resultados de la estructura, como las reacciones en la base de la misma; además del análisis de pisos en el cual se puede apreciar las derivas de piso, esfuerzos de piso y resultados modales. A continuación se presenta las respuestas de piso en conjunto con desplazamientos máximos que soporta cada uno.

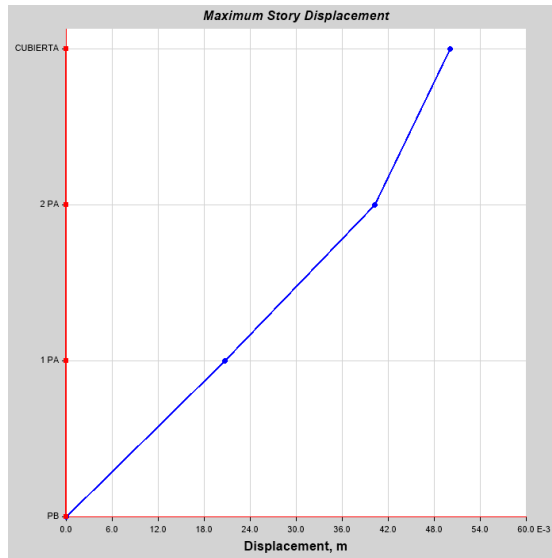


Figura 157. Gráfica de desplazamientos máximos por piso del pórtico B.

Fuente: Autores.

Tabla 2. Valores de desplazamiento máximo por piso del pórtico B.

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m		m	m
CUBIERTA	9.6	Top	0.050089	5.014E-09
2 PA	6.4	Top	0.040251	3.012E-09
1 PA	3.2	Top	0.020661	2.059E-09
PB	0	Top	0	0

Fuente: Autores.

4.2.3 Resultados del Análisis del pórtico 1.

Los resultados del análisis del pórtico 1 están representados en un informe final (ver Anexo C), donde se presentan tanto los resultados de la estructura, como las reacciones en la base de la misma; además del análisis de pisos en el cual se puede apreciar las derivas de piso, esfuerzos de piso y resultados modales. A continuación se presenta las respuestas de piso en conjunto con desplazamientos máximos que soporta cada uno.

Tabla 3. Valores de desplazamiento máximo por piso del pórtico 1.

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m		m	M
CUBIERTA	9.6	Top	0.024269	0
2 PA	6.4	Top	0.018872	0
1 PA	3.2	Top	0.009152	0
PB	0	Top	0	0

Fuente: Autores.

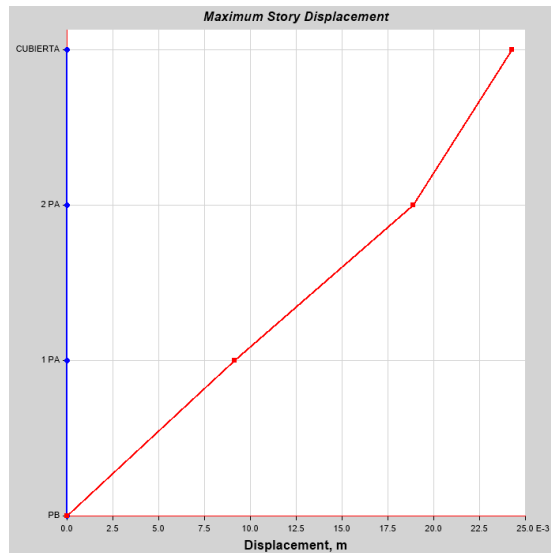


Figura 158. Gráfica de desplazamientos máximos por piso del pórtico 1.

Fuente: Autores.

4.2.4 Resultados del Análisis del pórtico 2.

Los resultados del análisis del pórtico 2 están representados en un informe final (ver Anexo D), donde se presentan tanto los resultados de la estructura, como las reacciones en la base de la misma; además del análisis de pisos en el cual se puede apreciar las derivas de piso, esfuerzos de piso y resultados modales. A continuación se presenta las respuestas de piso en conjunto con desplazamientos máximos que soporta cada uno.

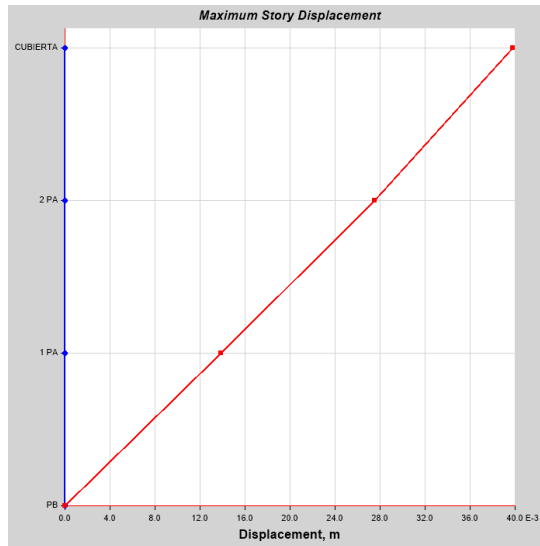


Figura 159. Gráfica de desplazamientos máximos por piso del pórtico 2.

Fuente: Autores.

Tabla 4. Valores de desplazamiento máximo por piso del pórtico 2.

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m		m	m
CUBIERTA	9.6	Top	0.039825	0
2 PA	6.4	Top	0.027548	0
1 PA	3.2	Top	0.013859	0
PB	0	Top	0	0

Fuente: Autores.

4.3 Comparación entre resultados obtenidos con ETABS y Matlab.

4.3.1 Comparación del pórtico A.

Tabla 5. Comparación de desplazamientos horizontales obtenidos en ETABS y en Matlab pórtico A.

Desplazamiento X			Error Relativo
	ETABS	Matlab	
CUBIERTA	0,033859	0,03	11,40
2 PA	0,027411	0,02	27,04
1 PA	0,014121	0,01	29,18
PB	0	0	0

Fuente: Autores.

4.3.2 Comparación del pórtico B.

Tabla 6. Comparación de desplazamientos horizontales obtenidos en ETABS y en Matlab pórtico B.

Desplazamiento X			Error Relativo
	ETABS	Matlab	
CUBIERTA	0,050089	0,05	0,18
2 PA	0,040251	0,04	0,62
1 PA	0,020661	0,02	3,20
PB	0	0	0

Fuente: Autores.

4.3.3 Comparación del pórtico 1.

Tabla 7. Comparación de desplazamientos horizontales obtenidos en ETABS y en Matlab pórtico 1.

Desplazamiento X			Error Relativo
	ETABS	Matlab	
CUBIERTA	0,024269	0,02	17,59
2 PA	0,018872	0,01	47,01
1 PA	0,009152	0,01	9,27
PB	0	0	0

Fuente: Autores.

4.3.4 Comparación del pórtico 2.

Tabla 8. Comparación de desplazamientos horizontales obtenidos en ETABS y en Matlab pórtico 2.

Desplazamiento X			Error Relativo
	ETABS	Matlab	
CUBIERTA	0,039825	0,03	24,67
2 PA	0,027548	0,02	27,40
1 PA	0,013859	0,01	27,84
PB	0	0	0

Fuente: Autores.

