



UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE CUENCA

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

Comunidad Educativa al Servicio del Pueblo

**UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA,
INDUSTRIA Y CONSTRUCCIÓN**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**ANÁLISIS Y DETERMINACIÓN DEL PERIODO FUNDAMETAL
DEL SUELO EN FUNCIÓN DE LA VELOCIDAD DE ONDA
SÍSMICA Y SU CORRELACIÓN CON LA ESTRUCTURA**

**TRABAJO DE TITULACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL
TÍTULO DE INGENIERA CIVIL**

AUTOR: GABRIELA DOMÉNICA POZO PESANTEZ

DIRECTOR: ING. LUIS MARIO ALMACHE SANCHEZ, MSC.

CUENCA - ECUADOR

2021

DIOS, PATRIA, CULTURA Y DESARROLLO



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

Comunidad Educativa al Servicio del Pueblo

**UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA,
INDUSTRIA Y CONSTRUCCIÓN**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

ANÁLISIS Y DETERMINACIÓN DEL PERIODO FUNDAMENTAL
DEL SUELO EN FUNCIÓN DE LA VELOCIDAD DE ONDA SÍSMICA
Y SU CORRELACION CON LA ESTRUCTURA

**TRABAJO DE TITULACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL
TÍTULO DE INGENIERA CIVIL**

AUTOR: GABRIELA DOMÉNICA POZO PESANTEZ

DIRECTOR: ING. LUIS MARIO ALMACHE SANCHEZ, MSC.

CUENCA - ECUADOR

2021

DIOS, PATRIA, CULTURA Y DESARROLLO

AUTORIZACION DE PUBLICACION EN EL REPOSITORIO INSTITUCIONAL

Yo, **Gabriela Doménica Pozo Pesantez** portador de la cédula de ciudadanía N.º 0105716146. En calidad de autora y titular de los derechos patrimoniales del trabajo de titulación **“Análisis y Determinación del periodo fundamental del suelo en función de la velocidad de onda sísmica y su correlación con la estructura ”** de conformidad a lo establecido en el artículo 114 Código Orgánico de la Economía Social de los Conocimientos, Creatividad e Innovación, reconozco a favor de la Universidad Católica de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos, Así mismo; autorizo a la Universidad para que realice la publicación de este trabajo de titulación en el Repositorio Institucional de conformidad a lo dispuesto en el artículo 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Cuenca, **13 de octubre de 2021**

F: 
Gabriela Doménica Pozo Pesantez
0105716146

Cuenca, 12 de octubre del 2021

**Señor Ingeniero
Federico Córdova González
DECANO DE LA UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERIA, INDUSTRIA Y
CONSTRUCCIÓN**

Estimado Ingeniero:

Por medio de la presente comunico a su autoridad que, posterior a los cambios solicitados por el Ing. Carlos Julio Calle e Ing. Carlos Cordero, docentes designados como lectores del trabajo de titulación denominado **“ANÁLISIS Y DETERMINACIÓN DEL PERIODO FUNDAMENTAL DEL SUELO EN FUNCIÓN DE LA VELOCIDAD DE ONDA SÍSMICA Y SU CORRELACIÓN CON LA ESTRUCTURA.”**, mismo que ha sido realizado por la Srta. dicente **Gabriela Doménica Pozo Pesántez**, se han realizado las correcciones solicitadas por los lectores; por lo cual, la estudiante, está en capacidad de defender su tesis ante el tribunal correspondiente.

Particular que pongo a su conocimiento, para los fines pertinentes.

Atentamente,

**LUIS
MARIO
ALMACHE**

**Ing. Civil Luis Mario Almaché Mgs
DIRECTOR DE TRABAJO DE TITULACIÓN
DOCENTE DE LA CARRERA DE INGENIERIA CIVIL**

Firmado
digitalmente por
LUIS MARIO
ALMACHE
SANCHEZ

I. DEDICATORIA

Primeramente, a Dios por haberme dado vida y salud, por permitirme alcanzar mis metas tanto profesionales como personales al culminar esta etapa de mi vida.

A mi madre, Cecilia Pesantez quien ha sido mi mayor ejemplo a seguir, fuente de inspiración de coraje y perseverancia para alcanzar mis metas. Gracias por siempre creer en mí.

A mi padre, Pablo Pozo quien ha sido un pilar fundamental en mi vida, por brindarme su apoyo incondicional a lo largo de mi trayectoria.

A mi hermana Emilia Pozo por sus palabras de aliento, consejos y compañía, forjando el camino para confiar en mí.

A mis amigos David, Evelyn, Ignacio y Santiago, quienes me apoyaron sinceramente durante estos años de carrera.

II. AGRADECIMIENTOS

Primeramente, a mi tutor el Msc. Luis Mario Almache, quien de manera noble supo guiarme a lo largo de esta investigación y por todo el tiempo que dispuso a este trabajo. Agradecerle por todos los conocimientos impartidos y por estar siempre accesible a cualquier duda e inquietud.

Agradezco a todos mis profesores de la Universidad Católica de Cuenca, quienes a lo largo de estos cinco años compartieron sus conocimientos y experiencias, a cada uno de ellos mi mayor agradecimiento y gratitud.

III. RESUMEN

El Ecuador se encuentra dentro del cinturón de Fuego del Pacífico por consiguiente se considera una zona de alta sismicidad en la que es fundamental el análisis de movimiento del suelo, particularmente para edificaciones de uso especial como el caso de las universidades ya que albergan una gran cantidad de vidas humanas. Con el objetivo de inferir el comportamiento del suelo ya sea que exista o no una estructura, se propuso el análisis del periodo fundamental del suelo en función de la técnica de Nakamura y un análisis de respuesta sísmica de sitio por los métodos lineal equivalente y no lineal en un software especializado. Obteniendo así que en el área de estudio las ondas superficiales tienden a amplificarse considerablemente y sus periodos a prolongarse debido a la atenuación de ondas que ocurre al traspasar la capa superficial y a la magnitud de la V_s que provoca una mayor propagación de las ondas. Así mismo se realizó un análisis suelo – estructura por el método del NEHRP en una edificación de 3 pisos, concluyendo que el periodo de vibración natural de la estructura es de 0.3 similar al del suelo que varía entre los intervalos (0.3 – 0.8), existiendo la posibilidad de que se presente el fenómeno de resonancia en estructuras similares a la analizada; por lo cual se recomienda la elaboración de un espectro de diseño específico de la zona y/o el mejoramiento del suelo a base de cemento y agua con compactación mecánica para reducir espacios vacíos y aumentar su rigidez.

Palabras clave: periodo, frecuencia, suelo, estructura, resonancia

IV. ABSTRACT

Ecuador is located within the Pacific Ring of Fire, therefore, it is regarded as a zone of high seismicity in which the analysis of ground motion is essential, particularly for buildings of special use such as universities since they house a large number of human lives. To infer the behavior of the soil whether or not there is a structure, the analysis of the fundamental period of the soil was proposed according to the Nakamura technique as well as an analysis of the seismic response of the site by the linear equivalent and nonlinear methods in specialized software. Thus obtaining that in the study area the surface waves tend to amplify considerably and their periods to extend due to the attenuation of waves that occurs when crossing the surface layer and to the magnitude of the V_s that causes a greater propagation of the waves. Likewise, a soil-structure analysis was performed by the NEHRP method in a 3-story building, concluding that the natural vibration period of the structure is 0.3 similar to that of the soil, which varies between the intervals (0.3 - 0.8). There is a possibility that the resonance phenomenon may occur in structures similar to the one analyzed; therefore, the elaboration of a specific design spectrum for the area and/or the improvement of the soil based on cement and water with mechanical compaction to reduce empty spaces and increase its stiffness is recommended.

Keywords: period, frequency, soil, structure, resonance

INDICE

<i>I. DEDICATORIA</i>	<i>1</i>
<i>II. AGRADECIMIENTOS</i>	<i>2</i>
<i>III. RESUMEN</i>	<i>3</i>
<i>IV. ABSTRACT</i>	<i>4</i>
<i>V. INTRODUCCION</i>	<i>21</i>
Objetivos	22
General.....	22
Específicos	22
<i>VI. CAPITULO I: CARACTERISTICAS DE LA ZONA DE ESTUDIO</i>	<i>23</i>
1.1 Antecedentes	23
1.2 Justificación	24
1.3 Descripción ubicación de la zona de estudio	25
1.3.1 Geología del sitio.....	27
1.3.2 Geomorfología del sitio	29
1.3.3 Información preliminar de parámetros geotécnicos y geofísicos.....	30
1.3.4 Parámetros geotécnicos y geofísicos	38
1.3.5 Características sismotectónicas de la zona.	42
<i>VII. CAPITULO II: Revisión de Literatura</i>	<i>48</i>
2.1 Método para caracterización de sitio por velocidad de corte	48

2.1.1. Velocidad de onda de corte (V_s).....	48
2.1.2 Velocidad de onda de corte a 30 m de profundidad (V_{s30}).....	48
2.2 Método de Nakamura.....	53
2.3 Respuesta sísmica de sitio	55
2.3.1 Selección del registro sísmico de entrada	57
2.3.2 Identificación de la estratigrafía, propiedades físicas y mecánicas del suelo.....	63
2.3.3 Selección del modelo constitutivo	67
2.3.4 Métodos para la obtención de la respuesta sísmica de sitio	76
2.3.5 Efecto de sitio	81
2.4 Espectro de respuesta.....	82
2.4.1 Espectro de respuesta elástica	83
2.4.2 Espectro de respuesta inelástica.....	83
2.5 Espectros de diseño.....	83
2.6 Análisis de interacción suelo-estructura.....	84
2.6.1 Teorema de superposición de la interacción suelo-estructura.....	86
2.6.2 Modelos de interacción suelo-estructura.....	90
2.6.3 Métodos para el análisis de Interacción Suelo-Estructura.....	95
2.6.4 Caso de Estudio	108
VIII. CAPITULO III: Procesamiento de Datos.....	120
3.1 Ingreso de datos	120
3.2 Generación de mapa de isoperiodos de la zona de estudio	121
3.3 Acelerogramas en superficie de sismos de entrada	127
3.4 Espectros elásticos de respuesta para la zona de estudio	131

3.4.1	Análisis Lineal Equivalente	132
3.4.2	Análisis no lineal	137
3.4.3	Evaluación de espectros de respuesta	142
3.5	Análisis de interacción suelo-estructura	158
3.5.1	Espectro de Diseño	158
3.5.2	Análisis Estructural en ESTABS 2018	160
3.5.3	Resultados del Análisis	163
3.6	Análisis de Resultados	171
3.6.1	Periodos fundamentales de los estratos superficiales en función de la velocidad de onda de corte a 30 metros de profundidad	171
3.6.2	Espectros de Respuesta	172
3.6.3	Análisis interacción suelo-estructura	175
3.6.4	Respuesta sísmica de sitio	177
3.6.5	Análisis de correlación entre el periodo fundamental del suelo y la estructura	178
IX.	<i>CAPITULO IV: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</i>	179
	Conclusiones.....	179
	Recomendaciones.....	180
X.	<i>BIBLIOGRAFIA</i>.....	182
XI.	<i>ANEXOS</i>.....	190

INDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1. Siembra de Avena en el Campus Miracielos de la Universidad Católica de Cuenca. Fuente: (UCACUE, 2020)	24
Ilustración 2. Mapa de Ubicación de la Zona de Estudio. Fuente: Autor	26
Ilustración 3. Estado actual de la zona de estudio zona de Estudio. Fuente: Autor.....	27
Ilustración 4. Zona de Estudio. Fuente: Google Earth.....	27
Ilustración 5. Geología dominante de la zona de estudio. Fuente: Autor	28
Ilustración 6. Mapa Geomorfológico de la zona de estudio. Fuente: Autor	29
Ilustración 7. Mapa de ubicación de puntos de estudios geotécnicos y geofísicos realizados en la zona. Fuentes: (Dominguez Cabrera & Vargas Pinos) (T1) & (Coronel Martinez & Ortiz) (T2).....	31
Ilustración 8. Ondas internas Py S. Fuente: (Zafra Otero, 2018).....	34
Ilustración 9. Ondas Rayleigh. Fuente: (Lagos Ortiz, 2014).....	34
Ilustración 10. . Ondas Love. Fuente: (Lagos Ortiz, 2014)	35
Ilustración 11. Valores de velocidad de onda P y onda de corte. Línea 1. Fuente: (Dominguez Cabrera & Vargas Pinos)	36
Ilustración 12. Velocidad de onda P y onda de corte. Línea 2. Fuente: (Dominguez Cabrera & Vargas Pinos)	36
Ilustración 13. Velocidad de onda P y onda de corte. Línea 3. Fuente: (Dominguez Cabrera & Vargas Pinos)	37
Ilustración 14. Velocidad de onda P y onda de corte. Línea 4. Fuente: (Dominguez Cabrera & Vargas Pinos)	37

Ilustración 15. Velocidad de onda y onda de corte. Línea 5. Fuente: (Dominguez Cabrera & Vargas Pinos).....	38
Ilustración 16. Mapa de ubicación de puntos considerados para el estudio. Fuente: Autor	39
Ilustración 17. Límites de placas mostrando la dirección y velocidades de movimiento. Fuente: (Taipe Acosta, 2013).....	44
Ilustración 18. Mapa del Ecuador con respecto a las placas tectónicas y sismos considerados significativos. Fuente: Autor.....	47
Ilustración 19. Función de amplificación de un suelo uniforme sobre una roca rígida con coeficiente de amortiguamiento nulo. Fuente: (Rugger Gonzalez, 2017)	54
Ilustración 20. Función de amplificación de un suelo uniforme sobre una roca rígida capaz de amortiguar. Fuente: (Rugger Gonzalez, 2017).....	54
Ilustración 21. Espectro elástico de respuesta de la NEC-SE-DS. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015).....	57
Ilustración 22. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)	59
Ilustración 23. Espectro elástico de diseño. Fuente: Autor.....	62
Ilustración 24. Espectro target con los sismos de la base de datos PEER Ground Motion Database. en escala logarítmica Fuente: (Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2021)	63
Ilustración 25. Curva de histéresis deformación de corte y tensión de corte. Fuente: (Garzon Tocora & Gerena Rodriguez, 2016)	71

Ilustración 26. Amortiguamiento a partir del ciclo de histéresis esfuerzo-deformación. Fuente (Garzon Tocora & Gerena Rodriguez, 2016).....	73
Ilustración 27. Reducción del módulo secante y curva de amortiguamiento. Fuente: (Castro Villamarin, 2011).....	74
Ilustración 28. Propagación vertical de ondas SH a través del suelo. Fuente: (Soto Huaman, Alva Hurtado, & Ortiz Salas, 2018).....	77
Ilustración 29. Representación unidimensional de los parámetros del modelo de un suelo de multiestratos para la propagación de onda. Fuente: (Castillo Vega & Zepeda Reyes, 2013)..	81
Ilustración 30. Representación del efecto de sitio. Fuente: (Fernandez Sola, 2013).....	82
Ilustración 31. Respuesta dinámica de una edificación sobre una roca y suelo flexible. Fuente: (Fernandez Sola, 2013).....	85
Ilustración 32. Factores que intervienen en ISE. Fuente: (Miranda, 1995).....	86
Ilustración 33. Interacción total suelo-estructura. Fuente: (Soriano, 1989).....	87
Ilustración 34. Modelo de péndulo invertido sin peso. Fuente: (Villarreal Castro, Interaccion suelo-estructura en edificios altos, 2006).....	91
Ilustración 35. Modelo de barra en voladizo con masas puntuales. Fuente: (Villarreal Castro, Interaccion suelo-estructura en edificios altos, 2006).....	92
Ilustración 36. Modelo de barra empotrada en losa rectangular con masas puntuales. Fuente: (Villarreal Castro, Interaccion suelo-estructura en edificios altos, 2006).....	93
Ilustración 37. Modelo con masas puntuales en los nudos de la estructura. Fuente: (Villarreal Castro, Interaccion suelo-estructura en edificios altos, 2006).....	93

Ilustración 38. Modelo sofisticado del péndulo invertido con masas puntuales. Fuente: (Villarreal Castro, Interaccion suelo-estructura en edificios altos, 2006)	94
Ilustración 39. Modelo espacial de interacción suelo-estructura. Fuente: (Villarreal Castro, Interaccion suelo-estructura en edificios altos, 2006)	94
Ilustración 40. Grafica de relación de alargamiento del periodo (T/T) y la amortiguación de histórico del suelo $B_s=0$, relación de masa=0.15 y exponente $n=2$. Fuente: (NEHRP Consultans Joint Venture, 2012).....	97
Ilustración 41. Orientación de ejes para soluciones elásticas de rigidez estática. Fuente: (Pais & Kausel, 1989).....	101
Ilustración 42. Vista en planta de la edificación a ser analizada. Fuente: Autor	109
Ilustración 43. Vista en elevación de la edificación a ser analizada. Fuente: Autor.....	109
Ilustración 44. Modelo de análisis. Fuente: Autor	112
Ilustración 45. Perfiles de suelo de los puntos tomados ingresados en el software DEEPSOIL V7. Fuente: Autor	121
Ilustración 46. Mapa de isoperiodos de los estratos superficiales en función de la velocidad de onda de corte a 30 metros de profundidad de la zona de estudio. Fuente: Autor..	124
Ilustración 47. Mapa de isoperiodos de la capa superficial. Fuente: Autor	126
Ilustración 48. Acelerograma primer sismo de la base de datos PEER Ground Motion Database.....	128
Ilustración 49. Acelerograma segundo sismo de la base de datos PEER Ground Motion Database.....	128

Ilustración 50. Acelerograma tercer sismo de la base de datos PEER Ground Motion Database.....	129
Ilustración 51. Acelerograma cuarto sismo de la base de datos PEER Ground Motion Database.....	129
Ilustración 52. Acelerograma quinto sismo de la base de datos PEER Ground Motion Database.....	130
Ilustración 53. Acelerograma sexto sismo de la base de datos PEER Ground Motion Database.....	130
Ilustración 54. Acelerograma séptimo sismo de la base de datos PEER Ground Motion Database.....	131
Ilustración 55. Espectros de respuesta - Análisis lineal equivalente para el sismo 1-RSN12_KERN.PEL_PEL180. Fuente: Autor	133
Ilustración 56. Espectros de respuesta - Análisis lineal equivalente para el sismo 2-RSN137_TABAS_BAJ-V1- Fuente: Autor.....	134
Ilustración 57. Espectros de respuesta - Análisis lineal equivalente para el sismo 3-RSN1421_CHICHI_TAP021-N. Fuente: Autor.....	134
Ilustración 58. Espectros de respuesta - Análisis lineal equivalente para el sismo 4-RSN2109_DENALI_FAIFS-90. Fuente: Autor	135
Ilustración 59. Espectros de respuesta - Análisis lineal equivalente para el sismo 5-RSN5207_CHUETSU_NGN015NS. Fuente: Autor	136
Ilustración 60. Espectros de respuesta - Análisis lineal equivalente para el sismo 6-RSN6020_SIERRA.MEX_MSJ-14. Fuente: Autor.....	136

Ilustración 61. Espectros de respuesta - Análisis lineal equivalente para el sismo 7- RSN873_LANDERS_W70270. Fuente: Autor	137
Ilustración 62. Espectros de respuesta – Análisis no lineal para el sismo 1- RSN12_KERN.PEL_PEL180. Fuente: Autor	138
Ilustración 63. . Espectros de respuesta – Análisis no lineal para el sismo 2- RSN137_TABAS_BAJ-V1- Fuente: Autor.....	139
Ilustración 64. Espectros de respuesta - Análisis no lineal para el sismo 3- RSN1421_CHICHI_TAP021-N. Fuente: Autor.....	139
Ilustración 65. Espectros de respuesta - Análisis no lineal para el sismo 4- RSN2109_DENALI_FAIFS-90. Fuente: Autor	140
Ilustración 66. Espectros de respuesta – Análisis no lineal para el sismo 5- RSN5207_CHUETSU_NGN015NS. Fuente: Autor	141
Ilustración 67. Espectros de respuesta – Análisis no lineal para el sismo 6- RSN6020_SIERRA.MEX_MSJ-14. Fuente: Autor.....	141
Ilustración 68. Espectros de respuesta – Análisis no lineal para el sismo 7- RSN873_LANDERS_W70270. Fuente: Autor	142
Ilustración 69. Comparación de Espectros de Respuesta con análisis lineal equivalente y no lineal de la capa superficial para el Sismo 1. Fuente: Autor.....	143
Ilustración 70. Comparación de Espectros de Respuesta con análisis lineal equivalente y no lineal de la capa superficial para el Sismo 2. Fuente: Autor.....	144
Ilustración 71. Comparación de Espectros de Respuesta con análisis lineal equivalente y no lineal de la capa superficial para el Sismo 3. Fuente: Autor.....	145

Ilustración 72. Comparación de Espectros de Respuesta con análisis lineal equivalente y no lineal de la capa superficial para el Sismo 4. Fuente: Autor.....	146
Ilustración 73. Comparación de Espectros de Respuesta con análisis lineal equivalente y no lineal de la capa superficial para el Sismo 5. Fuente: Autor.....	147
Ilustración 74. Comparación de Espectros de Respuesta con análisis lineal equivalente y no lineal de la capa superficial para el Sismo 6. Fuente: Autor.....	148
Ilustración 75. Comparación de Espectros de Respuesta con análisis lineal equivalente y no lineal de la capa superficial para el Sismo 7. Fuente: Autor.....	149
Ilustración 76. Espectros de Respuesta del punto 1 para el análisis no lineal para cada sismo de estudio. Fuente: Autor.....	150
Ilustración 77. Espectros de Respuesta del punto 1 para el análisis lineal equivalente para cada sismo de estudio. Fuente: Autor	151
Ilustración 78. Espectros de Respuesta del punto 2 para el análisis no lineal para cada sismo de estudio. Fuente: Autor.....	152
Ilustración 79. Espectros de Respuesta del punto 2 para el análisis lineal equivalente para cada sismo de estudio. Fuente: Autor	152
Ilustración 80. Espectros de Respuesta del punto 3 para el análisis no lineal para cada sismo de estudio. Fuente: Autor.....	153
Ilustración 81. Espectros de Respuesta del punto 3 para el análisis lineal equivalente para cada sismo de estudio. Fuente: Autor	154
Ilustración 82. Espectros de Respuesta del punto 4 para el análisis no lineal para cada sismo de estudio. Fuente: Autor.....	155

Ilustración 83. Espectros de Respuesta del punto 4 para el análisis lineal equivalente para cada sismo de estudio. Fuente: Autor	155
Ilustración 84. Espectros de respuesta Vs Espectro de diseño.....	158
Ilustración 85. Espectro Elástico de Diseño Perfil de Suelo Tipo E ingresado en ETABS 2018. Fuente: Autor	159
Ilustración 86. Método sísmico ingresado en ETABS 2018. Fuente: Autor	160
Ilustración 87. Rigidez dinámica y Factor de amortiguamiento para zapatas aisladas. Fuente: Autor	161
Ilustración 88. Rigidez dinámica y Factor de amortiguamiento para zapatas de lindero. Fuente: Autor	161
Ilustración 89. Restricciones de la base en ETABS. Fuente: Autor	162
Ilustración 90. Restricciones en la base de la estructura. Fuente: Autor	162
Ilustración 91. Modelo analizado en ETABS 2018. Fuente: Autor	163
Ilustración 92. Desplazamientos en X-X y Y-Y. Fuente: Autor.....	164
Ilustración 93. Deriva de piso en X-X y Y-Y. Fuente: Autor.....	165
Ilustración 94. Curvas de periodo y frecuencia del modelo de estudio. Fuente: Autor ..	166
Ilustración 95. Modos de vibrar del modelo analizado. Fuente: Autor	169
Ilustración 96. Cortantes por piso. Fuente: Autor.....	170

INDICE DE TABLAS

Tabla 1. Polígono de zona de estudio. Fuente: (Dominguez Cabrera & Vargas Pinos)...	26
Tabla 2. Parámetros geotécnicos. Fuentes: (Coronel Martinez & Ortiz) & (Dominguez Cabrera & Vargas Pinos)	40
Tabla 3. Parámetros geotécnicos. Fuentes: (Coronel Martinez & Ortiz) & (Dominguez Cabrera & Vargas Pinos)	40
Tabla 4. Parámetros geotécnicos. Fuentes: (Coronel Martinez & Ortiz) & (Dominguez Cabrera & Vargas Pinos)	41
Tabla 5. Parámetros geotécnicos. Fuentes: (Coronel Martinez & Ortiz) & (Dominguez Cabrera & Vargas Pinos)	41
Tabla 6. Clasificación de los perfiles de suelo. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015).....	50
Tabla 7. Clasificación del sitio. Fuente: (ASCE 7-10, 2010)	51
Tabla 8. Clasificación del suelo a diferentes profundidades según ASCE 7-10 y NEC-SE-DS. Fuente: Autor	51
Tabla 9. Velocidad de onda de corte a 30 metros de profundidad. Fuente: Autor	52
Tabla 10. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)	56
Tabla 11. Fa Coeficiente de amplificación Fa. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)	60
Tabla 12. Coeficiente que amplificación Fd. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015).....	60
Tabla 13. Coeficiente de Amplificación Fs. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)	61
Tabla 14. Pseudoaceleraciones y periodos definidos por la NEC para espectro elástico de diseño. Fuente: Autor	62

Tabla 15. Parámetros dinámicos del punto 1. Fuente: Autor.....	65
Tabla 16. Parámetros dinámicos del punto 2. Fuente: Autor.....	66
Tabla 17. Parámetros dinámicos del punto 3. Fuente: Autor.....	66
Tabla 18. Parámetros dinámicos del punto. Fuente: Autor.....	67
Tabla 19. Valores de G/Go. Fuente: (ASCE 7-10, 2010).....	72
Tabla 20. Expresiones para la rigidez de la cimentación estática. Fuente: (NEHRP Consultans Joint Venture, 2012).....	101
Tabla 21. Factores de corrección de empotramiento. Fuente: (NEHRP Consultans Joint Venture, 2012)	102
Tabla 22. Modificadores de rigidez dinámica para zapatas rígidas. Fuente: (NEHRP Consultans Joint Venture, 2012).....	103
Tabla 23. Relaciones de amortiguamiento de radiación. Fuente: (NEHRP Consultans Joint Venture, 2012).....	105
Tabla 24. Modificadores de amortiguamiento por radiación para zapatas rígidas. Fuente: (NEHRP Consultans Joint Venture, 2012)	107
Tabla 25. Combinaciones de carga. Fuente: (NEC-SE-CG, 2015).....	110
Tabla 26. Dimensiones de las secciones de la estructura. Fuente: Autor	111
Tabla 27. Dimensiones de la cimentación de la estructura. Fuente: Autor.....	111
Tabla 28. Datos para determinar la rigidez dinámica y rigidez amortiguada. Fuente: Autor	112
Tabla 29. Rigidez estática de la zapata aislada. Fuente: Autor.....	113
Tabla 30. Rigidez estática de la zapata de lindero. Fuente: Autor.....	114

Tabla 31. Modificadores de desplante para la zapata aislada. Fuente: Autor	114
Tabla 32. Modificadores de desplante de la zapata de lindero. Fuente: Autor	115
Tabla 33. Modificadores dinámicos de la zapata aislada. Fuente: Autor	115
Tabla 34. Modificadores dinámicos de la zapata de lindero. Fuente: Autor	116
Tabla 35. Factor de amortiguamiento de la zapata aislada. Fuente: Autor	116
Tabla 36. Factor de amortiguamiento de la zapata de lindero. Fuente: Autor	117
Tabla 37. Rigidez dinámica de la zapata aislada. Fuente: Autor	117
Tabla 38. Rigidez dinámica de la zapata de lindero. Fuente: Autor	118
Tabla 39. Rigidez con amortiguamiento de la zapata de lindero	118
Tabla 40. Rigidez con amortiguamiento de la zapata aislada. Fuente: Autor.....	118
Tabla 41. Relaciones de amortiguamiento por radiación para cimientos superficiales de la zapata aislada. Fuente: Autor	119
Tabla 42. Relaciones de amortiguamiento por radiación para cimientos superficiales de la zapata de lindero. Fuente: Autor	119
Tabla 43. Periodos fundamentales de los estratos superficiales en función de la velocidad de onda de corte a 30 metros de profundidad. Fuente: Autor	123
Tabla 44. Periodos fundamentales de la capa superficial. Fuente: Autor	125
Tabla 45. . Características de sismos utilizados para el estudio. Fuente: PEER Ground Motion Database.	127
Tabla 46. Comparación de pseudoaceleración del análisis lineal equivalente y no lineal para el sismo 1. Fuente: Autor	144

Tabla 47. Comparación de pseudoaceleración del análisis lineal equivalente y no lineal para el sismo 2. Fuente: Autor	145
Tabla 48. . Comparación de pseudoaceleración del análisis lineal equivalente y no lineal para el sismo 3. Fuente: Autor	146
Tabla 49. Comparación de pseudoaceleración del análisis lineal equivalente y no lineal para el sismo 4. Fuente: Autor	147
Tabla 50. Comparación de pseudoaceleración del análisis lineal equivalente y no lineal para el sismo 5. Fuente: Autor	148
Tabla 51. Comparación de pseudoaceleración del análisis lineal equivalente y no lineal para el sismo 6. Fuente: Autor	149
Tabla 52. Comparación de pseudoaceleración del análisis lineal equivalente y no lineal para el sismo 7. Fuente: Autor	150
Tabla 53. Pseudoaceleraciones máximas en el punto 1. Fuente: Autor	151
Tabla 54. Pseudoaceleraciones máximas en el punto 2. Fuente: Autor	153
Tabla 55. Pseudoaceleraciones máximas en el punto 3. Fuente: Autor	154
Tabla 56. Pseudoaceleraciones máximas en el punto 4. Fuente: Autor	156
Tabla 57. Valores máximos dados en el análisis lineal equivalente y no lineal. Fuente: Autor	157
Tabla 58. Desplazamiento en X-X y Y-Y. Fuente: Autor	164
Tabla 59. Deriva de piso en X-X y Y-Y. Fuente: Autor	165
Tabla 60. Datos de periodos y frecuencias. Fuente: Autor	166
Tabla 61. Cortantes por piso en X-X y Y-Y. Fuente: Autor	169

Tabla 62. Reacciones en la base del modelo. Fuente: Autor	170
Tabla 63. Valores máximos de reacciones en el pórtico. Fuente: Autor	171

V. INTRODUCCION

El análisis y entendimiento de los efectos dinámicos del suelo son fundamentales en el campo de la ingeniería civil, por lo cual en el presente trabajo se realizará un análisis de la influencia del periodo fundamental del suelo del campus Miracielos de la Universidad Católica de Cuenca en una estructura tipo vivienda de tres pisos, esto con la finalidad de estimar la reacción del suelo ante un sismo o terremoto y a partir de ello evitar futuros daños estructurales.

La consideración de dichos efectos dinámicos del suelo ante un sismo es de vital importancia al momento de ejecutar cualquier obra civil, especialmente en estructuras que alberguen una cantidad considerable de personas, como es el caso de las universidades.

Uno de los indicadores más utilizados para determinar los efectos locales es el periodo fundamental del suelo, el cual influye directamente en una estructura cuando ocurren las sollicitaciones sísmicas, ya que el suelo es el medio por el cual se transmiten las ondas sísmicas hasta la subestructura, y si sus periodos o frecuencias naturales coinciden se genera el fenómeno de resonancia, incrementando las amplitudes proyectadas en las estructuras, que provocaría vibraciones desmedidas de los elementos estructurales. El periodo fundamental depende de la velocidad de onda de corte de los diferentes estratos del suelo, influyendo en la estructura hasta los 30 metros de profundidad aproximadamente.

Por consiguiente, se estimará el periodo fundamental del suelo a partir de la técnica de Nakamura, y un mapa de isoperiodos generado en el software Arcgis; por otro lado, se determinará la correlación entre los efectos del periodo fundamental del suelo con la estructura en función de un análisis de “respuesta de sitio” y un “análisis de interacción suelo-estructura”.

En el primer análisis se establece la modificación de las ondas sísmicas dispersadas desde la roca madre hasta la superficie, exista o no una estructura; y el segundo análisis de interacción define la respuesta colectiva de la estructura, cimentación y suelo al presentarse un evento sísmico.

Objetivos

General

Analizar y determinar el periodo fundamental del suelo en función de la velocidad de onda sísmica y su correlación con la estructura.

Específicos

- Estimar la disposición de rigidez de los suelos del sitio en función de las Vs (Velocidad de onda sísmica) en base a los estudios geofísicos y geotécnicos existentes.
- Determinar el periodo fundamental del suelo a partir de las Vs (Velocidad de onda sísmica).
- Establecer el terremoto de referencia para el análisis de la respuesta sísmica de sitio a partir de la información recopilada.
- Obtener aceleraciones máximas a partir del método lineal equivalente y el método no lineal y analizar su variabilidad.
- Establecer la variabilidad de las aceleraciones espectrales con métodos lineal equivalente y no lineal.
- Analizar de la respuesta sísmica de sitio y sus efectos en la estructura a partir de un análisis suelo-estructura con una vivienda tipo con cimentación superficial.

VI. CAPITULO I: CARACTERISTICAS DE LA ZONA DE ESTUDIO

1.1 Antecedentes

Considerando que la Universidad Católica de Cuenca en los últimos años ha experimentado una serie de modificaciones en distintas áreas, esto en busca de acatar con las disposiciones del modelo de evaluación institucional para la acreditación impuesta por el Consejo de Aseguramientos de la Calidad de la Educación Superior (CACES), en donde uno de los subcriterios a evaluarse es la infraestructura básica, es decir que las instalaciones permitan el correcto y adecuado desempeño de las actividades académicas; la institución se ha planteado el objetivo de integrar todas sus unidades académicas en un campus Universitario cuya posible ubicación es el campus Miracielos.

Dado que en la Norma Ecuatoriana de la construcción (NEC) define a los centros educativos como estructuras de ocupación especial y que el Ecuador se encuentra en la interacción entre la placa sudamericana y la placa de Nazca, en donde se presentan dos tipos de fuentes sísmicas que son la subducción y las de tipo corticales, las cuales ejecutan un proceso de acumulación y liberación de energía que lo convierte en un territorio de alta sismicidad (Quinde Martinez & Reinoso Angulo, 2016), por lo cual es esencial realizar un estudio sísmico de la zona para obtener el correcto desempeño sísmico de la estructura y evitar tanto pérdidas humanas como económicas.

La respuesta de una estructura sometida a cargas dinámicas depende no solo de las propiedades de la misma y de la excitación, si no también es fundamental considerar las

propiedades del suelo, ya que es posible prevenir el colapso de la estructura causado por el fenómeno de resonancia, realizando estudios de suelos que establezcan las condiciones geotécnicas locales para determinar los efectos de sitio que se pueden esperar, ya que estas condiciones definirán las amplitudes, frecuencias y duración del movimiento (Fraud D., 2017).

La zona de estudio del campus Miracielos cuenta un área aproximada de 10,2 hectáreas las cuales actualmente produce semilla de categoría fitomejorador de avena (INIAP – Fortaleza 2020). En la ilustración 1 se expone las características de uso del predio de estudio.



**Ilustración 1. Siembra de Avena en el Campus Miracielos de la Universidad Católica de Cuenca.
Fuente: (UCACUE, 2020)**

1.2 Justificación

Con el fin de obtener estructuras seguras, a más de determinar la capacidad de carga del suelo es necesario estudiar la capacidad destructiva de un terremoto; por ello, es imperativo no solo conocer las características focales del sismo, si no también, las del suelo.

Considerando que el Ecuador se encuentra en el cinturón de fuego del pacifico, se considera una zona con actividad sísmica considerable, por lo cual se deberá diseñar una estructura que resista el efecto de las cargas sísmicas, las cuales son difundidas a través del suelo en donde se encuentre cimentado.

Con la ejecución de este trabajo se aspira generar información en el ámbito de ingeniería sísmogeológica para la posible construcción del futuro campus de la Universidad Católica de Cuenca, lo cual ayudará a predecir aproximadamente el comportamiento de las estructuras y del suelo ante un sismo y los métodos de cálculo estructural que deberían usarse garantizando la protección de las vidas y bienes de las personas que lo usen.

En el campus Miracielos de la Universidad Católica de Cuenca se han realizado previamente exploración por sondeos de los cuales se ha obtenido parámetros geotécnicos y geofísicos, a partir de estos datos es posible llevar a cabo un análisis de respuesta sísmica del sitio para conocer la reacción del suelo ante la propagación de la onda sísmica y realizar un correcto y eficiente diseño sísmo resistente, que esta normado por la NEC (Norma Ecuatoriana de la Construcción) y con la ayuda de un análisis suelo-estructura se garantizará y comprobará que la edificación tendrá una correcta respuesta ante un sismo o terremoto precautelando así la vida e integridad de las personas que lo ocupen.

1.3 Descripción ubicación de la zona de estudio

La zona de estudio de las ilustraciones 2, 3 y 4, se encuentra en la provincia del Azuay, cantón Cuenca en la parroquia rural Ricaurte, en el Campus Miracielos de la Universidad

Católica de Cuenca, con un área aproximada de 10,2 hectáreas, entre las coordenadas expuestas en la tabla 1

Tabla 1. Polígono de zona de estudio. Fuente: (Dominguez Cabrera & Vargas Pinos)

PUNTO	ESTE	SUR	PUNTO	ESTE	SUR
1	726306	9683763	6	726276	9684251
2	726072	9684339	7	726413	9684091
3	726178	9684472	8	726426	9684052
4	726298	9684417	9	726419	9684017
5	726201	9684326	10	716361	9683899

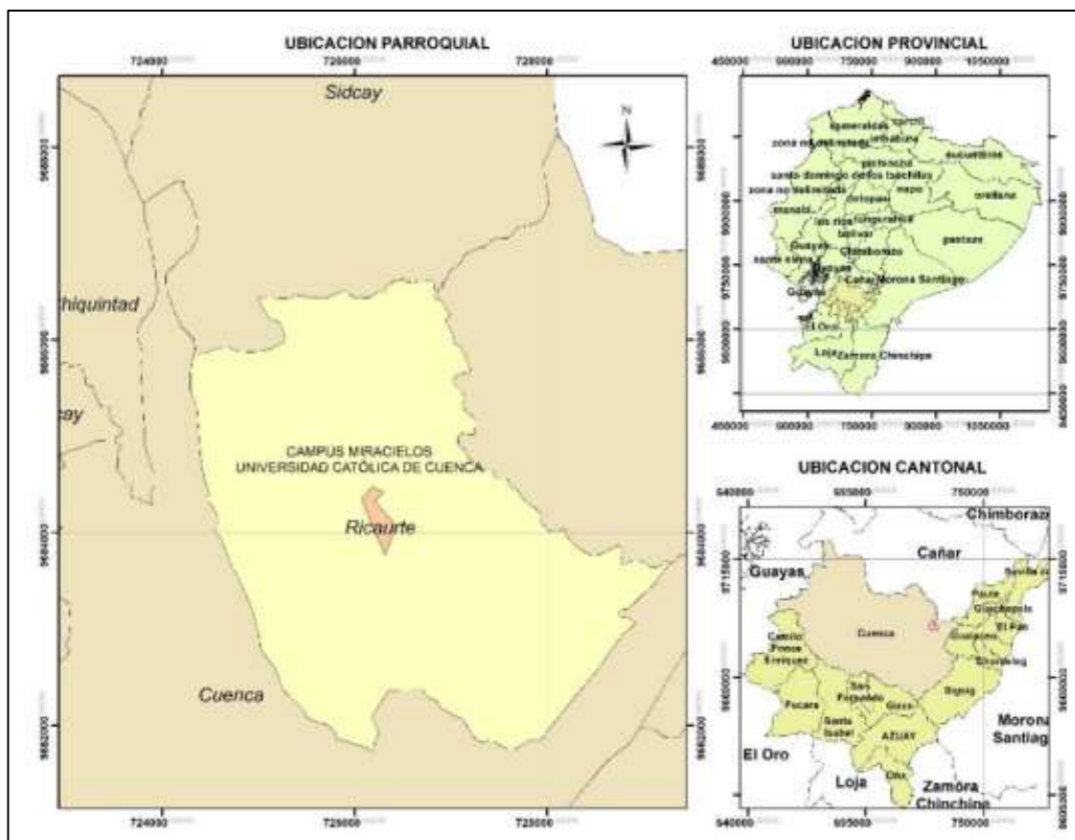


Ilustración 2. Mapa de Ubicación de la Zona de Estudio. Fuente: Autor



Ilustración 3. Estado actual de la zona de estudio zona de Estudio. Fuente: Autor



Ilustración 4. Zona de Estudio. Fuente: Google Earth

1.3.1 Geología del sitio

En la ilustración 5 se puede observar la geología dominante de la zona de estudio la cual está comprendida principalmente por dos formaciones geológicas que son las terrazas aluviales que representa un 72,5% de la zona, es decir 7,8 hectáreas y la formación Turi la cual constituye un 27,5%, o sea 2,4 hectáreas; estas formaciones geológicas poseen las siguientes características:

Formación Turi.

Esta formación posee componentes de origen volcánico. Se puede observar que en la base existe la presencia de conglomerados que generan escarpas, sobre las cuales corresponden una serie de capas de guijarrosas, limosas y arenosas. En la parte superior se puede observar la

presencia de argilitas y areniscas con cierto contenido de bloques angulares (GAD Parroquial Turi, 2015).

Terrazas aluviales

Esta principalmente conformado por depósitos aluviales de corrientes fluviales antiguas con capas conglomeráticas de matriz areno-arcillosa (GAD Parroquia Sayausí, 2015). En la zona se encuentran limos, arcillas, arenas, gravas y bloques. Uno de los principales inconvenientes que presenta ese tipo de suelo es que presentan una alta permeabilidad, erosión hídrica e inestabilidad. (Basabe R, 1998)

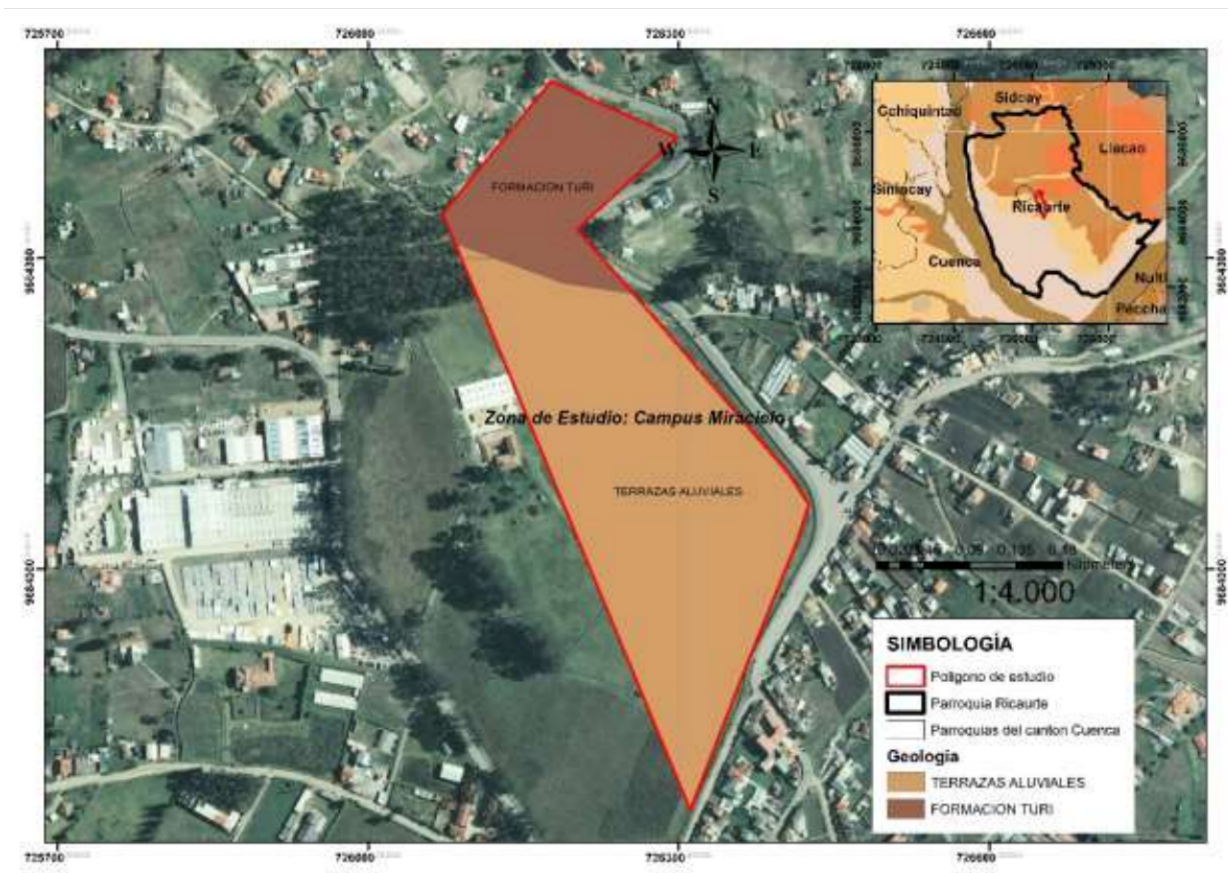


Ilustración 5. Geología dominante de la zona de estudio. Fuente: Autor

1.3.2 Geomorfología del sitio

En la ilustración 6 se puede observar la geomorfología dominante de la zona de estudio la cual se encuentra en dos unidades geomorfológicas que son: superficie de cono de esparcimiento disectado la cual representa un 72,5%, es decir 7,8 hectáreas y vertiente heterogénea que constituye un 27,5% o sea 2,4 hectáreas.

A partir de estos datos es posible deducir que el terreno posee pendientes suaves de entre 5 a 12 % en su mayoría y en la parte norte pendiente media de entre 12 a 25 %.

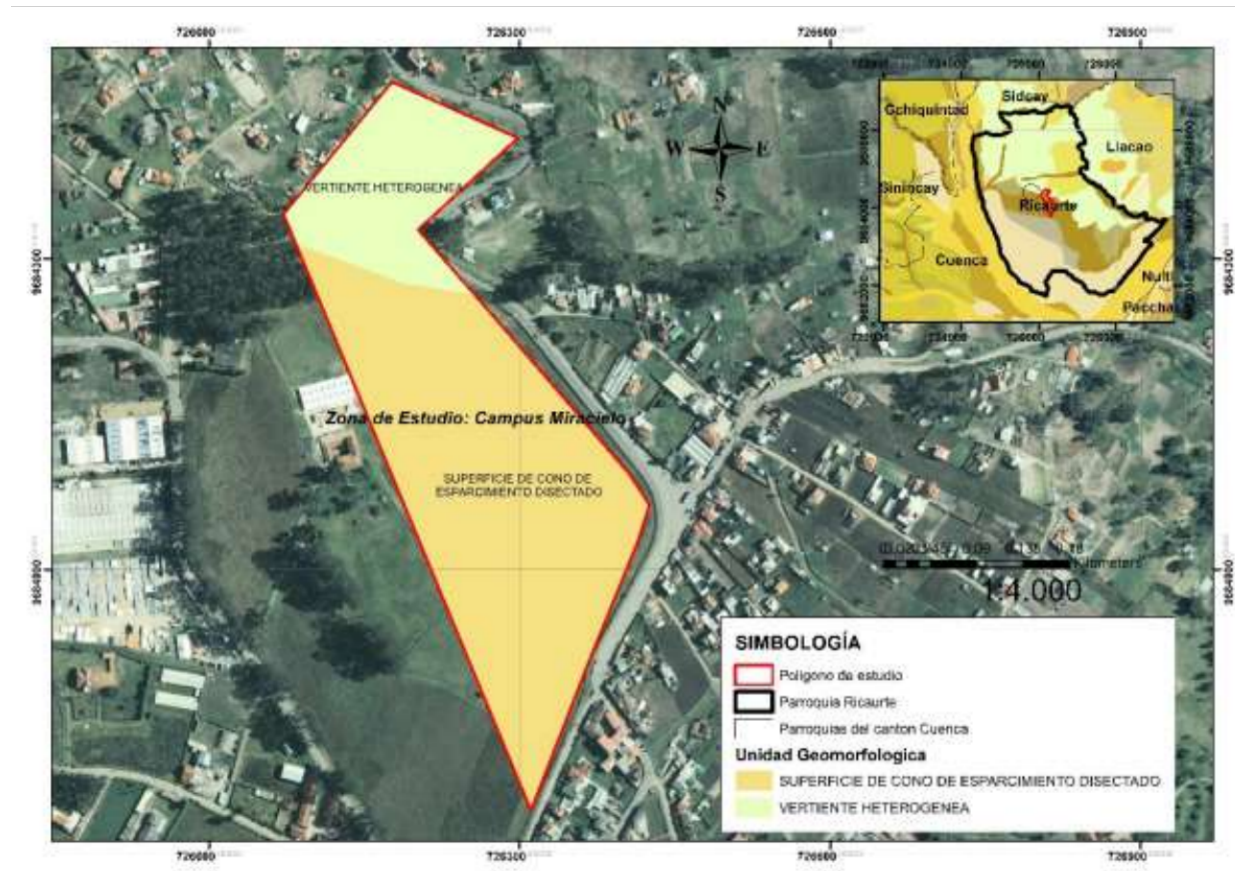


Ilustración 6. Mapa Geomorfológico de la zona de estudio. Fuente: Autor

1.3.3 Información preliminar de parámetros geotécnicos y geofísicos

Con el objetivo de correlacionar los datos obtenidos de los diferentes estudios geotécnicos y geofísicos realizados en la zona de estudio que constan en las tesis de pregrado “DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS GEOMECÁNICOS DEL SUBSUELO, LADO NORESTE, CAMPUS MIRACIELOS, RICAURTE, APLICANDO MÉTODOS GEOTÉCNICOS Y GEOFÍSICOS, CORRELACIONANDO SUS RESULTADOS.” y “DETERMINACION DE PARAMETROS DEL SUBSUELO LASDO N/O, CAMPUS MIRACIELOS RICAURTE, NECESARIOS PARA EL PROYECTO INVESTIGATIVO MICROZONIFICACION SISMICA Y MAPA DE RIESGOS" se considerará la similitud de la estratigrafía en las zonas en donde se tomaron dichas muestras, en la ilustración 6 se exponen las zonas que abarcaron cada tesis con sus respectivos estudios.

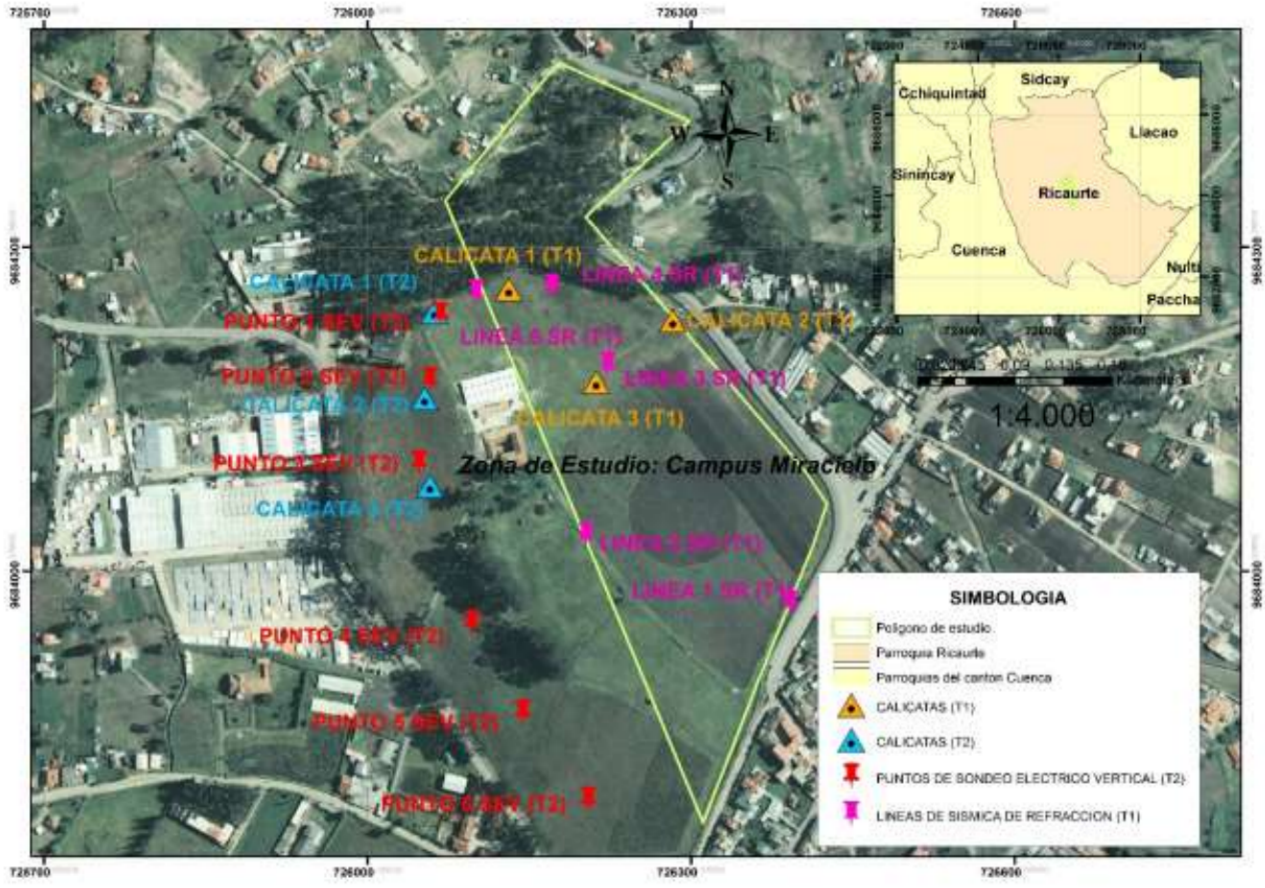


Ilustración 7. Mapa de ubicación de puntos de estudios geotécnicos y geofísicos realizados en la zona. Fuentes: (Dominguez Cabrera & Vargas Pinos) (T1) & (Coronel Martinez & Ortiz) (T2)

En los estudios que presenta la ilustración 7 se puede observar que en el campus Miracielos se han realizado ensayos directos e indirectos. El ensayo de exploración directa como las calicatas a cielo abierto consisten en la excavación manual o mecánica de donde se obtienen muestras (alteradas) para definir algunos parámetros geotécnicos (granulometría, límites de Atterberg, humedad, etc.), a partir de ensayos de laboratorio. Los ensayos de exploración indirecta que se ejecutaron en la zona fueron los estudios geofísicos de refracción sísmica y sondeo eléctrico vertical.

Teniendo en cuenta que los estudios geofísicos son métodos desarrollados en función de técnicas físicas que contribuyen a la identificación de la existencia de cuerpos de agua, cavernas, depósitos de minerales y/o estructuras en el subsuelo que no son posibles observar sin excavación, actualmente son considerados una herramienta fundamental para exploración de suelos, ya que estos presentan análisis globales de cualquier fenómeno geológico con los cuales se pueden definir parámetros geotécnicos, en la zona de estudio se han realizado dos estudios geofísicos que son:

Refracción sísmica

Uno de los métodos geofísicos más utilizados es el de Refracción Sísmica, el cual analiza la transmisión de ondas sísmicas generadas artificialmente y plantea una relación con la distribución del suelo, conduciendo a deducir algunas de las características del subsuelo y se basa en las leyes de propagación de onda sísmica.

Leyes de propagación de onda sísmica

Principio de Huygens (1670)

“Todos los puntos de un frente de onda primario funcionan como foco o punto de origen de ondas esféricas secundarias que se desplazan en todas direcciones a una velocidad y frecuencia iguales a las de la onda primaria. Después de algún tiempo el frente de onda primario se convierte en la envolvente de las ondas elementales”.

Principio de Fermat (1670)

“La luz tiende a trasladarse por el camino óptico por el que tarde el menor tiempo posible, el cual no siempre es la menor distancia.”

Ley de Snell (1621)

“Cuando la luz incide sobre una superficie de separación de dos medios que tienen diferentes velocidades de luz, parte de la energía se transmite (refracción) y parte se refleja (reflexión).”

Ondas sísmicas

Son ondas generadas por eventos sísmicos que se extienden a través de los diferentes estratos de suelo, estas se clasifican en ondas internas y ondas superficiales. (Zafra Otero, 2018)

Ondas Internas

Ondas P: También conocidas como ondas primarias son ondas longitudinales que se extienden generando oscilaciones del material con el que se encuentra en el mismo sentido en el cual se propaga y son las primeras en llegar a la superficie de la tierra. (Zafra Otero, 2018)

Ondas S: También conocidas como ondas secundarias, de la misma manera que las ondas primarias, varían en función del material por el que se extienden; sin embargo, estas ondas son transversales y se extienden generando movimientos perpendiculares a la dirección en la que se propagan. (Zafra Otero, 2018)

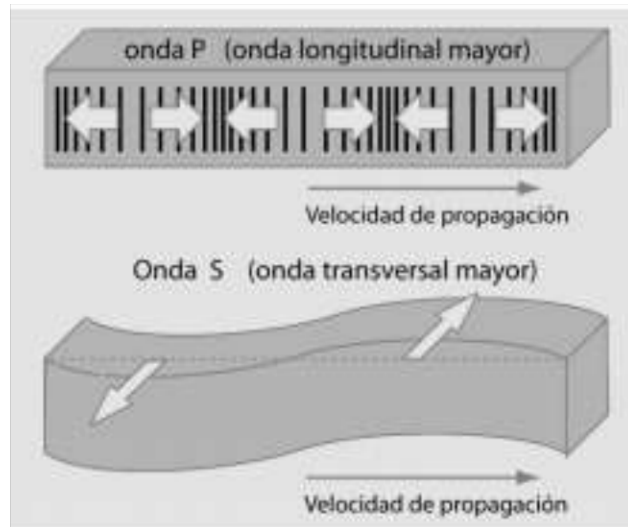


Ilustración 8. Ondas internas Py S. Fuente: (Zafra Otero, 2018)

Ondas Superficial

Onda Rayleigh: Estas ondas generan un movimiento elíptico atrasado del suelo y son más lentas que las internas. (Zafra Otero, 2018)

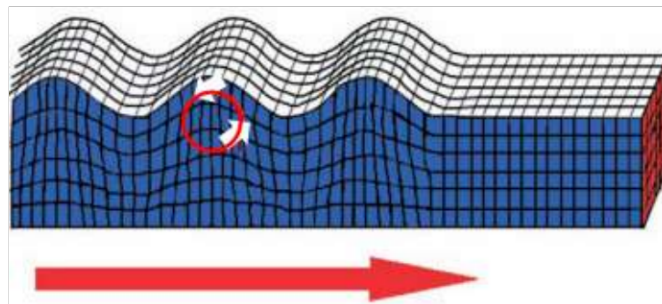


Ilustración 9. Ondas Rayleigh. Fuente: (Lagos Ortiz, 2014)

Onda Love: Estas ondas generan un movimiento horizontal de corte en superficie y son levemente más veloces que las ondas Rayleigh. (Zafra Otero, 2018)

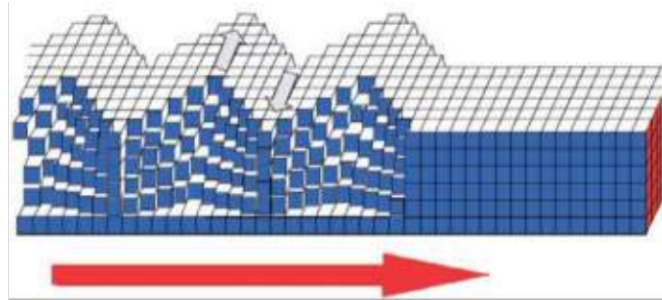
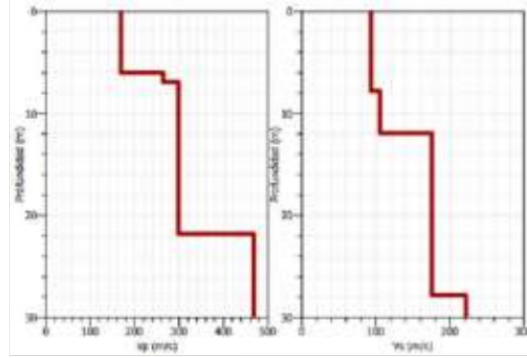


Ilustración 10. . Ondas Love. Fuente: (Lagos Ortiz, 2014)

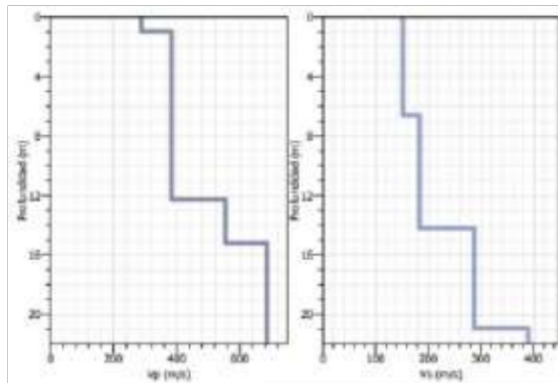
Ensayo MASW

En el campus Miracielos se realizó el método de análisis multicanal de ondas superficiales (MASW), el cual es un procedimiento no intrusivo que requiere del golpe de un martillo y de la disposición adecuada de geófonos en el suelo que generará ondas superficiales que capturan aproximadamente el 70% de la energía sísmica total. Cuando existe variación de la velocidad en los conductos de propagación las ondas se extienden dispersamente y se atenúan con la profundidad, en virtud de esto se deduce que grandes longitudes de ondas penetran grandes profundidades y las pequeñas longitudes de onda presentan las profundidades superficiales. Es decir con este método es posible obtener el perfil de la velocidad de corte V_s (Perez Cuevas, Martínez Pagán, Alhama, Canovas, & Segura, 2013). En la zona de estudio se empleó 5 líneas, cada una con 26 sensores (geófonos) espaciados a 2 metros de distancia entre sí. En las siguientes tablas (Coronel Martínez & Ortiz) & (Dominguez Cabrera & Vargas Pinos) se presentan las velocidades de onda primarias y de corte:



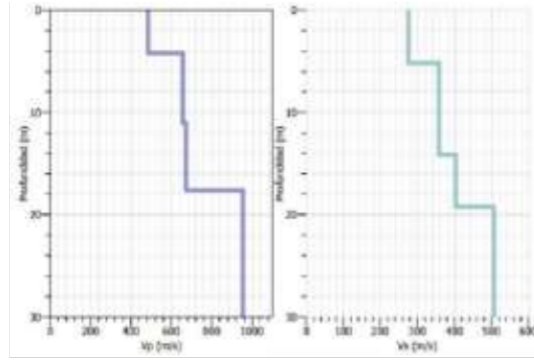
LINEA 1			
Profundidad (m)	Velocidad de onda primaria Vp (m/s)	Profundidad (m)	Velocidad de onda corte Vs (m/s)
6	170	8	97
7	260	10	102
22	300	28	168
30	470	30	220

Ilustración 11. Valores de velocidad de onda P y onda de corte. Línea 1. Fuente: (Dominguez Cabrera & Vargas Pinos)



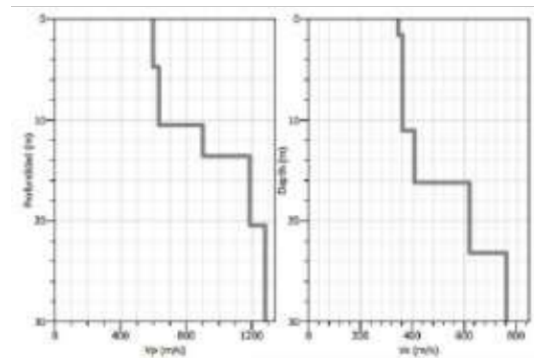
LINEA 2			
Profundidad (m)	Velocidad de onda primaria Vp (m/s)	Profundidad (m)	Velocidad de onda corte Vs (m/s)
1	280	6,5	140
12,2	380	14	180
15,2	130	21	282
30	2900	30	390

Ilustración 12. Velocidad de onda P y onda de corte. Línea 2. Fuente: (Dominguez Cabrera & Vargas Pinos)



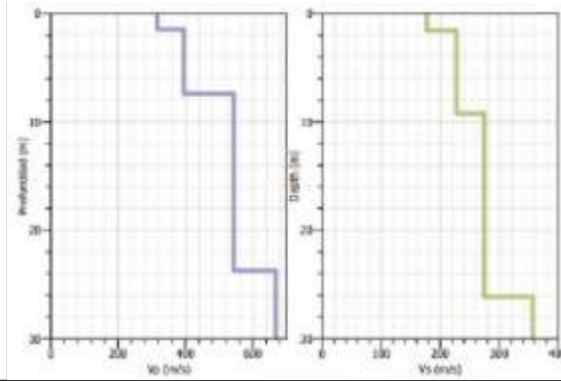
LINEA 3			
Profundidad (m)	Velocidad de onda primaria Vp (m/s)	Profundidad (m)	Velocidad de onda corte Vs (m/s)
4,3	480	4,8	265
11	660	14	345
18	680	18,8	400
30	960	30	500

Ilustración 13. Velocidad de onda P y onda de corte. Línea 3. Fuente: (Dominguez Cabrera & Vargas Pinos)



LINEA 4	
Profundidad (m)	Vp (m/s)
5	600
10,5	630
13,5	900
20,5	1200
30	1280

Ilustración 14. Velocidad de onda P y onda de corte. Línea 4. Fuente: (Dominguez Cabrera & Vargas Pinos)



LINEA 5			
Profundidad (m)	Velocidad de onda primaria Vp (m/s)	Profundidad (m)	Velocidad de onda corte Vs (m/s)
1,5	320	1,8	180
7,5	400	8,8	222
24	540	26	270
30	660	30	360

Ilustración 15. Velocidad de onda y onda de corte. Línea 5. Fuente: (Dominguez Cabrera & Vargas Pinos)

Sonde eléctrico vertical

Del mismo modo en las dos tesis de pregrado se realizó un análisis de sondeo eléctrico vertical que se basa en la ley de Ohm para el principio teórico, en el cual se fundamenta el método de la conductividad eléctrica o resistividad para estimar la distribución superficial del suelo, y la identificación de acuíferos. Es decir, se considera que cada material posee una determinada resistividad (Goyes Peñafiel, Jimenez Diaz, & Mier Umaña, 2016).

1.3.4 Parámetros geotécnicos y geofísicos

Para el presente estudio se considerará los datos obtenidos del estudio geofísico en el ensayo MASW y de las calicatas a cielo abierto. Tomando en cuenta esto, entonces la recolección y correlación de información realizada se considerará los siguientes puntos

expuestos en la ilustración 16 para definir los parámetros geotécnicos y geofísicos planteados en las tablas 2, 3, 4 y 5:

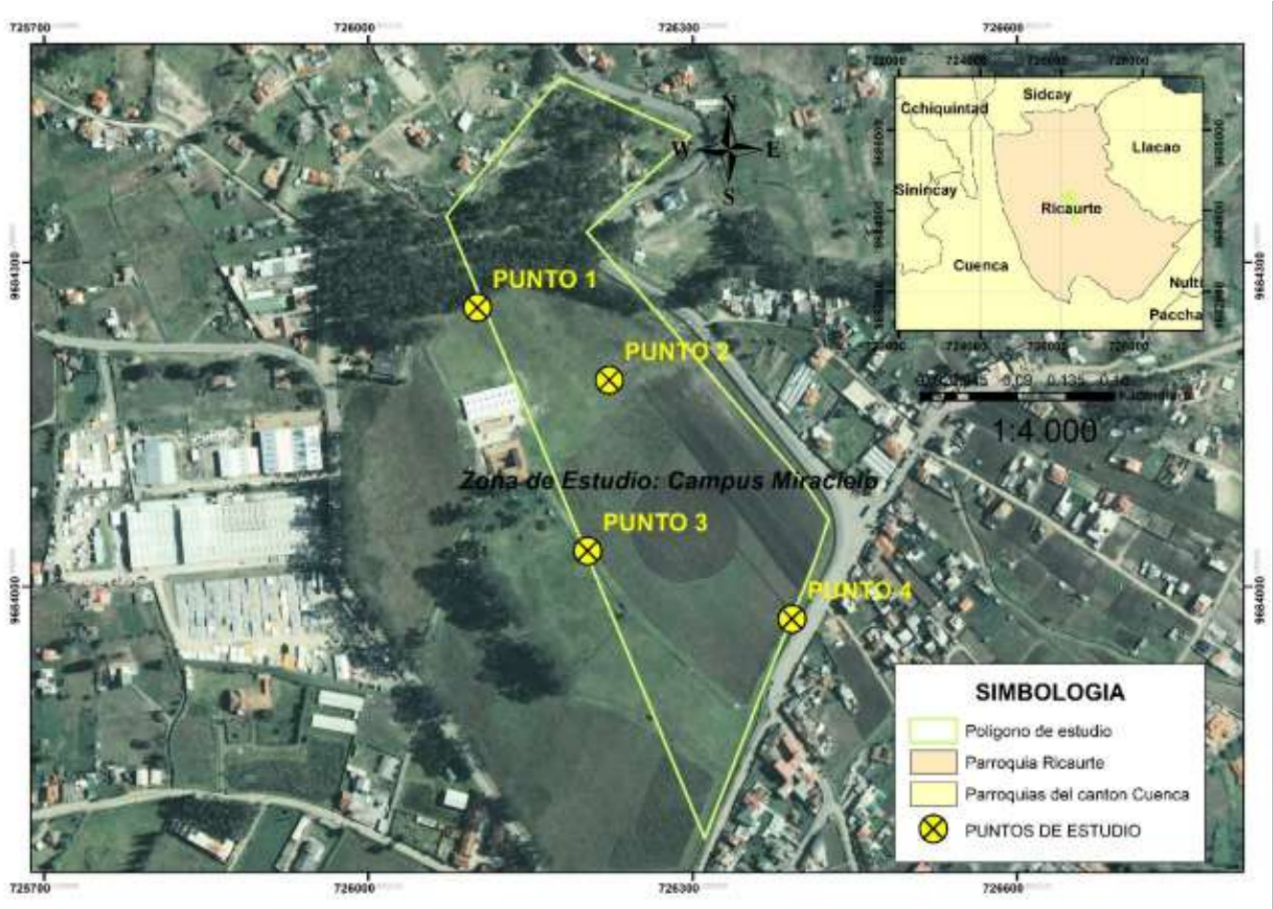


Ilustración 16. Mapa de ubicación de puntos considerados para el estudio. Fuente: Autor

Tabla 2. Parámetros geotécnicos. Fuentes: (Coronel Martinez & Ortiz) & (Dominguez Cabrera & Vargas Pinos)

PUNTO 1				
COORDENADAS				
ESTE		NORTE		
726101		9684258		
LL %	43	IP %	17.62	CLASIFICACION SUCS
LP %	25.38	Vs30 (m/s)	265.16	CL
Espesor	Material	Velocidad de Onda Sísmica P Vp (m/s)	Velocidad de Onda de Corte Vs (m/s)	Peso Específico (Kg/m3)
1.5	Suelo Orgánico	320	180	1423.12
6	Arcilloso	400	222	1492.588
16.5	Arcilloso	540	270	1571.98
6	Arcilla arenosa semi consolidadas	660	360	1720.84

Tabla 3. Parámetros geotécnicos. Fuentes: (Coronel Martinez & Ortiz) & (Dominguez Cabrera & Vargas Pinos)

PUNTO 2				
COORDENADAS				
ESTE		NORTE		
726223		9684191		
LL %	54.5	IP %	27.45	CLASIFICACION SUCS
LP %	54.1	Vs30 (m/s)	353.7	CH
Espesor	Material	Velocidad de Onda Sísmica P Vp (m/s)	Velocidad de Onda de Corte Vs (m/s)	Peso Específico (Kg/m3)
5	Arcilloso	600	265	1563.71
5.5	Arcilla arenosa semi consolidada	630	265	1563.71
3	Arena cementada	900	345	1696.03
7	Arena arcillosa cementada	1200	400	1787
9.5	Arena arcillosa cementada	1280	500	1952.4

Tabla 4. Parámetros geotécnicos. Fuentes: (Coronel Martinez & Ortiz) & (Dominguez Cabrera & Vargas Pinos)

PUNTO 3				
COORDENDAS				
ESTE		NORTE		
726203		9684033		
LL %	57.5	IP %	34.15	CLASIFICACION SUCS
LP %	23.4	Vs30 (m/s)	254.34	CH
Espesor	Material	Velocidad de Onda Sísmica P Vp (M/S)	Velocidad de Onda de Corte Vs (M/S)	Peso Especifico (Kg/M3)
1	Suelo orgánico	282	140	1356.96
11.2	Arcillas húmedas	380	180	1423.12
3	Arcilloso	130	282	1591.828
14.8	Ripio o Arena gruesa	2900	390	1770.46

Tabla 5. Parámetros geotécnicos. Fuentes: (Coronel Martinez & Ortiz) & (Dominguez Cabrera & Vargas Pinos)

PUNTO 4				
COORDENDAS				
ESTE		NORTE		
726392		968370		
LL %	-	IP %	-	
LP %	-	Vs30	152.05	m/s
Espesor	Material	Velocidad de Onda Sísmica P Vp (m/s)	Velocidad de Onda de Corte Vs (m/s)	Peso Especifico (Kg/m3)
6	Arcillas secas	170	97	1285.838
1	Arcillas secas	260	102	1294.108
15	Arena arcillosa húmeda	300	168	1403.272
8	Arcilloso	470	220	1489.28

Se puede observar que la zona está formada mayormente por arcillas o material fino, este tipo de suelo se supone perjudiciales para obras ingenieriles, ya que tienden a absorber agua, lo cual ocasiona que esta pierda su capacidad de resistir esfuerzos y puede generar asentamientos. Estos cambios volumétricos dependerán del grado de expansión, humedad y de su estado de consistencia. El grado de expansión está directamente relacionado con las propiedades mineralógicas (caolinitas, halositas, montmorillonias e ilitas), es decir, el porcentaje de minerales arcillosos activos (montmorillonita) que se encuentre en el material. Cabe recalcar que bajo ciertas condiciones las caolinitas e ilitas no se consideran activas (Merchan Infante, 2009).

En los suelos finos al presentarse solicitaciones sísmicas no adquieren una pérdida súbita temporal del contacto entre sus partículas y por consiguiente de su resistencia cortante, como ocurre en los suelos no cohesivos, si no que puesto que tienden a experimentar cambios volumétricos se generan deformaciones de manera instantánea provocando exceso de presión de poros (Gómez de Santos, 2019).

1.3.5 Características sismotectónicas de la zona.

El Ecuador está localizado en la región Noroccidental de América del Sur, sobre la micro placa Bloque Andino, la cual es dominada por la interacción entre las placas Sudamericana, Nazca-Cocos y Caribe siendo un factor importante en la tectónica de la zona (Guaman Chavez, Ibañez Jacome, & Mejia Calderon, 2018). La subducción andina se particulariza por el hundimiento de una placa oceánica en un ángulo bajo y con un régimen tectónico predominantemente compresivo (Lavenue, 2006). Se estima que el desplazamiento de esta zona es

de 50 a 60 mm/año, a diferencia de la placa continental que su desplazamiento es de 2 a 5 mm/año (Quinde Martínez & Reinoso Angulo, 2016).

Las costas ecuatorianas al encontrarse en el “Cinturón de fuego del Pacífico”, zona en la que la Placa Nazca subduce bajo la Placa Sudamericana a una velocidad de 60 mm/año con dirección N83°E, lo que ocasiona que se acumulen esfuerzos provocando que sea un territorio de alta sismicidad; simultáneamente debido a el deslizamiento de estas placas o de deformaciones longitudinales y transversales en las rocas generando ondas sísmicas (Rivaeneira, y otros, 2007); en la ilustración 17 se muestra los límites de placas evidenciando la dirección y velocidades de movimiento:

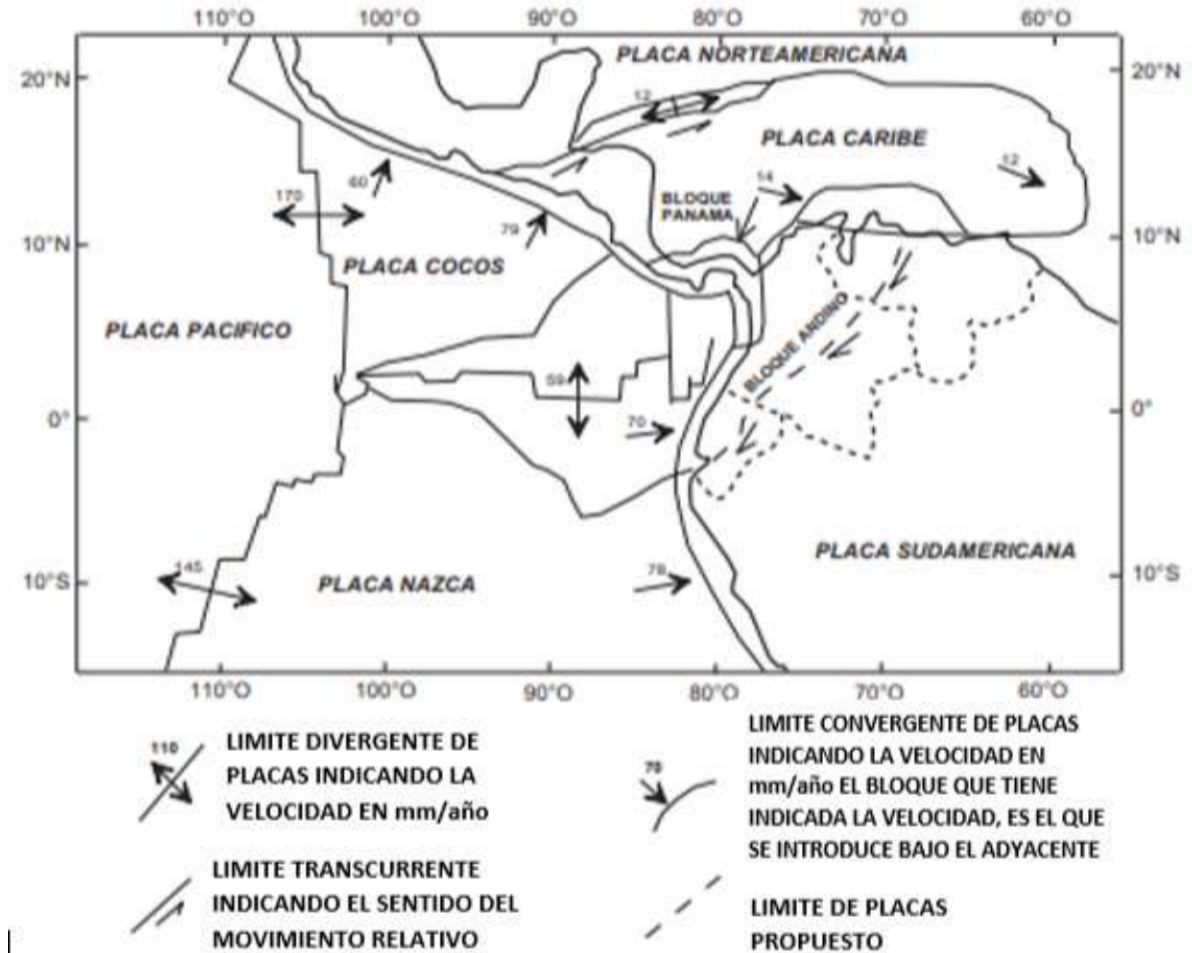


Ilustración 17. Límites de placas mostrando la dirección y velocidades de movimiento. Fuente: (Taípe Acosta, 2013)

En el Ecuador debido a la dinámica de placas se manifiesta tres tipos de inclinaciones de la subducción de la placa Nazca en la placa Continental (Quinde Martínez & Reinoso Angulo, 2016):

- ✓ Una subducción normal con un ángulo cercano a 35° , en el norte a una latitud 1°N .
- ✓ Una subducción con un ángulo aproximado de 25° , entre las latitudes 1°N y 3°S .
- ✓ Una subducción con un ángulo menor a los 25° , en latitud 3°S hacia el sur del territorio.

Dado el desempeño dinámico de la zona se ha originado el Sistema Mayor Dextral, el cual es un sistema de fallas en la región sierra en donde se presentan la mayor concentración de fallas y pliegues, que al combinarse con la subducción que se da en la zona costera presentan la principal fuente generadora de sismos (Quinde Martinez & Reinoso Angulo, 2016). Por todo lo mencionado, se analizará cuatro terremotos ocurridos en el Ecuador que han provocado pérdidas humanas y colapso de estructuras, causado así un gran impacto en la región.

Características del terremoto de 1868.

El 16 de agosto de 1868 a la madrugada (01:15 a.m.), la provincia de Imbabura fue sacudida por dos sismos de magnitud estimada de 7.0 a 7.3, causando el fallecimiento de entre 15.000 a 20.000 personas, por lo cual es catalogado como uno de los 10 terremotos de mayor magnitud y más devastadores del Ecuador. (Instituto Geofísico, 2017)

Características del terremoto de 1906.

El 31 de enero de 1906 a las diez con treinta y seis minutos (hora Ecuador) ocurrió un sismo con epicentro en el océano Pacífico frente a la frontera Ecuador – Colombia con una magnitud de 8.8 con una duración de dos minutos, ocasionando el mayor número de pérdidas en la provincia de Esmeraldas, Rio Verde, Limones, La Tola y Tumaco – Colombia, este sismo presento movimientos verticales de corto periodo y movimientos horizontales de periodos más largos los cuales sucedían simultáneamente y combinados siendo imposible constatar un intervalo entre ambos. Este terremoto es catalogado como uno de los sismos registrados con mayor magnitud del mundo. (Rudolph & Szirtez, 1911)

Características del terremoto de 1979.

El 12 de diciembre de 1979 a las siete horas con cincuenta y nueve minutos se registró un sismo con epicentro en Tumaco - Colombia de magnitud 7.9, el sismo ocasiono un tsunami en Tumaco lo cual provoco la destrucción de varios lugares que inmediatamente fueron declarados como zonas de emergencia. (Espinoza, 1992)

Características del terremoto de 2016.

El 16 de abril de 2016 a las 18:58 se registró un terremoto con epicentro en el cantón Pedernales provincia de Manabí de magnitud de 7.8, que causó la muerte de 670 personas y miles de afectados. Este terremoto también causó daños en viviendas, interrupción temporal de las vías y los servicios básicos en las provincias de Esmeraldas, Manabí, Guayas, Santa Elena, Los Ríos y Santo Domingo. (Instituto Geofísico, 2018)

A continuación, en la Ilustración 18 se presenta la relación que existe entre la región del Ecuador, con respecto a las placas tectónicas y sismos considerados significativos ocurridos en la región:

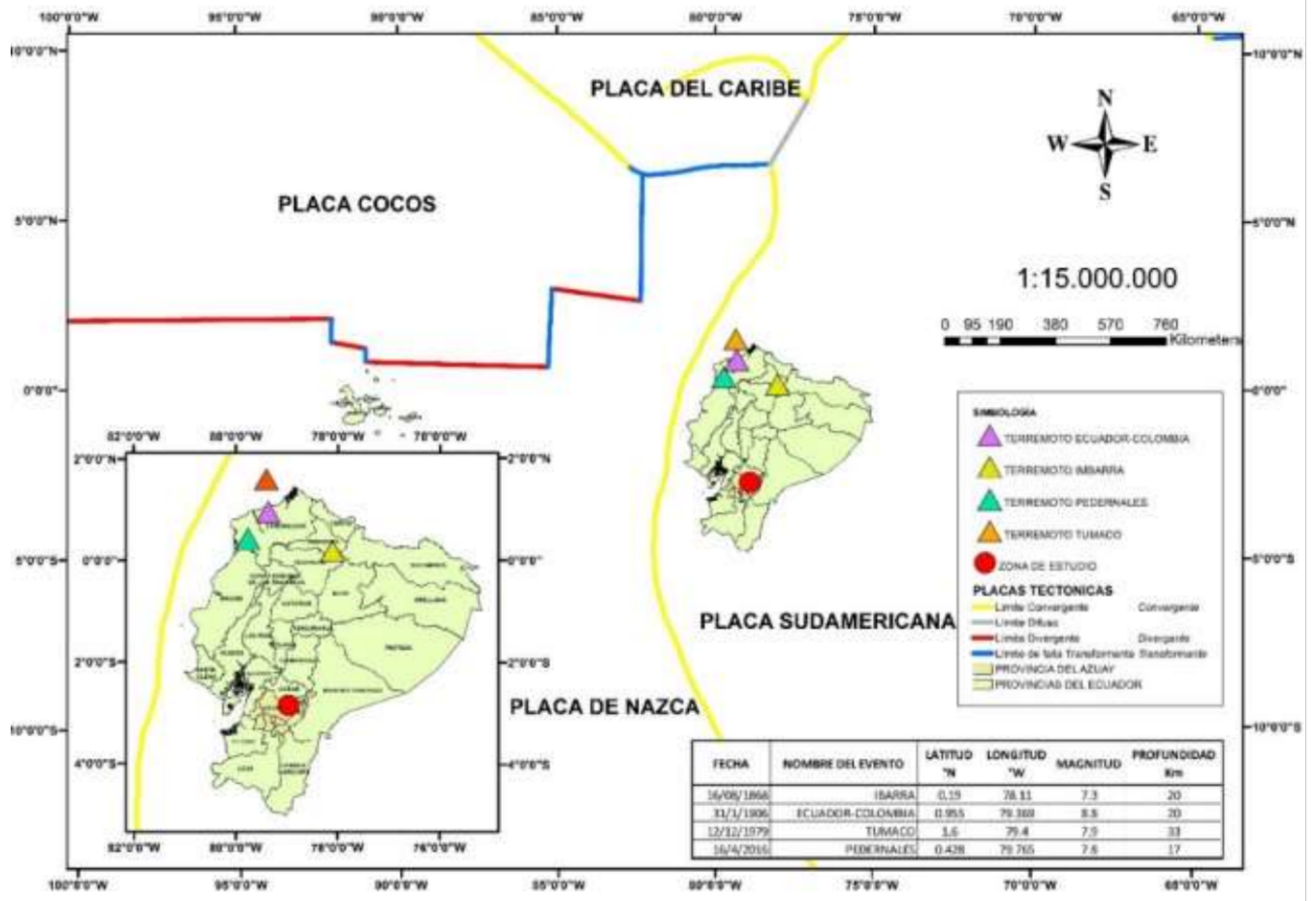


Ilustración 18. Mapa del Ecuador con respecto a las placas tectónicas y sismos considerados significativos. Fuente: Autor

VII. CAPITULO II: Revisión de Literatura

2.1 Método para caracterización de sitio por velocidad de corte

2.1.1. *Velocidad de onda de corte (V_s)*

Es la velocidad de propagación de las ondas de corte, y se pueden obtener de una manera directa con métodos geofísicos sísmicos que son: SASW, MASW Y ReMI, la metodología utilizada para estos ensayos se basa en la colocación de geófonos verticales en la superficie del terreno a una distancia determinada; a partir de la obtención de esta velocidad es posible estimar las propiedades dinámicas del suelo (módulo de rigidez al esfuerzo cortante, densidad en campo, esfuerzos, etc.) y el comportamiento del mismo ante un evento sísmico (Correia Machucha, 2015).

2.1.2 *Velocidad de onda de corte a 30 m de profundidad (V_{s30})*

El promedio de las velocidades de corte de las capas de suelo desde la superficie hasta 30 metros de profundidad se conoce como V_{s30} . Se considera que el suelo a la profundidad de 30 m afecta mayormente el comportamiento de las estructuras.

La obtención de V_{s30} sirve principalmente para: (Zhigue Zhigue, 2016)

- Evaluación de amenaza sísmica
- Efectos no lineales de sitio
- Diseño de cimentaciones eficientes

El código de EEUU NERHRP (National Earthquake Hazards Reduction Program, BSSC, 1994) determina la velocidad de onda de corte a 30 metros de profundidad (V_{s30} o $\overline{V_s}$) a partir de la ecuación 1: (Cordero Montoya & Estrada Rivera, 2013)

$$V_{Sprom} = \frac{\sum_{i=1}^N d_i}{\sum_{i=1}^N \frac{d_i}{V_{si}}} \quad (1)$$

En donde:

$$\sum_{i=1}^N d_i = 30m$$

V_{si} : Velocidad de onda de corte en el estrato i (m/s)

d_i : Espesor del estrato (m)

N : numero de capas

En la tabla 6 se presenta la clasificación de los perfiles de suelo impuesta por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS), la cual establece 6 tipos en función de la velocidad de onda de corte a una profundidad desde 1 a 30 metros:

Tabla 6. Clasificación de los perfiles de suelo. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

TIPO DE PERFIL	DESCRIPCIÓN	DEFINICIÓN
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100 \text{ KPa}$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ KPa} > S_u \geq 50 \text{ KPa}$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180 \text{ m/s}$
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40 \%$ $S_u < 50 \text{ KPa}$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H >3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3—Arcillas de muy alta plasticidad (H >7.5 m con índice de Plasticidad IP >75)	
	F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H >30m)	
	F5—Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
	F6—Rellenos colocados sin control ingenieril.	

En la siguiente tabla 7 se presenta la clasificación del suelo de la ASCE 7-10, de la misma manera clasifica al suelo en 6 tipos de acuerdo a su velocidad de onda de corte y toma la profundidad desde 0 a 30 metros.

Tabla 7. Clasificación del sitio. Fuente: (ASCE 7-10, 2010)

CLASIFICACION DE SITIO PARA DISEÑO SISMICO	
TIPO DE SUELO	\bar{V}_s
A (Roca dura)	$> 5000 \text{ pie/s}$
B (Roca)	$2500 \text{ a } 5000 \text{ pie/s}$
C (Suelo muy denso roca blanda)	$1200 \text{ a } 2500 \text{ pie/s}$
D (Suelo rígido)	$600 \text{ a } 1200 \text{ pie/s}$
E (Suelo arcilloso blando)	$< 600 \text{ pie/s}$
	Cualquier perfil con más de 10 pies de suelo que tenga las siguientes características: <i>Indice de plasticidad $PI > 20$</i> <i>Contenido de humedad $w > 40\%$</i> <i>Resistencia al corte no drenada $\bar{S}_u < 500 \text{ psf}$</i>
F (Suelos que requieren análisis de respuesta de sitio de acuerdo a la Sección 21.1)	Leer la sección 20.3.1

A continuación, en la tabla 8 se presenta la velocidad de onda de corte para los diferentes puntos, que se obtuvo por ensayos geofísicos con su respectiva clasificación de acuerdo a las dos normas expuestas NEC-SE-DS y ASCE 7-10:

Tabla 8. Clasificación del suelo a diferentes profundidades según ASCE 7-10 y NEC-SE-DS. Fuente: Autor

PUNTO	PROF. (m)	VELOCIDAD DE ONDA DE CORTE (m/s)	VELOCIDAD DE ONDA DE CORTE (ft/s)	CLASIFICACION SEGÚN NEC-SE-DS	CLASIFICACION SEGÚN ASCE 7-10
1	1.5	180	590.5	D	D
	6	222	728.3	D	D
	16.5	270	885.8	D	D
	6	360	1181.1	C	D

2	5	265	869.4	D	D
	5.5	265	869.4	D	D
	3	345	1131.8	D	D
	7	400	1312.3	C	C
	9.5	500	1640.4	C	C
3	1	140	459.3	E	E
	11.2	180	590.5	D	E
	3	282	925.1	D	D
	14.8	390	1279.5	C	C
4	6	97	318.2	E	E
	1	102	334.6	E	E
	15	168	551.1	E	E
	8	220	721.7	D	D

Entonces, a partir de la información recopilada se determinó la Vs30 de los diferentes puntos para establecer el tipo de suelo:

$$V_{S30} = \frac{\sum_{i=1}^N d_i}{\sum_{i=1}^N \frac{d_i}{v_{si}}} = \frac{30}{\frac{1.5}{180} + \frac{6}{222} + \frac{16.5}{270} + \frac{6}{360}} = 265.16 \quad (2)$$

Aplicando la ecuación 1 se determinó la velocidad de onda de corte a 30 metros de profundidad para todos los puntos a ser analizados como se observa en la ecuación 2, el resultado se expone en la tabla 9:

Tabla 9. Velocidad de onda de corte a 30 metros de profundidad. Fuente: Autor

Puntos	Vs30 (m/s)	Vs30 (ft/s)
1	265.16	869.95
2	353.70	1160.43
3	254.34	834.45
4	152.05	498.85

2.2 Método de Nakamura

En el año 1989 Nakamura planteo la relación entre la componente horizontal y vertical de los registros de las vibraciones ambientales en dominio frecuencial, la cual se consideraba idónea para la apreciación del efecto de sitio. Este método supone que la razón espectral concierne a la función de la propagación de los niveles superficiales sujetos a movimientos horizontales; es decir, establece la teoría de que un microtemblor está compuesto por varias ondas principalmente por las ondas superficiales Rayleigh provocadas por fuentes artificiales (tráfico) en donde las componentes vertical y horizontal son semejantes en la base rocosa (Sandoval Gómez & Vera Catalán, 2013).

Las capas de suelo blando que se encuentra sobre el fundamento rocoso amplían estos registros. Asimismo, considera la amplificación de las componentes horizontales a causa de las multireflexiones de la onda S, mientras que las multireflexiones de la onda P lo hacen en los microtemblores verticales. Normalmente la velocidad de transmisión de la onda P es mayor a 100 m/s, y los movimientos con frecuencias no pueden amplificarse a causa de la multireflexión de los diversos metros de espesor en las capas superficiales y posee valores menores a 10 Hz (Sandoval Gómez & Vera Catalán, 2013).

