

UNIVERSIDAD DE BURGOS

ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR

DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCIONES ARQUITECTÓNICAS E
INGENIERÍA DE LA CONSTRUCCIÓN Y DEL TERRENO



TESIS DOCTORAL

***ANÁLISIS DIMENSIONAL DE LA RELACIÓN
ENTRE EL ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR
(SPT) Y LAS VELOCIDADES DE PROPAGACIÓN
SÍSMICA PRIMARIA Y SECUNDARIA***

Autor: Santiago Ortiz Palacio

Director: D. Sergio J. Ibáñez García

Burgos, mayo de 2017

Agradecimientos

Cualquier trabajo individual es, casi siempre, el fruto de un esfuerzo colectivo, aunque en muchas ocasiones solo comenzamos a tomar conciencia de ello al llegar al final del camino y repasar las experiencias de estos últimos años, que nos han ido llevando de la mano hasta este momento presente. Así, mientras escribía las últimas líneas de esta investigación, he mirado atrás y me he dado cuenta de la fortuna que tengo de haber podido contar con la ayuda de tantas personas.

En primer lugar, quiero agradecer a mis padres todas las oportunidades que me han regalado siempre, ya que sus muchos años de sacrificios y esfuerzo han permitido que hoy pueda dedicarme a una profesión que me apasiona. En los últimos años han sabido comprender mis ausencias con grandes dosis de paciencia y cariño, y me han transmitido ánimo e ilusión en los momentos más complicados.

En segundo lugar, mi profundo agradecimiento a Sergio Ibáñez, director, compañero, amigo, que siempre ha encontrado tiempo para guiarme, centrarme, empujarme, animarme, y cuyos comentarios me han permitido desarrollar con mayor profundidad los capítulos más complicados. Me ha dedicado su tiempo y me ha ofrecido sus conocimientos y su esfuerzo en los momentos más duros de nuestros viajes, con infinita paciencia y generosidad. Solo espero con el tiempo poder devolverle una fracción de lo que me ha dado. Además, siempre es capaz de encontrar un enfoque diferente a temas que yo ya pensaba agotados, encontrando con su interminable curiosidad nuevos aspectos que nadie más puede ver.

A continuación tengo que recordar y dar mi más sincero agradecimiento a todas las personas que han hecho posible que esta investigación vea la luz, sin ningún orden de importancia, porque todas son igual de relevantes para mí en lo profesional y en lo personal:

A Víctor López, con el que he compartido tormentas, insolaciones, carreras por la selva y mil aventuras con nuestros equipos de geofísica a la espalda. Con el paso de los años no solo ha llegado a ser un gran ingeniero, sino que se ha convertido en un gran amigo, en el que confío y al que respeto. Sin su ayuda, los datos geofísicos que han posibilitado la elaboración de esta investigación no hubieran podido obtenerse. Espero que nos queden muchos años de oportunidades y de recorrer el mundo para seguir disfrutando juntos de esta profesión que nos da tantas satisfacciones.

No quiero dejar recordar el gran apoyo que me han dado desde el día que entré por la puerta del Laboratorio de Geotecnia de la Universidad de Burgos a José Ángel Porres y a Roberto Díez, que me recibieron con los brazos abiertos, y que nunca dejan de sorprenderme por su gran generosidad. Han estado siempre brindándome ánimos durante todos estos años, ayudándome con todo lo que han podido y con lo que no

han podido, también. Y a Javier López, que siempre me ayuda a volver con una buena sonrisa cuando me tomo un descanso en la cafetería.

Debo agradecer todo el cariño que siempre me han mostrado Belén Espinosa y Luis García Castillo, que siempre han mostrado interés por el desarrollo de esta investigación, y que desde mis primeros pasos en la Universidad me trataron como uno más del Área de Ingeniería del Terreno.

Tengo que recordar a Elena Díez, por todo el apoyo en estos años de investigación y por su amistad inagotable. Durante mis primeros años en el mundo de la geotecnia pude aprender muchas cosas de ella, y espero que me pueda seguir regalando su compañía y sus pensamientos en los años venideros.

Al equipo de MS-Enertech, que ha confiado en mí en tantos y tantos proyectos y que, además, me ha permitido utilizar su base de datos de sondeos y ensayos de forma desinteresada para esta investigación. Aquí tengo que destacar el apoyo de Álvaro Hernando, al que he tenido la fortuna de ver evolucionar desde su último año de carrera hasta la actualidad, dirigiendo con éxito una empresa de ingeniería con tanta proyección. De Alberto Cid, con el que me volví a reencontrar después de varios años compartiendo estudios geotécnicos y mesa –en ocasiones, literalmente- para terminar pasando muy buenos momentos entre geófonos y cenotes, en medio de la nada en Yucatán. Y, muy especialmente, quiero darle las gracias a Lara Fernández, con quien he compartido ensayos sísmicos, tomografías y licuefacciones por medio mundo, y a la que he visto cargar con los equipos más pesados por cuestas imposibles, por torrentes surgidos de la nada en cuestión de minutos, por páramos nevados con temperaturas bajo cero. Y todo ello sin dejar de sonreír. Los ensayos sísmicos de Costa Rica y Argentina no hubieran podido realizarse sin su esfuerzo. Nuestro viaje por la ruta 49, especialmente, se me ha quedado ya para siempre en el recuerdo.

Durante estos últimos años, he tenido la suerte de haber contado con varios ingenieros que han hecho sus prácticas profesionales a mi lado antes de titularse, y que me han ayudado con ganas e ilusión en distintas fases de la investigación. Quiero aquí mencionar a Laura González, Alejandro Lanuza y a Manuel García, que me ayudaron con frescura, rigor y mucha energía. Además, tengo que recordar especialmente a Laura Calzada, que puso todo su esfuerzo a mi disposición cuando esta investigación daba sus primeros pasos. Con el paso del tiempo se ha convertido en una gran amiga, con una carrera profesional cada vez más interesante.

A Francisco Moreno, con el que siempre puedo contar para los sondeos más complicados.

También quiero recordar a todas aquellas personas que nos han ayudado en nuestras campañas geofísicas en América, ayudándonos a llevar equipos en los peores climas, despejando caminos selváticos a golpe de machete y tesón y abriéndonos las puertas

de sus casas para hacernos sentir como en la nuestra propia. Nos han transmitido confianza y nos han dado seguridad en los momentos más complicados.