CONCLUSIONES

- El algoritmo Newmark lineal que se empleó en el método Tiempo-Historia brinda resultados muy cercanos a los obtenidos con el programa computacional ETABS, sin embargo, hay que considerar que no se tomaron en cuenta algunos elementos que aportan a la rigidez lateral de la estructura, entre ellos, la rigidez proporcionada por la mampostería.
- La solución obtenida mediante el algoritmo Newmark lineal arroja unos desplazamientos de la estructura que difieren en un 0,18% de los desplazamientos obtenidos con ETABS, y ello constituye una validación del método de solución aplicado en el presente trabajo.
- De acuerdo a los resultados, el desplazamiento máximo horizontal que experimenta la estructura es de 5 centímetros, esto se presenta en los grados de libertad que se encuentran en la cubierta.
- Los desplazamientos laterales que experimenta la estructura son valores que no se ven afectados de forma significativa por la componente vertical del sismo, ya que la estructura posee una geometría regular con un volado que no supera los 2,5 metros.
- Las respuestas cinemáticas de la estructura permiten tener una idea del comportamiento que experimenta durante el desarrollo del sismo, lo que posibilita obtener el momento para el cual el evento genera los estragos más significativos. En este caso para el pórtico longitudinal A en el instante de tiempo de 25,84 segundos ocurre el desplazamiento máximo de 3 centímetros; mientras que para el caso del pórtico longitudinal B en el instante de tiempo de 20,08 segundos ocurre el desplazamiento máximo de 5 centímetros. Para el caso del pórtico transversal 1 en el instante de tiempo de 12,29 segundos ocurre el desplazamiento máximo de 2 centímetros y para el caso del pórtico 2 en el instante de tiempo de 32,31 segundos ocurre el desplazamiento máximo de 3 centímetros.

- Los desplazamientos verticales que sufrió la estructura, por efectos de la componente horizontal del sismo, no fueron de mayor significancia.
- Los desplazamientos nodales obtenidos mediante el algoritmo son valores muy similares a los obtenidos mediante el programa de cálculo y análisis estructural ETABS.
- En este proyecto se realizó un análisis con 3 grados de libertad en cada nodo, un grado de libertad para la componente vertical, un grado de libertad para la componente horizontal y un grado de libertad para la componente rotacional, sin embargo, el trabajo se hubiera simplificado si se hubiese considerado un grado de libertad por todo el piso, que es lo que comúnmente se utiliza en un análisis dinámico.
- Los errores relativos que se obtienen para las velocidades y las aceleraciones de los nodos de la estructura son de mayor cuantía, hecho que induce a la revisión de los datos considerados y que conforman las matrices de rigidez y amortiguamiento, que son las que tienen incidencia directa en la manifestación de las velocidades y aceleraciones de los nodos de la estructura. Sin embargo, esos análisis van más allá de los objetivos del presente trabajo.

RECOMENDACIONES

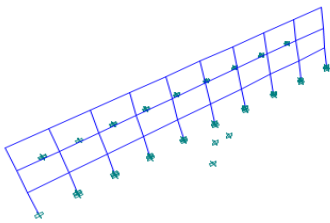
- Para efectos de precisar el cálculo considerar en la matriz de rigidez lateral aquellos elementos que aporten con la rigidez lateral de la estructura, entre ellos la mampostería y los muros que se encuentran en el balcón de la misma.
- Utilizar estructuras aporricadas con losas que tengan vigas aperaltadas, ya que esto favorece a la rigidez lateral de la estructura.
- Comparar los resultados obtenidos en este análisis con los de un análisis dinámico no lineal, ya que al comparar estos dos resultados se podría tener una mejor apreciación de la respuesta de la estructura.

- En la presente investigación se tuvo cierta divergencia entre velocidades y aceleraciones nodales, que pudo haberse generado, por el criterio empleado en el ensamblaje de las matrices de masas y amortiguamiento, lo que se recomienda analizar con mayor detalle en un análisis posterior.

ANEXOS

ANEXO A: INFORME DEL ANÁLISIS DEL PÓRTICO A.

ETABS[®] 2016
Integrated Building Design Software



Summary Report

Model File: EDIFICIO MKS, Revision 0
18/05/2018

1 Structure Data

This chapter provides model geometry information, including items such as story levels, point coordinates, and element connectivity.

1.1 Story Data

Table 1.1 - Story Data

Name	Height m	Elevation m	Master Story	Similar To	Splice Story
CUBIERTA	3.2	9.6	No	None	No
2 PA	3.2	6.4	Yes	None	No
1 PA	3.2	3.2	No	2 PA	No
PB	0	0	No	None	No

2 Loads

This chapter provides loading information as applied to the model.

2.1 Load Patterns

Table 2.1 - Load Patterns

Name	Type	Self Weight Multiplier
CV	Live	0
PESO PROPIO	Dead	1

2.2 Load Cases

Table 2.2 - Load Cases - Summary

Name	Type
Live	Linear Static
SISX	Linear Modal History
DEAD	Linear Static

3 Analysis Results

This chapter provides analysis results.

3.1 Structure Results

Table 3.1 - Base Reactions

Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m	X m	Y m	Z m
Live	0	0	-120.6	-590.94	1898.822	0	0	0	0
SISX Max	53.3187	1.756E-06	0	2.381E-06	361.3698	314.1833	0	0	0
SISX Min	-64.119	-1.455E-06	0	-2.741E-06	-438.9135	-261.2617	0	0	0
DEAD	0	0	267.1761	1309.1631	-4207.1176	0	0	0	0
CM	0	0	267.1761	1309.1631	-4207.1176	0	0	0	0

3.2 Story Results

Table 3.2 - Story Drifts

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X m	Y m	Z m
CUBIERTA	Live	X	2E-06	211	-9.561E-06	4.9	9.6
CUBIERTA	SISX Max	X	0.002017	216	14	4.9	9.6
CUBIERTA	SISX Min	X	0.001661	216	14	4.9	9.6
CUBIERTA	DEAD	X	1E-05	211	-9.561E-06	4.9	9.6
CUBIERTA	CM	X	1E-05	211	-9.561E-06	4.9	9.6
2 PA	Live	X	2E-06	224	31.5	4.9	6.4006
2 PA	SISX Max	X	0.004159	224	31.5	4.9	6.4006
2 PA	SISX Min	X	0.003424	224	31.5	4.9	6.4006
2 PA	DEAD	X	3E-06	224	31.5	4.9	6.4006
2 PA	CM	X	3E-06	224	31.5	4.9	6.4006
1 PA	Live	X	1.4E-05	37	17.45	4.9	3.2
1 PA	SISX Max	X	0.004413	37	17.45	4.9	3.2
1 PA	SISX Min	X	0.003633	37	17.45	4.9	3.2
1 PA	DEAD	X	2.8E-05	37	17.45	4.9	3.2
1 PA	CM	X	2.8E-05	37	17.45	4.9	3.2