Es decir, ya que el principio básico de la amplificación de los suelos considera un estrato de suelo horizontal infinito de espesor H , homogéneo que en todos los puntos posee las mismas propiedades y de comportamiento lineal elástico, asentado sobre roca también horizontal sujeto a transmisión de ondas incidiendo verticalmente, presentando así la función de amplificación de la siguiente manera (Rugger Gonzalez, 2017) en la ilustración 19:

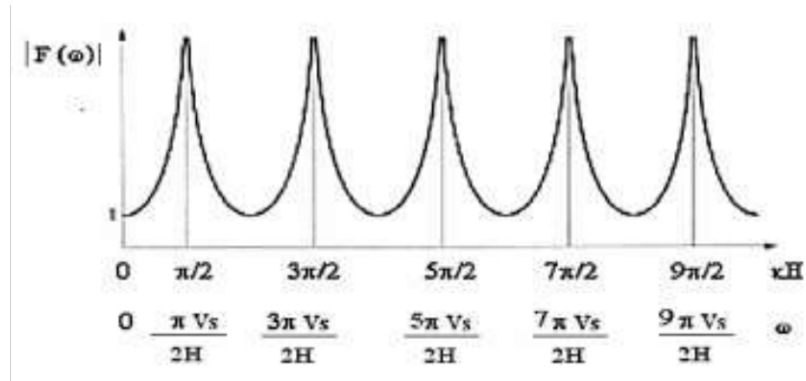


Ilustración 19. Función de amplificación de un suelo uniforme sobre una roca rígida con coeficiente de amortiguamiento nulo. Fuente: (Rugger Gonzalez, 2017)

Sin embargo, dado que el suelo posee la capacidad de amortiguar el movimiento ondulatorio estas amplificaciones no son infinitas como se muestra en la ilustración 20:

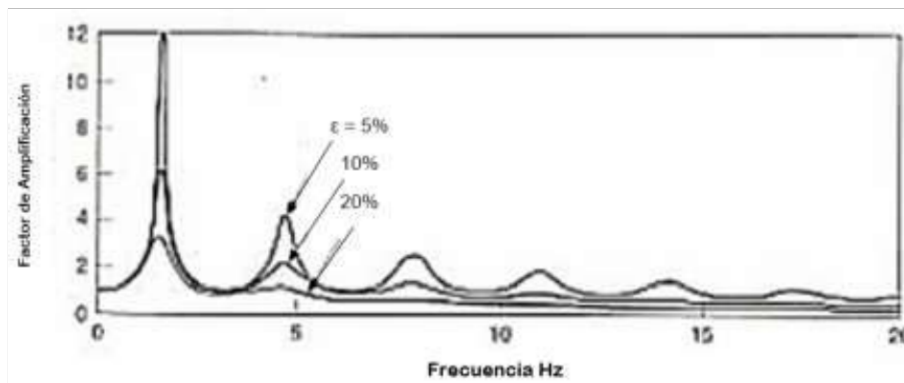


Ilustración 20. Función de amplificación de un suelo uniforme sobre una roca rígida capaz de amortiguar. Fuente: (Rugger Gonzalez, 2017)

Las frecuencias naturales del suelo se atribuyen a las máximas locales y dependen de la velocidad de onda de corte y del espesor del estrato como se muestra en la ecuación 3:

$$W_n = \frac{V_s}{H} \left(\frac{\pi}{2} + n\pi \right) \text{ donde: } n = 0, 1, 2, \dots, \infty \quad (3)$$

El periodo fundamental está directamente relacionado con la frecuencia fundamental (la menor frecuencia), como se expone en las ecuaciones 4 y 5:

$$W_o = \frac{\pi V_s}{2H} \quad (4)$$

$$T_s = \frac{2\pi}{W_o} \quad (5)$$

Entonces para la estimación del periodo fundamental del suelo en donde según lo establecido por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS, 2015) se utiliza la ecuación 6:

$$T_s = \frac{4H}{V_s} \quad (6)$$

En donde:

H: Es la profundidad a la roca

Vs: la Velocidad de onda de corte

2.3 Respuesta sísmica de sitio

Con el objetivo de reducir la probabilidad de falla de una estructura ante un siniestro, la respuesta sísmica de sitio se considera uno de los parámetros más importantes para el diseño sísmo resistente, partiendo de un sismo de referencia similar al que se ha dado en la zona, de la aceleración del terreno, parámetros geotécnicos y las características de sitio es posible determinar el espectro de respuesta de sitio real.

Este parámetro permite predecir el comportamiento del suelo (amplitudes, frecuencias y duración) ante la propagación de las ondas sísmicas, desde los espectros de respuesta se establecen las posibles fuerzas sísmicas inducidas que podrían perjudicar la estabilidad de las estructuras y de esta manera estudiar los esfuerzos dinámicos y deformaciones que el suelo podría presentar.

A raíz del terremoto del 16 de abril del 2016, en Ecuador ha cobrado importancia por la implementación de estudios de peligro sísmico y diseño sismo resistente; considerando que por la falta de estos se ocasionó la pérdida de vidas humanas, consecuencia del colapso de las estructuras.

En la zona de estudio es probable se construya un nuevo campus Universitario que integrará todas las unidades académicas de la Universidad Católica de Cuenca, tomando en cuenta que la NEC define a los centros de educación como “estructuras de ocupación especial” como se muestra en la tabla 10, se considera imprescindible conocer la reacción del suelo ante una excitación sísmica.

Tabla 10. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

CATEGORIA	TIPO DE USO, DESTINO E IMPORTANCIA
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti -incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores

Para realizar un análisis de respuesta sísmica de sitio existen tres parámetros fundamentales:

- Registro sísmico de entrada.
- Identificación de la estratigrafía del subsuelo.
- Selección del modelo constitutivo (Curva esfuerzo-deformación).

2.3.1 Selección del registro sísmico de entrada

A partir de los datos obtenidos y conforme a la NEC-SE-DE se identificó los diferentes parámetros, con el objetivo de definir los criterios para determinar el espectro elástico de respuesta como está definido en la ilustración 21:

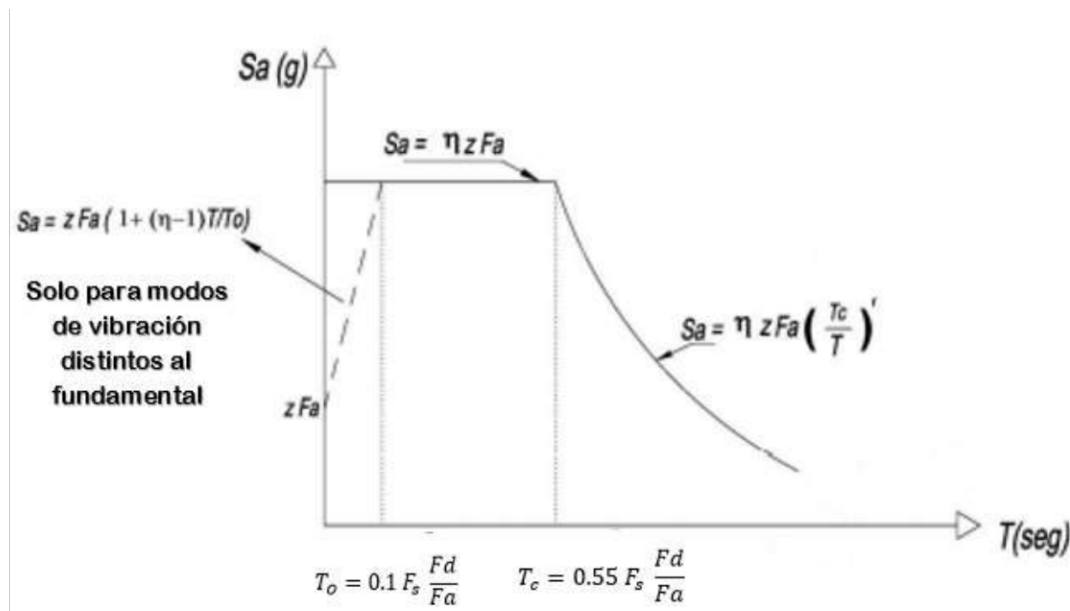


Ilustración 21. Espectro elástico de respuesta de la NEC-SE-DS. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

En donde:

n: Razón entre la aceleración espectral S_a ($T=0.1$ seg) y el PGA para el periodo de retorno seleccionado, la NEC-SE-DS especifica 3 valores de “n” que dependen de la región en la que se encuentre, es decir:

$$n = 2.48 \text{ (Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galapagos)}$$

Z: Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, se determina mediante el mapa para diseño sísmico de la ilustración 22:

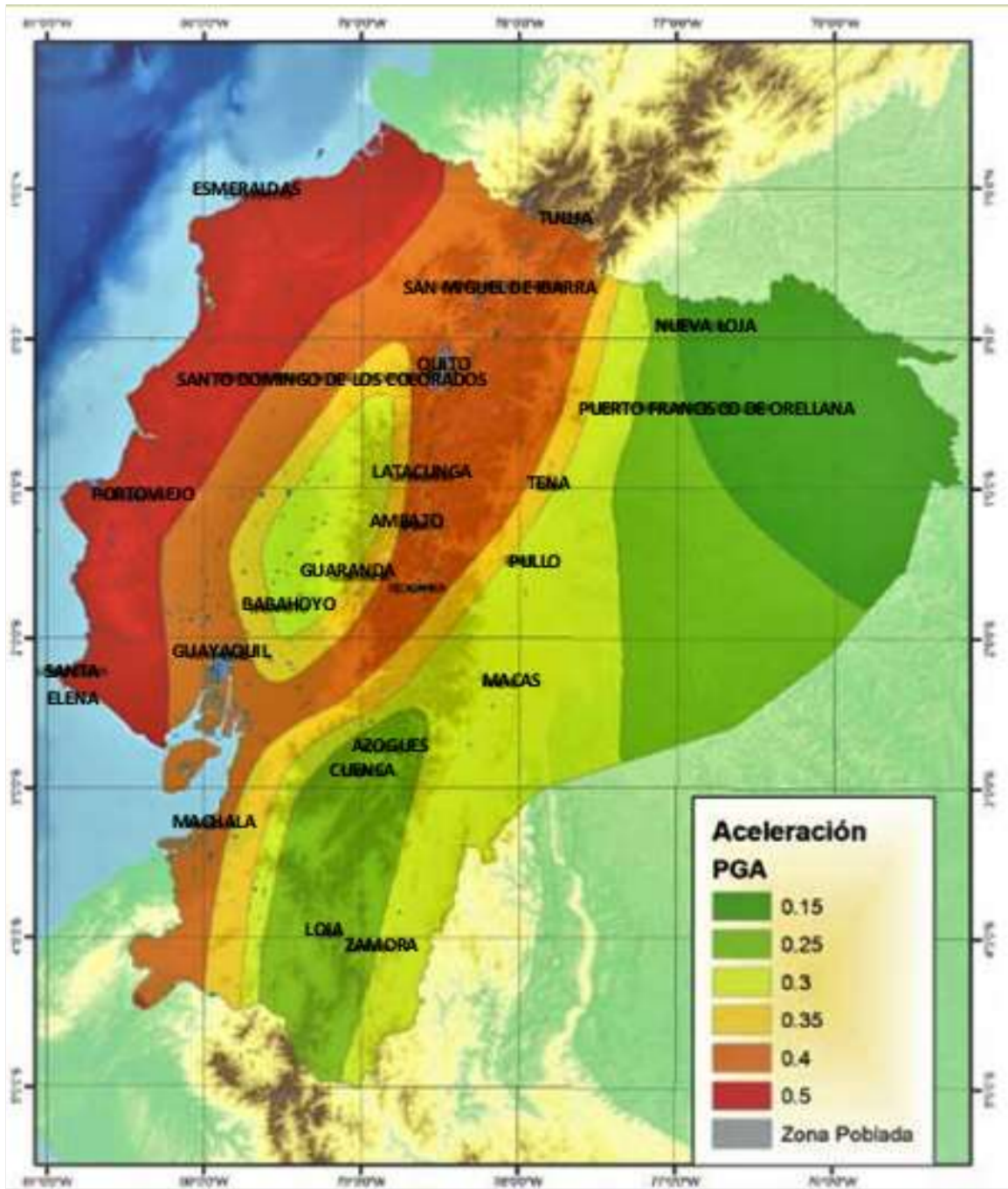


Ilustración 22. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z.
Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Entonces, para todos los tipos de suelo de la zona de estudio:

$$Z = 0.25$$

El coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto (Fa) se define de acuerdo a la tabla 11:

Tabla 11. Fa Coeficiente de amplificación Fa. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.5	1.39	1.26	1.14	0.97

En la tabla 12 se presenta los coeficientes que amplifican las ordenadas del espectro de respuesta de desplazamiento para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio (Fd):

Tabla 12. Coeficiente que amplificación Fd. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.6	1.5	1.4	1.35	1.3	1.25
D	1.9	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5

En la tabla 13 se encuentran los coeficientes Fs que también es un coeficiente de amplificación, el cual toma en cuenta la no linealidad de los suelos, la degradación del periodo, la frecuencia y los desplazamientos relativos del suelo:

Tabla 13. Coeficiente de Amplificación Fs. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	1	1.1	1.2	1.25	1.3	1.45
D	1.2	1.25	1.3	1.4	1.5	1.65
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2

Considerando que de acuerdo a la tabla 8, los tipos de perfiles de suelo existentes en la zona de estudio son C, D, y E, se procederá a determinar los puntos de la ilustración 20 para definir los espectros elásticos de diseño para cada tipo de suelo.

Periodo límite de vibración en el espectro de diseño T_0 para el suelo tipo C se obtuvo a partir de la ecuación 7:

$$T_0 = 0.1 F_s \frac{Fd}{Fa} = 0.1 * 1.1 * \frac{1.5}{1.4} = 0.1269 \quad (7)$$

Periodo límite de vibración del espectro de diseño T_c para suelo tipo C se calculó según la ecuación 8:

$$T_c = 0.55 F_s \frac{Fd}{Fa} = 0.55 * 1.1 * \frac{1.5}{1.4} = 0.6980 \quad (8)$$

Pseudoaceleraciones para el espectro de diseño del suelo tipo C se determinaron por medio de las ecuaciones 9, 10 y 11:

$$Sa1 = ZFa = 0.25 * 1.4 = 0.3 \quad (9)$$

$$Sa = n * z * Fa = 2.48 * 0.25 * 1.3 = 0.325 \quad (10)$$

El valor de “r” para el suelo tipo C será de 1, y para los perfiles de suelo tipo D y E será de 1.5 como lo especifica la norma.

$$Sa = n * z * Fa * \left(\frac{Tc}{T}\right)^r = 2.48 * 0.25 * 1.3 * \left(\frac{0.55}{1.07}\right)^1 = 0.7465 \quad (11)$$

Se realizó el mismo análisis para los suelos tipo D y E y se obtuvo los resultados de la tabla 14 y los espectros de diseño de la ilustración 23.

Tabla 14. Pseudoaceleraciones y periodos definidos por la NEC para espectro elástico de diseño. Fuente: Autor

Tipo de suelo	Fa	Fd	Fs	Sa1	Sa	TD	TC
D	1.4	1.7	1.25	0.35	0.868	0.15178571	0.83482143
C	1.3	1.5	1.1	0.325	0.806	0.12692308	0.69807692
E	1.5	1.75	1.6	0.375	0.93	0.18666667	1.02666667

Conforme a la NEC (Norma Ecuatoriana de la construcción) se elaboró los espectros de diseño o espectros Target para cada punto según su perfil de suelo.

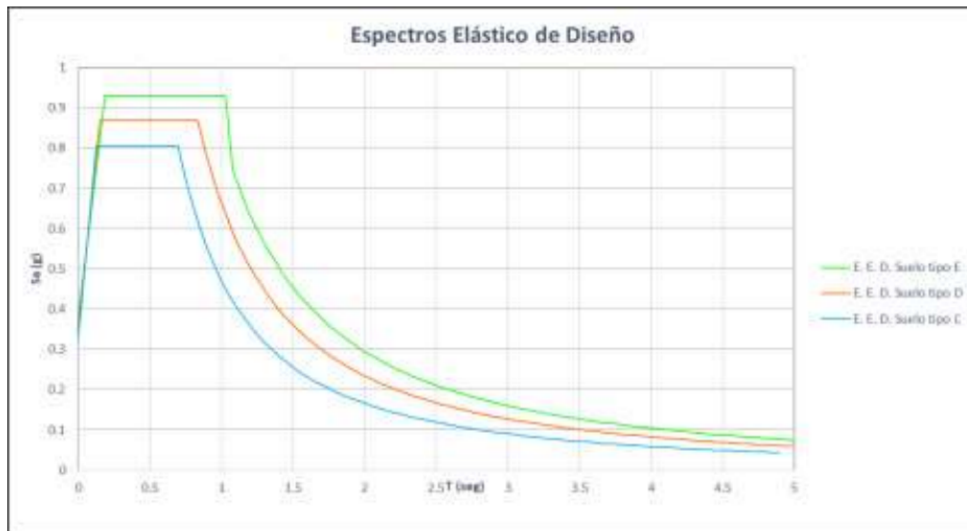


Ilustración 23. Espectro elástico de diseño. Fuente: Autor

Conociendo que en el Ecuador los sismos de mayor magnitud y que han provocado mayor desastre varían entre 7.3 y 8.8, se procedió a seleccionar los 7 sismos semejantes a los ocurridos en el sitio como lo estipula la NEC en la base de datos de Peer Ground Motion Database a partir del espectro elástico de respuesta del suelo tipo E, ya que es el que presenta mayor aceleración. En siguiente ilustración 24 se expone el espectro target en relación de la base de datos PEER Ground Motion Database:

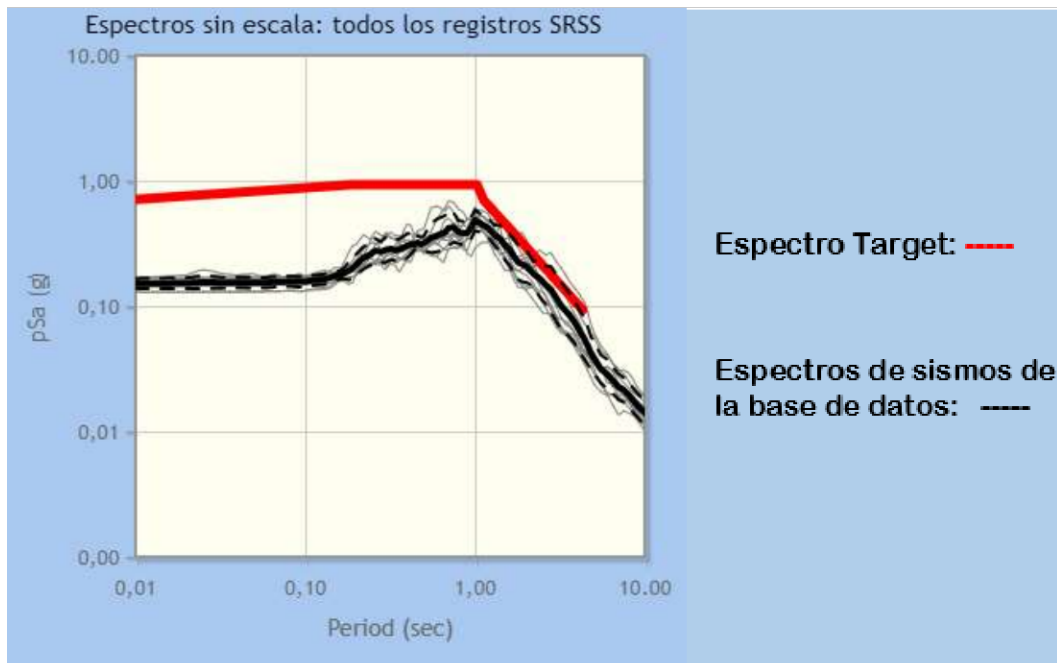


Ilustración 24. Espectro target con los sismos de la base de datos PEER Ground Motion Database. en escala logarítmica Fuente: (Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2021)

2.3.2 Identificación de la estratigrafía, propiedades físicas y mecánicas del suelo

Para la ejecución del análisis será necesario reconocer los diferentes tipos de suelo y espesores con sus respectivas propiedades dinámicas, que serán ingresados en el programa DEEPSOIL V7 para su evaluación.

Módulo de cortante

Para la obtención del valor máximo del módulo de rigidez al esfuerzo cortante se efectúa una relación con la velocidad de corte a partir de la ecuación 12 (Aponte González, 2011):

$$G_{max} = \rho * V_s^2 \quad (12)$$

En donde:

G_{max}: Modulo de Rigidez

ρ: Densidad del material

V_s: Velocidad de onda de corte

Se considera que el Módulo de Rigidez es el máximo ya que las deformaciones ocasionadas por las pruebas geofísicas son muy pequeñas, dicho modulo en base al tipo de suelo y a la deformación causada experimentará una reducción mayor o menor.

Coefficiente de Poisson

El coeficiente de Poisson “ν” se presenta como una relación entre la deformación transversal con la longitudinal, cuando el suelo es sometido a una carga axial y se obtiene a partir de la relación entre las velocidades de onda V_p y V_s, como se expone en la ecuación 13 (Tezcan, Ozdemir, & Keceli, 2009):

$$\nu = \frac{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2}{2\left(\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 1\right)} \quad (13)$$

En donde:

V= Coeficiente de Poisson

Vp: Velocidad de ondas principales

Vs: Velocidad de onda de corte

Módulo Elástico

El módulo elástico o módulo de Young “E” es un parámetro que define la rigidez del material y se obtiene a partir de la ecuación 13 (Tezcan, Ozdemir, & Keceli, 2009):

$$E = 2(1 + \nu)G \quad (13)$$

Por medio de la correlación de datos recopilados de los diferentes autores que han realizados ensayos geotécnicos y geofísicos en la zona de estudio fue posible definir los siguientes parámetros expuestos en las tablas 15, 16, 17 y 18:

Tabla 15. Parámetros dinámicos del punto 1. Fuente: Autor

PUNTO 1							
Espesor (m)	Tipo de suelo	Vp (m/s)	Vs (m/s)	Peso específico (Kn/m3)	Módulo de Poisson ν	Módulo de rigidez Gmax (kg/m*s2)	Módulo elástico E (kg/m2)
1.5	Material de cultivo	320	180	13.96	0.269	46109088	116985343.3
6	Arcilloso	400	222	14.64	0.277	73560706.99	187937387.8
16.5	Arcilloso	540	270	15.42	0.333	114597342	305592912
6	Arcilla arenosa semi consolidada	660	360	16.88	0.288	223020864	574606696.7

Tabla 16. Parámetros dinámicos del punto 2. Fuente: Autor

PUNTO 2							
Espesor (m)	Tipo de suelo	Vp (m/s)	Vs (m/s)	Peso específico (Kn/m3)	Módulo de Poisson v	Módulo de rigidez Gmax (kg/m*s2)	Módulo elástico E (kg/m2)
5	Arcilloso	600	265	15.33	0.379	109811534.8	302822525.8
5.5	Arcilla arenosa semi consolidada	630	265	15.34	0.393	109811534.8	305828527.8
3	Arena cementada	900	345	16.63	0.414	201869970.8	570836478.7
7	Arena arcillosa cementada	1200	400	17.52	0.438	285920000	822020000
9.5	Arena arcillosa cementada	1280	500	19.15	0.410	488100000	1376411063

Tabla 17. Parámetros dinámicos del punto 3. Fuente: Autor

PUNTO 3							
Espesor (m)	Tipo de suelo	Vp (m/s)	Vs (m/s)	Peso específico (Kg/m3)	Módulo de Poisson v	Módulo de rigidez Gmax (kg/m*s2)	Módulo elástico E (kg/m2)
1	Material de cultivo	282	140	1356.96	0.336	2712083560	7249179760
11.2	Arcillas húmedas	380	180	1423.12	0.355	4701825220	12745304793
3	Arcilloso	130	282	1591.828	1.135	12908456189	55117359974
14.8	Ripio o Arena gruesa	2900	390	1770.46	0.491	27459667999	81873231887

Tabla 18. Parámetros dinámicos del punto. Fuente: Autor

PUNTO 4							
Espesor (m)	Tipo de suelo	Vp (m/s)	Vs (m/s)	Peso específico (Kg/m3)	Módulo de Poisson ν	Módulo de rigidez Gmax (kg/m*s2)	Módulo elástico E (kg/m2)
6	Arcillas secas	170	97	1285.838	0.259	1233700309	3105549842
1	Arcillas secas	260	102	1294.108	0.409	1372937648	3869074445
15	Arena arcillosa húmeda	300	168	1403.272	0.272	4038688632	10270884144
8	Arcilloso	470	220	1489.28	0.360	7350242503	19988398597

2.3.3 Selección del modelo constitutivo

Los modelos constitutivos son expresiones matemáticas que representan el comportamiento físico de un material, en función de la relación esfuerzo deformación fundamentada por ensayos de laboratorio o de campo; para la simplificación matemática de estos modelos se considera que al no ser posible incluir todos los factores significativos que podrían influir en el comportamiento mecánico del suelo ante condiciones determinadas de carga se requieren idealizaciones tanto del material como de la carga, integrando solo las principales propiedades del material y descartando otras consideradas irrelevantes (Gonzalez Cueto, Herrera Suarez, Iglesias Coronel, & Lopez Bravo, 2013).

Los modelos constitutivos se clasifican como (Shen & Kushwaha, 1988):

- Modelos lineales o no lineales, en dominio de la linealidad de la ecuación.
- Modelos elásticos, plásticos y elastoplásticos, en dominio de la deformación elástica, plástica o elastoplástica.
- Modelos estáticos o dinámicos en dominio del tiempo.

Curva de degradación de Módulo de corte y amortiguamiento

Para el análisis de la respuesta sísmica del suelo la gráfica del módulo de corte normalizado y la razón de amortiguamiento ambas influenciadas por la deformación, son parámetros determinantes para obtener la respuesta cíclica, ya que se considera que la rigidez al corte del suelo disminuye acorde al incremento de la deformación angular causado por la propagación de las ondas sísmicas en los diferentes estratos de suelo.

En el año 1926 Masing planteo cuatro reglas para representar el fenómeno conocido como histéresis cuando el suelo es sometido a cargas cíclicas que son (Masing, 1926):

1. En cargas iniciales, la curva esqueleto define la curva esfuerzo-deformación definida por la ecuación 14:

$$\tau = F_{bb}(\gamma) \quad (14)$$

En donde:

τ : Esfuerzo cortante

$F_{bb}(\gamma)$: Funcion de la curva esqueleto

2. Si se presenta una modificación del esfuerzo en un punto $(\gamma_{rev}, \tau_{rev})$ la curva esfuerzo-deformación está definida por la ecuación 15:

$$\frac{\tau - \tau_{rev}}{2} = F_{bb} \left(\frac{\gamma - \gamma_{rev}}{2} \right) \quad (15)$$

3. Si la curva esqueleto intersecta con la curva de carga cíclica, continua hasta el retorno del esfuerzo la curva esqueleto.
4. Si la curva del ciclo anterior se cruza con la curva de carga cíclica, la curva esfuerzo deformación sigue el ciclo anterior.

Las ecuaciones 16 y 17 definen el modelo hiperbólico:

$$\tau = \frac{\gamma G_o}{1 + \beta \left(\frac{\gamma}{\gamma r}\right)^s} \quad (16)$$

$$\tau = \frac{2 G_o \left[\frac{\gamma - \gamma_{rev}}{2}\right]}{1 + \beta \left(\frac{\gamma - \gamma_{rev}}{2\gamma r}\right)^s} + \tau_{rev} \quad (17)$$

En donde:

γ : Deformacion de corte dado

γr : Deformacion de corte de referencia

β : Factor adimensional

G_o : Modulo de rigidez maximo

s : exponente adimensional

El módulo de presión de confinamiento se obtiene de la siguiente ecuación (18):

$$\gamma r = \frac{a}{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{ref}}\right)^c} \quad (18)$$

En donde:

a y c : escalares dependen del tipo de suelo

σ : Esfuerzo efectivo vertical

σ_{ref} : Esfuerzo de referencia

Con el modelo hiperbólico es posible obtener la curva de módulo de reducción vs amortiguamiento.

Cuando las deformaciones angulares (γ) son mayores a $10^{-3}\%$ o $10^{-2}\%$ el comportamiento del suelo es no-lineal (Castro Villamarin, 2011).

El módulo de rigidez (G) en una de las principales propiedades dinámicas del suelo, que está dada por la relación entre el esfuerzo de corte y la deformación del suelo y se determina a partir de la ecuación 19 (Garzon Tocora & Gerena Rodriguez, 2016):

$$G = \frac{\tau}{\gamma} = \frac{\text{Esfuerzo cortante}}{\text{Deformacion por corte}} \quad (19)$$

La grafica esfuerzo cortante vs deformación que refleja el comportamiento no lineal del suelo representa el ciclo de histéresis esfuerzo-deformación. Se puede identificar G_{max} como el valor de la tangente para las deformaciones más pequeñas (Garzon Tocora & Gerena Rodriguez, 2016). En la ilustración 25 se expone la curva de histéresis deformación de corte y tensión de corte:

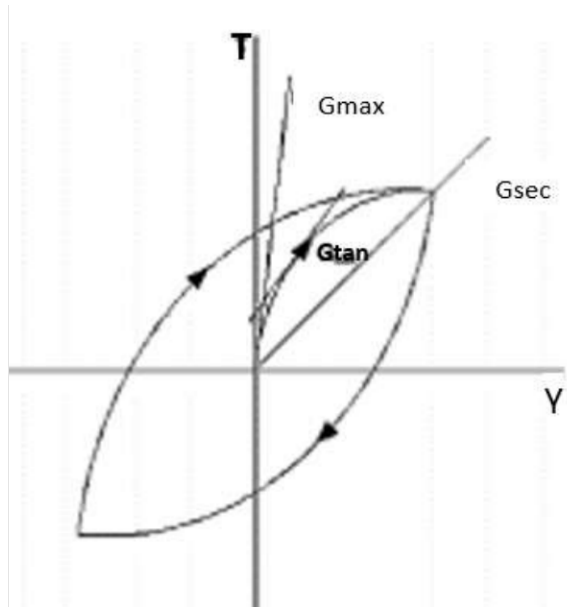


Ilustración 25. Curva de histéresis deformación de corte y tensión de corte. Fuente: (Garzon Tocora & Gerena Rodriguez, 2016)

La reducción del módulo y el valor máximo del Módulo de rigidez también se puede obtener con las expresiones 20 y 21 respectivamente (Garzon Tocora & Gerena Rodriguez, 2016):

$$G/G_{max} \quad (20)$$

$$G_{max} = \rho * V_s^2 \quad (21)$$

$$G_0 = \frac{\rho * V_s^2}{g} \quad (22)$$

En donde:

G: Modulo de Rigidez o Cizallamiento

Gmax: Valor máximo del módulo de rigidez

Go: = Módulo de corte promedio para los suelos debajo de la base a un nivel de deformación pequeño

Vs: Velocidad de onda de corre

g: gravedad

ρ : densidad del material

El módulo de cizallamiento del suelo con degradación se obtiene a partir de la ecuación 23:

$$G = \%G_{max} \quad (23)$$

En la tabla 19 se presenta los valores para la reducción del módulo de cizallamiento “G/Go” que se expone en la norma ASCE 7-10 de EEUU:

Tabla 19. Valores de G/Go. Fuente: (ASCE 7-10, 2010)

TIPO DE SUELO	G/Go		
	$Sa/2.5$		
	≤ 0.1	0.4	≥ 0.8
A	1.00	1.00	1.00
B	1.00	0.95	0.9
C	0.95	0.75	0.6
D	0.9	0.5	0.1

E	0.6	0.05	a
F	a	a	a

El amortiguamiento “ ξ ” es la capacidad que posee el suelo para disipar la energía ocasionada por una alteración y depende la amplitud de la deformación y el tiempo, está dado por la ilustración 26 y la expresión 24:

$$\xi = \frac{\text{Area del lazo de histéresis } (A_L)}{4\pi \text{ Area del triangulo } (A_T)} \quad (24)$$

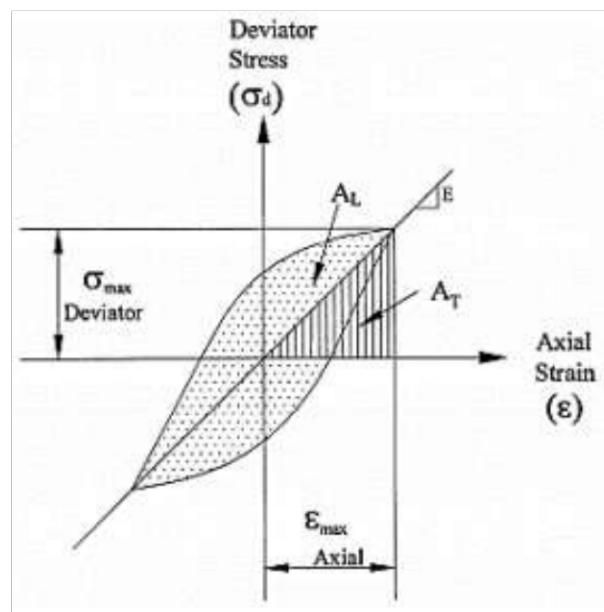


Ilustración 26. Amortiguamiento a partir del ciclo de histéresis esfuerzo-deformación. Fuente (Garzon Tocora & Gerena Rodriguez, 2016)

Los suelos secos y parcialmente saturados presentan cambios micro-estructurales debido a cambios de volumen y a la presión de poros. En suelos de alta plasticidad que presentan deformaciones cortantes por encima del umbral de deformación lineal el comportamiento no-

lineal se considera un factor primordial en la propagación de movimiento en el sitio (Castro Villamarin, 2011). En la ilustración 27 se presenta la curva de amortiguamiento:

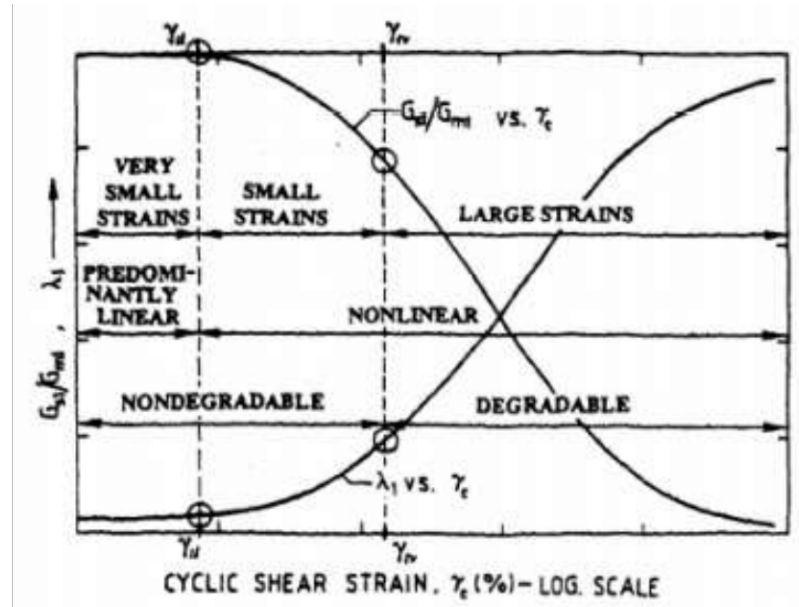


Ilustración 27. Reducción del módulo secante y curva de amortiguamiento. Fuente: (Castro Villamarin, 2011)

Modelo de Darendeli (2001)

Darendeli expuso que el amortiguamiento en suelos cohesivos tiende a disminuir ante grandes deformaciones en virtud del índice de plasticidad, llegando a esta conclusión a partir de estudios realizados en zonas consideradas importantes de EEUU. Es decir, la no linealidad del suelo disminuye para un mayor índice de plasticidad. La estructura de las curvas dinámicas está dada por las ecuaciones 25, 26, 27 y 28:

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_r}\right)^a} \quad (25)$$

$$D_{min} = (\varphi_6 + \varphi_7 * IP * (OCR)^{\varphi_6} * (G'_{o})^{\varphi_9} * [1 + \varphi_{10} * \ln(frq)] \quad (26)$$

$$D_{masing} = \frac{100}{\pi} * \left(4 \frac{\gamma - \gamma_r * \ln\left(\frac{\gamma + \gamma_r}{\gamma_r}\right)}{\frac{\gamma^2}{\gamma + \gamma_r}} - 2 \right) \quad (27)$$

$$D_{adj} = b * \left(\frac{G}{G_{max}}\right)^{0.1} * D_{masing} * D_{min} \quad (28)$$

En donde:

OCR: Relación de sobre consolidación

IP: Índice de plasticidad

φ, a, b : Parámetros de modelo

Ya que en las tesis analizadas no se han realizado ensayos de consolidación el valor de “OCR” se asume equivalente a 1, ya que esta zona no ha soportado una tensión superior a la actual.

Modelo de Menq (2003)

Menq expuso la influencia del coeficiente de uniformidad y al tamaño de la partícula del 50% que pasa tanto en gravas como en arenas, llegando a la conclusión de que la curva de degradación tiende a disminuir ante un coeficiente de uniformidad alto en un valor fijo de deformación, conjuntamente los valores de reducción del módulo de rigidez aumentan si el tamaño de la partícula del 50% que pasa asciende. La estructura de las curvas dinámicas está dada por las ecuaciones 29 y 30:

$$D_{min} = \varphi^3 * Cu * D_{50}^{\varphi^6} * \left(\frac{G'_{ro}}{pa}\right)^{\varphi^6} \quad (29)$$

$$\gamma_r(\%) = 0.12 * Cu^{\varphi^1} * \left(\frac{G'_{ro}}{pa}\right)^{\varphi^2} \quad (30)$$

2.3.4 Métodos para la obtención de la respuesta sísmica de sitio

A continuación, se proporciona la teoría de los métodos de análisis que ofrece el software Deepsoil V.7 que son método lineal equivalente, método no lineal y la teoría de deconvolución, de los cuales se utilizara las dos primeras.

Método lineal equivalente

El método lineal equivalente se planteó con el objetivo de estimar la respuesta periódica no lineal del suelo en dominio de la frecuencia y es una modificación del modelo presentado por Kelvin-Voigt el cual supone un comportamiento resorte-amortiguamiento de conformación análoga de los estratos, pero este considera en cierta manera la no linealidad del suelo, lo cual convierte a la ecuación de propagación vertical en la expresión 31:

$$\rho \frac{\delta^2 u}{\delta t^2} = G \frac{\delta^2 u}{\delta z^2} + \eta \frac{\delta^3 u}{\delta z^2 \delta t} \quad (31)$$

En la ilustración 28 se expone como considera el modelo la propagación vertical de las ondas SH en el suelo:

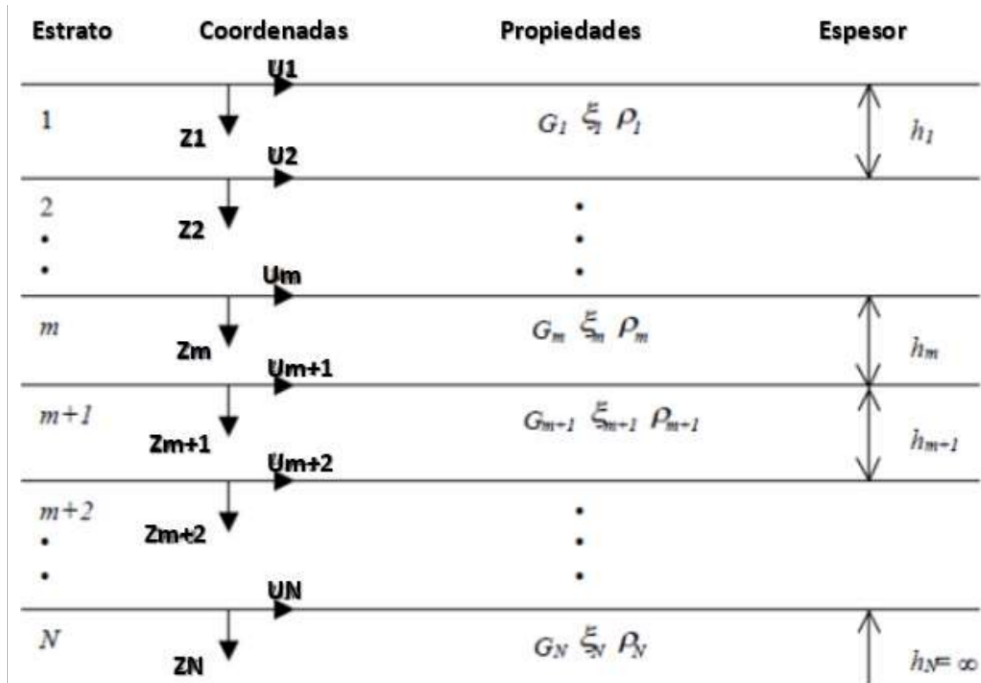


Ilustración 28. Propagación vertical de ondas SH a través del suelo. Fuente: (Soto Huaman, Alva Hurtado, & Ortiz Salas, 2018)

El software DEEPSOIL utiliza la solución de la ecuación 32:

$$u_n(z, t) = A_n e^{ik*z} + B_n e^{-ik*z} \quad (32)$$

En donde:

ρ : Densidad del suelo

G : Módulo de rigidez

η : Viscosidad

u : Desplazamiento del medio

z : Posicion

t : Tiempo

A pesar que se conoce que el suelo experimenta un comportamiento no lineal ante cargas cíclicas este método sin ser un análisis no lineal puede ser empleado, ya que representa la no linealidad del suelo a partir de la variación de los parámetros de módulo de cizallamiento y la relación de amortiguamiento para los grados de deformación inducidos en cada estrato.

Este método es un proceso iterativo que analiza la propagación de ondas de corte en cada estrato, estimando los valores del módulo de corte y amortiguamiento para un determinado sismo de entrada y obteniendo así la deformación efectiva de corte para capa de suelo.

Los pasos para realizar este análisis son los siguientes (Kramer, 1996):

1. Se estima valores de amortiguamiento (ξ) y módulo de corte (G) para cada depósito de suelo generalmente al mismo nivel de deformación.
2. Se calcula la respuesta a partir de los datos obtenidos anteriormente G y ξ integrando para cada depósito la historia del sismo en el tiempo obteniendo así la amplitud de la deformación máxima angular γ_{max} de la respuesta en el tiempo en cada capa.
3. En el sismo de entrada se debe procesar la máxima deformación la cual definirá en cada estrato la deformación de corte efectiva por medio de la ecuación 33:

$$\gamma_{effj}^{(i)} = R_{\gamma} \gamma_{maxj}^{(i)} \quad (33)$$

En donde:

i : numero de interacciones

R_{γ} : Radio de deformacion de corte efectiva y maxima deformacion (ecuación 34)

$$R_{\gamma} = \frac{M-1}{10} \quad (34)$$

4. A partir de la deformación unitaria efectiva de corte resultante se obtiene los nuevos valores de $G^{(i+1)}$ y $\xi^{(i+1)}$.
5. Hasta obtener el módulo de corte y radio de amortiguamiento similares en dos iteraciones seguidas se debe realizar los pasos 2 y 4.

Método no lineal

El análisis no lineal se emplea en zonas en las que se suscitan sismos de alta intensidad, que provocan que los estratos de suelo alcancen niveles elevados de esfuerzo, siendo capaz de representar con mayor exactitud la no linealidad del suelo sometido a cargas cíclicas.

Este método genera la respuesta en función del tiempo, utilizado para representar las variaciones en cada incremento de tiempo a lo largo de un evento sísmico que ocurren en el módulo de corte y el amortiguamiento.

El procedimiento de cálculo para este análisis es (Kramer, 1996):

1. Se determina el movimiento en el basamento rocoso adoptando un registro tiempo aceleración de entrada.
2. El desplazamiento en cada frontera de estrato se calcula moviéndose a partir del punto inferior hasta el punto superior del perfil del suelo.
3. A continuación, se calcula la deformación de corte en cada estrato empleando los movimientos en cada límite de capa calculados anteriormente.
4. Empleando modelos constitutivos específicos se define los esfuerzos de corte para cada estrato a partir de las deformaciones. Se repite este procedimiento para cada paso de tiempo hasta el final del sismo.

El depósito de suelo dispuesto en capas individuales horizontalmente es discreto en masa, amortiguamiento y rigidez; se representa por la ecuación 35 de equilibrio dinámico la cual se

soluciona numéricamente por el método de integración de Newmarck para cada incremento de tiempo.

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = -[M][I]\ddot{U}_g \quad (35)$$

En donde:

$[M]$: Matriz de masa

$\{\ddot{u}\}$: *Vector nodal de aceleracion relativo*

$[C]$: Matriz de amortiguamiento viscoso

$\{\dot{u}\}$: *Vector nodal de velocidad relativo*

$[K]$: *Matriz de rigidez*

$\{u\}$: *Vector nodal de desplazamiento relativo*

En la ilustración 29 se puede observar la idealización de una columna geológica con diversas capas. Cada estrato está representado por las variables de masa, el resorte no lineal y el amortiguamiento viscoso. La matriz de masa está compuesta por la mitad de las masas de dos capas continuas. Para que sea posible la integración de la no linealidad de suelo la matriz de rigidez cambia para en cada incremento de tiempo.

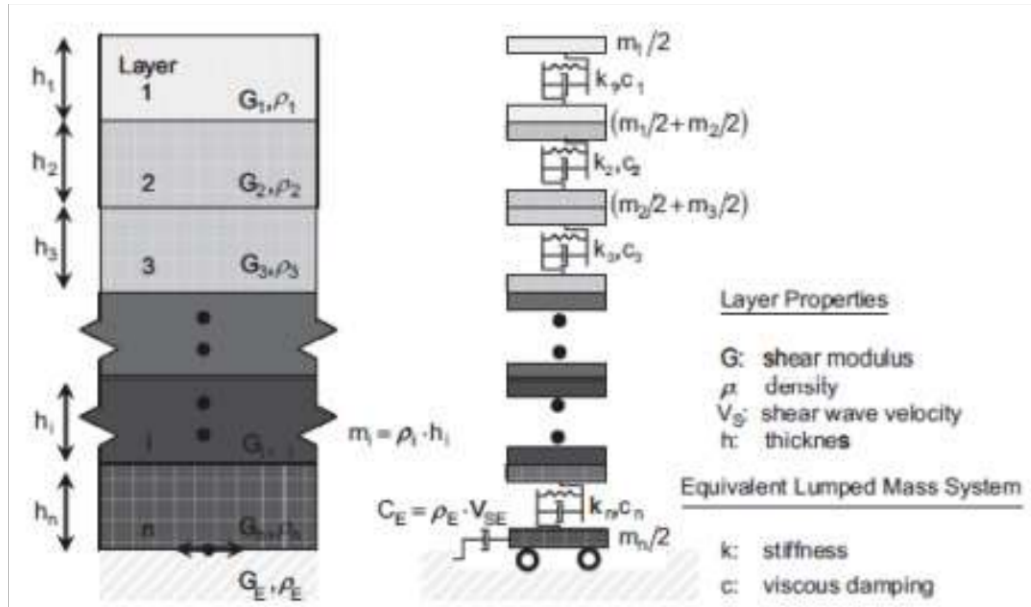


Ilustración 29. Representación unidimensional de los parámetros del modelo de un suelo de multiestratos para la propagación de onda. Fuente: (Castillo Vega & Zepeda Reyes, 2013)

Teoría de deconvolución

El proceso de deconvolución se puede definir como la capacidad para estimar el movimiento en cualquier punto de un perfil, en base a funciones de transferencia que asocian el movimiento en las diferentes profundidades, es decir, a partir de la información del movimiento en la superficie de un punto es posible determinar el movimiento en el basamento y con ello estimar el movimiento en cualquier punto (Kramer, 1996).

2.3.5 Efecto de sitio

Se denomina efecto de sitio al fenómeno que ocurre cuando se produce un terremoto o sismo y las ondas se extienden a lo largo de los estratos que conforman el subsuelo y próximo a la superficie la amplitud de la onda incidente tiende a aumentar o disminuir dependiendo del tipo de suelo (Escorcia Murillo & Ochoa Fernandez, 2013). Este fenómeno se explica en la ilustración 30.

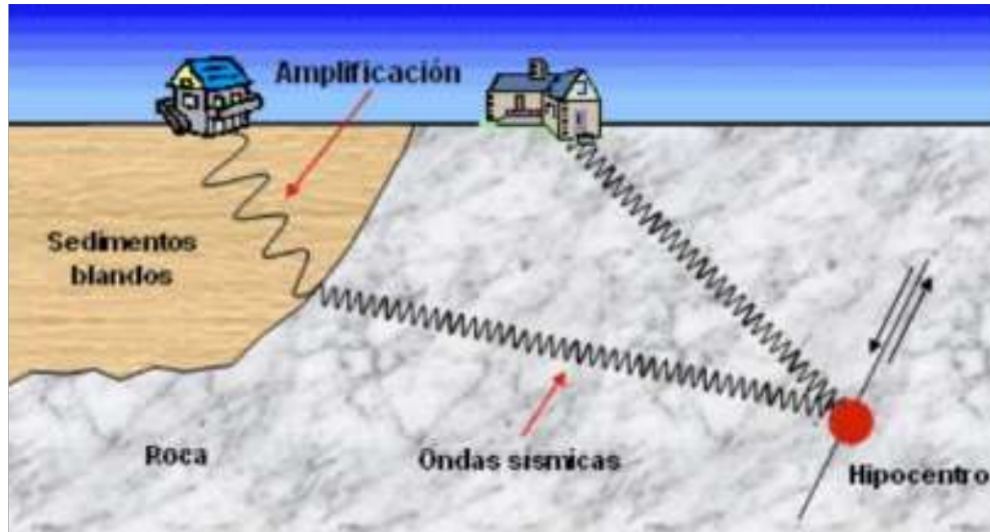


Ilustración 30. Representación del efecto de sitio. Fuente: (Fernandez Sola, 2013)

2.4 Espectro de respuesta

Especificado como una herramienta practica y parte esencial de la dinámica estructural, representa los movimientos del sitio y sus efectos en la estructura. Según la ingeniería el espectro de respuesta, genera un recurso que puede sintetizar la respuesta máxima de todos los posibles sistemas lineales de un grado de libertad sometido a un determinado movimiento sísmico, la respuesta se presenta en parámetros de aceleración, velocidad y desplazamiento. En conclusión, es una gráfica en función del periodo o frecuencia natural y las máximas respuestas de los registros sísmicos en el eje de las ordenadas para un coeficiente de amortiguamiento “ ξ ” específico (Chopra, 2014).

Teóricamente la metodología para la construcción de un espectro de respuesta consiste en someter un conjunto de estructuras de un grado de libertad con periodos de vibración distintos y con un mismo factor de amortiguamiento a un evento sísmico particular, obteniendo así una respuesta para cada uno en función de la historia de desplazamientos. Posteriormente, para

generar el espectro de respuesta se establece la máxima respuesta de cada una de las estructuras y se elabora el grafico en función del periodo, por lo tanto, cada punto del espectro representa la máxima respuesta en un periodo T .

2.4.1 Espectro de respuesta elástica

Son aplicados para analizar las características de un sismo y sus efectos en las estructuras. Estos espectros son dispuestos para un sismo en particular, que representan los factores de la respuesta máxima, comprendido por varias curvas que manifiestan variaciones bruscas, consecuencia de la complejidad del registro de las aceleraciones y de los diferentes factores de amortiguamiento (Chopra, 2014).

2.4.2 Espectro de respuesta inelástica

Considerando que por motivos económicos y de practicidad el oscilador de un grado de libertad es diseñado en rango plástico, este espectro a diferencia del anterior, presume que el evento sísmico generará deformaciones en la estructura en el rango plástico (Chopra, 2014).

2.5 Espectros de diseño

Los espectros de respuesta elástica o inelástica, se consideran no aptos para emplearse en el diseño sismorresistente, pese a que estos consideran el tipo de suelo, tipología estructural y el nivel de importancia; estos son analizados para un sismo en particular, en una determinada zona, a pesar de que posiblemente el próximo evento sísmico cuente con distintas características. Por consiguiente, el diseño sismorresistente se realiza con espectros de diseño que han sido suavizados y representados por los espectros de respuesta de los sismos típicos del sitio,

analizados a partir de técnicas estadísticas, que suponen la sismicidad de la zona (Fortty Barberan, 2019).

2.6 Análisis de interacción suelo-estructura

Actualmente, se ha destacado la importancia del análisis de interacción suelo-estructura (ISE), el cual integra dos ramas fundamentales de la ingeniería civil que son la ingeniería estructural y geotécnica, ya que este estudio se puede expresar en términos generales como el contacto dinámico entre el suelo, la cimentación y la superestructura (Villarreal Castro, Interaccion sismica suelo-estructura en edificaciones con zapatas aisladas., 2006).

La ISE es la estimación de la respuesta colectiva entre la integración de los efectos cinemáticos e inerciales dados en la estructura, la cimentación y la geología subyacente y circundante a esta, ante el movimiento del suelo en campo libre especificado, entendiéndose a campo libre como los movimientos que no se ven influenciados por las vibraciones estructurales o la dispersión de ondas en la base y en torno a ella (NEHRP Consultants Joint Venture, 2012). Esta evaluación dependerá directamente de la rigidez del suelo de fundación por ello se considera imprescindible conocer las propiedades elásticas del suelo. En suelos de alta plasticidad producto de su elevada deformabilidad los efectos de sitio y la ISE alcanzan niveles críticos, a diferencia de cuando la estructura es cimentada en roca ya que el movimiento en la base es similar al movimiento que se generaría en caso de la inexistencia de la estructura; es decir la respuesta dinámica de una estructura varía según su emplazamiento, ya sea sobre roca o suelo flexible se observa en la ilustración 31:

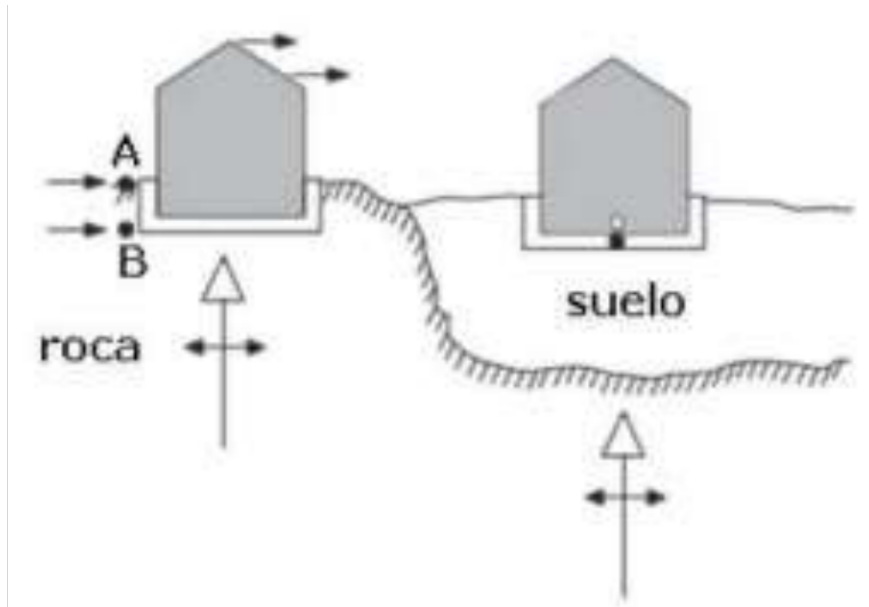


Ilustración 31. Respuesta dinámica de una edificación sobre una roca y suelo flexible. Fuente: (Fernandez Sola, 2013)

Otro parámetro significativo es la relación entre los periodos fundamentales de la estructura y el suelo, que corresponden al mayor periodo de vibración del sistema, lo que da lugar a mayores desplazamientos ocasionando daños considerables en la estructura y al modo de vibración fundamental del suelo que está sujeto al máximo valor del espectro de amplitud; ya que estos periodos pueden causar incrementos o reducciones significativas en la respuesta de la estructura, específicamente cuando estos dos periodos se asemejan dan lugar a que el sistema vibre incrementando paulatinamente la amplitud del movimiento conocido como fenómeno de resonancia, provocando una elevada respuesta estructural o en el peor de los casos causa el colapso de la estructura.

A continuación, en la ilustración 32 se presentan todos los factores que intervienen en la interacción suelo-estructura:

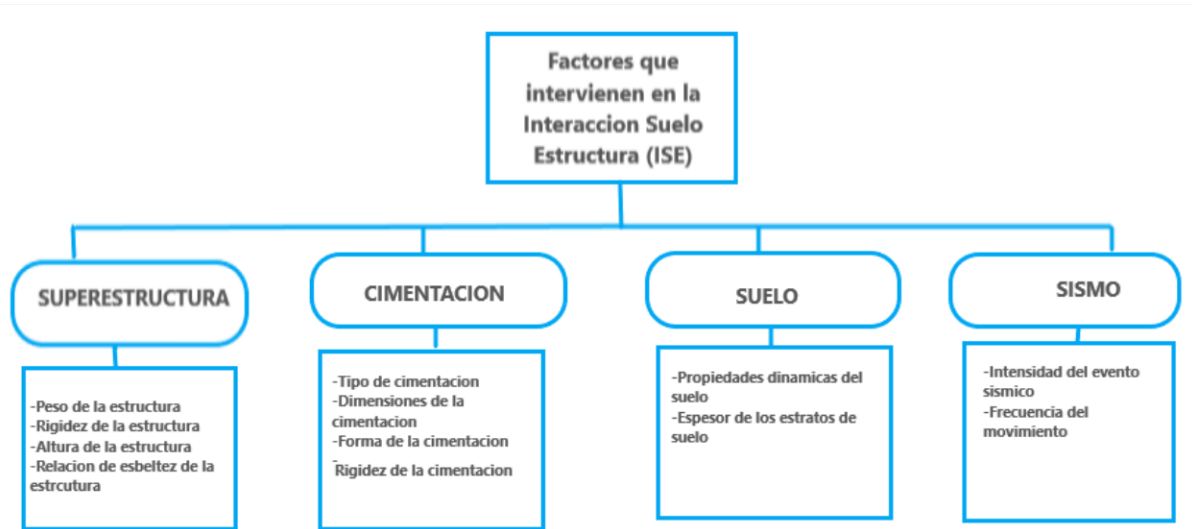


Ilustración 32. Factores que intervienen en ISE. Fuente: (Miranda, 1995)

Tener presente que durante un evento sísmico las vibraciones del suelo y de las cargas sísmicas se dan en cualquier dirección en el espacio, no obstante, se considera que el mayor riesgo para el armazón de una estructura son las vibraciones sísmicas horizontales en los ejes transversal y longitudinal de la edificación (Villarreal Castro, Interaccion sismica suelo-estructura en edificaciones con zapatas aisladas., 2006).

2.6.1 Teorema de superposición de la interacción suelo-estructura

La solución del problema interacción suelo estructura se basa en el principio de superposición el cual plantea que la suma de la interacción cinemática más la interacción inercial dan como resultado la interacción total como se muestra en la ilustración 33. Esto se puede observar a partir de la ecuación general de movimiento de la estructura (36) que está establecida en notación matricial (Aviles, 1999):

$$M_s \ddot{U}_s + C_s \dot{U}_s + K_s U_s = -M_s \ddot{U}_g \quad (36)$$

En donde:

M_s : Matriz de masas

C_s : Matriz de amortiguamiento

K_s : Matriz de rigidez

U_s : Vector de desplazamientos referente al sistema

U_g : Vector de desplazamientos del sitio en un punto cualquiera

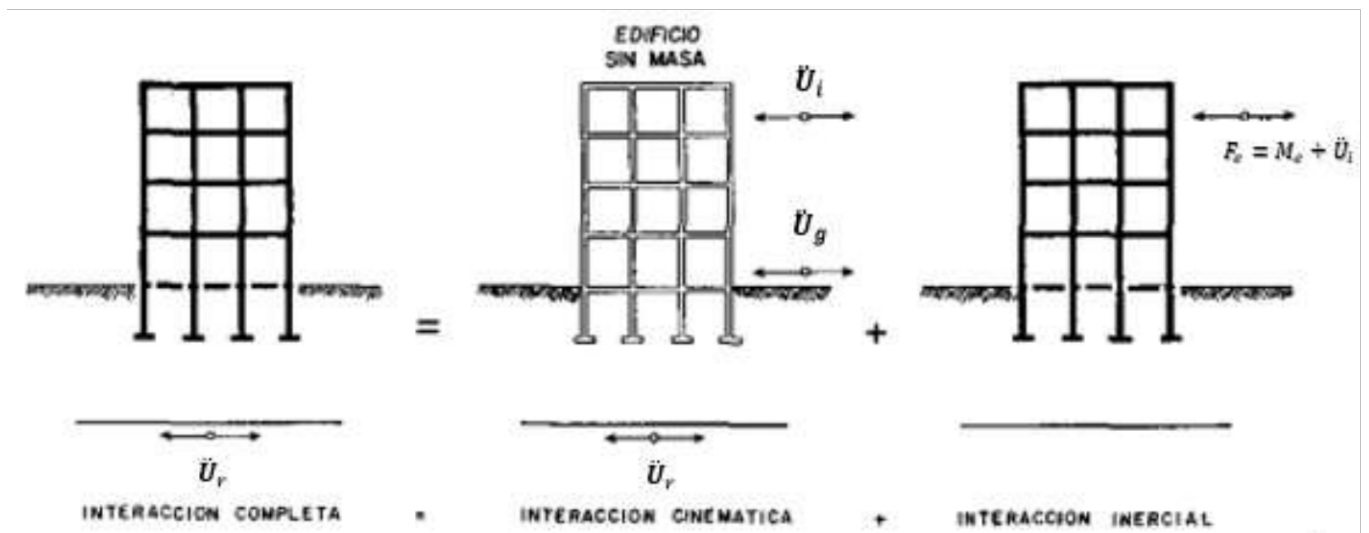


Ilustración 33. Interacción total suelo-estructura. Fuente: (Soriano, 1989)

Descomponiendo la ecuación de movimiento en dos ecuaciones (37 y 38) equivalentes

que da como resultado:

$$M_c \ddot{U}_c + C_s \dot{U}_c + K_s U_c = -M_s \ddot{U}_g \quad (37)$$

$$M_s \ddot{U}_i + C_s \dot{U}_i + K_s U_i = -M_i \ddot{U}_c \quad (38)$$

En donde:

$$M_s = M_c + M_i \quad (39)$$

El valor de M_c no considera la masa de la estructura y M_i desprecia la masa del suelo.

$$U_s = U_c + U_i \quad (40)$$

La interacción cinemática está representada por el movimiento U_c , que es consecuencia de someter al sistema a una excitación sísmica, en el que la estructura es considerada sin masa, comprometiendo a que en la estructura no se generen fuerzas de inercia. Para fines prácticos se estima que la zona de contacto entre el suelo y la estructura (cimentación) es pequeña y superficial, de tal forma que se supone puntual y completamente rígida, ya que no transmite ninguna deformación causada por la variación espacial del movimiento del suelo hacia la estructura, generando que esta se mueva como un cuerpo rígido. Por ende, no se precisa de la estructura para definir la interacción cinemática, si no únicamente de la cimentación rígida sin masa (Aviles, 1999).

La interacción inercial está representada por el movimiento U_i , como resultado de cargar únicamente a la estructura con las fuerzas de inercia determinadas por la masa de la estructura y la aceleración causada por la interacción cinemática. Es obvio que al sumar los desplazamientos y esfuerzos en las dos etapas de interacción se obtendrá los totales del sistema suelo-estructura (Aviles, 1999).

Es importante tener en cuenta que mientras más blando sea el suelo, más significativa será la masa de la estructura y mayor la relación de esbeltez; asimismo, se debe considerar que los efectos de la interacción inercial son imprescindibles.

Interacción inercial

La interacción inercial se puede definir como la variación del movimiento (desplazamientos y rotaciones) a nivel de la base de la estructura ante un sismo debido a la inclusión de la estructura en la zona de contacto suelo-cimiento, dando lugar a las fuerzas de inercia generadas por la masa de la estructura (cortante y momento en la base) y originando flexibilidad en la base y disipación de energía en la interacción de la estructura, cimentación y suelo. A esta interacción se le atribuye el aumento del periodo fundamental y las variaciones de la relación entre los desplazamientos de la estructura en un evento sísmico y la deformación generada por el inicio de las plastificaciones (Aviles, 1999).

Interacción cinemática

Resulta conservador pensar que el análisis de interacción inercial es suficiente en el caso de estructuras convencionales, sin embargo, incorporar el análisis de interacción cinemática en edificaciones muy rígidas, poco esbeltas y de grandes dimensiones es clave para estimar con mayor exactitud la respuesta de la estructura (Aviles, 1999).

La interacción cinemática es la variación del movimiento en la cimentación generada por una excitación sísmica, en la que estos movimientos se desvían del movimiento de campo libre debido a la base de fundamento, considerada carente de masa y con una rigidez mayor a la del suelo provocando que este modifique su comportamiento. A partir de esta interacción es posible

evitar o disminuir la propagación del movimiento del suelo hacia la cimentación. De igual manera se le relacionan los efectos de cabeceo y torsión, ambos consecuencia de su rigidez (Aviles, 1999).

Efectos en el periodo y amortiguamiento

El periodo y al amortiguamiento son propiedades dinámicas fundamentales de la estructura que modifican su comportamiento debido a la interacción con el suelo, esto se debe a que se considera que el suelo posee algún grado de amortiguación posibilitando la absorción de una fracción de la energía liberada por el sismo, provocando a su vez que las fuerzas internas que soportan los elementos estructurales disminuyan.

La rigidez de la cimentación está directamente relacionada con el alargamiento del periodo. A diferencia de la variación del amortiguamiento la cual es consecuencia de la capacidad para disipar energía del suelo de fundación (amortiguamiento del suelo) y la emisión de ondas (amortiguamiento geométrico), además por la difracción de las ondas que se propagan hacia la superficie por la base de cimentación; es fundamental considerar que al tomar en cuenta estas variaciones en el periodo y el amortiguamiento la cortante basal también experimentará cambios (Aviles, 1999).

2.6.2 Modelos de interacción suelo-estructura

Dado que el modelo de cálculo tradicional y normativo considera un modelo lineal invariable durante todo el evento sísmico y a la base de fundación absolutamente rígida e indeformable, con el cual no es posible representar todos los casos, se ha llevado a cabo varias investigaciones con el fin de obtener nuevos modelos físicos estructurales que se asemejen a la

realidad, dirigidos a la elaboración de diseños sismorresistentes económicos y eficientes, siendo estos la respuesta a los problemas de la ingeniería sísmica (Villarreal Castro, Interaccion sísmica suelo-estructura en edificaciones con zapatas aisladas., 2006).

Modelo de péndulo invertido sin peso

En la ilustración 34 se presenta el también conocido modelo tradicional, en este modelo se considera empotramiento en la base y una rigidez equivalente de todo el piso con masas definidas a nivel de entrepisos, dicho sistema contempla que la propagación de la acción sísmica externa en la estructura se da en dos direcciones perpendiculares entre sí. Sin embargo, al considerarse la base rígida e indeformable no es posible representar correctamente algunos efectos dinámicos (Villarreal Castro, Interaccion suelo-estructura en edificios altos, 2006).

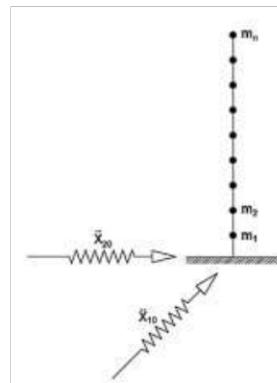


Ilustración 34. Modelo de péndulo invertido sin peso. Fuente: (Villarreal Castro, Interaccion suelo-estructura en edificios altos, 2006)

Modelo de barra en voladizo con masas puntuales

El modelo de la ilustración 35, considera a la base apoyada en roca representada por “ m_1 ” (masa del estrato), simbolizando el trabajo de la estructura con el suelo, del mismo modo

este modelo supone el amortiguamiento de resistencia viscoso en la base y estructura, lo cual genera desplazamientos horizontales y giros en la base ante la acción de cargas sísmicas (Villarreal Castro, Interaccion suelo-estructura en edificios altos, 2006).

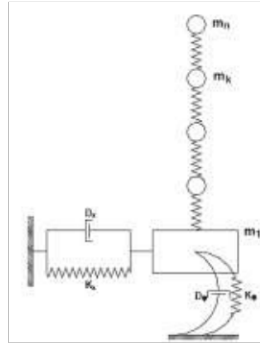


Ilustración 35. Modelo de barra en voladizo con masas puntuales. Fuente: (Villarreal Castro, Interaccion suelo-estructura en edificios altos, 2006)

Modelo de barra empotrada en losa rectangular con masas puntuales

En el modelo de la ilustración 36 se considera el mismo modelo del péndulo invertido añadió una losa rectangular en la base, que ante la acción de cargas sísmicas genera desplazamientos horizontales y giros alrededor del plano vertical (Villarreal Castro, Interaccion suelo-estructura en edificios altos, 2006).

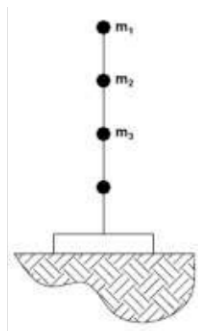


Ilustración 36. Modelo de barra empotrada en losa rectangular con masas puntuales. Fuente: (Villarreal Castro, Interaccion suelo-estructura en edificios altos, 2006)

Modelo con masas puntuales en los nudos de la estructura

El modelo de la ilustración 37 se fundamenta en el método de los elementos finitos y considera la base similar a una losa y la estructura se representa por una placa deformable seccionada en elementos finitos, en donde las masas puntuales se focalizan en los nudos (Villarreal Castro, Interaccion suelo-estructura en edificios altos, 2006).

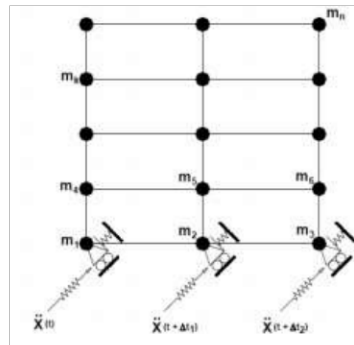


Ilustración 37. Modelo con masas puntuales en los nudos de la estructura. Fuente: (Villarreal Castro, Interaccion suelo-estructura en edificios altos, 2006)

Modelo sofisticado del péndulo invertido con masas puntuales

En la ilustración 38 se presenta el también denominado modelo genérico, ya que se convierte en la continuación del modelo de péndulo invertido con masas puntuales. Este modelo considera que el suelo y la estructura tienen una deformación elastoplástica simultánea ante una acción sísmica y de alguna manera contempla los desplazamientos horizontales de los depósitos de suelo (Villarreal Castro, Interaccion suelo-estructura en edificios altos, 2006).

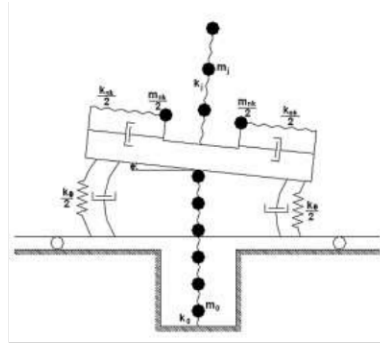


Ilustración 38. Modelo sofisticado del péndulo invertido con masas puntuales. Fuente: (Villarreal Castro, Interaccion suelo-estructura en edificios altos, 2006)

Modelo espacial de interacción suelo-estructura

El modelo espacial de la ilustración 39 es considerado un gran paso hacia la creación de nuevos modelos estructurales, ya que consiste en un cuerpo solido con 6 grados de libertad, que representa intangiblemente las vibraciones de desplazamiento y giro, al igual que el movimiento en la estructura, analizando o no el desplazamiento en suelo de implantación (Villarreal Castro, Interaccion suelo-estructura en edificios altos, 2006).

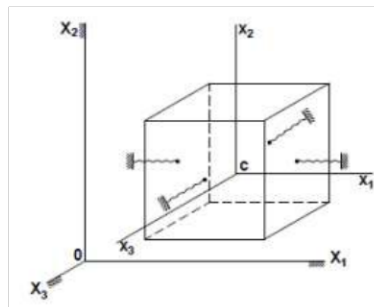


Ilustración 39. Modelo espacial de interacción suelo-estructura. Fuente: (Villarreal Castro, Interaccion suelo-estructura en edificios altos, 2006)

2.6.3 Métodos para el análisis de Interacción Suelo-Estructura

Existen diversos métodos para el análisis ISE de los cuales resaltan:

- Método del FEMA 440, “Improvement of Non-Linear Static Seismic Analysis Procedures” (2005).
- Método del ASCE 41-13. “Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings”.
- Método del NEHRP (Funciones dinámicas de impedancia. NIST GCR 12-917-21) (Kausel & Pais, 1989)

Dado que el tipo de suelo en el que se pretende emplazar la estructura es una arcilla de alta plasticidad es decir es deformable, y los modelos normativos consideran una base indeformable asentada sobre un suelo rígido por consiguiente no se presentan las vibraciones estructurales ni la propagación de las ondas en torno a la cimentación, aunque generalmente desde el punto de vista de la flexibilidad general del sistema estructural no posee mayor relevancia, en el amortiguamiento de la cimentación puede ser imprescindible, por ello se realizará la interacción suelo-estructura a partir del método de subestructura con funciones de impedancia para un modelo espacial determinadas por Pais & Kausel expuestas en la normativa Americana NIST GCR 12-917-21.

Se considera que todos los elementos que intervienen en la ISE son flexibles y por la tipología del suelo de la zona de estudio presentan modificaciones en la respuesta de fuerzas, los periodos y la amortiguación, ya que se originan desplazamientos y rotaciones en la base.

La norma americana NIST GCR 12-917-21 considera el alargamiento del periodo para estructuras con múltiples grados de libertad con base flexible a partir de la ecuación 41, en donde

se puede evidenciar la dependencia con la rigidez estructura-suelo y la altura modal efectiva de la estructura (70% de la altura):

$$\frac{\bar{T}}{T} = \sqrt{1 + \frac{k}{k_x} + \frac{kh^2}{k_{yy}}} \quad (41)$$

Donde:

T: periodo de la estructura

\bar{T} : periodo de la base flexible

k: rigidez de la estructura

k_x : rigidez del resorte horizontal en dirección x

k_{yy} : rigidez rotacional

h: Altura del centro de masa para el primer modo

Considerando modelos para la rigidez de los cimientos rectangulares ($L \geq B$) asentados sobre un semiespacio isotrópico uniforme con velocidad de corte, se pueden obtener las relaciones de alargamiento del periodo a partir de la ilustración 40:

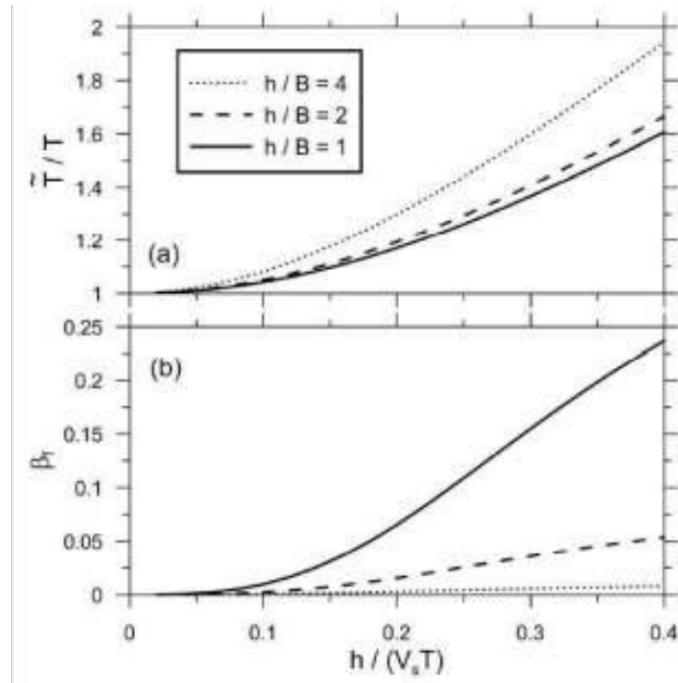


Ilustración 40. Grafica de relación de alargamiento del periodo (T/T) y la amortiguación de histórico del suelo $B_s=0$, relación de masa=0.15 y exponente $n=2$. Fuente: (NEHRP Consultants Joint Venture, 2012)

El desempeño de la estructura se ve modificado por la amortiguación de la cimentación β_f , la cual se compone por la amortiguación histórica del suelo y el amortiguamiento por radiación. La amortiguación de la base flexible β_0 se ve influenciada por la β_f como se muestra en la ecuación 42.

$$\beta_0 = \beta_f + \frac{1}{(\bar{T}/T)^n} \beta_i \quad (42)$$

En donde:

β_i : Amortiguamiento estructural en la superestructura adoptándose con una base fija (5%)

n : Se toma 3 para amortiguamiento linealmente viscoso y 2 otros.

La amortiguación de la cimentación está dada por la ecuación 43:

$$\beta_f: \left[\frac{(\bar{T}/T)^{n_s} - 1}{(\bar{T}/T)^{n_s}} \right] \beta_s + \frac{1}{(\bar{T}/T_x)^{n_x}} \beta_x + \frac{1}{(\bar{T}/T_{yy})^{n_{yy}}} \beta_{yy} \quad (43)$$

β_x y β_{yy} : Relaciones de amortiguamiento por radiación (Tabla 20)

n_s, n_x y n_{yy} : Factores de corrección por desplante (Tabla 18)

$\beta_s = \xi$ Amortiguación histórica del suelo

T_x y T_{yy} : Periodos de vibración ficticios (Supone que la única fuente de vibración es la rotación del cimientto) y corresponden a las ecuaciones 44 y 45 respectivamente.

$$T_x = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k_x}} \quad (44)$$

$$T_{yy} = 2\pi \sqrt{\frac{m h^2}{k_{yy}}} \quad (45)$$

Las funciones de impedancia reemplazan al suelo por resortes y amortiguamiento, sujetos a la frecuencia del sismo, considerando la profundidad de la cimentación, ya que entre mayor sea su valor, como en el caso de sótanos, la rigidez dinámica presenta una alteración significativa; del mismo modo se debe tomar en cuenta la estratigrafía de la zona, ya que estos dos parámetros condicionan la ISE. Teóricamente estas funciones se plantean a partir del concepto de fuerza elástica que señala que la rigidez dinámica está dada a partir de la relación binaria entre la fuerza o momento “R” y el desplazamiento en equilibrio “U” expresada en la ecuación 46.

$$S_z = \frac{R_z(t)}{U_z(t)} \quad (46)$$

A partir de la elaboración de la matriz de funciones de impedancia dinámicas $S_{(w)}$ es posible establecer el resultado de las fuerzas externas. Por consiguiente, se pueden definir las siguientes impedancias (Curioso Ccanto & Torres Castillo, 2020):

S_x : Impedancia lateral al balanceo para movimientos horizontales en la dirección larga

S_y : Impedancia lateral al balanceo para movimientos horizontales en la dirección corta

S_z : Impedancia lateral al balanceo para movimientos verticales

S_{rx} : Impedancia al balanceo para movimientos rotacional alrededor del eje centroidal “x” de la cimentación.

S_{ry} : Impedancia al balanceo para movimientos rotacional alrededor del eje centroidal “y” de la cimentación.

S_{rz} : Impedancia al balanceo para movimientos rotacional alrededor del eje centroidal “z” de la cimentación.

Pais & Kausel (1988) proponen soluciones de impedancia para determinar los parámetros de rigidez y amortiguamiento para cimentaciones rectangulares rígidas asentadas en una superficie de un semiespacio con velocidad de onda de corte, las cuales representan la rigidez traslacional y el amortiguamiento en los ejes “x”, “y” y “z” y la rigidez rotacional y amortiguamiento en torno a esos ejes como se muestra en las ecuaciones 47, 48, 49 y 50 (representados como xx, yy, zz) (NEHRP Consultants Joint Venture, 2012).

$$k_j = K_j * \alpha_j * \eta_j \quad (47)$$

$$K_j = GB^m f\left(\frac{B}{L}, v\right) \quad (48)$$

$$\alpha_j = f\left(\frac{B}{L}, \alpha_0\right) \quad (49)$$

$$\eta_j = f\left(\frac{B}{L}, \frac{D}{B}, \frac{d_w}{B}, \frac{A_w}{BL}\right) \quad (50)$$

En donde:

k_j : Rigidez

K_j : Rigidez de la cimentación estática

B y L : Dimensiones de la cimentación

G : Módulo de Corte del suelo

ν : Módulo de Poisson

α_j : Modificador de rigidez dinámica

η_j : Modificadores de empotramiento

La tabla 20 detalla las soluciones elásticas para la rigidez de una cimentación rectangular rígida para tres grados de libertad de traslación y tres de rotación. Estas soluciones se representan por medio de funciones de tipo complejo y dependientes de la frecuencia de excitación y las propiedades de amortiguación de la interacción suelo-cimiento (NEHRP Consultants Joint Venture, 2012). Se pueden definir como la relación en estado estacionario de la fuerza oscilante y la deformación en dirección de la fuerza de una cimentación considerada rígida, carente de masa y excitada armónicamente (Aviles, 1999).

Tabla 20. Expresiones para la rigidez de la cimentación estática. Fuente: (NEHRP Consultants Joint Venture, 2012)

GRADO DE LIBERTAD	SOLUCIONES ELÁSTICAS PARA LA RIGIDEZ ESTÁTICA DE ZAPATAS RÍGIDAS EN LA SUPERFICIE DEL SUELO (Pais & Kausel)
Traslación en el eje z	$K_{z,sur} = \frac{GB}{1-\nu} \left[6.8 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.75} + 1.6 \right]$
Traslación en el eje y	$K_{y,sur} = \frac{GB}{2-\nu} \left[6.8 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.8 \left(\frac{L}{B} \right) + 1.6 \right]$
Traslación en el eje x	$K_{x,sur} = \frac{GB}{2-\nu} \left[6.8 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 2.4 \right]$
Torsión en el eje z	$K_{zz,sur} = GB^3 \left[4.25 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.45} + 4.06 \right]$
Balanceo en el eje y	$K_{yy,sur} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[3.73 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.27 \right]$
Balanceo en el eje x	$K_{xx,sur} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[3.2 \left(\frac{L}{B} \right) + 0.8 \right]$

En donde:

Los ejes deben estar orientados de manera que $L \geq B$, como se muestra en la figura 41.

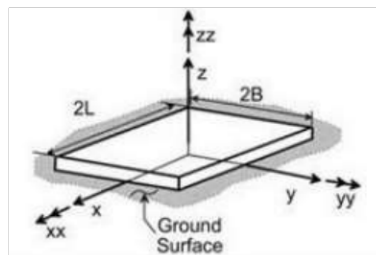


Ilustración 41. Orientación de ejes para soluciones elásticas de rigidez estática. Fuente: (Pais & Kausel, 1989)

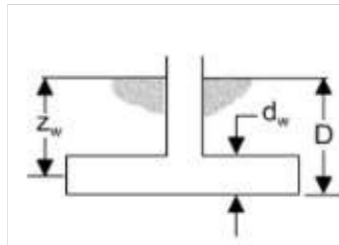
G: Modulo de corte (reducido para grandes efectos de deformación, tabla 19.)

Considerando que la rigidez estática de los cimientos varía en función de su profundidad, en la tabla 21 se presentan los factores para aumentar K_j por los efectos del empotramiento:

Tabla 21. Factores de corrección de empotramiento. Fuente: (NEHRP Consultants Joint Venture, 2012)

GRADO DE LIBERTAD	FACTORES DE CORRECCION DE EMPOTRAMIENTO PARA LA RIGIDEZ ESTATICA DE ZAPATAS RIGIDAS
Traslación en el eje z	$\eta_z = \left[1.0 + \left(0.25 + \frac{0.25}{L/B} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^{0.8} \right]$
Traslación en el eje y	$\eta_y = \left[1.0 + \left(0.33 + \frac{1.34}{1 + L/B} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^{0.8} \right]$
Traslación en el eje x	$\eta_x = \eta_y$
Torsión en el eje z	$\eta_{zz} = \left[1.0 + \left(1.3 + \frac{1.32}{L/B} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^{0.9} \right]$
Balaceo en el eje y	$\eta_{yy} = \left[1.0 + \frac{D}{B} + \left(\frac{1.6}{0.35 + L/B} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^2 \right]$
Balaceo en el eje x	$\eta_{xx} = \left[1.0 + \frac{D}{B} + \left(\frac{1.6}{0.35 + L/B} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^2 \right]$

En donde:



d_w : Altura de contacto efectiva en contacto con el suelo

z_w : Profundidad del centroide del contacto efectivo con el suelo

A_w : Área de contacto sólida

Calcular para cada grado de libertad según la ecuación 51:

$$K_{emb} = \eta * K_{sur} \quad (51)$$

Términos de acoplamiento se determina por las ecuaciones 52 y 53:

$$K_{emb,rx} = \left(\frac{D}{3}\right) K_{emb,x} \quad (52)$$

$$K_{emb,ry} = \left(\frac{D}{3}\right) K_{emb,y} \quad (53)$$

La tabla 22 especifica las ecuaciones para los modificadores de rigidez dinámica para zapatas rígidas:

Tabla 22. Modificadores de rigidez dinámica para zapatas rígidas. Fuente: (NEHRP Consultants Joint Venture, 2012)

GRADO DE LIBERTAD	MODIFICADORES DINAMICOS
Traslación en el eje z	$\alpha_z = 1.0 - \left[\frac{\left(0.4 + \frac{0.2}{L/B}\right) a_0^2}{\left(\frac{10}{1 + 3(L/B - 1)}\right) + a_0^2} \right]$
Traslación en el eje y	$\alpha_y = 1.0$
Traslación en el eje x	$\alpha_x = 1.0$
Torsión en el eje z	$\alpha_{zz} = 1.0 - \left[\frac{\left(0.33 - 0.03\sqrt{L/B - 1}\right) a_0^2}{\left(\frac{0.8}{1 + 0.33(L/B)}\right) + a_0^2} \right]$

Balanceo en el eje y	$\alpha_{yy} = 1.0 - \left[\frac{0.55 a_0^2}{\left(0.6 + \frac{1.4}{(L/B)^3}\right) + a_0^2} \right]$
Balanceo en el eje x	$\alpha_{xx} = 1.0 - \left[\frac{\left(0.55 + 0.01 \sqrt{L/B - 1}\right) a_0^2}{\left(2.4 - \frac{0.4}{(L/B)^3}\right) + a_0^2} \right]$

En donde la variable a_0 se obtiene según la ecuación 54:

$$a_0 = \frac{\omega B}{V_s} \quad (54)$$

ω : Frecuencia

V_s : Velocidad de onda de corte

En el efecto de la condensación de infinitos grados de libertad en un suelo que posee masa y efectos dinámicos asociados, se ve evidenciado la dependencia de la frecuencia de los valores conforme a la tabla 22.

En la tabla 23 se presentan las ecuaciones para las relaciones del efecto del amortiguamiento dado por la disipación de la energía de las ondas que se propagan lejos de la cimentación, conocido como amortiguamiento por radiación para zapatas rígidas:

Tabla 23. Relaciones de amortiguamiento de radiación. Fuente: (NEHRP Consultants Joint Venture, 2012)

GRADO DE LIBERTAD	AMORTIGUAMIENTO DE RADIACION
Traslación en el eje z	$\beta_z = \left[\frac{4\psi(L/B)}{(K_{z,sur}/GB)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_z} \right]$
Traslación en el eje y	$\beta_y = \left[\frac{4(L/B)}{(K_{y,sur}/GB)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_y} \right]$
Traslación en el eje x	$\beta_x = \left[\frac{4(L/B)}{(K_{x,sur}/GB)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_x} \right]$
Torsión en el eje z	$\beta_{zz} = \left[\frac{(4/3) [(L/B)^3 + (L/B)] a_0^2}{(K_{zz,sur}/GB^3) \left[\left(\frac{1.4}{1 + 3(L/B - 1)^{0.7}} \right) + a_0^2 \right]} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_{zz}} \right]$
Balanceo en el eje y	$\beta_{yy} = \left[\frac{(4\psi/3) (L/B)^3 a_0^2}{(K_{yy,sur}/GB^3) \left[\left(\frac{1.8}{1 + 1.75(L/B - 1)} \right) + a_0^2 \right]} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_{yy}} \right]$
Balanceo en el eje x	$\beta_{xx} = \left[\frac{(4\psi/3) (L/B) a_0^2}{(K_{xx,sur}/GB^3) \left[\left(2.2 - \frac{0.4}{(L/B)^3} \right) + a_0^2 \right]} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_{xx}} \right]$

En donde la variable ψ se determina con la ecuación 55:

$$\psi = \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{(1-2\nu)}} ; \psi \leq 2.5 \quad (55)$$

La amortiguación por radiación de la base es complementada por la amortiguación histórica del suelo.

La norma expone que la rigidez con amortiguamiento se calcula a partir de la expresión 56:

$$\frac{2 K_{sur}(\beta_{sur} + \beta_j)}{\omega} \quad (56)$$

En donde:

K_{sur} : Rigidez estática de la cimentación sin modificador dinámico y desplante.

β_{sur} : Amortiguación histórica del suelo

β_j : Modificador de amortiguamiento por radiación

ω : Frecuencia radial del primer modo de la estructura

En vista que se presentan soluciones de impedancia estimadas de manera conservadora, considerando la cimentación empotrada; en la tabla 24 se presentan los modificadores de rigidez dinámica y las relaciones de amortiguamiento por radiación para cimientos superficiales, para ajustar en caso de cimentaciones superficiales:

Tabla 24. Modificadores de amortiguamiento por radiación para zapatas rígidas. Fuente: (NEHRP Consultants Joint Venture, 2012)

GRADO DE LIBERTAD	AMORTIGUAMIENTO POR RADIACION
Traslación en el eje z	$\beta_z = \left[\frac{4[\psi(L/B) + (D/B)(1 + L/B)]}{(K_{z,emb}/GB)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_z} \right]$
Traslación en el eje y	$\beta_y = \left[\frac{4[L/B + (D/B)(1 + \psi L/B)]}{(K_{y,emb}/GB)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_y} \right]$
Traslación en el eje x	$\beta_x = \left[\frac{4[L/B + (D/B)(1 + \psi L/B)]}{(K_{x,emb}/GB)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_x} \right]$
Torsión en el eje z	$\beta_{zz} = \left[\frac{(4/3)[3(L/B)(D/B) + \psi(L/B)^3(D/B) + 3(L/B)^2(D/B) + \psi(D/B) + (L/B)^3(L/B)] a_0^2}{(K_{zz,emb}/GB^3) \left[\left(\frac{1.4}{1 + 3(L/B - 1)^{0.7}} \right) + a_0^2 \right]} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_{zz}} \right]$
Momento en el eje y	$\beta_{yy} = \left[\frac{(4/3) \left[\left(\frac{L}{B} \right)^3 \left(\frac{D}{B} \right) + \psi \left(\frac{D}{B} \right)^3 \left(\frac{L}{B} \right) + \left(\frac{D}{B} \right)^3 + 3 \left(\frac{D}{B} \right) \left(\frac{L}{B} \right)^2 + \psi \left(\frac{D}{B} \right)^3 \right] a_0^2}{(K_{yy,emb}/GB^3) \left[\left(\frac{1.8}{1 + 1.75(L/B - 1)} \right) + a_0^2 \right]} + \frac{(4/3) \left(\frac{L}{B} + \psi \right) \left(\frac{D}{B} \right)^3}{(K_{yy,emb}/GB^3)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_{yy}} \right]$
Momento en el eje x	$\beta_{xx} = \left[\frac{(4/3) \left[\left(\frac{D}{B} \right) + \left(\frac{D}{B} \right)^3 + \psi \left(\frac{D}{B} \right)^3 \left(\frac{L}{B} \right) + 3 \left(\frac{D}{B} \right) \left(\frac{L}{B} \right) + \psi \left(\frac{L}{B} \right) \right] a_0^2}{(K_{xx,emb}/GB^3) \left[\left(\frac{1.8}{1 + 1.75(L/B - 1)} \right) + a_0^2 \right]} + \frac{(4/3) \left(\psi \frac{L}{B} + 1 \right) \left(\frac{D}{B} \right)^3}{(K_{xx,emb}/GB^3)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_{xx}} \right]$

2.6.4 Caso de Estudio

En este apartado se definirá las variables y consideraciones de la estructura a ser analizada, conforme se expone en la NEC-SE-HM y ACI-318 14 modelado en el software Etabs 2018.

Se evaluará una edificación de tres pisos destinada a vivienda expuesta en las ilustraciones 42 y 43, con tres vanos en ambas direcciones de 6 metros y altura de entrepiso de 3 metros, considerando el último piso como azotea. Cuenta con un $f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, coeficiente de Poisson $\nu = 0.2$.

En el modelo propuesto se consideró el peso propio de los elementos estructurales y ya que es un análisis tridimensional las cargas viva y muerta se destinarán en la losa por metro cuadrado abarcando toda el área de las losas de cada piso de la vivienda.

La cimentación de la estructura se tomó como resortes en tres dimensiones que serán calculados por las funciones de impedancia y con los parámetros dinámicos del suelo expuestos en el apartado 2.6.3 Métodos para el análisis de Interacción Suelo-Estructura.