Tengo, así mismo, un recuerdo muy especial para todos mis amigos, incluyendo a mis antiguos compañeros de Bureau Veritas y de Eptisa, cuyo apoyo siempre ha resultado un bálsamo en los momentos más difíciles.

Y, finalmente, no puedo dejar de recordar a todos los compañeros de la Escuela Politécnica de la Universidad de Burgos –sería interminable nombrarlos a todos- que me han transmitido sus ánimos por los pasillos de este lugar al que cada mañana entro con una sonrisa.

La sonrisa no es cosa mía, me la ponéis cada mañana todos vosotros.

行 落 ど
け 葉 う
ぬ 踏 し
路 ま て
ね も

*No hay otra forma,
debo pisar sobre hojas caídas para
tomar este camino*

鈴木真砂女 - Masajo Suzuki (1.906-2.003)

Poetisa japonesa

Índice de contenidos

| | |
|---|-----------|
| Listado de Figuras..... | XI |
| Índice de Tablas..... | XXIX |
| Resumen | XXXI |
| Abstract..... | XXXIII |
| Símbolos utilizados..... | XXXV |
| Capítulo 1. Introducción | 1 |
| 1.1. Motivaciones para el estudio | 1 |
| 1.2. Objetivo de la investigación | 6 |
| 1.3. Metodología | 8 |
| 1.4. Estructura de la tesis | 9 |
| Capítulo 2. El ensayo de penetración estándar (<i>Standard Penetration Test, SPT</i>) ... | 11 |
| 2.1. Introducción | 11 |
| 2.2. La génesis de los ensayos de penetración <i>in situ</i> como técnica de prospección geotécnica..... | 15 |
| 2.3. Evolución del <i>SPT</i> desde su origen hasta la actualidad | 26 |
| 2.3.1. La génesis de los ensayos de recuperación en seco de muestras por golpeo..... | 26 |
| 2.3.2. La evolución de los martillos de hinca desde los años 30 hasta nuestros días..... | 30 |
| 2.3.3. Los obstáculos para un ensayo verdaderamente estándar y universal: la adopción de distintos tomamuestras en diferentes países..... | 37 |
| 2.3.4. Alternativas al <i>SPT</i> de zapata abierta en gravas: cono macizo, <i>LPT</i> y <i>BPT</i> | 45 |
| 2.4. Ventajas y desventajas del <i>SPT</i> en comparación al <i>CPT</i> | 51 |
| 2.5. Factores que influyen en el <i>SPT</i> | 54 |
| 2.6. Análisis dinámico del <i>SPT</i> | 60 |
| Capítulo 3. Fundamentos sobre propagación de ondas | 71 |

| | |
|--|------------|
| 3.1. Introducción | 71 |
| 3.1.1. Ondas de presión en una barra infinitamente larga | 72 |
| 3.1.2. Ondas transversales en una barra infinitamente larga | 77 |
| 3.1.3. Propagación de ondas elásticas en tres dimensiones | 78 |
| 3.1.3.1. Primera solución particular de la ecuación de onda: ondas primarias | 90 |
| 3.1.3.2. Segunda solución particular de la ecuación de onda: ondas secundarias | 96 |
| 3.1.4. Ondas superficiales: Love y Rayleigh | 99 |
| 3.1.4.1. Ondas Love | 100 |
| 3.1.4.2. Ondas Rayleigh | 101 |
| Capítulo 4. Métodos de prospección sísmica superficial | 113 |
| 4.1. Génesis histórica de la geofísica sísmica | 113 |
| 4.1.1. Los terremotos en la prehistoria | 113 |
| 4.1.2. La medida de los sismos durante los siglos XVIII y XIX | 117 |
| 4.1.3. La geofísica sísmica: primeros antecedentes | 121 |
| 4.1.4. La propagación de ondas en el terreno: desarrollo de los principios matemáticos y de las técnicas prácticas desde finales del siglo XIX hasta nuestros días | 124 |
| 4.2. Geofísica sísmica superficial | 127 |
| 4.2.1. Sísmica de refracción: fundamentos teóricos | 128 |
| 4.2.1.1. Introducción: propagación de ondas longitudinales en una barra larga compuesta por dos materiales | 128 |
| 4.2.1.2. Refracción de ondas en dos dimensiones a través de un plano vertical | 131 |
| 4.2.2. Sísmica de refracción: aplicación práctica | 133 |
| 4.2.2.1. Principios generales | 133 |
| 4.2.2.2. Terrenos multicapa de estratificación horizontal | 142 |
| 4.2.2.3. Capas con buzamiento | 144 |
| 4.2.2.4. Problemáticas analíticas y operativas asociadas a la sísmica de refracción | 149 |

| | | |
|--------------------|--|------------|
| 4.2.2.5. | Técnicas comunes para mejorar la capacidad de interpretación de tendidos de sísmica de refracción | 154 |
| 4.2.2.6. | Métodos de análisis de los tendidos de refracción sísmica | 160 |
| 4.2.2.7. | Ámbitos de aplicación | 178 |
| 4.2.3. | Caracterización de ondas superficiales | 182 |
| 4.2.3.1. | Introducción: técnicas de análisis de las ondas superficiales..... | 182 |
| 4.2.3.2. | Limitaciones de los métodos de análisis de ondas superficiales..... | 187 |
| 4.2.3.3. | Análisis multicanal de ondas superficiales (MASW) | 190 |
| 4.2.3.4. | Ámbitos de aplicación | 203 |
| 4.2.4. | Geófonos y disparadores (“ <i>starter</i> ”) | 207 |
| 4.2.4.1. | Geófonos | 207 |
| 4.2.4.2. | Disparadores (“ <i>Starters</i> ”) | 212 |
| 4.3. | Técnicas geofísicas alternativas a los métodos superficiales..... | 214 |
| 4.3.1. | Comparación con los métodos de geofísica superficial | 222 |
| Capítulo 5. | Estado del arte de la correlación entre velocidades sísmicas y el SPT..... | 227 |
| 5.1. | Comparación de las dos técnicas: propagación de ondas frente resistencia a la penetración dinámica | 227 |
| 5.2. | Correlaciones v_s -SPT | 229 |
| 5.2.1. | Correlaciones directas del tipo $v_s=aN^b$ | 229 |
| 5.2.2. | Formulaciones potenciales que tienen en cuenta la influencia de la profundidad | 247 |
| 5.2.3. | Nuevas tendencias: enfoques no convencionales | 250 |
| 5.3. | Correlaciones v_p -SPT | 260 |
| 5.4. | Correlaciones locales y universales | 261 |
| Capítulo 6. | Descripción de las campañas de reconocimiento geofísico y geotécnico | 263 |