Table 3.3 - Story Forces

Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
CUBIERTA	Live	Top	-7.56	-0.0003	0	0.0015	-37.044	119.07
CUBIERTA	Live	Bottom	-7.56	-0.0003	0	0.0015	-37.044	119.069
CUBIERTA	SISX Max	Top	0	19.0642	7.524E-07	113.4596	0	0
CUBIERTA	SISX Max	Bottom	0	19.0642	7.524E-07	113.4596	1.987E-06	61.0054
CUBIERTA	SISX Min	Top	0	-23.155	-6.209E-07	-93.4145	0	0
CUBIERTA	SISX Min	Bottom	0	-23.155	-6.209E-07	-93.4145	-2.408E-06	-74.096
CUBIERTA	DEAD	Top	62.168	0.0005	0	-0.0023	304.6233	-979.1464
CUBIERTA	DEAD	Bottom	71.3928	0.0005	0	-0.0023	349.8247	-1124.4127
CUBIERTA	CM	Top	62.168	0.0005	0	-0.0023	304.6233	-979.1464
CUBIERTA	CM	Bottom	71.3928	0.0005	0	-0.0023	349.8247	-1124.4127
2 PA	Live	Top	-64.08	-0.001	0	0.005	-313.992	1008.945
2 PA	Live	Bottom	-64.08	-0.001	0	0.005	-313.992	1008.9418
2 PA	SISX Max	Top	0	41.7995	1.374E-06	248.7679	1.986E-06	61.0209
2 PA	SISX Max	Bottom	0	41.7995	1.374E-06	248.7679	2.882E-06	194.7794
2 PA	SISX Min	Top	0	-50.769	-1.653E-06	-204.8176	-2.406E-06	-74.115
2 PA	SISX Min	Bottom	0	-50.769	-1.653E-06	-204.8176	-2.432E-06	-236.5756
2 PA	DEAD	Top	160.0568	0.0019	0	-0.0093	784.2782	-2520.4628
2 PA	DEAD	Bottom	169.2842	0.0019	0	-0.0093	829.4924	-2665.742
2 PA	CM	Top	160.0568	0.0019	0	-0.0093	784.2782	-2520.4628
2 PA	CM	Bottom	169.2842	0.0019	0	-0.0093	829.4924	-2665.742

1 PA	Live	Top	-120.6	-0.0023	0	0.0112	-590.94	1898.8178
1 PA	Live	Bottom	-120.6	-0.0023	0	0.0112	-590.94	1898.8104
1 PA	SISX Max	Top	0	53.6855	1.761E-06	319.5065	2.881E-06	194.7844
1 PA	SISX Max	Bottom	0	53.6855	1.761E-06	319.5065	2.401E-06	366.5778
1 PA	SISX Min	Top	0	-65.2054	-1.46E-06	-263.0587	-2.431E-06	-236.5817
1 PA	SISX Min	Bottom	0	-65.2054	-1.46E-06	-263.0587	-2.754E-06	-445.239
1 PA	DEAD	Top	257.9482	0.0045	0	-0.022	1263.9461	-4061.7929
1 PA	DEAD	Bottom	267.1761	0.0045	0	-0.022	1309.1631	-4207.0956
1 PA	CM	Top	257.9482	0.0045	0	-0.022	1263.9461	-4061.7929
1 PA	CM	Bottom	267.1761	0.0045	0	-0.022	1309.1631	-4207.0956

3.3 Modal Results

Table 3.4 - Modal Periods and Frequencies

Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec	Circular Frequency rad/sec	Eigenvalue rad ² /sec ²
Modal	1	2.171	0.461	2.8941	8.3758
Modal	2	1.798	0.556	3.4952	12.2166
Modal	3	1.325	0.755	4.742	22.4868
Modal	4	0.979	1.021	6.4175	41.1842
Modal	5	0.74	1.351	8.4901	72.0811
Modal	6	0.63	1.587	9.9702	99.4057
Modal	7	0.568	1.76	11.0603	122.3292
Modal	8	0.445	2.248	14.1241	199.491
Modal	9	0.356	2.806	17.6335	310.9419

Table 3.5 - Modal Participating Mass Ratios (Part 1 of 2)

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
Modal	1	2.171	0	0.7085	0	0	0.7085	0
Modal	2	1.798	0	8.741E-07	0	0	0.7085	0
Modal	3	1.325	0	0.0036	0	0	0.712	0
Modal	4	0.979	0	0	0	0	0.712	0
Modal	5	0.74	0	0.0005	0	0	0.7125	0
Modal	6	0.63	0.8986	0	0	0.8986	0.7125	0
Modal	7	0.568	0	0	0	0.8986	0.7125	0
Modal	8	0.445	0	0.0001	0	0.8986	0.7127	0
Modal	9	0.356	0	1.825E-05	0	0.8986	0.7127	0

Table 3.5 - Modal Participating Mass Ratios (Part 2 of 2)

Case	Mode	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modal	1	0.3248	0	7.395E-07	0.3248	0	7.395E-07
Modal	2	0	0	0.6972	0.3248	0	0.6972
Modal	3	0.0003	0	0	0.3251	0	0.6972
Modal	4	0	0	0.021	0.3251	0	0.7182
Modal	5	0.0001	0	0	0.3252	0	0.7182
Modal	6	0	0.1231	0	0.3252	0.1231	0.7182
Modal	7	0	0	0.0024	0.3252	0.1231	0.7207
Modal	8	0.0002	0	0	0.3253	0.1231	0.7207
Modal	9	3.858E-05	0	0.0018	0.3254	0.1231	0.7225

Table 3.6 - Modal Load Participation Ratios

Case	Item Type	Item	Static %	Dynamic %
Modal	Acceleration	UX	98.77	89.86
Modal	Acceleration	UY	99.18	71.27
Modal	Acceleration	UZ	0	0

Table 3.7 - Modal Direction Factors

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	RZ
Modal	1	2.171	0	1	0	0
Modal	2	1.798	0	0	0	1
Modal	3	1.325	0	1	0	0
Modal	4	0.979	0	0	0	1
Modal	5	0.74	0	0.997	0	0.003
Modal	6	0.63	1	0	0	0
Modal	7	0.568	0	0	0	1
Modal	8	0.445	0	0.973	0	0.027
Modal	9	0.356	0	0	0	1

1 Structure Data

This chapter provides model geometry information, including items such as story levels, point coordinates, and element connectivity.

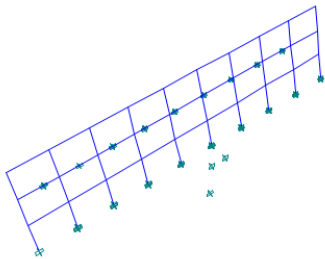
1.1 Story Data

Table 1.1 - Story Data

Name	Height m	Elevation m	Master Story	Similar To	Splice Story
CUBIERTA	3.2	9.6	No	None	No

ANEXO B: INFORME DEL ANÀLISIS DEL PÓRTICO B.

ETABS[®] 2016
Integrated Building Design Software



Summary Report

Model File: EDIFICIO MKS, Revision 0
18/05/2018

Name	Height m	Elevation m	Master Story	Similar To	Splice Story
2 PA	3.2	6.4	Yes	None	No
1 PA	3.2	3.2	No	2 PA	No
PB	0	0	No	None	No

2 Loads

This chapter provides loading information as applied to the model.

2.1 Load Patterns

Table 2.1 - Load Patterns

Name	Type	Self Weight Multiplier
CV	Live	0
PESO PROPIO	Dead	1

2.2 Load Cases

Table 2.2 - Load Cases - Summary

Name	Type
Live	Linear Static
SISX	Linear Modal History
DEAD	Linear Static

3 Analysis Results

This chapter provides analysis results.