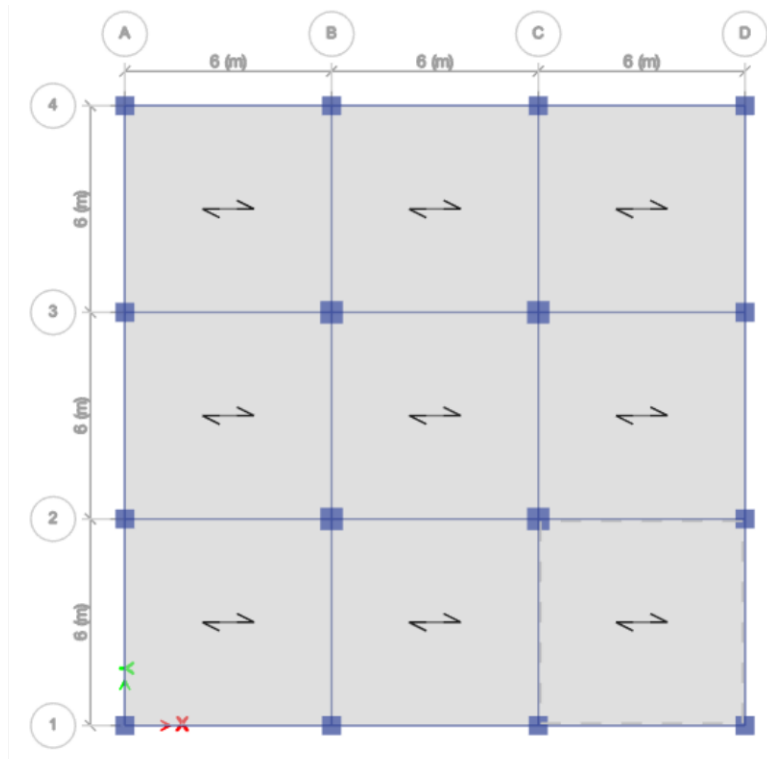


Ilustración 42. Vista en planta de la edificación a ser analizada. Fuente: Autor

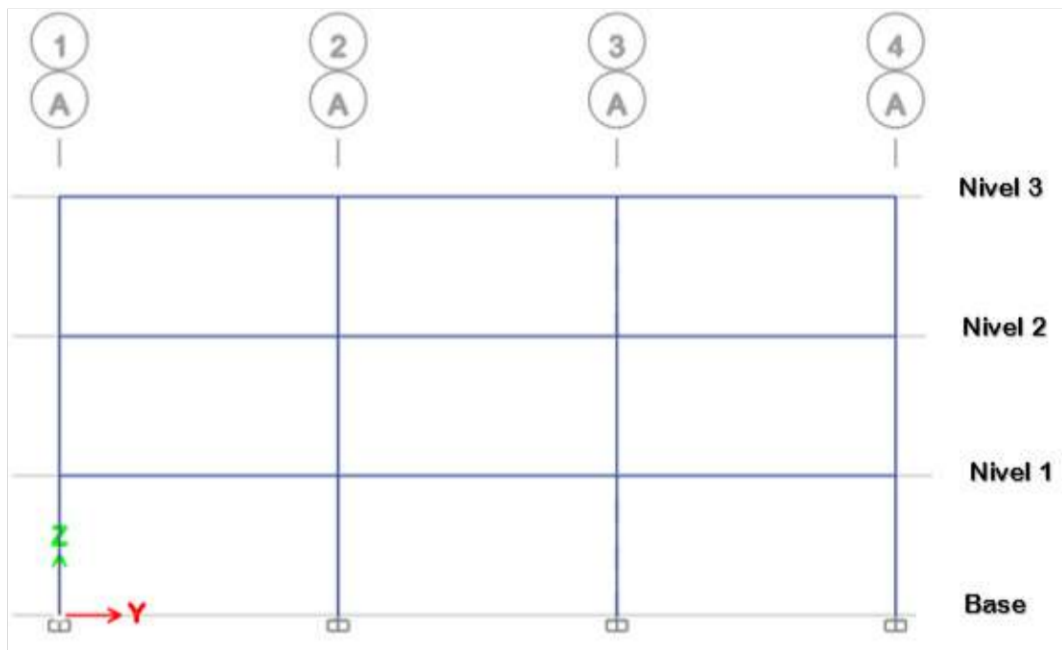


Ilustración 43. Vista en elevación de la edificación a ser analizada. Fuente: Autor

Cargas

La carga muerta (D) se considerará una losa maciza, instalaciones, acabados; y la carga viva (L) conforme a la norma.

Carga de entepiso:

$$D = 6.87 \text{ kN/m}^2 \quad L = 2.00 \text{ kN/m}^2$$

Cargas de azotea

$$D = 4.91 \text{ kN/m}^2 \quad L = 1.50 \text{ kN/m}^2$$

En la tabla 25 se presentan las combinaciones de carga impuesta por la Norma Ecuatoriana de la construcción:

Tabla 25. Combinaciones de carga. Fuente: (NEC-SE-CG, 2015)

COMBINACIONES DE CARGA	
Combinación 1	1.4D
Combinación 2	1.2D + 1.6 L + 0.5 max. [Lr, S, R]
Combinación 3	1.2D + 1.6 max. [Lr, S, R] + max[L; 0.5W]
Combinación 4	1.2D + 1.0 W + L + 0.5 max. [Lr, S, R]
Combinación 5	1.2D + 1.0 E + 0.2 S
Combinación 6	0.9D + 1.0 W
Combinación 7	0.9D + 1.0E

En donde:

D: Carga permanente

E: Carga de sismo

L: Sobrecarga (carga viva)

Lr: Sobrecarga cubierta (carga viva)

S: Carga de granizo

W: Carga de viento

Los elementos estructurales cuentan con las dimensiones de las tablas 26 y 27, y se expone la ilustración 44:

Tabla 26. Dimensiones de las secciones de la estructura. Fuente: Autor

ELEMENTOS	B (cm)	H (cm)
Vigas centrales 1 y 2 piso	60	65
Vigas perimetrales 1 y 2 piso	45	65
Vigas centrales azotea	55	65
Viga perimetral azotea	45	55
Columna central 1 y 2 piso	65	65
Columna perimetral 1 y 2 piso	60	60
Columna central azotea	65	65
Columna perimetral azotea	55	55

Tabla 27. Dimensiones de la cimentación de la estructura. Fuente: Autor

CIMENTACION SUPERFICIAL	B	L	d
Zapata Aislada	2.6	2.9	0.3
Zapata de lindero	1.7	2.3	0.25

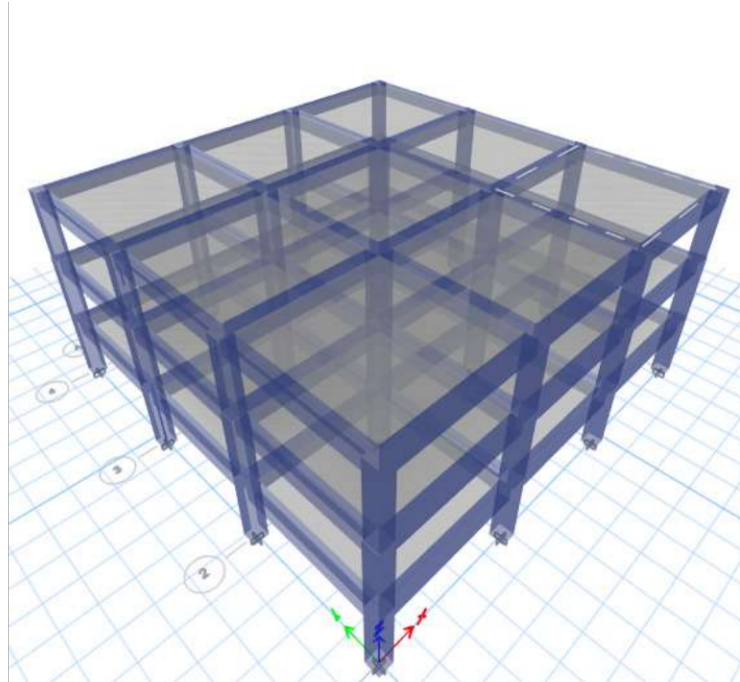


Ilustración 44. Modelo de análisis. Fuente: Autor

A partir de los datos de la tabla 28 se determinó las funciones de impedancia presentadas en las tablas 29 a 36 para los dos tipos de zapata; por otro lado, para este análisis en particular se tomó la velocidad de onda de corte de 97 m/s, considerando que este es el menor valor en las capas superficiales del suelo de la zona de estudio, es decir es el más desfavorable puesto que, al tratarse de un suelo fino las ondas sísmicas tienden a amplificarse provocando mayor daño en la estructura:

Tabla 28. Datos para determinar la rigidez dinámica y rigidez amortiguada. Fuente: Autor

DESCRIPCION	VALOR	UNIDAD
Velocidad de onda de corte (V_s)	97	m/s
Peso específico del suelo (γ)	1285.84	Kg/m ³
Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (S_a)	0.93	
Módulo de cortante del suelo (G_{max})	12098468.56	Kg/m*s ²
Factor de reducción del modulo	0.05	-

Módulo de corte del suelo reducido (G/G_{max})	604923.43	Kg/m*s2
Módulo de Poisson del suelo (ν)	0.259	-
Frecuencia radial del modo predominante de la estructura (ω)	8.61	Hz
Frecuencia adimensional ($a\omega$)	0.474	-
Factor de modificadores dinámicos (ψ)	1.753	-
Largo de la zapata aislada (L)	2.9	m
Ancho de la zapata aislada (B)	2.6	m
Largo de la zapata de lindero (L)	2.3	m
Ancho de la zapata de lindero (B)	1.7	m

Tabla 29. Rigidez estática de la zapata aislada. Fuente: Autor

GRADO DE LIBERTAD	SOLUCIONES ELÁSTICAS PARA LA RIGIDEZ ESTÁTICA DE LAS ZAPATAS AISLADAS (N/m)
Traslación en el eje z	$K_{z,sur} = 8834614.551$
Traslación en el eje y	$K_{y,sur} = 7682653.962$
Traslación en el eje x	$K_{x,sur} = 4381530.18$
Torsión en el eje z	$K_{zz,sur} = 12776715.952$
Balanceo en el eje y	$K_{yy,sur} = 9178669.704$
Balanceo en el eje x	$K_{xx,sur} = 7836411.566$

Tabla 30. Rigidez estática de la zapata de lindero. Fuente: Autor

GRADO DE LIBERTAD	SOLUCIONES ELÁSTICAS PARA LA RIGIDEZ ESTÁTICA DE LAS ZAPATAS DE LINDERO (N/m)
Traslación en el eje z	$K_{z,sur} = 6140274.949$
Traslación en el eje y	$K_{y,sur} = 5922245.36$
Traslación en el eje x	$K_{x,sur} = 3153148.432$
Torsión en el eje z	$K_{zz,sur} = 4819438.87$
Balanceo en el eje y	$K_{yy,sur} = 3998297.085$
Balanceo en el eje x	$K_{xx,sur} = 2571618.476$

Tabla 31. Modificadores de desplante para la zapata aislada. Fuente: Autor

GRADO DE LIBERTAD	FACTORES DE CORRECCION DE EMPOTRAMIENTO PARA LA RIGIDEZ ESTÁTICA DE ZAPATAS AISLADAS
Traslación en el eje z	$\eta_z = 1.322$
Traslación en el eje y	$\eta_y = 1.653$
Traslación en el eje x	$\eta_x = 1.653$
Torsión en el eje z	$\eta_{zz} = 2.604$
Balanceo en el eje y	$\eta_{yy} = 2.029$
Balanceo en el eje x	$\eta_{xx} = 2.029$

Tabla 32. Modificadores de desplante de la zapata de lindero. Fuente: Autor

GRADO DE LIBERTAD	FACTORES DE CORRECCION DE EMPOTRAMIENTO PARA LA RIGIDEZ ESTATICA DE ZAPATAS DE LINDERO
Traslación en el eje z	$\eta_z = 1.414$
Traslación en el eje y	$\eta_y = 1.857$
Traslación en el eje x	$\eta_x = 3.155$
Torsión en el eje z	$\eta_{zz} = 2.773$
Balaceo en el eje y	$\eta_{yy} = 2.773$
Balaceo en el eje x	$\eta_{xx} = 2.773$

Tabla 33. Modificadores dinámicos de la zapata aislada. Fuente: Autor

GRADO DE LIBERTAD	MODIFICADORES DINAMICOS PARA LA ZAPATA AISLADA
Traslación en el eje z	$\alpha_z = 0.95$
Traslación en el eje y	$\alpha_y = 1.0$
Traslación en el eje x	$\alpha_x = 1.0$
Torsión en el eje z	$\alpha_{zz} = 0.921$
Balaceo en el eje y	$\alpha_{yy} = 0.865$
Balaceo en el eje x	$\alpha_{xx} = 0.911$

Tabla 34. Modificadores dinámicos de la zapata de lindero. Fuente: Autor

GRADO DE LIBERTAD	MODIFICADORES DINAMICOS PARA LA ZAPATA DE LINDERO
Traslación en el eje z	$\alpha_z = 0.981$
Traslación en el eje y	$\alpha_y = 1.0$
Traslación en el eje x	$\alpha_x = 1.0$
Torsión en el eje z	$\alpha_{zz} = 0.95$
Balaceo en el eje y	$\alpha_{yy} = 0.911$
Balaceo en el eje x	$\alpha_{xx} = 0.956$

Tabla 35. Factor de amortiguamiento de la zapata aislada. Fuente: Autor

GRADO DE LIBERTAD	AMORTIGUAMIENTO DE RADIACION PARA LA ZAPATA AISLADA
Traslación en el eje z	$\beta_z = 0.266$
Traslación en el eje y	$\beta_y = 0.166$
Traslación en el eje x	$\beta_x = 0.29$
Torsión en el eje z	$\beta_{zz} = 0.052$
Balaceo en el eje y	$\beta_{yy} = 0.051$
Balaceo en el eje x	$\beta_{xx} = 0.038$

Tabla 36. Factor de amortiguamiento de la zapata de lindero. Fuente: Autor

GRADO DE LIBERTAD	AMORTIGUAMIENTO DE RADIACION PARA LA ZAPATA DE LINDERO
Traslación en el eje z	$\beta_z = 0.192$
Traslación en el eje y	$\beta_y = 0.111$
Traslación en el eje x	$\beta_x = 0.209$
Torsión en el eje z	$\beta_{zz} = 0.028$
Balaceo en el eje y	$\beta_{yy} = 0.024$
Balaceo en el eje x	$\beta_{xx} = 0.011$

Con los datos obtenidos se procedió a determinar las siguientes variables en las tablas 37 a 42 para ser ingresadas en el software ETABS 2018:

Tabla 37. Rigidez dinámica de la zapata aislada. Fuente: Autor

RIGIDEZ DINAMICA PARA LA ZAPATA AISLADA (N/m)	
Traslación en el eje z	$K_z = 11091756.85$
Traslación en el eje y	$K_y = 12702146.468$
Traslación en el eje x	$K_x = 7244220.34$
Torsión en el eje z	$K_{zz} = 30653879.523$
Momento en el eje y	$K_{yy} = 16100056.458$
Momento en el eje x	$K_{xx} = 30653879.523$

Tabla 38. Rigidez dinámica de la zapata de lindero. Fuente: Autor

RIGIDEZ DINAMICA PARA LA ZAPATA DE LINDERO (N/m)	
Traslación en el eje z	$K_z = 8514908.258$
Traslación en el eje y	$K_y = 10997109.417$
Traslación en el eje x	$K_x = 5855130.31$
Torsión en el eje z	$K_{zz} = 14437067.606$
Momento en el eje y	$K_{yy} = 10103023.326$
Momento en el eje x	$K_{xx} = 14437067.606$

Tabla 39. Rigidez con amortiguamiento de la zapata de lindero

RIGIDEZ CON AMORTIGUAMIENTO PARA LA ZAPATA DE LINDERO ($N * s/m$)	
Traslación en el eje z	$K_{az} = 54954.037$
Traslación en el eje y	$K_{ay} = 35331.235$
Traslación en el eje x	$K_{ax} = 30212.589$
Torsión en el eje z	$K_{azz} = 13845.722$
Momento en el eje y	$K_{aay} = 10867.004$
Momento en el eje x	$K_{aax} = 5823.025$

Tabla 40. Rigidez con amortiguamiento de la zapata aislada. Fuente: Autor

RIGIDEZ CON AMORTIGUAMIENTO PARA LA ZAPATA AISLADA ($N * s/m$)	
Traslación en el eje z	$K_{az} = 103119.758$
Traslación en el eje y	$K_{ay} = 61223.188$
Traslación en el eje x	$K_{ax} = 55121.095$
Torsión en el eje z	$K_{azz} = 48408.308$
Momento en el eje y	$K_{aay} = 34331.829$
Momento en el eje x	$K_{aax} = 25486.239$

Tabla 41. Relaciones de amortiguamiento por radiación para cimientos superficiales de la zapata aislada. Fuente: Autor

GRADO DE LIBERTAD	AMORTIGUAMIENTO POR RADIACION PARA LA ZAPATA AISLADA
Traslación en el eje z	$\beta_z = 0.335$
Traslación en el eje y	$\beta_y = 0.263$
Traslación en el eje x	$\beta_x = 0.462$
Torsión en el eje z	$\beta_{zz} = 0.068$
Momento en el eje y	$\beta_{yy} = 0.071$
Momento en el eje x	$\beta_{xx} = 0.092$

Tabla 42. Relaciones de amortiguamiento por radiación para cimientos superficiales de la zapata de lindero. Fuente: Autor

GRADO DE LIBERTAD	AMORTIGUAMIENTO POR RADIACION PARA LA ZAPATA DE LINDERO
Traslación en el eje z	$\beta_z = 0.263$
Traslación en el eje y	$\beta_y = 0.201$
Traslación en el eje x	$\beta_x = 0.377$
Torsión en el eje z	$\beta_{zz} = 0.041$
Momento en el eje y	$\beta_{yy} = 0.053$
Momento en el eje x	$\beta_{xx} = 0.077$

VIII. CAPITULO III: Procesamiento de Datos

3.1 Ingreso de datos

Para el procesamiento de la información inicialmente se introdujo los datos de los puntos en el programa DEEPSOIL V7, el cual es un software desarrollado en la Universidad de Illinois desde 1998 en Urbana-Champaign, que realiza análisis de respuesta de sitio unidimensional (análisis no lineal, análisis lineal equivalente y análisis lineal), basado en la investigación del Programa de Centros de Investigación Sísmica de la Fundación Nacional de Ciencias, utilizando las metodologías expuestas en la sección 2.3.4 Métodos para la obtención de la respuesta sísmica de sitio, obteniendo así los perfiles para cada uno, como se muestra en la ilustración 45:

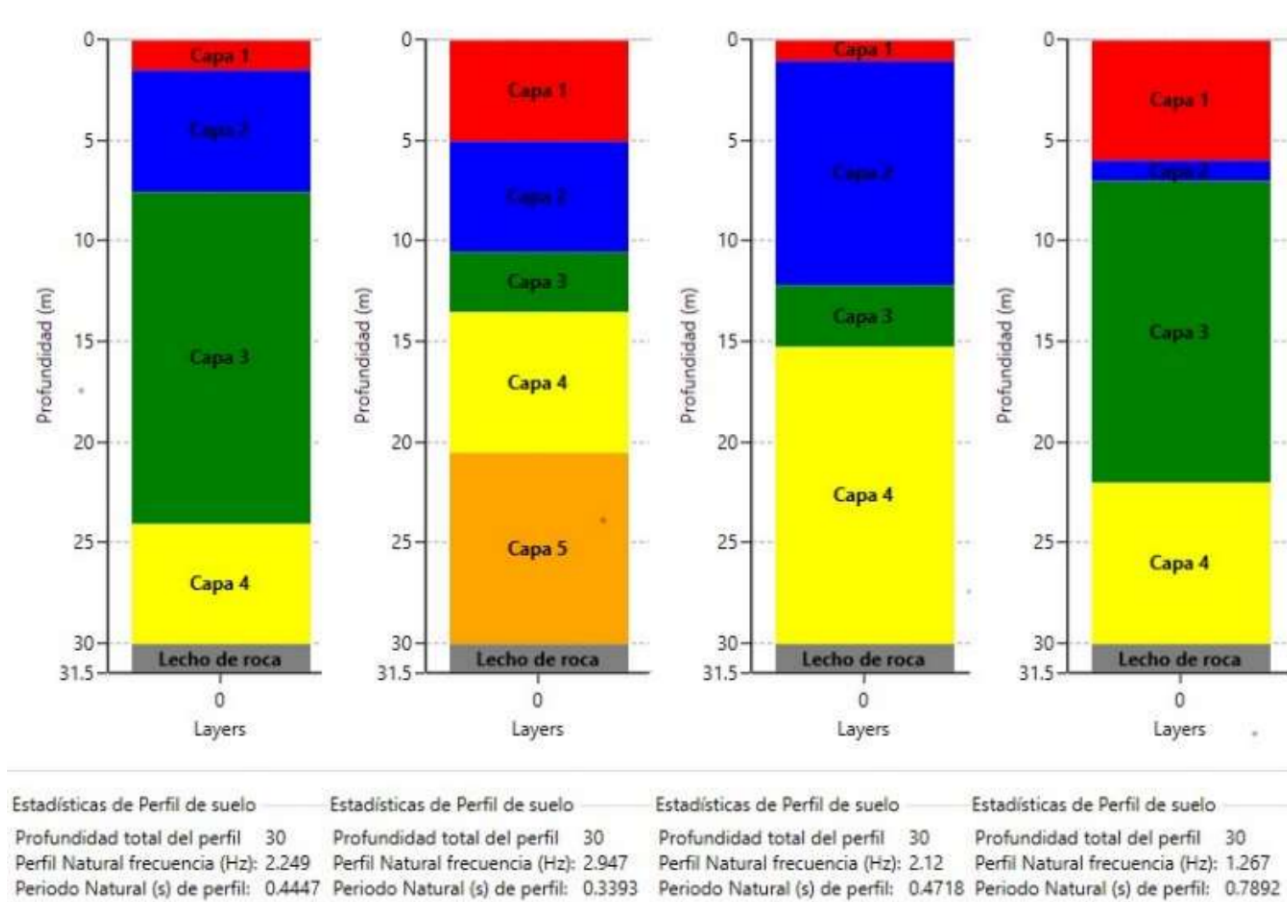


Ilustración 45. Perfiles de suelo de los puntos tomados ingresados en el software DEEPSOIL V7. Fuente: Autor

3.2 Generación de mapa de isoperiodos de la zona de estudio

Según estudios recientes sobre el alcance de los daños provocados por los sismos, aseguran que la intensidad de estos daños comúnmente está relacionada con las amplificaciones locales, las condiciones geológicas y geotécnicas de la zona de estudio; en el presente trabajo se muestra la importancia de la consideración del periodo fundamental tanto de la estructura como del suelo de cimentación los cuales condicionan dichas amplificaciones.

El periodo de vibración de la estructura pese a que se toma en cuenta toda la configuración geométrica para determinarlo, varia durante toda su vida útil, o del mismo modo según la teoría sísmica durante un evento sísmico actúa tan solo el 50% de la sobrecarga de uso; sin embargo, al momento que ocurra el terremoto el valor real de la sobrecarga modificara dicho periodo.

A lo largo de un sismo las estructuras altas sobre suelos blandos son las más perjudicadas ya que las ondas sísmicas que llegan a la base de estas se amplifican lo cual puede generar que en dicho suelo se experimente efectos de licuación o asentamientos diferenciales; ahora bien, cuando el periodo de vibración dominante de un sistema es similar al periodo resonante del suelo se presenta el fenómeno de resonancia; a pesar de esto en las normativas tanto nacionales como internacionales se ve la omisión de este fenómeno, a excepción de estructuras especiales las cuales requieren un estudio de respuesta de sitio.

Para la estimación de los efectos característicos de un suelo como la amplificación sísmica y resonancia entre suelo y la estructura, al ser sometido a solicitaciones sísmicas, y para evitar los problemas anteriormente mencionados, el periodo fundamental del suelo es uno de los parámetros elementales; esto se debe a que la frecuencia natural de vibración está directamente relacionada con la respuesta dinámica del suelo.

Los mapas de isoperiodos permitirán un apropiado control, proyección y restricción del tipo de estructuras a construirse en la zona de estudio.

El mapa de isoperiodos de la ilustración 46 elaborado en el software ArcGis versión 10.3 a partir de los datos obtenidos al generar los perfiles de los 4 puntos en el software DEEPSOIL V7, el cual utiliza la técnica de Nakamura para definirlo, de la siguiente manera:

$$T_{p1} = \frac{4*30}{265.16} = 0.4526 \quad T_{p2} = \frac{4*30}{353.70} = 0.3393$$

$$T_{p3} = \frac{4*30}{254.34} = 0.4718 \quad T_{p4} = \frac{4*30}{152.05} = 0.7892$$

Los valores de los periodos fundamentales de los estratos superficiales en función de la velocidad de onda de corte a 30 metros de profundidad (Vs30) se exponen en la tabla 43.

Tabla 43. Periodos fundamentales de los estratos superficiales en función de la velocidad de onda de corte a 30 metros de profundidad. Fuente: Autor.

Puntos	Vs30 (m/s)	Periodo (s)
1	265.16	0.4526
2	353.70	0.3393
3	254.34	0.4718
4	152.05	0.7892

Es así que utilizando el método geo estadístico Kriging se realizó la interpolación de los periodos fundamentales de cada punto, el cual establece que en un área particular una variable sigue el mismo patrón; obteniendo así el mapa de isoperiodos de los estratos superficiales en función de la velocidad de onda de corte a 30 metros de profundidad del polígono de estudio de la ilustración 46.

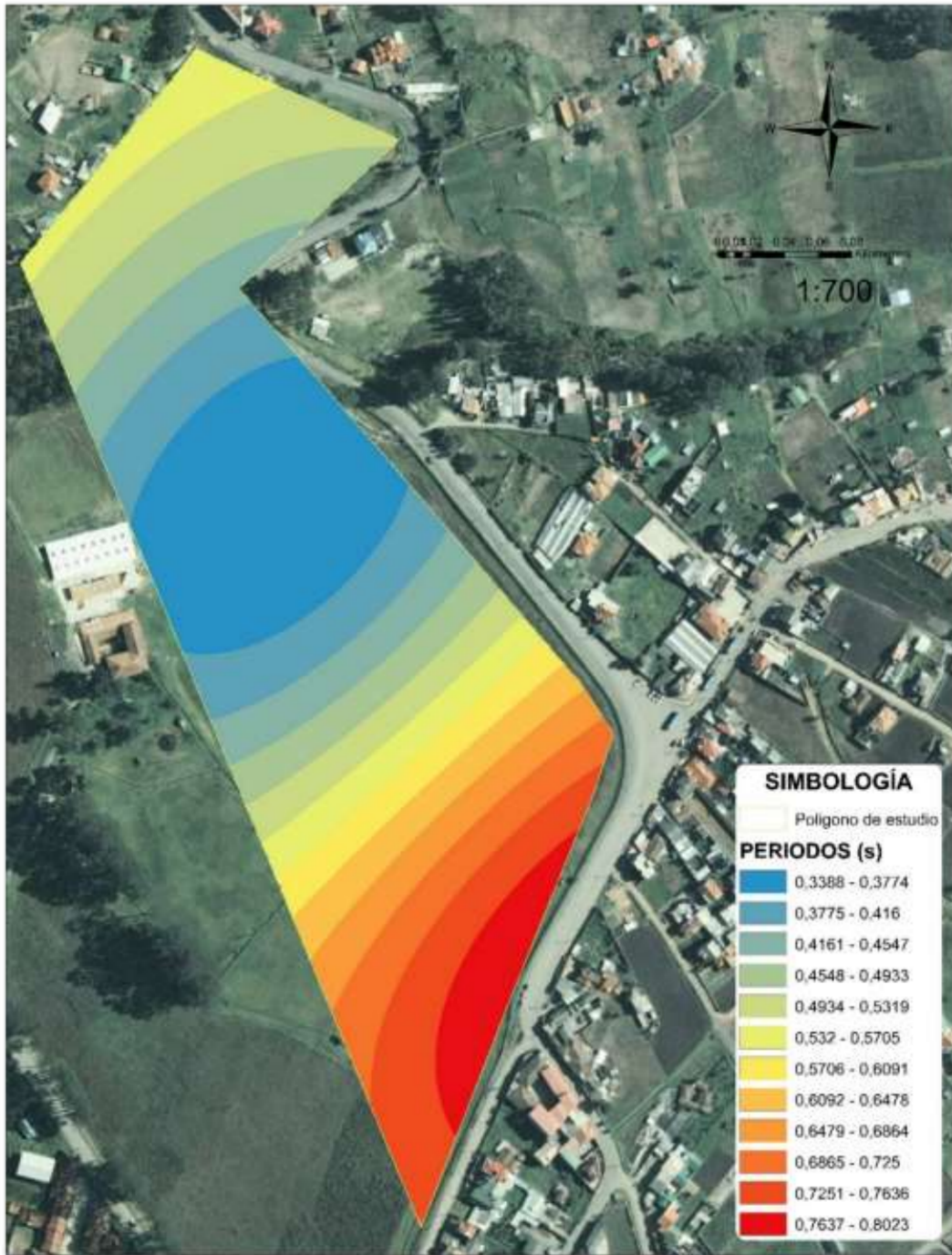


Ilustración 46. Mapa de isoperiodos de los estratos superficiales en función de la velocidad de onda de corte a 30 metros de profundidad de la zona de estudio. Fuente: Autor

De la misma forma se obtuvo los periodos fundamentales de las capas superficiales de cada punto.

$$T_{p1} = \frac{4 \cdot 1.5}{180} = 0.0333 \qquad T_{p2} = \frac{4 \cdot 5}{265} = 0.0755$$

$$T_{p3} = \frac{4 \cdot 1}{140} = 0.0286 \qquad T_{p4} = \frac{4 \cdot 6}{97} = 0.2474$$

Los valores de los periodos fundamentales de las capas superficiales se exponen en la tabla 44.

Tabla 44. Periodos fundamentales de la capa superficial. Fuente: Autor

Tipo de suelo	Vs (m/s)	Espesor (m)	Periodo (s)
Material de cultivo	180	1.5	0.0333
Arcilloso	265	5	0.0755
Material de cultivo	140	1	0.0286
Arcillas secas	97	6	0.2474

Asimismo, se realizó el mapa de isoperiodos correspondiente a la capa superficial de la ilustración 47:

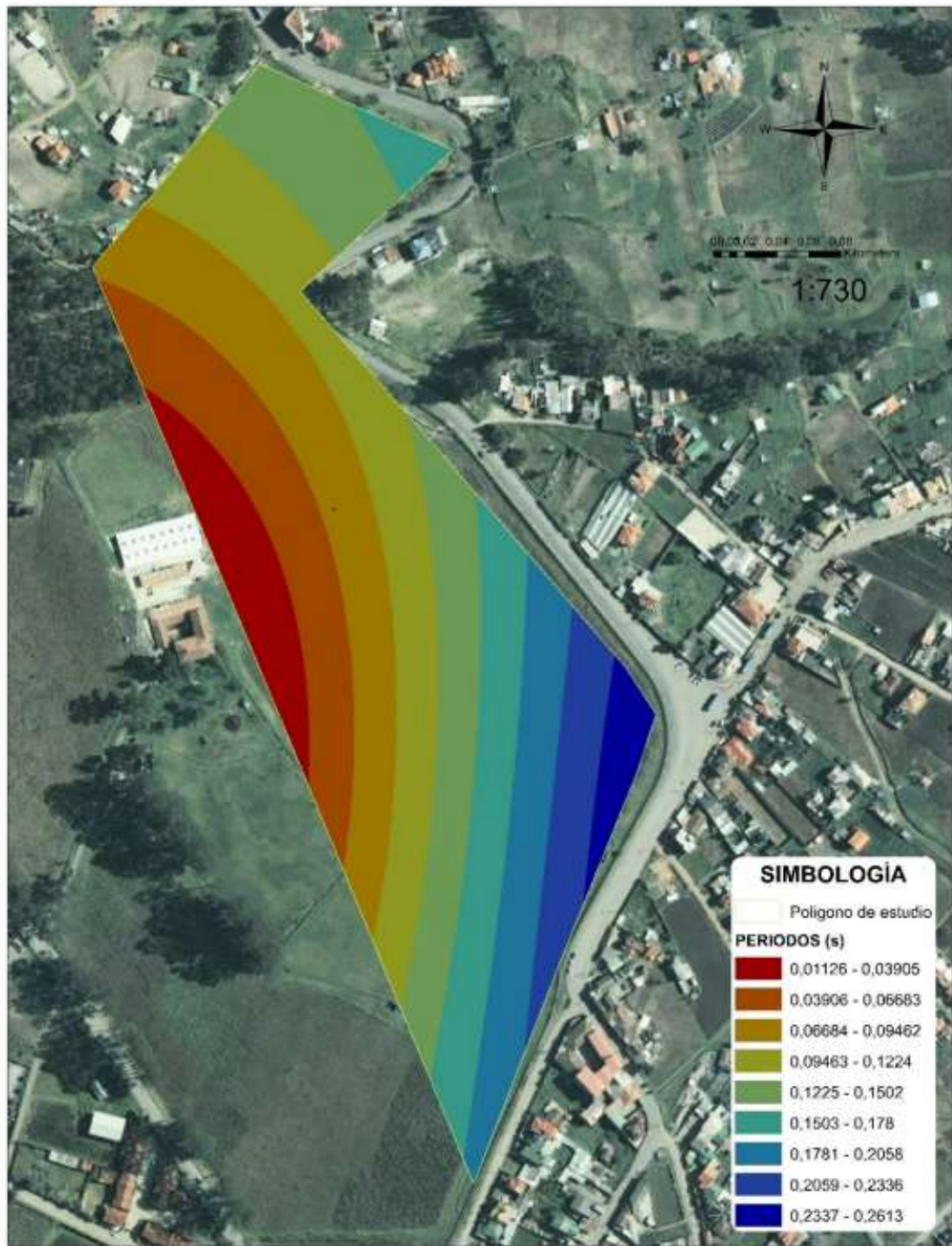


Ilustración 47. Mapa de isoperiodos de la capa superficial. Fuente: Autor

3.3 Acelerogramas en superficie de sismos de entrada

En vista de que la base de datos PERR GROUND MOTION DATABASE en NGA-West 2 Ground Motion contiene el grupo de metadatos más completos (magnitud, distancias focales, tipos de fallas y condiciones locales) de movimientos de suelo registrados en todo el mundo, en la corteza superficial, en regímenes tectónicos activos, para estudiar el suelo de manera acertada se ha tomado 7 acelerogramas en superficie de dicha base de datos, que se suponen similares a los sismos ocurridos en la zona de estudio considerados significativos y con velocidades de onda de corte a 30 metros de profundidad semejantes a los que corresponden al área estudiada, los datos de los sismos se expone en la tabla 45 y las ilustraciones 48 a 54.

Tabla 45. . Características de sismos utilizados para el estudio. Fuente: PEER Ground Motion Database.

No	Código	Vs30	Magnitud	Frecuencia mínima	Aceleraciones máximas
1	RSN12_KERN.PEL_PEL180	316.46	7.36	0.125	0.0576
2	RSN137_TABAS_BAJ-V1	377.56	7.35	0.156	0.0267
3	RSN1421_CHICHI_TAP021-N	167.18	7.62	0.05	0.0032
4	RSN2109_DENALI_FAIFS-90	341.56	7.9	0.026	0.0032
5	RSN5207_CHUETSU_NGN015NS	206.13	6.8	0.0375	0.0032
6	RSN6020_SIERRA.MEX_MSJ-14	244	7.2	0.025	0.0032
7	RSN873_LANDERS_W70270	241.41	7.28	0.07	0.0032

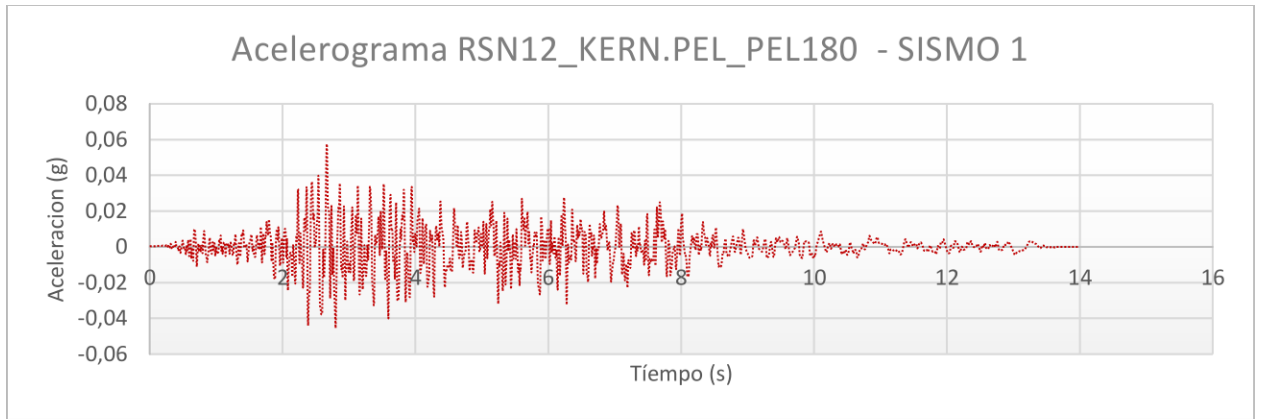


Ilustración 48. Acelerograma primer sismo de la base de datos PEER Ground Motion Database.

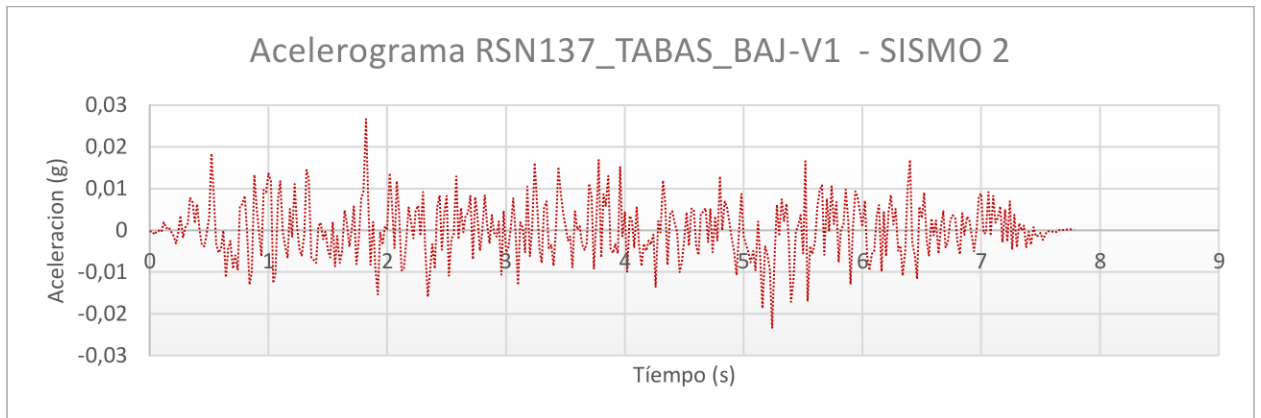


Ilustración 49. Acelerograma segundo sismo de la base de datos PEER Ground Motion Database.

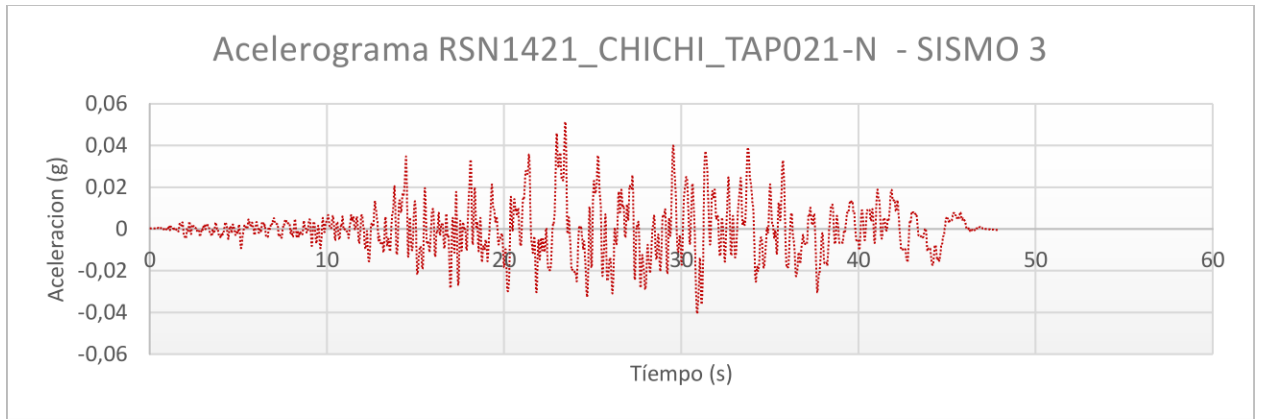


Ilustración 50. Acelerograma tercer sismo de la base de datos PEER Ground Motion Database.

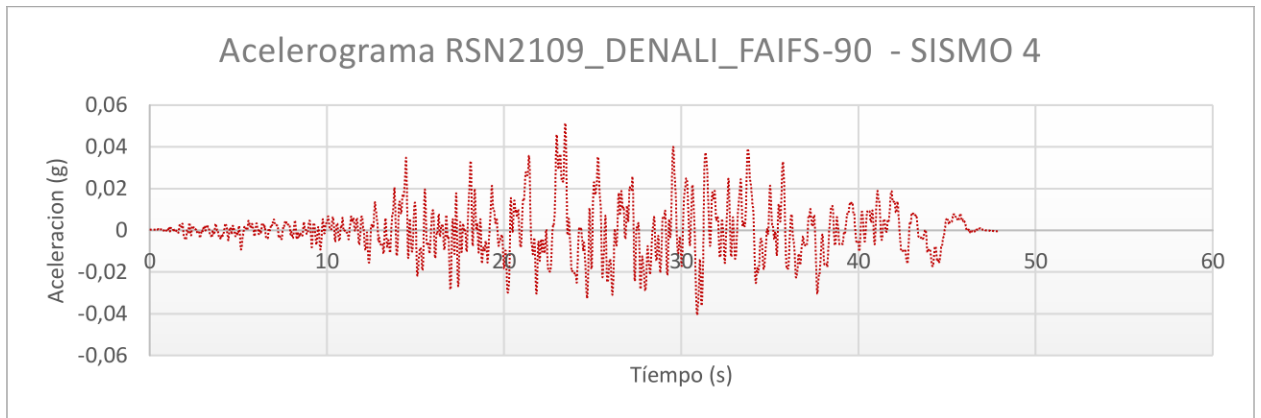


Ilustración 51. Acelerograma cuarto sismo de la base de datos PEER Ground Motion Database

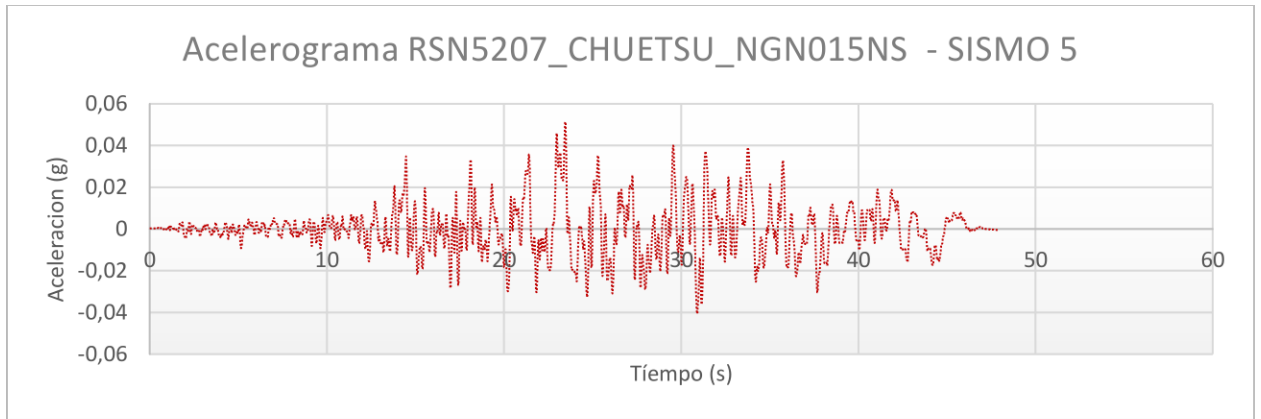


Ilustración 52. Acelerograma quinto sismo de la base de datos PEER Ground Motion Database

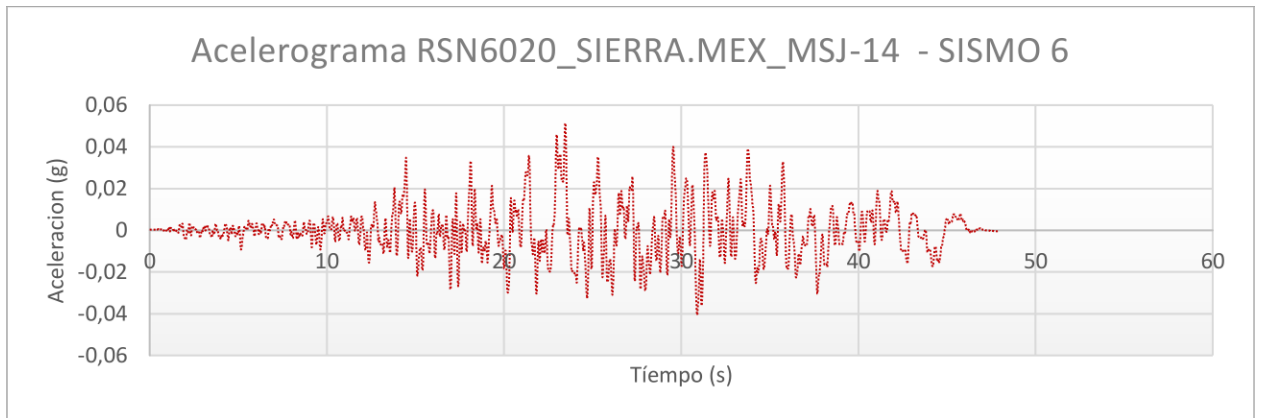


Ilustración 53. Acelerograma sexto sismo de la base de datos PEER Ground Motion Database

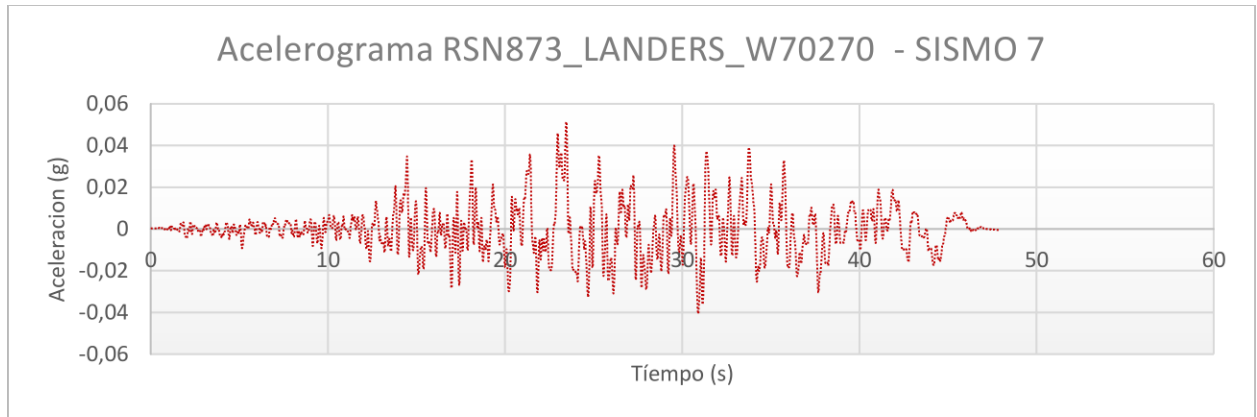


Ilustración 54. Acelerograma séptimo sismo de la base de datos PEER Ground Motion Database

3.4 Espectros elásticos de respuesta para la zona de estudio

Una de las formas más típica para la predicción y representación del movimiento del suelo generado por un sismo, en donde ha de emplazarse una estructura, es por medio de los espectros de respuesta.

Partiendo de los datos de la velocidad de onda de corte, sus correlaciones y los acelerogramas obtenidos se procedió a estudiar la respuesta sísmica de sitio en el software DEEPSOIL V7, el cual permite en función de la teoría de propagación de ondas en una dimensión realizar el análisis lineal equivalente en dominio de la frecuencia y el análisis no lineal en dominio del tiempo, dando como resultado para dichos métodos diferentes espectros de respuesta para cada estrato y sismo de entrada.

Para los análisis de respuesta de sitio tanto lineal equivalente como no lineal el software DEEPSOIL utiliza los perfiles del suelo de los 4 puntos, los que serán sometidos a 7 excitaciones

sísmicas con características similares a las que han ocurrido en la zona de estudio, para obtener así los espectros de respuesta para cada estrato. Estas excitaciones sísmicas se han considerado ya que la estructura a emplazarse debe ser diseñada para resistir los valores máximos probables de los parámetros de movimiento.

Considerando que en cada estrato del suelo las ondas se podrían amplificar o disminuir en función de la frecuencia se tomara el valor de 10 Hz, ya que ante una frecuencia más alta el suelo tendrá mayor capacidad de amortiguamiento; este concepto es más relevante durante el análisis no lineal.

3.4.1 Análisis Lineal Equivalente

Para estimar la respuesta de sitio por el método lineal equivalente, para los perfiles se seleccionó el método de análisis en dominio de la frecuencia. Las propiedades del suelo se establecieron en función de la velocidad de onda de corte y considerando que a los 30m de profundidad se encuentra un semiespacio rígido. Se analizó para los 7 sismos expuestos anteriormente.

Con el fin de comparar los resultados obtenidos de la respuesta sísmica de sitio de análisis lineal equivalente se presenta las ilustraciones 55 a 61:

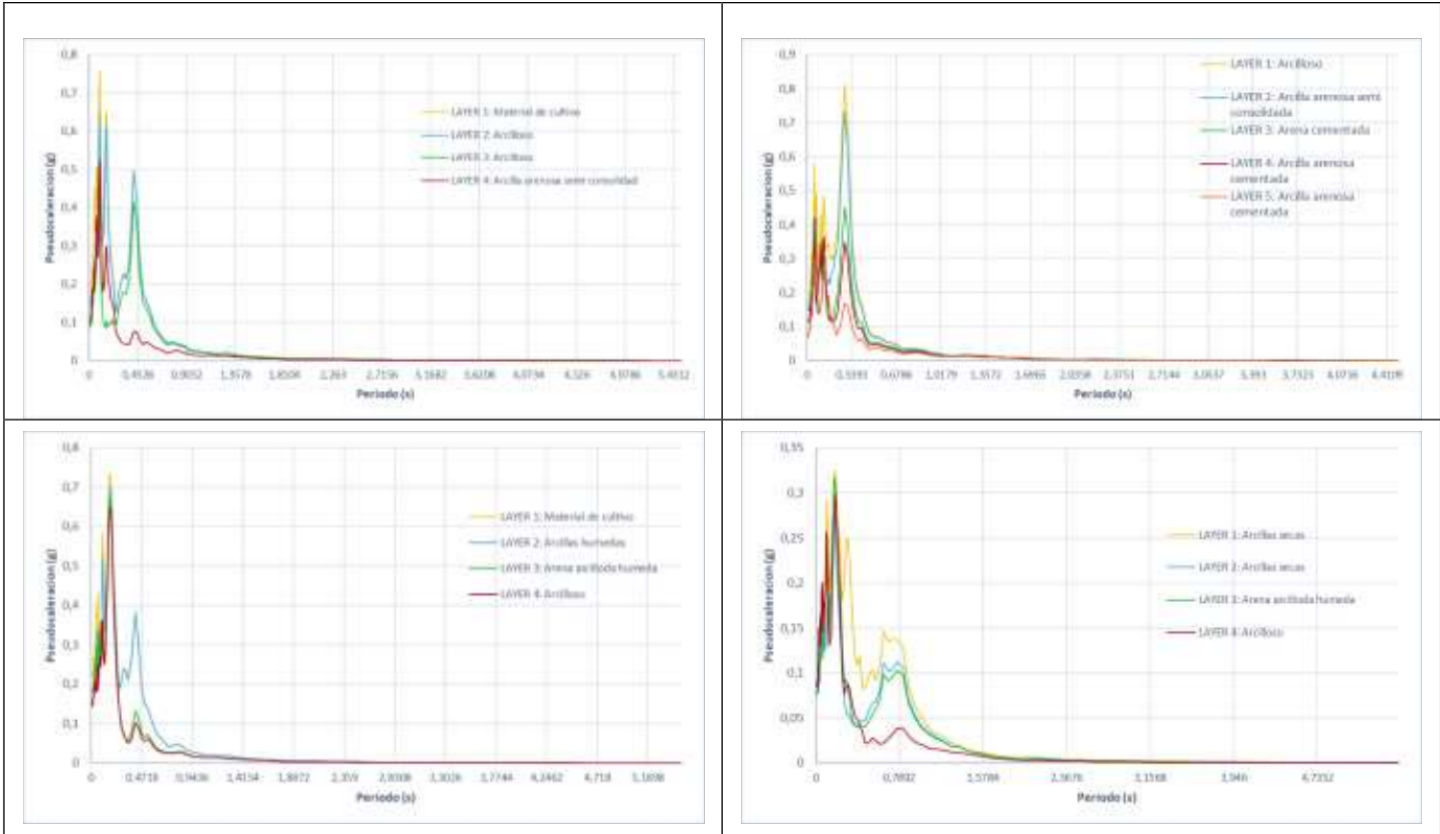
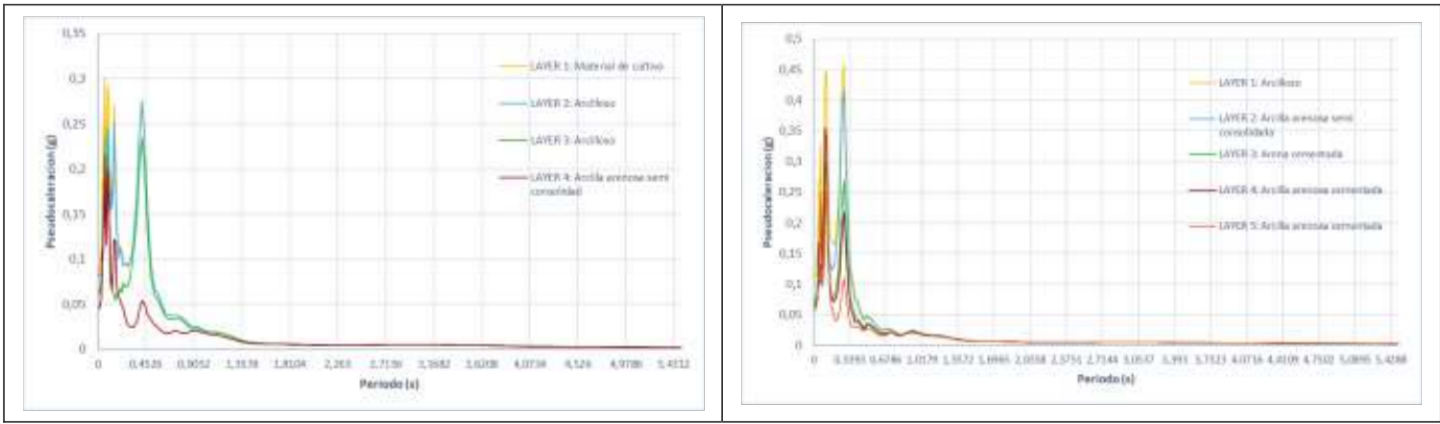


Ilustración 55. Espectros de respuesta - Análisis lineal equivalente para el sismo 1- RSN12_KERN.PEL_PEL180. Fuente: Autor



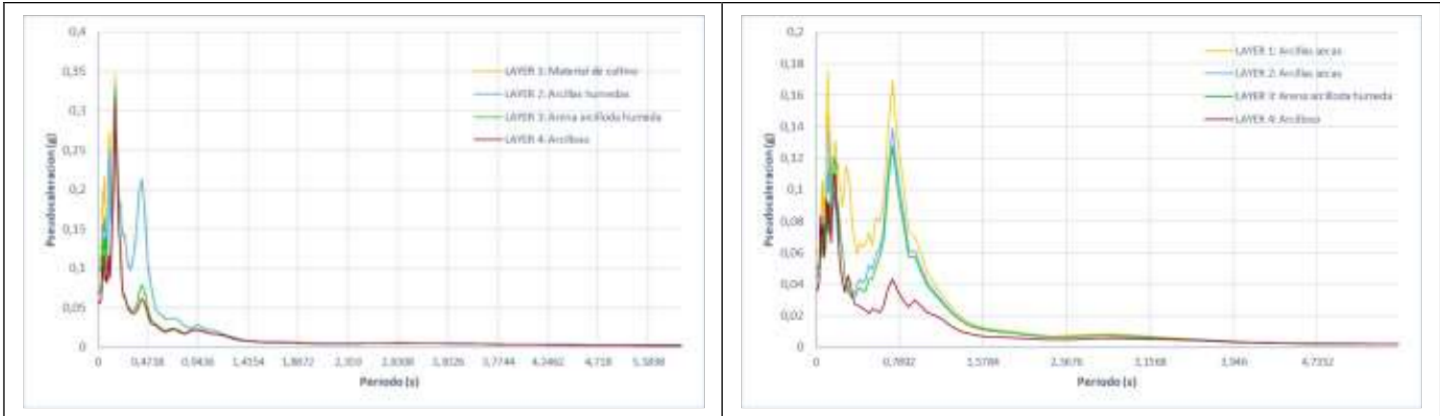


Ilustración 56. Espectros de respuesta - Análisis lineal equivalente para el sismo 2- RSN137_TABAS_BAJ-V1- Fuente: Autor

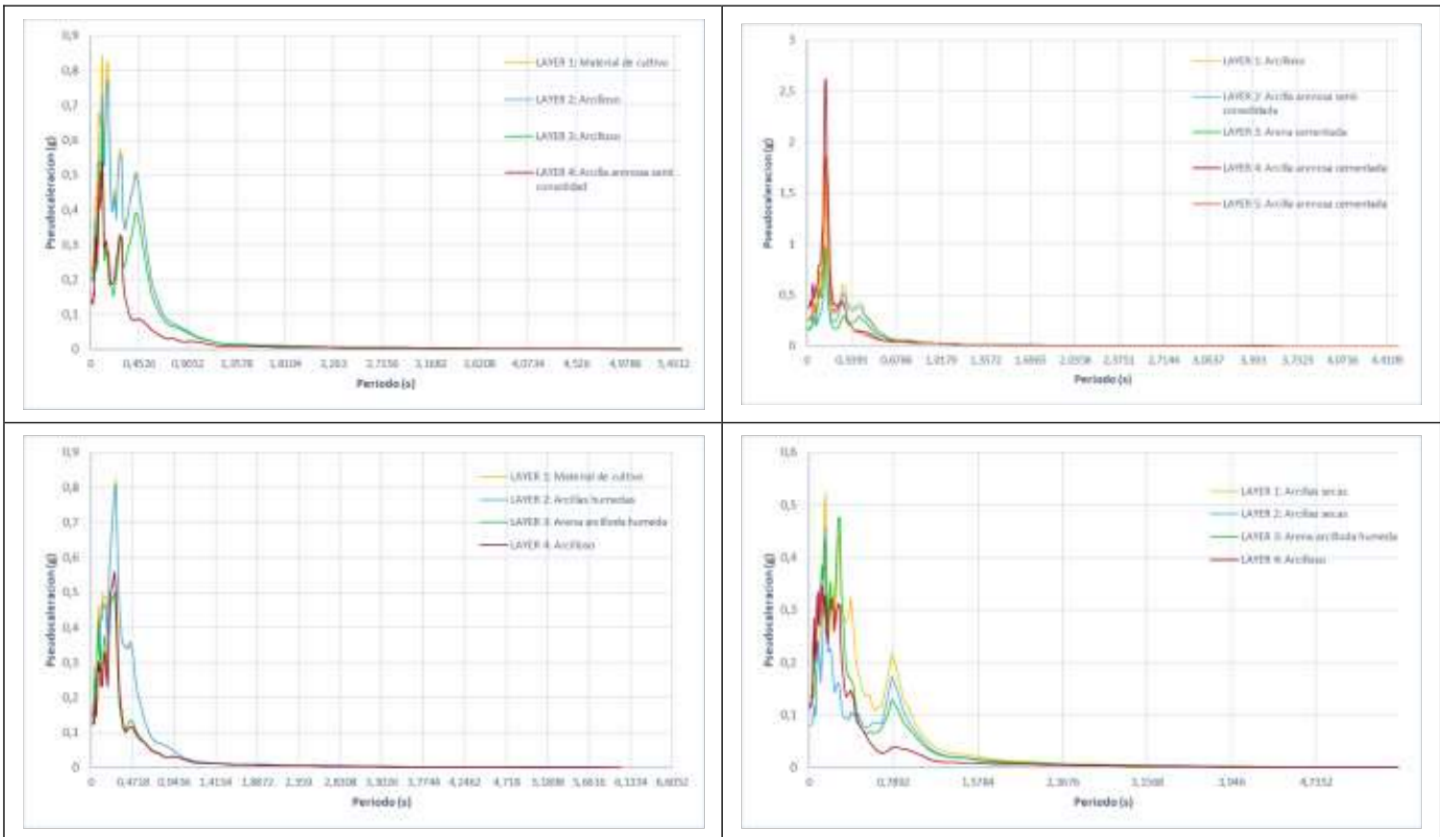


Ilustración 57. Espectros de respuesta - Análisis lineal equivalente para el sismo 3- RSN1421_CHICHI_TAP021-N. Fuente: Autor

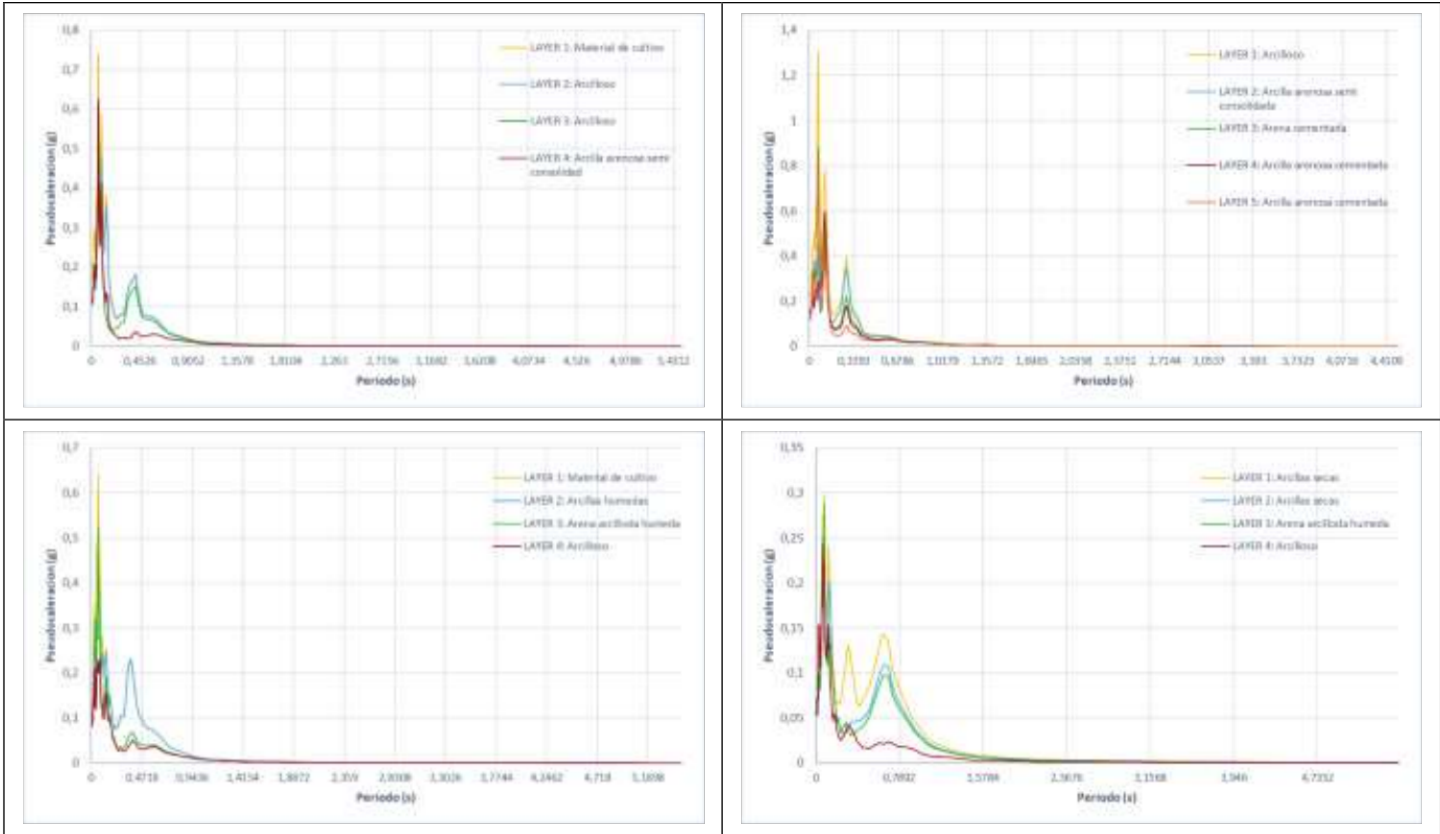
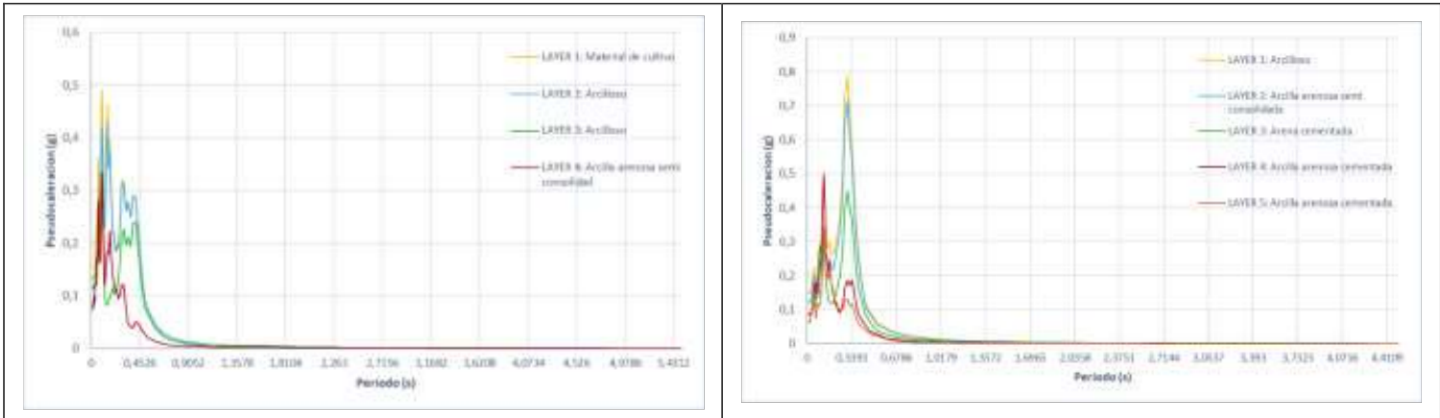


Ilustración 58. Espectros de respuesta - Análisis lineal equivalente para el sismo 4-RSN2109_DENALI_FAIFS-90. Fuente: Autor



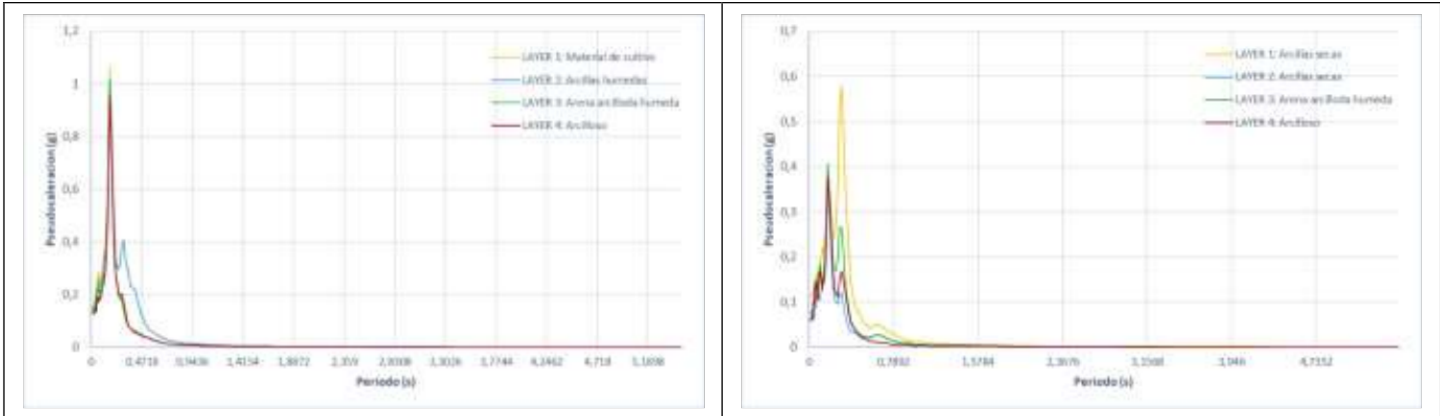


Ilustración 59. Espectros de respuesta - Análisis lineal equivalente para el sismo 5- RSN5207_CHUETSU_NGN015NS. Fuente: Autor

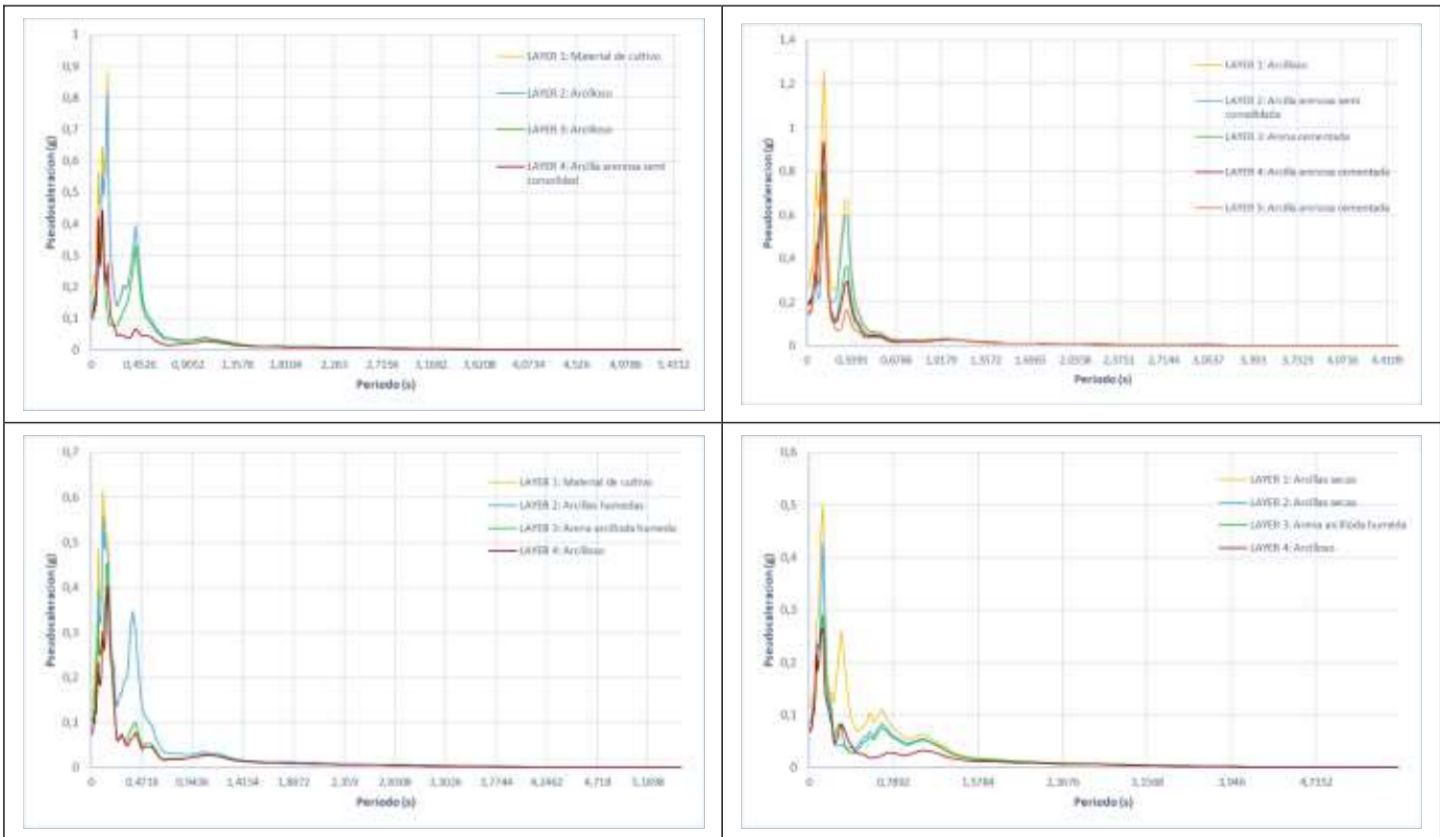


Ilustración 60. Espectros de respuesta - Análisis lineal equivalente para el sismo 6- RSN6020_SIERRA.MEX_MSJ-14. Fuente: Autor

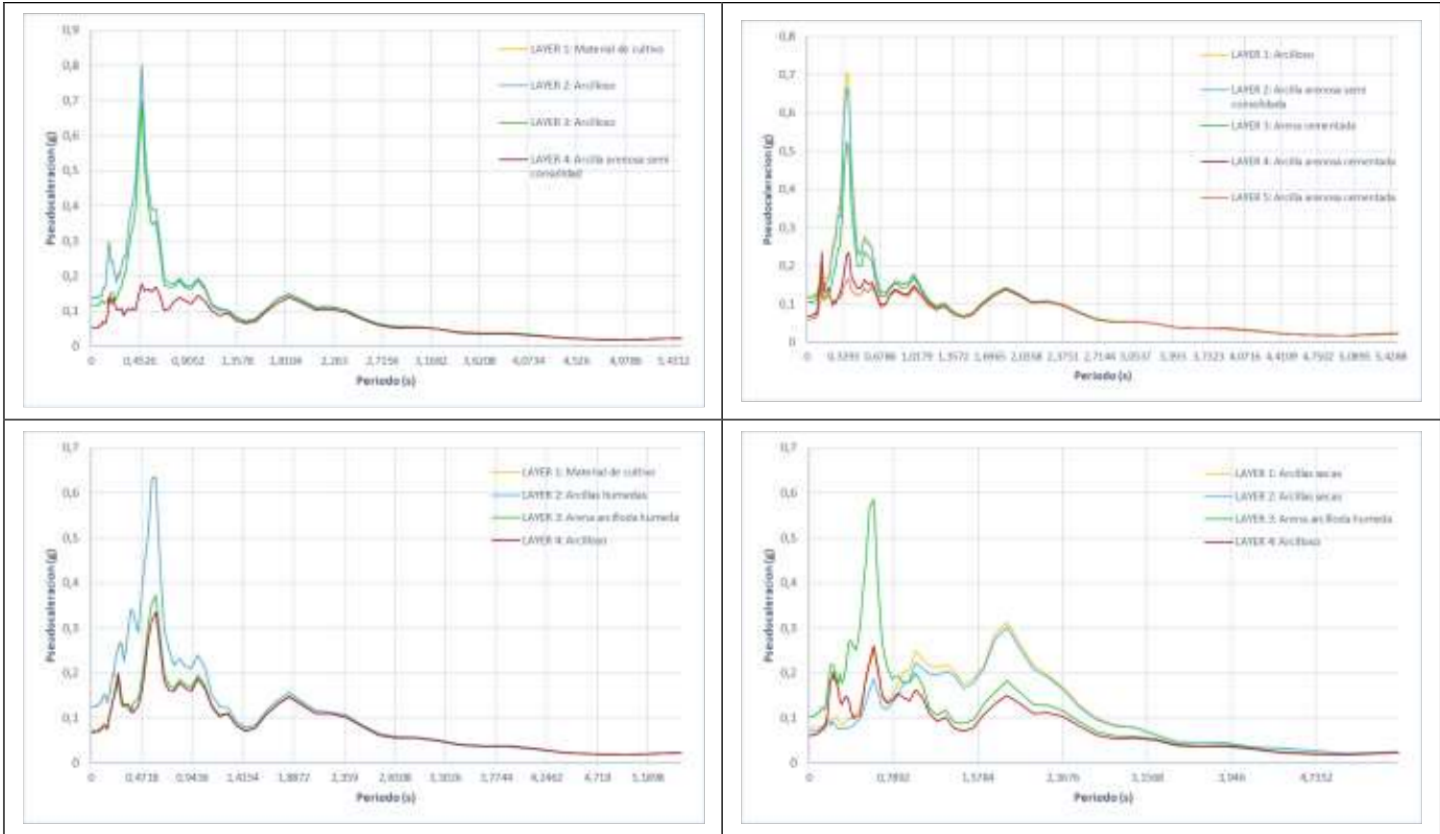


Ilustración 61. Espectros de respuesta - Análisis lineal equivalente para el sismo 7- RSN873_LANDERS_W70270. Fuente: Autor

3.4.2 Análisis no lineal

Para estimar la respuesta de sitio por el método no lineal de cada perfil, se seleccionó el método de análisis en dominio del tiempo. Las propiedades del suelo se establecieron en función de la velocidad de onda de corte y considerando que a los 30m de profundidad se encuentra un semiespacio rígido con actualización de matriz. Se analizó para los 7 sismos expuestos anteriormente.

Con el fin de comparar los resultados obtenidos de la respuesta sísmica de sitio del análisis no lineal se presenta las ilustraciones 62 a 68:

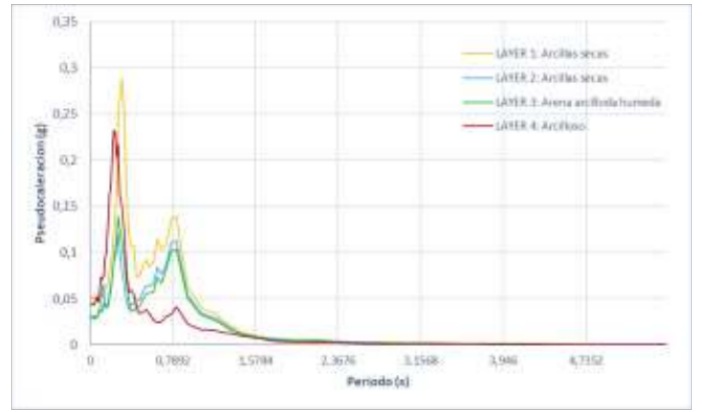
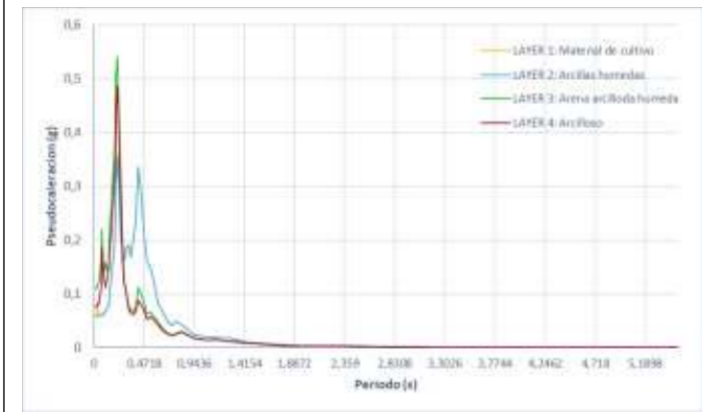
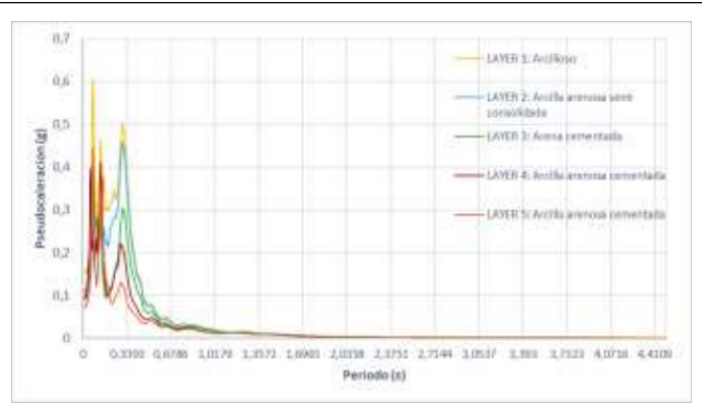
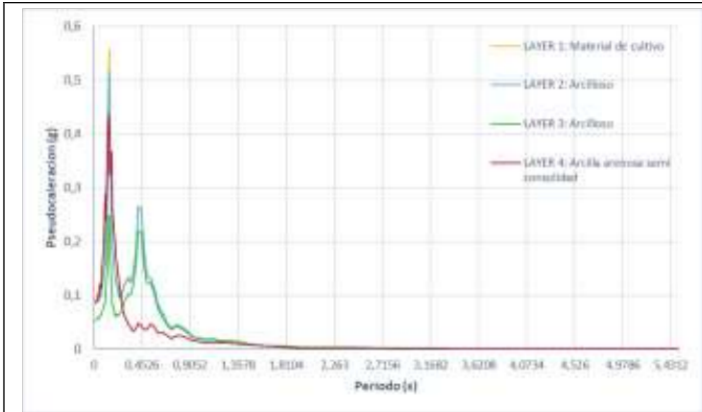
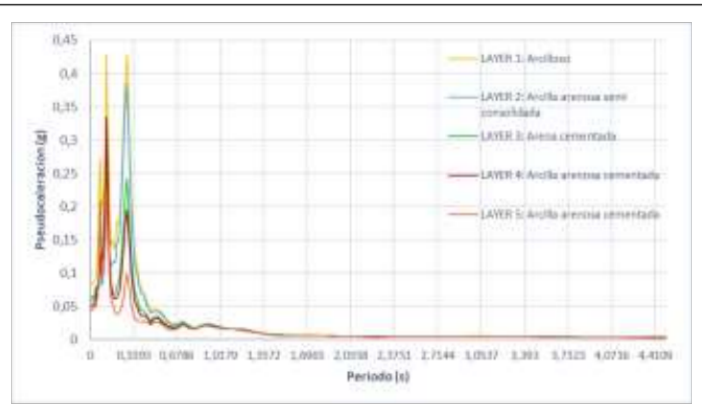
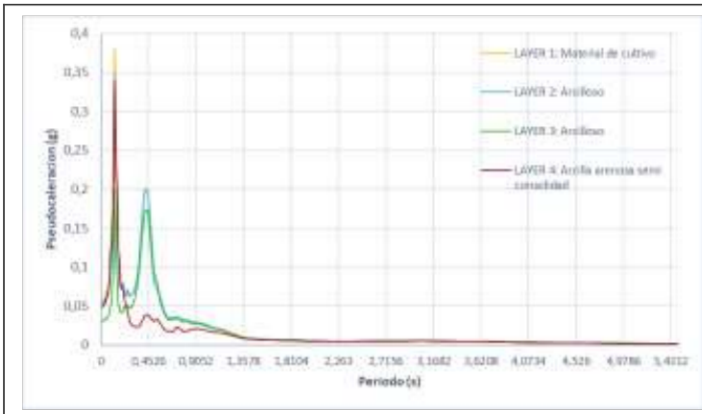


Ilustración 62. Espectros de respuesta - Análisis no lineal para el sismo 1- RSN12_KERN.PEL_PEL180. Fuente: Autor



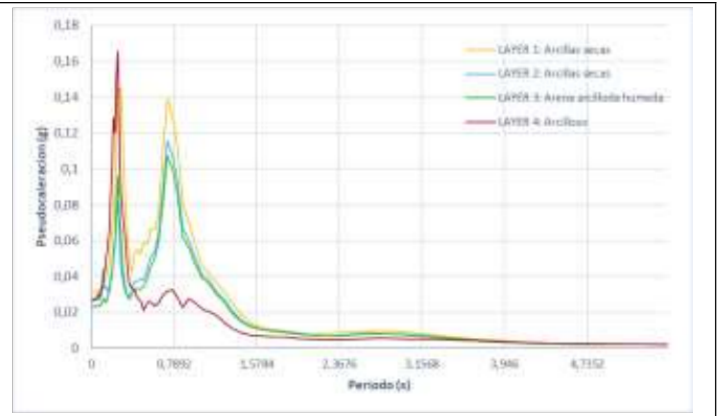
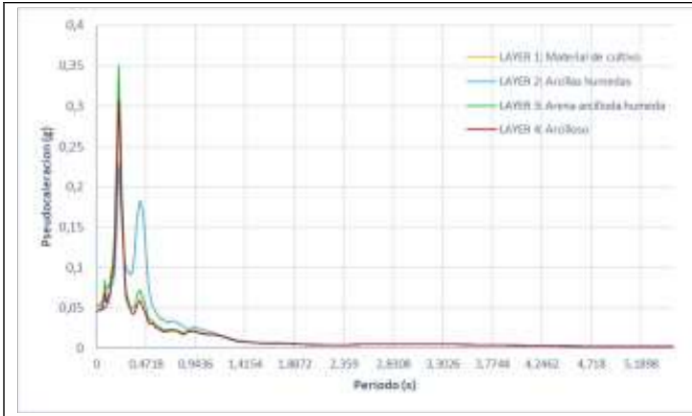


Ilustración 63. . Espectros de respuesta – Análisis no lineal para el sismo 2-RSN137_TABAS_BAJ-V1- Fuente: Autor

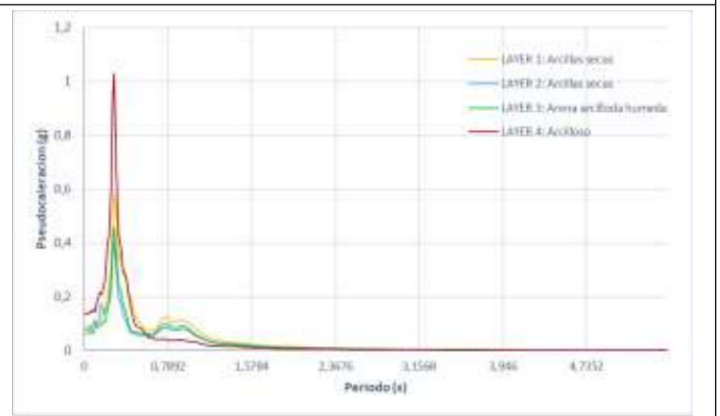
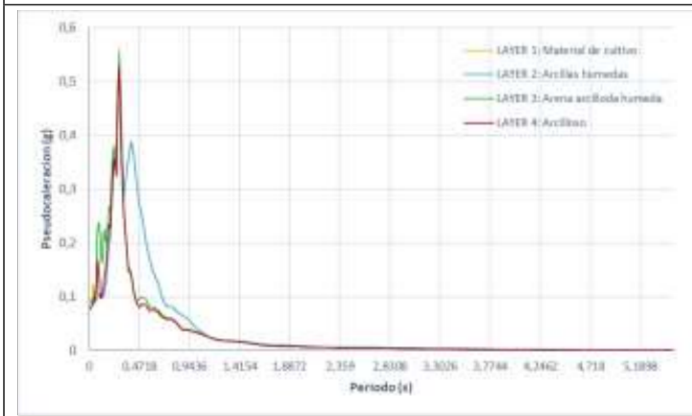
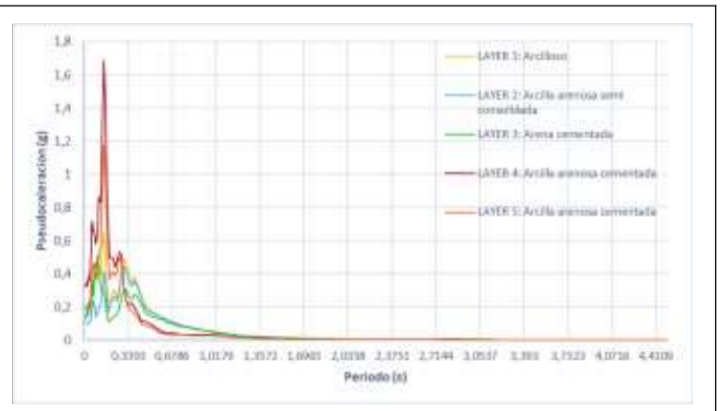
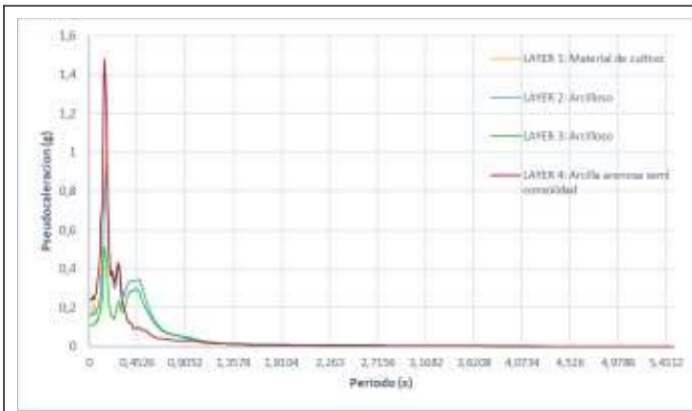


Ilustración 64. Espectros de respuesta - Análisis no lineal para el sismo 3-RSN1421_CHICHI_TAP021-N. Fuente: Autor

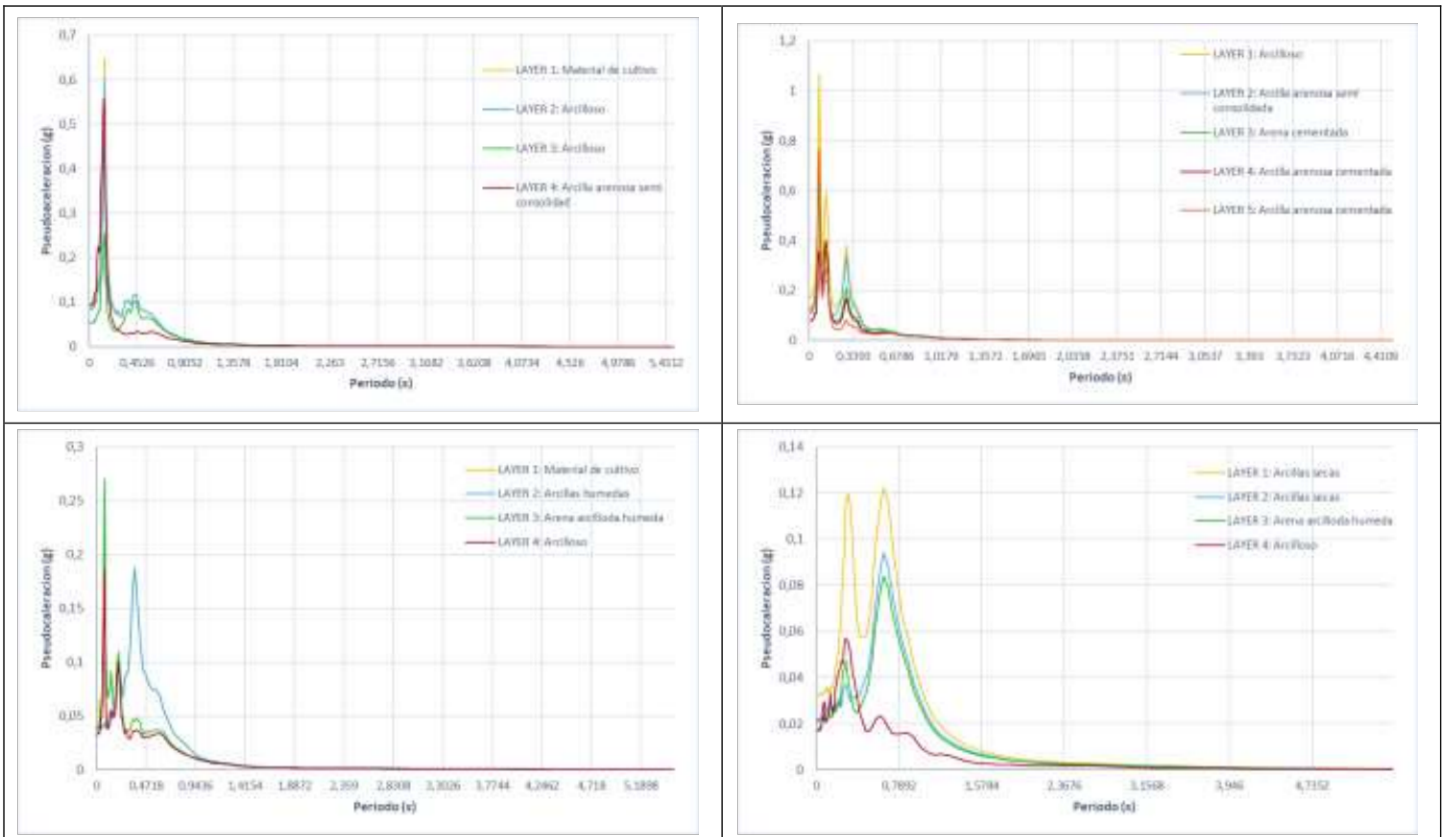
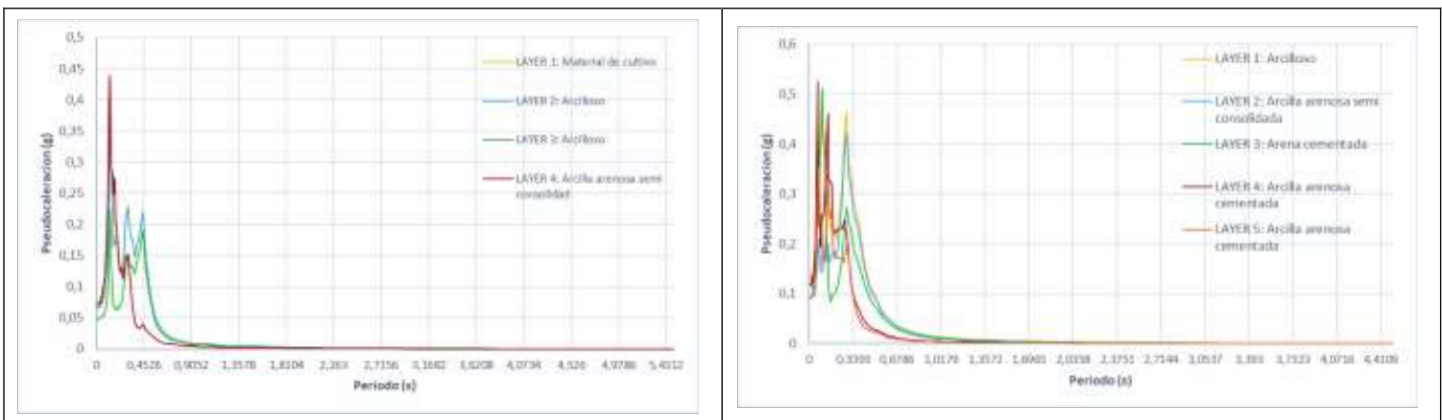


Ilustración 65. Espectros de respuesta - Análisis no lineal para el sismo 4-RSN2109_DENALI_FAIFS-90. Fuente: Autor



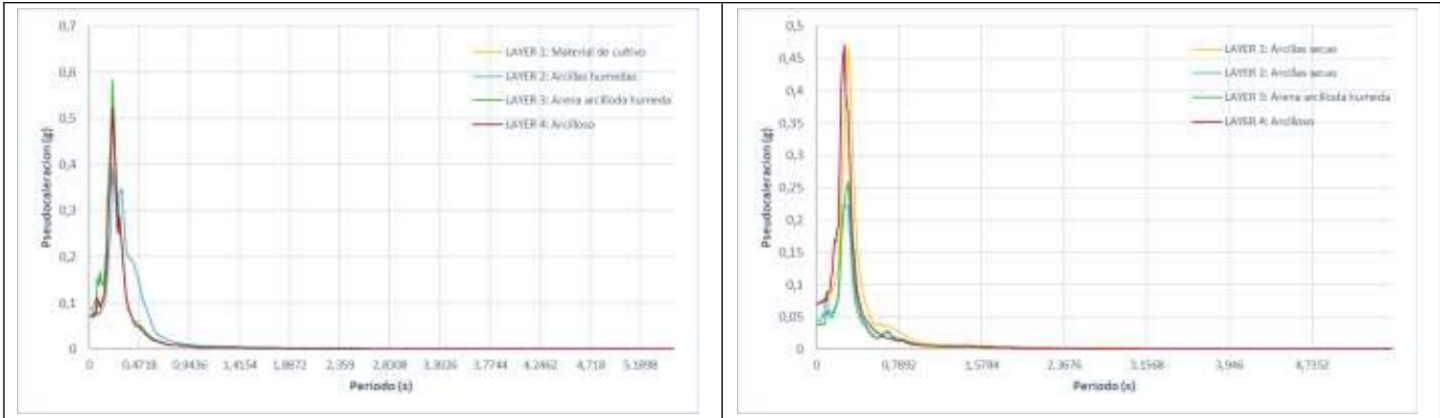


Ilustración 66. Espectros de respuesta - Análisis no lineal para el sismo 5-RSN5207_CHUETSU_NGN015NS. Fuente: Autor

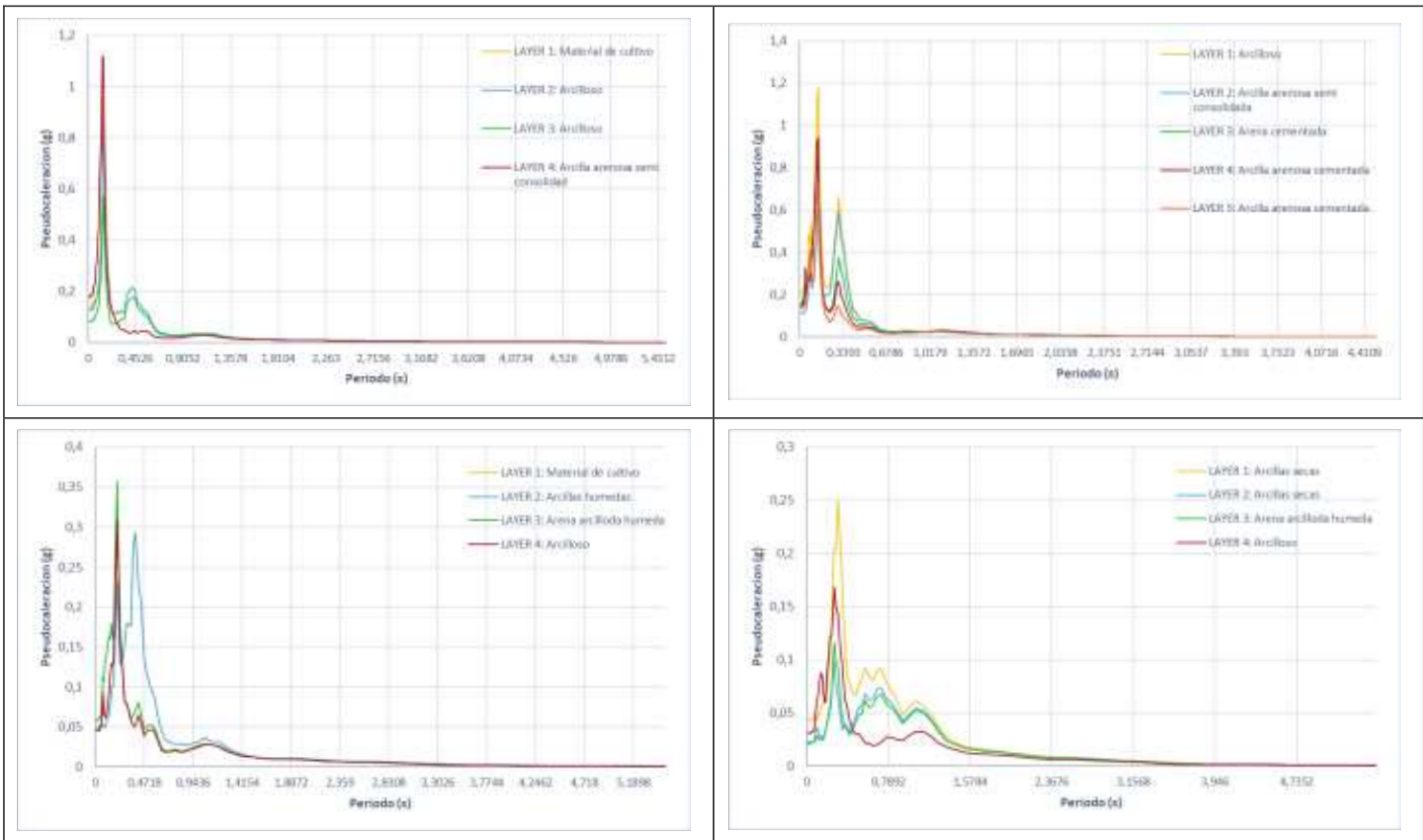


Ilustración 67. Espectros de respuesta - Análisis no lineal para el sismo 6-RSN6020_SIERRA.MEX_MSJ-14. Fuente: Autor

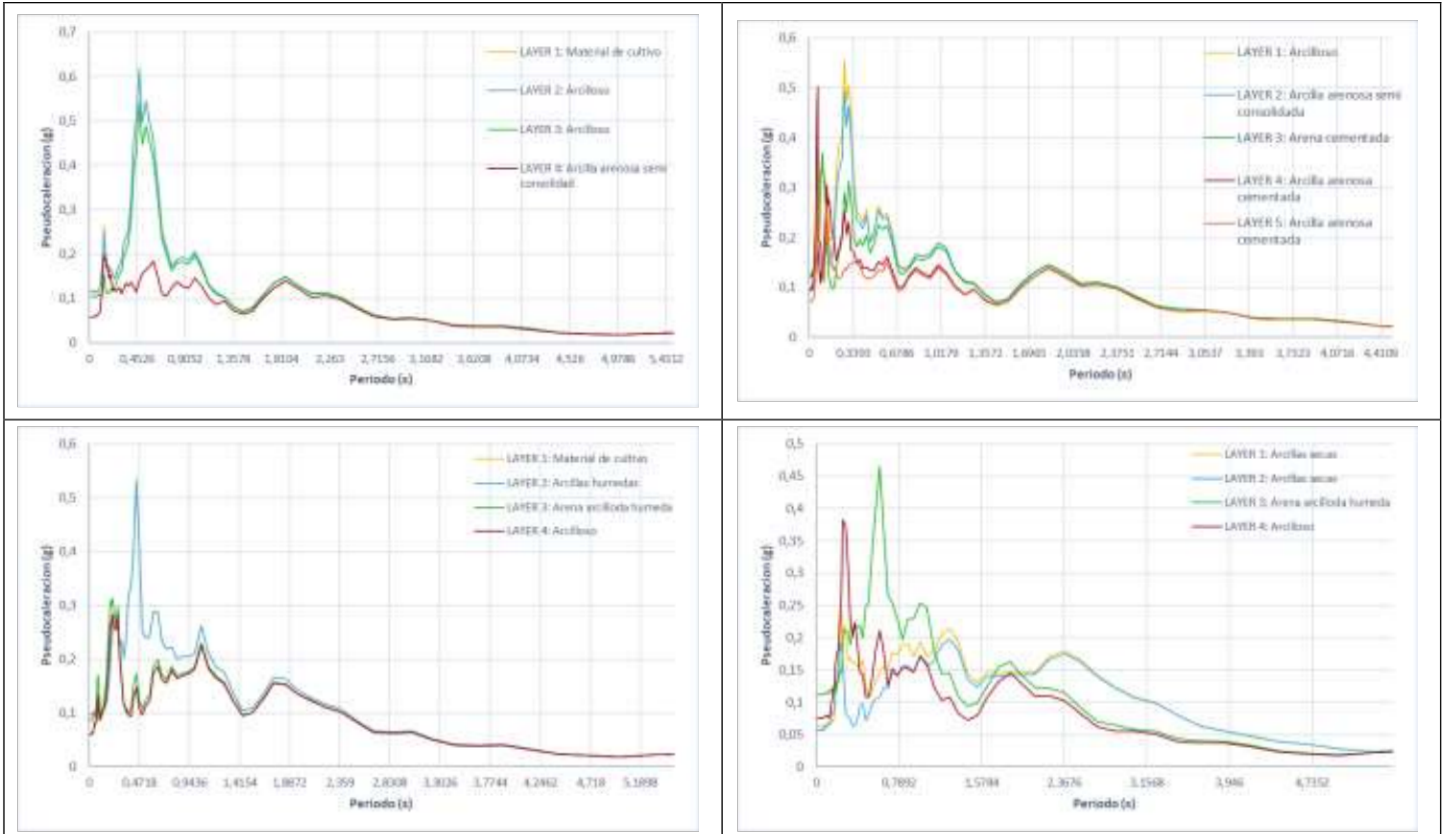


Ilustración 68. Espectros de respuesta – Análisis no lineal para el sismo 7-RSN873_LANDERS_W70270. Fuente: Autor

3.4.3 Evaluación de espectros de respuesta

Comparación de espectros de respuesta por los métodos lineal equivalente y no lineal del estrato superficial

Puesto que en el presente trabajo se recalca la influencia del periodo fundamental que posee el suelo de fundación de una estructura ante la excitación sísmica, se presenta a continuación los espectros de respuesta por el método lineal equivalente y no lineal del estrato correspondiente a la superficie constituido en su mayoría por arcillas y material de cultivo.