| | | |
|----------|--|-----|
| 6.1. | Introducción | 263 |
| 6.2. | FASE I: Campaña de tendidos de refracción sísmica, <i>MASW</i> , sondeos y ensayos de laboratorio en Juchitán de Zaragoza (Oaxaca, México).. | 265 |
| 6.2.1. | Entorno geológico-geotécnico del emplazamiento investigado..... | 265 |
| 6.2.2. | Situación de los puntos de reconocimiento | 268 |
| 6.2.3. | Características de la instrumentación geofísica | 271 |
| 6.2.4. | Campaña de sondeos y ensayos de laboratorio..... | 272 |
| 6.2.5. | Recopilación de resultados de ensayos..... | 275 |
| 6.3. | FASE II: Campaña de tendidos de refracción sísmica, <i>MASW</i> , sondeos y ensayos en Guanacaste (Costa Rica) | 284 |
| 6.3.1. | Entorno geológico-geotécnico del emplazamiento investigado..... | 284 |
| 6.3.1.1. | Geología de la zona investigada cerca de Liberia ... | 286 |
| 6.3.1.2. | Geología de la zona investigada cerca de Tilarán... | 288 |
| 6.3.2. | Situación de los puntos de reconocimiento | 290 |
| 6.3.3. | Características de la instrumentación geofísica | 291 |
| 6.3.4. | Campaña de sondeos y ensayos de laboratorio..... | 293 |
| 6.3.5. | Recopilación de resultados de ensayos..... | 295 |
| 6.4. | FASE III: Campaña de tendidos de refracción sísmica, <i>MASW</i> , sondeos y ensayos en Garayalde (Chubut) y Jaramillo (Santa Cruz) en Argentina | 297 |
| 6.4.1. | Entorno geológico-geotécnico del emplazamiento investigado..... | 297 |
| 6.4.1.1. | Geología de la zona investigada en Garayalde (Chubut)..... | 300 |
| 6.4.1.2. | Geología de la zona investigada en Jaramillo (Santa Cruz)..... | 302 |
| 6.4.2. | Situación de los puntos de reconocimiento | 303 |
| 6.4.3. | Características de la instrumentación geofísica | 304 |
| 6.4.4. | Campaña de sondeos y ensayos de laboratorio..... | 306 |

| | |
|---|------------|
| 6.4.5. Recopilación de resultados de ensayos..... | 306 |
| Capítulo 7. Análisis dimensional de la relación entre SPT y las velocidades sísmicas | |
| v_s y v_p..... | 309 |
| 7.1. Estudio mediante regresión simple no lineal | 309 |
| 7.1.1. Correlaciones obtenidas para los suelos de la Fase I (México) | 310 |
| 7.1.1.1. Resumen de resultados de correlación potencial..... | 310 |
| 7.1.1.2. Análisis de la capacidad predictiva de las correlaciones | 317 |
| 7.1.1.3. Estudio paramétrico de la influencia de otras variables explicativas en la predicción de velocidades | 322 |
| 7.1.2. Correlaciones obtenidas para los suelos de la Fase II (Costa Rica) | 327 |
| 7.1.2.1. Resumen de resultados de correlación potencial .. | 327 |
| 7.1.2.2. Análisis de la capacidad predictiva de las correlaciones | 328 |
| 7.1.2.3. Estudio paramétrico de la influencia de otras variables explicativas en la predicción de velocidades | 332 |
| 7.1.3. Correlaciones obtenidas para los suelos de la Fase III (Argentina)..... | 334 |
| 7.1.3.1. Resumen de resultados de correlación potencial | 334 |
| 7.1.4. Correlación conjunta de los suelos investigados en las Fases I (México) y II (Costa Rica) | 338 |
| 7.1.5. Comparación con estudios de correlación anteriores | 341 |
| 7.1.6. Resumen de fórmulas de correlación potencial simple | 343 |
| 7.2. Análisis dimensional de la relación entre el SPT y las velocidades sísmicas..... | 344 |
| 7.2.1. Conceptos fundamentales sobre el análisis dimensional .. | 344 |
| 7.2.2. Breve reseña histórica sobre el análisis dimensional..... | 346 |

| | | |
|--------------------|---|------------|
| 7.2.3. | Aplicabilidad en mecánica de suelos..... | 348 |
| 7.2.4. | Variables explicativas de las velocidades de propagación de ondas sísmica primarias y secundarias..... | 348 |
| 7.2.5. | Algoritmo de cálculo..... | 350 |
| 7.3. | Regresión multivariable no lineal de las variables adimensionales .. | 355 |
| 7.3.1. | Campaña I (México)..... | 357 |
| 7.3.2. | Campaña II (Costa Rica)..... | 360 |
| 7.3.3. | Cálculo conjunto de los datos de las campañas realizadas en las fases I y II | 364 |
| Capítulo 8. | Conclusiones y líneas futuras de investigación..... | 369 |
| 8.1. | Resumen final de la investigación y conclusiones..... | 369 |
| 8.1.1. | Grado de cumplimiento de objetivos de la investigación .. | 369 |
| 8.1.2. | Correlaciones mediante regresión simple..... | 371 |
| 8.1.3. | Utilidad del análisis dimensional | 372 |
| 8.1.4. | Valores atípicos..... | 373 |
| 8.1.5. | Resumen final de fórmulas de correlación..... | 374 |
| 8.2. | Líneas futuras de investigación | 375 |
| 8.2.1. | Universalización de las fórmulas predictivas de las velocidades en función del SPT | 375 |
| 8.2.2. | Ensayo a escala en laboratorio..... | 376 |
| 8.2.3. | Técnicas avanzadas de optimización de las fórmulas predictivas | 377 |
| 8.2.4. | Comparativa del ajuste predictivo de fórmulas basadas en resultados medios por estrato o puntuales a cada profundidad | 377 |
| 8.2.5. | Desarrollo de técnicas de eliminación de valores atípicos sin representatividad geotécnica..... | 378 |
| | REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS | 381 |
| ANEXO A: | PERFILES DE SÍSMICA DE REFRACCIÓN Y MASW | |
| ANEXO B: | FICHA DE CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DEL EQUIPO SÍSMICO UTILIZADO | |