3.1 Structure Results

Table 3.1 - Base Reactions

Load Case/Comb o	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m	X m	Y m	Z m
Live	0	0	-120.6	-590.94	1899.45	0	0	0	0
SISX Max	97.6966	1.629E-06	0	2.265E-06	677.1593	455.7482	0	0	0
SISX Min	-93.0098	-1.662E-06	0	-2.64E-06	-644.6745	-478.7131	0	0	0
DEAD	0	0	386.2918	1892.8299	-6084.0962	0	0	0	0
CM	0	0	386.2918	1892.8299	-6084.0962	0	0	0	0

3.2 Story Results

Table 3.2 - Story Drifts

Story	Load Case/Comb o	Direction	Drift	Label	X m	Y m	Z m
CUBIERTA	Live	X	1E-06	211	0	4.9	9.6
CUBIERTA	SISX Max	X	0.003077	212	3.5	4.9	9.6
CUBIERTA	SISX Min	X	0.003232	212	3.5	4.9	9.6
CUBIERTA	DEAD	X	4E-06	224	31.5	4.9	9.6
CUBIERTA	CM	X	4E-06	224	31.5	4.9	9.6
2 PA	Live	X	1.761E-07	211	0	4.9	6.4
2 PA	SISX Max	X	0.006131	224	31.5	4.9	6.4
2 PA	SISX Min	X	0.00644	224	31.5	4.9	6.4
2 PA	DEAD	X	3.1E-07	224	31.5	4.9	6.4
2 PA	CM	X	3.1E-07	224	31.5	4.9	6.4
1 PA	Live	X	4.404E-07	224	31.5	4.9	3.2
1 PA	SISX Max	X	0.006456	216	14	4.9	3.2
1 PA	SISX Min	X	0.006781	216	14	4.9	3.2
1 PA	DEAD	X	1E-06	211	0	4.9	3.2
1 PA	CM	X	1E-06	211	0	4.9	3.2

Table 3.3 - Story Forces

Story	Load Case/Comb o	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
CUBIERTA	Live	Top	-7.56	0	0	0	-37.044	119.07
CUBIERTA	Live	Bottom	-7.56	0	0	0	-37.044	119.07
CUBIERTA	SISX Max	Top	0	37.4134	6.671E-07	174.531	0	0
CUBIERTA	SISX Max	Bottom	0	37.4134	6.671E-07	174.531	2.219E-06	119.7228
CUBIERTA	SISX Min	Top	0	-35.6186	-6.933E-07	-183.3255	0	0
CUBIERTA	SISX Min	Bottom	0	-35.6186	-6.933E-07	-183.3255	-2.135E-06	-113.9794
CUBIERTA	DEAD	Top	98.084	0	0	0	480.6115	-1544.8226
CUBIERTA	DEAD	Bottom	107.3106	0	0	0	525.822	-1690.1421
CUBIERTA	CM	Top	98.084	0	0	0	480.6115	-1544.8226
CUBIERTA	CM	Bottom	107.3106	0	0	0	525.822	-1690.1421
2 PA	Live	Top	-64.08	0	0	0	-313.992	1009.26
2 PA	Live	Bottom	-64.08	0	0	0	-313.992	1009.26
2 PA	SISX Max	Top	0	78.5493	1.653E-06	366.4274	2.219E-06	119.7228
2 PA	SISX Max	Bottom	0	78.5493	1.653E-06	366.4274	2.78E-06	371.0805
2 PA	SISX Min	Top	0	-74.7811	-1.536E-06	-384.8915	-2.135E-06	-113.9794
2 PA	SISX Min	Bottom	0	-74.7811	-1.536E-06	-384.8915	-3.072E-06	-353.279
2 PA	DEAD	Top	237.5746	0	0	0	1164.1154	-3741.7996
2 PA	DEAD	Bottom	246.8012	0	0	0	1209.326	-3887.1191
2 PA	CM	Top	237.5746	0	0	0	1164.1154	-3741.7996
2 PA	CM	Bottom	246.8012	0	0	0	1209.326	-3887.1191
1 PA	Live	Top	-120.6	0	0	0	-590.94	1899.45
1 PA	Live	Bottom	-120.6	0	0	0	-590.94	1899.45
1 PA	SISX Max	Top	0	100.126	1.634E-06	467.0813	2.78E-06	371.0805
1 PA	SISX Max	Bottom	0	100.126	1.634E-06	467.0813	2.254E-06	691.4836
1 PA	SISX Min	Top	0	-95.3227	-1.664E-06	-490.6173	-3.072E-06	-353.279

Story	Load Case/Comb o	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
1 PA	SISX Min	Bottom	0	-95.3227	-1.664E-06	-490.6173	-2.69E-06	-658.3117
1 PA	DEAD	Top	377.0652	0	0	0	1847.6194	-5938.7767
1 PA	DEAD	Bottom	386.2918	0	0	0	1892.8299	-6084.0962
1 PA	CM	Top	377.0652	0	0	0	1847.6194	-5938.7767
1 PA	CM	Bottom	386.2918	0	0	0	1892.8299	-6084.0962

3.3 Modal Results

Table 3.4 - Modal Periods and Frequencies

Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec	Circular Frequency rad/sec	Eigenvalue rad ² /sec ²
Modal	1	2.764	0.362	2.273	5.1665
Modal	2	2.248	0.445	2.795	7.8119
Modal	3	1.635	0.612	3.8434	14.772
Modal	4	1.208	0.828	5.2	27.0402
Modal	5	0.9	1.112	6.9843	48.7803
Modal	6	0.768	1.302	8.1783	66.8844
Modal	7	0.694	1.442	9.0585	82.0561
Modal	8	0.545	1.835	11.5292	132.9231
Modal	9	0.431	2.318	14.5657	212.16

Table 3.5 - Modal Participating Mass Ratios (Part 1 of 2)

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
Modal	1	2.764	0	0.711	0	0	0.711	0
Modal	2	2.248	0	0	0	0	0.711	0
Modal	3	1.635	0	0.0036	0	0	0.7145	0
Modal	4	1.208	0	0	0	0	0.7145	0
Modal	5	0.9	0	0.0003	0	0	0.7148	0
Modal	6	0.768	0.8973	0	0	0.8973	0.7148	0
Modal	7	0.694	0	0	0	0.8973	0.7148	0
Modal	8	0.545	0	0.0013	0	0.8973	0.7161	0
Modal	9	0.431	0	0	0	0.8973	0.7161	0

Table 3.5 - Modal Participating Mass Ratios (Part 2 of 2)

Case	Mode	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modal	1	0.3094	0	0	0.3094	0	0
Modal	2	0	0	0.6992	0.3094	0	0.6992
Modal	3	0.001	0	0	0.3104	0	0.6992
Modal	4	0	0	0.0206	0.3104	0	0.7198
Modal	5	2.812E-06	0	0	0.3104	0	0.7198
Modal	6	0	0.1166	0	0.3104	0.1166	0.7198

Case	Mode	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modal	7	0	0	0.003	0.3104	0.1166	0.7228
Modal	8	0.0024	0	0	0.3129	0.1166	0.7228
Modal	9	0	0	0.0014	0.3129	0.1166	0.7242

Table 3.6 - Modal Load Participation Ratios

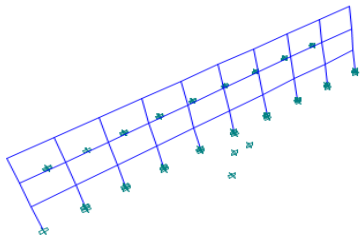
Case	Item Type	Item	Static %	Dynamic %
Modal	Acceleration	UX	98.78	89.73
Modal	Acceleration	UY	99.28	71.61
Modal	Acceleration	UZ	0	0

Table 3.7 - Modal Direction Factors

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	RZ
Modal	1	2.764	0	1	0	0
Modal	2	2.248	0	0	0	1
Modal	3	1.635	0	1	0	0
Modal	4	1.208	0	0	0	1
Modal	5	0.9	0	1	0	0
Modal	6	0.768	1	0	0	0
Modal	7	0.694	0	0	0	1
Modal	8	0.545	0	1	0	0
Modal	9	0.431	0	0	0	1

ANEXO C: INFORME DEL ANÁLISIS DEL PÓRTICO 1.