Los espectros de respuesta para los diferentes sismos en la capa superficial se contrastarán de dos formas, primeramente, los espectros de respuesta de los cuatro puntos para un mismo sismo (ilustraciones 69 a 75 y tablas 46 a 52) y después se evaluó los 7 sismos para cada punto (ilustraciones 70 a 83 y las tablas 53 a 55).

Comparación de Espectros de Respuesta de los Puntos de estudio para cada sismo

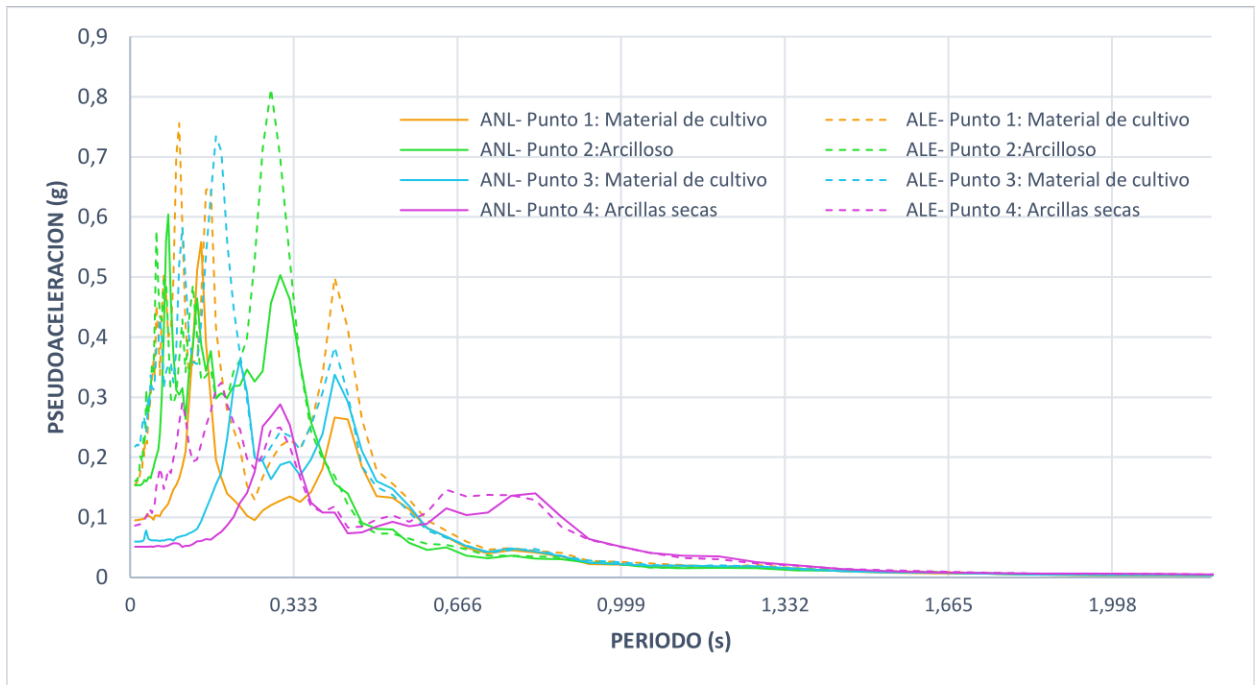


Ilustración 69. Comparación de Espectros de Respuesta con análisis lineal equivalente y no lineal de la capa superficial para el Sismo 1. Fuente: Autor

Tabla 46. Comparación de pseudoaceleración del análisis lineal equivalente y no lineal para el sismo 1. Fuente: Autor

Tipo de suelo	Vs (m/s)	Vs30 (m/s)	Tipo de suelo NEC	Periodo fundamental de los estratos superficiales a 30 m prof. (s)	Periodo fundamental del estrato superficial (s)	Pseudoaceleración máxima - Análisis lineal equivalente		Pseudoaceleración máxima - Análisis no lineal	
						Periodo (s)	Pseudo aceleración (g)	Periodo (s)	Pseudo aceleración (g)
Material de cultivo	180	265.16	D	0.4526	0.0333	0.0997	0.756	0.1447	0.558
Arcilloso	265	353.69	C	0.3393	0.0755	0.2867	0.813	0.0777	0.604
Material de cultivo	140	254.34	D	0.4718	0.0286	0.1744	0.734	0.2236	0.361
Arcillas secas	97	152.04	E	0.7892	0.2474	0.1856	0.324	0.3051	0.288

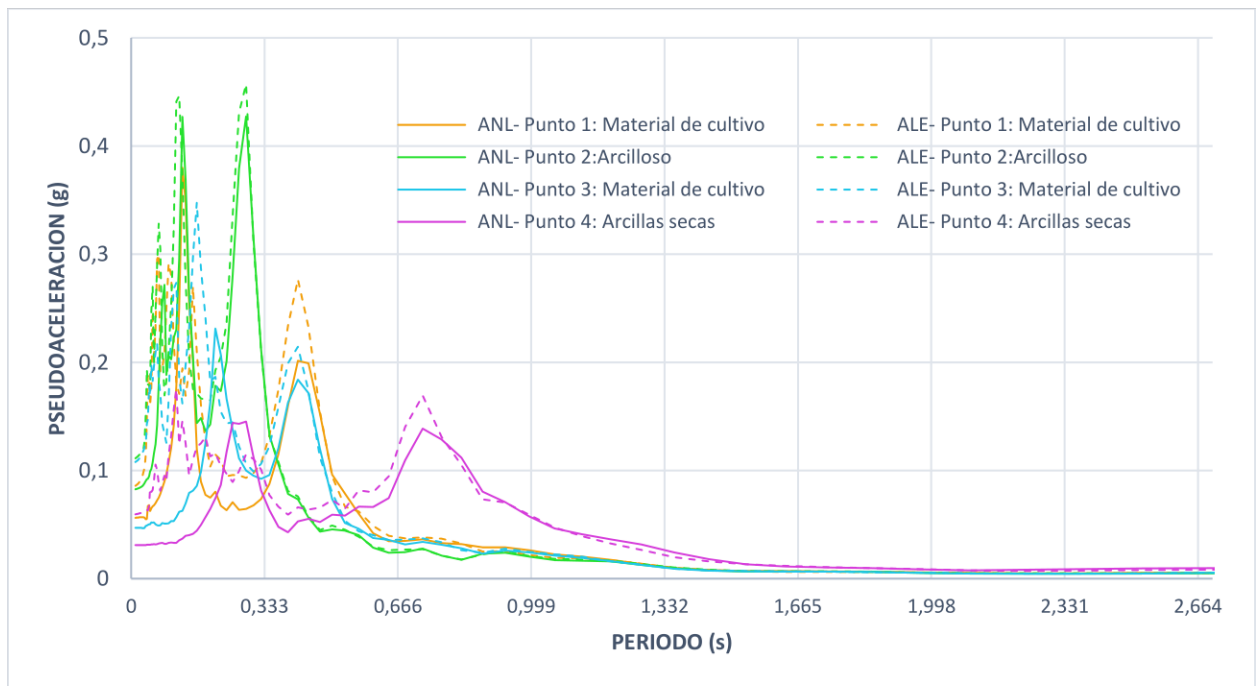


Ilustración 70. Comparación de Espectros de Respuesta con análisis lineal equivalente y no lineal de la capa superficial para el Sismo 2. Fuente: Autor

Tabla 47. Comparación de pseudoaceleración del análisis lineal equivalente y no lineal para el sismo 2. Fuente: Autor

Tipo de suelo	Vs (m/s)	Vs30 (m/s)	Tipo de suelo NEC	Periodo fundamental de los estratos superficiales a 30 m prof. (s)	Periodo fundamental del estrato superficial (s)	Pseudoaceleración máxima - Análisis lineal equivalente		Pseudoaceleración máxima - Análisis no lineal	
						Periodo (s)	Pseudo aceleración (g)	Periodo (s)	Pseudo aceleración (g)
Material de cultivo	180	265.16	D	0.4526	0.0333	0.0687	0.300	0.1278	0.380
Arcilloso	265	353.69	C	0.3393	0.0755	0.2867	0.457	0.1278	0.427
Material de cultivo	140	254.34	D	0.4718	0.0286	0.1639	0.348	0.2101	0.231
Arcillas secas	97	152.04	E	0.7892	0.2474	0.1129	0.175	0.2867	0.145

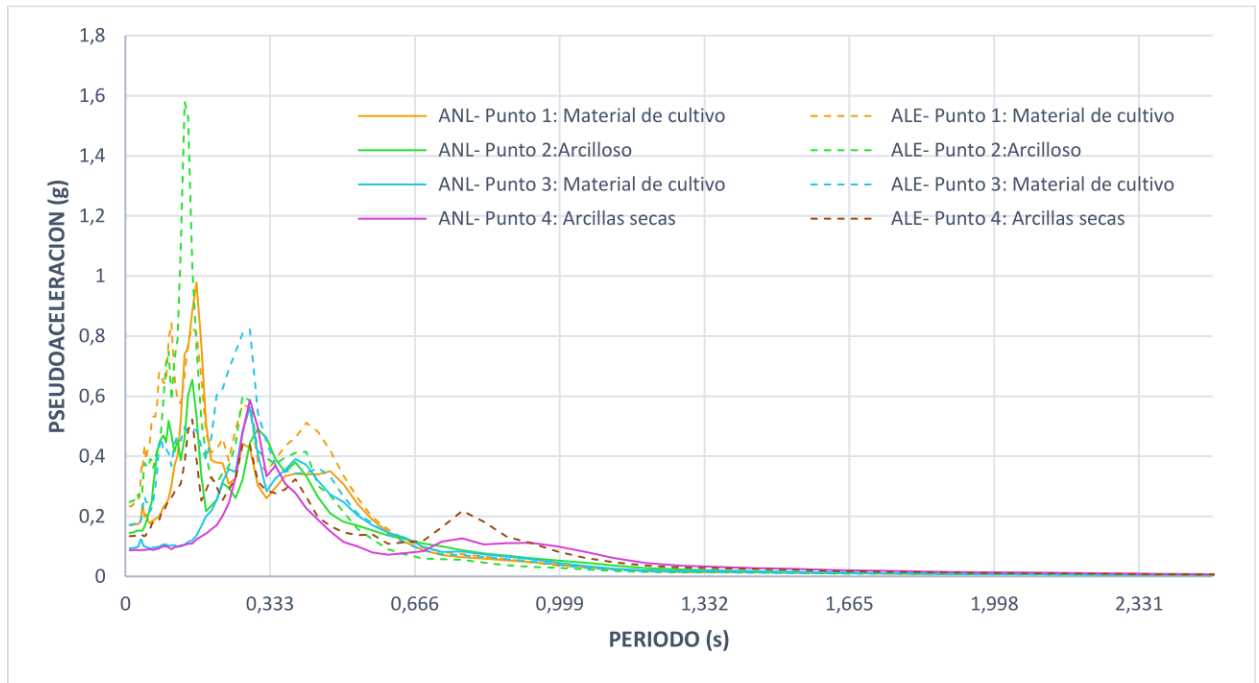


Ilustración 71. Comparación de Espectros de Respuesta con análisis lineal equivalente y no lineal de la capa superficial para el Sismo 3. Fuente: Autor

Tabla 48. . Comparación de pseudoaceleración del análisis lineal equivalente y no lineal para el sismo 3. Fuente: Autor

Tipo de suelo	Vs (m/s)	Vs30 (m/s)	Tipo de suelo NEC	Periodo fundamental de los estratos superficiales a 30 m prof.(s)	Periodo fundamental del estrato superficial (s)	Pseudoaceleración máxima - Análisis lineal equivalente		Pseudoaceleración máxima - Análisis no lineal	
						Periodo (s)	Pseudo aceleración (g)	Periodo (s)	Pseudo aceleración (g)
Material de cultivo	180	265.16	D	0.4526	0.0333	0.1061	0.844	0.1639	0.979
Arcilloso	265	353.69	C	0.3393	0.0755	0.1447	1.529	0.1540	0.655
Material de cultivo	140	254.34	D	0.4718	0.0286	0.2867	0.823	0.2867	0.562
Arcillas secas	97	152.04	E	0.7892	0.2474	0.1540	0.523	0.2867	0.588

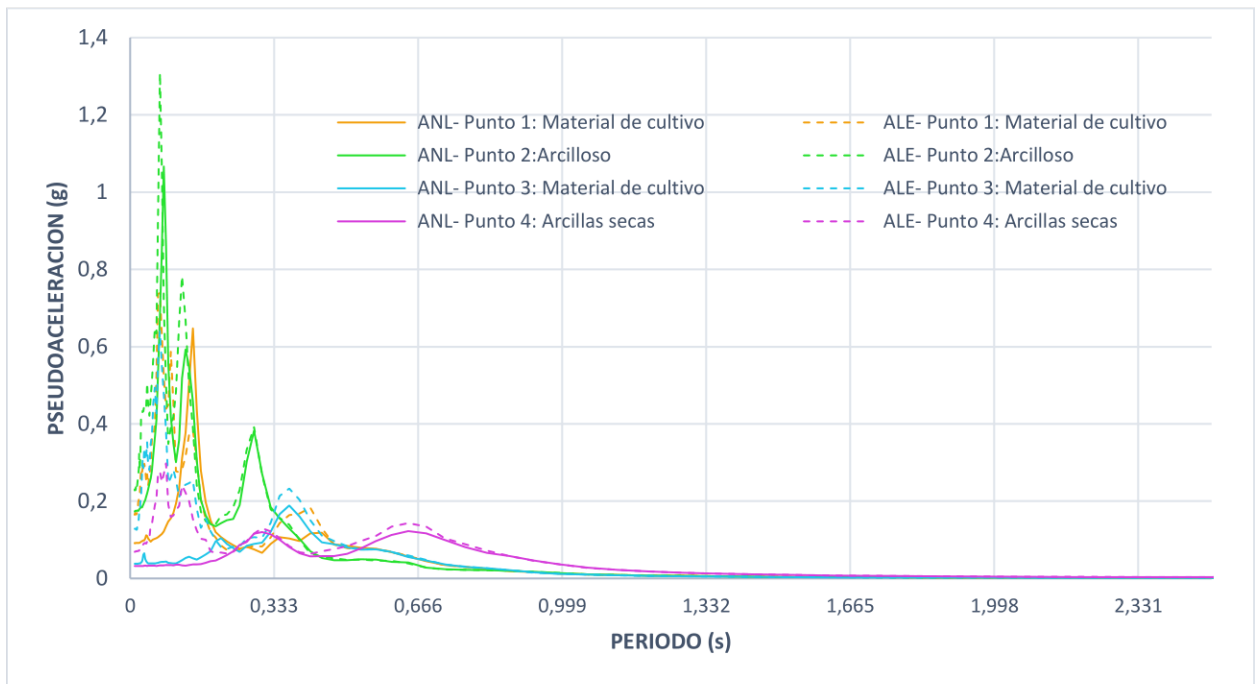


Ilustración 72. Comparación de Espectros de Respuesta con análisis lineal equivalente y no lineal de la capa superficial para el Sismo 4. Fuente: Autor

Tabla 49. Comparación de pseudoaceleración del análisis lineal equivalente y no lineal para el sismo 4. Fuente: Autor

Tipo de suelo	Vs (m/s)	Vs30 (m/s)	Tipo de suelo NEC	Periodo fundamental de los estratos superficiales a 30 m prof. (s)	Periodo fundamental del estrato superficial (s)	Pseudoaceleración máxima - Análisis lineal equivalente		Pseudoaceleración máxima - Análisis no lineal	
						Periodo (s)	Pseudo aceleración (g)	Periodo (s)	Pseudo aceleración (g)
Material de cultivo	180	265.16	D	0.4526	0.0333	0.0687	0.739	0.1447	0.647
Arcilloso	265	353.69	C	0.3393	0.0755	0.0687	1.309	0.0777	1.067
Material de cultivo	140	254.34	D	0.4718	0.0286	0.0687	0.640	0.3676	0.189
Arcillas secas	97	152.04	E	0.7892	0.2474	0.0827	0.298	0.6431	0.122

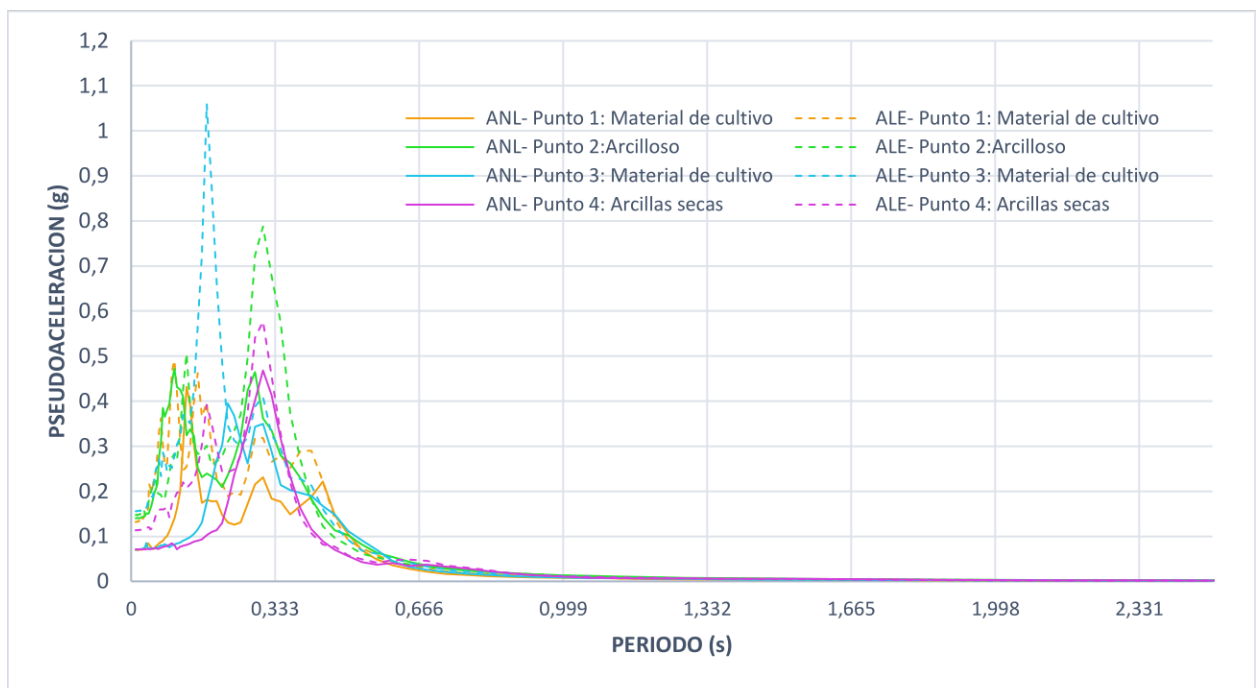


Ilustración 73. Comparación de Espectros de Respuesta con análisis lineal equivalente y no lineal de la capa superficial para el Sismo 5. Fuente: Autor

Tabla 50. Comparación de pseudoaceleración del análisis lineal equivalente y no lineal para el sismo 5. Fuente: Autor

PUNTO	Tipo de suelo	Vs (m/s)	Vs30 (m/s)	Tipo de suelo NEC	Periodo fundamental de los estratos superficiales a 30 m prof. (s)	Periodo fundamental del estrato superficial (s)	Pseudoaceleración máxima - Análisis lineal equivalente		Pseudoaceleración máxima - Análisis no lineal	
							Periodo (s)	Pseudo aceleración (g)	Periodo (s)	Pseudo aceleración (g)
1	Material de cultivo	180	265.16	D	0.4526	0.0333	0.1278	0.4319	0.0997	0.4906
2	Arcilloso	265	353.69	C	0.3393	0.0755	0.3051	0.7877	0.0997	0.4726
3	Material de cultivo	140	254.34	D	0.4718	0.0286	0.1744	1.0594	0.2236	0.3951
4	Arcillas secas	97	152.04	E	0.7892	0.2474	0.3051	0.5770	0.3051	0.4679

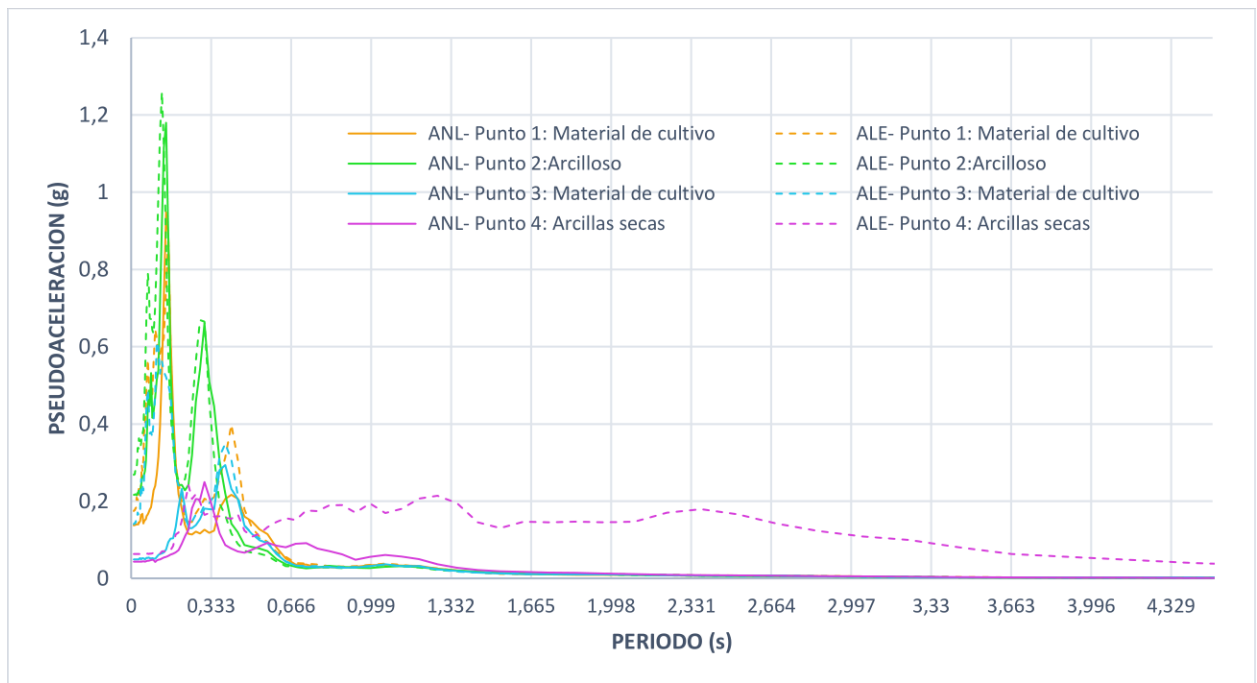


Ilustración 74. Comparación de Espectros de Respuesta con análisis lineal equivalente y no lineal de la capa superficial para el Sismo 6. Fuente: Autor

Tabla 51. Comparación de pseudoaceleración del análisis lineal equivalente y no lineal para el sismo 6. Fuente: Autor

PUNTO	Tipo de suelo	Vs (m/s)	Vs30 (m/s)	Tipo de suelo NEC	Periodo fundamental de los estratos superficiales a 30 m prof. (s)	Periodo fundamental del estrato superficial (s)	Pseudoaceleración máxima - Análisis lineal equivalente		Pseudoaceleración máxima - Análisis no lineal	
							Periodo (s)	Pseudo aceleración (g)	Periodo (s)	Pseudo aceleración (g)
1	Material de cultivo	180	265.16	D	0.4526	0.0333	0.1540	0.8835	0.1447	0.9490
2	Arcilloso	265	353.69	C	0.3393	0.0755	0.1278	1.2598	0.0291	1.1973
3	Material de cultivo	140	254.34	D	0.4718	0.0286	0.1061	0.6128	0.3912	0.2938
4	Arcillas secas	97	152.04	E	0.7892	0.2474	0.1278	0.4986	0.3051	0.2498

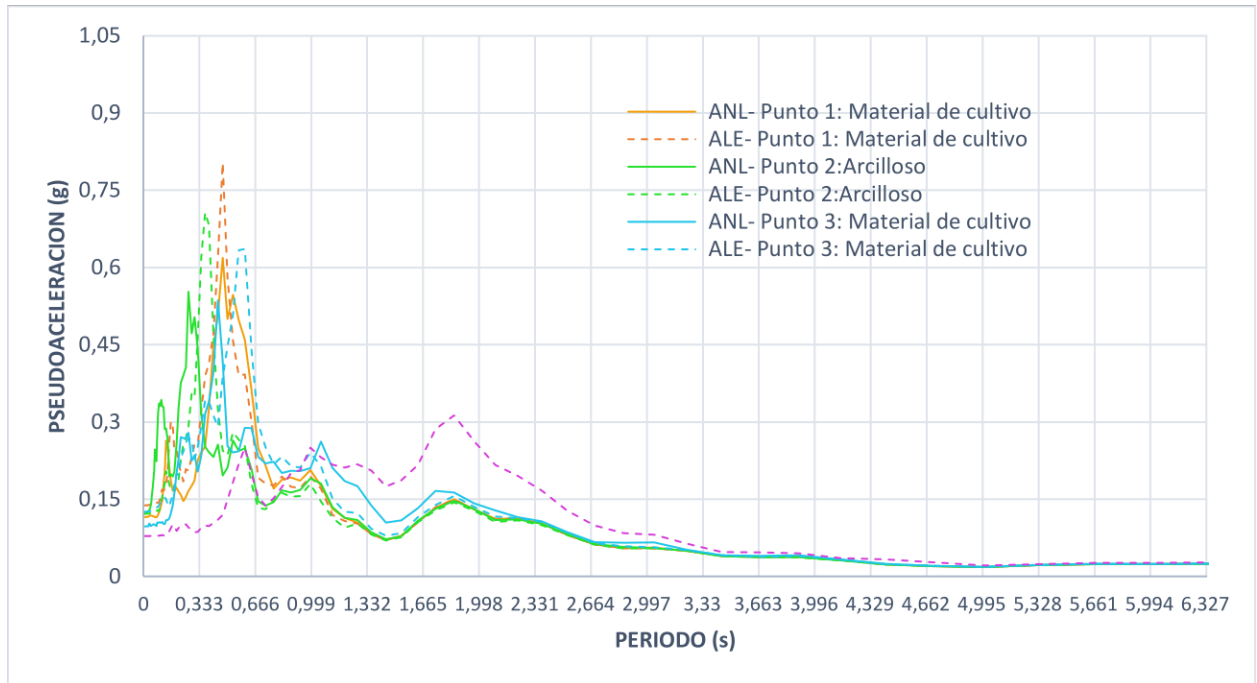


Ilustración 75. Comparación de Espectros de Respuesta con análisis lineal equivalente y no lineal de la capa superficial para el Sismo 7. Fuente: Autor

Tabla 52. Comparación de pseudoaceleración del análisis lineal equivalente y no lineal para el sismo 7. Fuente: Autor

PUNTO	Tipo de suelo	Vs (m/s)	Vs30 (m/s)	Tipo de suelo NEC	Periodo fundamental de los estratos superficiales a 30 m prof. (s)	Periodo fundamental del estrato superficial (s)	Pseudoaceleración máxima - Análisis lineal equivalente		Pseudoaceleración máxima - Análisis no lineal	
							Periodo (s)	Pseudo aceleración (g)	Periodo (s)	Pseudo aceleración (g)
1	Material de cultivo	180	265.16	D	0.4526	0.0333	0.4714	0.8033	0.4714	0.6193
2	Arcilloso	265	353.69	C	0.3393	0.0755	0.3676	0.7066	0.2694	0.5535
3	Material de cultivo	140	254.34	D	0.4718	0.0286	0.6044	0.6359	0.4430	0.5362
4	Arcillas secas	97	152.04	E	0.7892	0.2474	1.8498	0.3129	0.2379	0.2410

Comparación de Espectros de Respuesta de cada Punto de estudio

Para esta correlación se han tomado los espectros de respuesta de cada punto para cada tipo de análisis y al mismo tiempo comparara con el espectro de diseño definido por la norma para cada tipo de suelo.

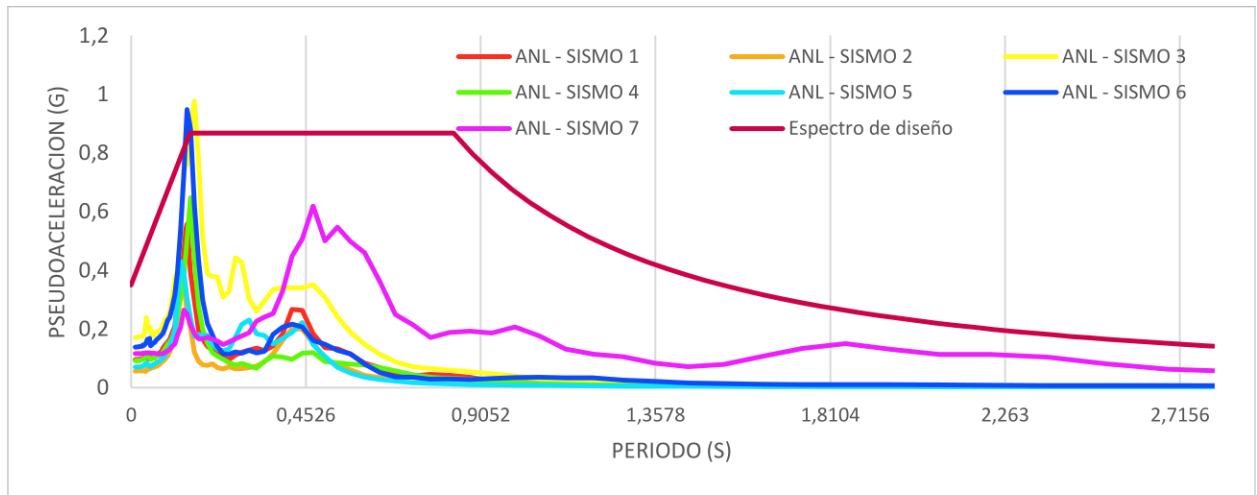


Ilustración 76. Espectros de Respuesta del punto 1 para el análisis no lineal para cada sismo de estudio. Fuente: Autor

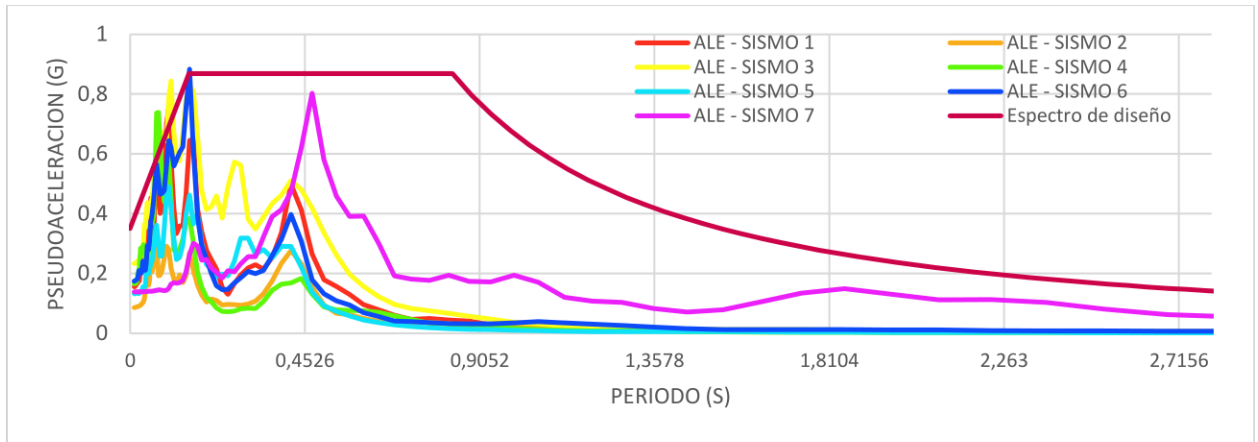


Ilustración 77. Espectros de Respuesta del punto 1 para el análisis lineal equivalente para cada sismo de estudio. Fuente: Autor

Tabla 53. Pseudoaceleraciones máximas en el punto 1. Fuente: Autor

TIPO DE SUELO NEC	Pseudoaceleración máxima del espectro de diseño			
	Periodo		Pseudoaceleración máxima	
D	0.1518		0.8680	
	0.8348			
SISMO	Pseudoaceleración máxima - Análisis lineal equivalente		Pseudoaceleración máxima - Análisis no lineal	
	Periodo (s)	Pseudo aceleración (g)	Periodo (s)	Pseudo aceleración (g)
1	0.0997	0.756	0.1447	0.558
2	0.0687	0.300	0.1278	0.380
3	0.1061	0.844	0.1639	0.979
4	0.0687	0.739	0.1447	0.647
5	0.0997	0.4906	0.1278	0.4319
6	0.1540	0.8835	0.1447	0.9490
7	0.4714	0.8033	0.4714	0.6193

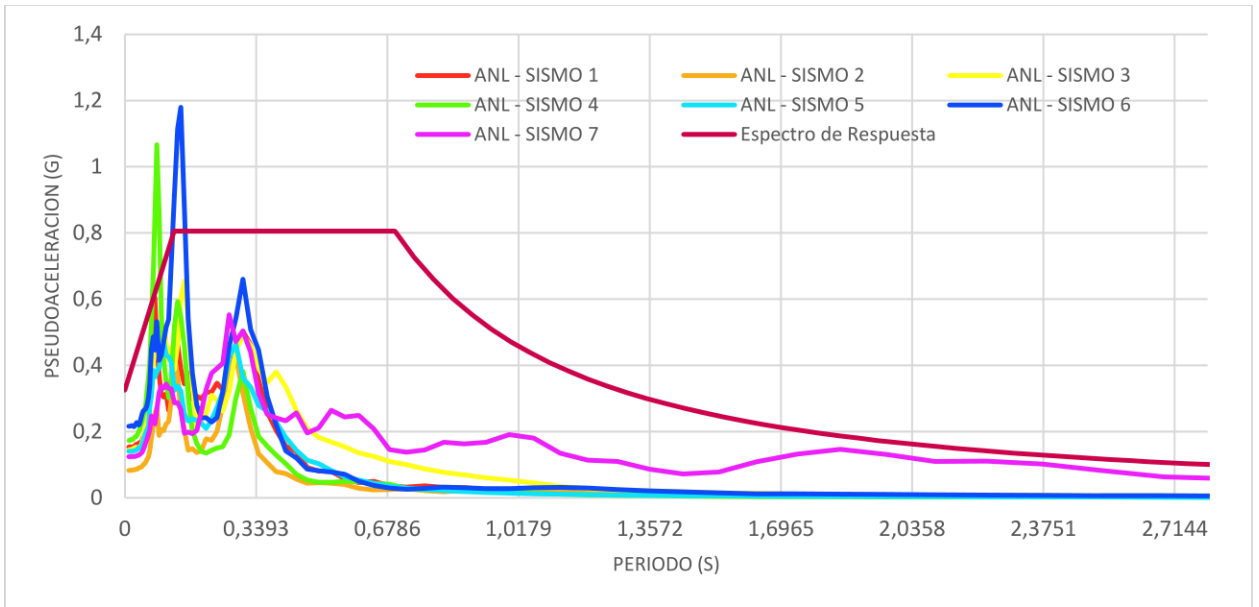


Ilustración 78. Espectros de Respuesta del punto 2 para el análisis no lineal para cada sismo de estudio. Fuente: Autor

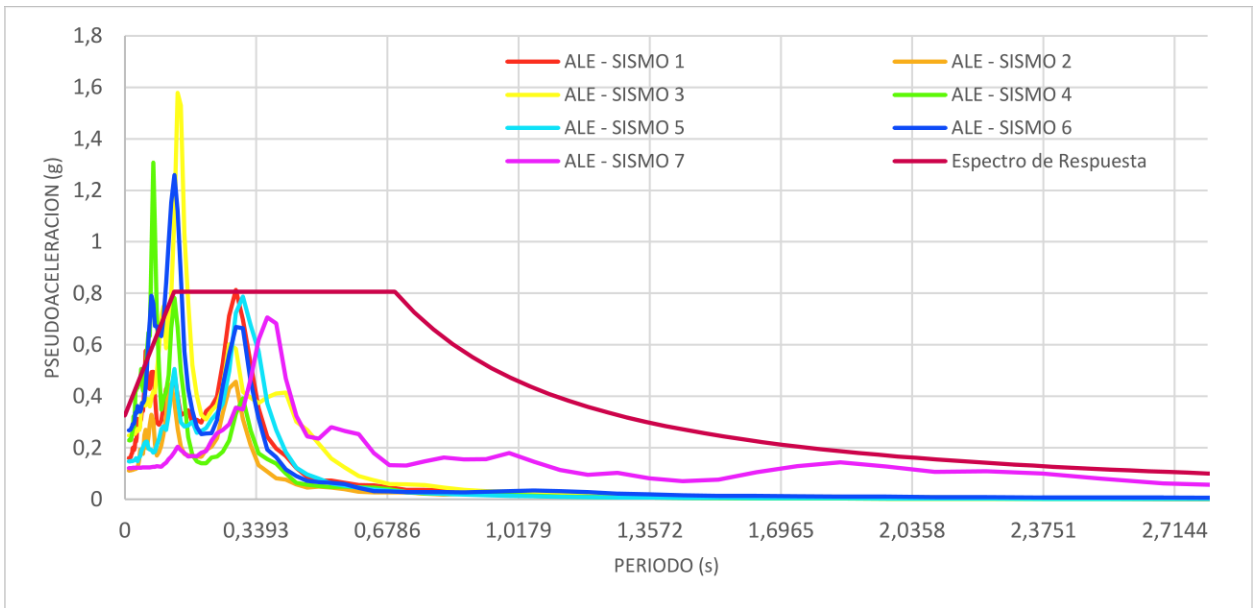


Ilustración 79. Espectros de Respuesta del punto 2 para el análisis lineal equivalente para cada sismo de estudio. Fuente: Autor

Tabla 54. Pseudoaceleraciones máximas en el punto 2. Fuente: Autor

TIPO DE SUELO NEC	Pseudoaceleración máxima del espectro de diseño			
	Periodo		Pseudoaceleración máxima	
C	0.1269		0.8060	
	0.6981			
SISMO	Pseudoaceleración máxima - Análisis lineal equivalente		Pseudoaceleración máxima - Análisis no lineal	
	Periodo (s)	Pseudo aceleración (g)	Periodo (s)	Pseudo aceleración (g)
1	0.2867	0.813	0.0777	0.604
2	0.2867	0.457	0.1278	0.427
3	0.1447	1.529	0.1540	0.655
4	0.0687	1.309	0.0777	1.067
5	0.3051	0.7877	0.0997	0.4726
6	0.1278	1.2598	0.0291	1.1973
7	0.3676	0.7066	0.2694	0.5535

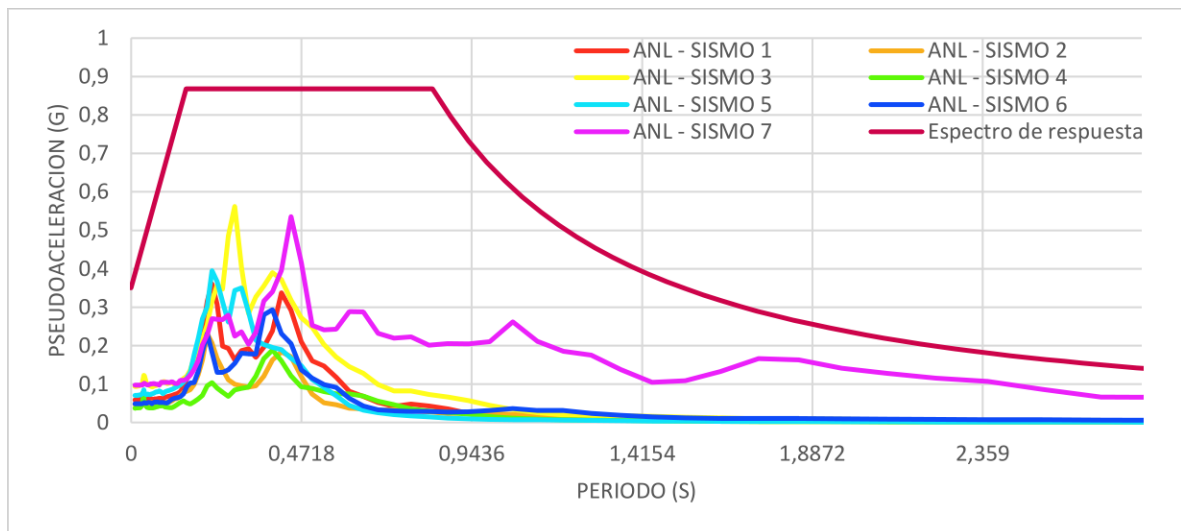


Ilustración 80. Espectros de Respuesta del punto 3 para el análisis no lineal para cada sismo de estudio. Fuente: Autor

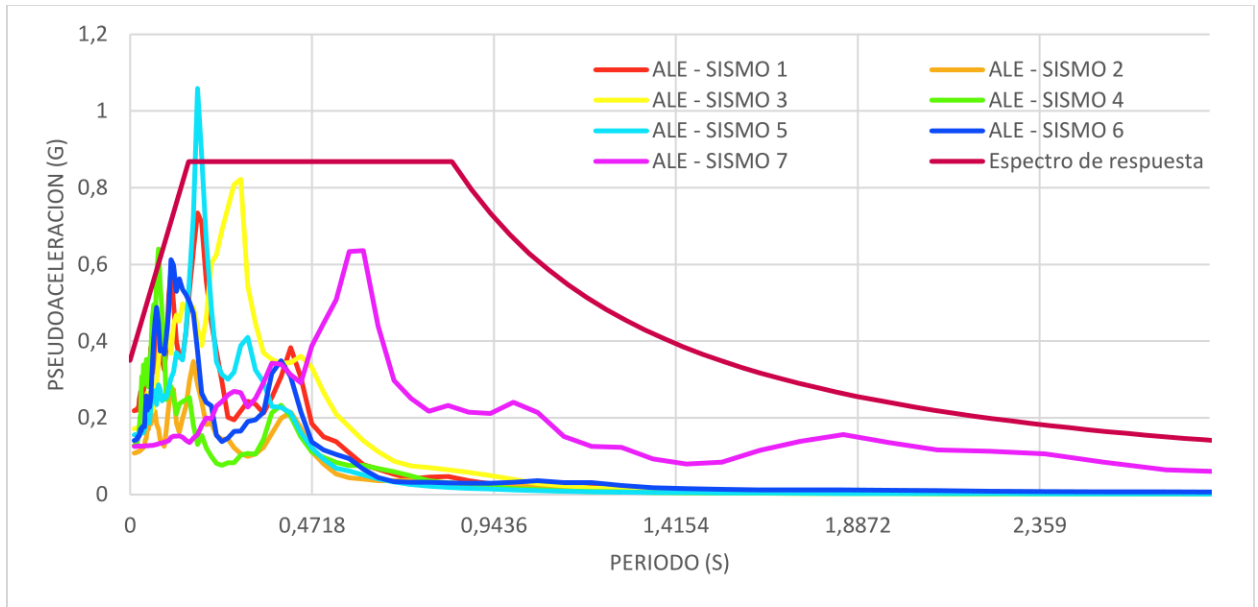


Ilustración 81. Espectros de Respuesta del punto 3 para el análisis lineal equivalente para cada sismo de estudio. Fuente: Autor

Tabla 55. Pseudoaceleraciones máximas en el punto 3. Fuente: Autor

TIPO DE SUELO NEC	Pseudoaceleración máxima del espectro de diseño			
	Periodo		Pseudoaceleración máxima	
D	0.1518		0.8680	
	0.8348			
SISMO	Pseudoaceleración máxima - Análisis lineal equivalente		Pseudoaceleración máxima - Análisis no lineal	
	Periodo (s)	Pseudo aceleración (g)	Periodo (s)	Pseudo aceleración (g)
1	0.1744	0.734	0.2236	0.361
2	0.1639	0.348	0.2101	0.231
3	0.2867	0.823	0.2867	0.562
4	0.0687	0.640	0.3676	0.189
5	0.1744	1.0594	0.2236	0.3951
6	0.1061	0.6128	0.3912	0.2938
7	0.6044	0.6359	0.4430	0.5362

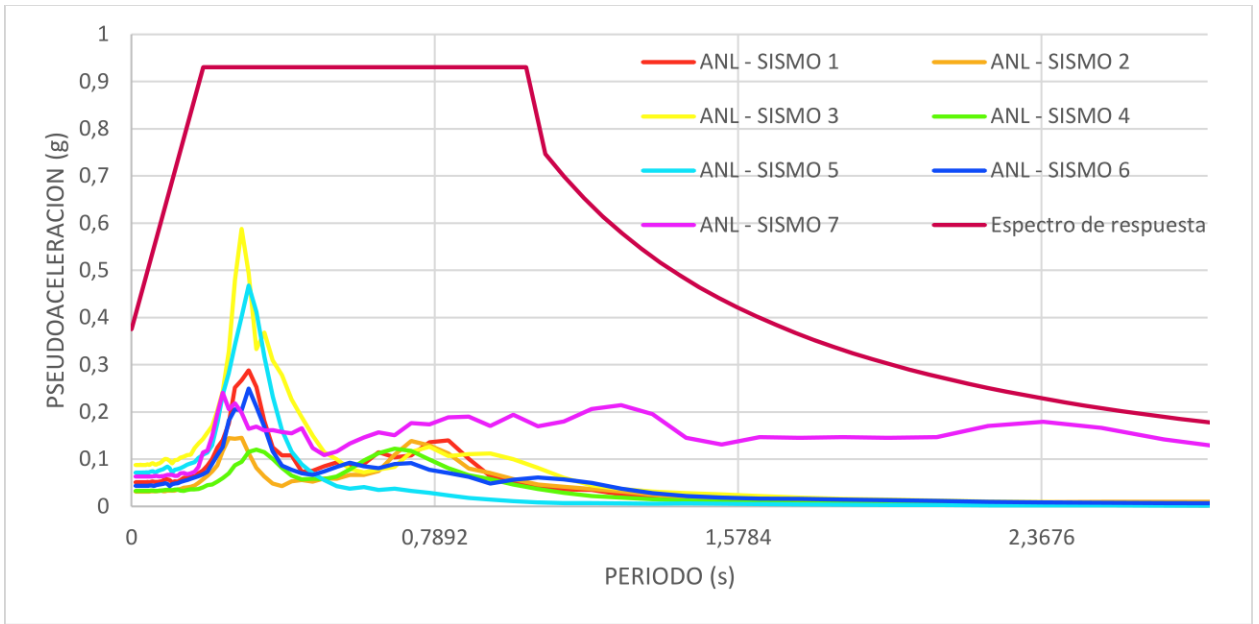


Ilustración 82. Espectros de Respuesta del punto 4 para el análisis no lineal para cada sismo de estudio. Fuente: Autor

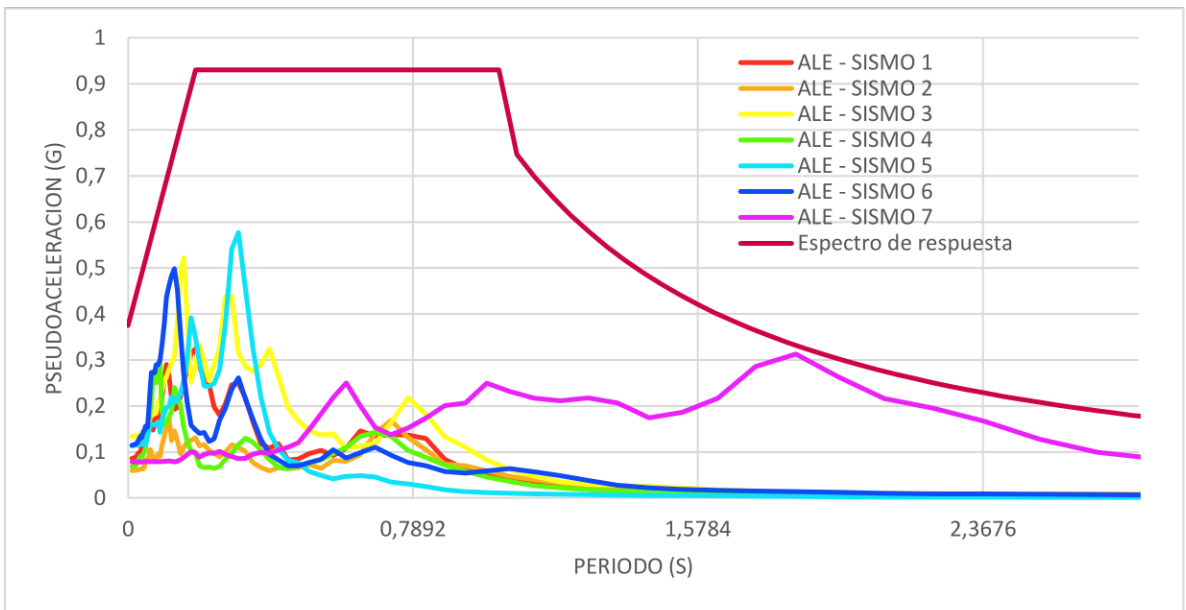


Ilustración 83. Espectros de Respuesta del punto 4 para el análisis lineal equivalente para cada sismo de estudio. Fuente: Autor

Tabla 56. Pseudoaceleraciones máximas en el punto 4. Fuente: Autor

TIPO DE SUELO NEC	Pseudoaceleración máxima del espectro de diseño			
	Periodo		Pseudoaceleración máxima	
E	0.1867		0.9300	
	1.0267			
SISMO	Pseudoaceleración máxima - Análisis lineal equivalente		Pseudoaceleración máxima - Análisis no lineal	
	Periodo (s)	Pseudo aceleración (g)	Periodo (s)	Pseudo aceleración (g)
1	0.1856	0.324	0.3051	0.288
2	0.1129	0.175	0.2867	0.145
3	0.1540	0.523	0.2867	0.588
4	0.0827	0.298	0.6431	0.122
5	0.3051	0.5770	0.3051	0.4679
6	0.1278	0.4986	0.3051	0.2498
7	1.8498	0.3129	0.2379	0.2410

En la tabla 57 se ha seleccionado los valores máximos de las aceleraciones en los puntos de estudio para los dos tipos de análisis empleados en el presente trabajo, esto con la finalidad de apreciar de manera precisa las pseudoaceleraciones máximas que establece el espectro de diseño establecido en la norma ecuatoriana de la construcción para los tipos de suelos, clasificados en base a su velocidad de onda de corte V_s .

Cada elemento que interviene en la interacción suelo-estructura (suelo, cimentación, superestructura y sismo) tendrán diferentes características; recalando que la Norma Ecuatoriana de la Construcción para diseño sísmico ha sido basada en estudios realizados en otros países como Colombia y EEUU y no se ha tomado en cuenta uno de los factores más importantes para la construcción del espectro de respuesta que es la distancia del lugar a la falla que ocasiona el evento y el mecanismo de la falla, ya que los movimientos ocurridos en el territorio ecuatoriano

poseen características particulares dado la cercanía de sus costas a la zona de subducción, lo cual se puede observar en los espectros de respuesta de ciertos sismos, en los cuales la pseudoaceleración máxima sobrepasa las aceleraciones del espectro de diseño, tanto en el método lineal como en el método no lineal, pese a que este último considera la no linealidad del suelo. En la ilustración 84 se presenta el espectro de diseño para suelo tipo E el cual posee la pseudoaceleración más alta para los espectros de respuesta que sobrepasan este valor.

Tabla 57. Valores máximos dados en el análisis lineal equivalente y no lineal. Fuente: Autor

Pseudoaceleración máxima del espectro de respuesta		SISMO	TIPO DE ANALISIS	PUNTO	Vs30 sismo	Vs30 suelo	TIPO DE SUELO NEC	Pseudoaceleración máxima del espectro de diseño	
Periodo	Pseudoaceleración							Periodo	Pseudoaceleración
0.1540	0.884	6	ALE	1	377.56	265.16	D	0.152	0.868
0.1639	0.979	3	ANL		341.56			0.835	0.868
0.1447	1.529	3	ALE	2	341.56	353.7	C	0.127	0.806
0.0291	1.197	6	ANL		377.56			0.698	0.806
0.1744	1.059	5	ALE	3	316.46	254.34	D	0.152	0.868
0.2867	0.562	3	ANL		341.56			0.835	0.868
0.3051	0.577	5	ALE	4	316.46	152.05	E	0.187	0.930
0.2867	0.588	3	ANL		341.56			1.027	0.930

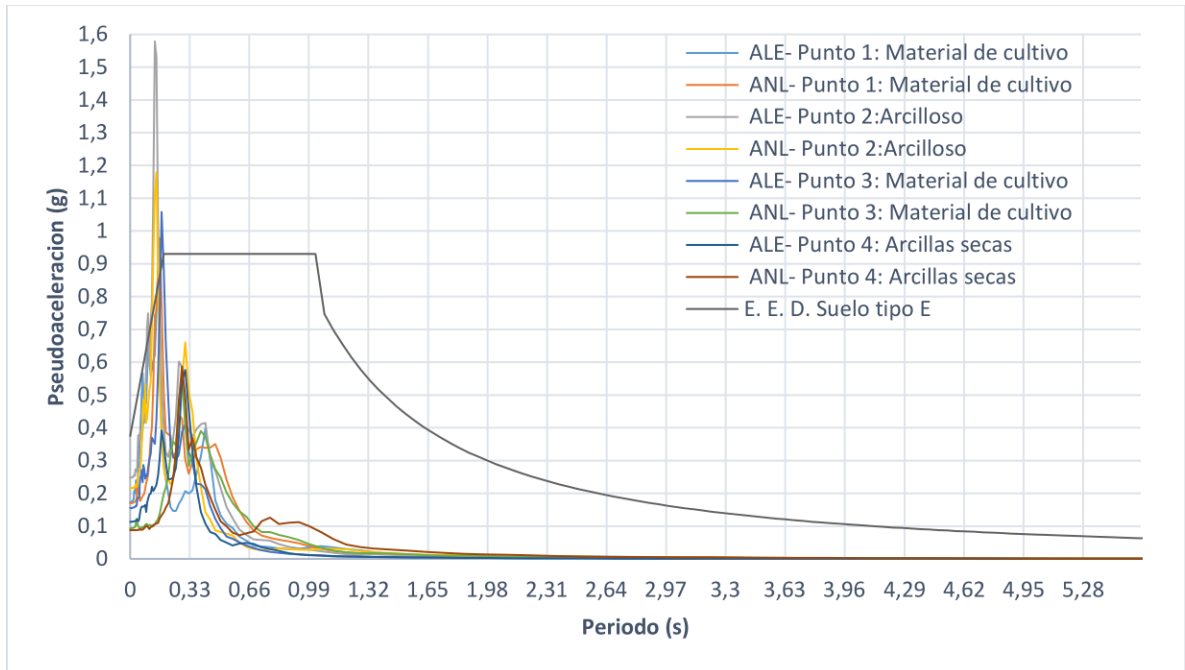


Ilustración 84. Espectros de respuesta Vs Espectro de diseño

3.5 Análisis de interacción suelo-estructura

Para el caso de estudio de la estructura anteriormente descrita se considerará la amortiguación del suelo a partir del método de interacción suelo – estructura de la NHRPS con las rigideces ya calculadas.

3.5.1 Espectro de Diseño

El espectro de diseño que se va a utilizar para determinar el modo de vibrar de la estructura ante un evento sísmico será el perteneciente al tipo de perfil de suelo clase “E”, ilustración 85. A pesar de que en el anterior apartado fue posible apreciar que en estos espectros las pseudoaceleraciones del suelo ante sismos con iguales características (magnitud, distancia hasta la falla, mecanismo de falla, geología, velocidades de onda de corte) ocurridos en la zona

son sobrepasadas, ya que el objetivo de este estudio es determinar el periodo fundamental de la estructura si se considera la no linealidad del suelo así como la amortiguación del mismo; dado que el suelo de fundación es un suelo blando es imprescindible que se tome en cuenta dichas características puesto que esto favorecerá a la obtención de datos más acertados y cercanos a la realidad.

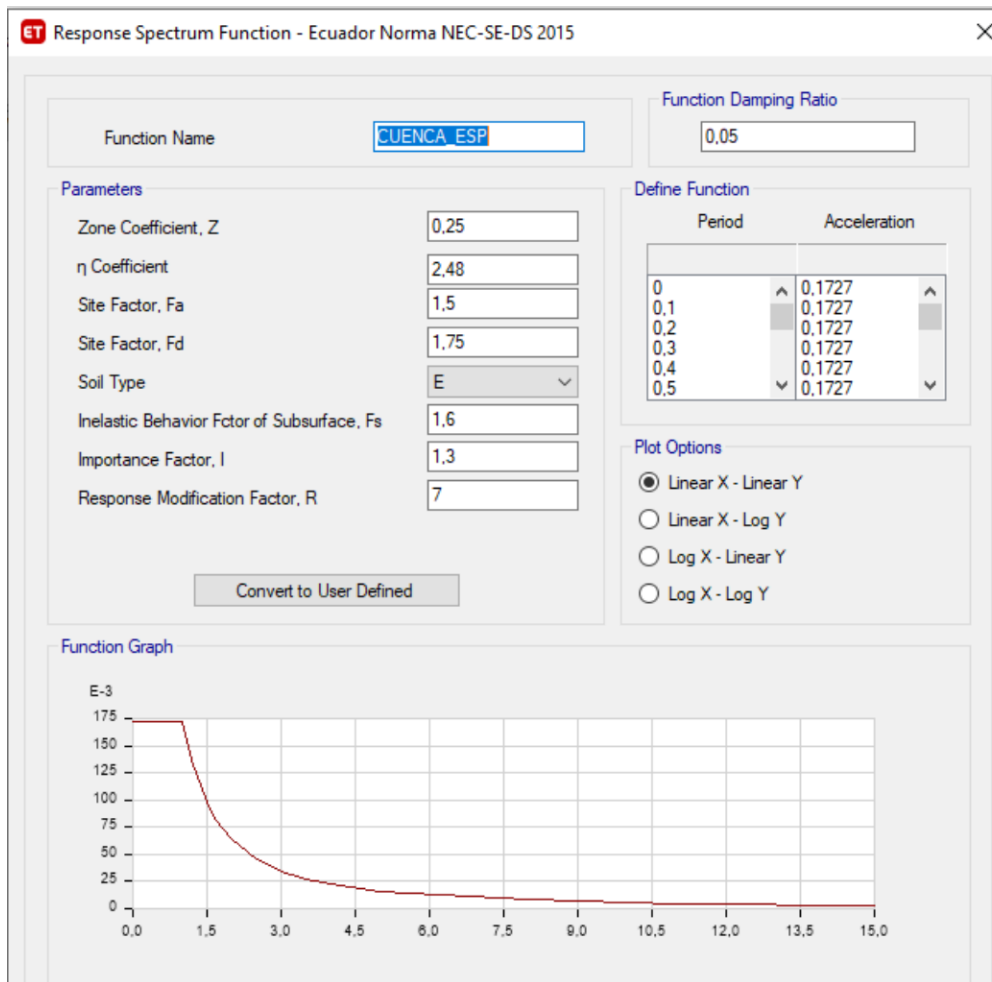


Ilustración 85. Espectro Elástico de Diseño Perfil de Suelo Tipo E ingresado en ETABS 2018.
Fuente: Autor

3.5.2 Análisis Estructural en ETABS 2018

Método de cálculo sísmico

Ya definidas las propiedades de los materiales y de las secciones tanto de vigas como columnas, las cargas vivas y muertas, y los espectros de diseño, se debe especificar el método a partir del cual se obtendrá las respuestas máximas del sismo. Este análisis se empleará el ABS (suma de valores absolutos) y SRSS (raíz cuadrada de los cuadrados), como se expone en la ilustración 86.

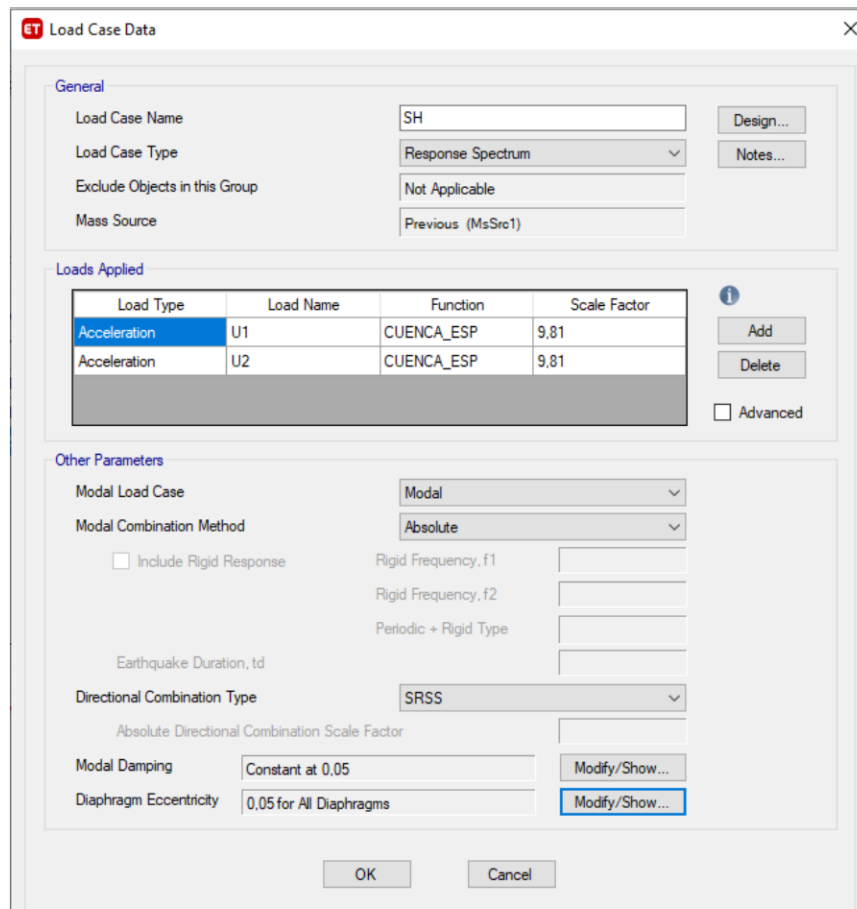


Ilustración 86. Método sísmico ingresado en ETABS 2018. Fuente: Autor

Rigidez dinámica con amortiguamiento

En el software ETABS 2018 se ingresa la rigidez dinámica y los factores de amortiguamiento ya calculados en Point Spring Property Data, como se presenta en las ilustraciones 87y 88.



Ilustración 87. Rigidez dinámica y Factor de amortiguamiento para zapatas aisladas. Fuente: Autor



Ilustración 88. Rigidez dinámica y Factor de amortiguamiento para zapatas de lindero. Fuente: Autor

Restricciones de base

Dado que se considerará el amortiguamiento del suelo blando para definir las restricciones se selecciona la rigidez que corresponde a la base de la columna en Link Assignment – Link Property y en Joint Assiment – Restraints (ilustración 89) se remueve todas las restricciones que estén seleccionadas (ilustración 90).

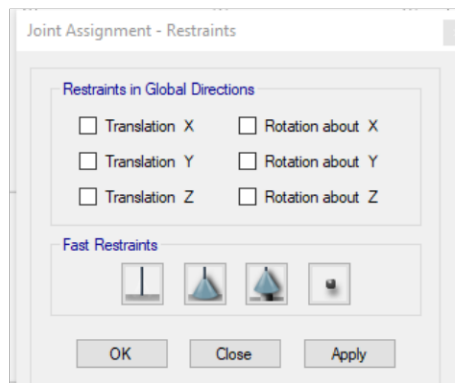


Ilustración 89. Restricciones de la base en ETABS. Fuente: Autor

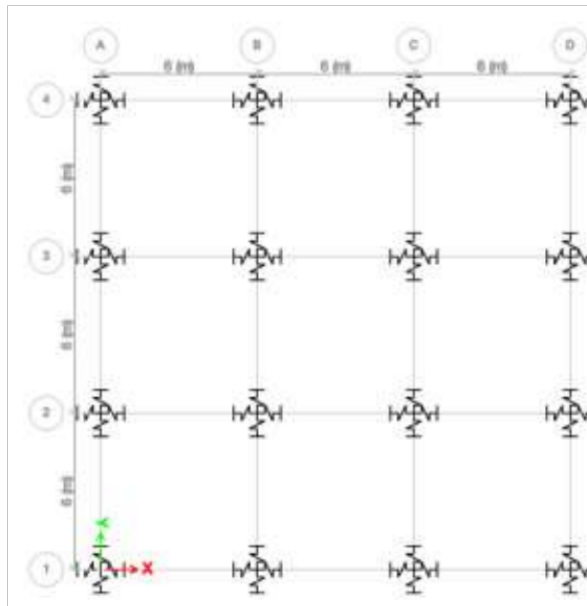


Ilustración 90. Restricciones en la base de la estructura. Fuente: Autor

3.5.3 Resultados del Análisis

En la ilustración 91 se presenta el modelo que fue ingresado y analizado en el software ETABS 2018:

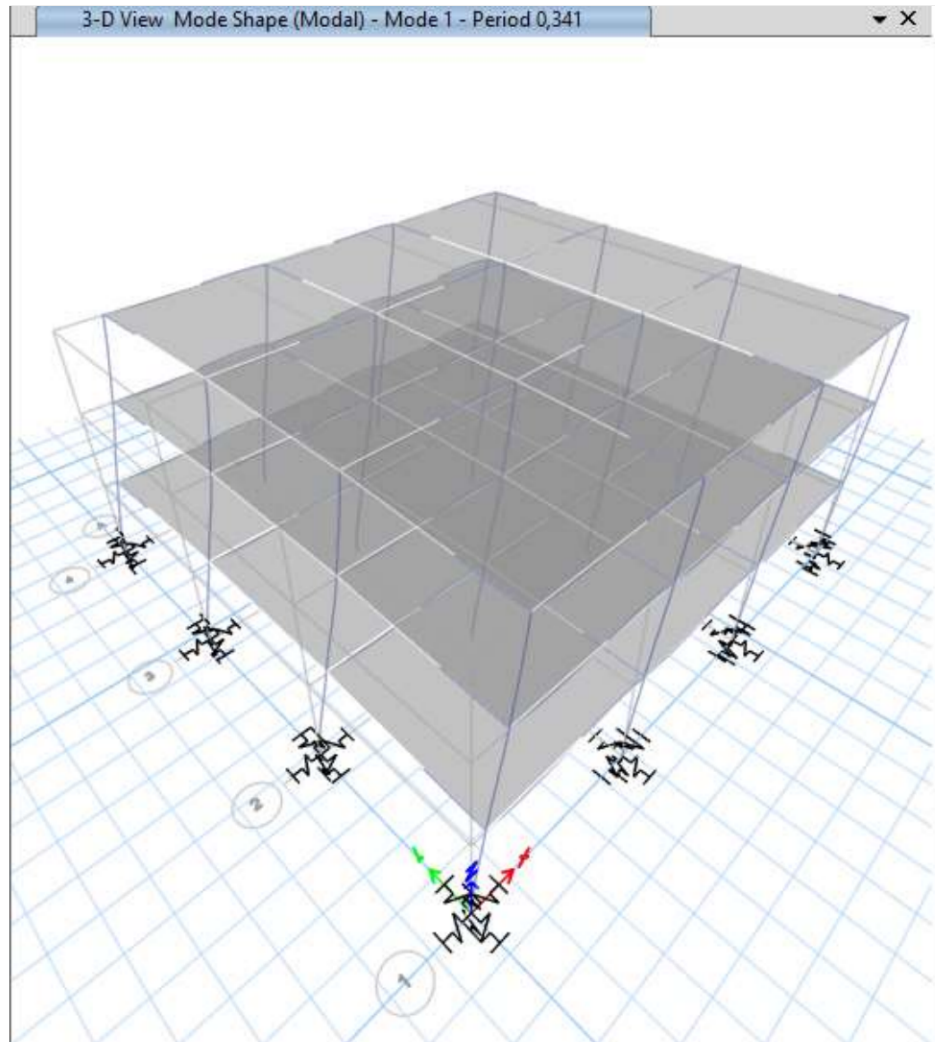


Ilustración 91. Modelo analizado en ETABS 2018. Fuente: Autor

Desplazamientos

En la tabla 58 y la ilustración 92 se exponen los desplazamientos en X-X y Y-Y del modelo analizado:

Tabla 58. Desplazamiento en X-X y Y-Y. Fuente: Autor

Altura (m)	Desplazamiento en X-X (m)	Desplazamiento en Y-Y (m)
0	0.001	0.0049
3	0.015	0.023
6	0.045	0.036
9	0.038	0.057

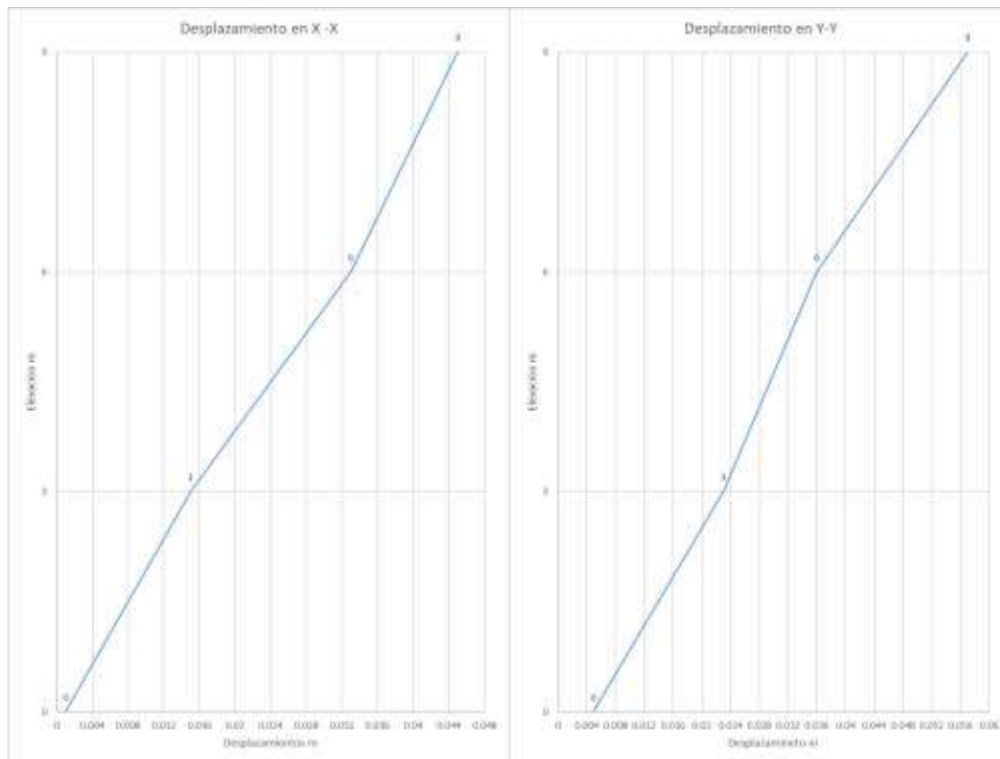


Ilustración 92. Desplazamientos en X-X y Y-Y. Fuente: Autor

Derivas de piso

En la tabla 59 y la ilustración 93 se presenta las derivas de piso en X-X Y-Y de la estructura analizada:

Tabla 59. Deriva de piso en X-X y Y-Y. Fuente: Autor

Altura (m)	Deriva (m) en X-X	Deriva (m) en Y-Y
0	0	0
3	0.00508	0.00751
6	0.006	0.00255
9	0.00413	0.00607

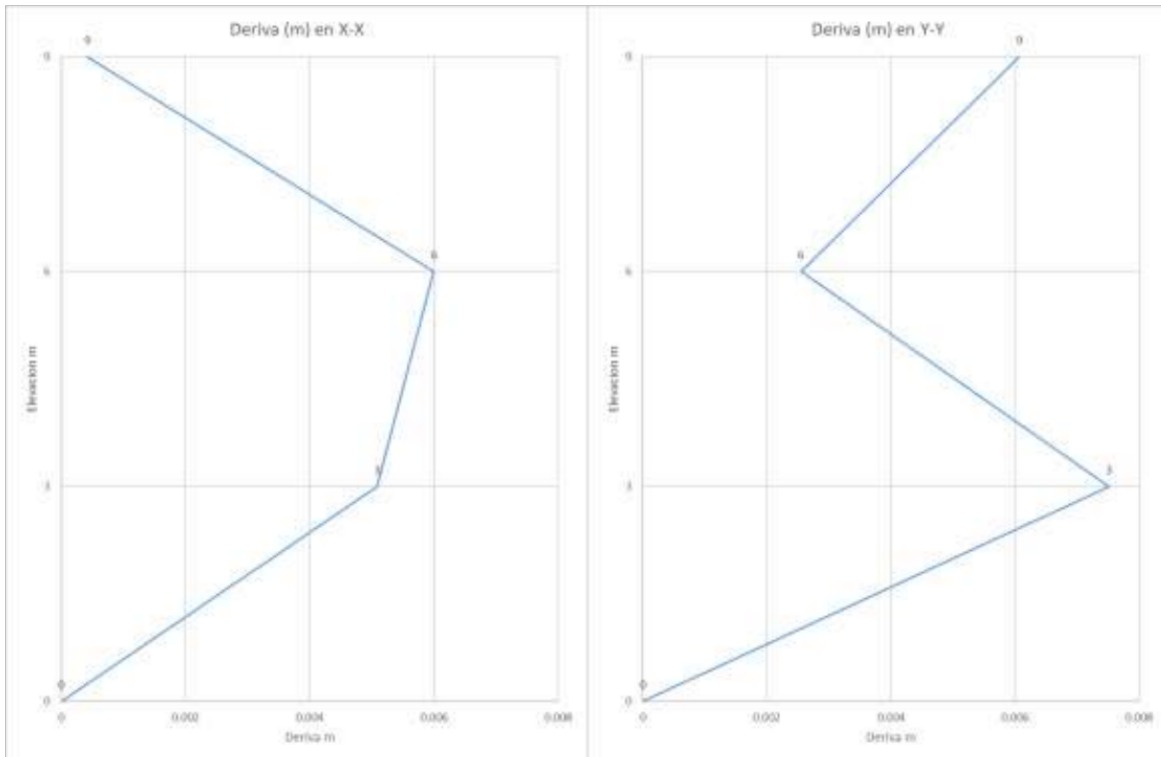


Ilustración 93. Deriva de piso en X-X y Y-Y. Fuente: Autor

Periodo y Frecuencia

En la tabla 60 y la ilustración 94 se expone los periodos y frecuencias para los nueve modos de vibrar del modelo analizado:

Tabla 60. Datos de periodos y frecuencias. Fuente: Autor

Modo	Periodo (seg)	Frecuencia (cyc/seg)
1	0.327	3.06
2	0.324	3.08
3	0.302	3.32
4	0.234	4.27
5	0.2	5.01
6	0.199	5.02
7	0.167	5.99
8	0.162	6.16
9	0.114	8.78

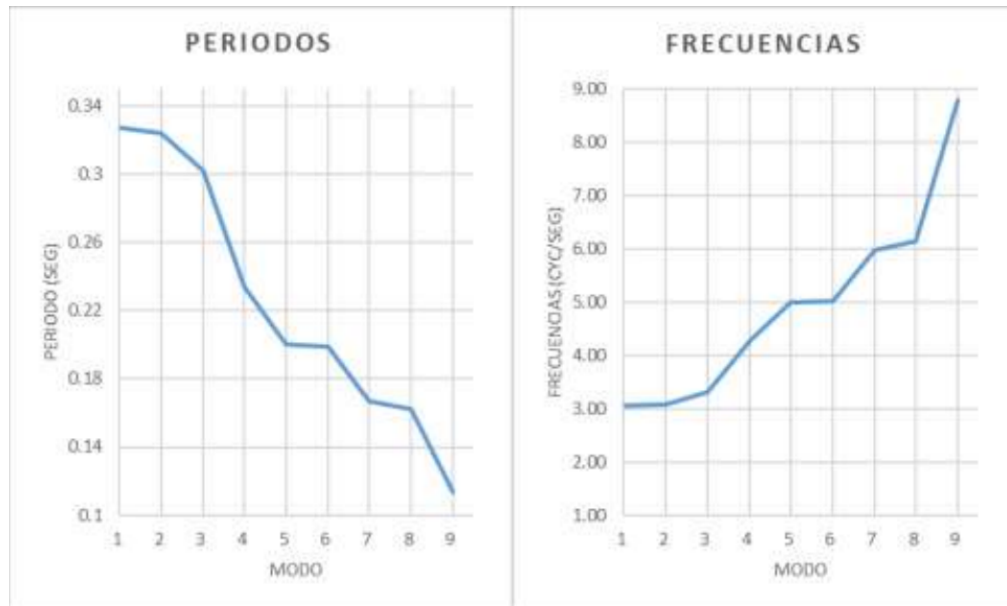
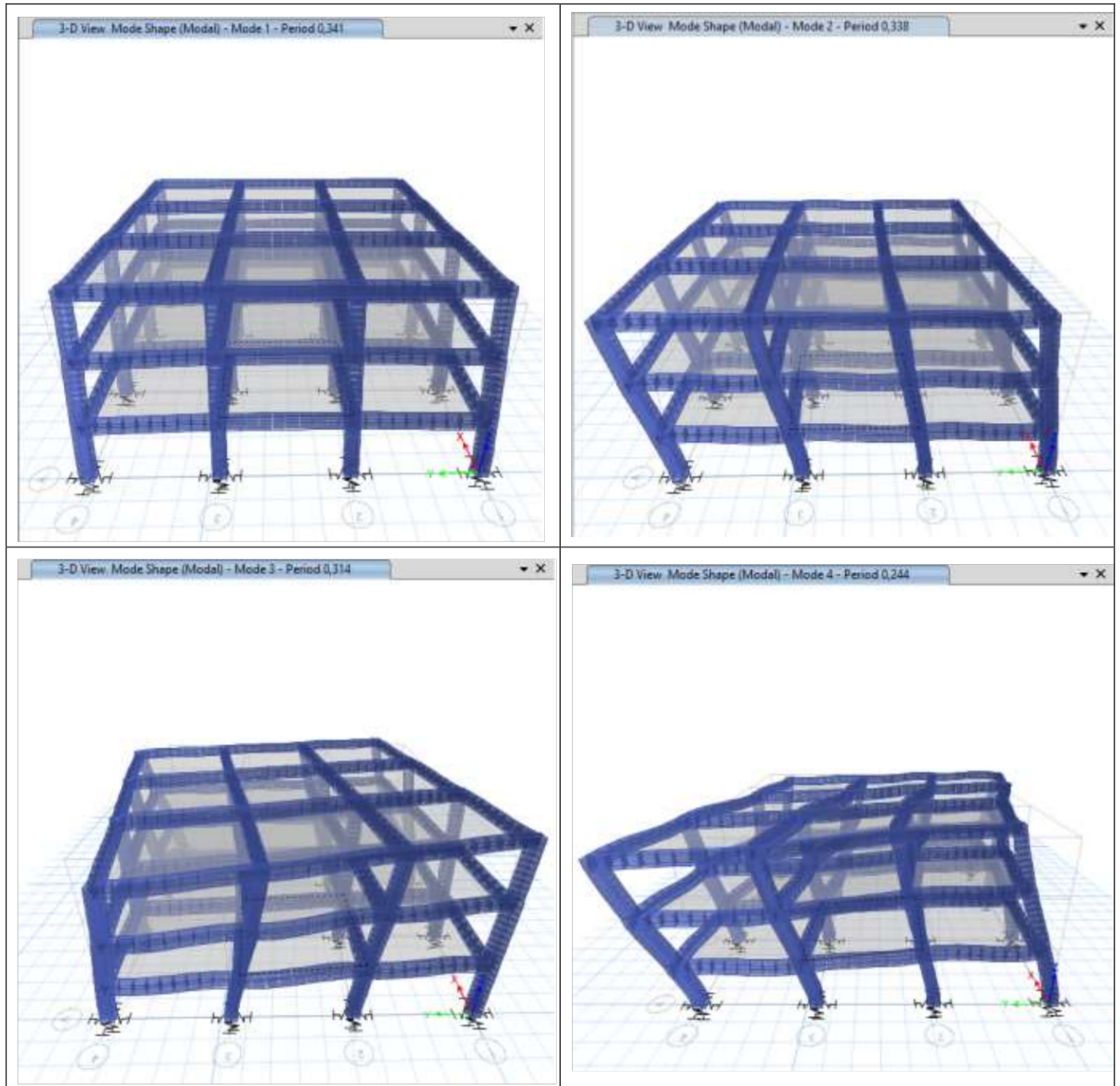
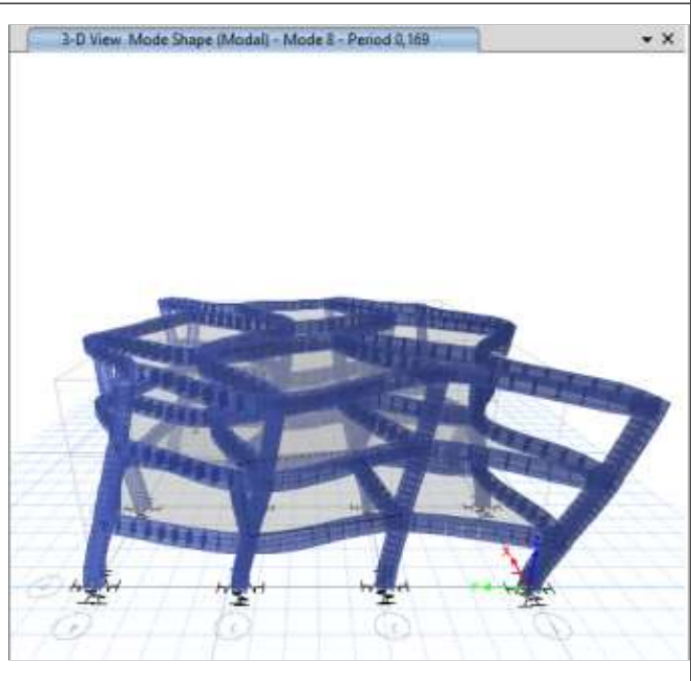
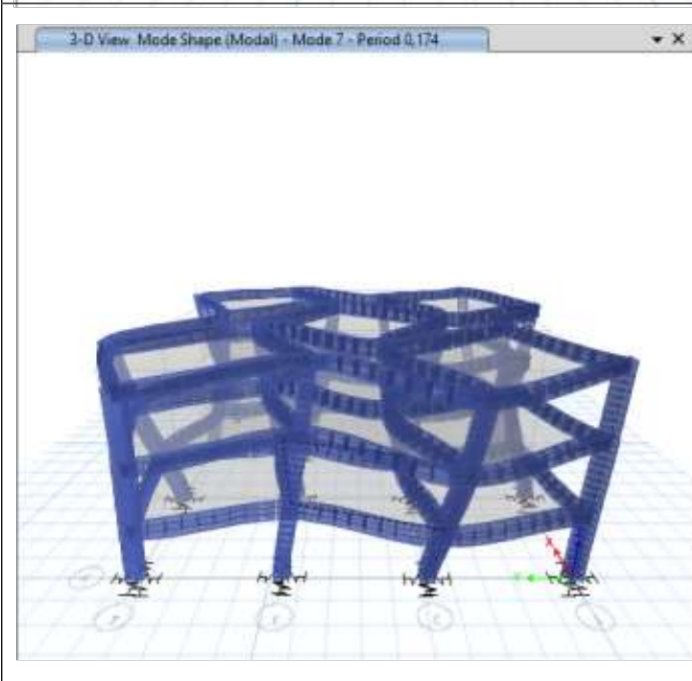
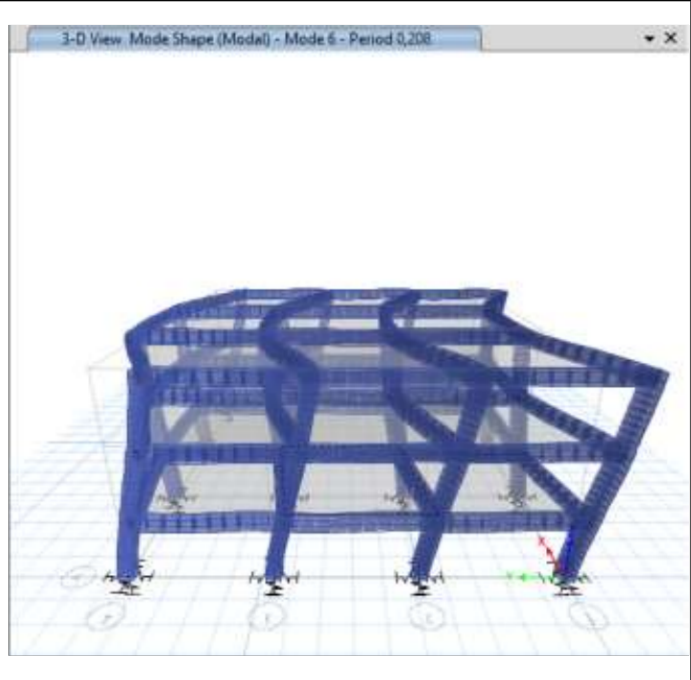
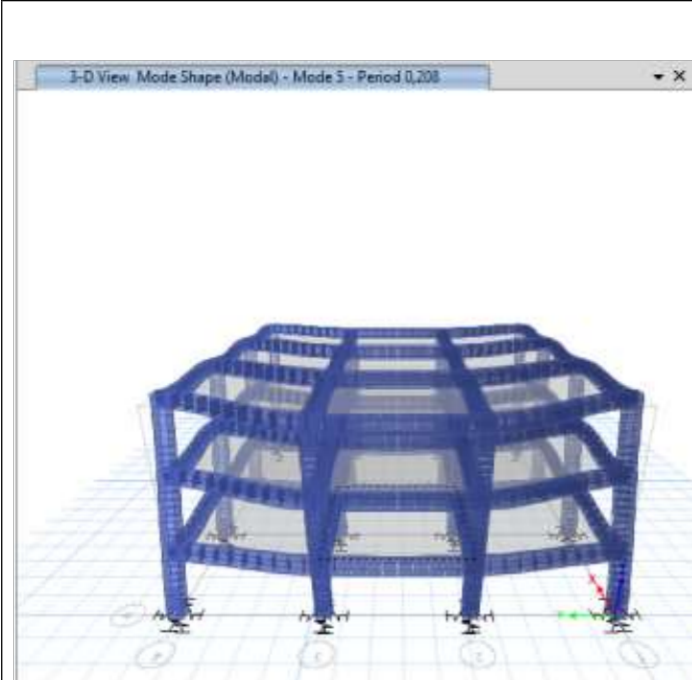


Ilustración 94. Curvas de periodo y frecuencia del modelo de estudio. Fuente: Autor

Modos de vibrar

En la ilustración 95 se presenta los nueve modos de vibrar de la estructura analizada en el software ETABS 2018:





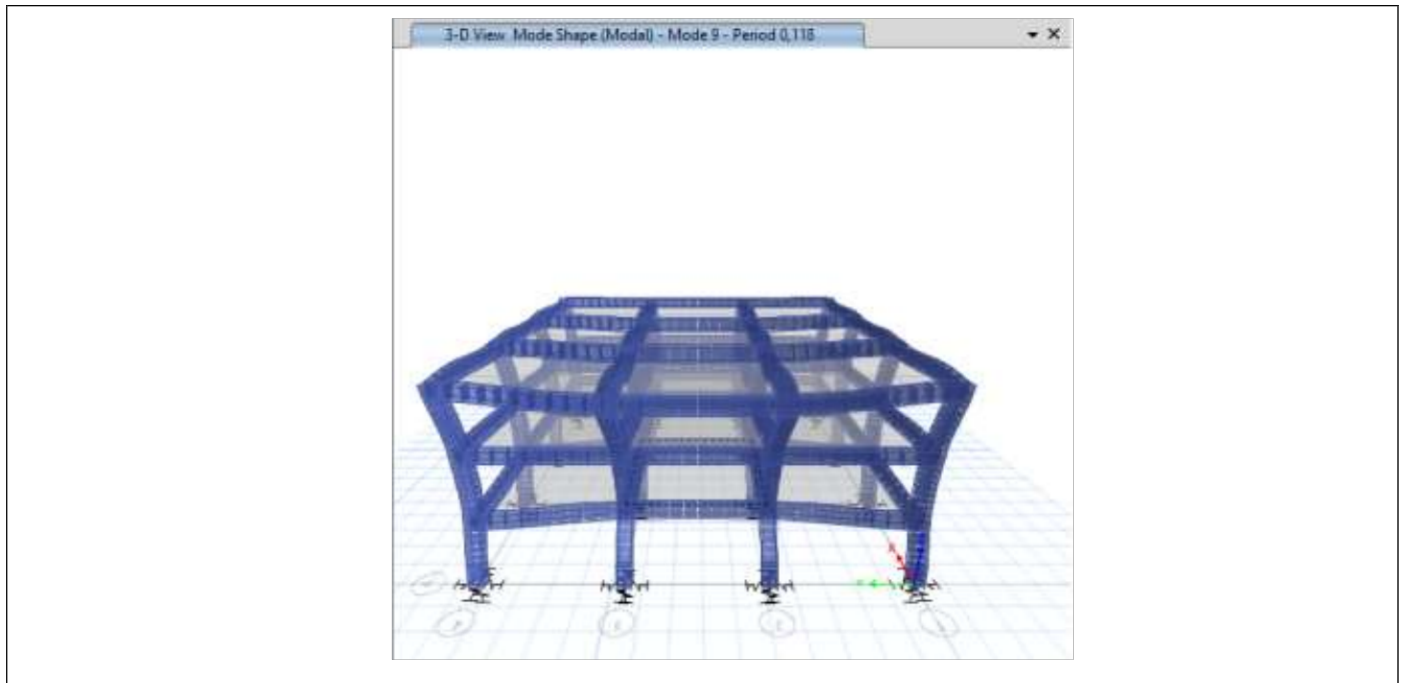


Ilustración 95. Modos de vibrar del modelo analizado. Fuente: Autor

Cortantes por piso

En la ilustración 96 y la tabla 61 se expone los valores de cortante para cada piso:

Tabla 61. Cortantes por piso en X-X y Y-Y. Fuente: Autor

Altura (m)	Cortante por piso (Ton)	
	X-X	Y-Y
9	-4,95	-6,42
	-4,95	-6,42
6	-9,28	-11,19
	-9,28	-11,19
3	-11,2	-14,53
	-11,2	-14,53
0	-12,05	-14,53
	-12,05	-14,53



Ilustración 96. Cortantes por piso. Fuente: Autor

Reacciones en la base

En la tabla 62 se presentan las cortantes y momentos de la base del modelo:

Tabla 62. Reacciones en la base del modelo. Fuente: Autor

Reacción Cortante en la Base V(tonf)		Momento en la Base (Tonf-m)	
X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
0,2095	0,1803	1,167	1,1766

Reacciones en el pórtico

En la tabla 63 se presenta los valores máximos de normal, cortante y momento de cada piso:

Tabla 63. Valores máximos de reacciones en el pórtico. Fuente: Autor

TIPO	DESCRIPCION	PISO	NORMAL (tonf)	CORTANTE (tonf)	MOMENTO (tonf-m)
COLUMNA	LINDERO	1	-56.5656	4.1012	-5.9105
COLUMNA	LINDERO	2	-32.7041	5.6884	9.1987
COLUMNA	LINDERO	3	-14.0857	4.9708	6.1209
COLUMNA	CENTRAL	1	-179.8934	0.2193	0.2904
COLUMNA	CENTRAL	2	-101.1018	0.4967	-0.7714
COLUMNA	CENTRAL	3	-45.0949	0.5742	1.1262
VIGA	LINDERO	1	0.5116	2.9744	-3.2496
VIGA	LINDERO	2	0.2429	2.7522	-3.1
VIGA	LINDERO	3	-1.6861	2.5347	-2.3321
VIGA	CENTRAL	1	3.5165	31.3777	-24.3403
VIGA	CENTRAL	2	-2.2191	21.7346	-16.5277
VIGA	CENTRAL	3	-8.5699	16.3253	-12.5955

3.6 Análisis de Resultados

3.6.1 Periodos fundamentales de los estratos superficiales en función de la velocidad de onda de corte a 30 metros de profundidad

Las velocidades de onda de corte adquiridas por los estudios geofísicos realizados en la zona de estudio, fueron ingresadas en el software DEEPSOIL V7, para obtener y analizar los periodos naturales de los estratos superficiales a 30 m profundidad, generando así los periodos fundamentales a los 30 metros de profundidad de los cuatro puntos de estudio, y por medio del método geo estadístico Kriging en el programa Arcgis fue posible la interpolación de estos valores para así obtener los periodos naturales de toda la zona como se puede observar en la

Ilustración 46, correspondiente al mapa de isoperiodos de las primeras capas superficiales (30 m). Dichos periodos varían entre 0.3 y 0.5 principalmente, lo cual se podrían asociar al efecto de resonancia de estructuras de entre 3 o 5 pisos, esto se deduce a partir de la consideración de que por cada piso se adiciona 1/10 seg al periodo de la estructura.