Listado de Figuras¹

| | |
|---|-----------|
| <i>Figura 1-1. Curva adaptada a partir de MacLeamy (2004) para proyectos geotécnicos (Fuente: Ortiz-Palacio et al., 2015).....</i> | <i>4</i> |
| <i>Figura 2-1. Ejemplo de tomamuestras SPT utilizado en España (Fuente: fotografía del autor, utilizada por cortesía de Eptisa, Servicios de Ingeniería, S.L.)</i> | <i>11</i> |
| <i>Figura 2-2. Ejemplo de tomamuestras SPT utilizado en México (Fuente: fotografía del autor, utilizada por cortesía de MS-Enertech).....</i> | <i>12</i> |
| <i>Figura 2-3. Ejemplos de diferentes sistemas de golpeo: (a) Martillo automático en Llerana (Cantabria). (b) Martillo de seguridad izado con soga y cabrestante en Coatzacoalcos (México). (c) Maza tipo pinweight en Jaramillo (Argentina) (Fuente: fotografías del autor, utilizadas por cortesía de: (a) Cachorro Perforaciones; (b) y (c) MS-Enertech)</i> | <i>13</i> |
| <i>Figura 2-4. Catálogo de equipos tomamuestras y útiles de perforación en el siglo XIX según Strukel (1895), en Flodin y Broms (1981)</i> | <i>15</i> |
| <i>Figura 2-5. Penetrómetros de cono dinámico (a) según la norma australiana AS 1289.6.3.2 y (b) según la ASTM D6951.....</i> | <i>17</i> |
| <i>Figura 2-6. Uso del penetrómetro de sonda lastrada hacia 1925 (Fuente: Massarsch, 2014).....</i> | <i>18</i> |
| <i>Figura 2-7. (a) Alzado del sistema de lastre y mango de giro y (b) sección y alzado de la punta de un penetrómetro de sonda lastrada (Fuentes: (a) Tsukamoto et al. (2004) y (b) UNE-ENV 1997-3:2002)</i> | <i>19</i> |
| <i>Figura 2-8. Correlaciones entre el SPT y el resultado del ensayo de penetración de sonda lastrada N_{sw} (sus unidades son semivueltas/m, es decir ht/m, half-turn per meter) (Fuente: Tsukamoto et al., 2004).....</i> | <i>19</i> |
| <i>Figura 2-9. Equipo de penetración mediante sonda atornillada (Screw Driving sounding, SDS) (Fuente: Orense et al., 2014).....</i> | <i>20</i> |

¹ Aquellas figuras del presente trabajo en las que no se indique una fuente externa de forma explícita son de elaboración propia del autor

| | |
|--|-----------|
| <i>Figura 2-10. Esquema conceptual del funcionamiento del sistema Rapsochs (Fuente: Kianirad, 2011)</i> | <i>21</i> |
| <i>Figura 2-11. Sistema de cono de penetración con manguito de Begemann (Fuente: Massarsch, 2014).....</i> | <i>22</i> |
| <i>Figura 2-12. Equipo actual CPTU realizando ensayos en Getafe.....</i> | <i>22</i> |
| <i>Figura 2-13. Equipo DPSH realizando ensayos en Poza de la Sal (Burgos) (Fuente: Fotografía del autor, utilizada por cortesía de Eptisa Servicios de Ingeniería, S.L.)</i> | <i>23</i> |
| <i>Figura 2-14. Elementos de penetración del ensayo (a) TPT y (b) BPT (Fuente: Brouwer, 2007).....</i> | <i>24</i> |
| <i>Figura 2-15. Resumen gráfico de diverso instrumental de ensayos in situ de terrenos, incluyendo varios de aparatos de penetración (Fuente: Mayne, 2013).....</i> | <i>25</i> |
| <i>Figura 2-16: (a) Cajones a presión de Gow, junto a (b) su retrato fotográfico (Fuente: Rogers, 2009).....</i> | <i>26</i> |
| <i>Figura 2-17: Tubo de hinca de Gow (Rogers, 2006)</i> | <i>27</i> |
| <i>Figura 2-18: Tomamuestras de la Raymond Concrete Pile, desarrollado en 1927 por Hart y Fletcher (Fuente: Rogers, 2009).....</i> | <i>28</i> |
| <i>Figura 2-19: Tomamuestras de Moran y Proctor (Fuente: Rogers, 2009).....</i> | <i>28</i> |
| <i>Figura 2-20. Sistema de golpeo diseñado por Fletcher y Mohr (Fuente: Massarsch, 2014, a partir de Hvorslev, 1949)</i> | <i>29</i> |
| <i>Figura 2-21. Sistema de golpeo tipo pinweight (Fuente: Ireland et al. (1970) en Clayton, 1995; (b) Riggs, 1986, en US Army Corps of Engineers, 2001)</i> | <i>30</i> |
| <i>Figura 2-22. Secuencia de ensayo SPT actual, con empleo de martillo pinweight en Argentina: un sistema de polea iza la cuerda de suspensión del martillo, cuya caída es controlada manualmente por un operador que hace girar el disparador hasta liberar dicho martillo (Fotografía propia utilizada por cortesía de MS Enertech).....</i> | <i>31</i> |
| <i>Figura 2-23. Ensayo de penetración estándar mediante martillo izado por cuerda y cabrestante (cathead) montado sobre vehículo todoterreno (Fuente: Revista Fortune, en Rogers, 2009).....</i> | <i>36</i> |
| <i>Figura 2-24. (a) Esquema de sistema de martillo donut en un corte longitudinal. (b) Camión sonda con sistema donut automático realizando un ensayo SPT en Burgos (Fuentes: (a) US Corps of Engineers; (b) fotografía de V. López, utilizada por cortesía de Cachorro Perforaciones).....</i> | <i>36</i> |
| <i>Figura 2-25. (a) Esquema de sistema de martillo de seguridad en un corte longitudinal. (b) Sonda sobre patines con sistema donut realizando un ensayo SPT en Coatzacoalcos</i> | |