ETABS[®] 2016
Integrated Building Design Software



Summary Report

Model File: EDIFICIO MKS, Revision 0

18/05/2018

1 Structure Data

This chapter provides model geometry information, including items such as story levels, point coordinates, and element connectivity.

1.1 Story Data

Table 1.1 - Story Data

Name	Height m	Elevation m	Master Story	Similar To	Splice Story
CUBIERTA	3.2	9.6	No	None	No
2 PA	3.2	6.4	Yes	None	No
1 PA	3.2	3.2	No	2 PA	No
PB	0	0	No	None	No

2 Loads

This chapter provides loading information as applied to the model.

2.1 Load Patterns

Table 2.1 - Load Patterns

Name	Type	Self Weight Multiplier
CV	Live	0
PESO PROPIO	Dead	1

2.2 Load Cases

Table 2.2 - Load Cases - Summary

Name	Type
Live	Linear Static
SISY	Linear Modal History
DEAD	Linear Static

3 Analysis Results

This chapter provides analysis results.

3.1 Structure Results

Table 3.1 - Base Reactions

Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m	X m	Y m	Z m
Live	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SISY Max	0	14.3305	0	64.6977	0	0	0	0	0
SISY Min	0	-10.6405	0	-74.6021	0	0	0	0	0
DEAD	0	0	54.0061	431.9551	0	0	0	0	0
CM	0	0	54.0061	431.9551	0	0	0	0	0

3.2 Story Results

Table 3.2 - Story Drifts

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X m	Y m	Z m
CUBIERTA	SISY Max	Y	0.001877	35	0	2.65	9.6
CUBIERTA	SISY Min	Y	0.002786	35	0	2.65	9.6
CUBIERTA	DEAD	Y	7.2E-05	13	0	13.4	9.6
CUBIERTA	CM	Y	7.2E-05	13	0	13.4	9.6
2 PA	SISY Max	Y	0.003198	35	0	2.65	6.4
2 PA	SISY Min	Y	0.003839	35	0	2.65	6.4
2 PA	DEAD	Y	6.2E-05	35	0	2.65	6.4
2 PA	CM	Y	6.2E-05	35	0	2.65	6.4
1 PA	SISY Max	Y	0.00286	211	0	4.9	3.2
1 PA	SISY Min	Y	0.003654	211	0	4.9	3.2
1 PA	DEAD	Y	2.9E-05	211	0	4.9	3.2
1 PA	CM	Y	2.9E-05	211	0	4.9	3.2

Table 3.3 - Story Forces

Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
CUBIERTA	Live	Top	0	0	0	0	0	0
CUBIERTA	Live	Bottom	0	0	0	0	0	0
CUBIERTA	SISY Max	Top	0	0	6.3059	0	0	0
CUBIERTA	SISY Max	Bottom	0	0	6.3059	0	12.1079	0
CUBIERTA	SISY Min	Top	0	0	-3.7837	0	0	0
CUBIERTA	SISY Min	Bottom	0	0	-3.7837	0	-20.1789	0
CUBIERTA	DEAD	Top	11.0824	0	0.0006	0	86.0483	0
CUBIERTA	DEAD	Bottom	12.9277	0	0.0006	0	101.4547	0
CUBIERTA	CM	Top	11.0824	0	0.0006	0	86.0483	0
CUBIERTA	CM	Bottom	12.9277	0	0.0006	0	101.4547	0
2 PA	Live	Top	0	0	0	0	0	0
2 PA	Live	Bottom	0	0	0	0	0	0
2 PA	SISY Max	Top	0	0	9.466	0	12.1079	0
2 PA	SISY Max	Bottom	0	0	9.466	0	36.8037	0
2 PA	SISY Min	Top	0	0	-7.7271	0	-20.1789	0
2 PA	SISY Min	Bottom	0	0	-7.7271	0	-50.47	0
2 PA	DEAD	Top	31.619	0	0.0016	0	251.2832	0
2 PA	DEAD	Bottom	33.4644	0	0.0016	0	266.6866	0
2 PA	CM	Top	31.619	0	0.0016	0	251.2832	0
2 PA	CM	Bottom	33.4644	0	0.0016	0	266.6866	0
1 PA	Live	Top	0	0	0	0	0	0
1 PA	Live	Bottom	0	0	0	0	0	0
1 PA	SISY Max	Top	0	0	14.5057	0	36.8037	0
1 PA	SISY Max	Bottom	0	0	14.5057	0	65.5316	0
1 PA	SISY Min	Top	0	0	-10.7889	0	-50.47	0
1 PA	SISY Min	Bottom	0	0	-10.7889	0	-75.518	0

Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
1 PA	DEAD	Top	52.1607	0	0.0022	0	416.5395	0
1 PA	DEAD	Bottom	54.0061	0	0.0022	0	431.9411	0
1 PA	CM	Top	52.1607	0	0.0022	0	416.5395	0
1 PA	CM	Bottom	54.0061	0	0.0022	0	431.9411	0

3.3 Modal Results

Table 3.4 - Modal Periods and Frequencies

Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec	Circular Frequency rad/sec	Eigenvalue rad ² /sec ²
Modal	1	2.966	0.337	2.1184	4.4875
Modal	2	0.951	1.051	6.6058	43.6371
Modal	3	0.599	1.669	10.486	109.9567
Modal	4	0.459	2.181	13.7015	187.731
Modal	5	0.294	3.396	21.3385	455.3297
Modal	6	0.192	5.201	32.6801	1067.9886
Modal	7	0.184	5.433	34.1379	1165.3944
Modal	8	0.162	6.167	38.7475	1501.3686
Modal	9	0.125	7.972	50.0881	2508.8198

Table 3.5 - Modal Participating Mass Ratios (Part 1 of 2)

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
Modal	1	2.966	0.7094	0	0	0.7094	0	0
Modal	2	0.951	0.0003	0	0	0.7097	0	0
Modal	3	0.599	0	0.8653	0	0.7097	0.8653	0
Modal	4	0.459	0.226	0	0	0.9357	0.8653	0
Modal	5	0.294	0.0012	0	0	0.9369	0.8653	0
Modal	6	0.192	0	0.1085	0	0.9369	0.9738	0
Modal	7	0.184	0.0546	0	0	0.9915	0.9738	0
Modal	8	0.162	0.0083	0	0	0.9998	0.9738	0
Modal	9	0.125	2.922E-05	0	0	0.9998	0.9738	0

Table 3.5 - Modal Participating Mass Ratios (Part 2 of 2)

Case	Mode	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modal	1	0	0.327	0.0009	0	0.327	0.0009
Modal	2	0	4.375E-05	0.8374	0	0.327	0.8383
Modal	3	0.1592	0	0	0.1592	0.327	0.8383
Modal	4	0	0.4801	0.0002	0.1592	0.8071	0.8385
Modal	5	0	0.0027	0.1221	0.1592	0.8098	0.9605
Modal	6	0.7844	0	0	0.9436	0.8098	0.9605