Periodo fundamental de la capa superficial

Del mismo modo se determinó los periodos fundamentales para las capas superficiales de las cuales sus espesores varían entre 1 a 6 metros de profundidad; debido a que generalmente las estructuras aledañas cuentan con cimentaciones superficiales por lo cual se consideró relevante identificar los periodos naturales de vibración de esta capa los cuales difieren entre 0.01 y 0.2, tomando en cuenta el 0.1 seg de periodo por piso en este caso las estructuras que podrían verse más vulnerables son aquella de entre 1 a 2 pisos.

3.6.2 Espectros de Respuesta

Dado que se obtuvo los espectros de respuesta para 7 excitaciones sísmicas de los cuatro puntos por dos métodos diferentes para un análisis más detallado y específico, se evaluó estos espectros de respuesta del siguiente modo:

Comparación de Espectros de Respuesta en los Puntos de estudio para cada sismo

En este análisis se consideró los espectros de respuesta del método lineal equivalente y no lineal de la capa superficial de los cuatro puntos de estudio para un mismo sismo y fue posible observar que, como se suponía, dada la teoría las pseudoaceleraciones máximas se dan en el análisis lineal equivalente.

Sismo 1 - RSN12_KERN.PEL_PEL180:

En este evento de magnitud 7.36 se puede observar que en el análisis lineal equivalente los puntos 1, 2 y 3 las pseudoaceleraciones máximas son similares y en el punto 4 esta aceleración se ve reducida notablemente. Sin embargo, en el análisis no lineal se puede observar como en cada punto las pseudoaceleraciones difieren del todo; cabe señalar que en los dos análisis el punto que presenta la máxima pseudoaceleración es el 2 correspondiente a material arcilloso.

Sismo 2 - RSN137_TABAS_BAJ-VI:

Para el sismo de magnitud 7.35 se ha determinado que en los dos métodos de análisis en los puntos 1, 2 y 4 las pseudoaceleraciones son semejantes, sin embargo, se puede observar en el punto 3 de material de cultivo en el análisis lineal equivalente dicha aceleración difiere mayormente con respecto al análisis no lineal. En los dos métodos de análisis la pseudoaceleración mayor se en el punto 2.

Sismo 3 - RSN1421_CHICHI_TAP021-N:

Dada la excitación de 7.62 de magnitud, se puede identificar que en el punto 2 correspondiente a un material arcilloso, en el análisis lineal equivalente posee una pseudoaceleración notablemente mayor con respecto a los otros puntos para los dos tipos de análisis, mientras que en los puntos 1, 3 y 4 se observa una pequeña disparidad entre estas pseudoaceleraciones. Para este evento sísmico se puede señalar que para el análisis no lineal la mayor aceleración se da en el punto 1 de material de cultivo y para el lineal equivalente como ya se indicó en el punto 2.

Sismo 4 - RSN2109_DENALI_FAIFS-90:

Considerando un evento sísmico de magnitud 7.9 se puede notar una pequeña diferencia entre las pseudoaceleraciones de los 4 puntos de estudio para los dos métodos, sin embargo, cabe destacar que en el punto 4 con arcillas secas estas aceleraciones son pequeñas en comparación con las del punto 2 de material arcilloso.

Sismo 5 - RSN5207_CHUETSU_NGN015NS:

Cuando el suelo se enfrenta a un sismo con una magnitud de 6.8 se puede observar que de igual forma que en los anteriores las pseudoaceleraciones máximas se da en el análisis lineal equivalente, particularmente en el punto 3 que corresponde a material de cultivo, sin embargo, en el análisis no lineal dicha aceleración máxima se da en el punto 1, cabe destacar en este análisis se observa que en los puntos 1 y 2 las pseudoaceleraciones máximas se dan en el mismo periodo.

Sismo 6 - RSN6020_SIERRA.MEX_MSJ-14:

En un evento de magnitud 7.2 las pseudoaceleraciones máximas varían en cada análisis para cada punto, no obstante, las máximas ocurren en el material arcilloso al igual que en los otros eventos.

Sismo 7 - RSN873_LANDERS_W70270:

Para un sismo de 7.28 de magnitud principalmente se debe señalar que en el gráfico se puede observar cómo a diferencia de los otros eventos el suelo permanece en movimiento durante un largo periodo en todos los puntos y análisis, los valores máximos de pseudoaceleración se dan en el material de cultivo correspondiente al punto 1 y en el mismo periodo.

Comparación de Espectros de Respuesta de cada Puntos de estudio

Para esta comparación se analizó la respuesta de un punto para el análisis lineal equivalente y no lineal contrastando con el espectro de diseño establecido en la norma ecuatoriana de la construcción para cada tipo de suelo.

Punto 1 – Material de cultivo

Se puede observar que las pseudoaceleraciones en los dos tipos de análisis ocasionadas por algunos de los sismos de estudio sobrepasa las establecidas en el espectro de diseño dado por la norma para un suelo tipo D como es el caso del punto 1 de estudio. En el análisis no lineal se

puede observar que en los sismos RSN1421_CHICHI_TAP021-N y RSN6020_SIERRA.MEX_MSJ-14 pese a que no son los de mayor magnitud son los que provocan mayor aceleración en el suelo. En el análisis lineal equivalente se observa que el evento que sobrepasa el establecido es el correspondiente al sismo 6 es decir el RSN6020_SIERRA.MEX_MSJ-14.

Punto 2- Material arcilloso

Para el caso del punto 2 de estudio que corresponde a un suelo tipo C se puede observar que en el análisis lineal equivalente los eventos RSN12_KERN.PEL_PEL180, RSN2109_DENALI_FAIFS-90, RSN5207_CHUETSU_NGN015NS y RSN6020_SIERRA.MEX_MSJ-14 sobrepasan la pseudoaceleración máxima establecida por el espectro de diseño, de igual forma los sismos RSN2109_DENALI_FAIFS-90 y RSN6020_SIERRA.MEX_MSJ-14 para el análisis no lineal.

Punto 3- Material de cultivo

En el suelo tipo D del punto 3 se puede observar que en el análisis lineal equivalente existe un excedente de la aceleración en cuanto a la establecida en el espectro de diseño, sin embargo, en el análisis no lineal las pseudoaceleraciones se encuentran por debajo del máximo dispuesto.

Punto 4 – Arcillas secas

En este punto el cual pertenece a la clasificación E según la NEC, tanto en el análisis lineal equivalente como en el análisis no lineal no se registra ningún excedente de pseudoaceleración con respecto al fijado por el espectro de diseño.

3.6.3 Análisis interacción suelo-estructura

Para este análisis se ingresó el espectro de diseño para suelo tipo D considerando que este posee las máximas pseudoaceleraciones y presumiblemente las condiciones más deficientes, en comparación con los otros, y ya que está compuesto en su mayoría por arcillas; para tomar en

cuenta el amortiguamiento se determinó las funciones de impedancia establecidas por Pais & Kausel en la norma americana NIST GCR 12-917-21.

Desplazamientos

En cuanto a los desplazamientos de los elementos del sistema correspondiente al primer modo de vibración se puede observar que en la dirección X-X el máximo de 0.043 metros se da en el último piso es decir a la altura de 9 metros, así mismo en la dirección Y-Y se puede notar que el máximo desplazamiento de 0.030 metros se da a 6 metros de altura es decir en el segundo piso.

Deriva de piso

Al examinar los desplazamientos laterales relativos de cada piso de la estructura generados por la fuerza horizontal se puede observar que tanto en la dirección X-X como Y-Y no se excede el límite de 0.02 establecido en la norma ecuatoriana.

Periodos y Frecuencia

Para este análisis se consideró todos los modos de vibración para poder determinar de manera efectiva la respuesta total del sistema, se puede observar que en los tres primeros modos los periodos y frecuencias son similares a los que se esperaba considerando 1/10 por piso, sin embargo, en las grafica de periodos se puede ver como este disminuye según va cambiando de modo, por el contrario, conforme se va modificando los modos de vibración la frecuencia del sistema aumenta.

Modos de vibrar

Dados los 9 modos de vibración de la estructura, y ya que teóricamente se presume que el primer modo es el que prevalece en la respuesta del sistema, con todos estos es posible calcular los factores de participación modal y las aceleraciones espectrales, es decir para definir el espectro elástico de diseño en desplazamiento.

Cortante de piso

Se observa que la cortante de piso del sistema se transmite adecuadamente entre los diversos elementos de la estructura que soportan las cargas horizontales en virtud de sus rigideces.

3.6.4 Respuesta sísmica de sitio

La variación de las ondas sísmicas a lo largo de un evento sísmico se debe tanto a las condiciones geológicas como topográficas específicas de la zona, el área de estudio al estar conformada mayormente por terrazas aluviales, sus ondas superficiales tienden a amplificarse considerablemente en periodo largos y de mayor duración, esto debido a la atenuación de ondas que se genera cuando traspasan la capa superficial de arcilla. Esta amplificación depende de dos procesos denominados amplificación geométrica y amplificación dinámica.

En este trabajo se estudió la amplificación dinámica o también conocido como periodo fundamental o natural del suelo; comprobando que el periodo fundamental del suelo está sujeto a la velocidad de onda de corte. Como los depósitos de la zona poseen una V_s de magnitud reducida, la propagación de las ondas es superior, es decir, amplificaran el movimiento del suelo considerablemente.

De la misma manera, es importante considerar que el movimiento del suelo está sujeto al ángulo de incidencia de las ondas sísmicas por lo que la pendiente de la zona puede provocar que este movimiento se amplifique o atenúe, por consiguiente, las estructuras situadas en las partes altas se consideran más vulnerables a daños que aquellos localizados en las partes más bajas.

3.6.5 Análisis de correlación entre el periodo fundamental del suelo y la estructura

Como se pudo observar en el mapa de isoperiodos de los estratos superficiales en función de la velocidad de onda de corte a 30 metros de profundidad y de la capa superficial sus periodos se encuentran dentro de los intervalos (0.3 – 0.8) y (0.01 – 0.28) respectivamente, que son datos significativos al momento del diseño sismo resistente. Específicamente en la estructura de estudio, se puede observar que el periodo fundamental tanto de los estratos superficiales a 30 metros de profundidad y la capa superficial del suelo se encuentran entre 0.3 y el periodo natural de la vivienda es igual de 0.3, y dado que la geología del suelo tiende a amplificar el movimiento, se puede deducir que es posible que se presente el fenómeno de resonancia provocando así la falla de sus elementos o en el peor de los casos su colapso.

IX. CAPITULO IV: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones

- Los periodos fundamentales de los estratos superficiales en función de la velocidad de onda de corte a 30 metros de profundidad varían entre 0.3 a 0.8, por otro lado, los periodos naturales de la capa superficial del sitio de análisis se encuentran dentro del rango de 0.01 a 0.3, por lo cual se considera que el depósito posee una distribución heterogénea y una rigidez variable a lo largo de toda la zona de estudio.
- Entonces, considerando a las máximas aceleraciones como aquellas que sobrepasen la pseudoaceleración más alta de los espectros de diseño en función del tipo de suelo definido en la norma ecuatoriana de la construcción, las pseudoaceleraciones máximas determinadas por el método lineal equivalente varían entre 0.557 hasta 1.52, mientras que las pseudoaceleraciones máximas definidas por el método no lineal se encuentra en el rango 0.56 hasta 1.19, siendo en el punto 3 constituido por material de cultivo, arcillas húmedas, arena arcillosa húmeda y suelo arcilloso desde su superficie hasta una profundidad de 30 metros, el depósito en el que se presenta la mayor parte de estos valores máximos.
- En base a la geología y geomorfología de la zona, la amplificación dinámica (periodo fundamental del suelo) calculada, así como los espectros de respuesta determinados por los métodos lineal equivalente y no lineal, se puede concluir que en el área las ondas tienden a amplificarse significativamente en periodos prolongados.

- En el análisis suelo – estructura se determinó los diferentes modos de vibrar además del periodo de vibración natural de la estructura (0.3) que fue similar al del suelo por lo cual se puede inferir la posibilidad de la exposición de la estructura ante el fenómeno de resonancia.

Recomendaciones

- Se recomienda un análisis de la influencia de la topografía en la estructura, así como el efecto de esta en conjunto a un evento sísmico.
- Así mismo, ya que la rigidez del suelo se modifica a distancias cortas es necesaria la realización de una microzonificación sísmica.
- Adicionalmente tomando en cuenta el tipo de suelo y la heterogeneidad del sitio de estudio se sugiere el mejoramiento de suelo a base de cemento y agua con compactación mecánica, reduciendo los espacios vacíos y generando un aumento en la rigidez, peso específico y resistencia del suelo, lo que a su vez modificará la velocidad de onda del suelo, así como su periodo o frecuencia natural, de tal manera que la amplificación de las ondas sísmicas que llegan a la cimentación de la estructura se atenúe; o cualquier otro método que favorezca al incremento de la rigidez del suelo.
- Por otro lado, considerando los resultados del análisis interacción suelo-estructura además de la rigidez del suelo, se sugiere que en el caso de la construcción de edificaciones se implemente una cimentación tipo losa a una profundidad entre 1.5 a 3 metros, en donde se considera que la resistencia al cortante del suelo será mayor, asimismo preverá asentamientos debidos a la heterogeneidad del suelo del sitio analizado.

- Por último, tomando en cuenta lo mencionado anteriormente se considera sustancial la elaboración de un espectro de diseño específico de la zona de estudio, asegurando el éxito del proyecto estructural.

X. BIBLIOGRAFIA

- Aponte González, J. A. (2011). Evaluacion de Métodos No Convencionales de Caracterizacion Geotecnica. Bogota: Tesis de maestria, Facultad de Ingenieria, Pontificia Universidad Javeriana.
- ASCE 7-10. (2010). Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. *American Society of Civil Engineers*.
- Aviles, J. (1999). Interaccion Suelo-Estructura: Conceptos de Diseño. *Revista de Ingenieria Sismica, (61), 23-55*.
- Basabe R, P. (1998). Proyecto PRECUPA. Cuenca.
- Bazan, E., & Meli, R. (1992). Diseño Sismico de Edificios. LIMUSA NORIEGA EDITORES.
- Brito Puni, A. V. (2015). Factores determinantes para la zonificacion y clasificacion del riesgo geologicos en los planes de ordenamiento territoria a nivel cantonal. Cuenca: Tesis previa a la obtencion del titulo de master en ordenamiento territorial, Facultad de Arquitectura y Urbanismo, Universidad de Cuenca.
- Castillo Vega, W. A., & Zepeda Reyes, E. G. (2013). Analisis comparativo de la Respuesta Sismica de sitio No lineal y lineal equivalente en el Area Urbana de la Ciudad de Managua, Nicaragua. Managua, Nicaragua: Trabajo monografico de pregrado, Facultad de Ciencia, Tecnologia y Ambiente, Universidad Centroamericana.

- Castro Villamarin, N. (2011). Evaluacion de la Respuesta sismica no-lineal de un deposito de suelo pre-consolidado de la ciudad de Cali. Bogota, Colombia: Tesis de posgrado, Unidad de academica geotecnica, Universidad Nacional de Colombia.
- Chopra, A. K. (2014). Dinamica de estructuras. Mexico: Pearson Educacion de Mexico, S. A. de C.V.
- Cordero Montoya, F. A., & Estrada Rivera, J. C. (2013). Analisis de Respuesta Sismica Local de Sitio Considerando Condiciones de Saturacion en el Puerte de Bilwi, Region Autónoma del Atlantico Norte, Nicaragua. Managua, Nicaragua: Trabajo monografico para optar al titulo de Ingeniero Civil, Facultad de Ciencia, Tecnologia y Ambiente, Universidad Centroamericana.
- Coronel Martinez, D., & Ortiz, W. (s.f.). Determinacion de parametros geomecanicos del subsuelo laso N/O, Campus Miracielos Ricaurte, Necesarios para el proyecto investigativo "Microzonificacion sísmica y mapa de riesgos". Cuenca: Tesis de pregrado, Facultad de Ingenieria Civil, Universidad Católica de Cuenca.
- Correia Machucha, N. A. (2015). Obtencion del perfil de velocidad de onda de corte mediante metodo MASW y comparacion con ensayo tipo Downhole en estaciones sismologicas de zona central. Santiago de Chile: Tesis de pregrado, Facultad de Ciencias Fisicas y Matematicas, Universidad de Chile.
- Curioso Ccanto, R. C., & Torres Castillo, A. J. (2020). Influencia de la interacción suelo-estructura en edificaciones aporricadas (oficinas) de 4,8 y 12 pisos en perfiles de suelo S1, S2 y S3 de Lima – Perú bajo la normativa Americana NIST GCR 12-917-21. Lima,

- Peru: Tesis de pregrado, Facultad de Ingenieria, Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas.
- Dominguez Cabrera, P. C., & Vargas Pinos, S. P. (s.f.). Determinacion de parametros geomecanicos del subsuelo, lado noreste, campus Miracielos, Ricaurte, aplicando métodos geotecnicos y geofisicos correlacionando sus resulados. Cuenca: Tesis pregrado, Facultad de Ingenieria Civil, UCACUE.
- Escorcía Murillo, K. J., & Ochoa Fernandez, A. R. (2013). Analisis de respuesta sismica de sitio y su efecto en el comportamiento dinamico de estructuras en el area urbana de la ciudad de Managua. Managua: Tesis de pregrado, Facultad de Ciencias, Tecnologia y Ambiente, Universidad Centroamericana.
- Espinoza, J. (1992). Terremotos tsunamigenicos en el Ecuador. En *Acta Oceanográfica del Pacífico* (págs. 21-28).
- Fernandez Sola, L. R. (2013). Influencia de la interaccion dinamica suelo-estructura en la respuesta dinamica de las estructuras.
- Forty Barberan, G. A. (2019). Analisis comparativo de los espectros de diseño propuestos por las normativas ASCE-7-16 y NEC-SE-DS-15 frente al espectro de respuesta del 16-A para las condiciones sismicas de la ciudad de manta. Manta: Tesis de pregrado, Facultad de Ingenieria, Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabi.
- Fraud D., C. (2017). Clasificacion sismica de sitios. Facultad Regional Mendoza, Universidad Tecnologica Nacional.

- GAD Parroquial Turi. (2015). Plan de desarrollo y ordenamiento territorial turi. Cuenca, Ecuador.
- Garzon Tocora, J., & Gerena Rodriguez, I. J. (2016). Evaluacion de las propiedades dinamicas de un suelo cohesivo reconstituido, bajo la reproduccion en equipo triaxial dinamico de una fuente sismica conocida. Bogota, Colombia: Tesis de pregrado, Facultad de Ingenieria Civil, Universidad la Gran Colombia.
- Gómez de Santos, C. (2019). Comportamiento geotecnico de suelos arcillosos compactados, respuesta a cargas estaticas y dinamicas. Madrid: Tesis Doctoral, Facultad de Cencia Geologicas, Universidad Complutense de Madrid.
- Gonzalez Cueto, O., Herrera Suarez, M., Iglesias Coronel, C. E., & Lopez Bravo, E. (2013). Analisis de los modelos constitutivos empleados para simular la compactacion del suelo mediante el metodo de elementos finitos. *Revista Cienias Tecnicas Agropecuarias, ISSN -1010-2760, RNPS-0111, Vol 22, No3, 75-80.*
- Goyes Peñafiel, Y. P., Jimenez Diaz, G., & Mier Umaña, R. (2016). Aplicacion del metodo de inversion usando minimos cuadrados (dls) para el procesamiento de sondeos electricos verticales en Campo Escuela Colorado (Santander) - caso de estudio. *Revista UIS Ingenierías, 15(2), 125-133.*
- Guaman Chavez, R. E., Ibañez Jacome, S. S., & Mejia Calderon, A. G. (2018). *LA TIERRA TIEMBLA Recopilacion de hechos y sucesos del fatal terremoto en pedernales, Ecuador 2016 5 segundo de terror.* Santiago: Cuaderno de Sofia.

- INSTITUTO ESPACIAL ECUATORIANO (IEE) Y MAGAP. (2013). Generacion de Geoinformacion para la Gestion del territorio a nivel nacional. Escala 1:25 000. Tosagua, Ecuador.
- Instituto Geofisico. (16 de Agosto de 2017). *Instituto Geofisico Escuela Politecnica Nacional*. Obtenido de <https://www.igepn.edu.ec/servicios/noticias/1505-el-terremoto-de-ibarra-del-16-de-agosto-de-1868>
- Instituto Geofisico. (16 de Abril de 2018). *Informe sismico para el año 2016*. Obtenido de Instituto Geofisico Escuela Politecnica Nacional: <https://www.igepn.edu.ec/informes-sismicos/sismicos-anuales/20518-informe-sismico-para-el-ecuador-ano-2016/file>
- Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering (1a ed.)*. New Jersey: Prentice-Hall International.
- Lagos Ortiz, S. I. (2014). La Instrumentacion Sísmica en México. Mexico D.F., Mexico: Tesis de pregrado, Facultad de Ingenieria, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Lavenu, A. (2006). Neotectonica de los Andes entre 1°N y 47°S (Ecuador, Bolivia, y Chile): Una revision. *Revista de la Asociacion Geologica Argentina*, 61(4), 504-524.
- Masing, G. (1926). Eignespannungen und verfestigung beim messing. Zurich: Second International Congress on Applied Mechanics.
- Merchan Infante, S. (2009). Comportamiento de suelos expansivos en cimentaciones superficiales. Bogotá: Tesis de pregrado de magister en ingenieria civil en el area geotecnica, Departamento de Ingenieria Civil y Ambiental, Universidad de los Andes.

- Miranda, E. (1995). Conceptos Basicos sobre interaccion dinamica suelo-estructura. En *Curso sobre diseño y construccion sismoresistente de estructuras* (págs. 103-107).
- NEC-SE-CG. (2015). Norma Ecuatoriana de la construccion Cargas (No sismicas).
- NEC-SE-DS. (2015). Norma Ecuatoriana de la Construccion Cargas sismicas y Diseño sismo Resistente. Ecuador.
- NEHRP Consultans Joint Venture. (2012). Soil-Structure Interaction for Building Structures. *NIST GCR 12-917-21*. EEUU.
- Pacific Earthquake Engineering Research Center. (Abril de 2021). *PEER Ground Motion Database*. Obtenido de <https://ngawest2.berkeley.edu/>
- Pais, A., & Kausel, E. (1989). On rigid foundations subjected to seismic waves. En *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 18 (págs. 475-489).
- Perez Cuevas, J., Martinez Pagán, P., Alhama, I., Canovas, M., & Segura, F. (2013). Aplicacion del Metodo MASW para estudios de microzonificacion sismica en la ciudad de Lorca-España.
- Quinde Martinez, P., & Reinoso Angulo, E. (2016). Estudio de peligro sismico de Ecuador y propuesta de espectros de diseño para la Ciudad de Cuenca. *SciELO* , 1-26.
- Ríos León, J. R. (2018). Evaluacion del comportamiento dinamico del suelo en Lima y Callao utilizando el método del coeficiente espectral H/V. Lima: Tesis para optar el grado de Magister en Ingenieria Civil, Pontifica Universidad Catolica del Peru.

- Rivaeneira, F., Segovia, M., Alvaradoo , A., Egred, J., Troncoso, L., Vaca, S., & Yepes, H. (2007). *Breves fundamentos sobre los terremotos en el Ecuador*. Quito: Corporacion Editorial Nacional.
- Rudolph, E., & Szirtez, S. (1911). *El terremoto Colombiano del 31 de Enero de 1906*. Gerlands Beitrager zur Geophysik.
- Rugger Gonzalez, E. O. (2017). Respuesta sismica de suelos tipo F segun NCH 433 of. 1996 Modificada en 2012 tratados con tecnica soil mixing. Valparaiso, Chile: Tesis de pregrado, Departamento de obras civiles, Universidad Tecnica Federico Santa Maria.
- Sandoval Gómez, V. H., & Vera Catalán, M. J. (2013). Estudio de la Robustez de la Estimacion Espectral de la Tecnica H/V de Nakamura para Estudios de Caracterizacion Dinamica de Suelos. Valdivia, Chile: Tesis de Pregrado, Escuela de Ingenieria Civil Electronica, Universidad Austral de Chile.
- Shen, J., & Kushwaha, R. L. (1988). *Soil-machine interactions. A finite element perspective*. New York: Ed. Marcel Dekker.
- Soriano, A. (1989). *12. Interaccion suelo-estructura. Modificacion del movimiento*.
- Soto Huaman, J., Alva Hurtado, J. E., & Ortiz Salas, C. E. (2018). Evaluación de Espectros de Respuesta mediante el Análisis Unidimensional de Respuesta de Sitio en la Ciudad de Lima. XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Geotecnia e Desenvolvimento Urbano.

- Taipe Acosta, L. M. (2013). Analisis de las ecuaciones de prediccion de movimientos de suelo para el Ecuador utilizando datos registrados durante el periodo 2000 - 2011 en estaciones sismicas de banda ancha y acelerografos". Quito, Ecuador: Tesis de pregrado, Escuela de Ingenieria en Geologia y Petroleos, Escuela Politecnica Nacional.
- Tezcan, S. S., Ozdemir, Z., & Keceli, A. (2009). Seismic technique to determine the allowable bearing pressure for shallow foundations in soils and rocks. *57*, 400-412.
- UCACUE. (20 de Agosto de 2020). *Universidad Catolica de Cuenca - UCAUE*. Obtenido de <https://www.facebook.com/agroinvestigacionecuador/posts/1433515650171205>
- Villarreal Castro, G. (2006). *Interaccion sismica suelo-estructura en edificaciones con zapatas aisladas*. Asamblea Nacional de Rectores.
- Villarreal Castro, G. (2006). *Interaccion suelo-estructura en edificios altos*. Asamblea Nacional de Rectores.
- Zafra Otero, D. (2018). *ONDAS SÍSMICAS, su importancia para la geofísica y la humanidad*. Escuela de física, Universidad Industrial de Santander.
- Zhigue Zhigue, L. O. (2016). *Velocidades de ondas de corte y periodos de vibracion de suelo en la Parroquia Machala de la ciudad de Machala*. Machala: Tesis de pregrado, Unidad Academica de Ingenieria Civil, Universidad Tecnica De Machala.

XI. ANEXOS

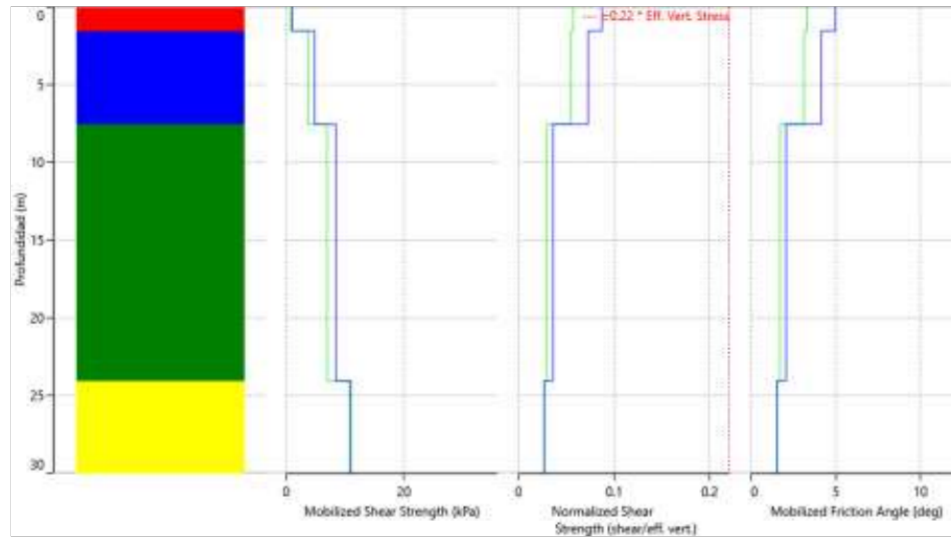


Figura 1. Fuerzas movilizadas del punto 1 con el sismo 1. Fuente: Deepsoil

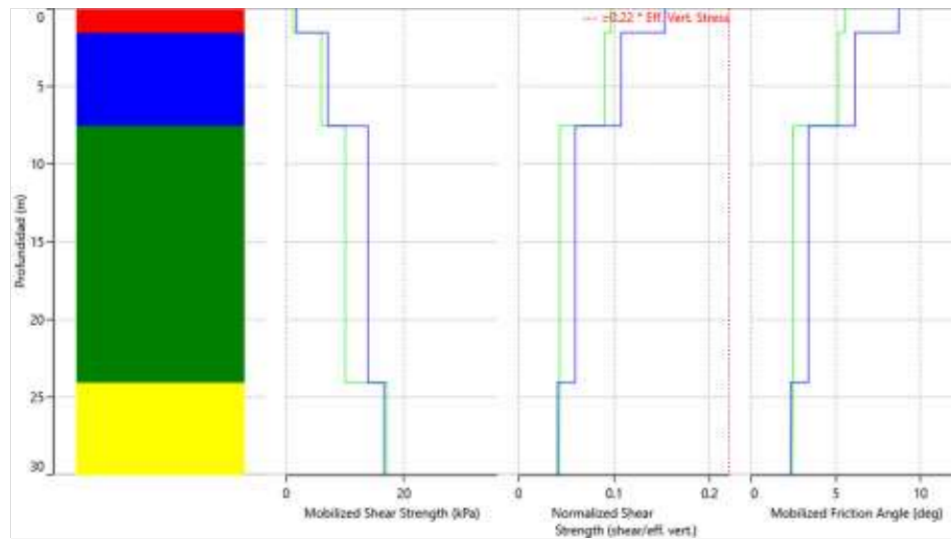


Figura 2. Fuerzas movilizadas del punto 1 con el sismo 2. Fuente: Deepsoil

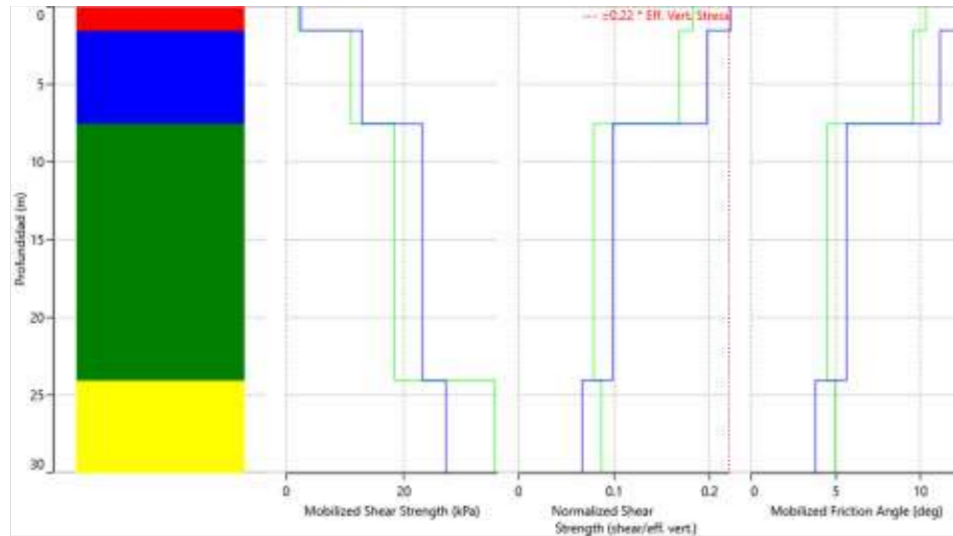


Figura 3. Fuerzas movilizadas del punto 1 con el sismo 3. Fuente: Deepsoil

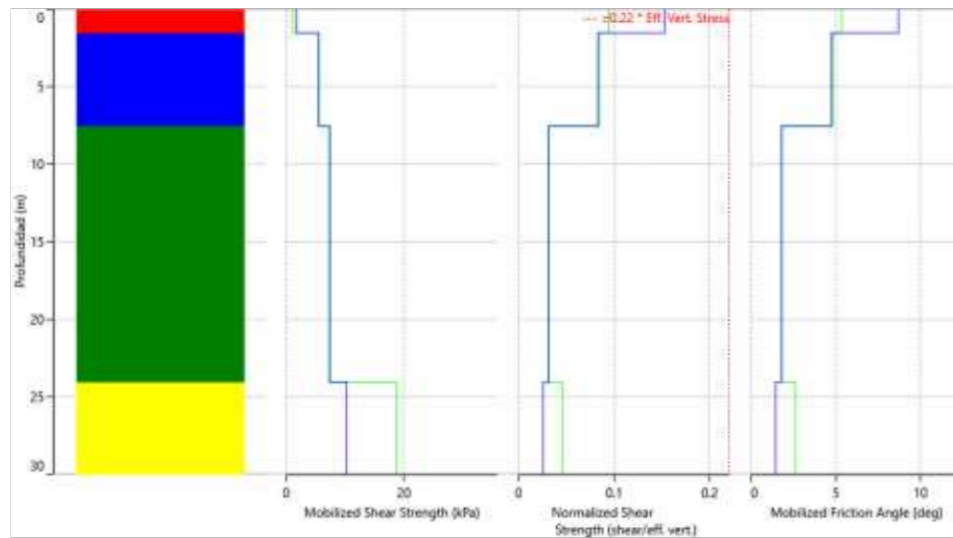


Figura 4. Fuerzas movilizadas del punto 1 con el sismo 4. Fuente: Deepsoil

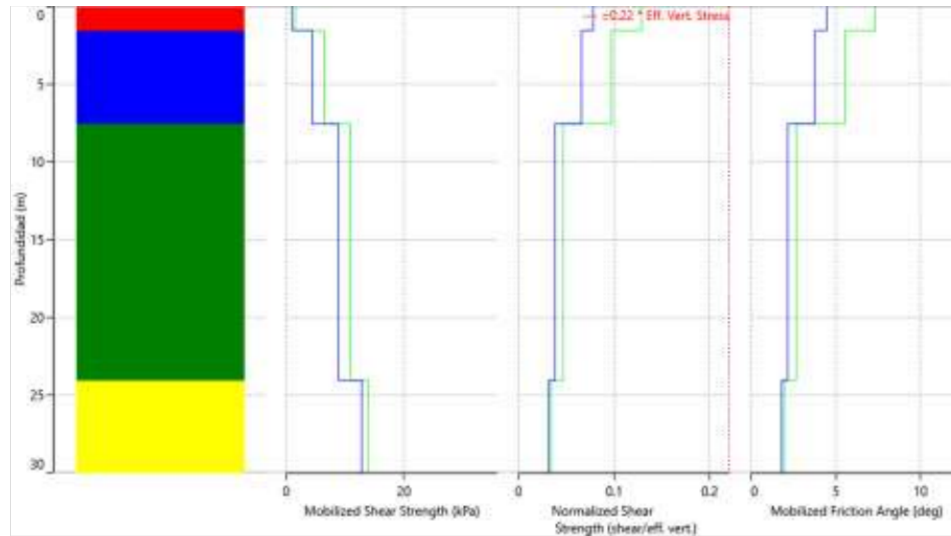


Figura 5. Fuerzas movilizadas del punto 1 con el sismo 5. Fuente: Deepsoil

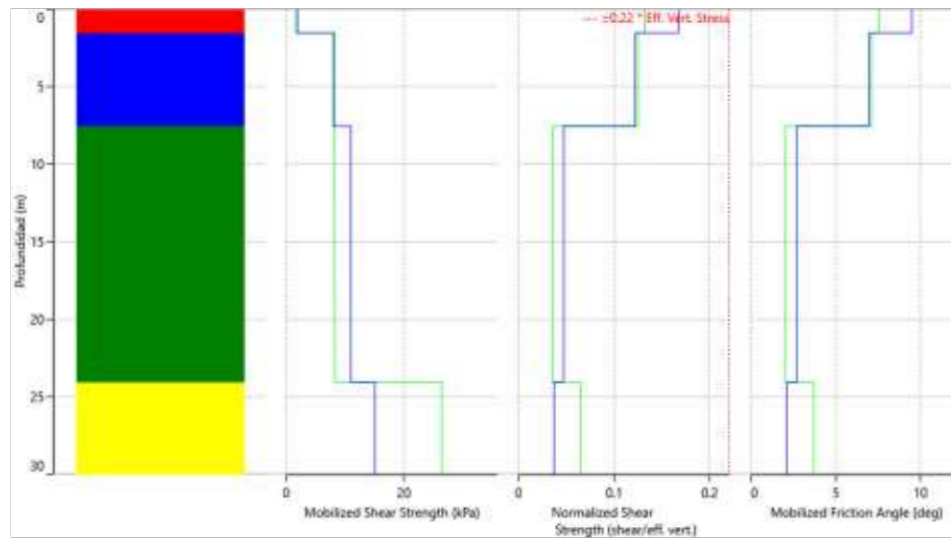


Figura 6. Fuerzas movilizadas del punto 1 con el sismo 6. Fuente: Deepsoil

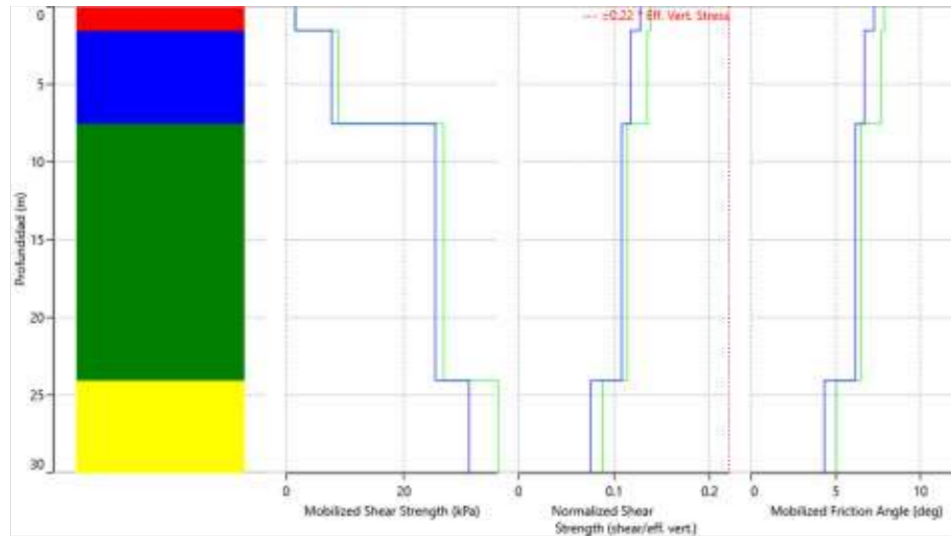


Figura 7. Fuerzas movilizadas del punto 1 con el sismo 7. Fuente: Deepsoil

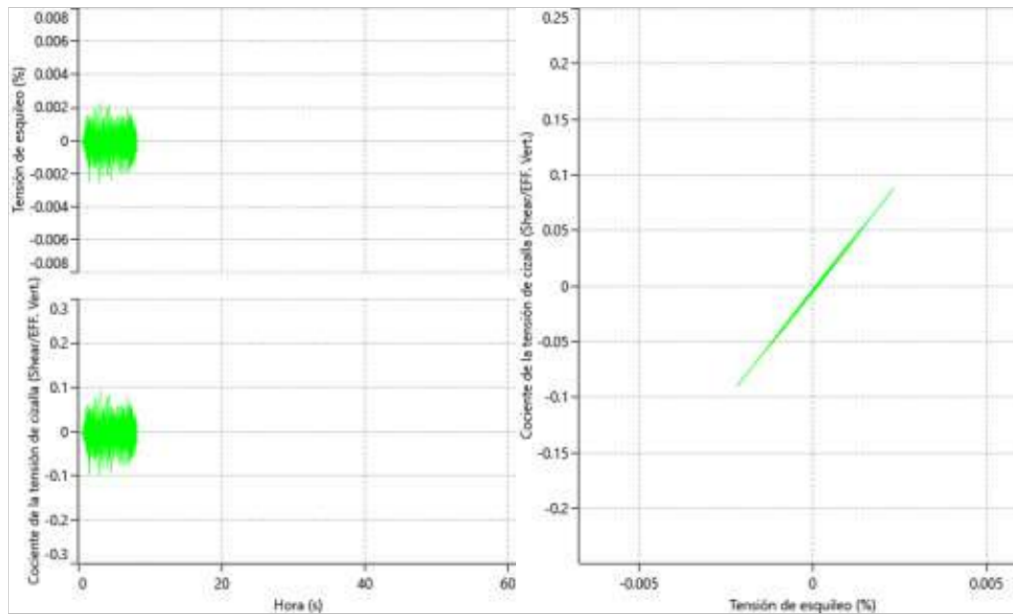


Figura 8. Diagrama tensión deformación del punto 1 con el sismo 1. Fuente: Deepsoil

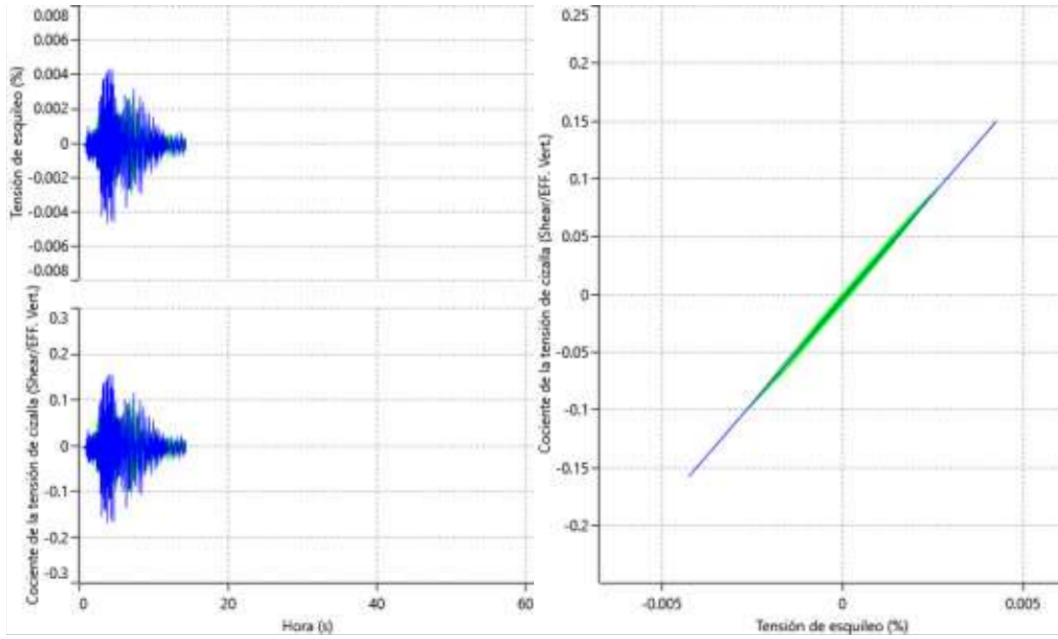


Figura 9. Diagrama tensión deformación del punto 1 con el sismo 2. Fuente: Deepsoil

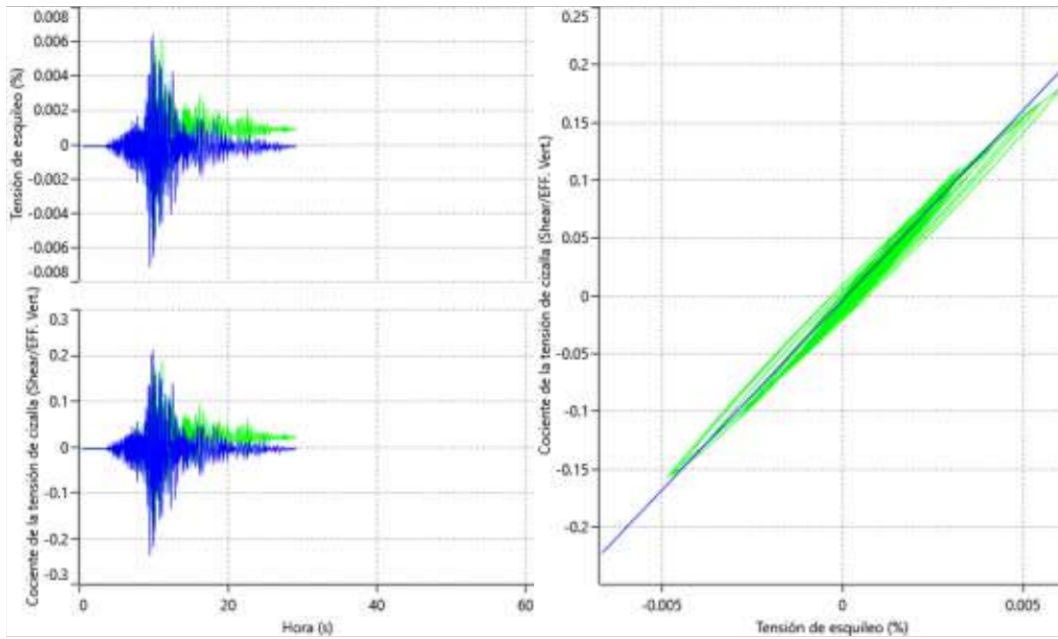


Figura 10. Diagrama tensión deformación del punto 1 con el sismo 3. Fuente: Deepsoil

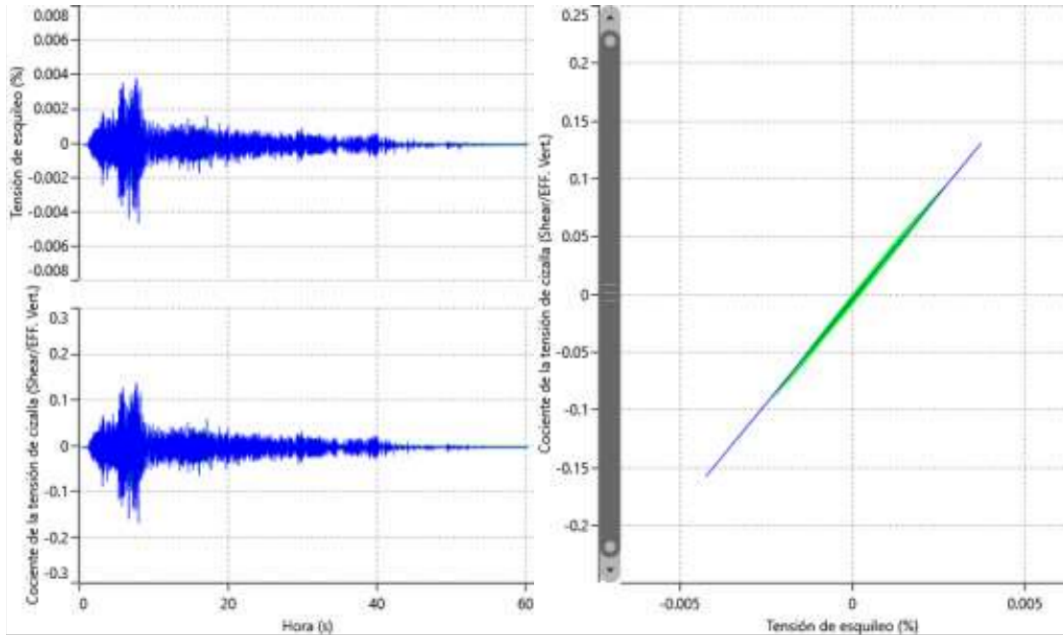


Figura 11. Diagrama tensión deformación del punto 1 con el sismo 4. Fuente: Deepsoil

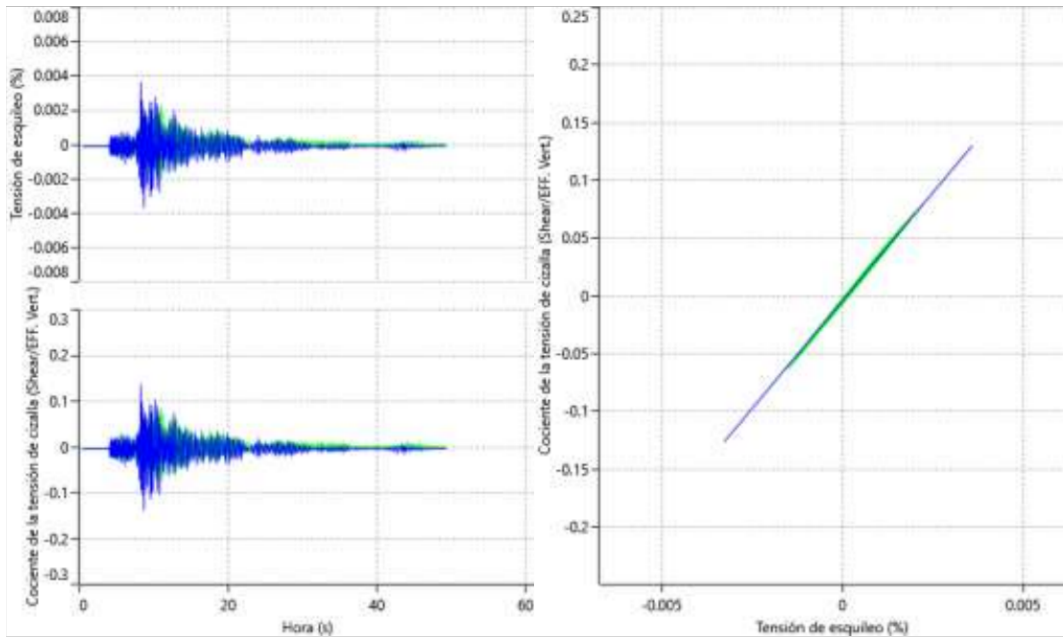


Figura 12. Diagrama tensión deformación del punto 1 con el sismo 5. Fuente: Deepsoil

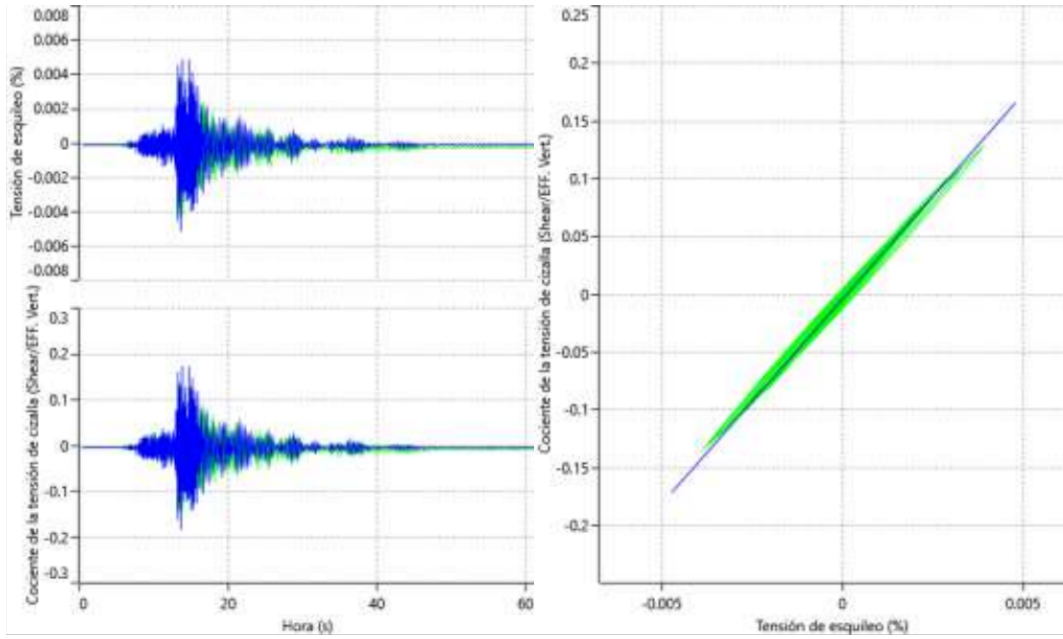


Figura 13. Diagrama tensión deformación del punto 1 con el sismo 6. Fuente: Deepsoil

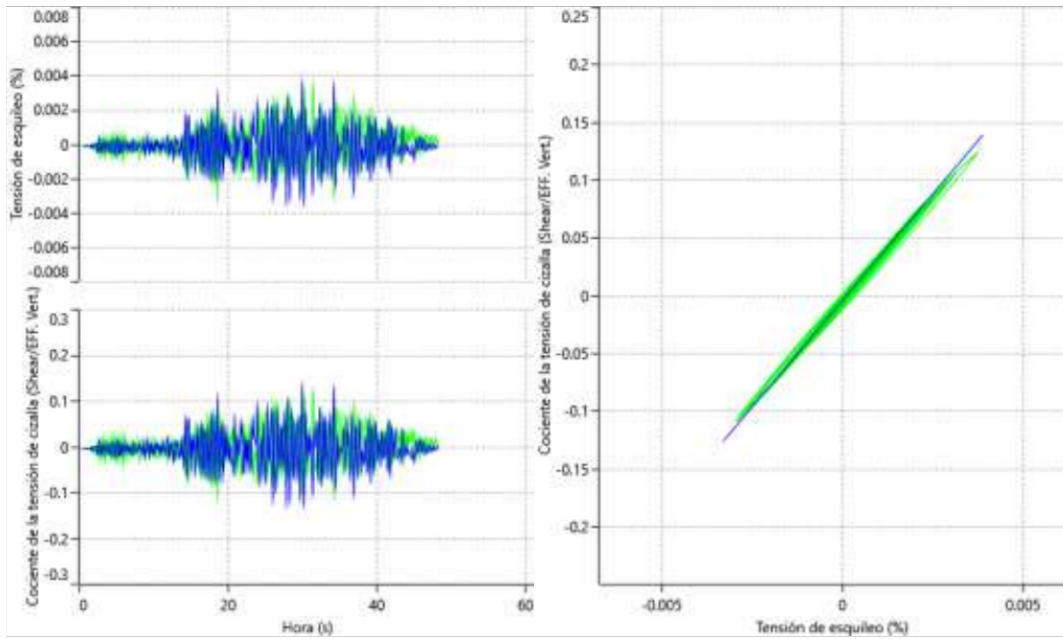


Figura 14. Diagrama tensión deformación del punto 1 con el sismo 7. Fuente: Deepsoil