| | |
|---|----|
| (Veracruz, México) (Fuentes: (a) US Corps of Engineers; (b) cortesía de MS ENERTECH, fotografía propia) | 37 |
| Figura 2-26: Sección longitudinal del tomamuestras SPT según la UNE-EN ISO 22476-3:2006 (AENOR, 2006)..... | 38 |
| Figura 2-27: Sección longitudinal del tomamuestras SPT según la ASTM D-1586-11 ... | 38 |
| Figura 2-28: Sección longitudinal del tomamuestras SPT según la antigua BS 1377:1990 (British Standard, 1990)..... | 39 |
| Figura 2-29: Diferentes espesores de labio extremo en zapatas de tomamuestras SPT (Fuente: Rogers, 2006)..... | 40 |
| Figura 2-30: Diferentes espesores de labio extremo en zapatas de tomamuestras SPT (en la figura se indica bajo la leyenda 刃先肉厚 –literalmente traducible como espesor del borde cortante-) (Fuente: JIS 1219:2013) | 40 |
| Figura 2-31: Geometría de zapata prescrita por la normativa india (Fuente: IS 9640-1980, en Das, 2014)..... | 41 |
| Figura 2-32: (a) Esquema de cortes longitudinales de diversos tipos de sacamuestras de zapatas intercambiables (SZI). (b) Zapata tipo 4, para gravas finas areno-arcillosas, en Jaramillo (Santa Cruz, Argentina) (Fuente: (a) Menardi (2003); (b) fotografía del autor) .. | 42 |
| Figura 2-33: Zapata deteriorada en trabajos de ensayo SPT continuo en un macizo calizo muy alterado cerca de Tizimín (Yucatán, México) (Cortesía de MS Eneritech, fotografía del autor)..... | 43 |
| Figura 2-34: Zapata dañada, con incremento de espesor en borde (Fuente: Das, 2014) | 44 |
| Figura 2-35: Zapata dañada, con incremento de espesor en borde (Fuente: Das, 2014, adaptado por el autor) | 44 |
| Figura 2-36: Atasco por gravas o fragmentos de roca en zapatas abiertas (Fuente: Rogers, 2006)..... | 46 |
| Figura 2-37: Punta cónica maciza y zapata abierta en un sondeo en Garayalde (Argentina)..... | 46 |
| Figura 2-38: Correlaciones entre el C-SPT (con cono sólido), en ordenadas, y el SPT convencional (con zapata de hincia abierta), en abscisas, para diversos tipos de suelos (Fuente: recopilado por Hartel et al., 2015, a partir de Shahien y Farouk, 2012)..... | 47 |
| Figura 2-39: Influencia de capas rígidas sobre el registro del SPT en materiales menos competentes (Fuente: Rogers, 2006)..... | 48 |

| | |
|---|-----------|
| <i>Figura 2-40: Sistema BPT con registro de golpes y extracción de muestras granulares mediante sistema de vacío (Fuente: Harder y Seed, 1986)</i> | <i>51</i> |
| <i>Figura 2-41: Compendio gráfico de correlaciones entre el N_{60} la resistencia a compresión simple normalizada q_u/p_a para suelos de grano fino (Fuente: Das, 2009) .</i> | <i>53</i> |
| <i>Figura 2-42: Ábaco de correlación entre el SPT corregido por energía y la resistencia al corte sin drenaje, teniendo en cuenta la influencia de la presión efectiva de confinamiento y el índice de plasticidad del suelo</i> | <i>58</i> |
| <i>Figura 2-43: Módulo de adquisición de datos conectado a barra instrumentada (adaptable a cualquier tipo de equipo de penetración dinámica) con acelerómetros y galgas extensiométricas siguiendo el procedimiento FV (Fuente: Fotografía propia de la instrumentación de Ibáñez et al., 2009).....</i> | <i>65</i> |
| <i>Figura 2-44: Modelo constitutivo de un sistema de varillaje SPT adaptado de un modelo de hinca de pilotes desarrollado por Goble, Rusche, Likins and Associates, Inc., GRLWEAP (Fuente: elaborado por el autor a partir de Rausche et al., 1992).....</i> | <i>66</i> |
| <i>Figura 2-45: Curvas de contribución dinámica y estática a la resistencia a la penetración según el módulo constitutivo de Smith (Fuente: adaptado de Abou-Matar et al. (1996).....</i> | <i>68</i> |
| <i>Figura 2-46: Energía gastada en deformación elástica y en penetración plástica (Fuente: Daniel, 2000)</i> | <i>69</i> |
| <i>Figura 3-1: Barra infinitamente larga y diagrama de cuerpo libre de un elemento diferencial sometido a una dilatación inducida por una perturbación sísmica longitudinal (elaboración propia, adaptado de Villaverde, 2.009)</i> | <i>73</i> |
| <i>Figura 3-2: Relación entre la velocidad de onda y la velocidad de partícula en una barra sometida a una perturbación que provoque una tensión axial (elaboración propia, adaptado de Villaverde, 2009)</i> | <i>75</i> |
| <i>Figura 3-3: Barra infinitamente larga y diagrama de cuerpo libre de un elemento diferencial sometido a una distorsión inducida por una perturbación sísmica transversal (elaboración propia, adaptado de Villaverde, 2009).....</i> | <i>77</i> |
| <i>Figura 3-4: Componentes del tensor de tensiones en un punto del terreno</i> | <i>79</i> |
| <i>Figura 3-5: Deformación de un elemento cúbico diferencial de un terreno según el plano XY.....</i> | <i>81</i> |
| <i>Figura 3-6: Ensayos de sísmica de refracción y M.A.S.W. en un macizo calizo jurásico, junto a un aerogenerador en Guadalajara.....</i> | <i>84</i> |
| <i>Figura 3-7: Ensayos de sísmica de tomografía eléctrica en el mismo emplazamiento de la Figura 3-6.....</i> | <i>85</i> |