Case	Mode	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modal	7	0	0.1646	0.0043	0.9436	0.9744	0.9648
Modal	8	0	0.0251	0.0351	0.9436	0.9995	0.9999
Modal	9	0	0.0001	1.51E-06	0.9436	0.9996	0.9999

Table 3.6 - Modal Load Participation Ratios

Case	Item Type	Item	Static %	Dynamic %
Modal	Acceleration	UX	100	99.98
Modal	Acceleration	UY	99.88	97.38
Modal	Acceleration	UZ	0	0

Table 3.7 - Modal Direction Factors

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	RZ
Modal	1	2.966	1	0	0	0
Modal	2	0.951	0.001	0	0	0.999
Modal	3	0.599	0	1	0	0
Modal	4	0.459	0.997	0	0	0.003
Modal	5	0.294	0.012	0	0	0.988
Modal	6	0.192	0	1	0	0
Modal	7	0.184	0.922	0	0	0.078
Modal	8	0.162	0.276	0	0	0.724
Modal	9	0.125	0	0	0	1

ANEXO D: INFORME DEL ANÁLISIS DEL PÓRTICO 2.

ETABS[®] 2016
Integrated Building Design Software



Summary Report

Model File: EDIFICIO MKS, Revision 0

20/05/2018

1 Structure Data

This chapter provides model geometry information, including items such as story levels, point coordinates, and element connectivity.

1.1 Story Data

Table 1.1 - Story Data

Name	Height m	Elevation m	Master Story	Similar To	Splice Story
CUBIERTA	3.2	9.6	No	None	No
2 PA	3.2	6.4	Yes	None	No
1 PA	3.2	3.2	No	2 PA	No
PB	0	0	No	None	No

2 Loads

This chapter provides loading information as applied to the model.

2.1 Load Patterns

Table 2.1 - Load Patterns

Name	Type	Self Weight Multiplier
CV	Live	0
PESO PROPIO	Dead	1

2.2 Load Cases

Table 2.2 - Load Cases - Summary

Name	Type
Live	Linear Static
SISY	Linear Modal History
DEAD	Linear Static

3 Analysis Results

This chapter provides analysis results.

3.1 Structure Results

Table 3.1 - Base Reactions

Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m	X m	Y m	Z m
Live	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SISY Max	0	15.5762	0	105.7162	0	0	0	0	0
SISY Min	0	-16.2842	0	-100.5516	0	0	0	0	0

Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m	X m	Y m	Z m
DEAD	0	0	70.4661	619.5246	0	0	0	0	0
CM	0	0	70.4661	619.5246	0	0	0	0	0

3.2 Story Results

Table 3.2 - Story Drifts

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X m	Y m	Z m
CUBIERTA	SISY Max	Y	0.004033	13	0	13.4	9.6
CUBIERTA	SISY Min	Y	0.003362	13	0	13.4	9.6
CUBIERTA	DEAD	Y	2.7E-05	13	0	13.4	9.6
CUBIERTA	CM	Y	2.7E-05	13	0	13.4	9.6
2 PA	SISY Max	Y	0.004686	211	0	4.9	6.4
2 PA	SISY Min	Y	0.004934	13	0	13.4	6.4
2 PA	DEAD	Y	3E-05	35	0	2.65	6.4
2 PA	CM	Y	3E-05	35	0	2.65	6.4
1 PA	SISY Max	Y	0.004331	200	0	11.8	3.2
1 PA	SISY Min	Y	0.004306	200	0	11.8	3.2
1 PA	DEAD	Y	1.6E-05	211	0	4.9	3.2
1 PA	CM	Y	1.6E-05	211	0	4.9	3.2

Table 3.3 - Story Forces

Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
CUBIERTA	Live	Top	0	0	0	0	0	0
CUBIERTA	Live	Bottom	0	0	0	0	0	0
CUBIERTA	SISY Max	Top	0	0	8.6696	0	0	0
CUBIERTA	SISY Max	Bottom	0	0	8.6696	0	32.0927	0
CUBIERTA	SISY Min	Top	0	0	-10.029	0	0	0
CUBIERTA	SISY Min	Bottom	0	0	-10.029	0	-27.7427	0
CUBIERTA	DEAD	Top	17.8634	0	0.0004	0	157.6047	0
CUBIERTA	DEAD	Bottom	19.7087	0	0.0004	0	173.0118	0
CUBIERTA	CM	Top	17.8634	0	0.0004	0	157.6047	0
CUBIERTA	CM	Bottom	19.7087	0	0.0004	0	173.0118	0
2 PA	Live	Top	0	0	0	0	0	0
2 PA	Live	Bottom	0	0	0	0	0	0
2 PA	SISY Max	Top	0	0	11.8886	0	32.0927	0
2 PA	SISY Max	Bottom	0	0	11.8886	0	64.0804	0
2 PA	SISY Min	Top	0	0	-10.6273	0	-27.7427	0
2 PA	SISY Min	Bottom	0	0	-10.6273	0	-51.5501	0
2 PA	DEAD	Top	43.242	0	0.001	0	380.859	0
2 PA	DEAD	Bottom	45.0874	0	0.001	0	396.2642	0
2 PA	CM	Top	43.242	0	0.001	0	380.859	0
2 PA	CM	Bottom	45.0874	0	0.001	0	396.2642	0

Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
1 PA	Live	Top	0	0	0	0	0	0
1 PA	Live	Bottom	0	0	0	0	0	0
1 PA	SISY Max	Top	0	0	15.8756	0	64.0804	0
1 PA	SISY Max	Bottom	0	0	15.8756	0	107.4502	0
1 PA	SISY Min	Top	0	0	-16.5638	0	-51.5501	0
1 PA	SISY Min	Bottom	0	0	-16.5638	0	-102.3521	0
1 PA	DEAD	Top	68.6207	0	0.0014	0	604.1114	0
1 PA	DEAD	Bottom	70.4661	0	0.0014	0	619.5153	0
1 PA	CM	Top	68.6207	0	0.0014	0	604.1114	0
1 PA	CM	Bottom	70.4661	0	0.0014	0	619.5153	0

3.3 Modal Results

Table 3.4 - Modal Periods and Frequencies

Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec	Circular Frequency rad/sec	Eigenvalue rad ² /sec ²
Modal	1	3.794	0.264	1.6562	2.7429
Modal	2	1.119	0.894	5.6145	31.5228
Modal	3	0.707	1.415	8.8897	79.0266
Modal	4	0.528	1.893	11.8946	141.4814
Modal	5	0.34	2.945	18.5044	342.4125
Modal	6	0.224	4.467	28.0645	787.6142
Modal	7	0.208	4.814	30.245	914.7628
Modal	8	0.179	5.59	35.1239	1233.6849
Modal	9	0.134	7.454	46.8355	2193.5663

Table 3.5 - Modal Participating Mass Ratios (Part 1 of 2)

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
Modal	1	3.794	0.7157	0	0	0.7157	0	0
Modal	2	1.119	4.188E-06	0	0	0.7157	0	0
Modal	3	0.707	0	0.8617	0	0.7157	0.8617	0
Modal	4	0.528	0.2216	0	0	0.9373	0.8617	0
Modal	5	0.34	0.0014	0	0	0.9387	0.8617	0
Modal	6	0.224	0	0.1102	0	0.9387	0.972	0
Modal	7	0.208	0.0509	0	0	0.9897	0.972	0
Modal	8	0.179	0.0102	0	0	0.9999	0.972	0
Modal	9	0.134	0	0.028	0	0.9999	1	0