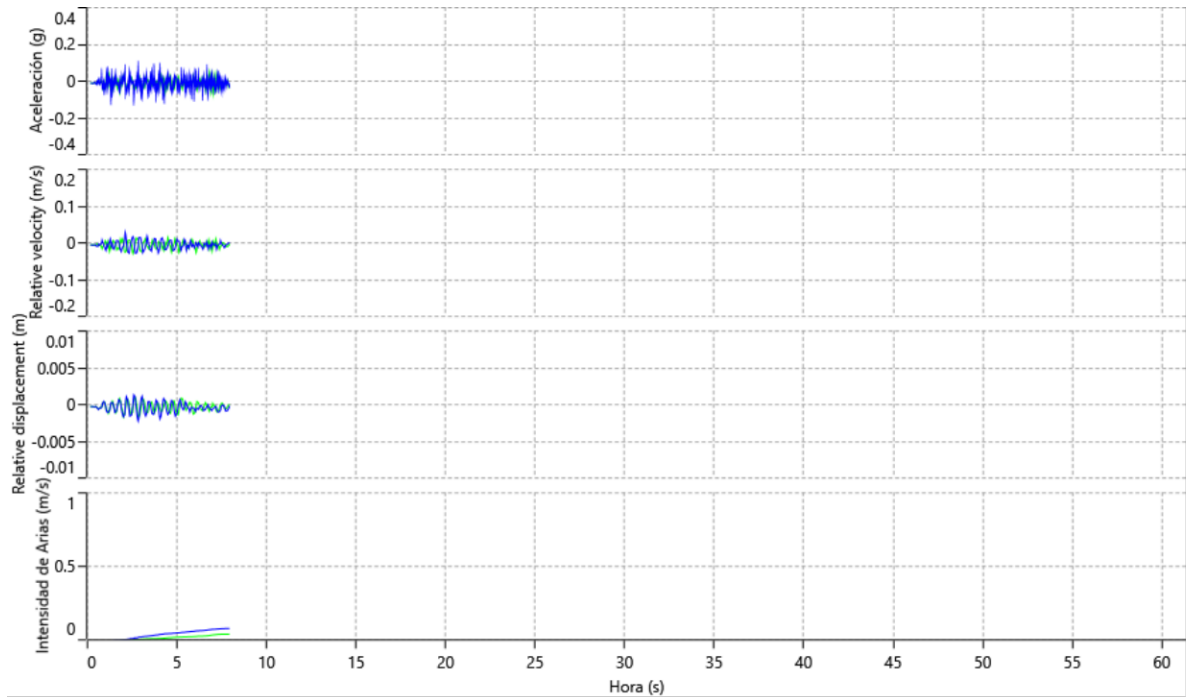


Figura 15. Diagrama tiempo historia del sismo 1. Fuente: Deepsoil

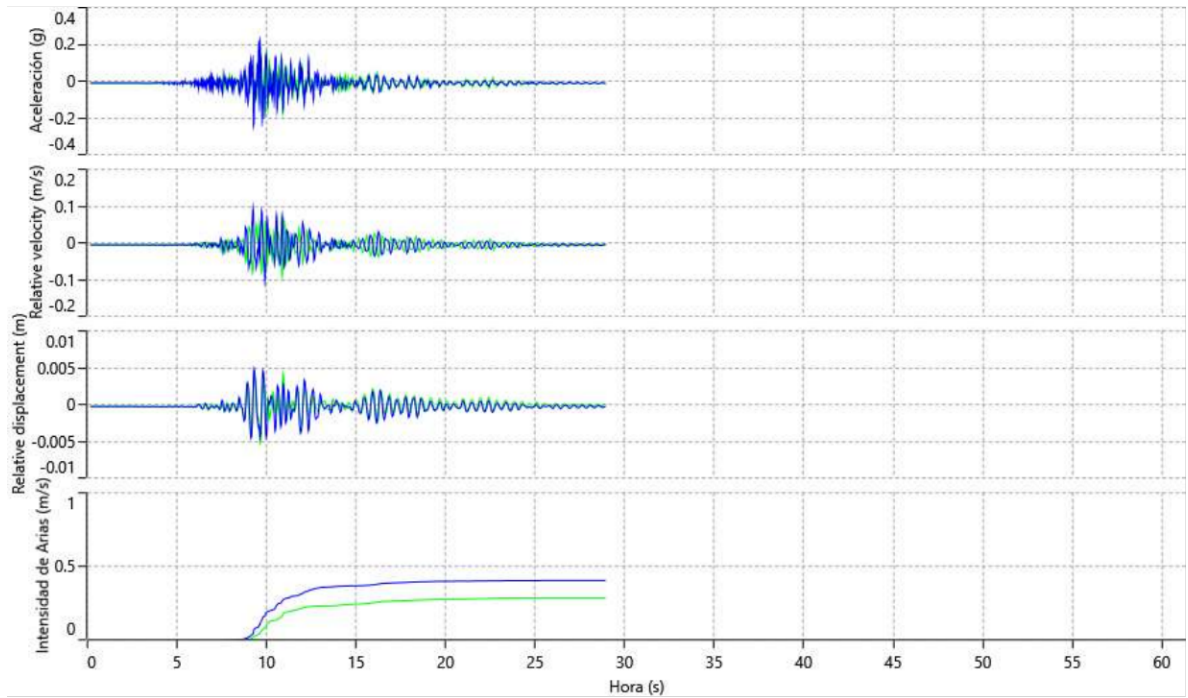


Figura 16. Diagrama tiempo historia del sismo 2. Fuente: Deepsoil

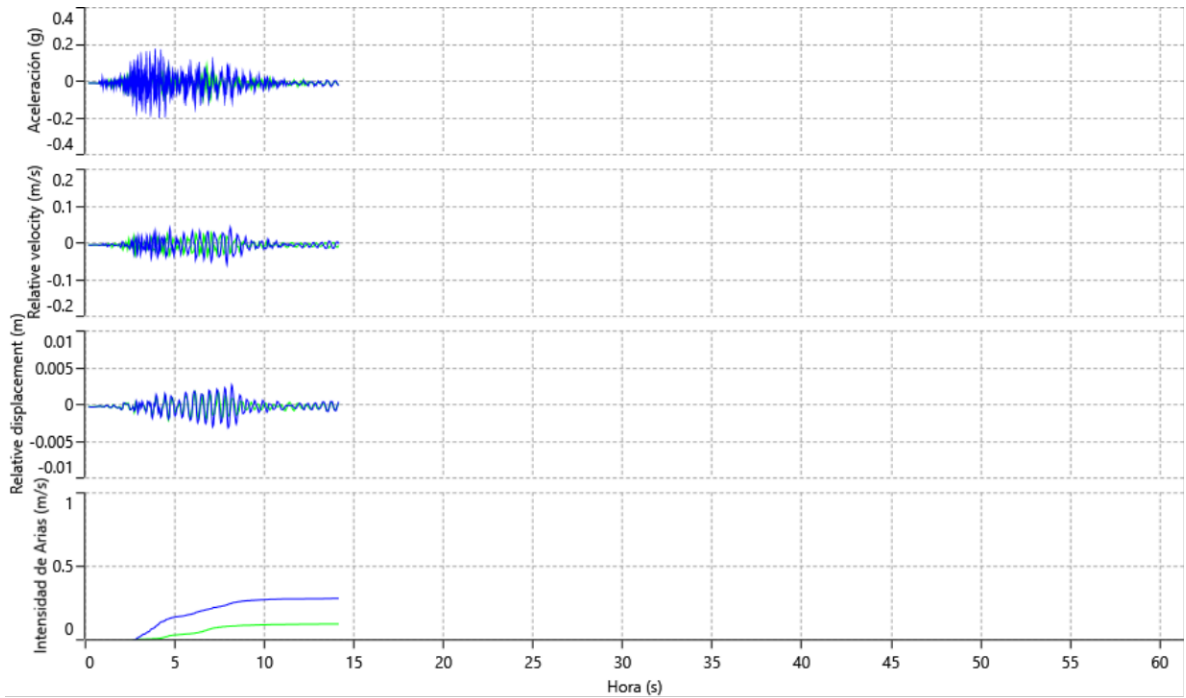


Figura 17. Diagrama tiempo historia del sismo 3. Fuente: Deepsoil

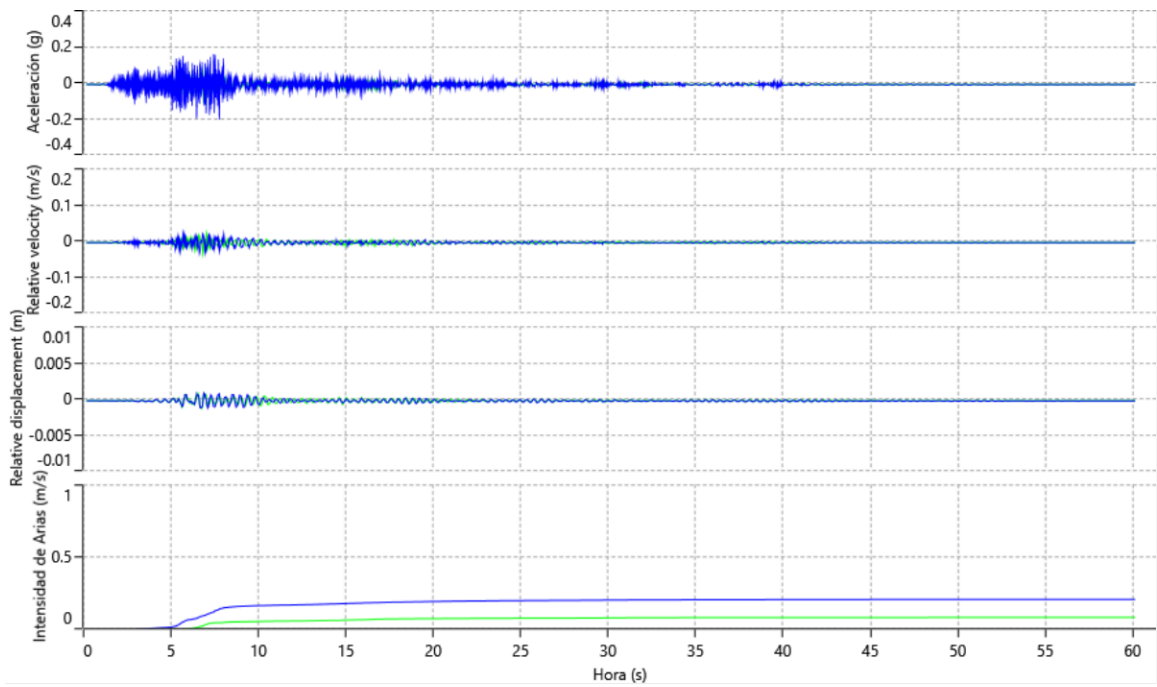


Figura 18. Diagrama tiempo historia del sismo 4. Fuente: Deepsoil

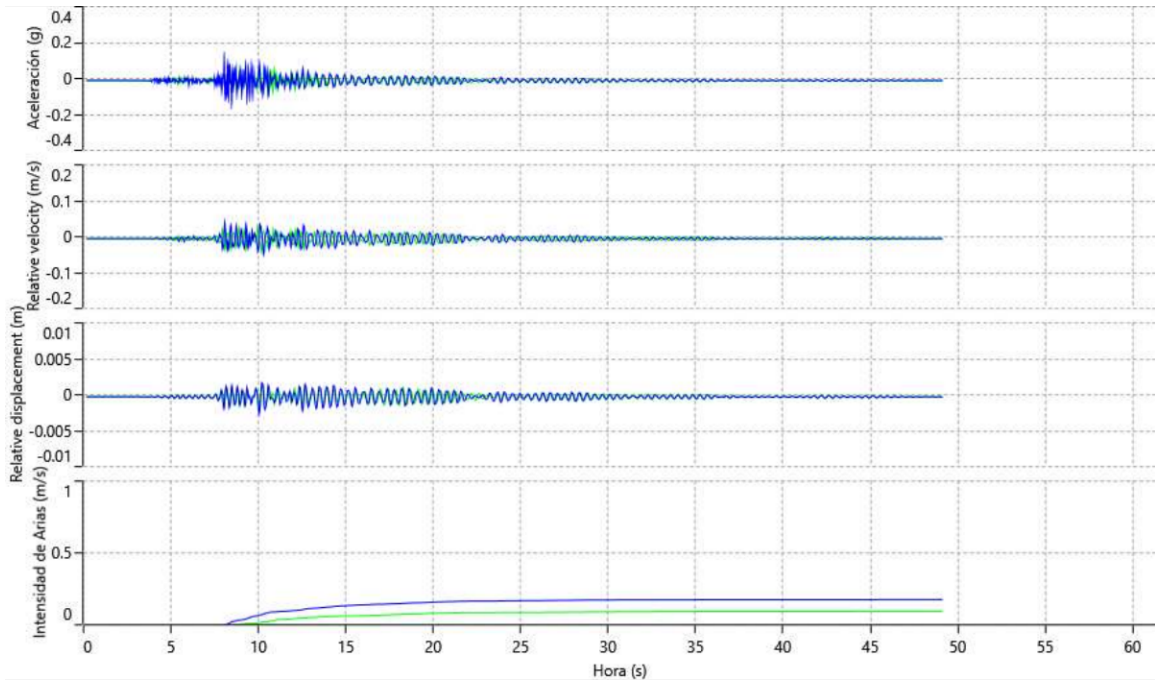


Figura 19. Diagrama tiempo historia del sismo 5. Fuente: Deepsoil

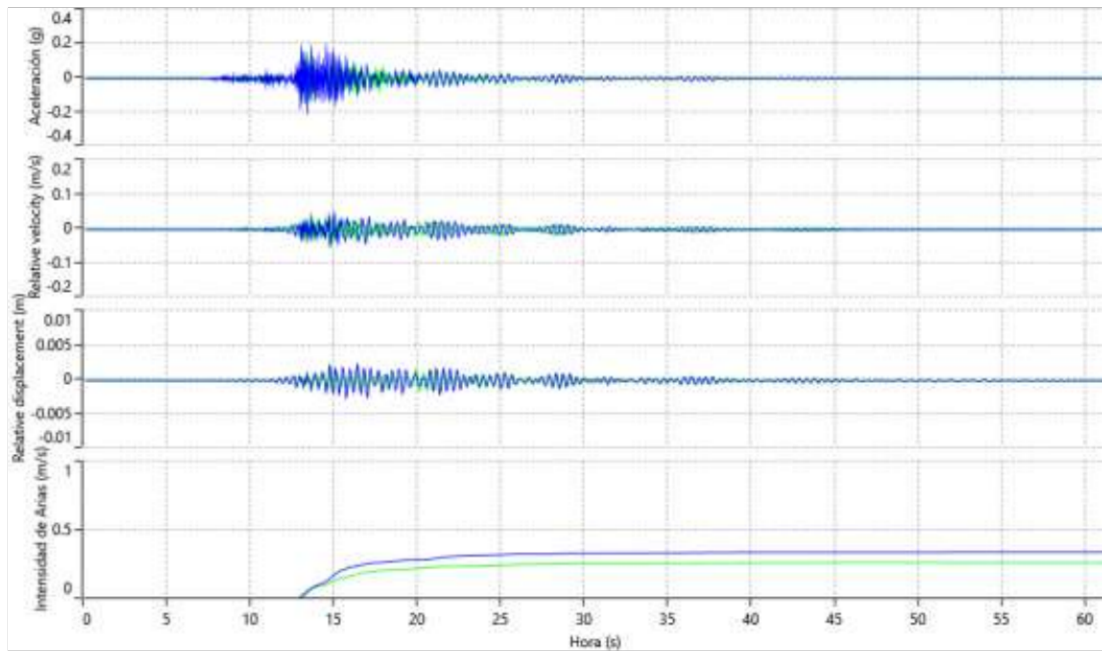


Figura 20. Diagrama tiempo historia del sismo 6. Fuente: Deepsoil

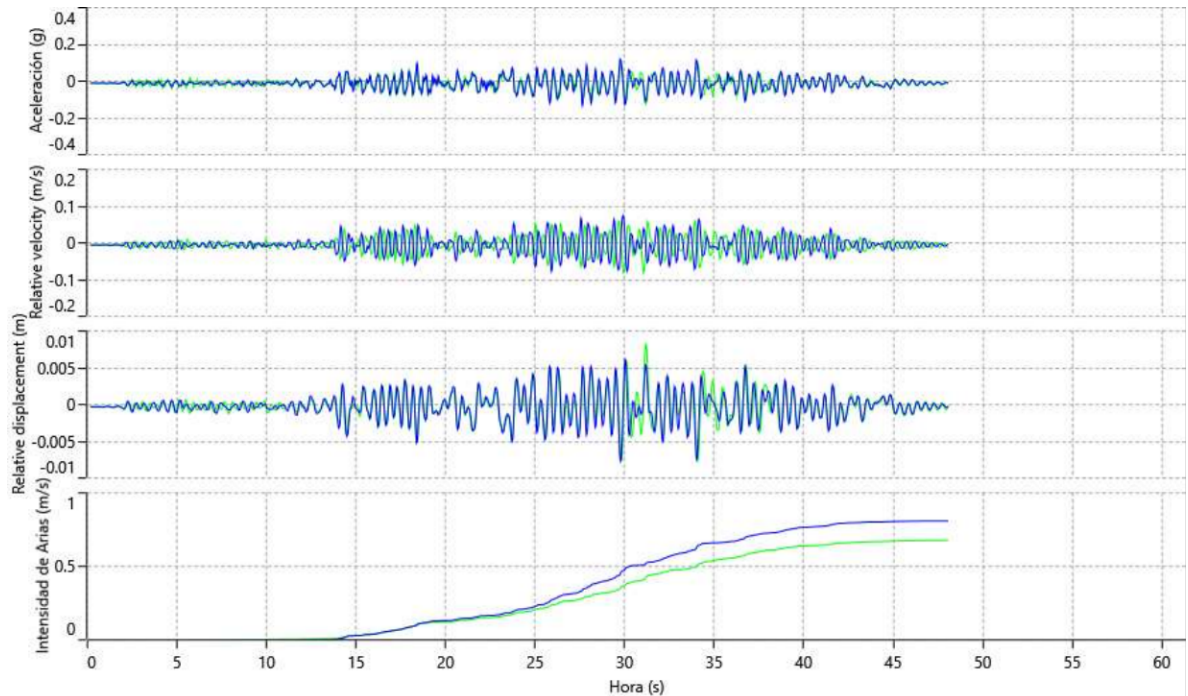


Figura 21. Diagrama tiempo historia del sismo 7. Fuente: Deepsoil

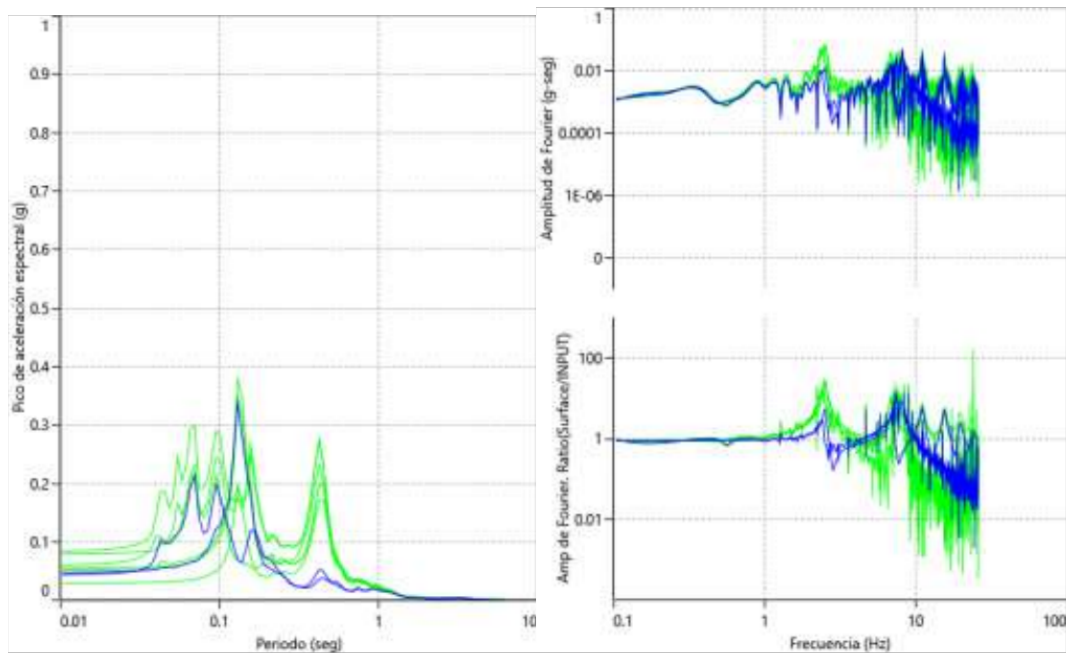


Figura 22. Parcelas espectrales del punto 1 con el sismo 1. Fuente: Deepsoil

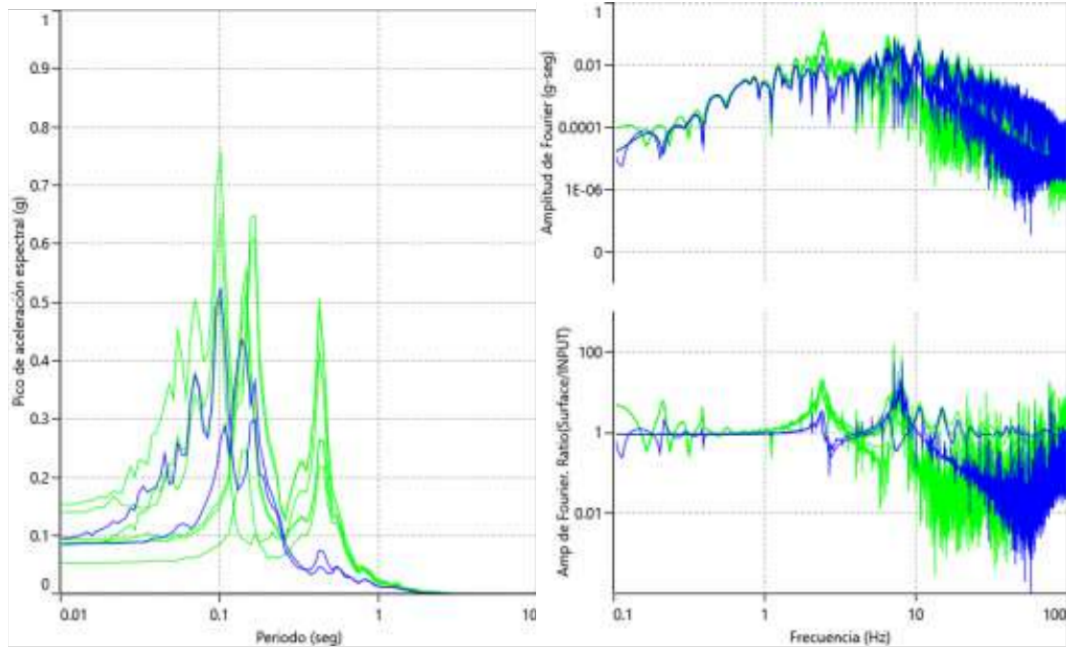


Figura 23. Parcelas espectrales del punto 1 con el sismo 2. Fuente: Deepsoil

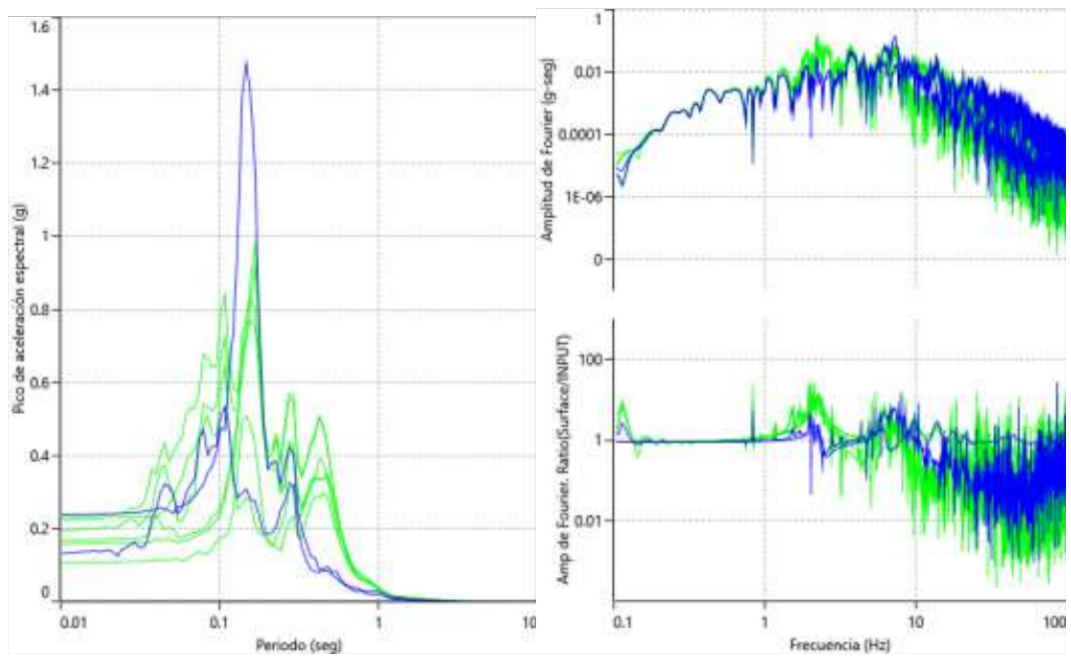


Figura 24. Parcelas espectrales del punto 1 con el sismo 3. Fuente: Deepsoil

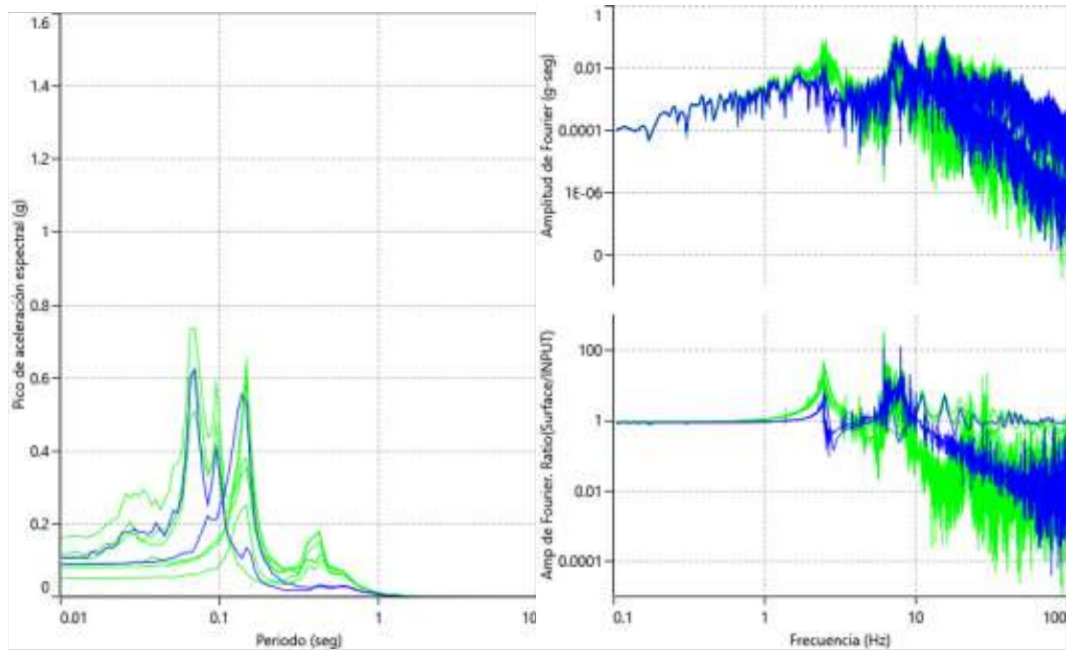


Figura 25. Parcelas espectrales del punto 1 con el sismo 4. Fuente: Deepsoil

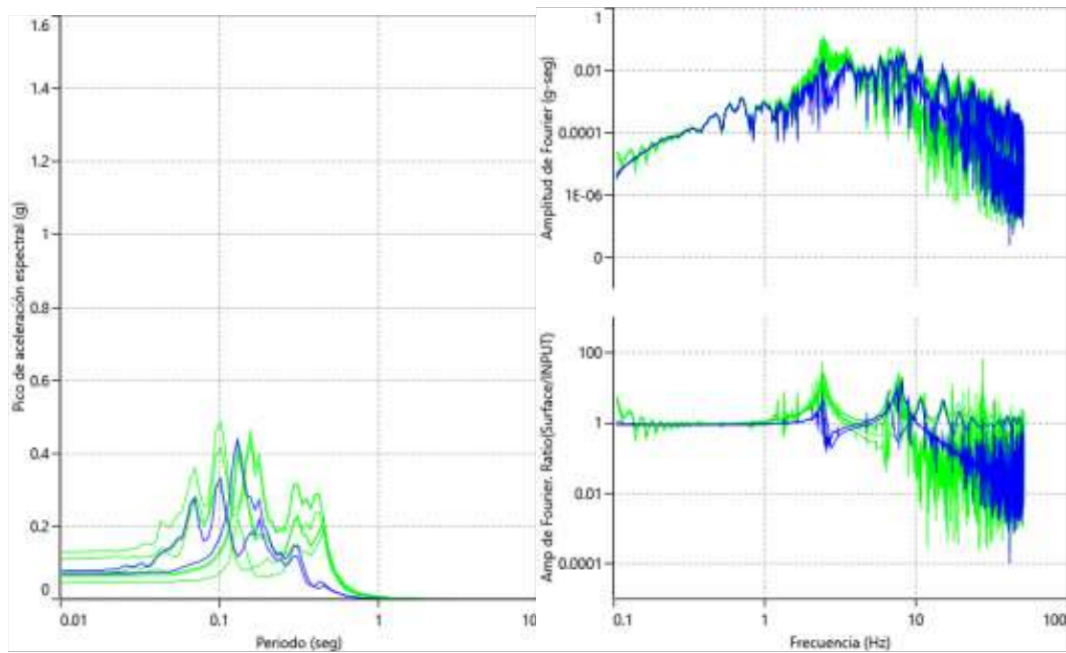


Figura 26. Parcelas espectrales del punto 1 con el sismo 5. Fuente: Deepsoil

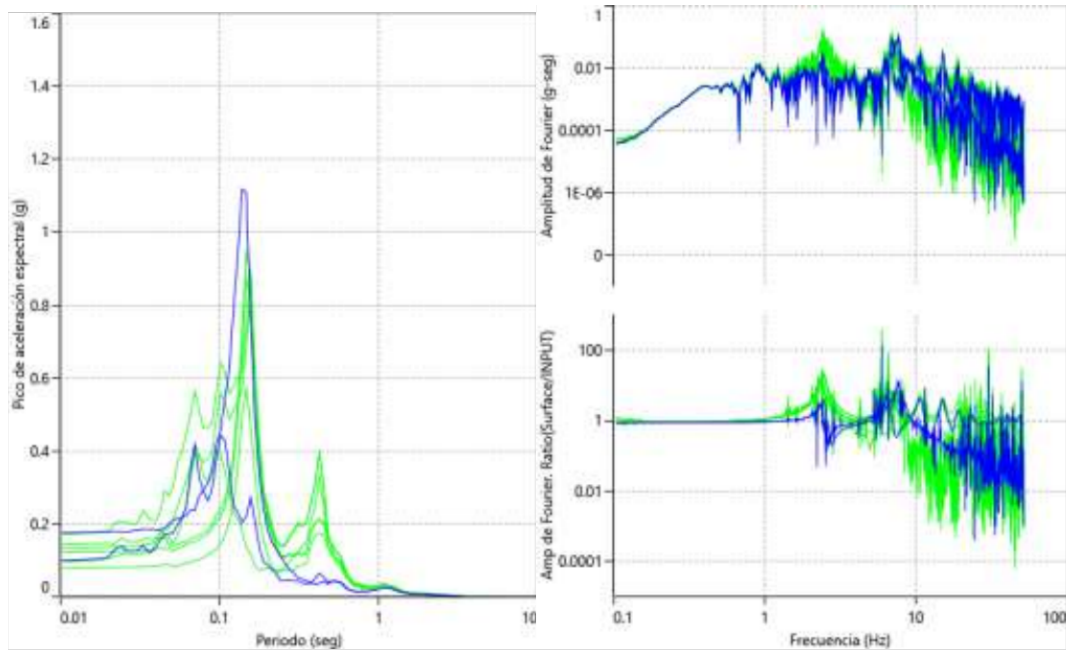


Figura 27. Parcelas espectrales del punto 1 con el sismo 6. Fuente: Deepsoil

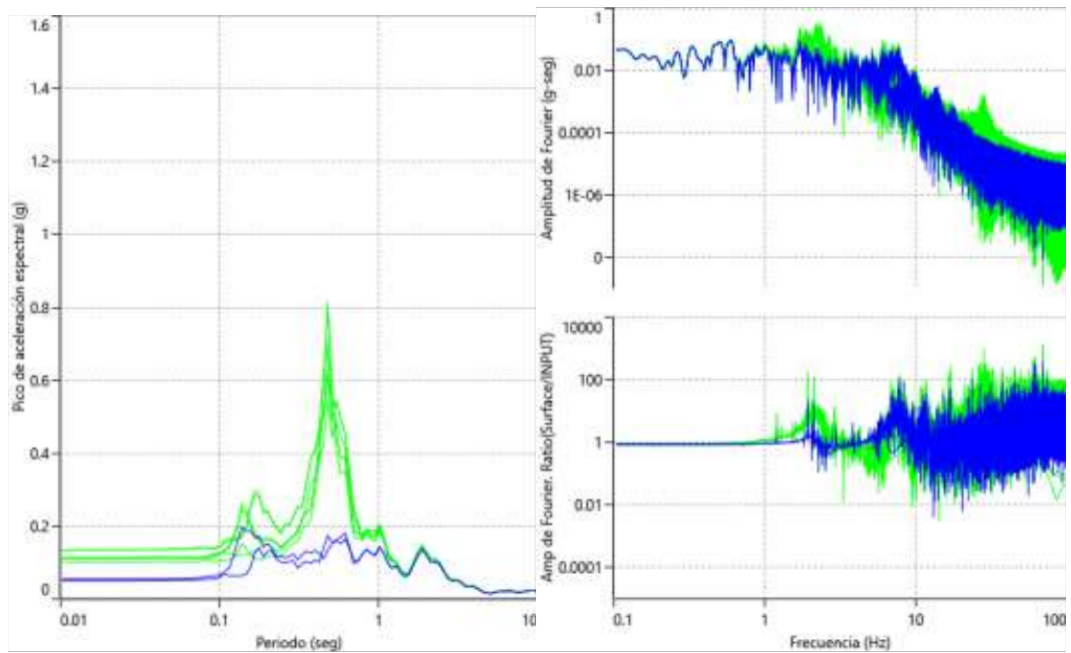


Figura 28. Parcelas espectrales del punto 1 con el sismo 7. Fuente: Deepsoil

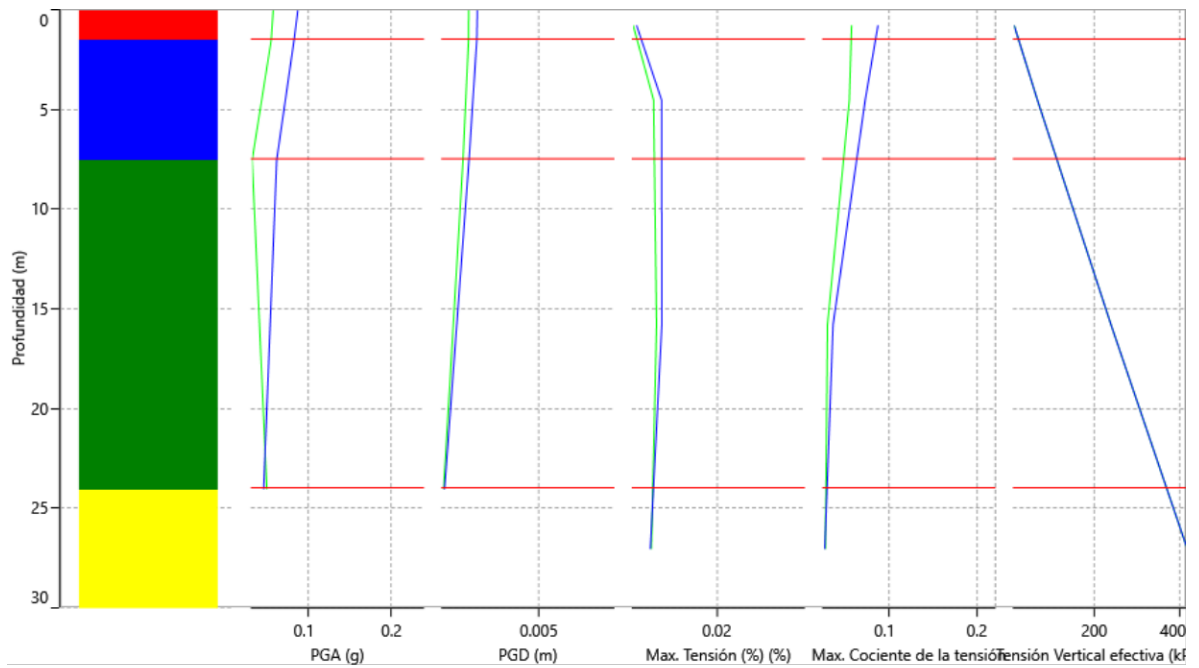


Figura 29. Perfil de parcelas del punto 1 para el sismo 1. Fuente: Deepsoil

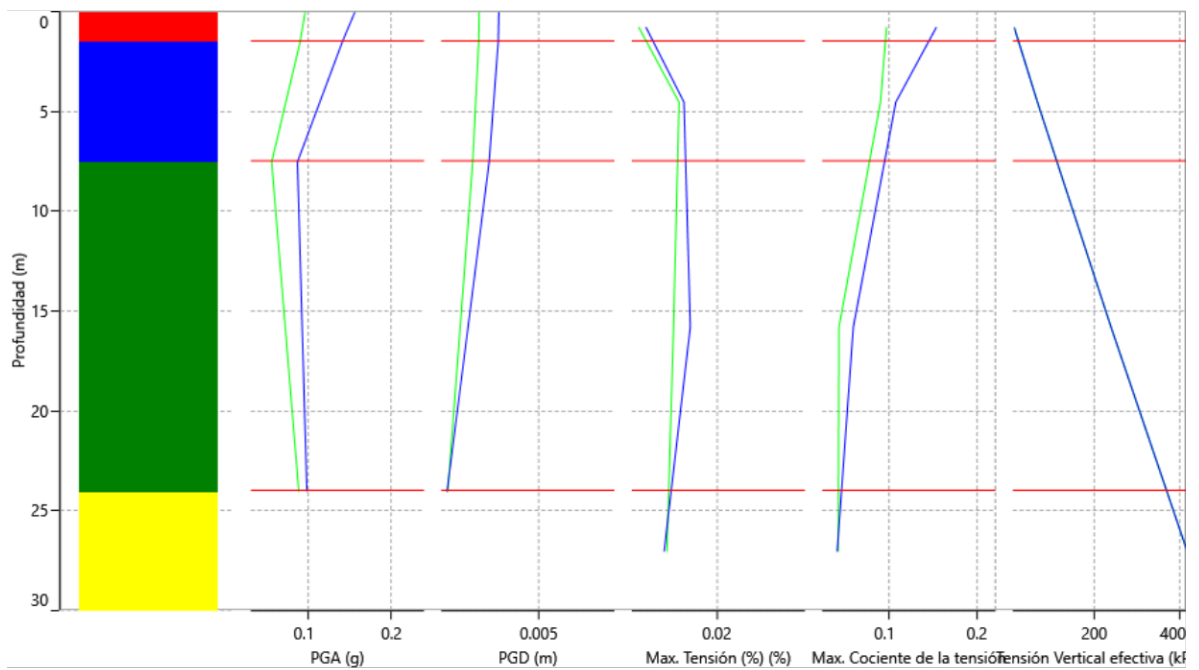


Figura 30. Perfil de parcelas del punto 1 para el sismo 2. Fuente: Deepsoil

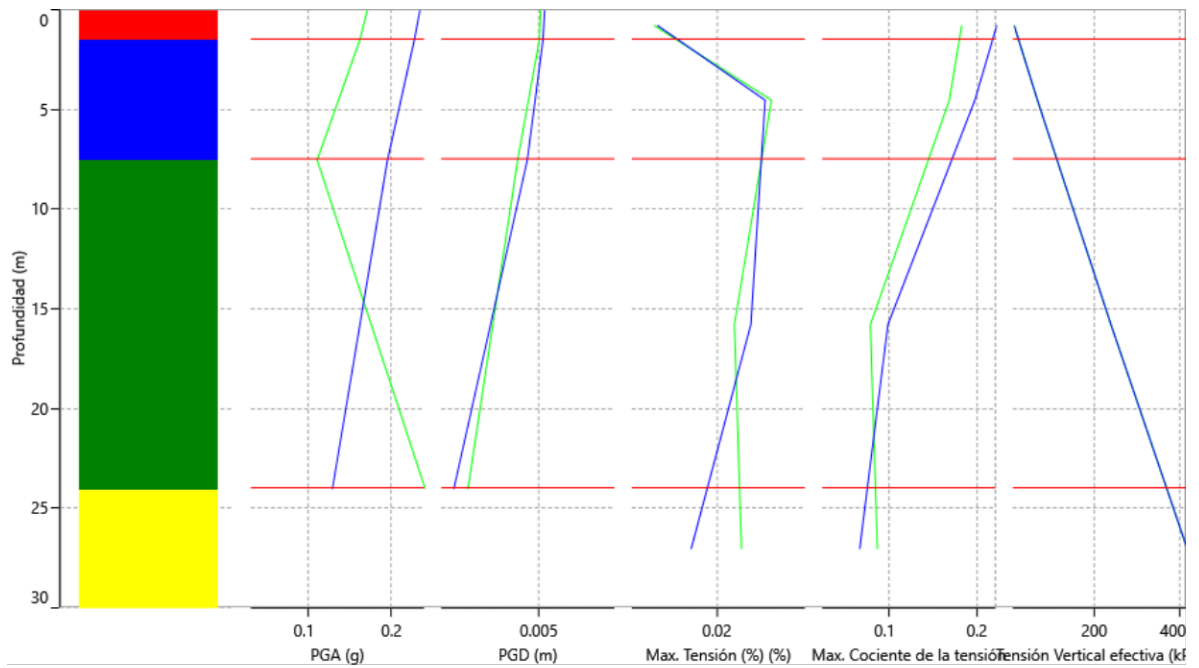


Figura 31. Perfil de parcelas del punto 1 para el sismo 3. Fuente: Deepsoil

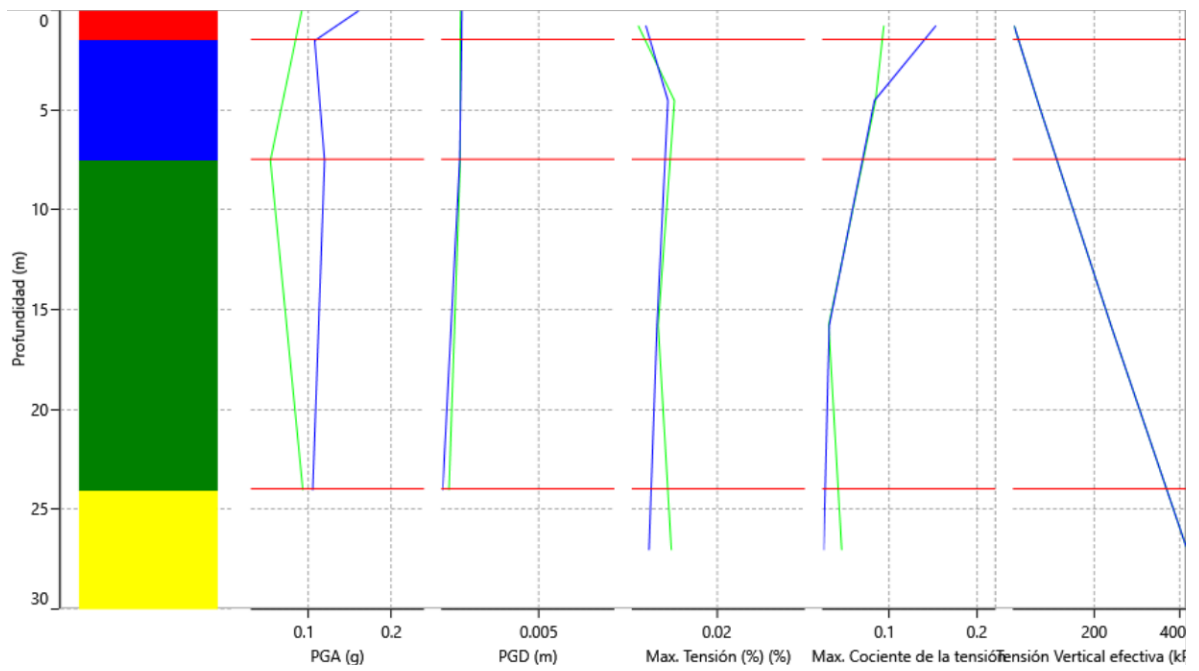


Figura 32. Perfil de parcelas del punto 1 para el sismo 4. Fuente: Deepsoil

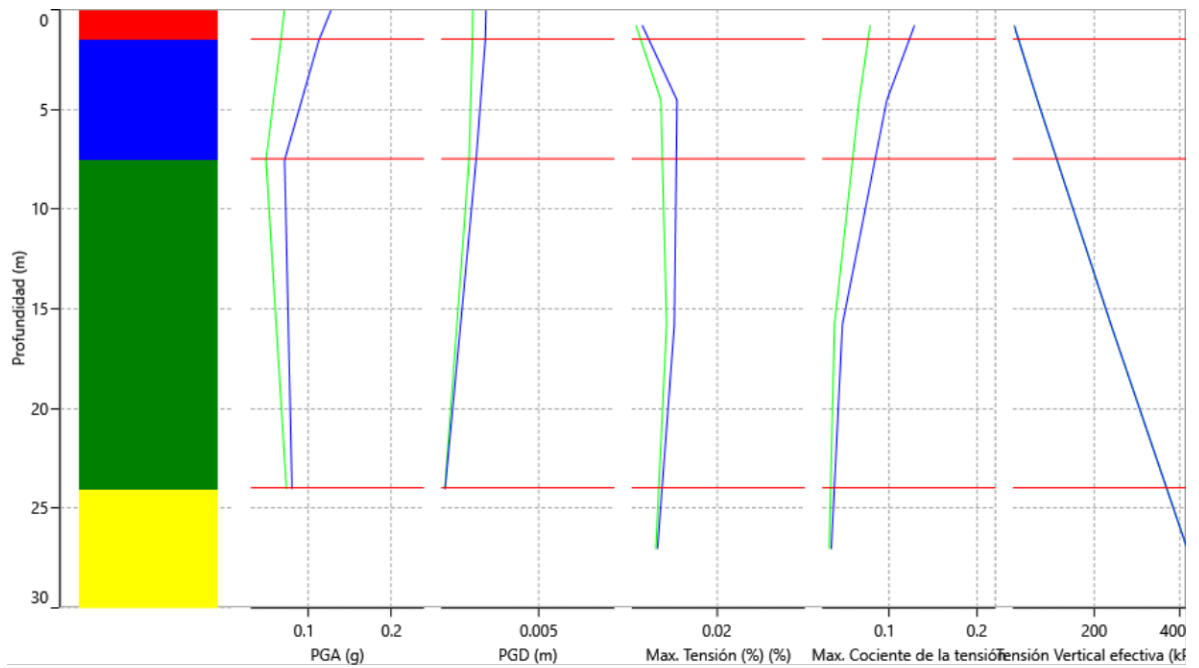


Figura 33. Perfil de parcelas del punto 1 para el sismo 5. Fuente: Deepsoil

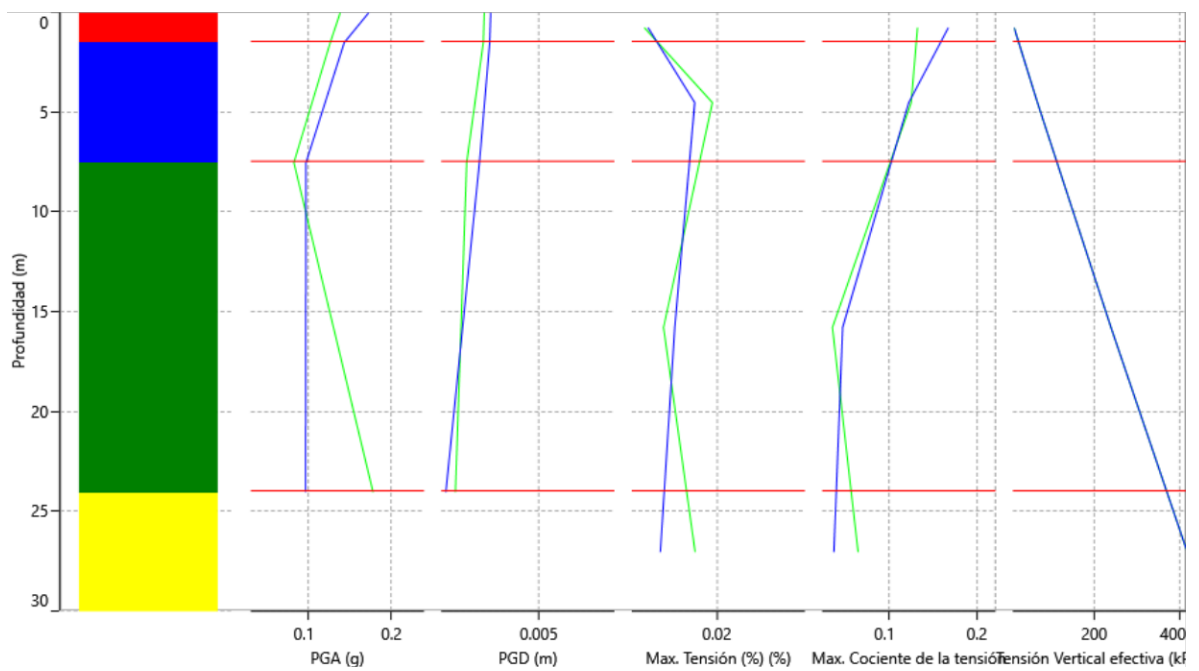


Figura 34. Perfil de parcelas del punto 1 para el sismo 6. Fuente: Deepsoil

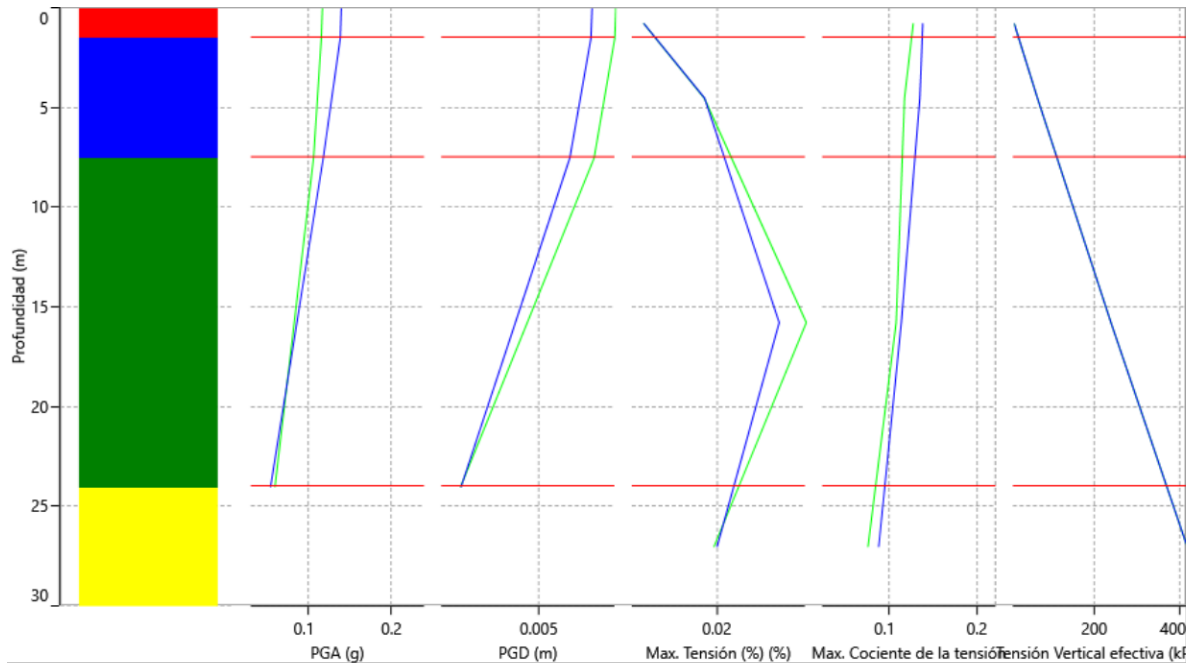


Figura 35. Perfil de parcelas del punto 1 para el sismo 7. Fuente: Deepsoil

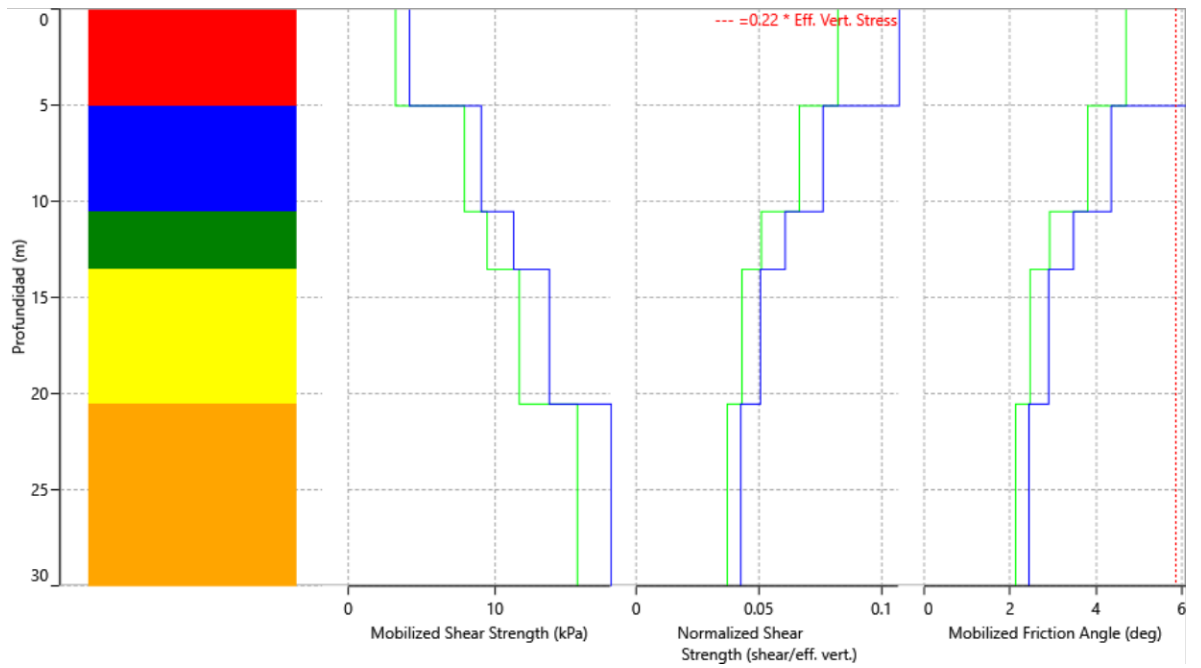


Figura 36. Fuerzas movilizadas del punto 2 con el sismo 1. Fuente: Deepsoil

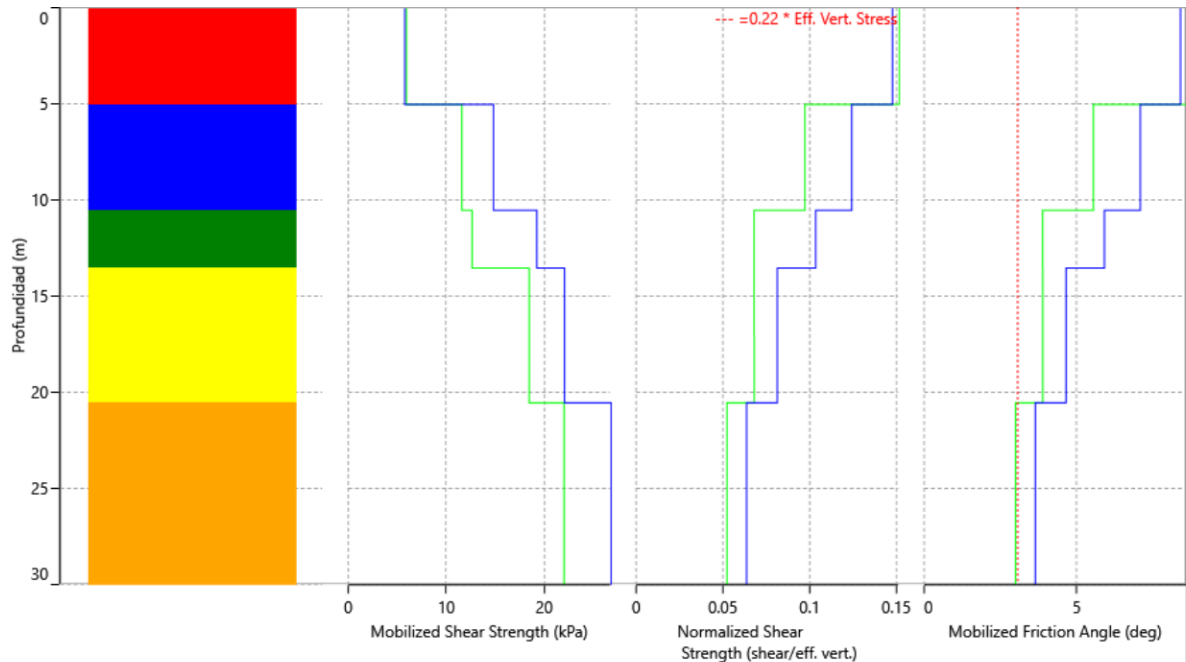


Figura 37. Fuerzas movilizadas del punto 2 con el sismo 2. Fuente: Deepsoil

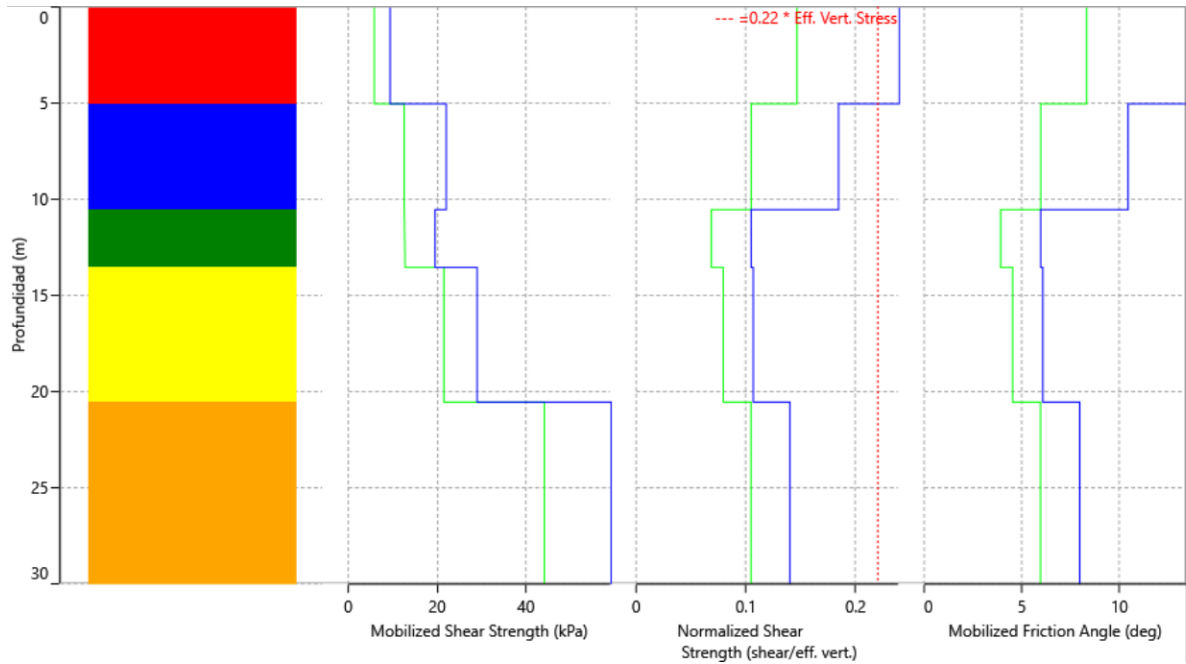


Figura 38. Fuerzas movilizadas del punto 2 con el sismo 3. Fuente: Deepsoil

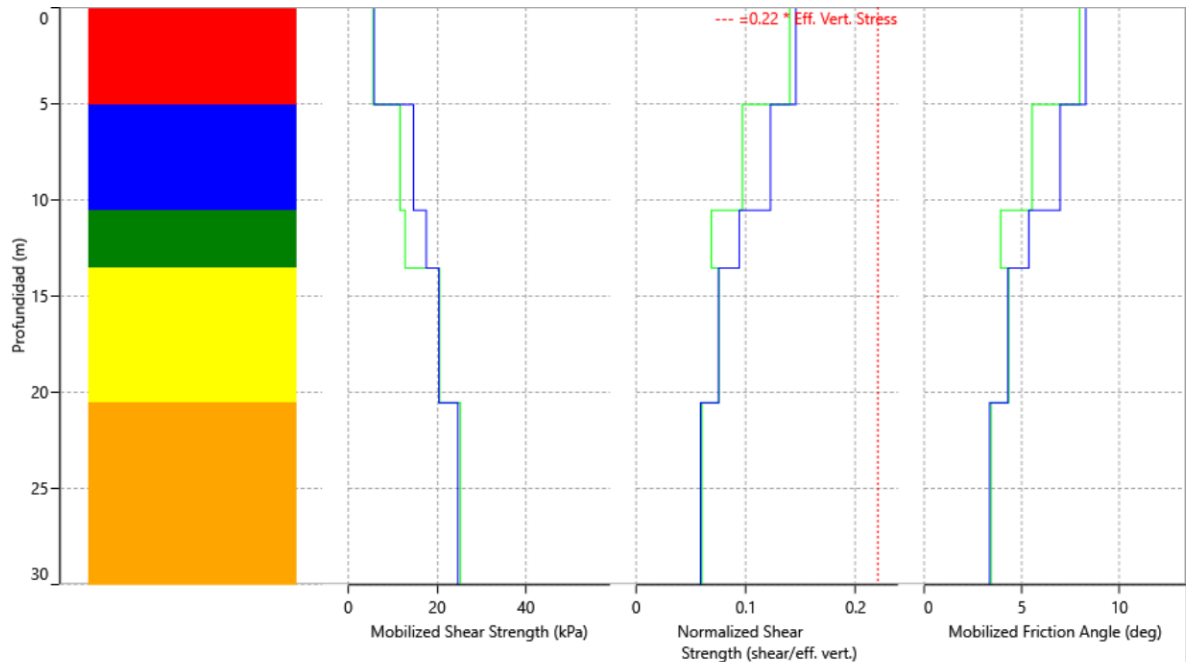


Figura 39. Fuerzas movilizadas del punto 2 con el sismo 4. Fuente: Deepsoil

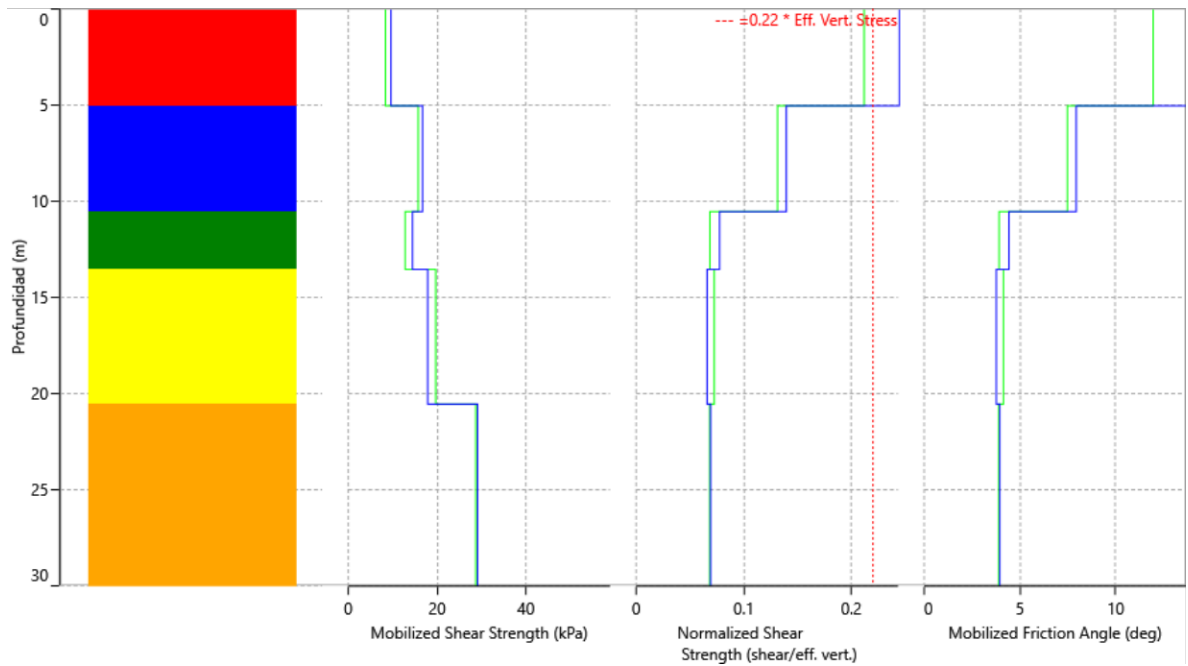


Figura 40. Fuerzas movilizadas del punto 2 con el sismo 5. Fuente: Deepsoil

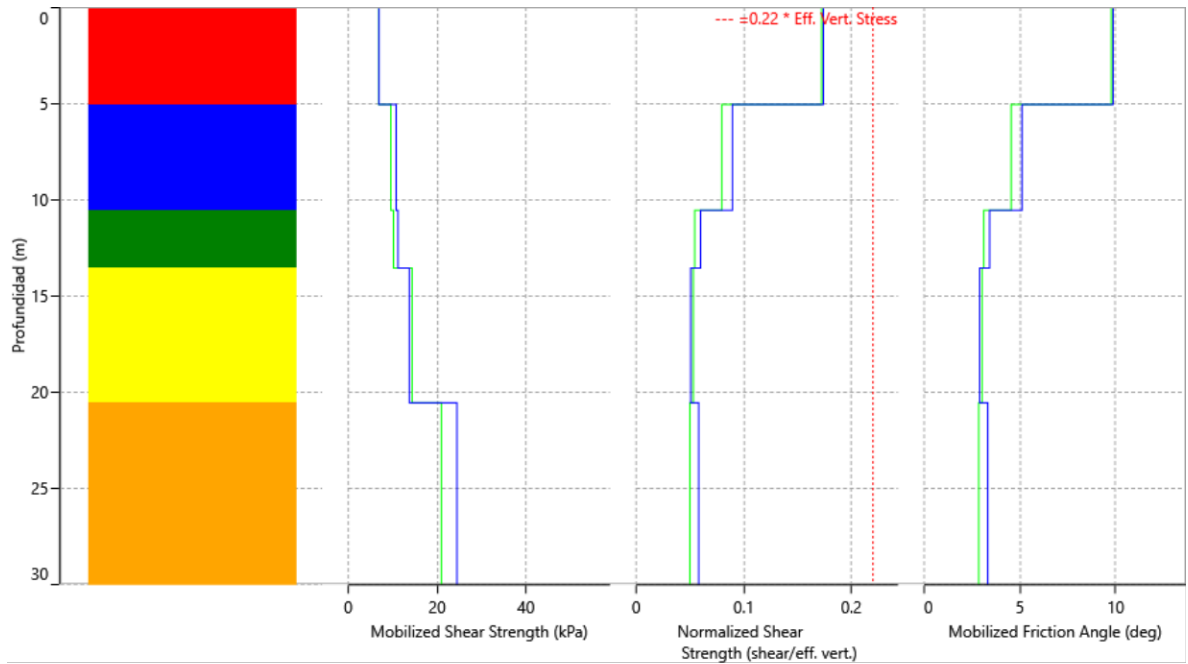


Figura 41. Fuerzas movilizadas del punto 2 con el sismo 6. Fuente: Deepsoil

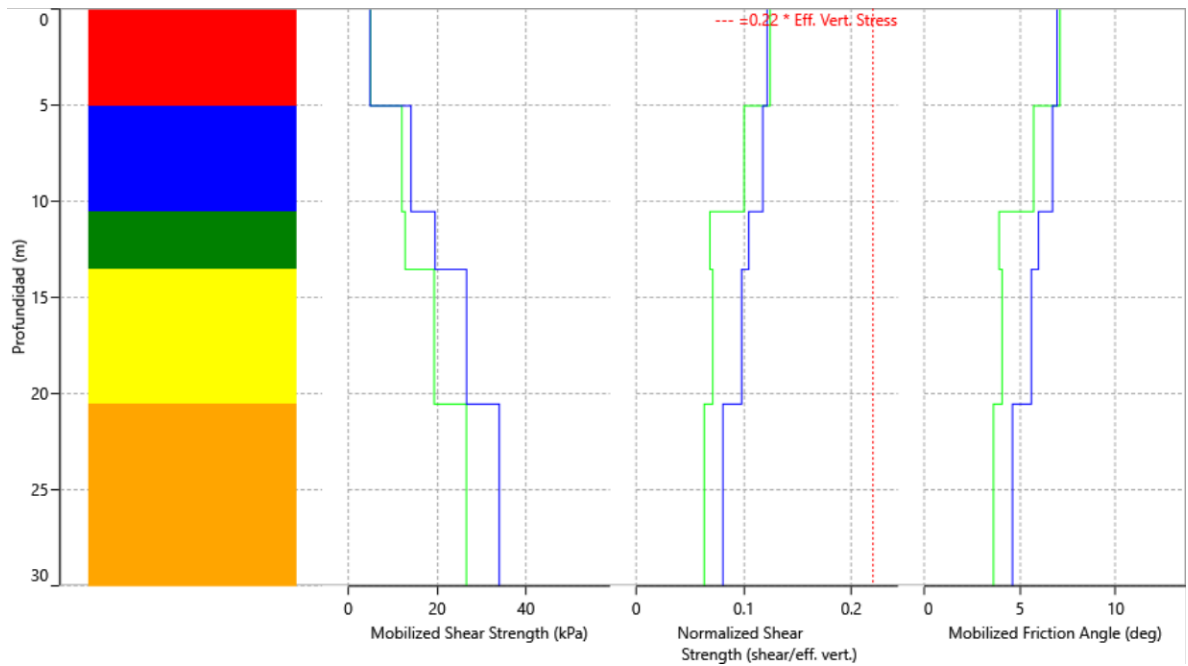


Figura 42. Fuerzas movilizadas del punto 2 con el sismo 7. Fuente: Deepsoil

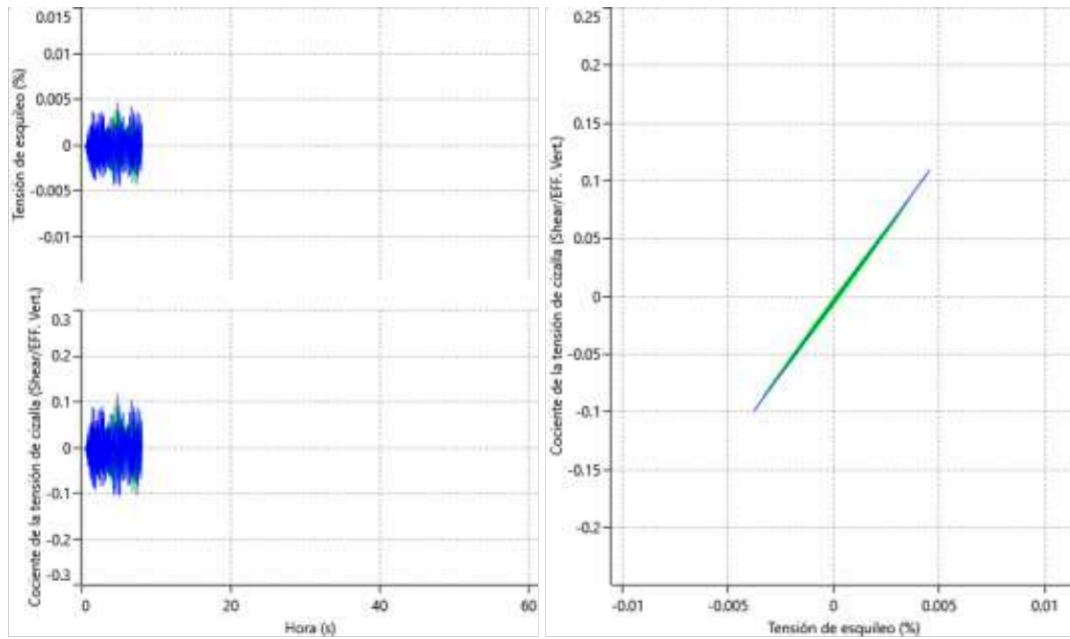


Figura 43. Diagrama tensión deformación del punto 2 con el sismo 1. Fuente: Deepsoil

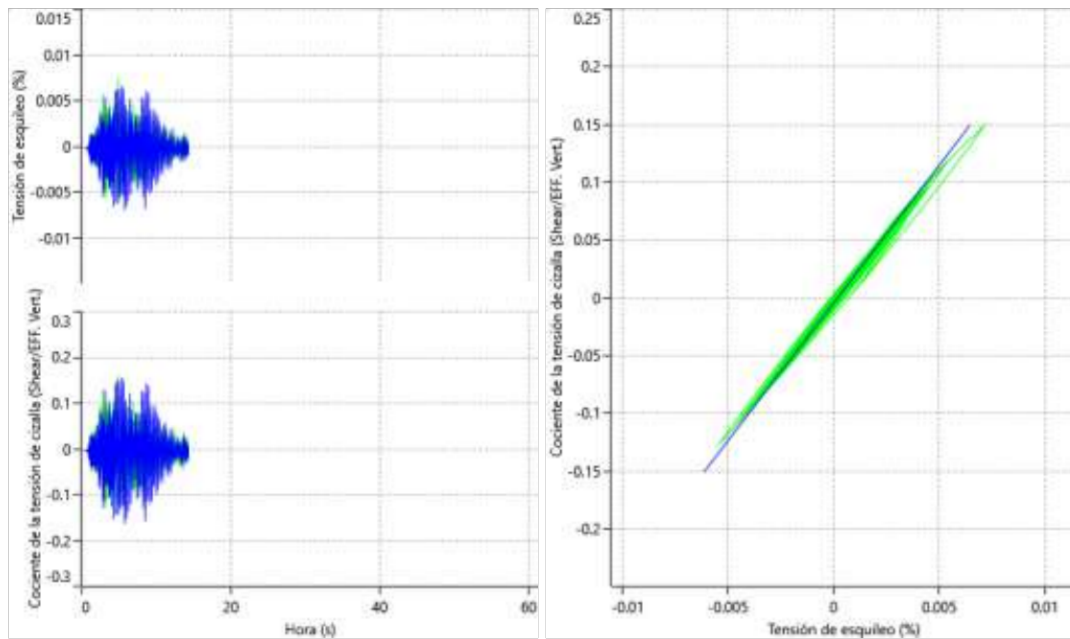


Figura 44. Diagrama tensión deformación del punto 2 con el sismo 2. Fuente: Deepsoil

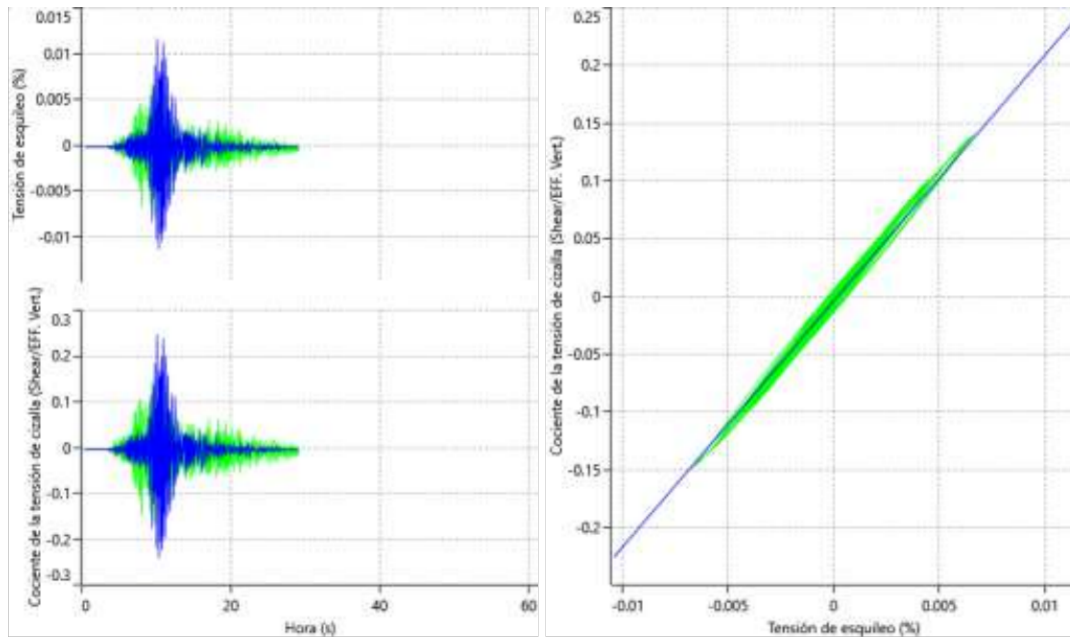


Figura 45. Diagrama tensión deformación del punto 2 con el sismo 3. Fuente: Deepsoil

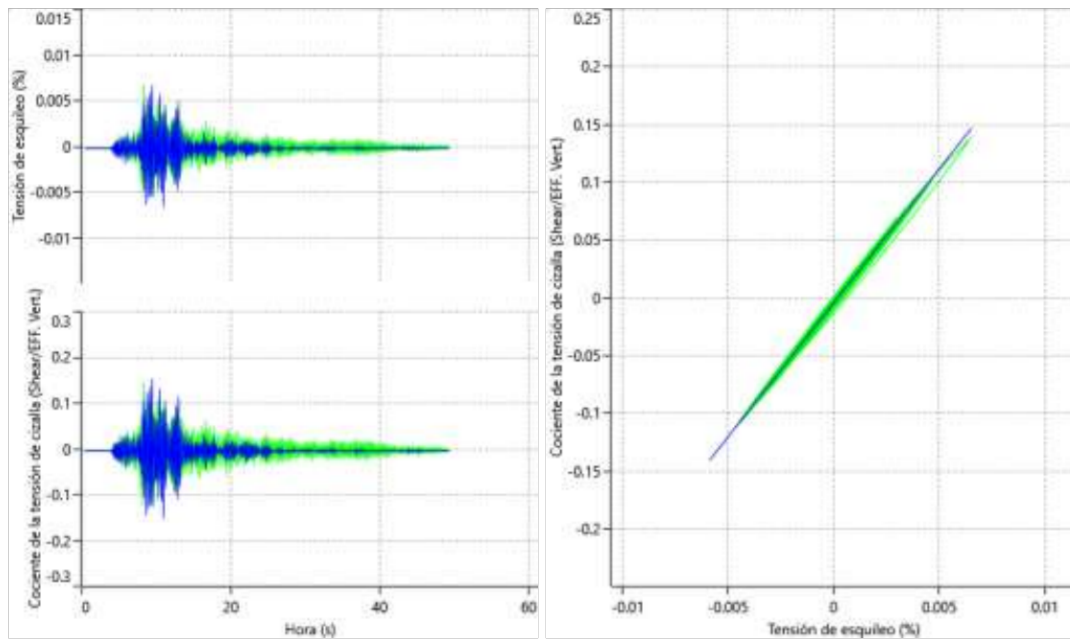


Figura 46. Diagrama tensión deformación del punto 2 con el sismo 4. Fuente: Deepsoil

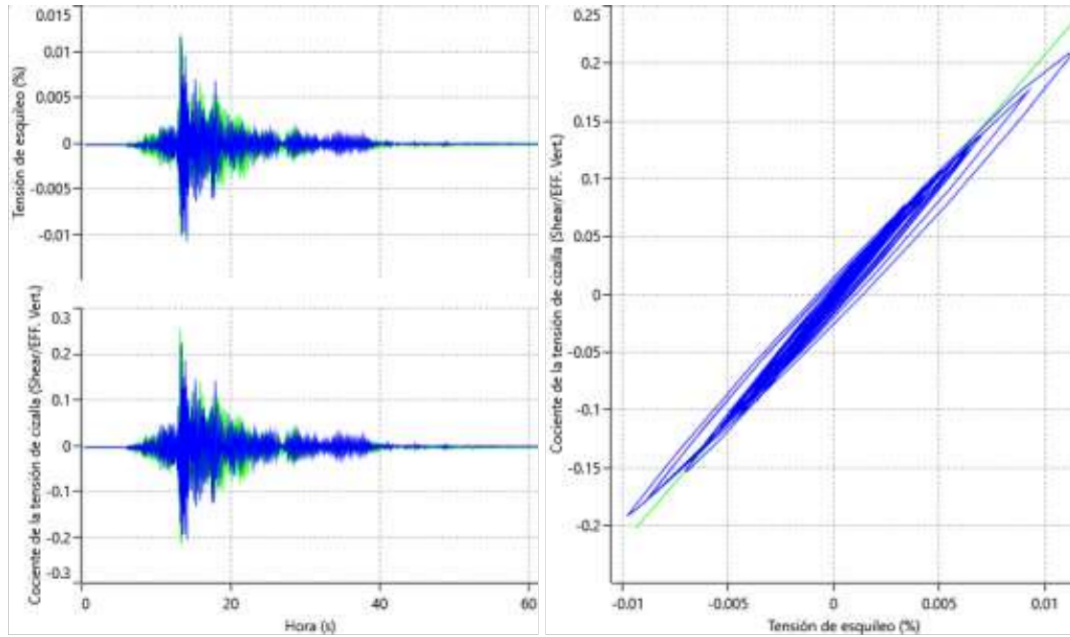


Figura 47. Diagrama tensión deformación del punto 2 con el sismo 5. Fuente: Deepsoil

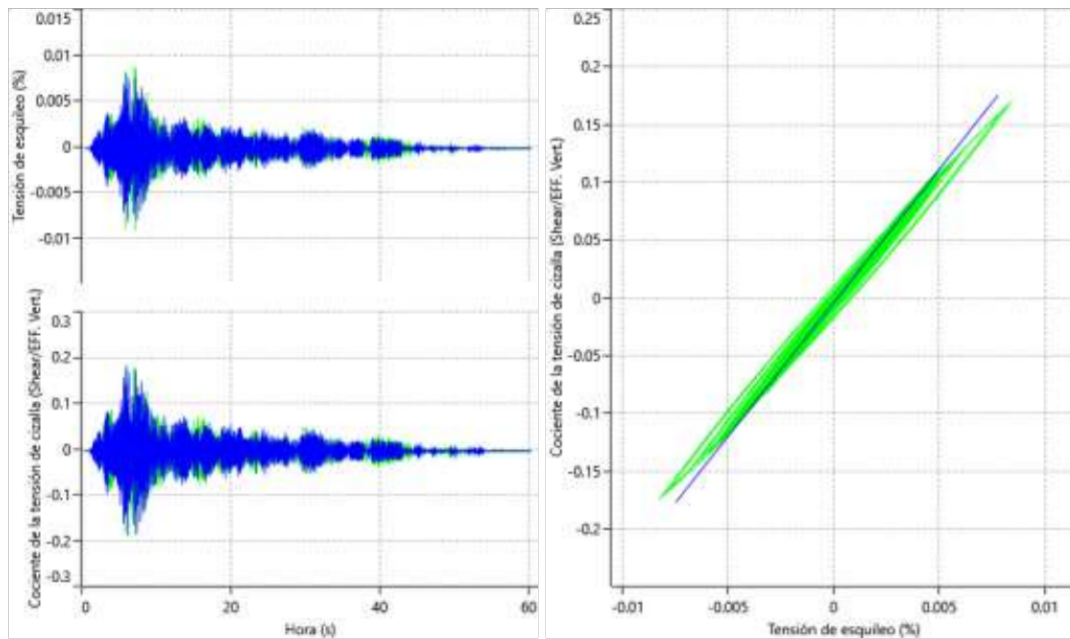


Figura 48. Diagrama tensión deformación del punto 2 con el sismo 6. Fuente: Deepsoil

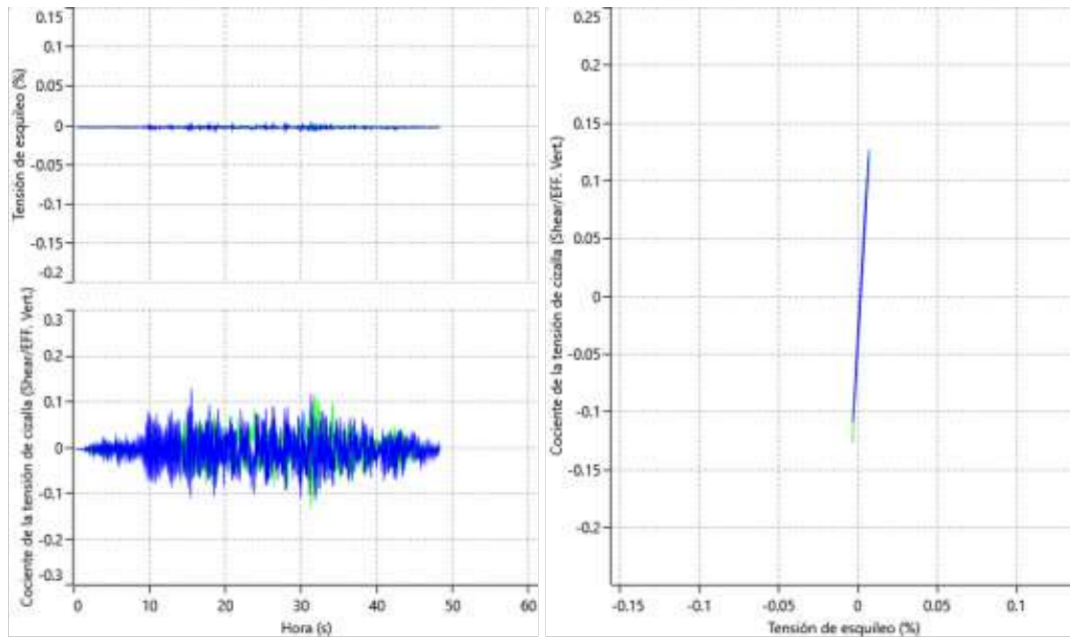


Figura 49. Diagrama tensión deformación del punto 2 con el sismo 7. Fuente: Deepsoil