| | |
|---|-----|
| <i>Figura 3-8: Perfiles de tomografía eléctrica realizados con equipo SYSCAL R1 PLUS SWITCH72 e interpretados con el programa RES2DINV: (a) dirección norte-sur; (b) dirección este-oeste</i> | 86 |
| <i>Figura 3-9: Perfil norte-sur del macizo rocoso. Distribución de capas</i> | 87 |
| <i>Figura 3-10: Testigos de avance de las zonas de discontinuidades del macizo calizo en Guadalajara (Fuente: el autor)</i> | 88 |
| <i>Figura 3-11: Onda p (Fuente: http://www.geo.mtu.edu/UPSeis/waves.html)</i> | 96 |
| <i>Figura 3-12: Onda s (Fuente: http://www.geo.mtu.edu/UPSeis/waves.html)</i> | 99 |
| <i>Figura 3-13: Onda Love (Fuente: http://www.geo.mtu.edu/UPSeis/waves.html)</i> | 101 |
| <i>Figura 3-14: Onda Rayleigh (Fuente: http://www.geo.mtu.edu/UPSeis/waves.html)</i> | 102 |
| <i>Figura 3-15: Comparación de velocidad de grupo y velocidad de fase de uno los componentes de un paquete de ondas de Rayleigh (Fuente: Everett, 2013, a partir de Telford et al., 1990)</i> | 103 |
| <i>Figura 3-16: Manifestación de la dispersión de una perturbación sísmica al atravesar la onda estratos cuaternarios con diferente rigidez en Jaramillo (Santa Cruz, Argentina): se produce una progresiva apertura la señal en el dominio espacio-tiempo</i> | 103 |
| <i>Figura 3-17: Penetración de cada componente de un grupo de ondas de Rayleigh en función de su frecuencia (Fuente: Everett, 2013)</i> | 104 |
| <i>Figura 3-18: Terreno elástico multicapa (Fuente: Everett, 2013)</i> | 105 |
| <i>Figura 4-1: Grietas superficiales de origen sísmico (izquierda) en el emplazamiento arqueológico de Xuecun (en la provincia de Henan, China) y hallazgo de un esqueleto dividido en dos partes por un movimiento horizontal relativo inducido por el terremoto sufrido (Fuente: Xia et al., 2.010)</i> | 114 |
| <i>Figura 4-2: Intentos de reconstrucción de la parte externa del sismoscopio de Zhang Heng (Fuente: Hsiao y Yan, 2.009)</i> | 115 |
| <i>Figura 4-3: Intentos de reconstrucción del posible mecanismo interno del sismoscopio de Zhang Heng, basados en el uso de un péndulo suspendido (Fuente: Hsiao y Yan, 2.009)</i> | 116 |
| <i>Figura 4-4: Intentos de reconstrucción del posible mecanismo interno del sismoscopio de Zhang Heng, basados en el uso de un péndulo invertido (Fuente: Hsiao y Yan, 2.009)</i> | 116 |
| <i>Figura 4-5: Sismoscopio de Palmieri (Fuente: "The eruption of Vesuvius in 1872", ilustración VIII, escrito por Palmieri y traducido por Mallet, 1.873)</i> | 118 |

| | |
|--|------------|
| <i>Figura 4-6: Portada de la obra de Hooke sobre terremotos (Hooke, 1.705).....</i> | <i>119</i> |
| <i>Figura 4-7: Ilustración del aspecto del sismógrafo de Gray y Milne (Fuente: Reitherman, 2012).....</i> | <i>120</i> |
| <i>Figura 4-8: Esquema del dispositivo de Milne en alzado (superior) y en planta (baja). El reflejo de la luz L sobre el espejo M atraviesa unas ranuras en cruz hasta alcanzar una película fotográfica. El reflejo se ve perturbado si se produce un movimiento en la varilla horizontal sustentada por el cable T y sobre la que pivota la masa W (Dewey y Byerly, 1969).....</i> | <i>120</i> |
| <i>Figura 4-9: Seismoscopio de Mallet: se proyecta un haz de luz a través de la mira C, que refleja una cruz filar sobre la superficie del mercurio B, cuya perturbación es captada por la mira con aumentos C (Dewey y Byerly, 1969).....</i> | <i>122</i> |
| <i>Figura 4-10: Esquema del dispositivo sísmico de Fessenden (1.917), con el esquema de disposición de emisores y receptores acústicos.....</i> | <i>126</i> |
| <i>Figura 4-11: Ondas incidente, reflejada y transmitida en la discontinuidad entre los dos medios (elaboración propia, adaptado a partir de Villaverde, 2009)</i> | <i>129</i> |
| <i>Figura 4-12: Refracción de un rayo incidente tras atravesar una discontinuidad (adaptado por el autor a partir de Reynolds, 2011, y Villaverde, 2009)</i> | <i>132</i> |
| <i>Figura 4-13: Representación gráfica del esquema de registro de transmisión de ondas tras un disparo en un tendido realizado en Juchitán de Zaragoza (Oaxaca, México)..</i> | <i>134</i> |
| <i>Figura 4-14: Esquema de propagación de rayos directos y frentes de onda refractados en un terreno bicapa estratificado horizontalmente (elaborado por el autor, adaptado de Reynolds, 2011).....</i> | <i>135</i> |
| <i>Figura 4-15: Ejemplo esquemático de dromocronas en función de la situación del contacto entre terrenos con distinta velocidad de propagación y buzamiento plano.</i> | <i>136</i> |
| <i>Figura 4-16: Tipos de ondas diferenciales en el registro captado por un sismógrafo en un tendido activo de 120 m en materiales cuaternarios.....</i> | <i>137</i> |
| <i>Figura 4-17: Dromocronas correspondientes a los rayos reflejados (en trazo azul), refractados (en trazo rojo) o directos (trazo verde). Con técnicas de selección manual de los instantes de primera llegada de ondas solamente podemos trazar la dromocrona directa y las refractadas a partir de la distancia de cruce de cada estrato (Fuente: Ortiz-Palacio (2013), adaptado de Telford, 1990).....</i> | <i>139</i> |
| <i>Figura 4-18: Dromocronas obtenidas al marcar los instantes de primeras llegadas de ondas (Fuente: Ortiz-Palacio (2013), adaptado de Telford, 1990).....</i> | <i>140</i> |
| <i>Figura 4-19: Frentes de onda directos –en trazo azul- en diferentes instantes del tiempo t_j. A partir de la distancia x_c desde el origen de la perturbación, las primeras ondas en</i> | |

alcanzar al superficie son las correspondientes a las ondas refractadas –en trazo rojo-. Por debajo de la superficie de refracción entre los dos estratos se representan los frentes de onda transmitidos, viajando a la velocidad v_2 , que es del doble que v_1 (Fuente: elaborado por el autor, adaptado de Corps of Engineers, 1979, para $v_2=2 v_1$) 141