Table 3.5 - Modal Participating Mass Ratios (Part 2 of 2)

Case	Mode	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modal	1	0	0.3117	0.0003	0	0.3117	0.0003
Modal	2	0	0.0009	0.8345	0	0.3125	0.8348
Modal	3	0.1572	0	0	0.1572	0.3125	0.8348
Modal	4	0	0.4921	0.0001	0.1572	0.8047	0.8348
Modal	5	0	0.0029	0.1252	0.1572	0.8076	0.96
Modal	6	0.7703	0	0	0.9275	0.8076	0.96
Modal	7	0	0.1599	0.0056	0.9275	0.9675	0.9656
Modal	8	0	0.0321	0.0343	0.9275	0.9996	0.9999
Modal	9	0.0725	0	0	1	0.9996	0.9999

Table 3.6 - Modal Load Participation Ratios

Case	Item Type	Item	Static %	Dynamic %
Modal	Acceleration	UX	100	99.99
Modal	Acceleration	UY	100	100
Modal	Acceleration	UZ	0	0

Table 3.7 - Modal Direction Factors

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	RZ
Modal	1	3.794	1	0	0	0
Modal	2	1.119	0.001	0	0	0.999
Modal	3	0.707	0	1	0	0
Modal	4	0.528	0.997	0	0	0.003
Modal	5	0.34	0.019	0	0	0.981
Modal	6	0.224	0	1	0	0
Modal	7	0.208	0.963	0	0	0.037
Modal	8	0.179	0.288	0	0	0.712
Modal	9	0.134	0	1	0	0

GLOSARIO

ACI 318-14: La American Concrete Institute (ACI) es una organización sin fines de lucro de educación técnica para la sociedad fundada en 1904 y es una de las autoridades líderes mundiales en el manejo y práctica del concreto. Conjunto de normas que regulan el proceso de diseño de estructuras usando como material el Hormigón Armado.

Deriva de Piso.- La deriva de piso es la deformación relativa que sufre un piso en particular por la acción de una fuerza horizontal. Es el desplazamiento lateral relativo de un piso con respecto al piso consecutivo debido a la acción de una fuerza horizontal mismo que es medido en dos puntos ubicados en la misma línea vertical de la estructura. Se calcula restando del desplazamiento del extremo superior el desplazamiento del extremo inferior del piso.

Efecto P-Delta: Efecto secundario producido por las cargas axiales y la deflexión lateral sobre los cortes y momentos en los miembros estructurales.

FORM/SORM.- El FORM (First Order Reliability Method) y el SORM (Second Order Reliability Method). Método de primer orden de la fiabilidad (FORM), método de segundo orden de la fiabilidad (SORM) estos métodos computan la probabilidad de fallo aproximando la función de estado límite con una expresión polinómica de primer o segundo orden.

FEMA 356(2000).- El informe de la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA), FEMA 356 Comentario Prestandard para la Rehabilitación Sísmica de Edificios, incorpora una palabra que no para todos los usuarios pueden ser familiar. Esa palabra-prestandard-tiene un especial significado dentro del Programa de Normas ASCE en el sentido de que significa que el documento ha sido aceptado para su uso como el inicio del proceso formal de desarrollo estándar. Sin embargo, el documento aún no se ha procesado por completo como un estándar de consenso voluntario.

FEMA P-695.- El informe de la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA), la cuantificación de los factores de rendimiento sísmico del edificio (FEMA 2009), describe una metodología de procedimiento para establecer los factores de rendimiento sísmico global.

Periodo de retorno.- Tiempo esperado o tiempo medio entre dos sucesos de baja probabilidad. Por ejemplo, en ingeniería sísmica es el tiempo medio entre dos terremotos de magnitud mayor que un cierto valor.

Vano.- Un vano, hueco o luz, en una construcción o estructura arquitectónica puede referirse a cualquier apertura en una superficie compacta. Como elemento arquitectónico, el término "vano" se utiliza también para referirse a la distancia entre apoyos de un elemento estructural (como techos o bóvedas), y de forma más explícita a ventanas, puertas e intercolumnios. El objetivo elemental es dejar un hueco abierto en un muro para que pase el aire o la luz.

BIBLIOGRAFÍA

- Aguiar, R. (2006). *Dinámica de Estructuras con matlab*. ECUADOR SANGOLQUI: Escuela Politécnica del Ejercito.
- Aguiar, R., García, L., Menéndez, E., Zevallos, M., & Palacios, J. (2016). ANÁLISIS Y REFORZAMIENTO DE UNA ESTRUCTURA AFECTADA POR EL TERREMOTO DEL 16 DE ABRIL DE 2016. *revista RIEMAT*, 1, 16.
- Aguiar, R., Mora, D., & Tipanluisa, E. (2016). EL MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD EN ESTRUCTURAS CON AISLADORES FPT CON CEINCI-LAB. *CIENCIA*, 18, 21-45.
- Aucanshala, X., & Aragadovay, L. (2016). *Análisis comparativo utilizando el método tiempo–historia con el espectrograma del sismo el centro y la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015* (B.S. thesis). Universidad Técnica de Ambato. Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica. Carrera de Ingeniería Civil.
- Ayala, G. (2001). Evaluacion del desempeño sismico de estructuras - un nuevo enfoque. *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*, 17, 285-303.
- Barbat, A. H., Vargas, Y. F., Pujades, L. G., & Hurtado, J. E. (2016). Evaluación probabilista del riesgo sísmico de estructuras con base en la degradación de rigidez. *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*, 32, 39-47.

- Barradas, J. E., & Ayala, G. (2014). PROCEDIMIENTO DE DISEÑO SISMICO MULTINIVEL BASADO EN DESPLAZAMIENTO PARA ESTRUCTURAS A BASE DE MARCOS DE CONCRETO REFORZADO. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 74-101.
- Cassano, A. M. (2009). *Analisis de estructuras bajo acciones dinámicas*. Buenos Aires: Editorial Universitaria de la Universidad Tecnológica Nacional.
- Chan, S. M., Ruiz, S. E., & Montiel, M. A. (2005). Escalamiento de acelerogramas y número mínimo de registros requeridos para el análisis de estructuras. *Revista de Ingeniería Sísmica*. Recuperado a partir de <http://www.redalyc.org/resumen.oa?id=61807202>
- Chopra, A. K. (2014). *Dinámica de estructuras*, 756.
- Dominguez, M. (2014). Periodos de vibracion de las edificaciones. *Revista de Arquitectura e Ingeniería*, 8, 14.
- Donobhan, G. (2007). Aplicación de los métodos estático y dinámico modal para el diseño sísmico de edificios con disipadores de energía, 96.
- Dorado, S. (2000). Capitulo1:Consideraciones generales sobre dinamica estructural. Recuperado a partir de <http://blog.uca.edu.ni/estructuras/files/2011/02/dinamica-structural.pdf>
- Dorado, S., Gomez, S., & Montiel, M. (2005). Escalamiento de acelerogramas y numero minimo de Registros requeridos para el analisis de Estructuras, 1-24.
- Falconí, R. A., & Contreras, J. S. (2011). ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL EN ESTRUCTURAS CON AISLADORES ELASTOMÉRICOS, 16.