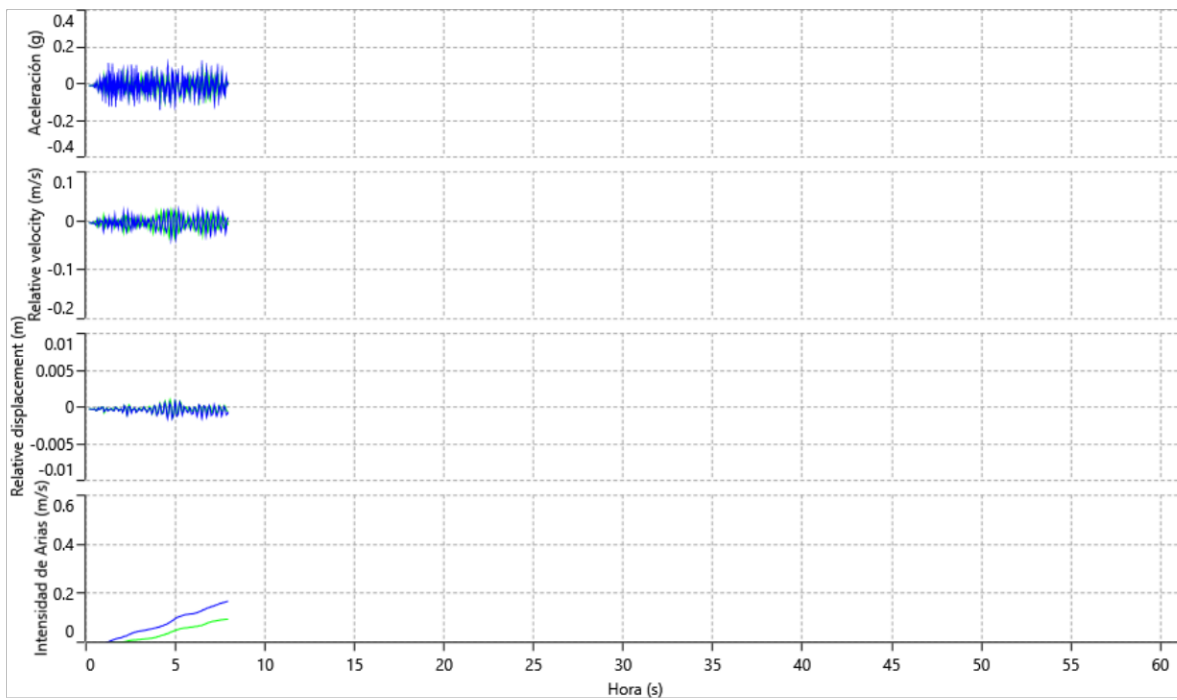


Figura 50. Diagrama tiempo historia del punto 2 con el sismo 1. Fuente: Deepsoil

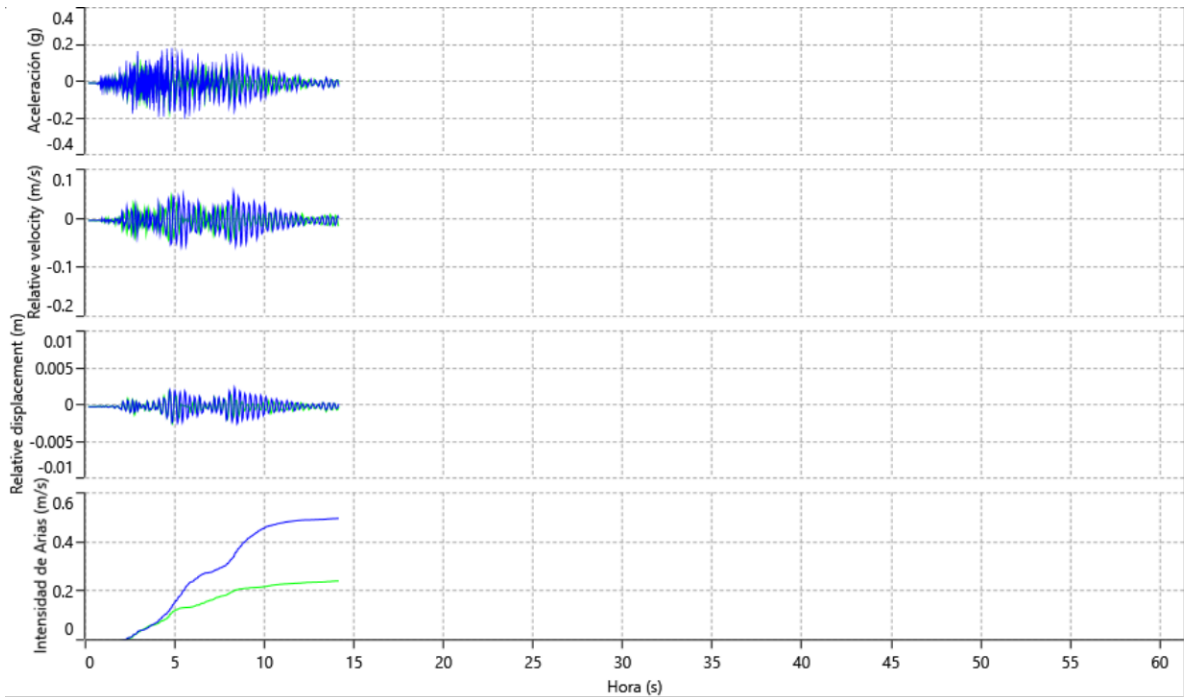


Figura 51. Diagrama tiempo historia del punto 2 con el sismo 2. Fuente: Deepsoil

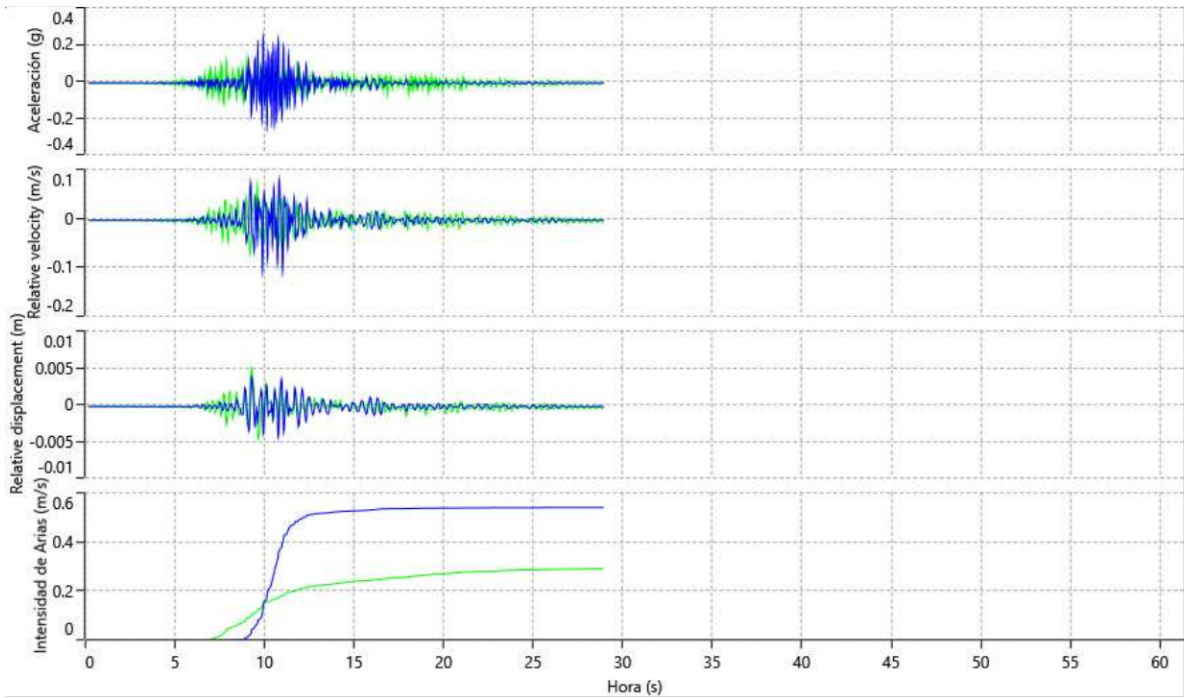


Figura 52. Diagrama tiempo historia del punto 2 con el sismo 3. Fuente: Deepsoil

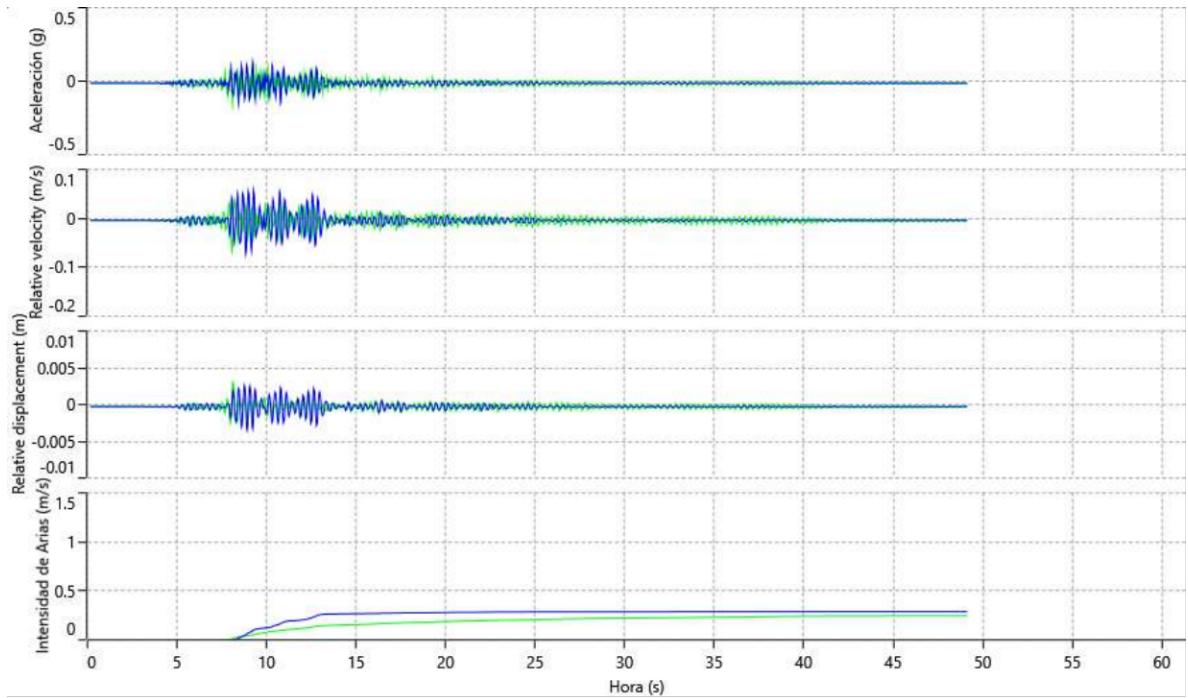


Figura 53. Diagrama tiempo historia del punto 2 con el sismo 4. Fuente: Deepsoil

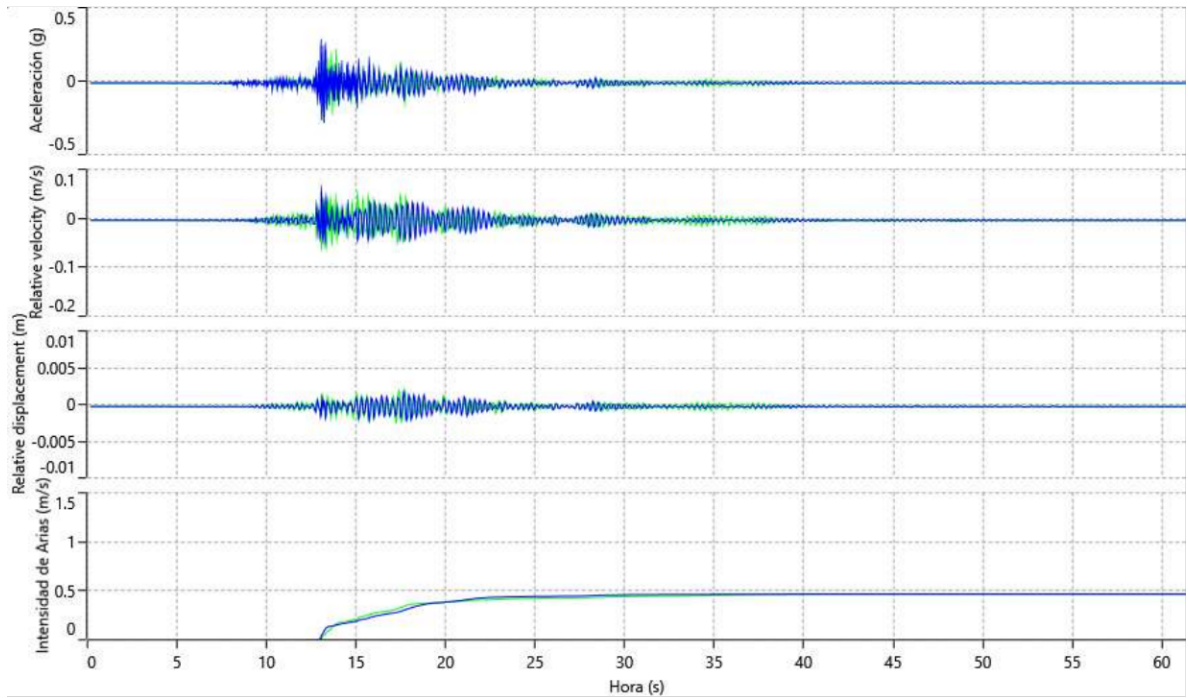


Figura 54. Diagrama tiempo historia del punto 2 con el sismo 5. Fuente: Deepsoil

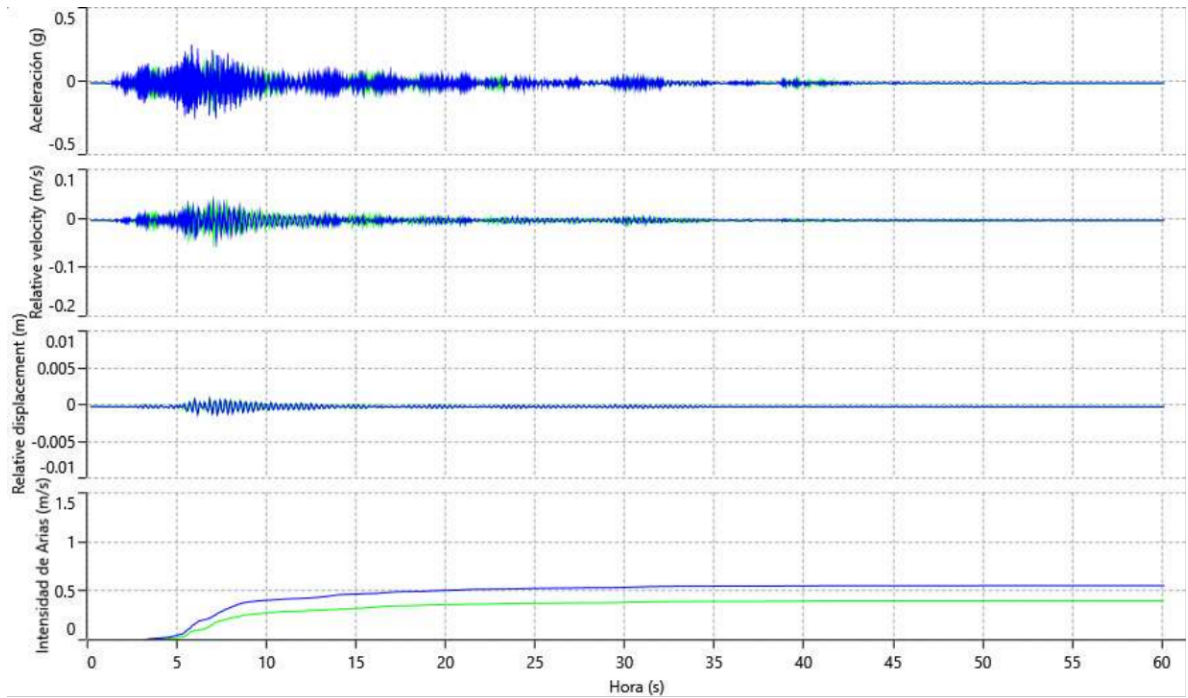


Figura 55. Diagrama tiempo historia del punto 2 con el sismo 6. Fuente: Deepsoil

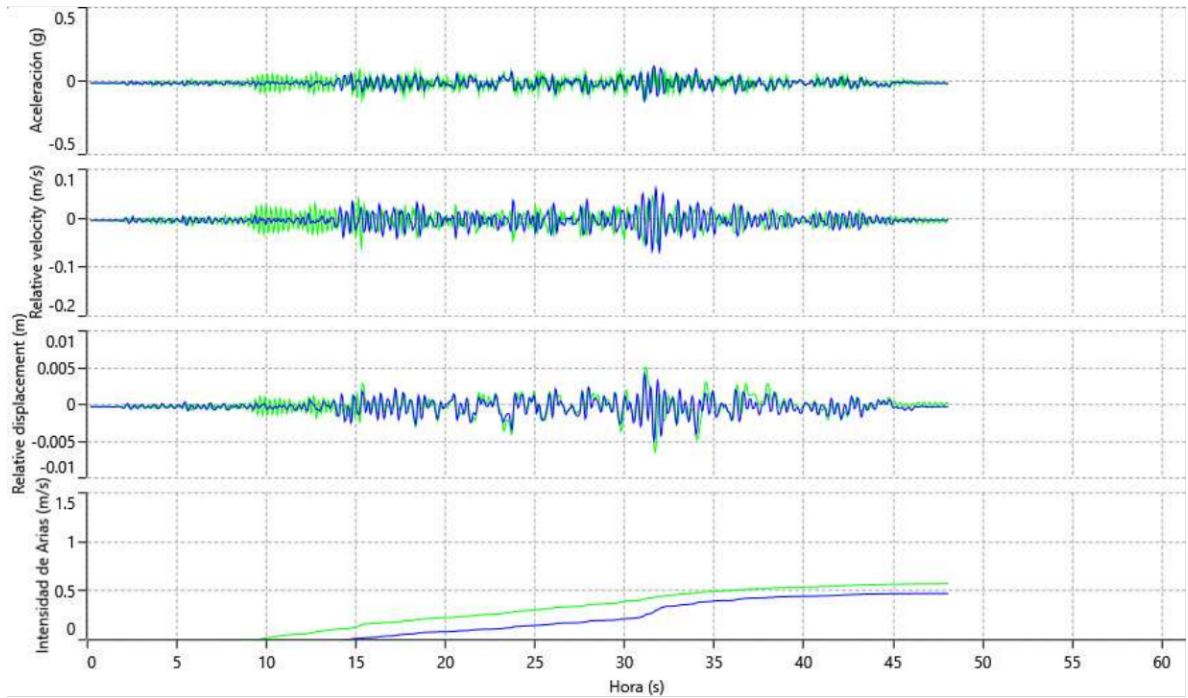


Figura 56. Diagrama tiempo historia del punto 2 con el sismo 7. Fuente: Deepsoil

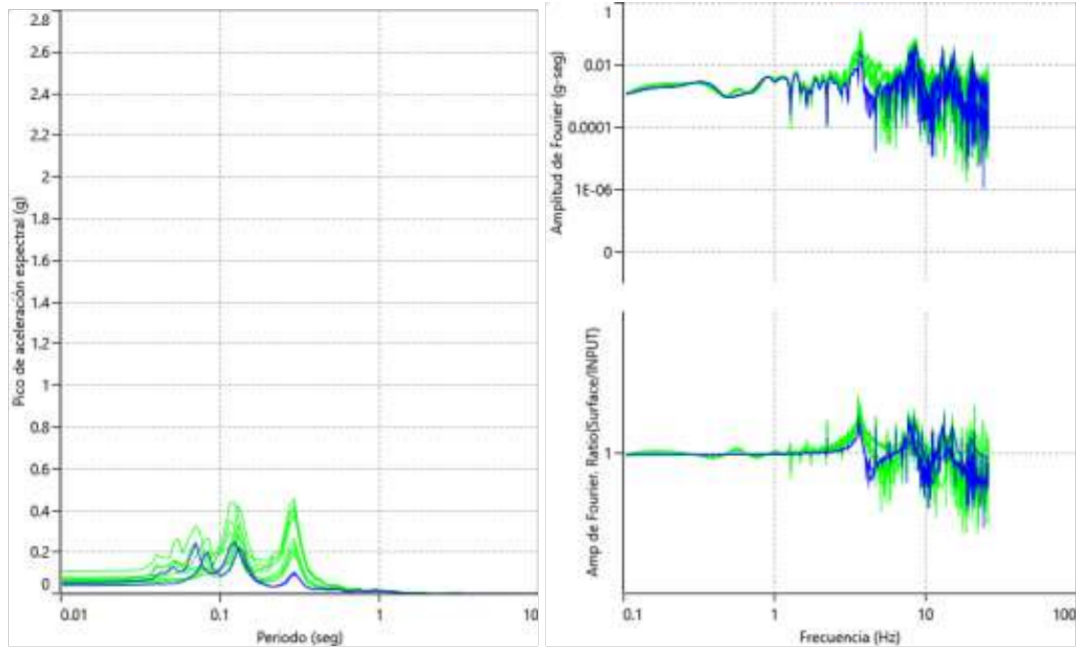


Figura 57. Parcelas espectrales del punto 2 con el sismo 1. Fuente: Deepsoil

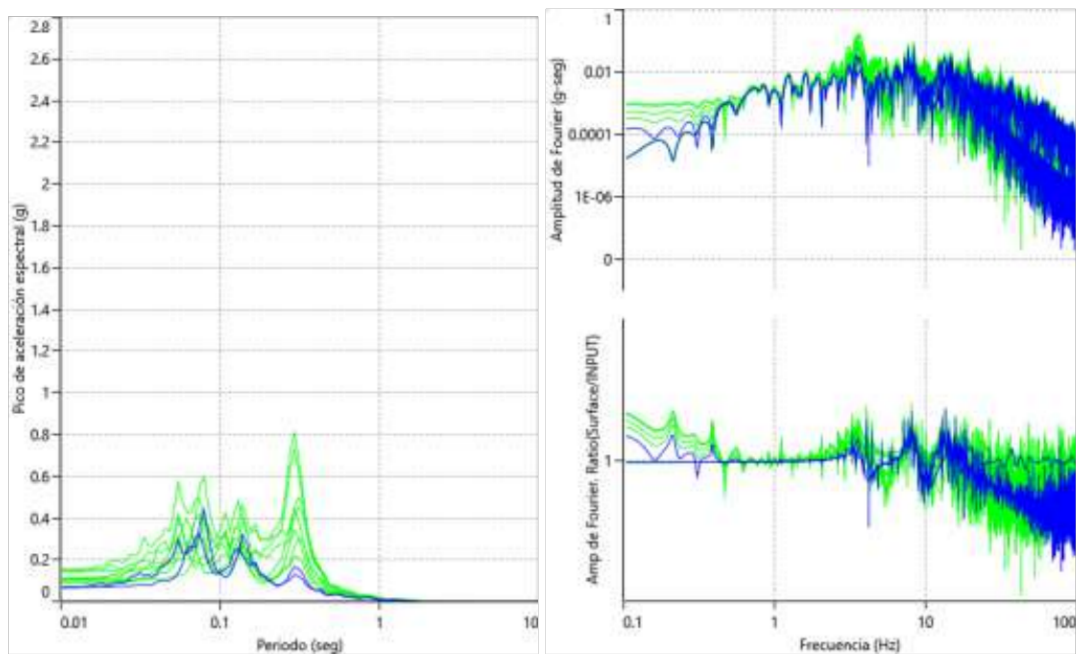


Figura 58. Parcelas espectrales del punto 2 con el sismo 2. Fuente: Deepsoil

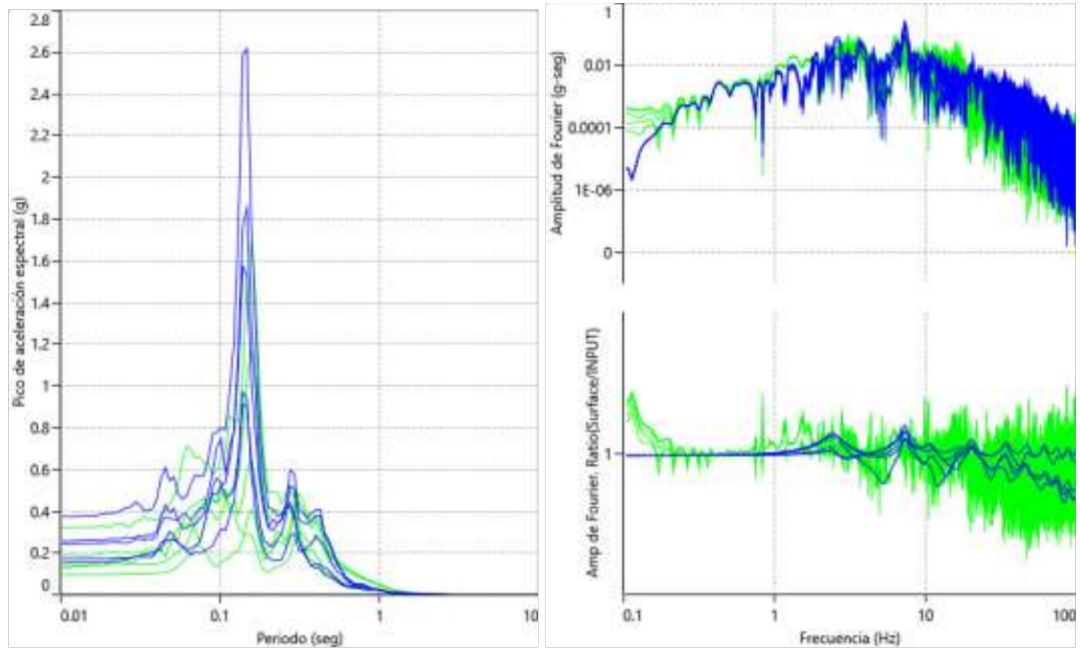


Figura 59. Parcelas espectrales del punto 2 con el sismo 3. Fuente: Deepsoil

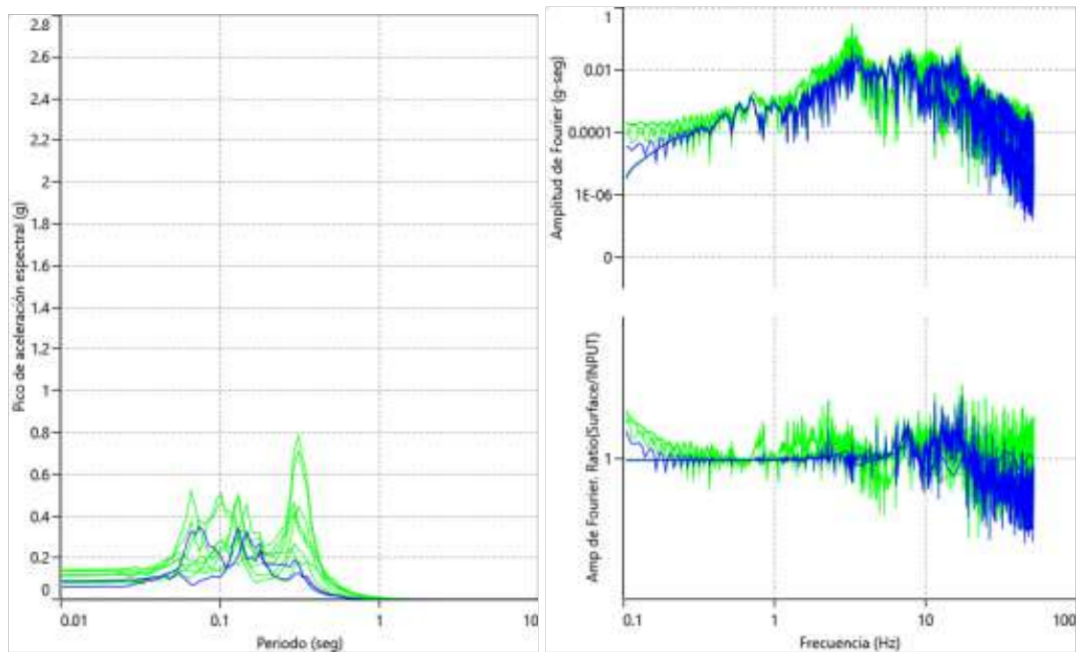


Figura 60. Parcelas espectrales del punto 2 con el sismo 4. Fuente: Deepsoil

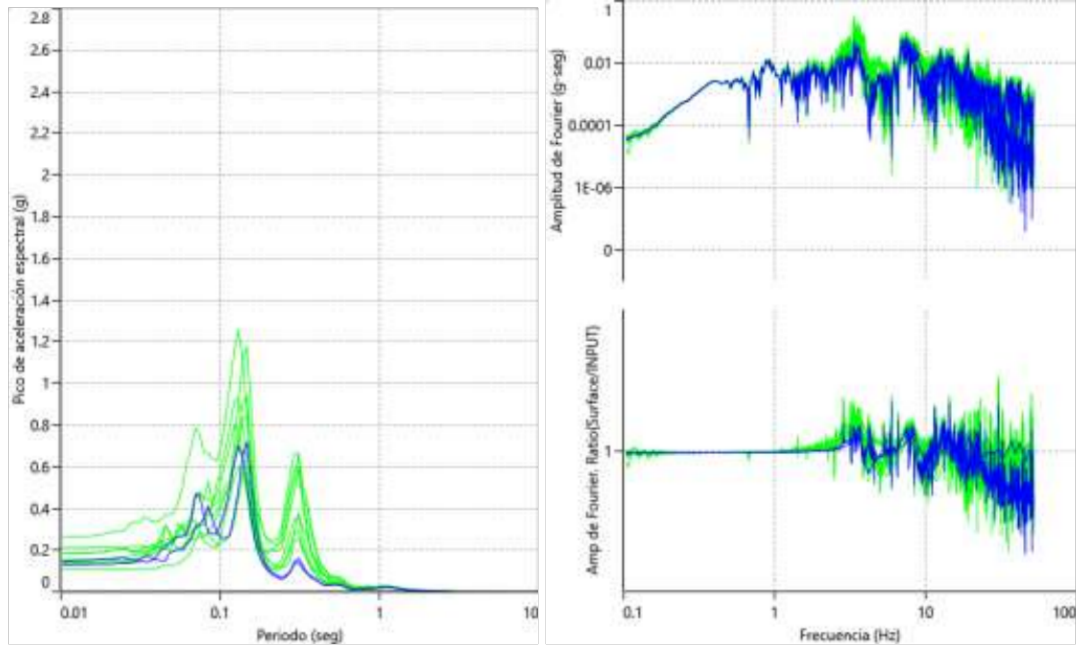


Figura 61. Parcelas espectrales del punto 2 con el sismo 5. Fuente: Deepsoil

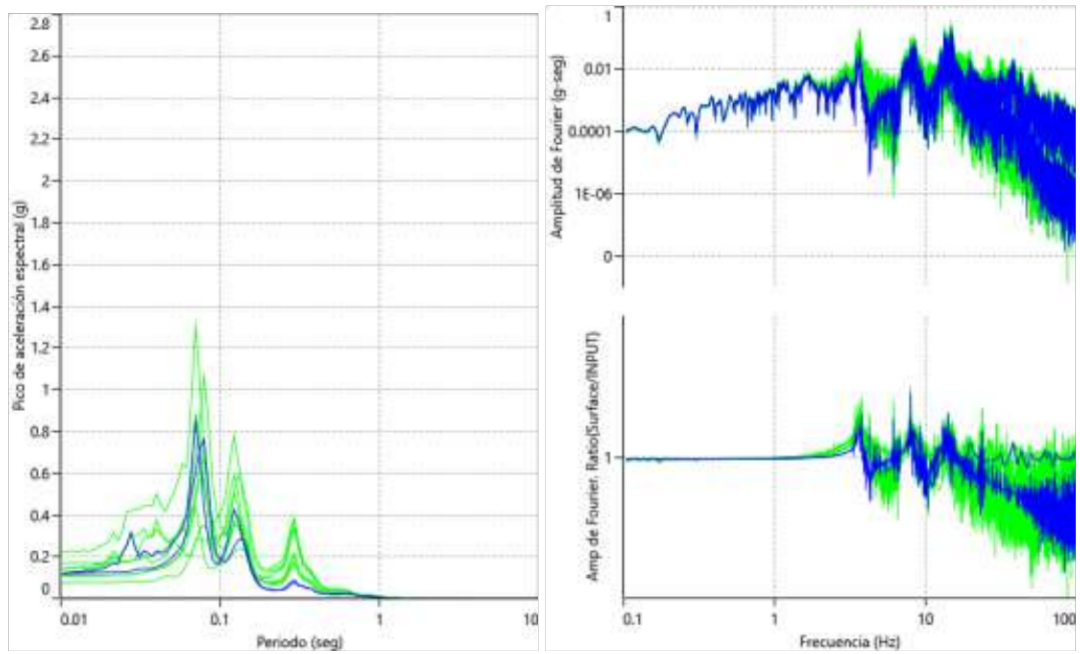


Figura 62. Parcelas espectrales del punto 2 con el sismo 6. Fuente: Deepsoil

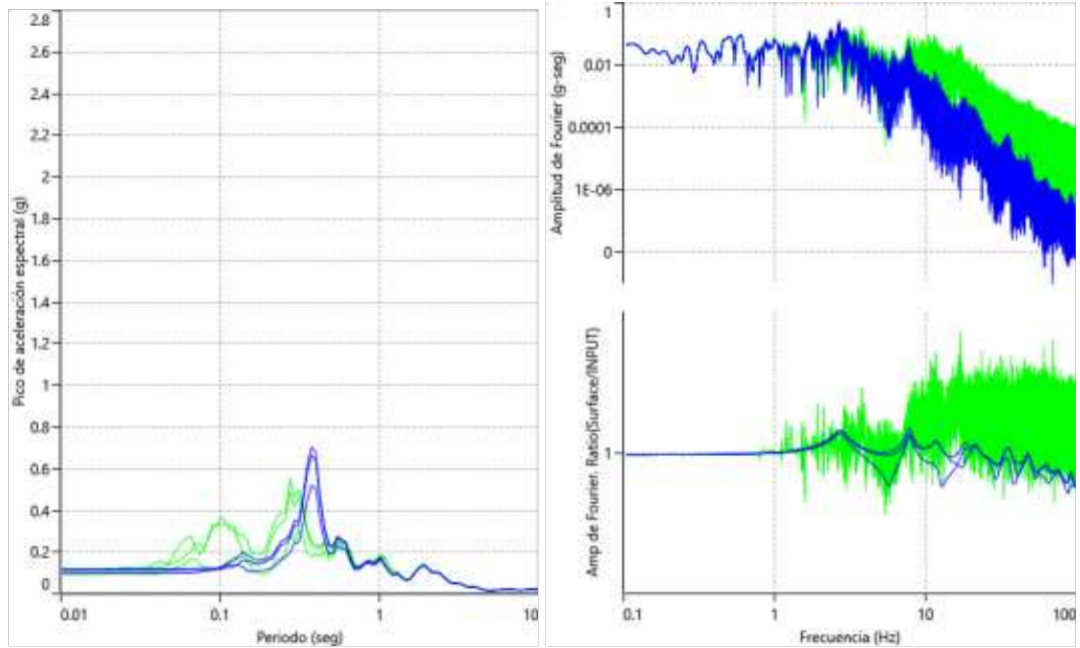


Figura 63. Parcelas espectrales del punto 2 con el sismo 7. Fuente: Deepsoil

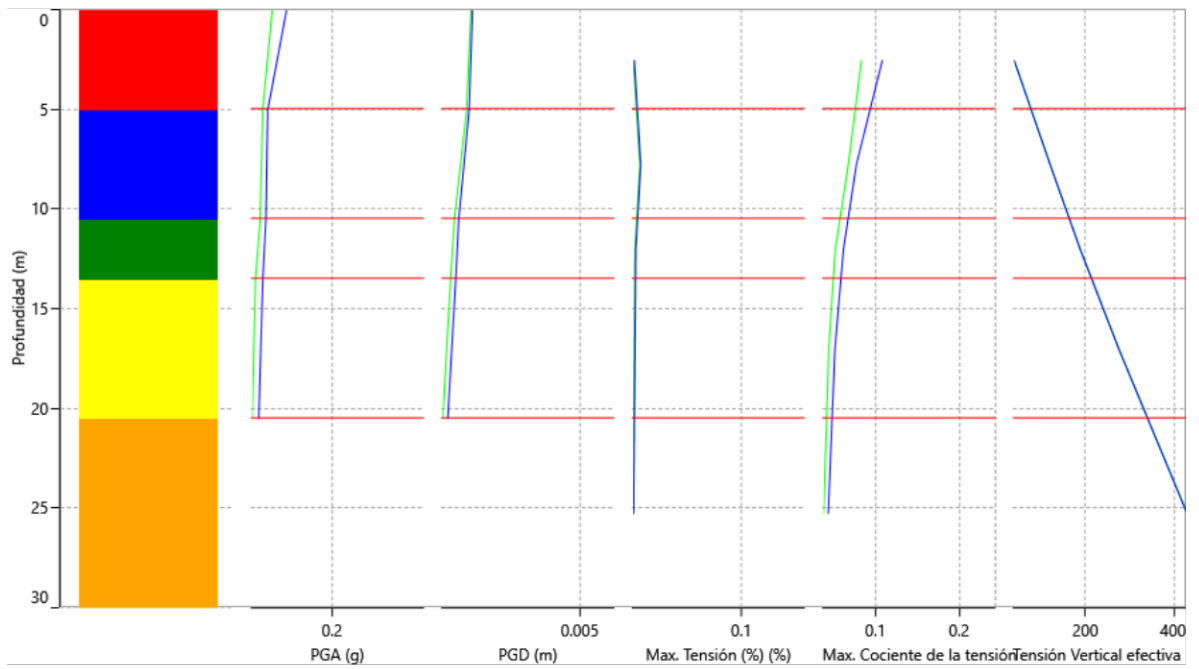


Figura 64. Perfil de parcelas del punto 2 para el sismo 1. Fuente: Deepsoil

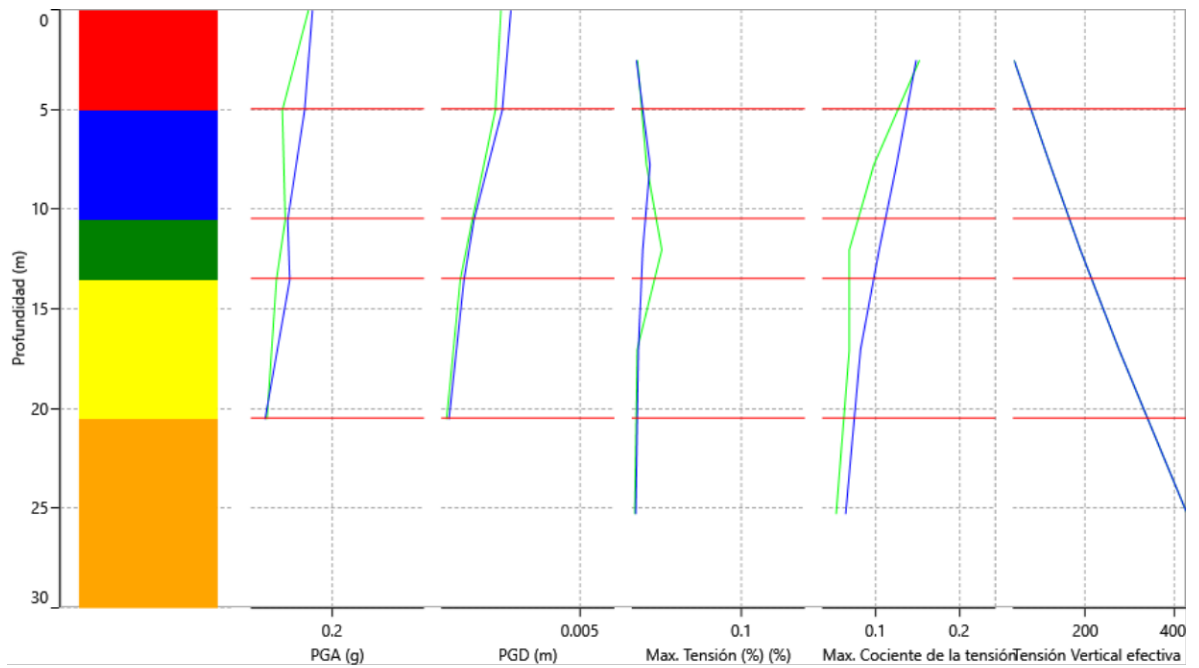


Figura 65. Perfil de parcelas del punto 2 para el sismo 2. Fuente: Deepsoil

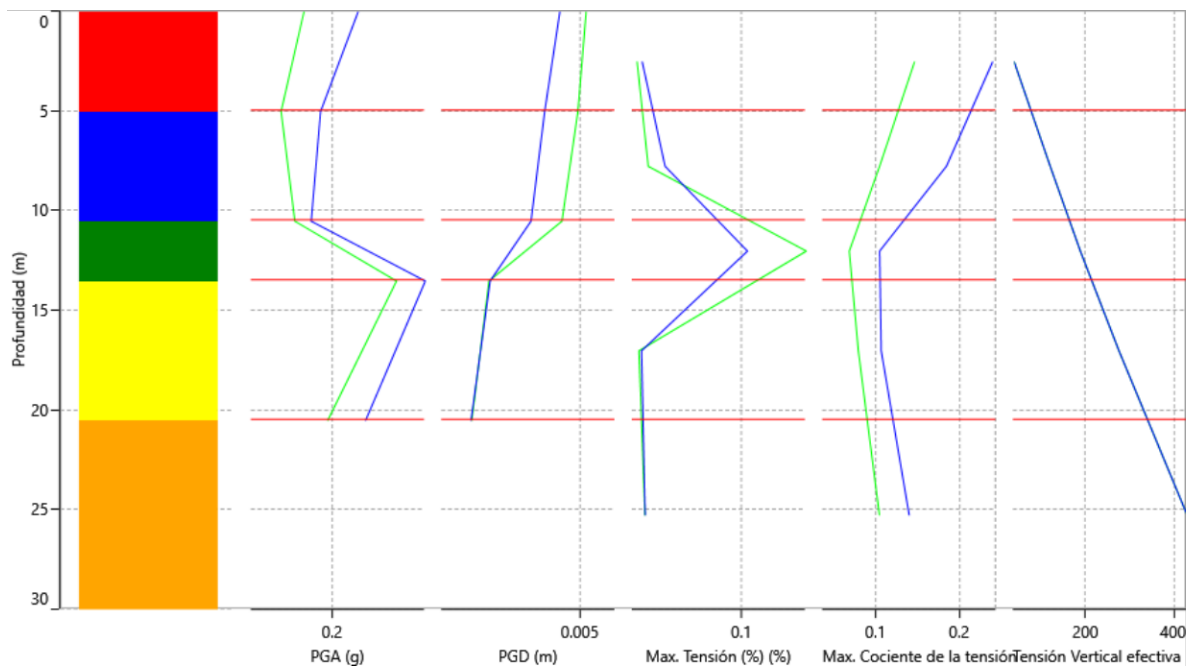


Figura 66. Perfil de parcelas del punto 2 para el sismo 3. Fuente: Deepsoil

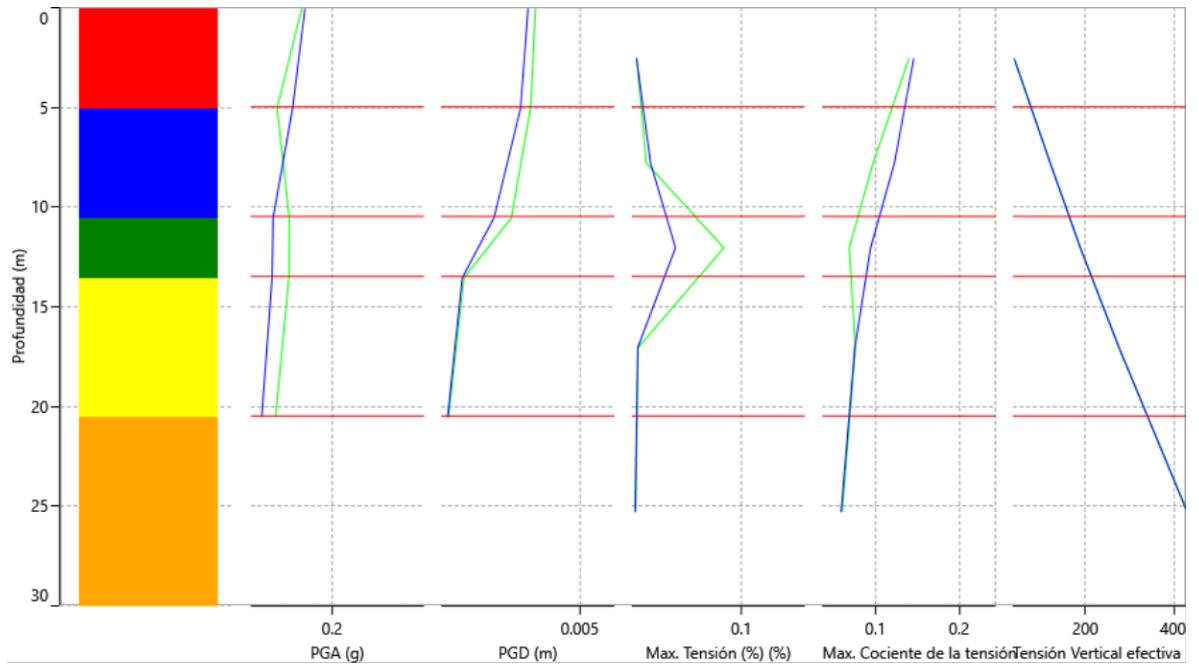


Figura 67. Perfil de parcelas del punto 2 para el sismo 4. Fuente: Deepsoil

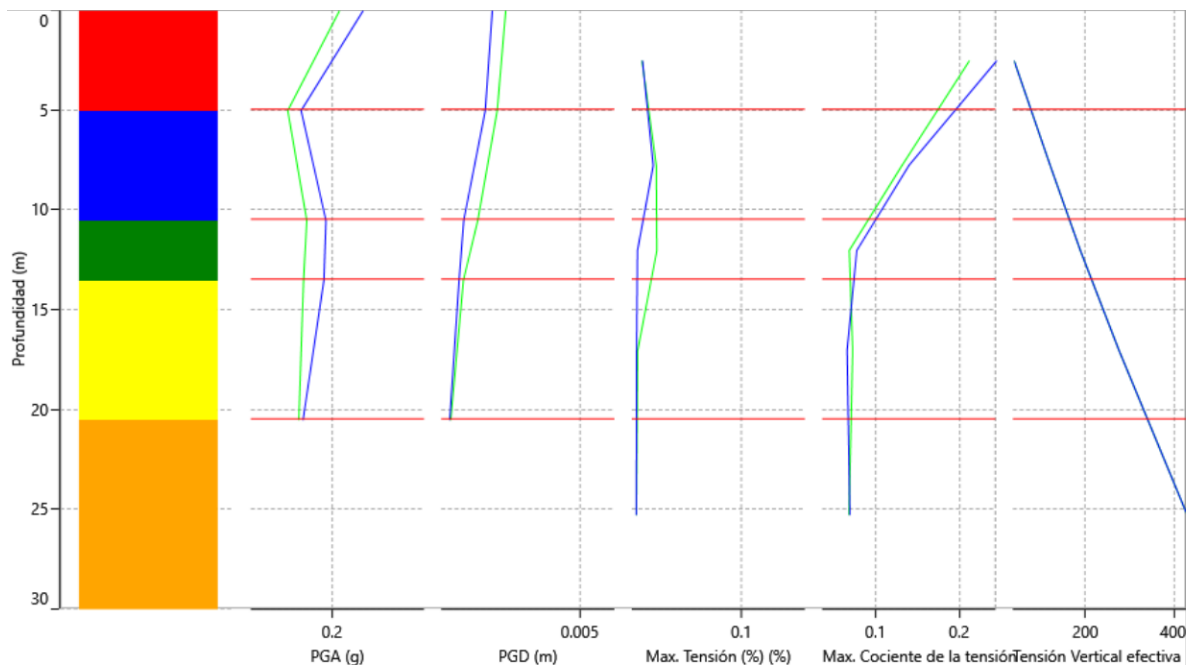


Figura 68. Perfil de parcelas del punto 2 para el sismo 5. Fuente: Deepsoil

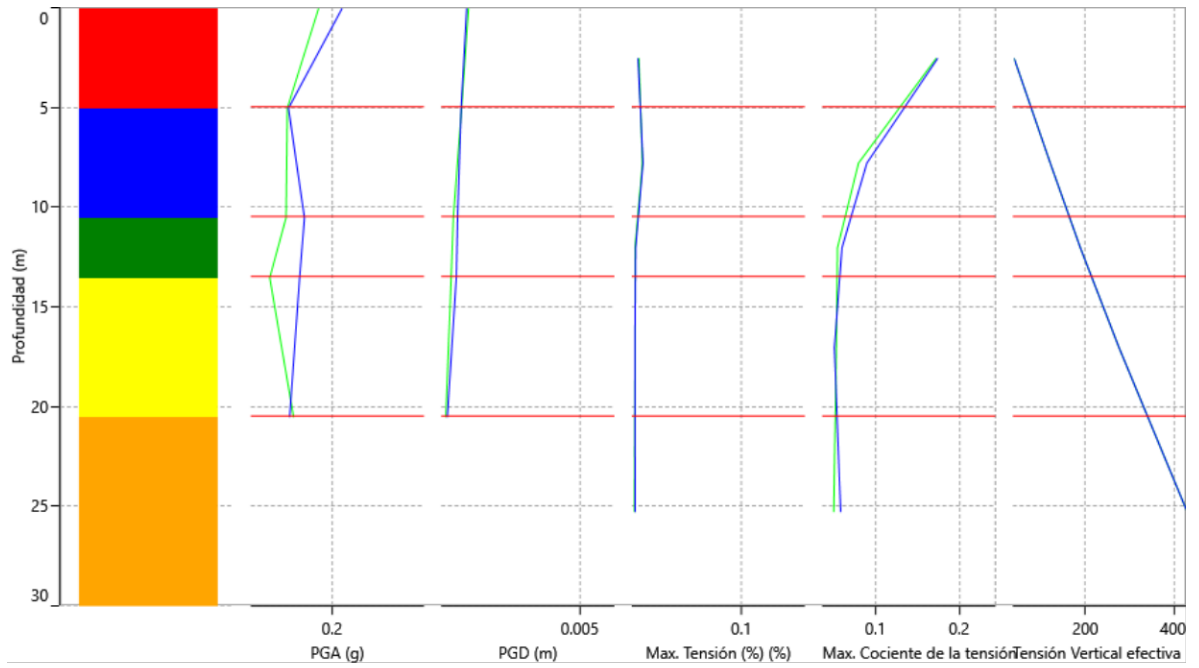


Figura 69. Perfil de parcelas del punto 2 para el sismo 6. Fuente: Deepsoil

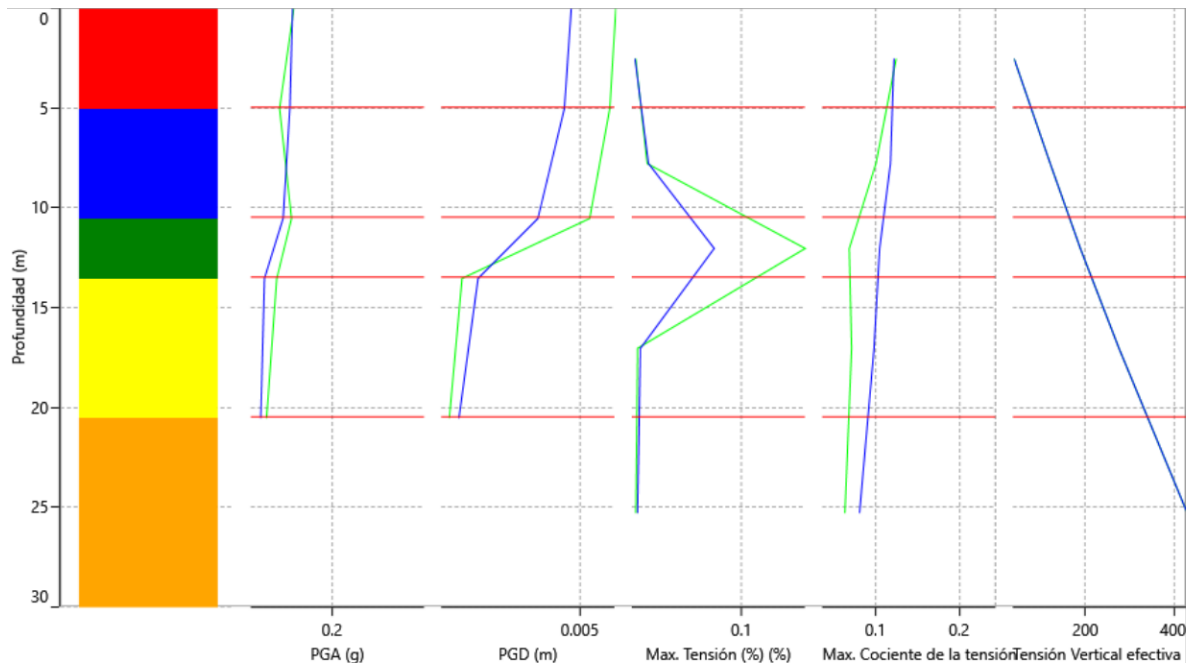


Figura 70. Perfil de parcelas del punto 2 para el sismo 7. Fuente: Deepsoil

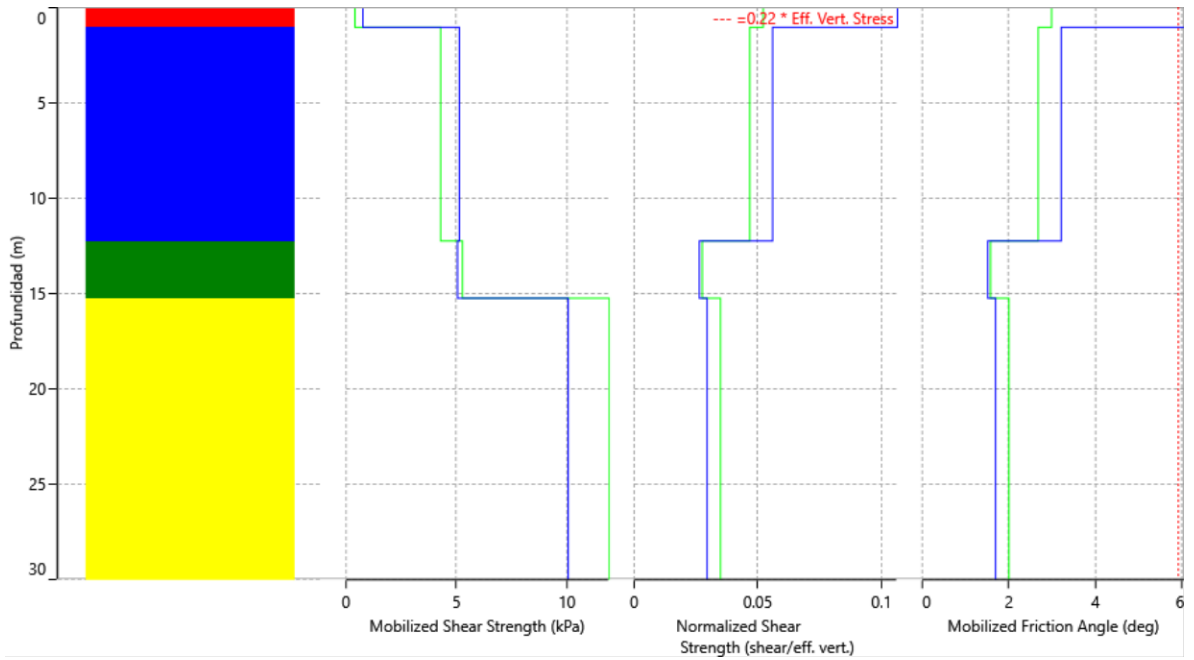


Figura 71. Fuerzas movilizadas del punto 3 con el sismo 1. Fuente: Deepsoil

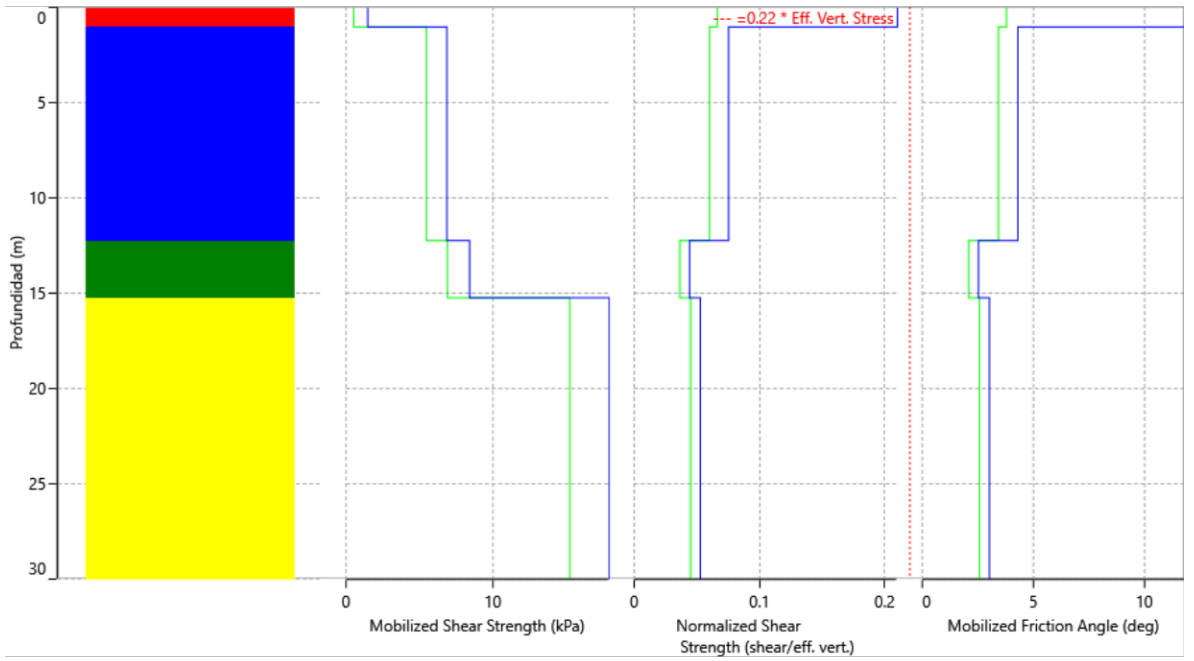


Figura 72. Fuerzas movilizadas del punto 3 con el sismo 2. Fuente: Deepsoil

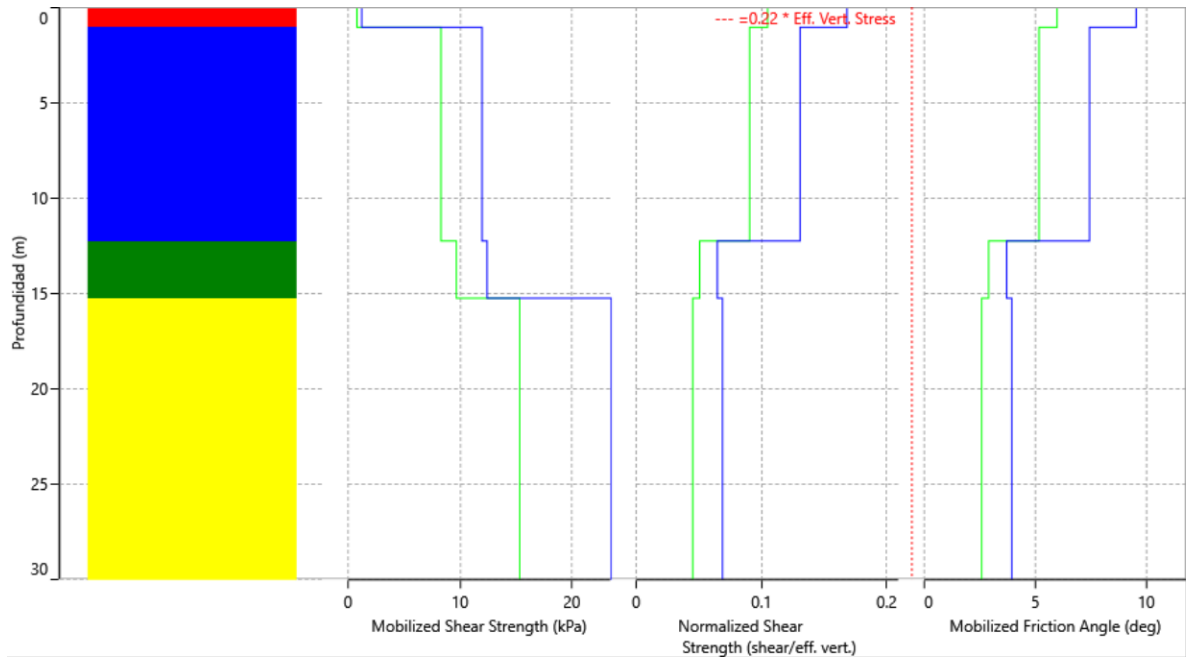


Figura 73. Fuerzas movilizadas del punto 3 con el sismo 3. Fuente: Deepsoil

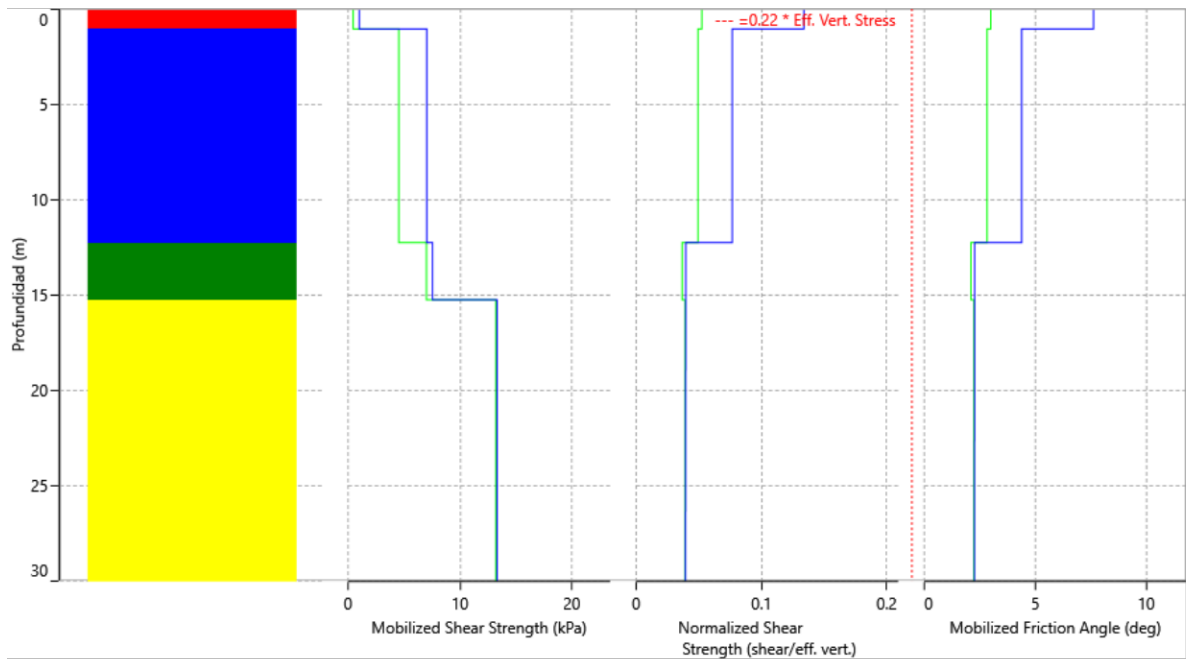


Figura 74. Fuerzas movilizadas del punto 3 con el sismo 4. Fuente: Deepsoil

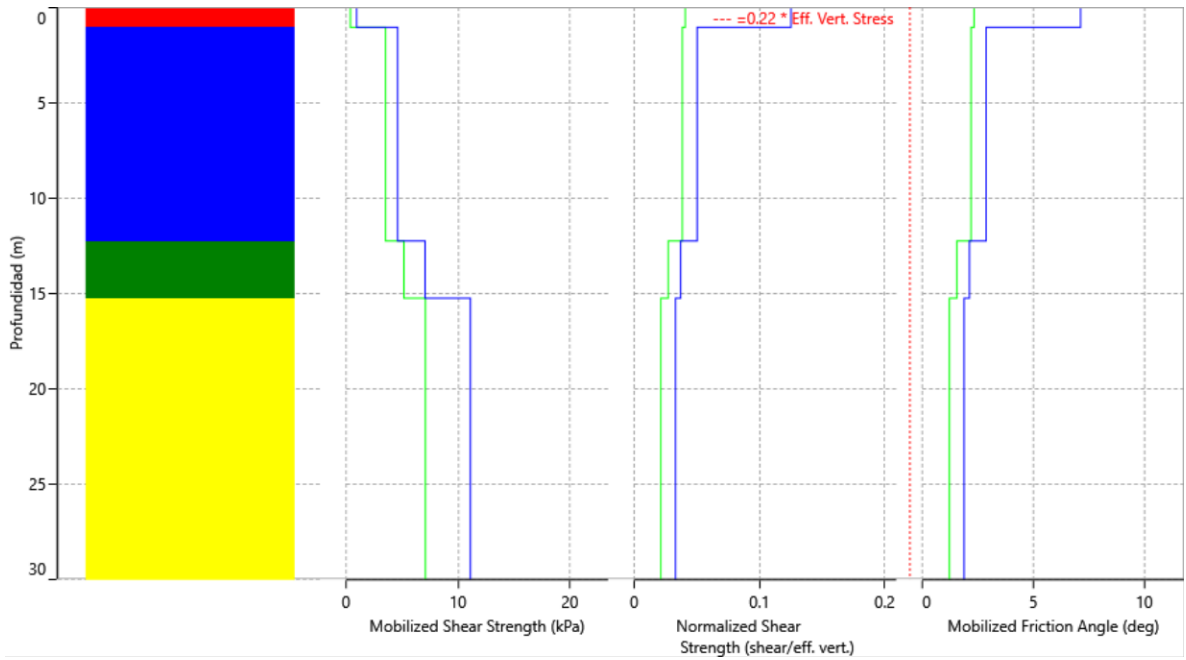


Figura 75. Fuerzas movilizadas del punto 3 con el sismo 5. Fuente: Deepsoil

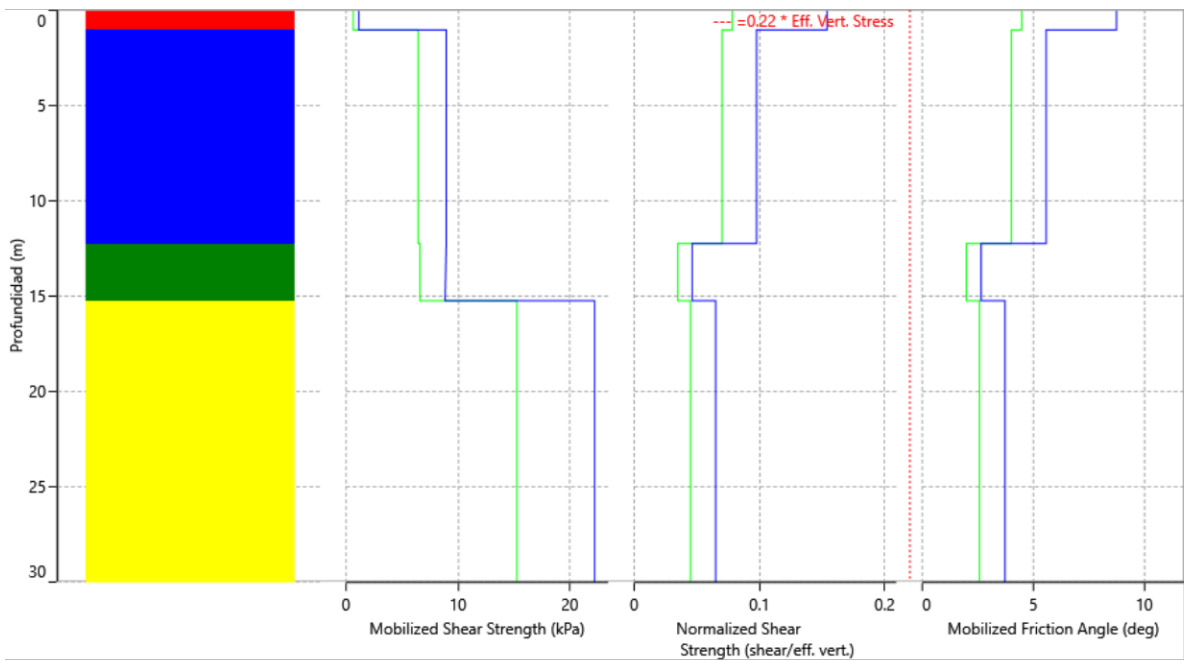


Figura 76. Fuerzas movilizadas del punto 3 con el sismo 6. Fuente: Deepsoil

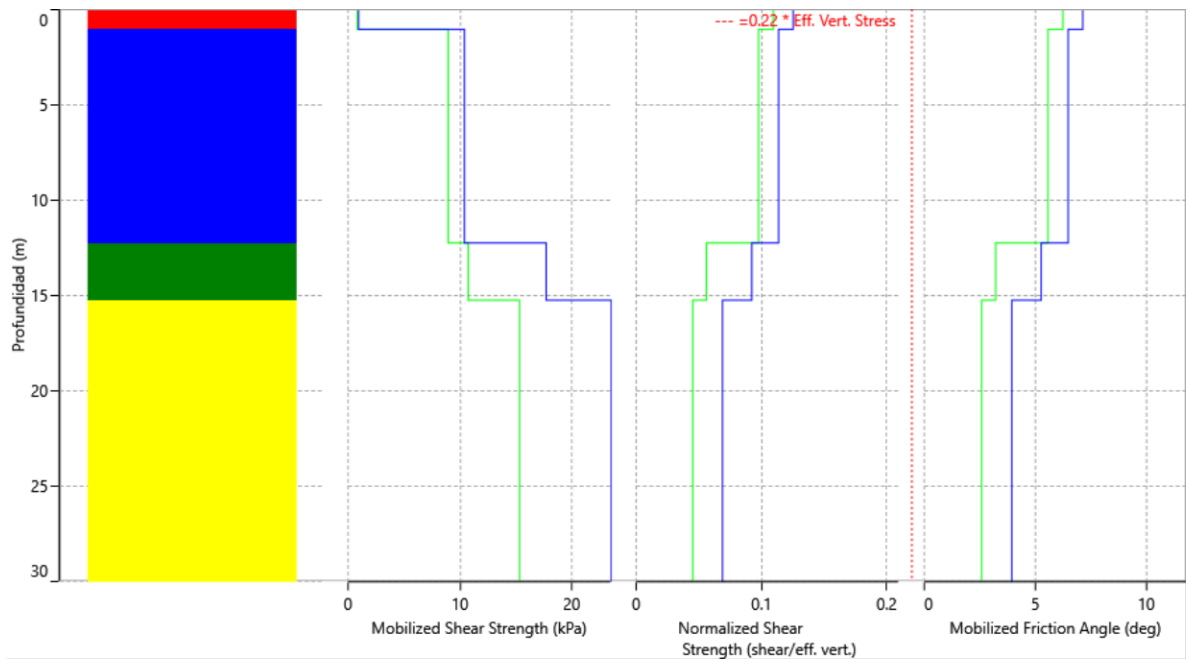


Figura 77. Fuerzas movilizadas del punto 3 con el sismo 7. Fuente: Deepsoil

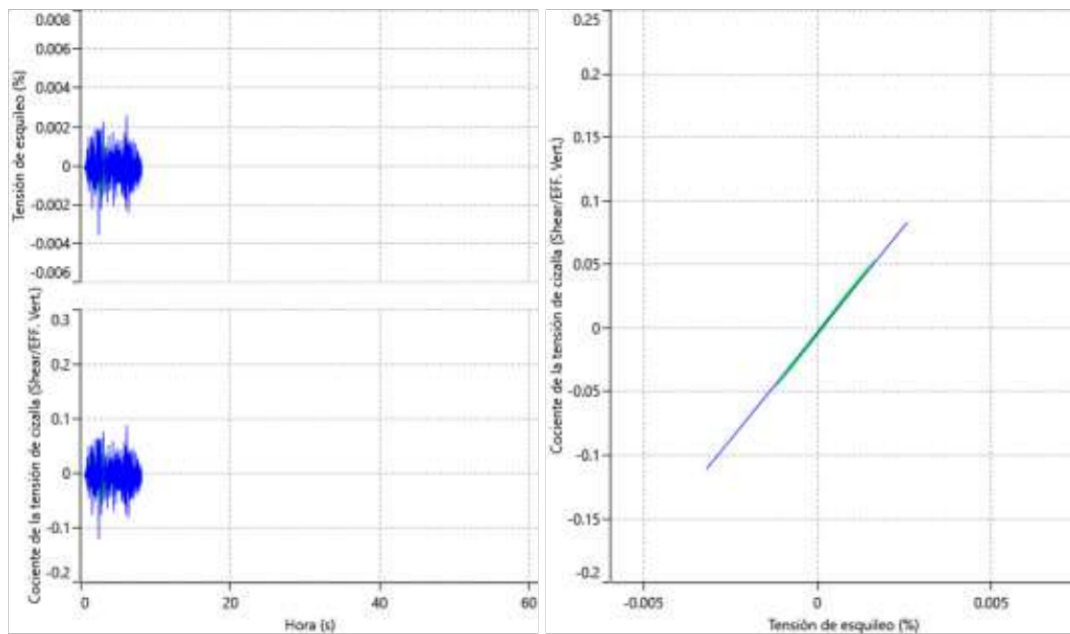


Figura 78. Diagrama tensión deformación del punto 3 con el sismo 1. Fuente: Deepsoil

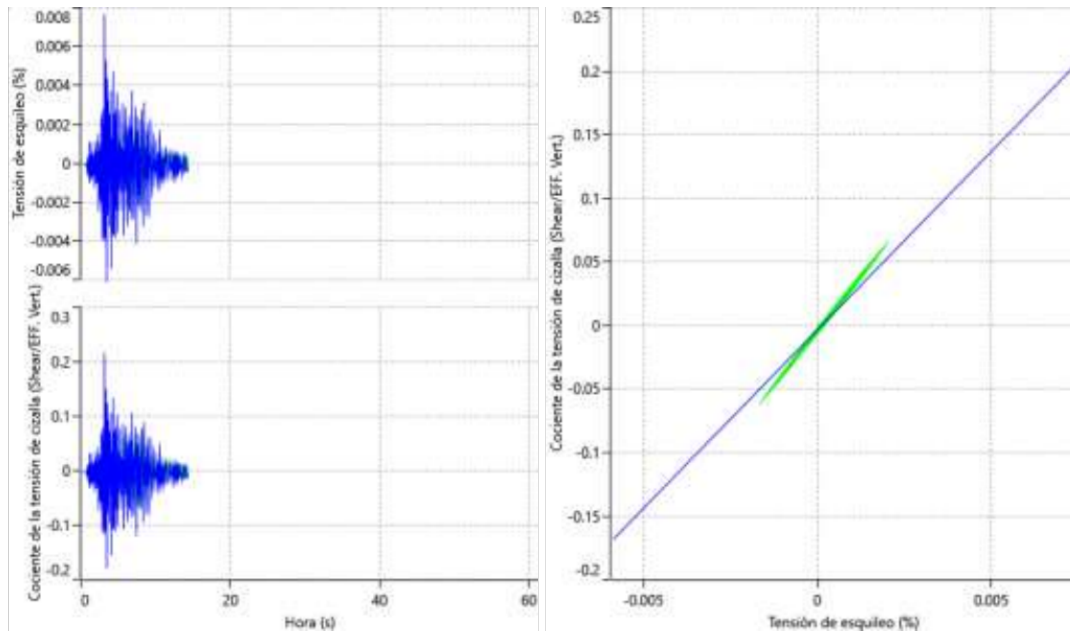


Figura 79. Diagrama tensión deformación del punto 3 con el sismo 2. Fuente: Deepsoil

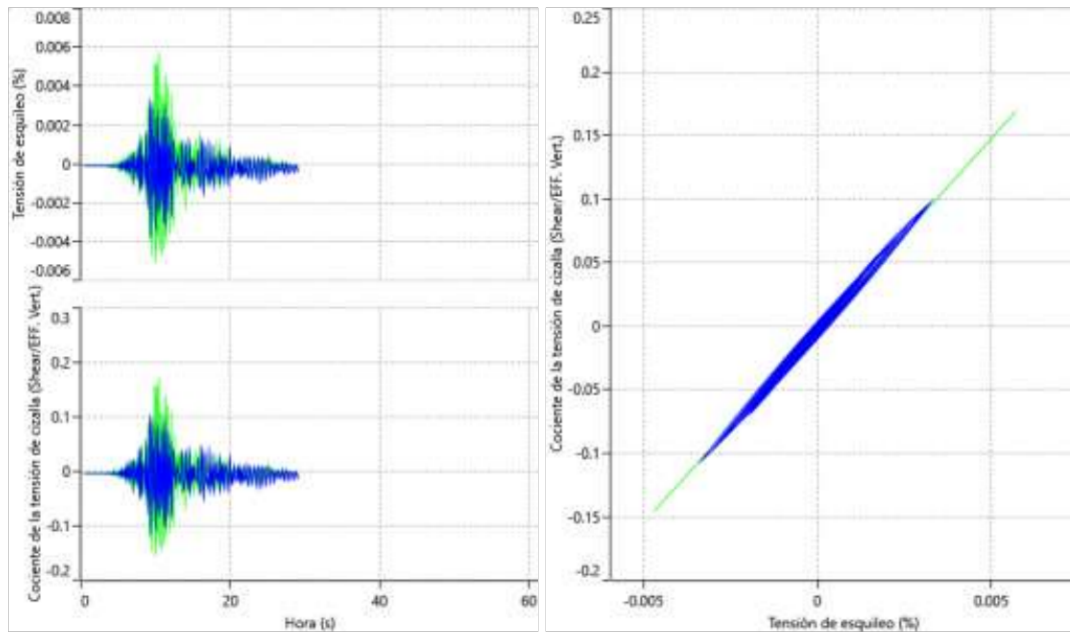


Figura 80. Diagrama tensión deformación del punto 3 con el sismo 3. Fuente: Deepsoil

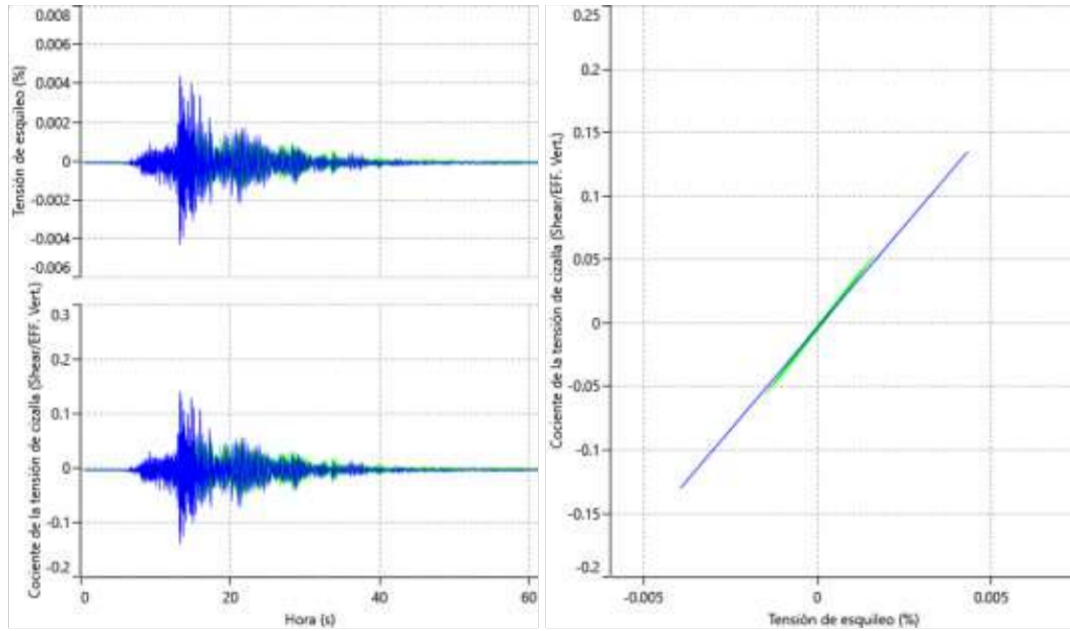


Figura 81. Diagrama tensión deformación del punto 3 con el sismo 4. Fuente: Deepsoil

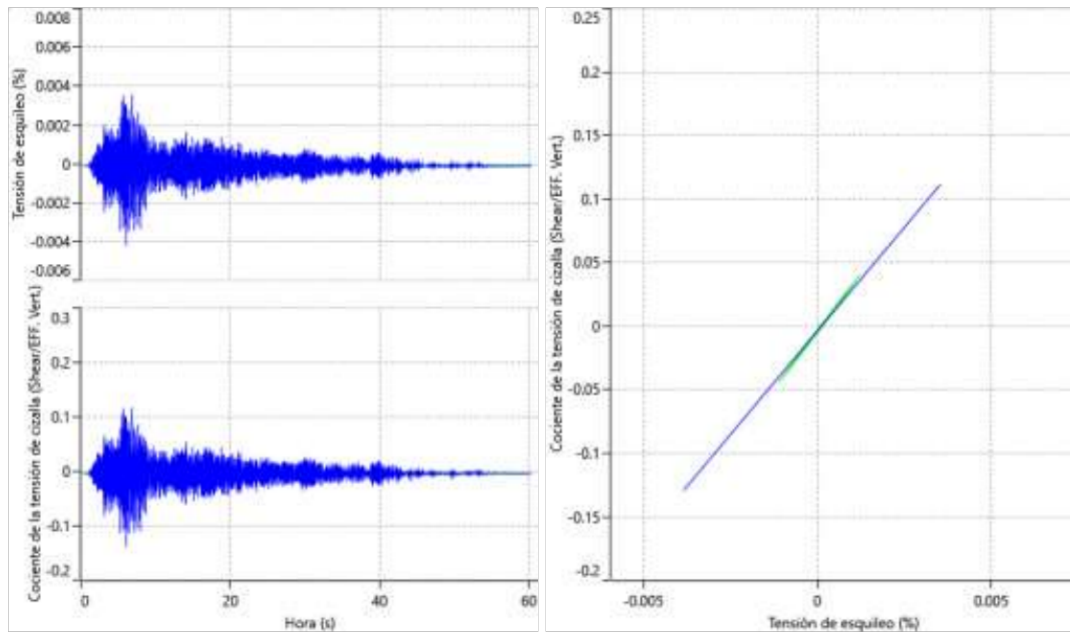


Figura 82. Diagrama tensión deformación del punto 3 con el sismo 5. Fuente: Deepsoil

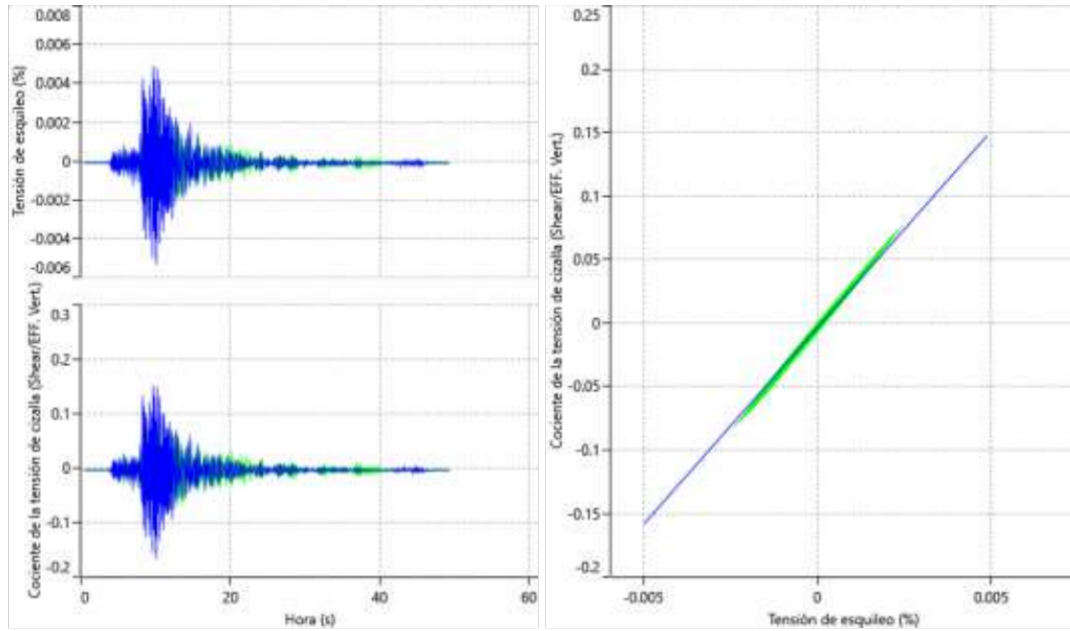


Figura 83. Diagrama tensión deformación del punto 3 con el sismo 6. Fuente: Deepsoil

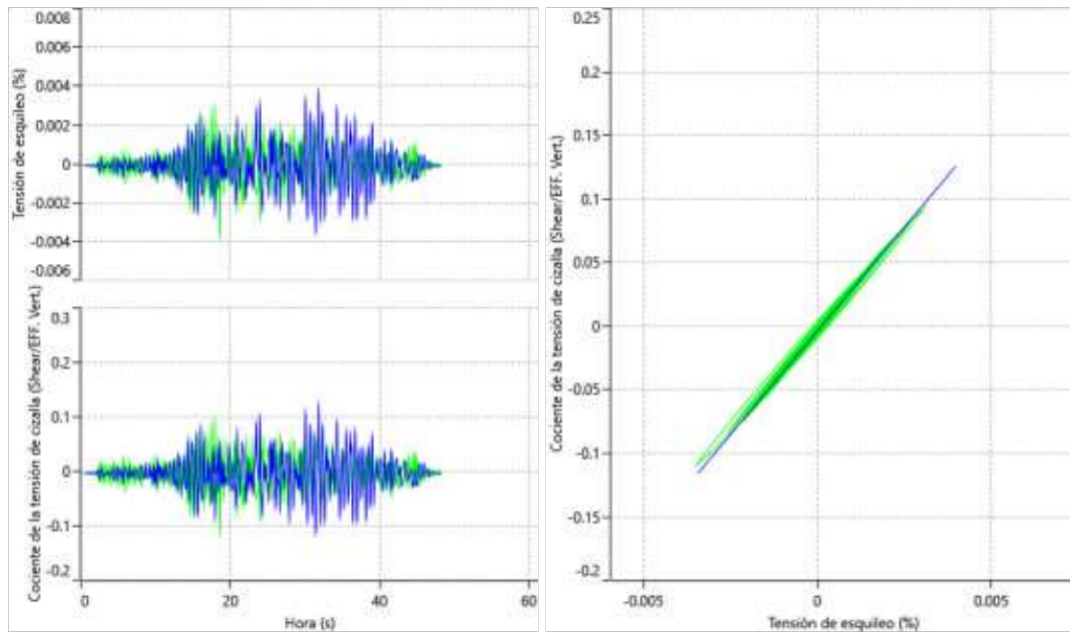


Figura 84. Diagrama tensión deformación del punto 3 con el sismo 7. Fuente: Deepsoil