Figura 4-20: Aplicación del principio de Huygens para determinar la propagación de un frente de ondas en el tiempo: el frente de ondas en el instante t_{j+1} se determina como la envolvente de los frentes de ondas que radian desde los puntos A_1 , A_2 y A_3 del frente de ondas en el instante t_j , durante un intervalo de tiempo de valor $t_{j+1}-t_j$ 142

Figura 4-21: Esquema de refracción de un terreno de perfil multicapa, con n estratos dispuestos horizontalmente 142

Figura 4-22: Dromocronas correspondientes al caso general de la Figura 4-21..... 143

Figura 4-23: Esquema de propagación de ondas primarias en un terreno bicapa con refractor de buzamiento constante: (a) dromocronas correspondientes a los disparos que producen propagación en el sentido de bajada y de subida en dos puntos extremos de un tendido; (b) propagación de bajada; (c) propagación de subida 145

Figura 4-24: Acotado geométrico de la trayectoria del frente refractado críticamente 146

Figura 4-25: Ejemplo de la ausencia de solución única en la interpretación de una dromocrona individual que resulta idéntica para tres perfiles de terreno diferentes (Dal Moro, 2014)..... 150

Figura 4-26: Diagrama cinético de un geófono tras un paso de onda directa horizontal. Se considera simplificada que la masa total se encuentra concentrada en el centro de gravedad (cdg) del geófono 152

Figura 4-27: Diagrama cinético del geófono en el instante en el que las ondas primarias han producido un desplazamiento u_g en la base de la pica de hincado 152

Figura 4-28: Sismograma de un disparo único con maza de 8 kg en un macizo calizo fracturado (grado IV-V en superficie, pasando a II-III al profundizar) cerca de Tizimín (Yucatán, México)..... 155

Figura 4-29: Sismograma compuesto por 7 disparos en el mismo tendido de refracción de la Figura 4-28. Se observar la reducción de ruido, especialmente en los geófonos más alejados del punto de disparo..... 156

Figura 4-30: Sísmica de refracción para estimación de ripabilidad de una ladera en materiales ortogneisíticos glandulares para la ejecución de una conducción mediante tunelación en Segovia..... 157

| | |
|---|------------|
| <i>Figura 4-31: Sísmica de refracción en zonas de vegetación semiselvática moderadamente densa en Tilarán (Guanacaste, Costa Rica) –izquierda- y Tizimín (Yucatán, México) –derecha-.....</i> | <i>157</i> |
| <i>Figura 4-32: Sísmica de refracción sobre alternancias de arenas y arcillas en zona de vegetación arbórea muy densa en Juchitán de Zaragoza (México).....</i> | <i>158</i> |
| <i>Figura 4-33: “Energizador” de cartuchos de uso industrial de 0.835 pulgadas de calibre (izquierda) y hélice de perforación para introducir el cañón (derecha) (Fuente: PASI)</i> | <i>158</i> |
| <i>Figura 4-34: Detonación de explosivos como fuente sísmica. En la fotografía (b) se observa cómo una explosión no controlada pone en riesgo la integridad física de los operadores en el Desierto de Simpson en Australia (Fuente: (a) ALPHA GEOSCIENCE en http://www.alpha-geo.com/service-item/seismic/; (b)http://www.simpsondesert.fl.net.au/cash/)</i> | <i>159</i> |
| <i>Figura 4-35: Caída libre de una masa de 500 kg como fuente sísmica (Fuente: Milsom y Eriksen, 2011)</i> | <i>159</i> |
| <i>Figura 4-36: Esquema de trabajo del método ABC para un terreno bicapa, con dos disparos extremos A y B, y un punto de recepción común C (adaptado de Sheriff y Geldart, 1995).....</i> | <i>162</i> |
| <i>Figura 4-37: Esquema de refracción de un terreno bicapa con refractor plano inclinado para ilustrar el concepto de tiempo de retardo (Adaptado de Sheriff y Geldart, 1995)</i> | <i>163</i> |
| <i>Figura 4-38: Esquema de cálculo de un terreno bicapa con refractor ondulado mediante el método de Hagerdoorn (Fuente: Reynolds, 2011).....</i> | <i>165</i> |
| <i>Figura 4-39: Esquema trigonométrico de recorrido de una perturbación entre dos puntos según la notación de Adachi (Fuente: Sheriff y Geldart, 1995).....</i> | <i>167</i> |
| <i>Figura 4-40: Ejemplo de perfil tomográfico de velocidad de propagación de ondas p en Juchitán de Zaragoza (Oaxaca, México).....</i> | <i>171</i> |
| <i>Figura 4-41: Esquema de análisis del método GRM (adaptado de Milsom y Eriksen, 2011).....</i> | <i>172</i> |
| <i>Figura 4-42: Ejemplo de perfil obtenido mediante el método GRM en un terreno tricapa en Jaramillo (Santa Cruz, Argentina).....</i> | <i>173</i> |
| <i>Figura 4-43: Esquema de llegadas de rayos refractados críticamente a los puntos X e Y partiendo de un mismo punto P en el refractor</i> | <i>174</i> |
| <i>Figura 4-44: Función de velocidad para el tendido de refracción realizado en el emplazamiento descrito en la Figura 4-42. En ordenadas aparece la función de velocidad T_v.....</i> | <i>175</i> |

Figura 4-45: Función tiempo-profundidad en cada geófono, para diferentes valores de distancia \overline{XY} para el tendido de refracción realizado en el emplazamiento descrito en la figura 3.61..... 176

Figura 4-46: Representación esquemática del fundamento físico-geométrico del método de Hales (1958) (Fuente: Sheriff y Geldart, 1995)..... 178

Figura 4-47: Esquema de registro sísmico mediante una sola pareja de disparo-receptor, que se mueven manteniendo una distancia constante (common-offset en su voz inglesa) 183