- Flores, M. M. (2017). *Evaluación dinámica de una estructura ubicada en Pedernales mediante un análisis de sismo equivalente y un análisis tiempo historia* (B.S. thesis). PUCE.
- García. (1998). *Dinámica estructural aplicada al diseño sísmico*. Bogotá: Universidad de los Andes, Facultad de Ingeniería, Departamento de Ingeniería Civil.
- García, L., & Key, J. L. (2015). Evaluación de la vulnerabilidad sísmica del edificio municipal de la ciudad de Machala. *Dominio4: Ordenamiento Territorial, urbanismo y sostenibilidad*, 22-29.
- Guida, M. D. (2010). EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE UN EDIFICIO DE 21 NIVELES DURANTE EL SISMO DE CARACAS DEL 29-07-1967 Y REVISIÓN DE SU ESTRUCTURA REFORZADA EN EL AÑO 1968. *Revista de Ingeniería*, 19-39.
- Hurtado, J. E. (2000). *Introducción a la Dinámica de Estructuras* (Primera). Colombia: UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA SEDE MANIZALES. Recuperado a partir de <http://www.bdigital.unal.edu.co/9915/6/9589322581.2000.pdf>
- Jara, V., & Tibanquiza, A. (2017, abril). *Análisis Dinámico Lineal del edificio de la facultad de Ingeniería en Sistemas de la Escuela Politécnica Nacional aplicando los métodos: Modal Espectral y Tiempo Historia, Mediante el uso de paquetes computacionales*. Escuela Politécnica Nacional, Quito.
- King, G. C., Stein, R. S., & Lin, J. (1994). Static stress changes and the triggering of earthquakes. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 84, 935–953.

- Lee, C., Abou, F., & López, O. (2007). RIESGO SÍSMICO EN EDIFICACIONES ESCOLARES DEL TIPO ANTIGUO II. *Revista de la Facultad de Ingeniería de la U.C.V*, 22, 99-109.
- López, D. T., & Gómez, S. E. R. (2016). EVALUACIÓN DEL FACTOR DE CONFIANZA CONSIDERANDO DAÑO ESTRUCTURAL SÍSMICO EN EL TIEMPO. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 1–19.
- Matsumura. (1992). On the intensity measure of strong motions related to structural failures (Vol. 1, pp. 375-380). Presentado en 10th World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, España, Madrid España.
- Monroy, M., Hull, A., Martínez, M., & Bolaños, A. (2013). Estimación de Parámetros para el diseño sísmico en Perú. *Civilizate*, 36–38.
- Oviedo, J. A. (2015). Protección Sísmica y Reforzamiento de Edificaciones a través de Sistemas no Convencionales. Presentado en Simposio de Ingeniería de Materiales y Estructuras, Bogota, Colombia: Universidad Militar Nueva Granada.
- Páez, D., Zabala, J., & Rodríguez, Y. (2017). PISO BLANDO, UNA FALLA COMÚN EN EL TERREMOTO DE PEDERNALES SOFT.STORY, A COMMON FLAW IN THE EARTHQUAKE IN PEDERNALES. *CIENCIA*, 19, 59-75.
- Patiño, K. D. (2017). TRABAJO DE TITULACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERA CIVIL, 66.

- Poveda, R. (2017). *MODELACION ESTRUCTURAL DEL BLOQUE 1 DEL CENTRO DE INVESTIGACION Y POSGRADOS DE LA UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS-ESPE USANDO MAMPOSTERIA TRADICIONAL Y OTROS MATERIALES DE MENOR FRAGILIDAD Y PESO*. UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS ESPE, ECUADOR SANGOLQUI.
- Pulamarin, J. (2017). “*ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE DOS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO, CON O SIN AISLACIÓN SÍSMICA, SOMETIDAS AL SISMO DE DISEÑO Y AL OCURRIDO EN ABRIL DEL 2016 EN EL CANTÓN PEDERNALES*”. Universidad Central del Ecuador, Quito.
- Sagastegui, & Villarreal, F. G. (2013). INTERACCIÓN SÍSMICA SUELO-ESTRUCTURA Y SU IMPACTO AMBIENTAL EN EDIFICACIONES CON ZAPATAS AISLADAS SOIL - STRUCTURE SEISMIC INTERACTION AND ITS IMPACT ON BUILDINGS WITH ISOLATED SHOES. *Pueblo Cont.*, 24, 79-89.
- Shome, Cornell, & Bazzurro. (1999). Earthquakes, records and nonlinear responses. En *Earthquake Spectra* (Vol. 14, pp. 469-500).
- Torres, J. A. L., & Martinez, P. D. Q. (2010). Proyecto de graduacion previo a la obtencion del grado de Ingeniero Civil, 120.
- Uribe, J. (2000). *Análisis de Estructuras Jairo Uribe Escamilla* (Segunda). Escuela Colombiana de Ingenieria.

- Vielma, J. C., & Cando, Manuel A. (2014). El efecto P-delta y su influencia sobre la ductilidad de las estructuras metálicas del Ecuador. *MASKANA*, 35-46.
- Yepes.H, Vaca.S, Troncoso.L, Egred.J, Segovia.M, & Rivadeneira.F. (2007). *Breves fundamentos sobre los terremotos en el Ecuador*. Cooperacion Editorial Nacional.
- Zea, J. A., Jerez, C. A. R., & Rivero, J. E. (2014). edificaciones de concreto reforzado mediante Redes Neuronales Artificiales Optimization of beam and column sections for compliance drift of reinforced concrete buildings using Artificial Neural Networks. *Facultad de Ingenieria Universidad Antioquia*, 34-44.

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA

UNIDAD DE POSGRADOS

MAESTRÍA EN MÉTODOS MATEMÁTICOS Y SIMULACIÓN NUMÉRICA EN INGENIERÍA

Autores:

Julio Morocho Orellana

Cristian Inca Balseca

Dirigido por:

Efrén Vázquez S., PhD.

MODELACIÓN MATEMÁTICA DEL BLOQUE DE AULAS DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE MACHALA BAJO EL ANÁLISIS DINÁMICO-LINEAL DENTRO DEL RANGO ELÁSTICO

El presente proyecto enmarcado dentro del Análisis Dinámico Estructural, está centrado en obtener las respuestas cinemáticas de un bloque de aulas de la facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica de Machala, sometido a una simulación de sismo con características similares, en cuanto a la intensidad de fuerza, al ocurrido el 16 de abril de 2016 en la ciudad de Pedernales.

Para alcanzar el objetivo trazado se aplicó el método de análisis tiempo-historia, que examina los resultados obtenidos mediante el algoritmo de Newmark. Además, se consideró que la respuesta de la estructura corresponde al espectro del análisis lineal, es decir, que las deformaciones alcanzadas son directamente proporcionales a las fuerzas que actúan sobre los elementos de la misma.

Asimismo se analizó al edificio como una estructura integrada por pórticos planos, donde cada nodo posee tres grados de libertad: uno para el desplazamiento horizontal, uno para el desplazamiento vertical y otro para el desplazamiento rotacional. Finalmente se comparó el desplazamiento horizontal obtenido mediante el algoritmo implementado con el que se obtiene con ayuda del software de Cálculo Estructural ETABS, con el propósito de validar los resultados.