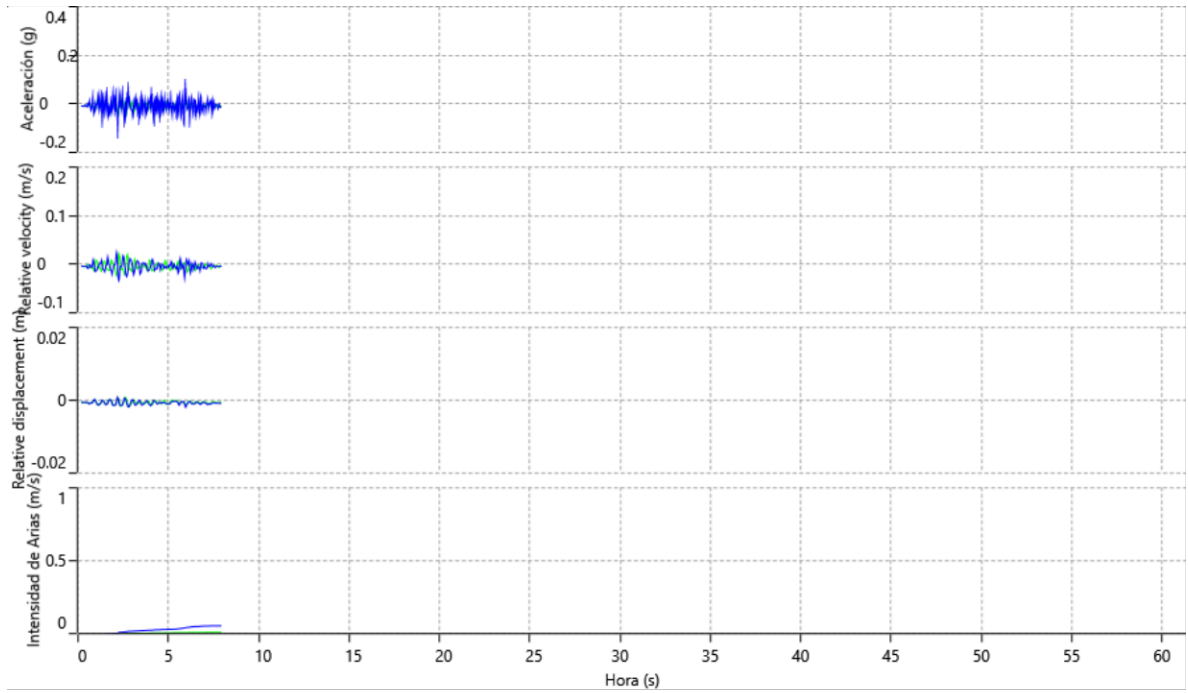


Figura 85. Diagrama tiempo historia del punto 3 con el sismo 1. Fuente: Deepsoil

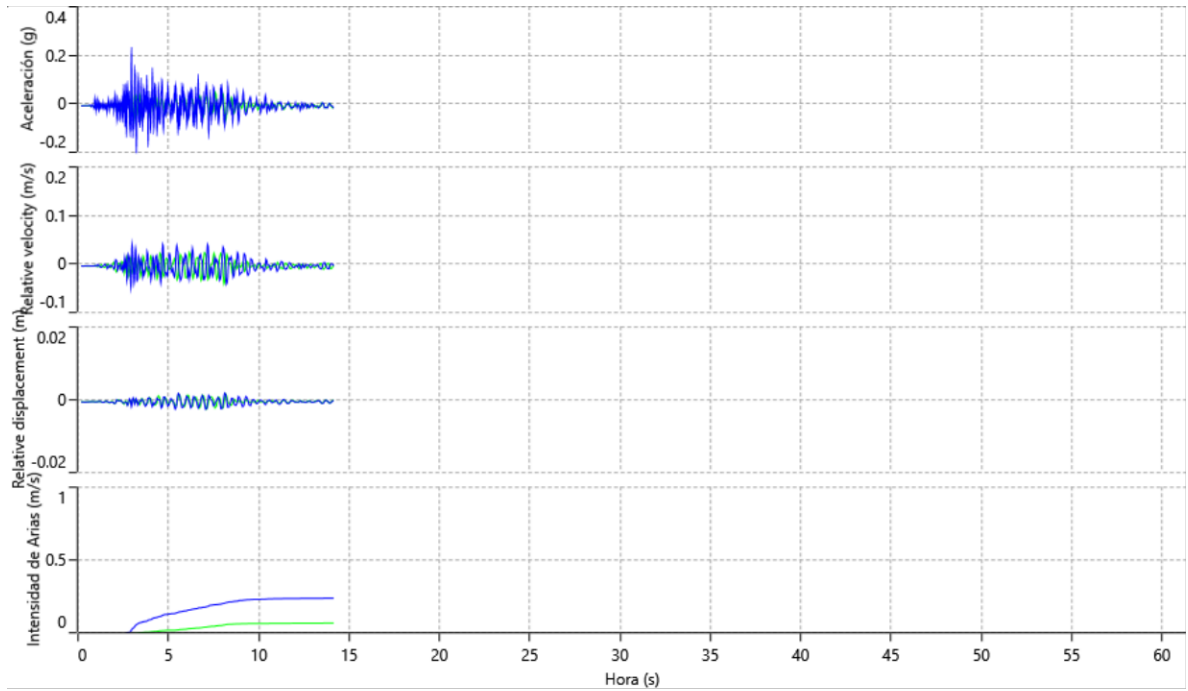


Figura 86. Diagrama tiempo historia del punto 3 con el sismo 2. Fuente: Deepsoil

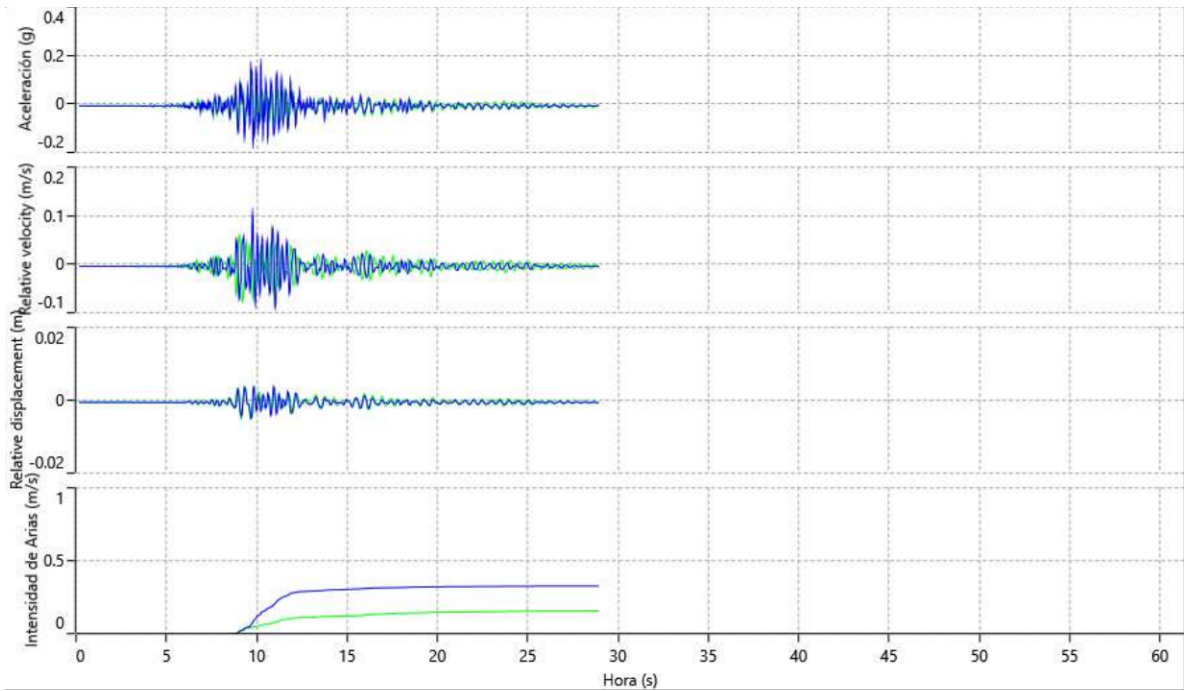


Figura 87. Diagrama tiempo historia del punto 3 con el sismo 3. Fuente: Deepsoil

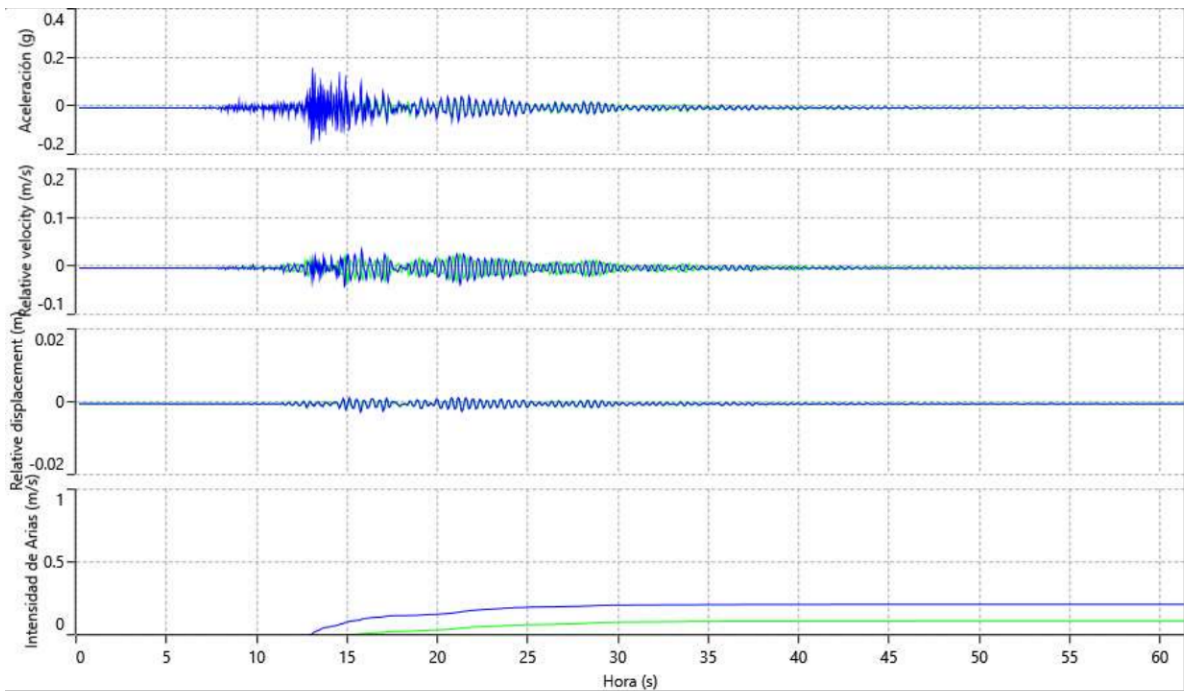


Figura 88. Diagrama tiempo historia del punto 3 con el sismo 4. Fuente: Deepsoil

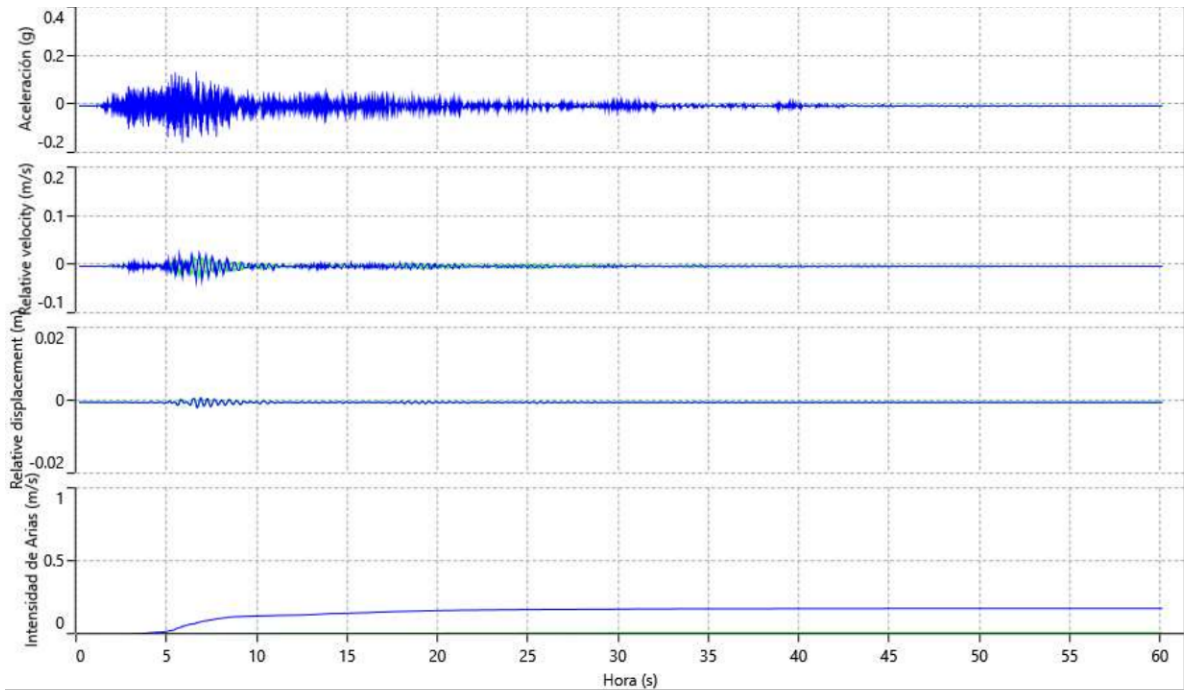


Figura 89. Diagrama tiempo historia del punto 3 con el sismo 5. Fuente: Deepsoil

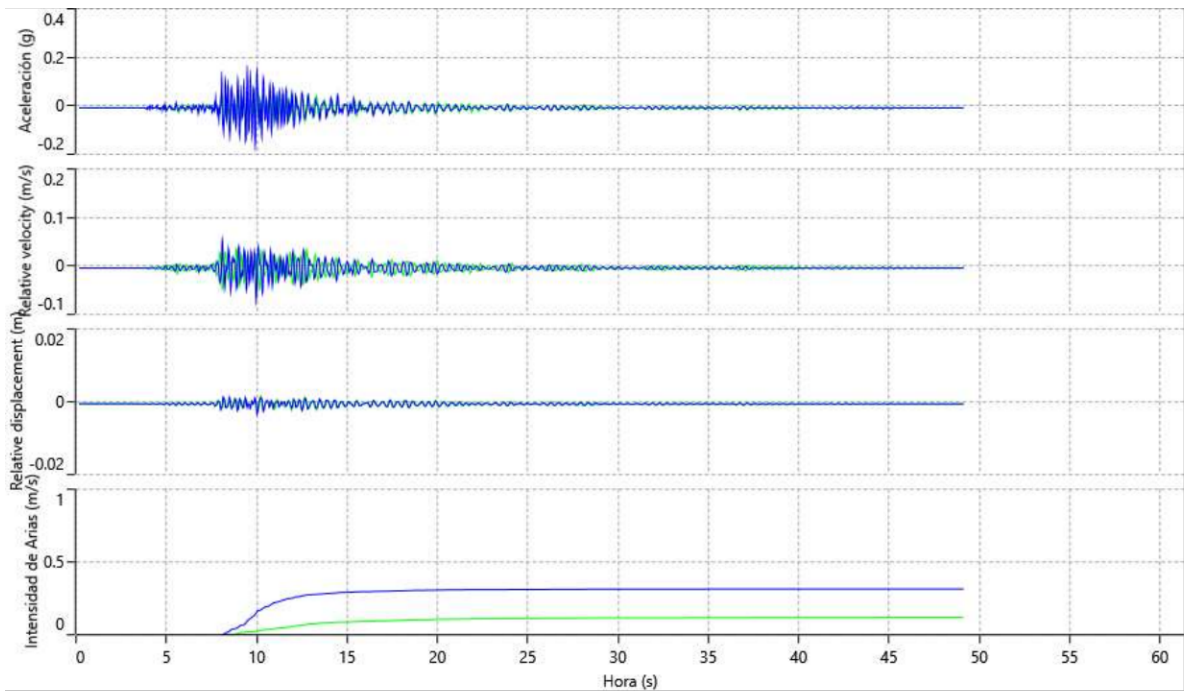


Figura 90. Diagrama tiempo historia del punto 3 con el sismo 6. Fuente: Deepsoil

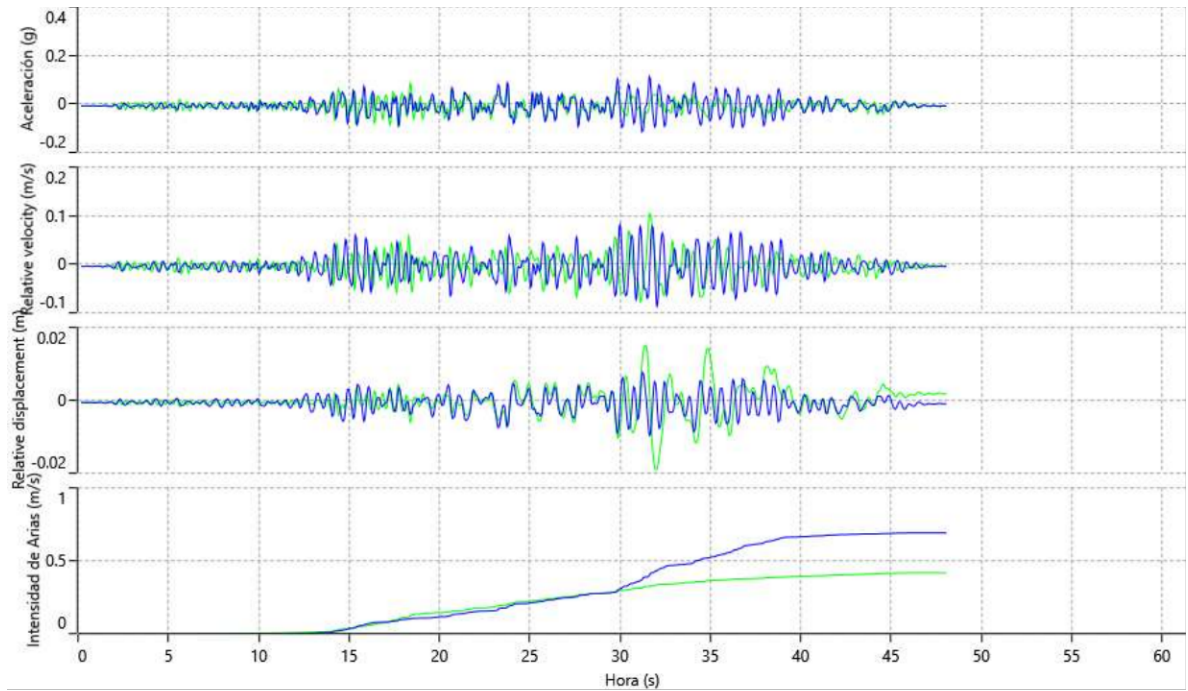


Figura 91. Diagrama tiempo historia del punto 3 con el sismo 7. Fuente: Deepsoil

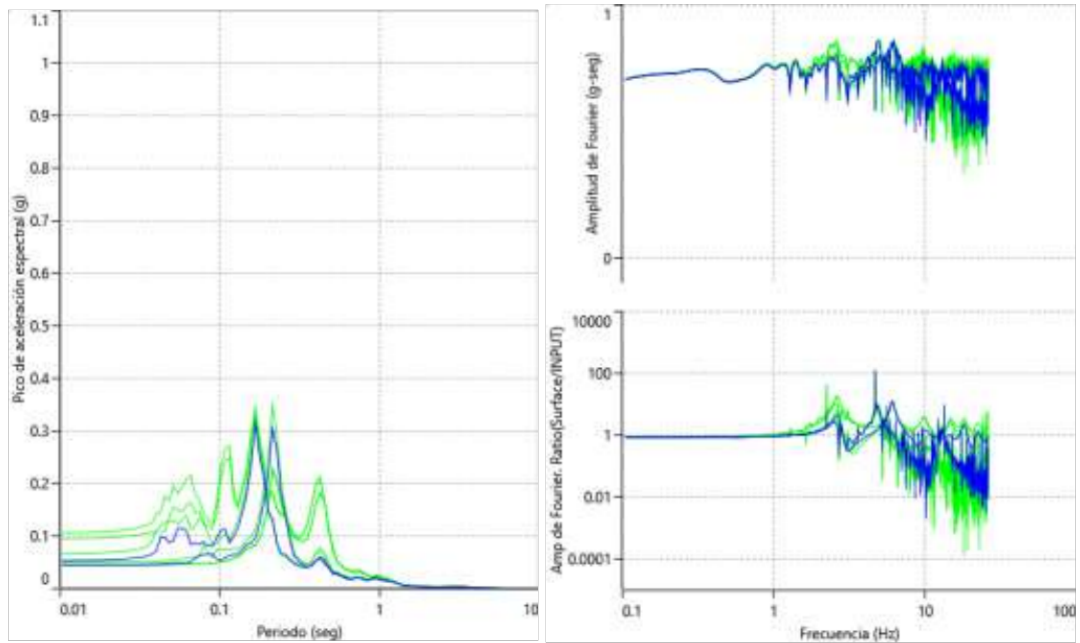


Figura 92. Parcelas espectrales del punto 3 con el sismo 1. Fuente: Deepsoil

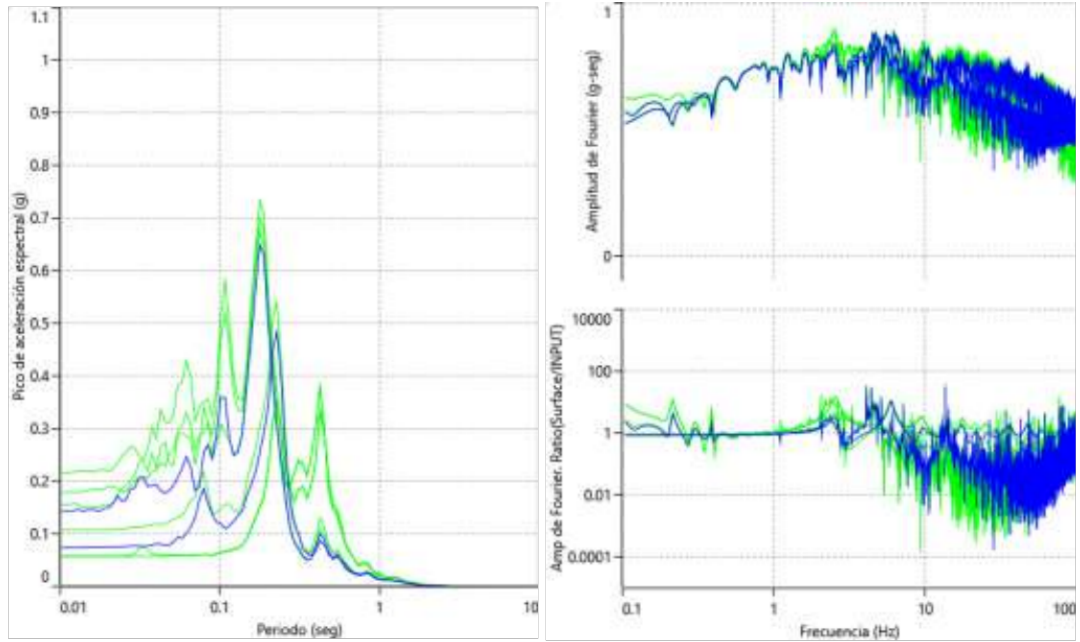


Figura 93. Parcelas espectrales del punto 3 con el sismo 2. Fuente: Deepsoil

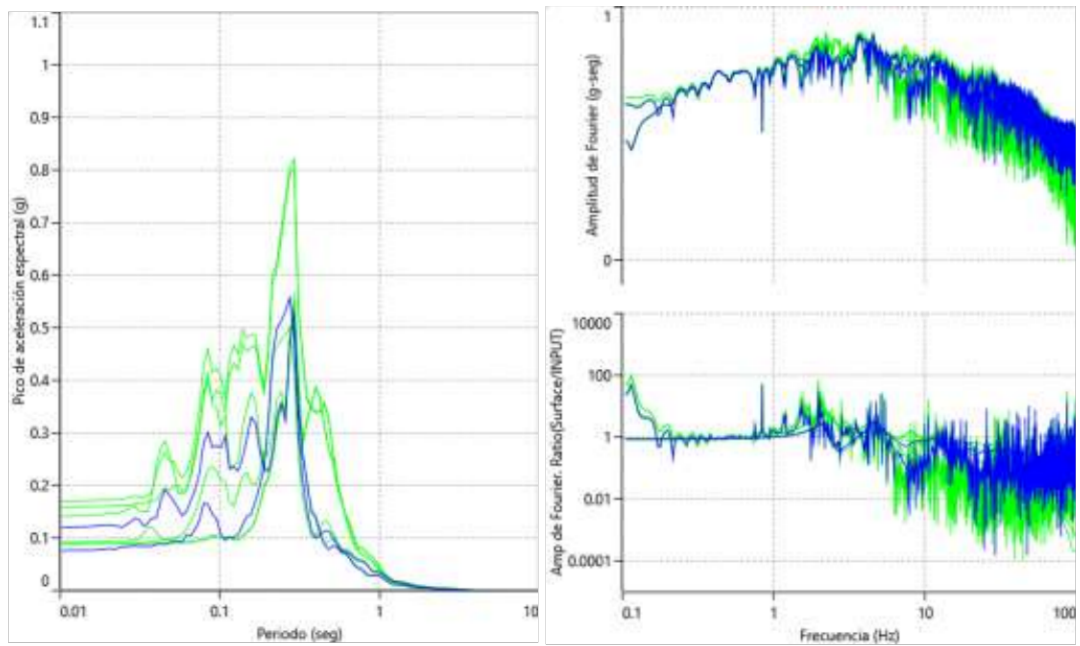


Figura 94. Parcelas espectrales del punto 3 con el sismo 3. Fuente: Deepsoil

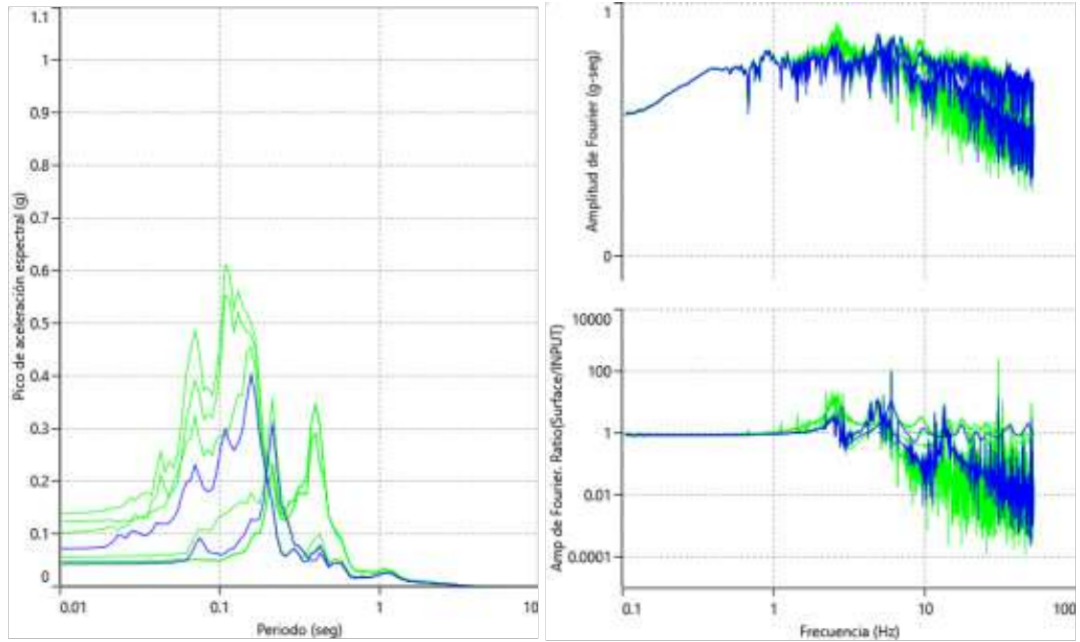


Figura 95. Parcelas espectrales del punto 3 con el sismo 4. Fuente: Deepsoil

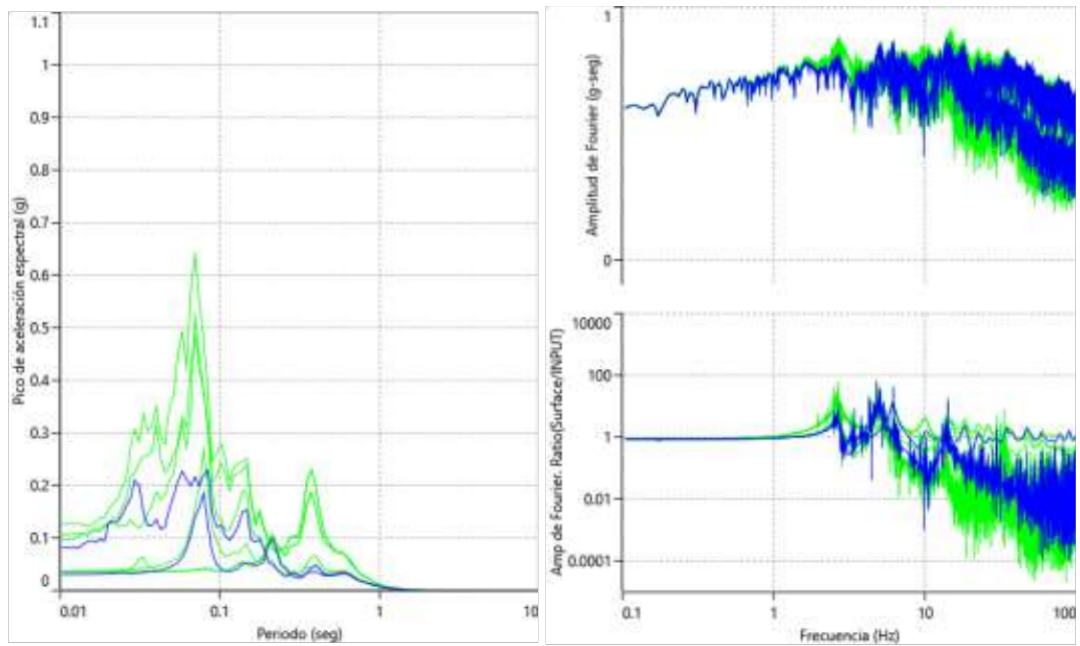


Figura 96. Parcelas espectrales del punto 3 con el sismo 5. Fuente: Deepsoil

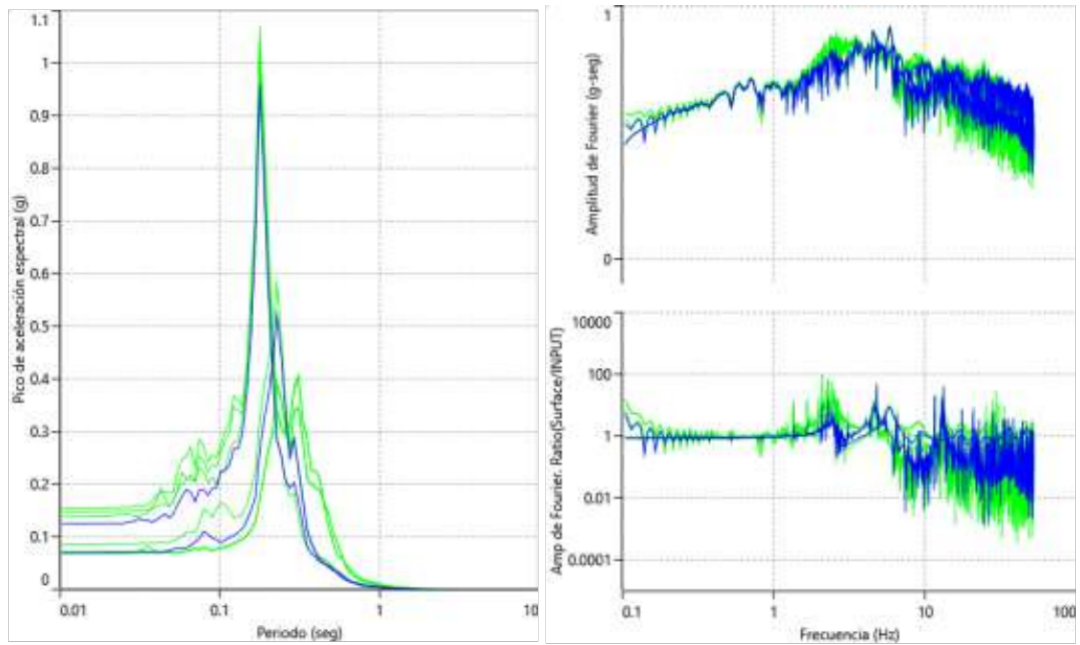


Figura 97. Parcelas espectrales del punto 3 con el sismo 6. Fuente: Deepsoil

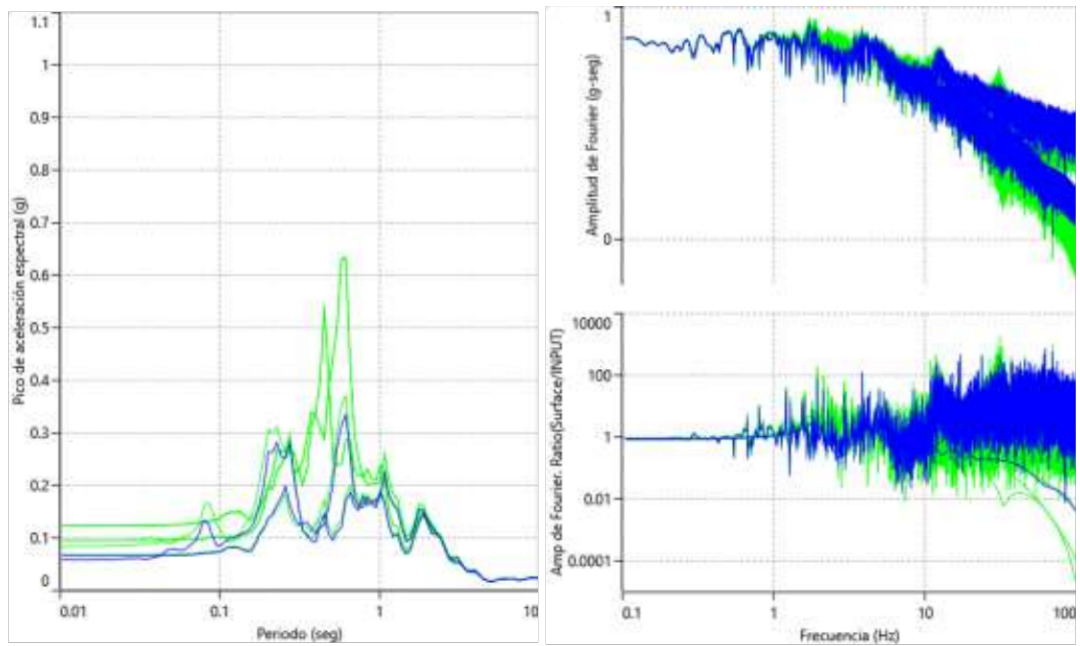


Figura 98. Parcelas espectrales del punto 3 con el sismo 7. Fuente: Deepsoil

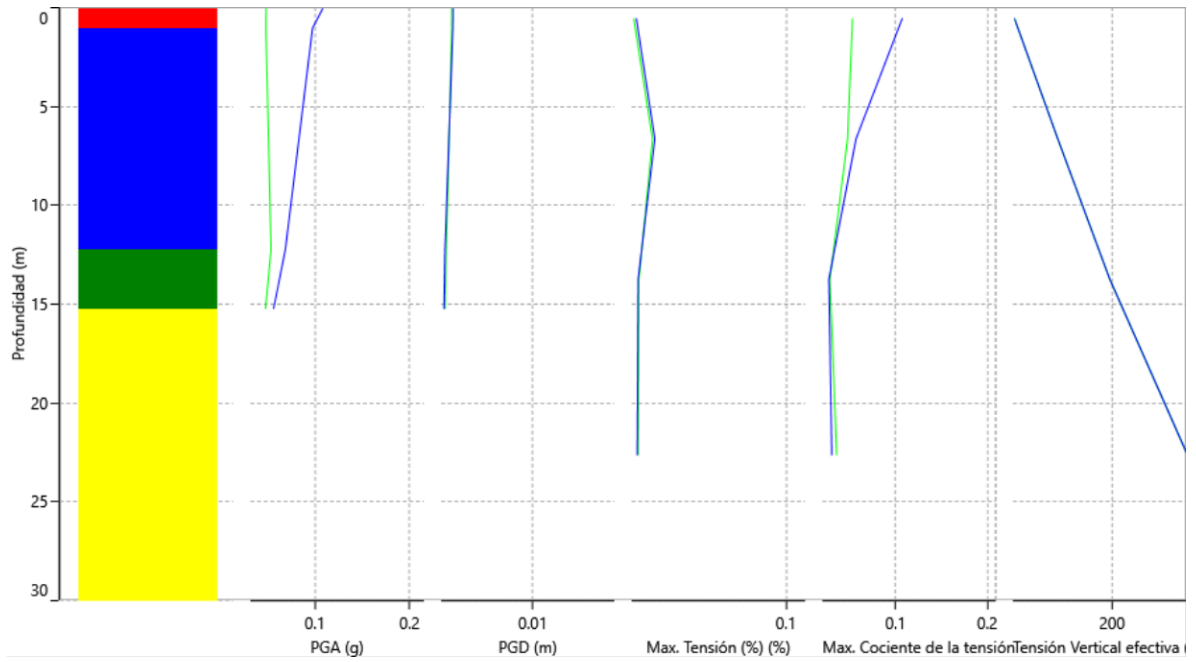


Figura 99. Perfil de parcelas del punto 3 para el sismo 1. Fuente: Deepsoil

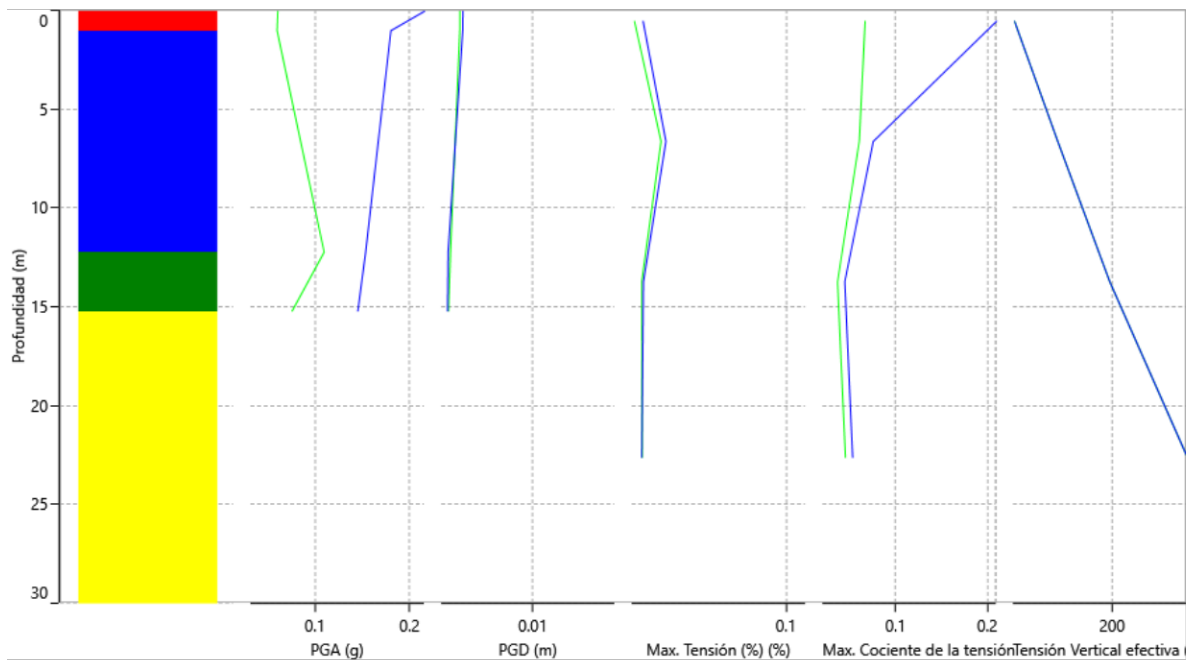


Figura 100. Perfil de parcelas del punto 3 para el sismo 2. Fuente: Deepsoil

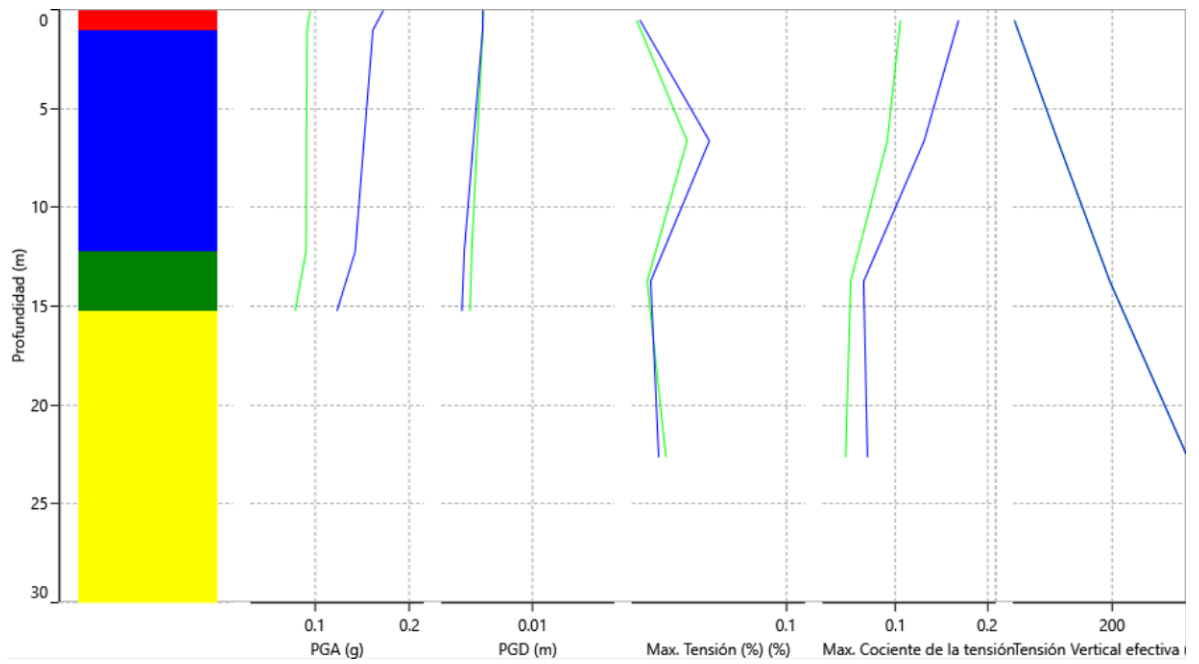


Figura 101. Perfil de parcelas del punto 3 para el sismo 3. Fuente: Deepsoil

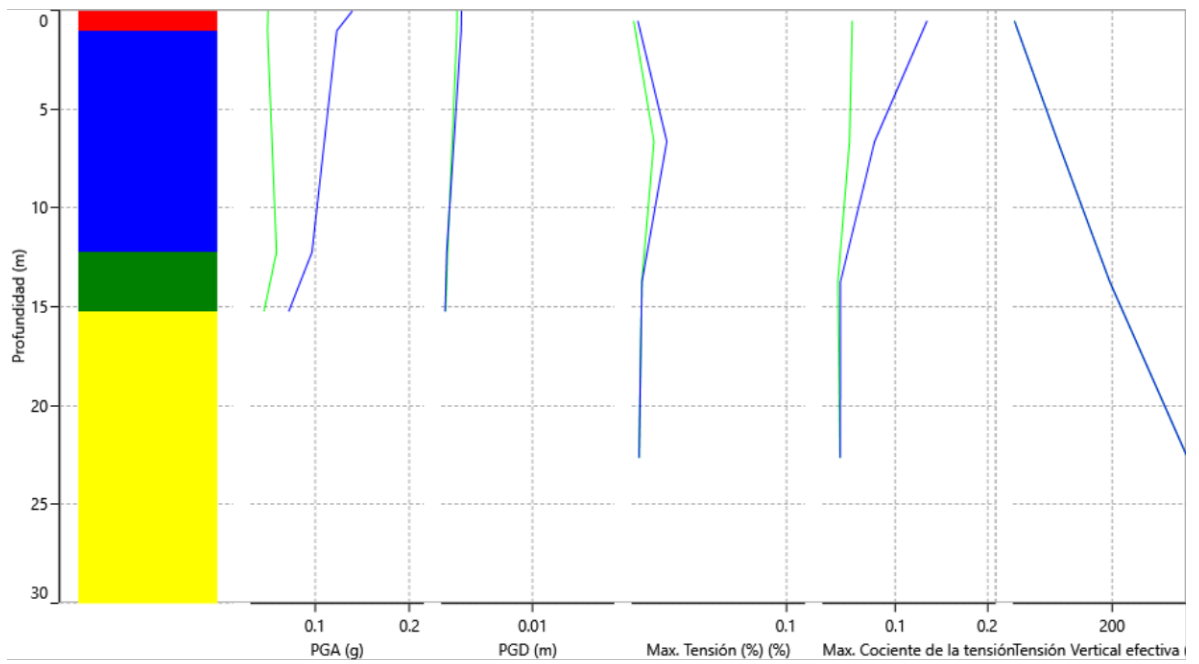


Figura 102. Perfil de parcelas del punto 3 para el sismo 4. Fuente: Deepsoil

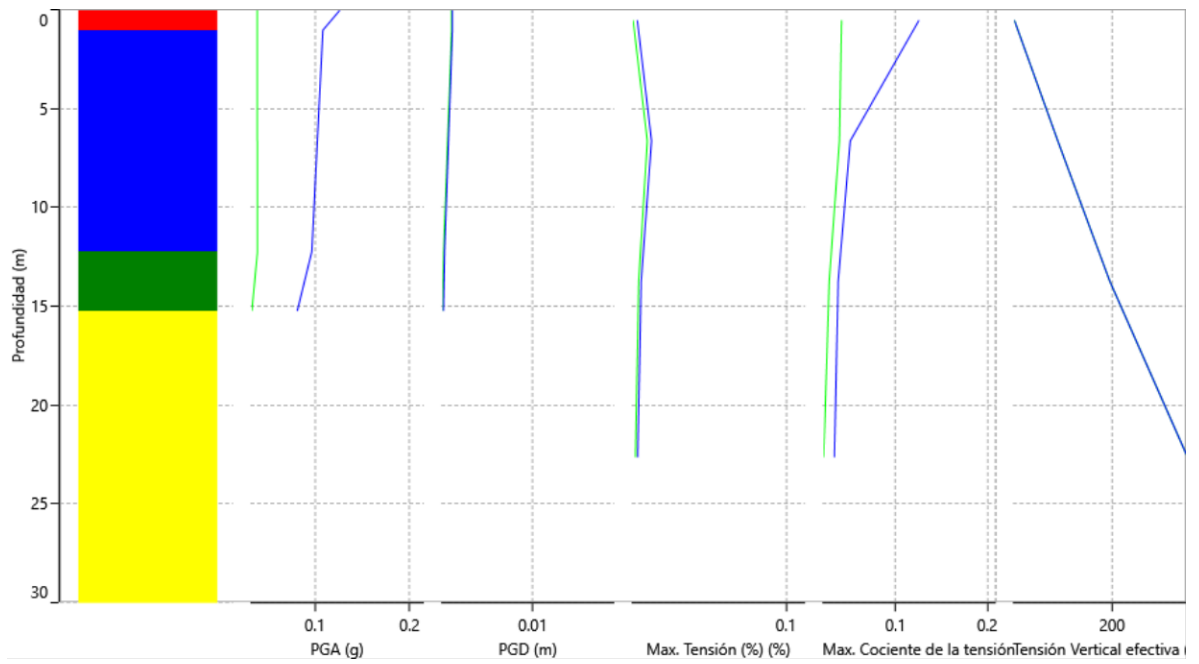


Figura 103. Perfil de parcelas del punto 3 para el sismo 5. Fuente: Deepsoil

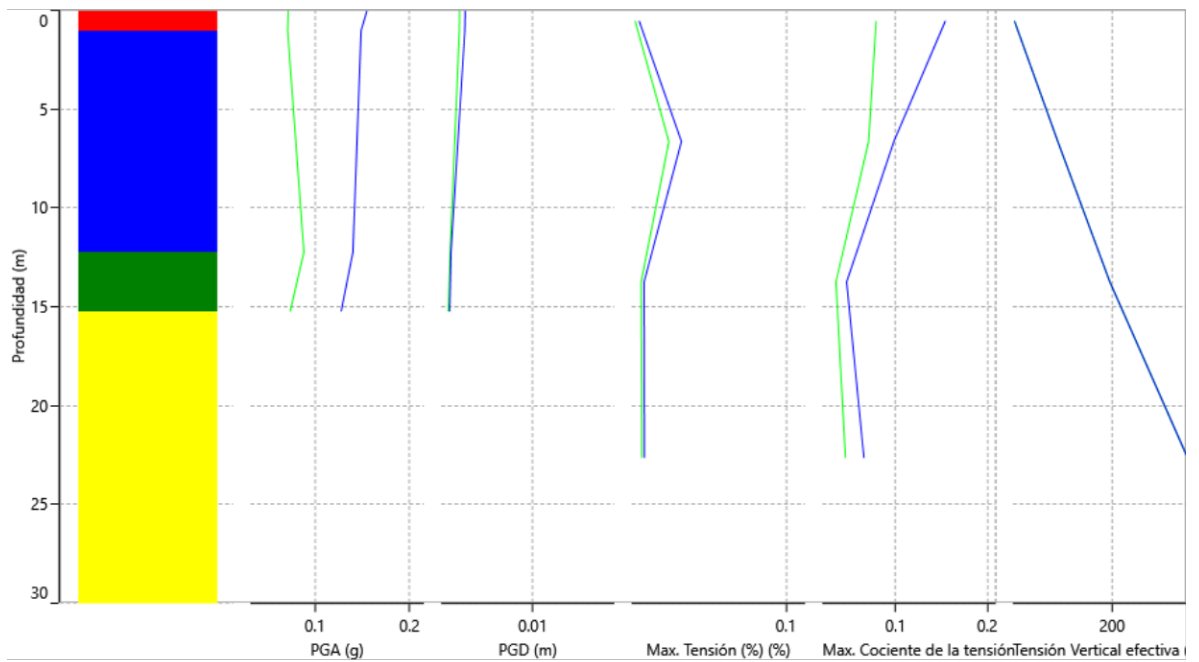


Figura 104. Perfil de parcelas del punto 3 para el sismo 6. Fuente: Deepsoil

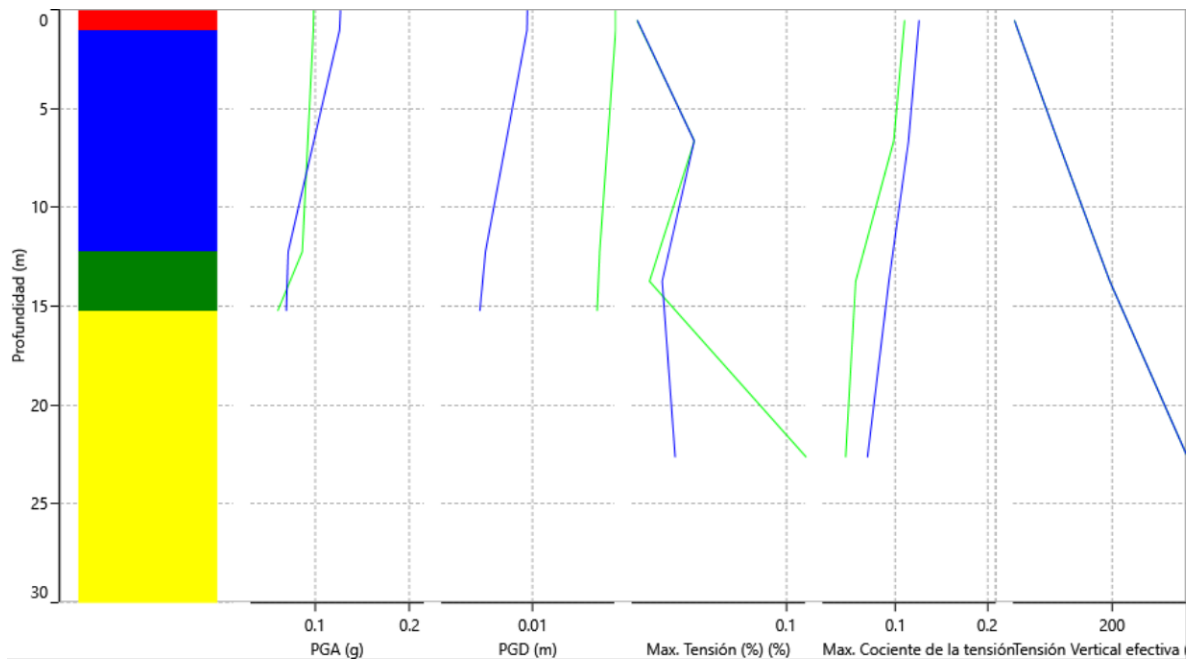


Figura 105. Perfil de parcelas del punto 3 para el sismo 7. Fuente: Deepsoil

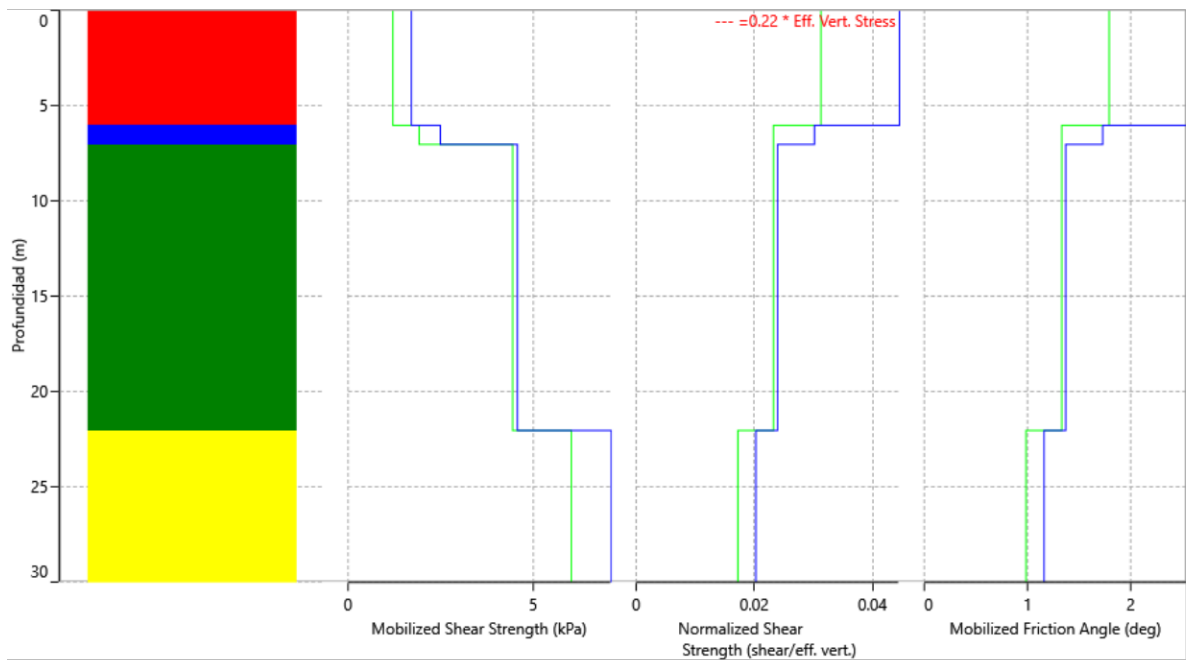


Figura 106. Fuerzas movilizadas del punto 4 con el sismo 1. Fuente: Deepsoil

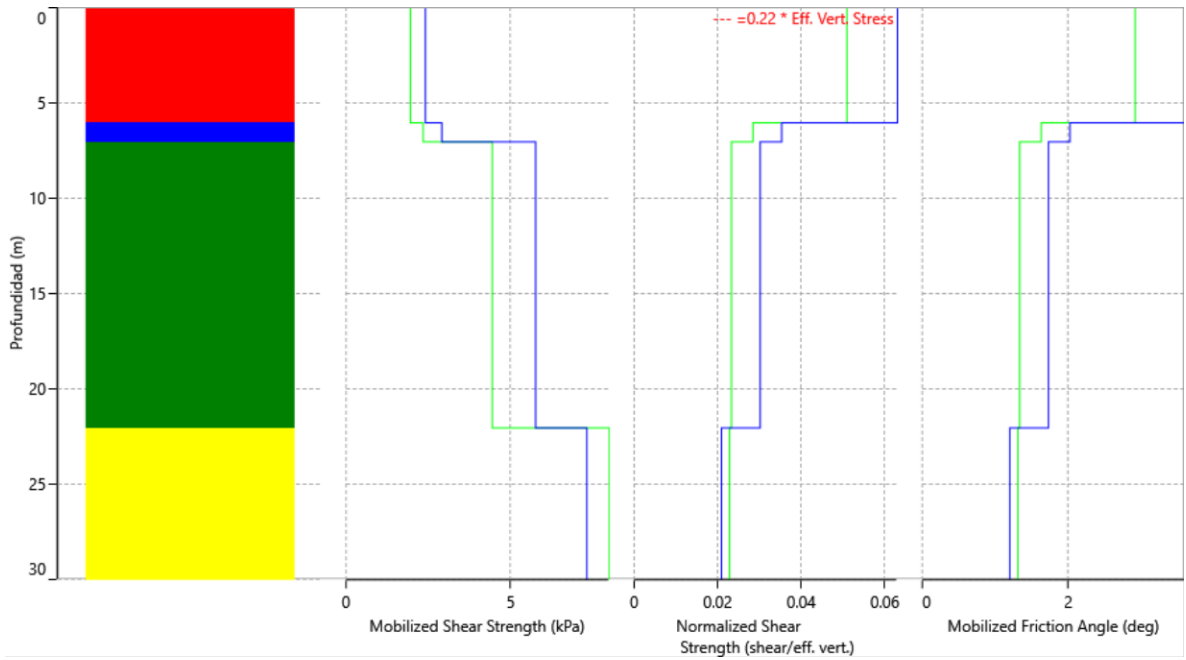


Figura 107. Fuerzas movilizadas del punto 4 con el sismo 2. Fuente: Deepsoil

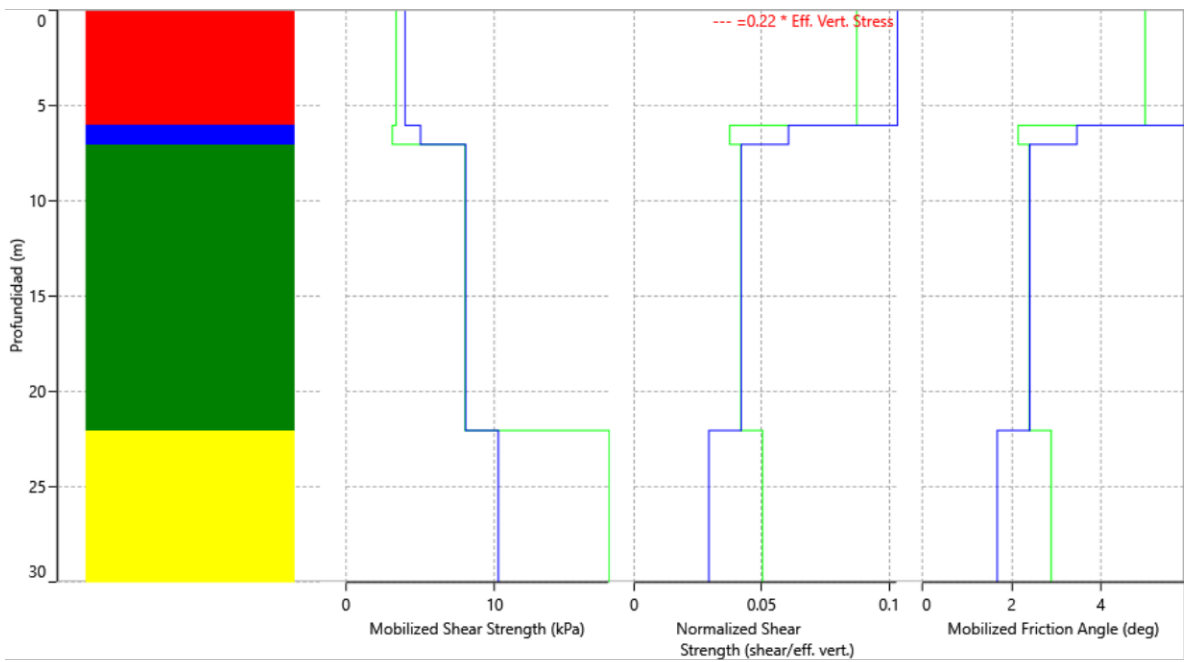


Figura 108. Fuerzas movilizadas del punto 4 con el sismo 3. Fuente: Deepsoil

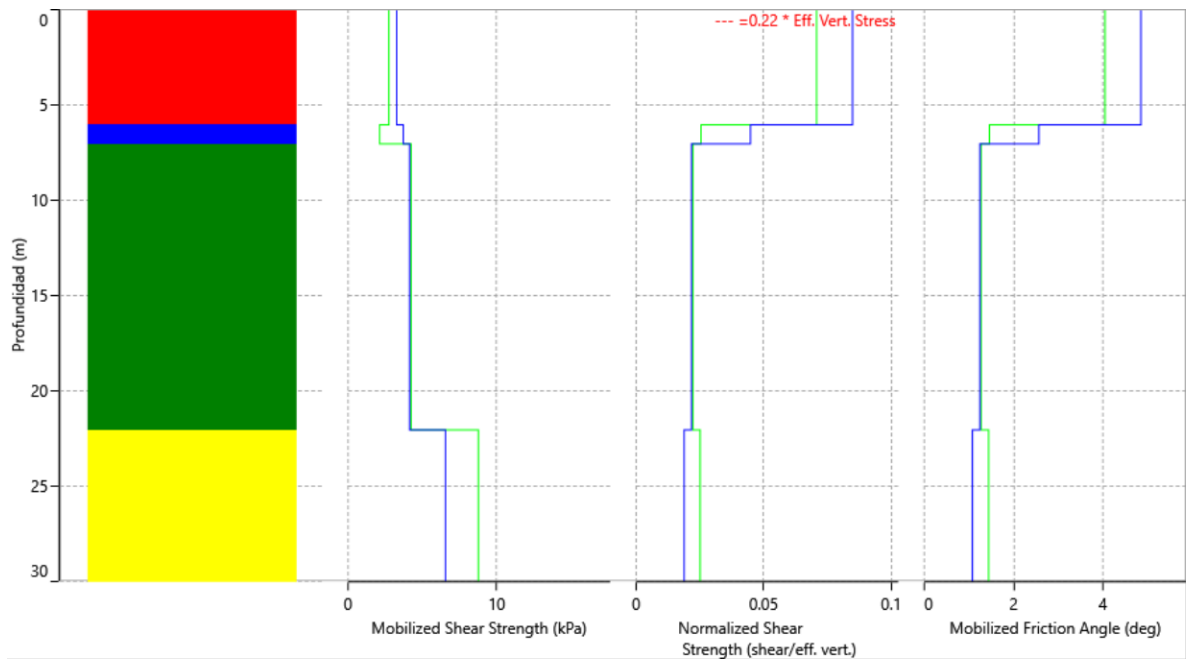


Figura 109. Fuerzas movilizadas del punto 4 con el sismo 4. Fuente: Deepsoil

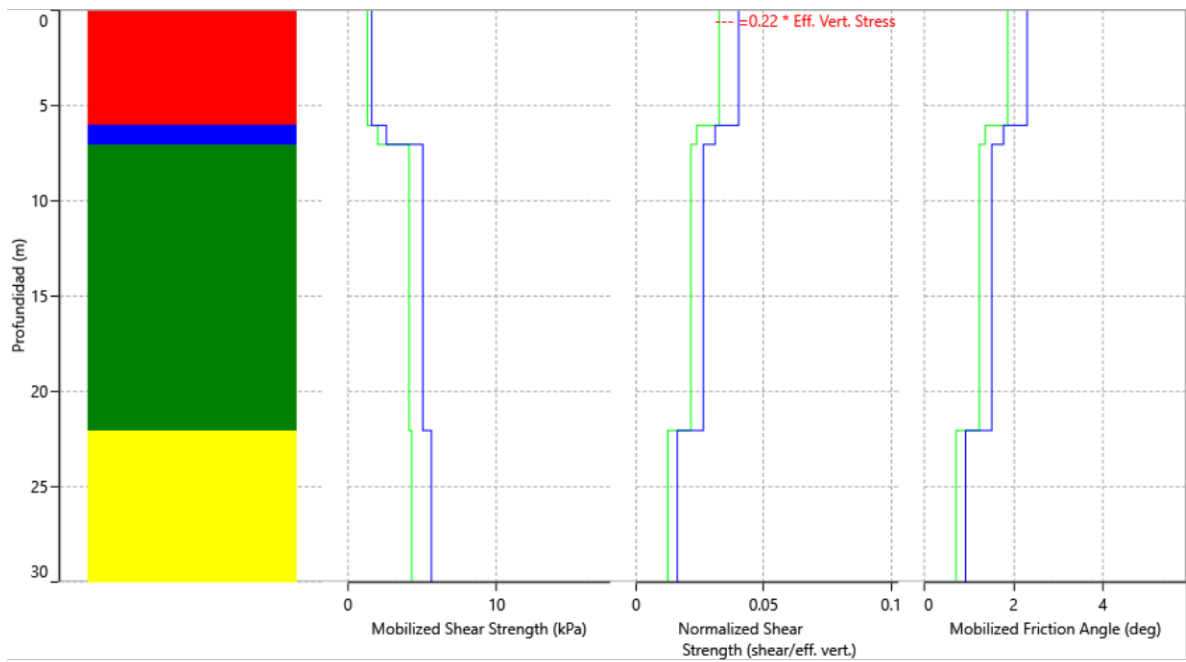


Figura 110. Fuerzas movilizadas del punto 4 con el sismo 5. Fuente: Deepsoil

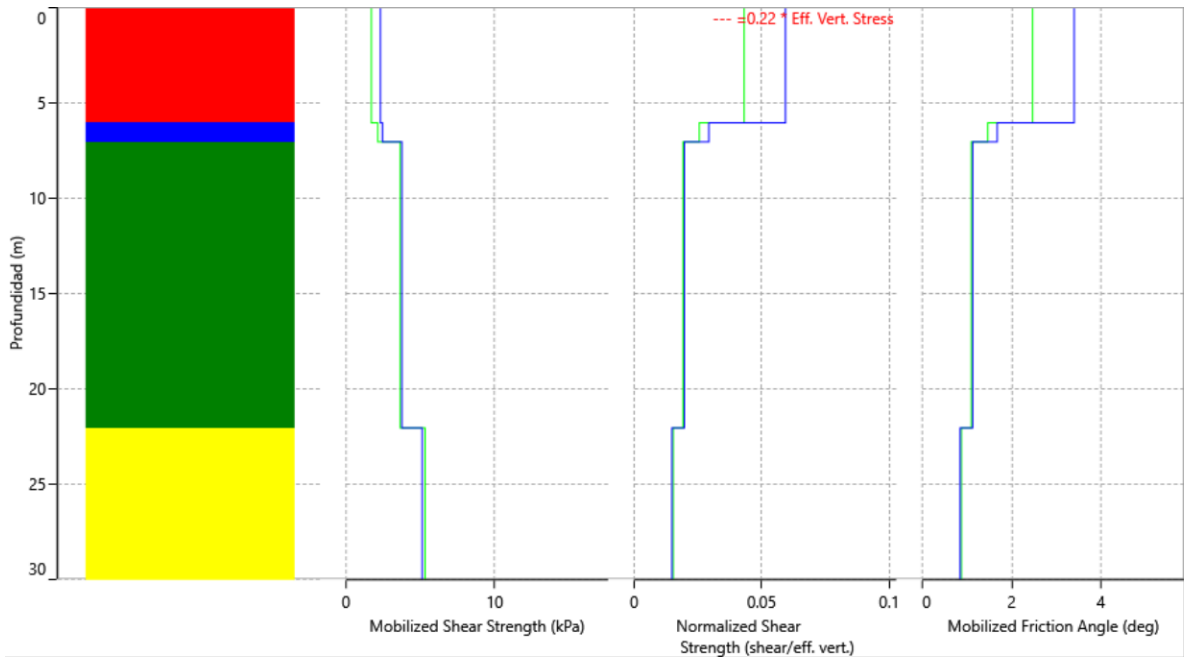


Figura 111. Fuerzas movilizadas del punto 4 con el sismo 6. Fuente: Deepsoil

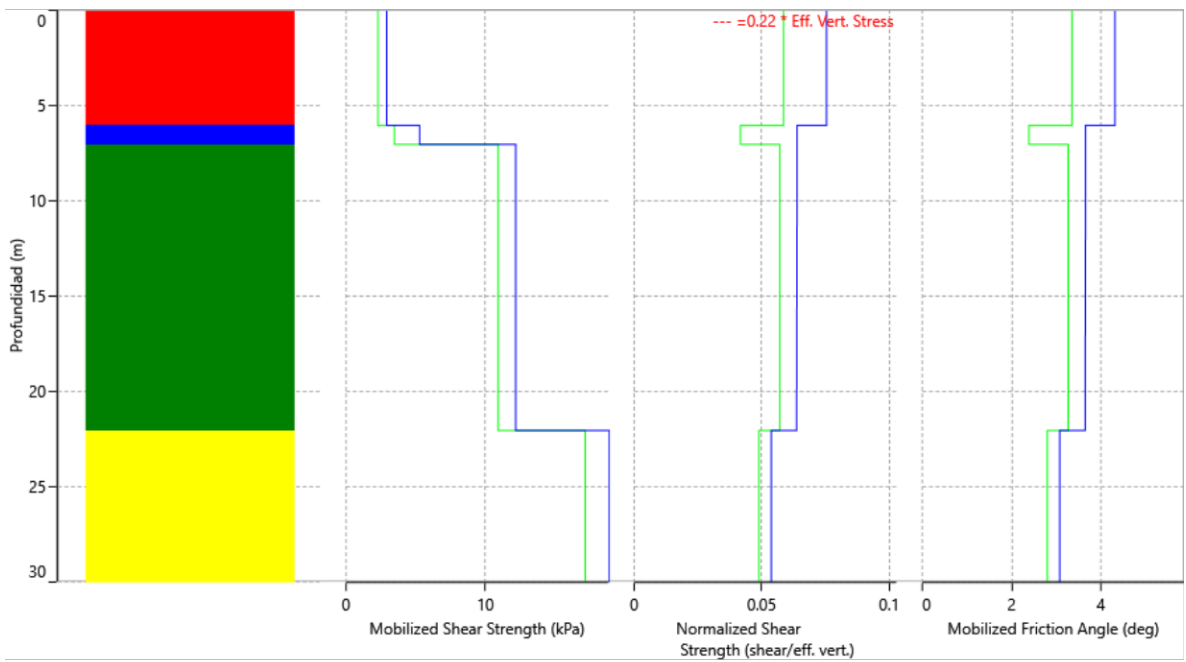


Figura 112. Fuerzas movilizadas del punto 4 con el sismo 7. Fuente: Deepsoil

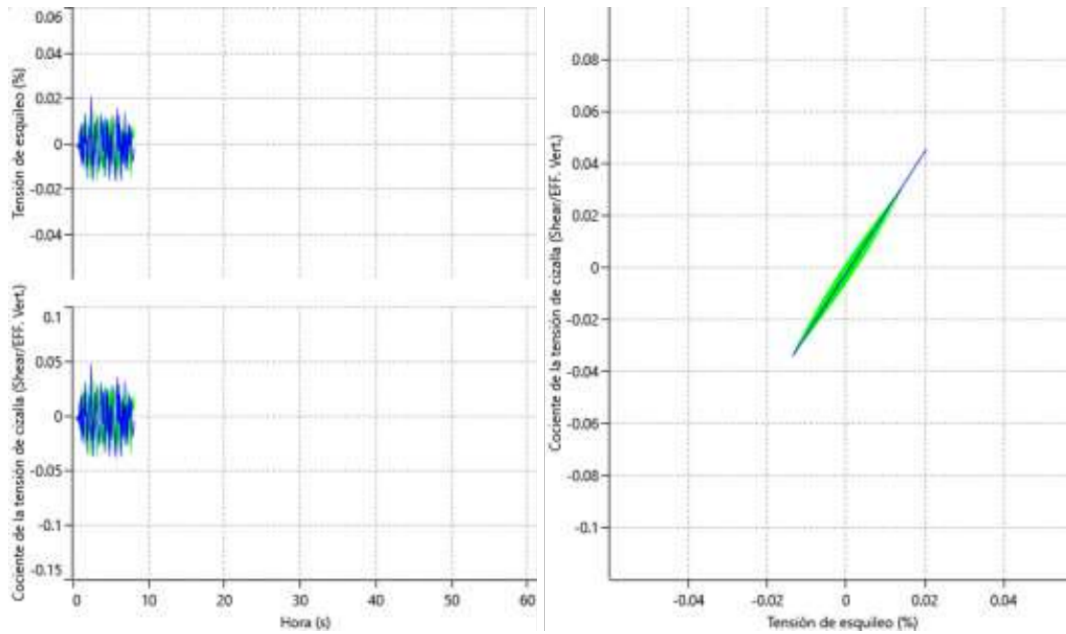


Figura 113. Diagrama tensión deformación del punto 4 con el sismo 1. Fuente: Deepsoil

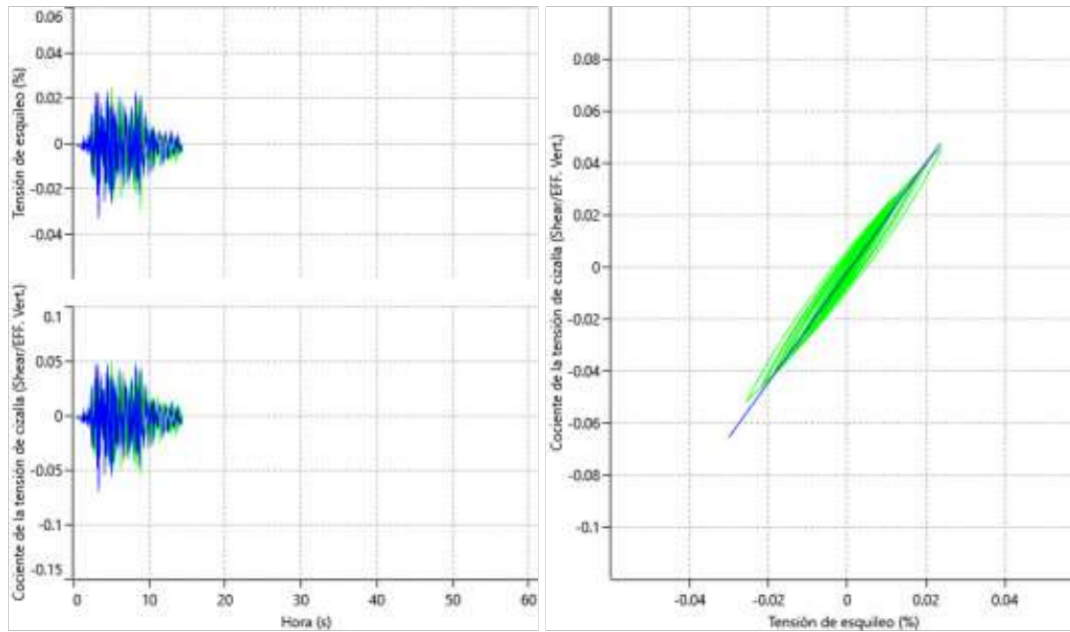


Figura 114. Diagrama tensión deformación del punto 4 con el sismo 2. Fuente: Deepsoil

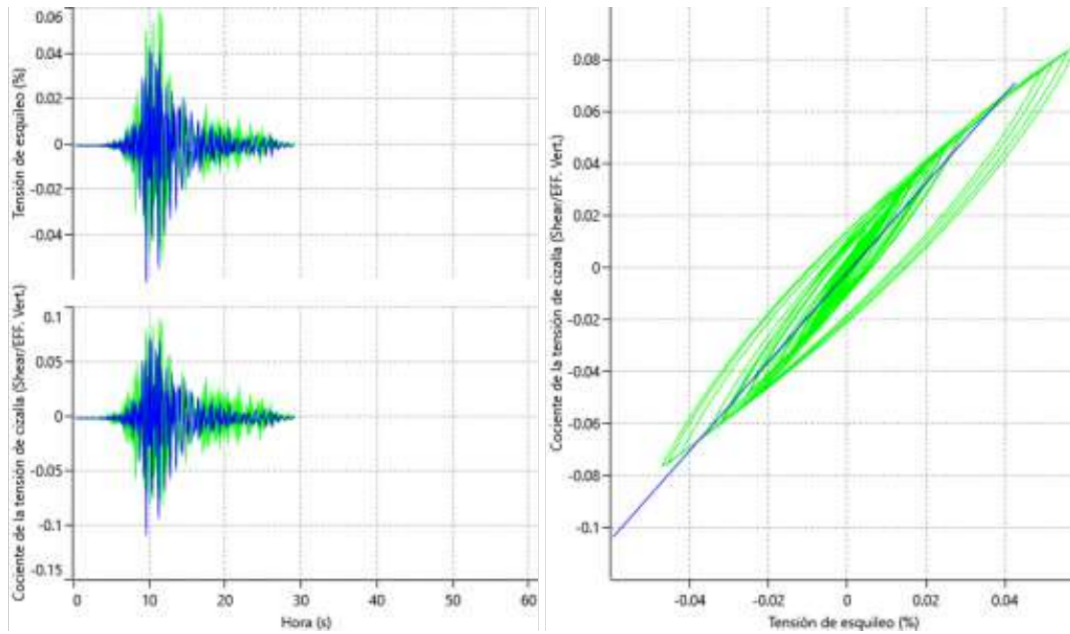


Figura 115. Diagrama tensión deformación del punto 4 con el sismo 3. Fuente: Deepsoil

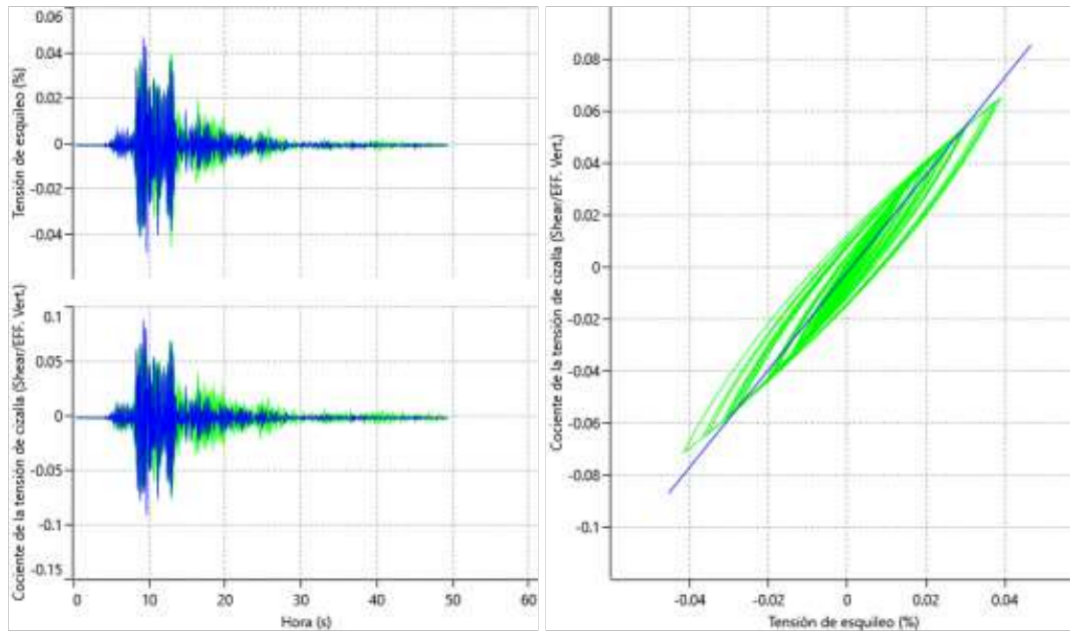


Figura 116. Diagrama tensión deformación del punto 4 con el sismo 4. Fuente: Deepsoil

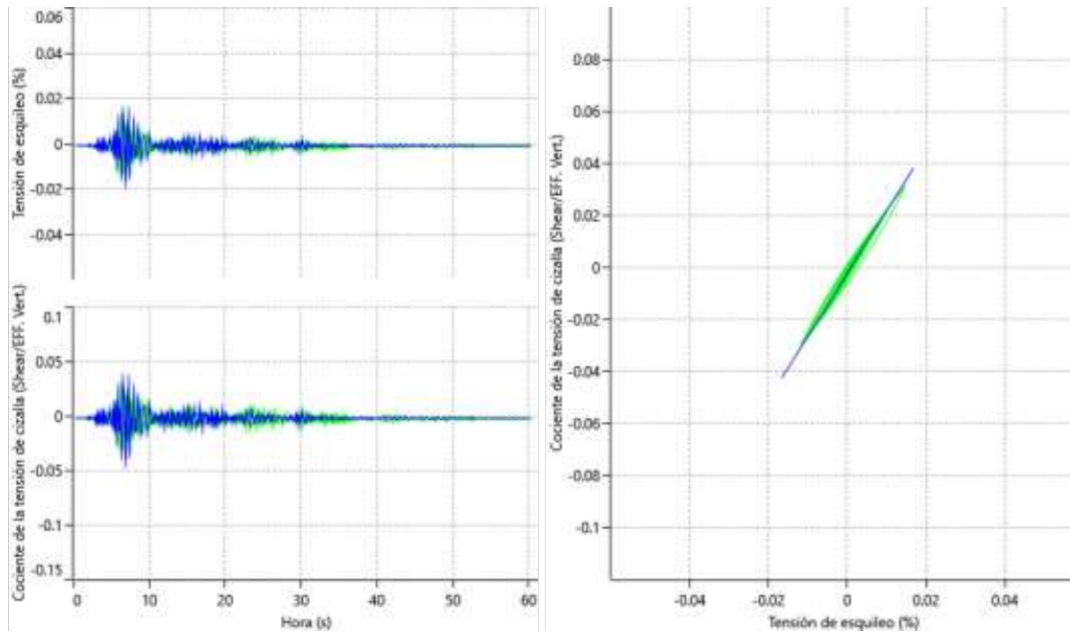


Figura 117. Diagrama tensión deformación del punto 4 con el sismo 5. Fuente: Deepsoil

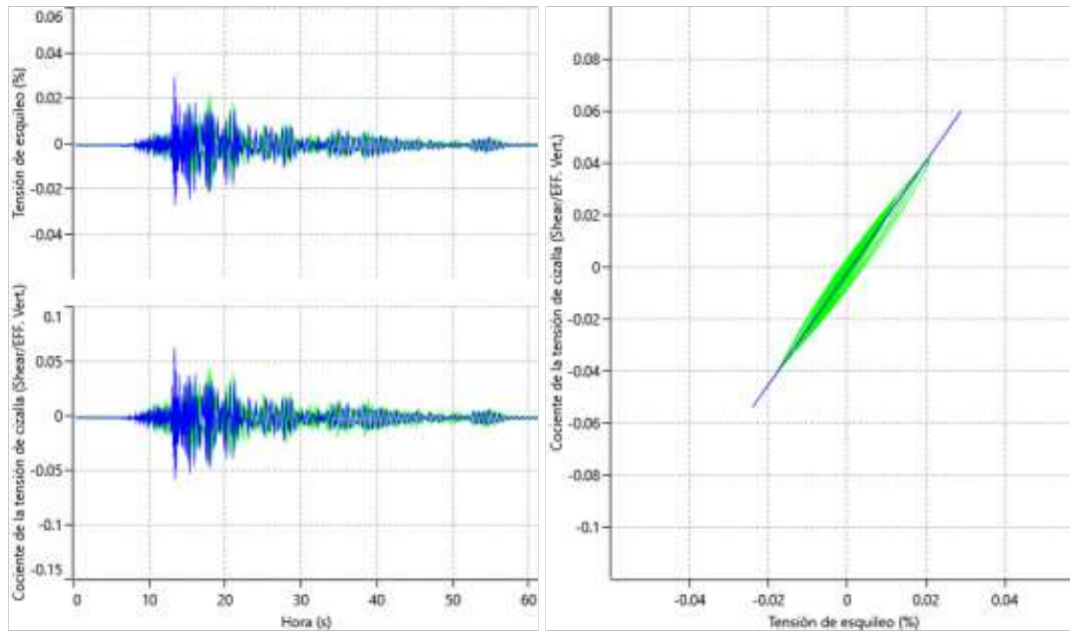


Figura 118. Diagrama tensión deformación del punto 4 con el sismo 6. Fuente: Deepsoil

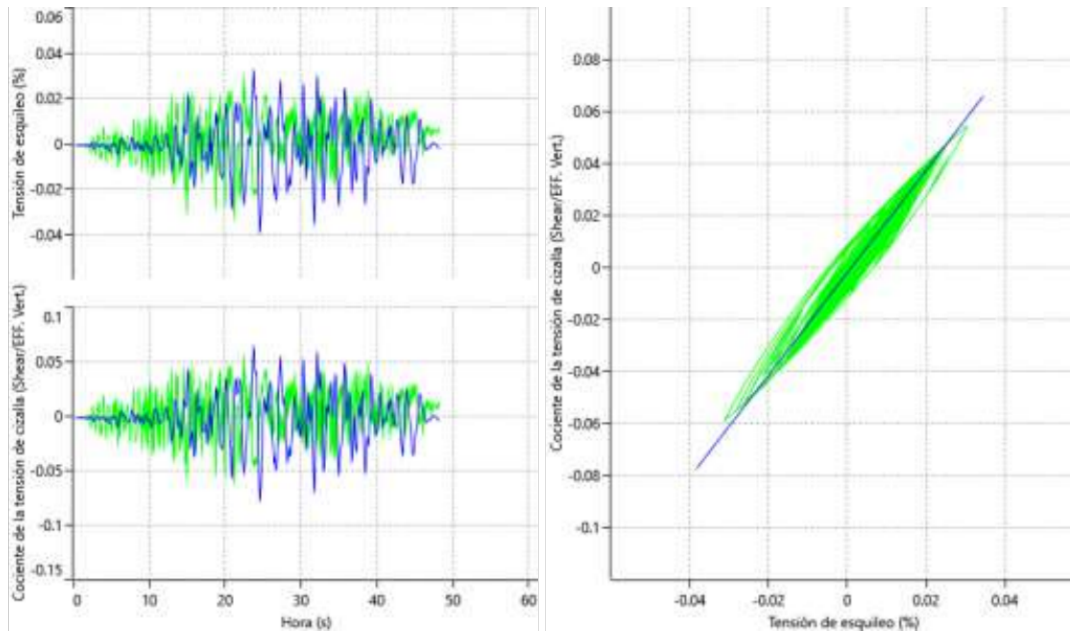


Figura 119. Diagrama tensión deformación del punto 4 con el sismo 7. Fuente: Deepsoil

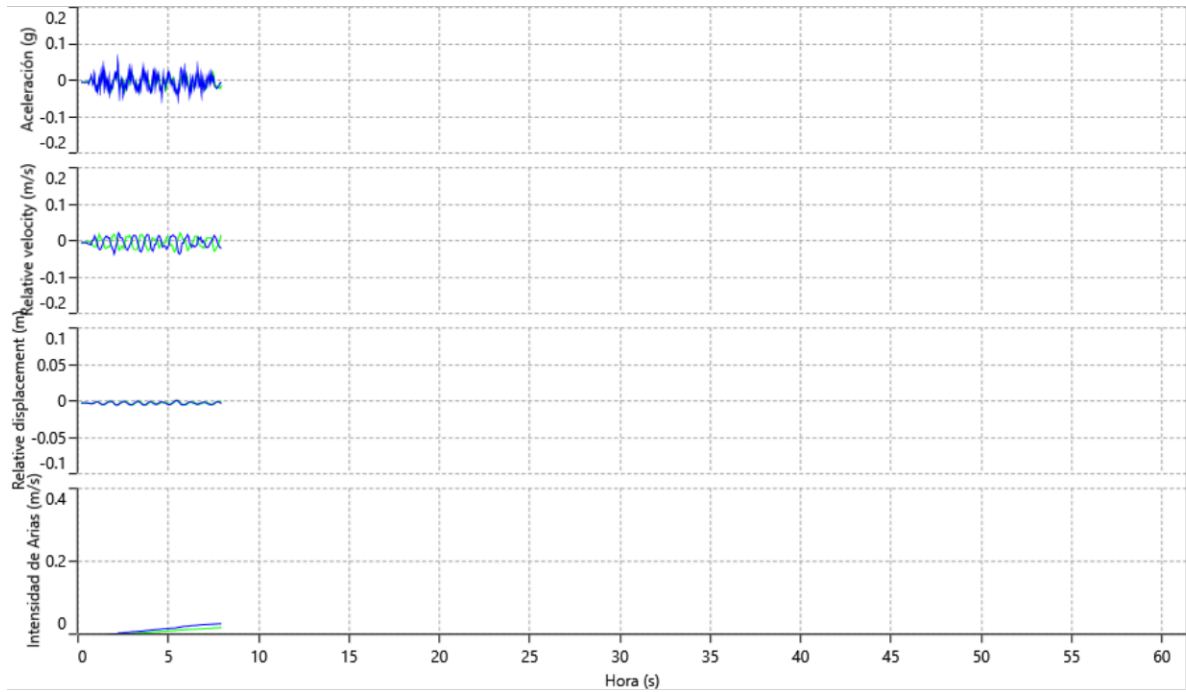


Figura 120. Diagrama tiempo historia del punto 4 con el sismo 1. Fuente: Deepsoil

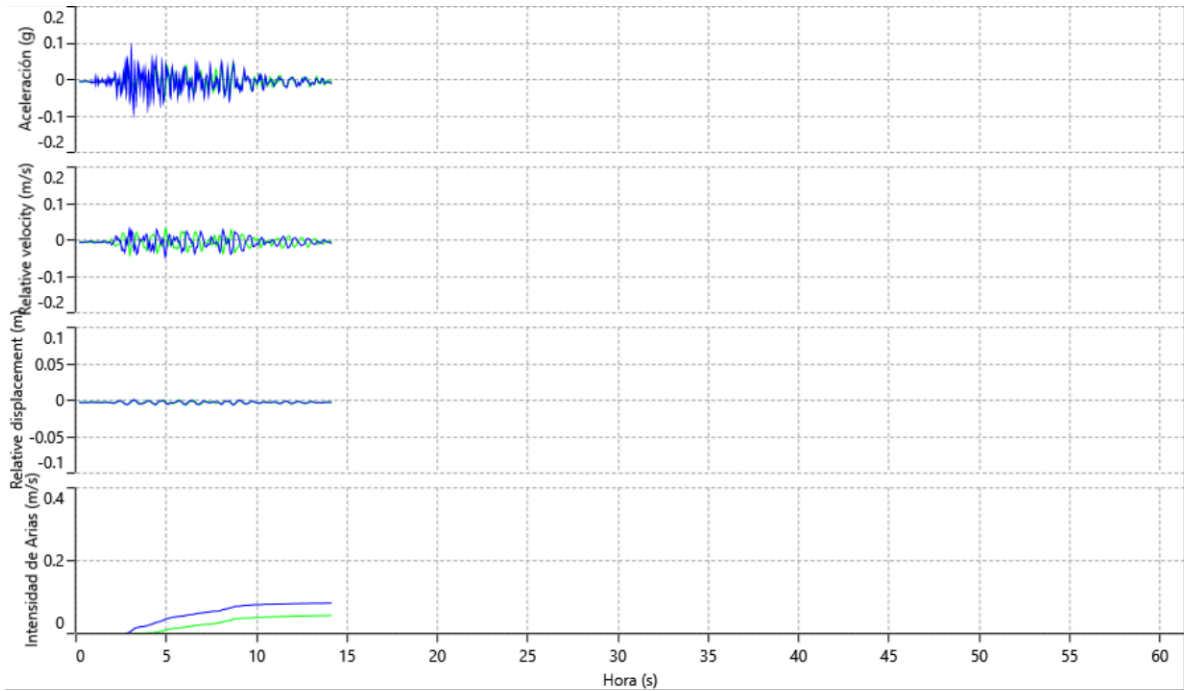


Figura 121. Diagrama tiempo historia del punto 4 con el sismo 2. Fuente: Deepsoil

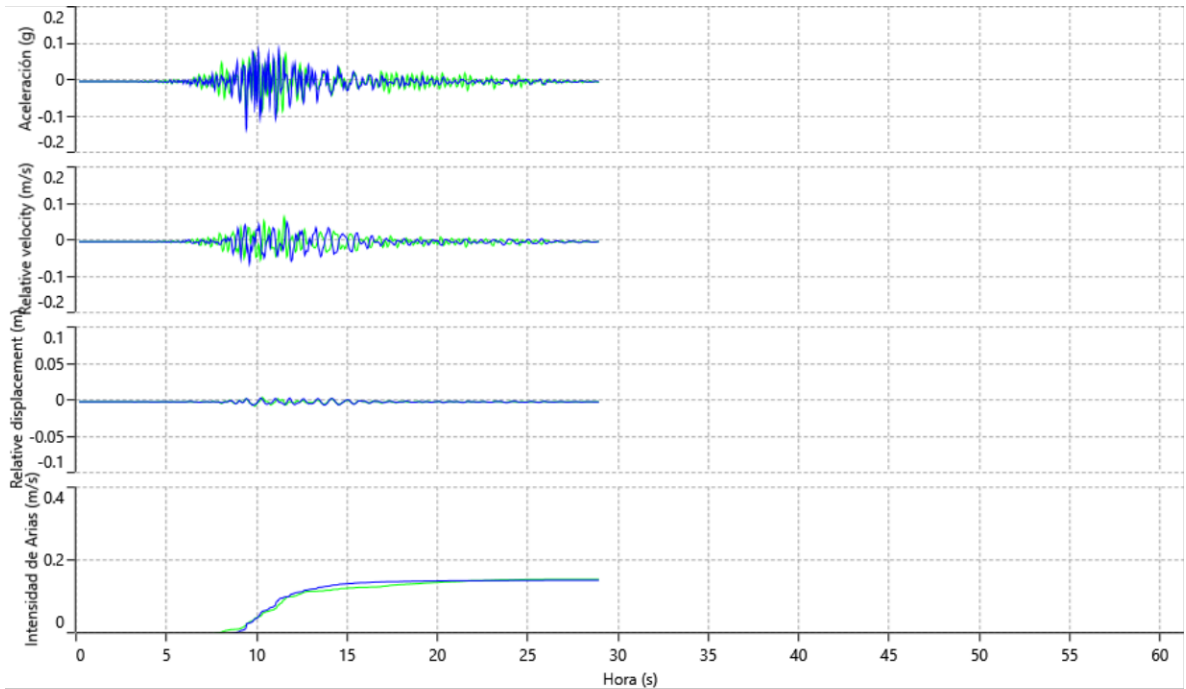


Figura 122. Diagrama tiempo historia del punto 4 con el sismo 3. Fuente: Deepsoil

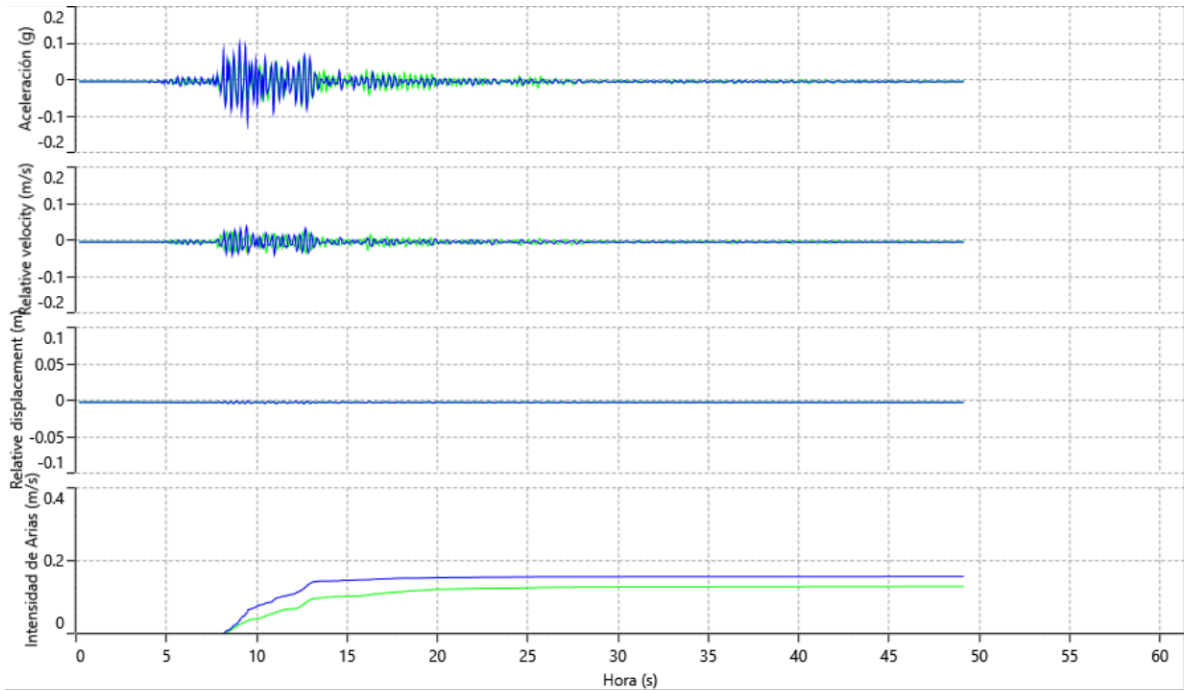


Figura 123. Diagrama tiempo historia del punto 4 con el sismo 4. Fuente: Deepsoil

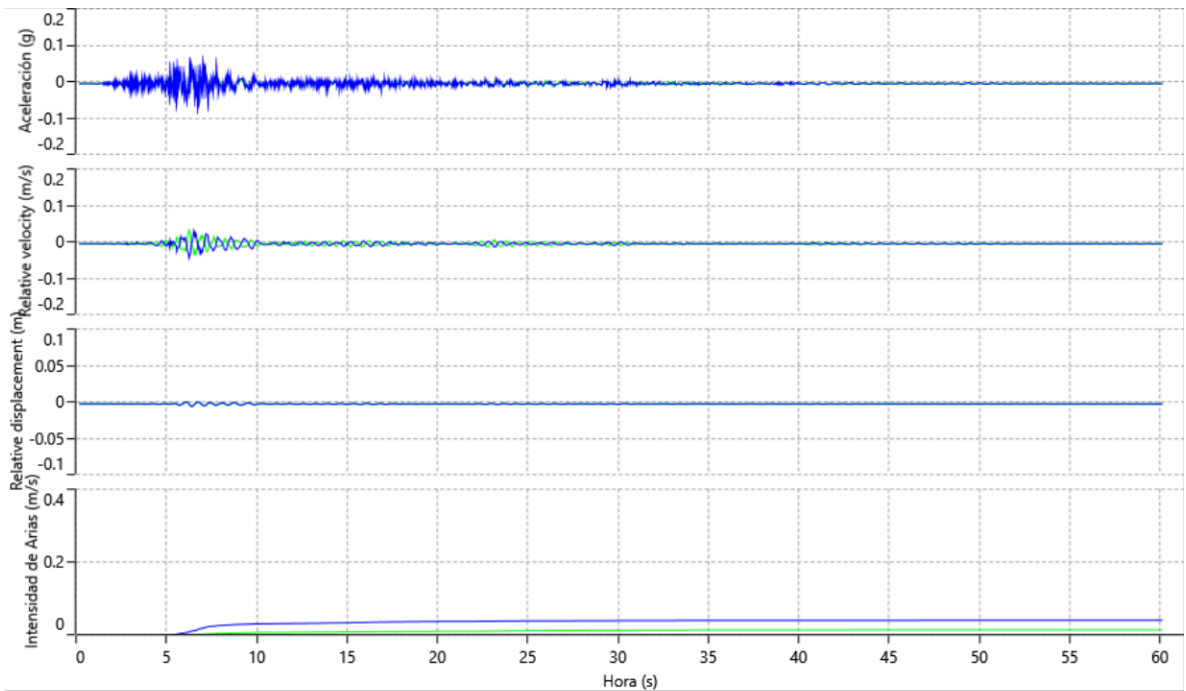


Figura 124. Diagrama tiempo historia del punto 4 con el sismo 5. Fuente: Deepsoil

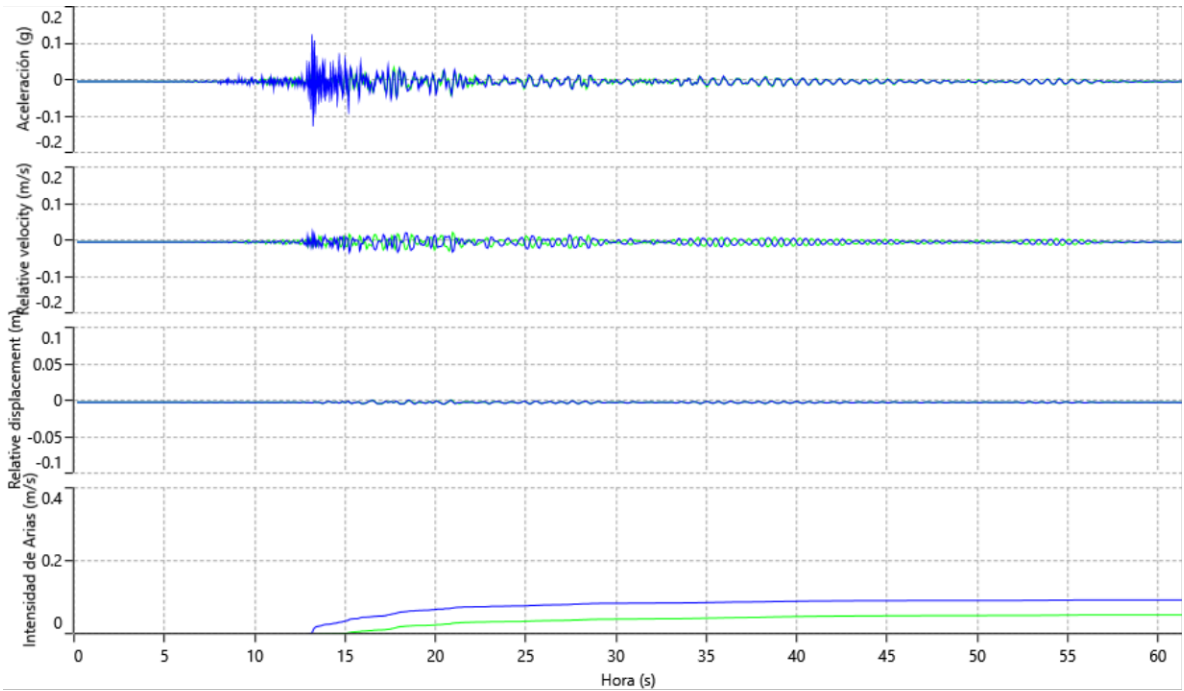


Figura 125. Diagrama tiempo historia del punto 4 con el sismo 6. Fuente: Deepsoil

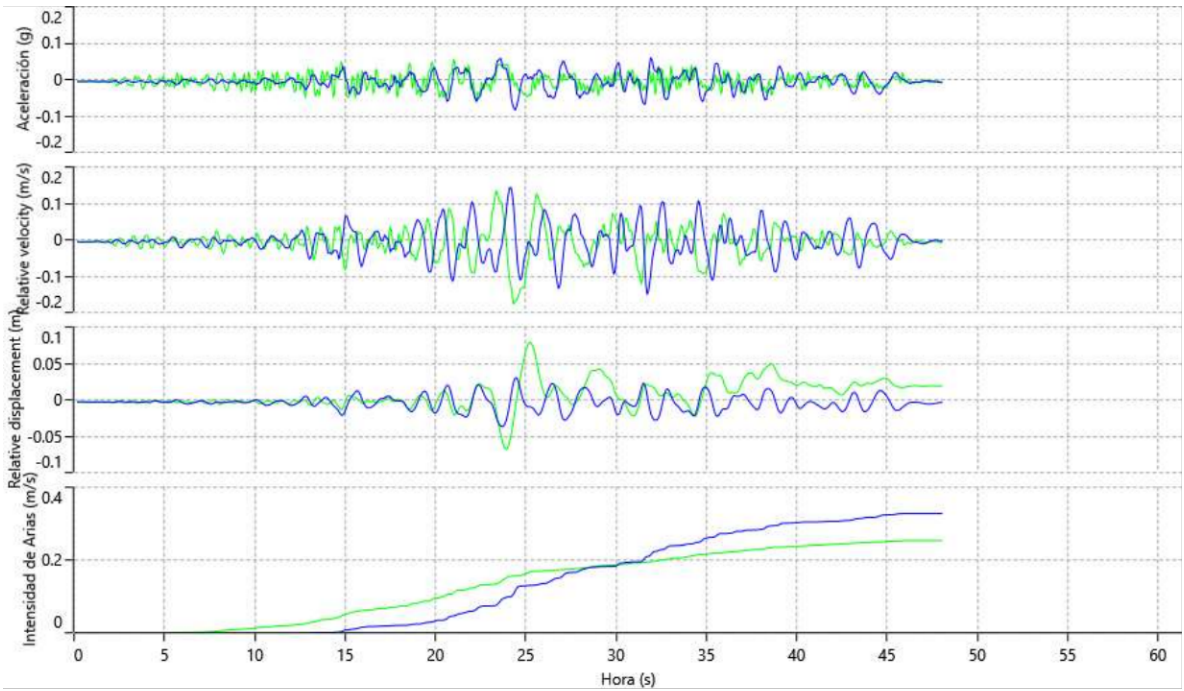


Figura 126. Diagrama tiempo historia del punto 4 con el sismo 7. Fuente: Deepsoil

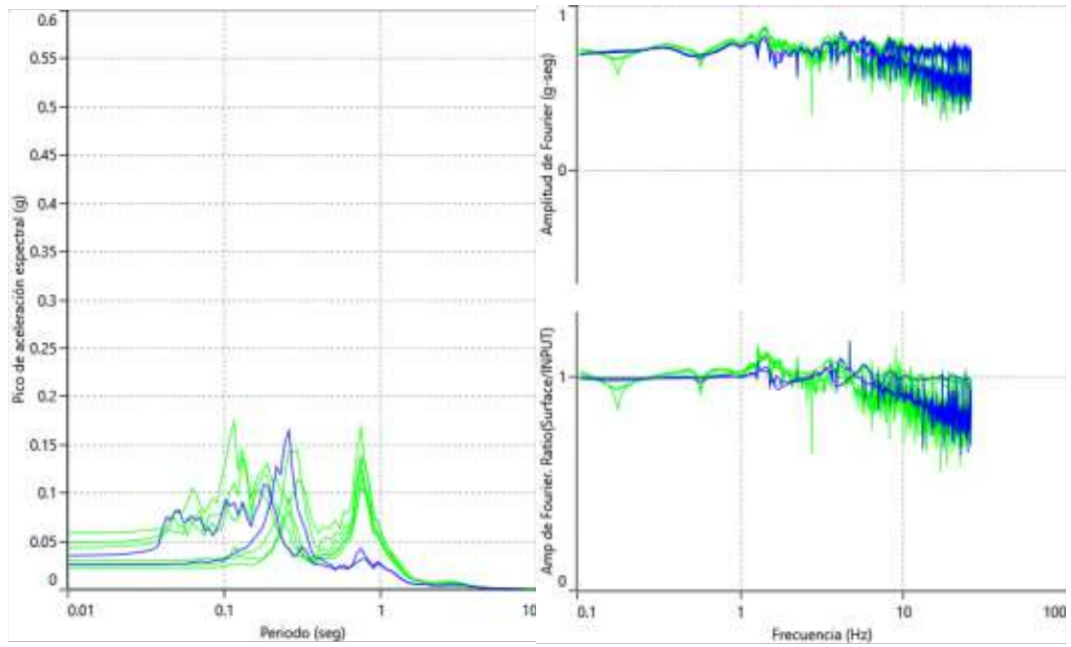


Figura 127. Parcelas espectrales del punto 4 con el sismo 1. Fuente: Deepsoil

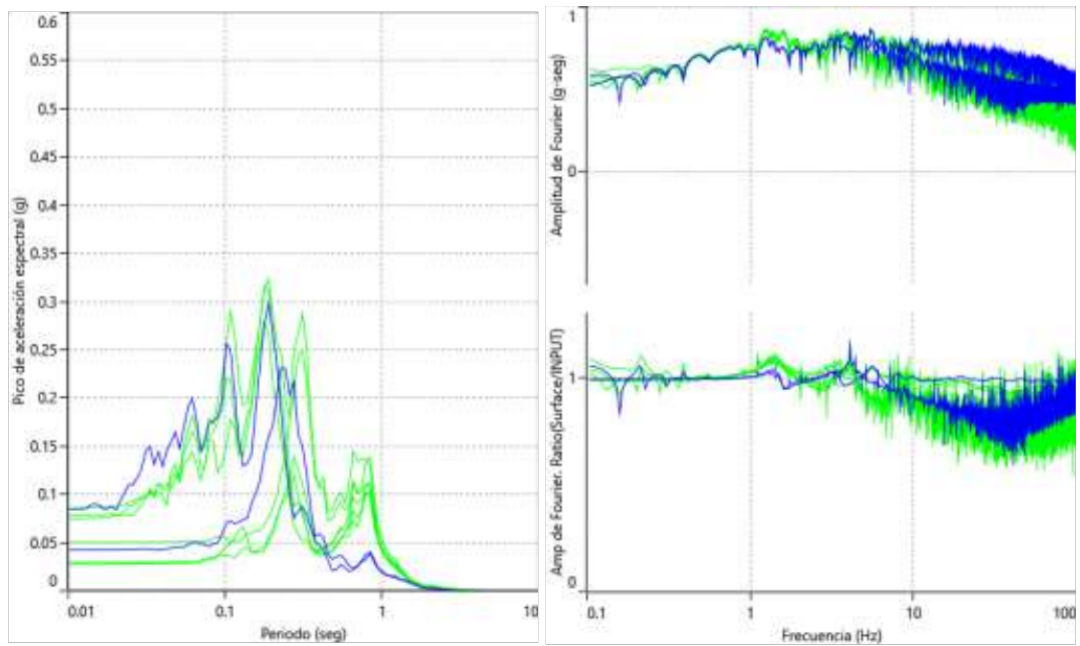


Figura 128. Parcelas espectrales del punto 4 con el sismo 2. Fuente: Deepsoil

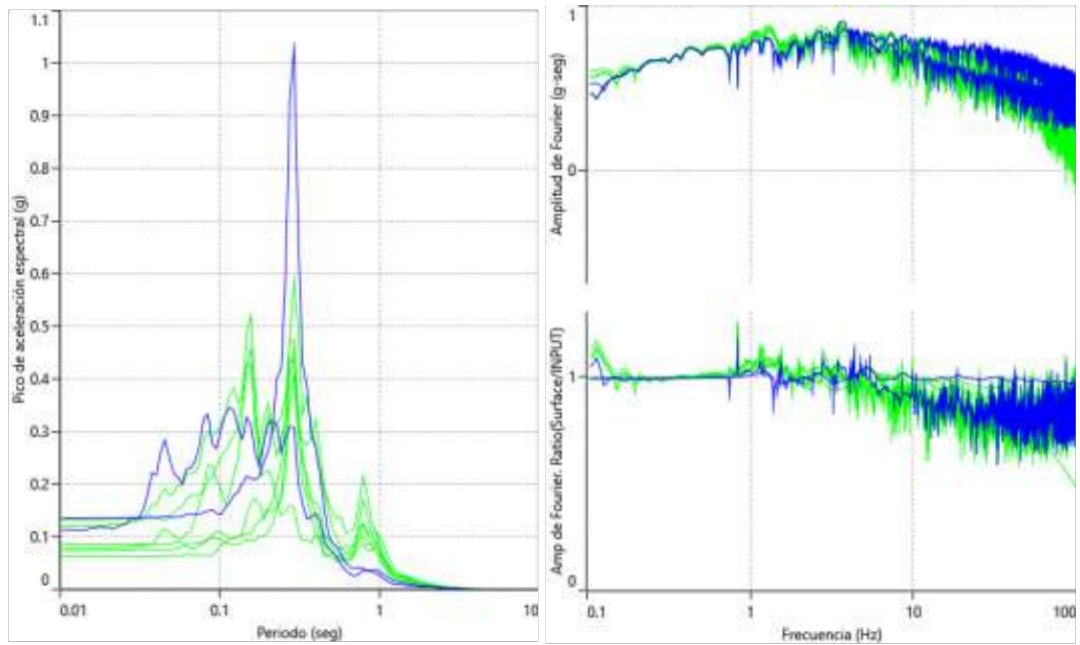


Figura 129. Parcelas espectrales del punto 4 con el sismo 3. Fuente: Deepsoil

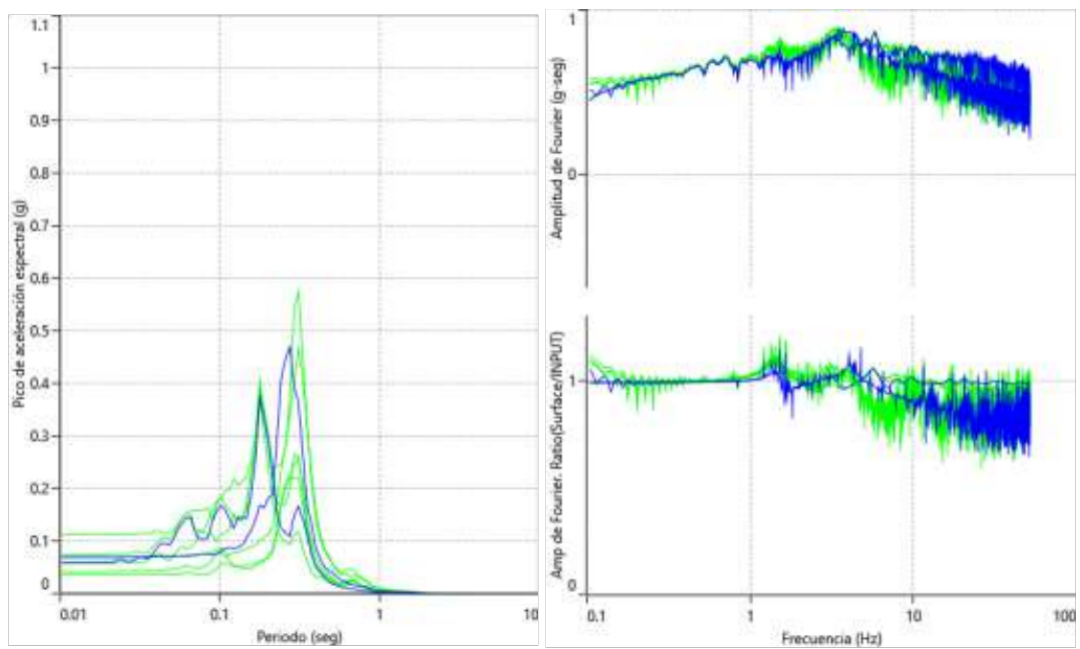


Figura 130. Parcelas espectrales del punto 4 con el sismo 4. Fuente: Deepsoil

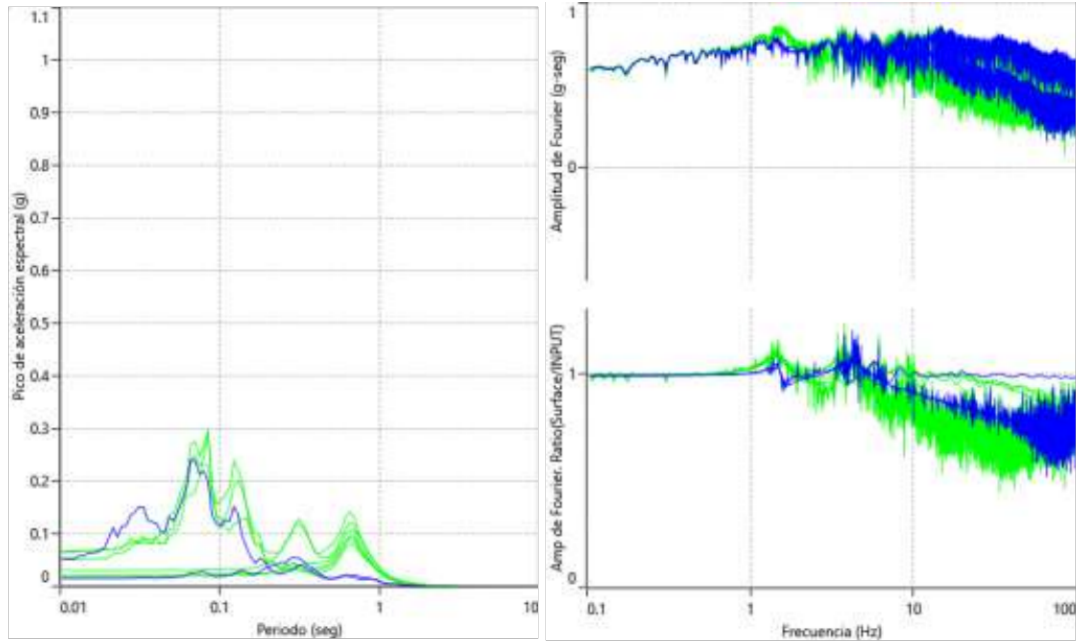


Figura 131. Parcelas espectrales del punto 4 con el sismo 5. Fuente: Deepsoil

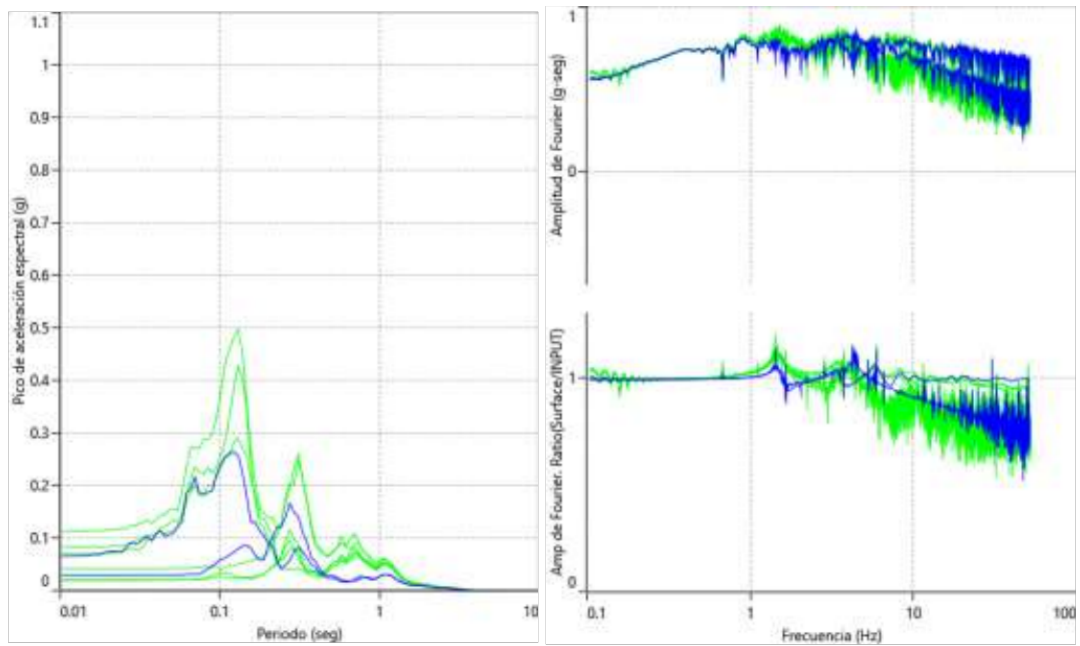


Figura 132. Parcelas espectrales del punto 4 con el sismo 6. Fuente: Deepsoil

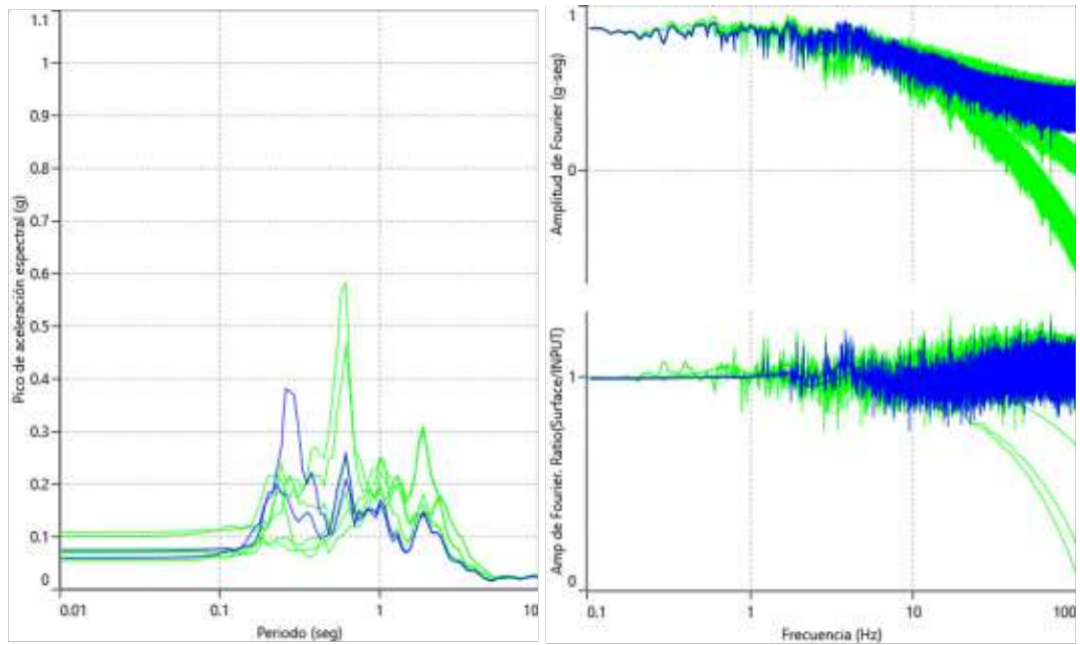


Figura 133. Parcelas espectrales del punto 4 con el sismo 7. Fuente: Deepsoil

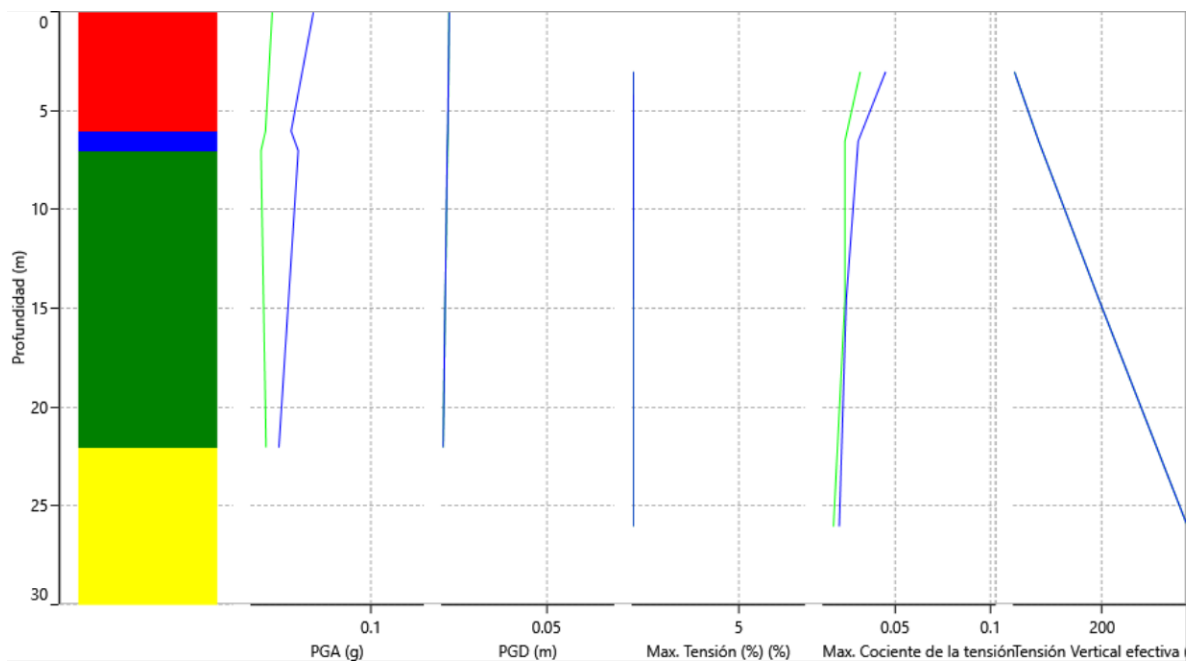


Figura 134. Perfil de parcelas del punto 4 para el sismo 1. Fuente: Deepsoil

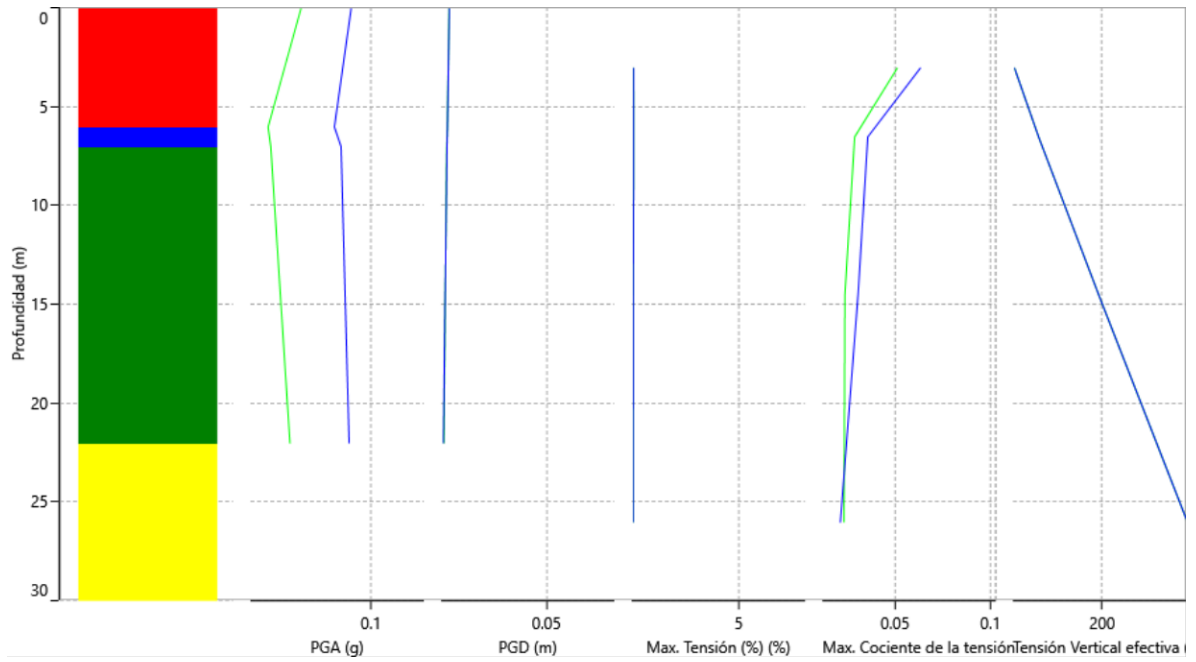


Figura 135. Perfil de parcelas del punto 4 para el sismo 2. Fuente: Deepsoil

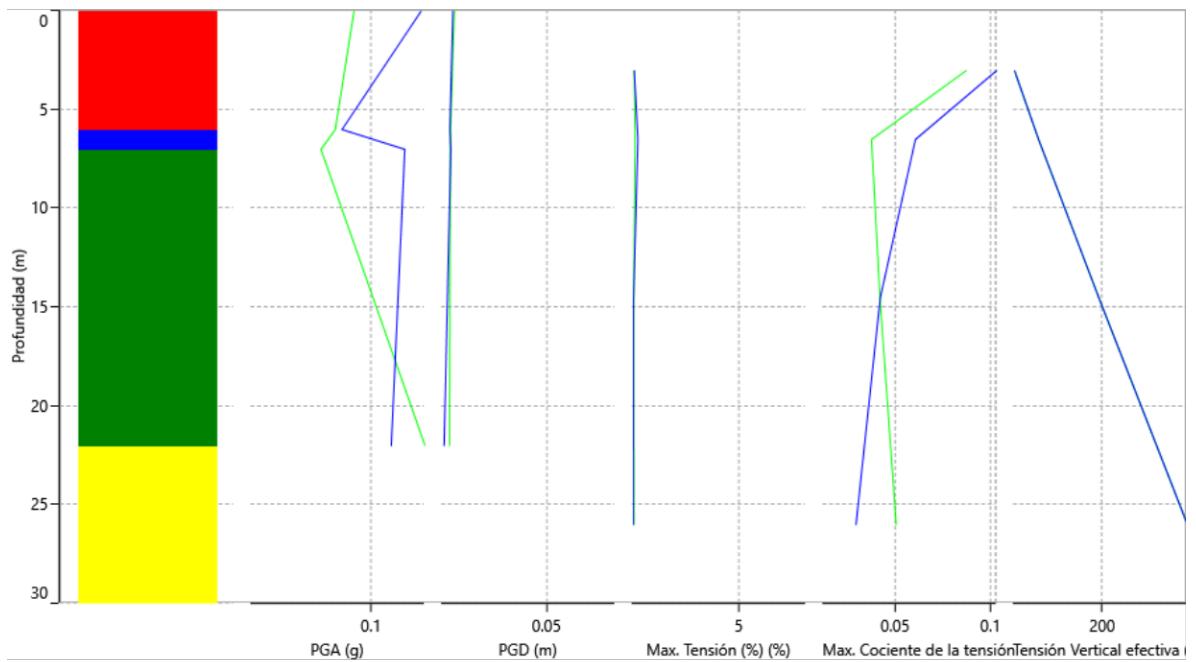


Figura 136. Perfil de parcelas del punto 4 para el sismo 3. Fuente: Deepsoil

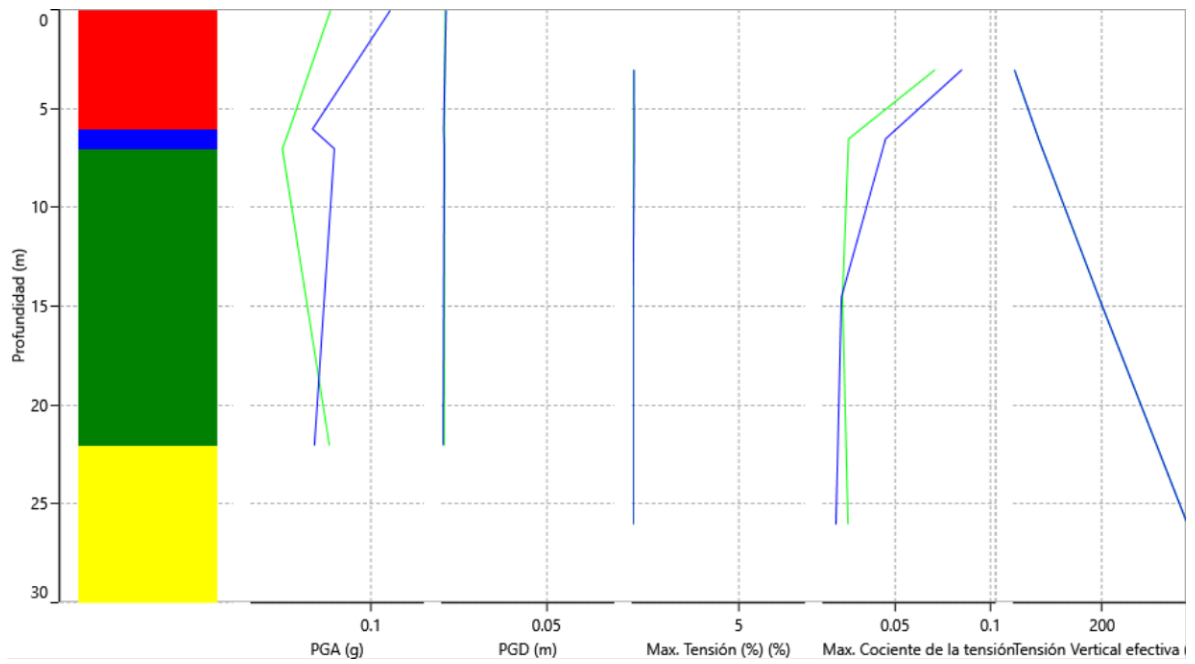


Figura 137. Perfil de parcelas del punto 4 para el sismo 4. Fuente: Deepsoil

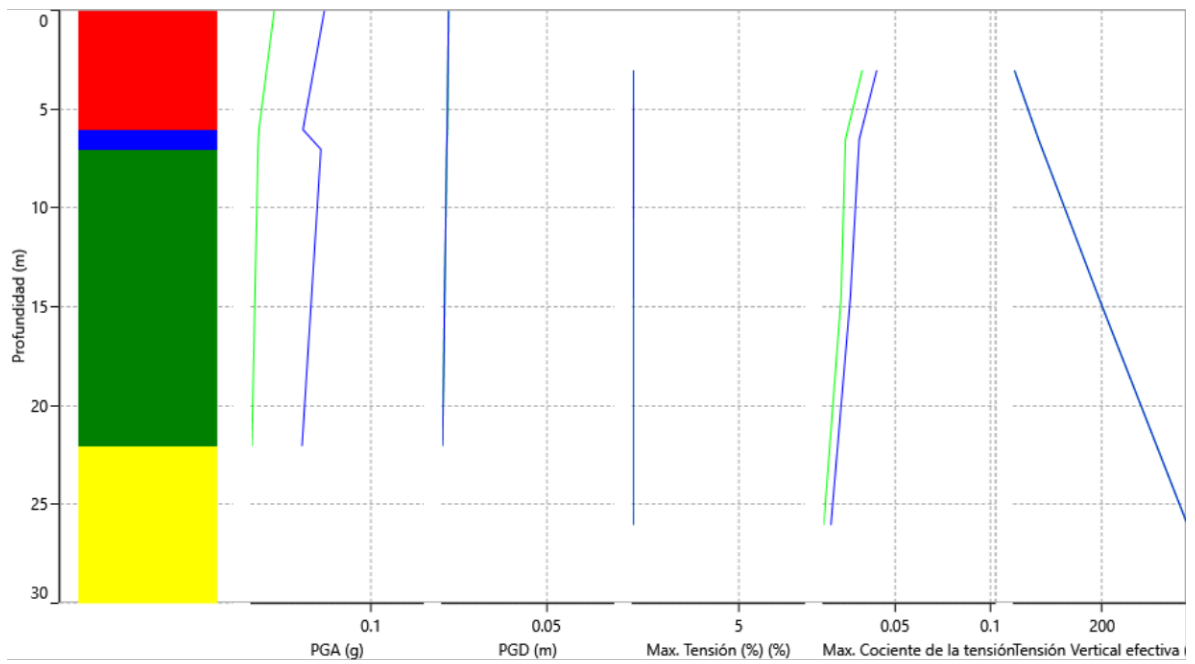


Figura 138. Perfil de parcelas del punto 4 para el sismo 5. Fuente: Deepsoil

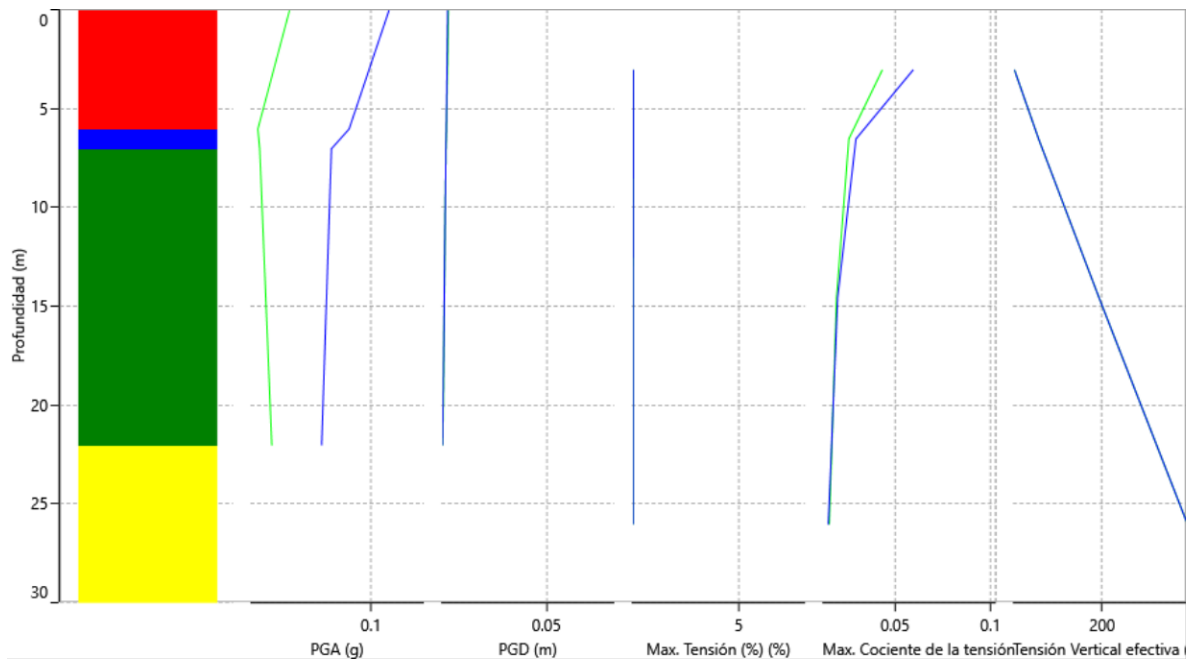


Figura 139. Perfil de parcelas del punto 4 para el sismo 6. Fuente: Deepsoil

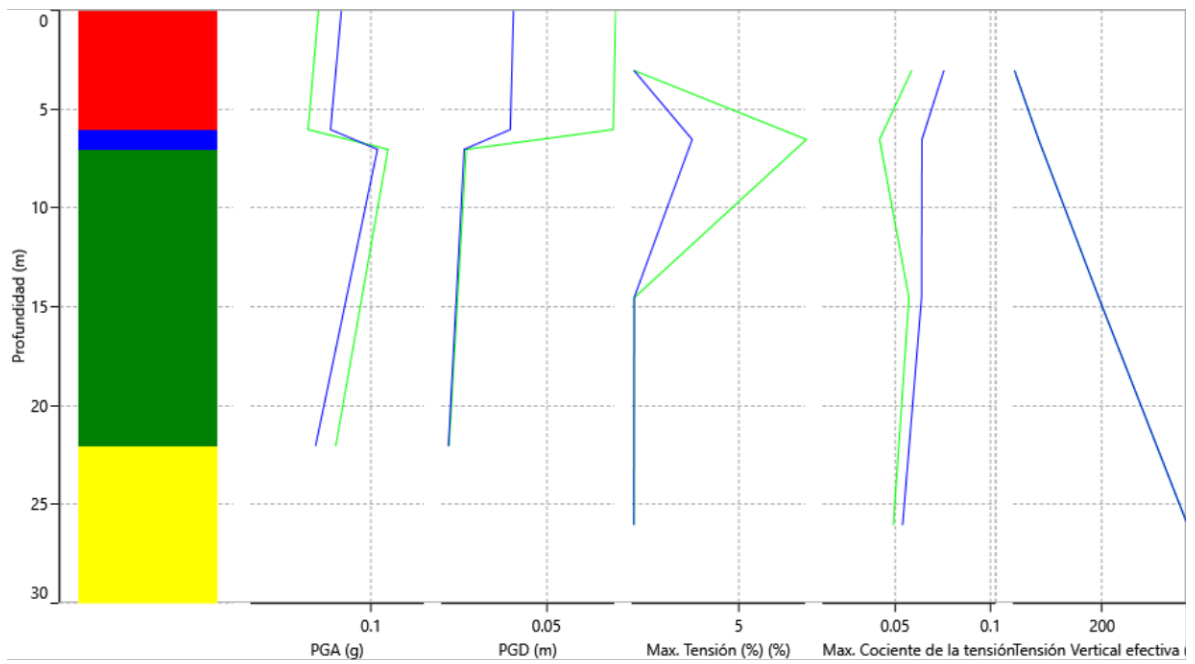


Figura 140. Perfil de parcelas del punto 4 para el sismo 7. Fuente: Deepsoil

Declaratoria de Autoría y Responsabilidad

Gabriela Doménica Pozo Pesantez portador(a) de la cédula de ciudadanía N° **0105716146**. Declaro ser el autor de la obra: “**Análisis y Determinación del periodo fundamental del suelo en función de la velocidad de onda sísmica y su correlación con la estructura**”, sobre la cual me hago responsable sobre las opiniones, versiones e ideas expresadas. Declaro que la misma ha sido elaborada respetando los derechos de propiedad intelectual de terceros y eximo a la Universidad Católica de Cuenca sobre cualquier reclamación que pudiera existir al respecto. Declaro finalmente que mi obra ha sido realizada cumpliendo con todos los requisitos legales, éticos y bioéticos de investigación, que la misma no incumple con la normativa nacional e internacional en el área específica de investigación, sobre la que también me responsabilizo y eximo a la Universidad Católica de Cuenca de toda reclamación al respecto.

Cuenca, **13 de octubre de 2021**

F:
Gabriela Doménica Pozo Pesantez
0105716146