Figura 4-48: Esquema de registro sísmico mediante una sola pareja de disparo-receptor en la técnica MISW, en la que se mantiene fijo el geófono y se mueven las fuentes de impacto (common-receptor en su voz inglesa) 184

Figura 4-49: Tendido de CSWS con vibrador (Fuente: GDS INSTRUMENTS) 185

Figura 4-50: Algunas disposiciones habituales de mallas bidimensionales en aplicaciones pasivas de análisis de ondas superficiales (Fuente: Milsom y Eriksen, 2011) 186

Figura 4-51: Ejemplo de espectro de lentitud-frecuencia, en la que se han marcado varios puntos de un modelo de curva de fase correspondiente al modo fundamental del paquete de ondas Rayleigh (Fuente: Milsom y Eriksen, 2011)..... 186

Figura 4-52: Comparativa de resultados de velocidad de ondas secundarias a diferentes profundidades con técnicas downhole, crosshole y de análisis de ondas superficiales (Fuente: Milsom y Eriksen, 2011) 189

Figura 4-53: Comparativa de resultados de velocidad de ondas secundarias a diferentes profundidades con técnicas downhole (curvas VSP –Vertical Seismic Profile- en la figura) y MASW en depósitos de sedimentos glaciares en EEUU (Fuente: Hutchinson et al., 2008)..... 190

Figura 4-54: Tendido de análisis MASW de 24 canales de 4.5 Hz de frecuencia natural, con separación entre ellos de 5 m (superior) y sismogramas de cada geófono (inferior) en depósitos areniscosos y conglomeráticos terciarios bajo depósitos holocénicos areno-arcillosos en Reynosa (Tamaulipas, México) 191

Figura 4-55: Curva de dispersión en el espacio l - c_f - f en un terreno de terrazas aluviales en las cercanías de Belchite (Zaragoza) 196

Figura 4-56: Curva de dispersión en proyección bidimensional según los ejes velocidad de fase-frecuencia a partir de la curva tridimensional de la Figura 4-55..... 197

| | |
|--|------------|
| <i>Figura 4-57: Elección de los puntos correspondientes a la curva de velocidades de fase del modo fundamental de las ondas Rayleigh atravesando el terreno instrumentado en México mostrado en la Figura 4-54.....</i> | <i>198</i> |
| <i>Figura 4-58: Ejemplo de curva de velocidad de fase sin inversión (a) o con inversión de la dispersión (b) por la aparición de una capa intermedia menos rígida que las inmediatamente superior e inferior a la misma (Fuente: Dal Moro, 2014)</i> | <i>198</i> |
| <i>Figura 4-59: Perfil del terreno descrito en la figura 3.73, obtenido mediante un tendido de sísmica de refracción analizado mediante el método GRM</i> | <i>201</i> |
| <i>Figura 4-60: Curva de velocidades de fase ajustado sobre los puntos escogidos sobre el espectro de dispersión de la Figura 4-57, ajustado según el perfil de refractores de la Figura 4-59.....</i> | <i>201</i> |
| <i>Figura 4-61: Espectro de dispersión en tres dimensiones (izquierda) y en dos dimensiones, según el plano velocidad-frecuencia (derecha) de un tendido de MASW en Jaramillo (Santa Cruz, Argentina) sobre materiales cuaternarios.....</i> | <i>202</i> |
| <i>Figura 4-62: Puntos elegidos del modo fundamental de las ondas Rayleigh sobre el espectro de dispersiones (izquierda), sobre los que aparece en trazo continuo la curva de velocidades calculada mediante inversión y ajuste por mínimos cuadrados a partir del modelo de velocidades del perfil que se muestra en la imagen derecha (para el mismo espectro mostrado en la Figura 4-61).....</i> | <i>203</i> |
| <i>Figura 4-63: Coeficientes de terreno para determinar las amplificaciones en los espectros de respuesta en función de las velocidades de propagación de ondas s (Fuente: NCSP-07).....</i> | <i>205</i> |
| <i>Figura 4-64: Geófono de 4.5 Hz de frecuencia natural instalado durante la medición de un perfil de MASW activo en Garayalde (Chubut, Argentina).....</i> | <i>207</i> |
| <i>Figura 4-65: Representación esquemática de un geófono de respuesta vertical, con la variante de imán unido solidariamente al bastidor del geófono y bobina suspendida (Elaborado por el autor, adaptado de Milsom y Eriksen, 2011).....</i> | <i>208</i> |
| <i>Figura 4-66: curvas de respuesta de geófonos de 10 Hz con diferentes grados de amortiguamiento (Fuente: Milsom y Eriksen, 2011).....</i> | <i>209</i> |
| <i>Figura 4-67: Espectro de velocidad de fase-frecuencia en un mismo emplazamiento con geófonos de 4.5 Hz de frecuencia natural (izquierda) y de 10 Hz (derecha) en materiales cuaternarios en la región de Chubut (Argentina).....</i> | <i>210</i> |
| <i>Figura 4-68: Modelo mecánico de un geófono sometido a una fuerza armónica de frecuencia circular ω (Everett, 2013)</i> | <i>211</i> |

| | |
|---|------------|
| <i>Figura 4-69: Esquema de montaje de relé a modo de starter (Fuente: Milsom y Eriksen, 2011).....</i> | <i>212</i> |
| <i>Figura 4-70: Starter de tipo relé (superior) y martillo de impacto con starter instalado y conectado al sismógrafo (inferior) en Juchitán de Zaragoza (México)</i> | <i>213</i> |
| <i>Figura 4-71: Geófono starter conectado mediante cable al sismógrafo en Jaramillo (Santa Cruz, Argentina)</i> | <i>214</i> |
| <i>Figura 4-72: Esquema de funcionamiento del downhole (Ishihara, 1996).....</i> | <i>215</i> |
| <i>Figura 4-73: Esquema de funcionamiento del crosshole (Ishihara, 1996)</i> | <i>216</i> |
| <i>Figura 4-74: Tipologías de ensayos VSP: (a) Desplazamiento cero; (b) con desplazamiento; (c) con desplazamiento móvil; (d) Inverso (Fuente: Takahashi et al., 2006).....</i> | <i>218</i> |
| <i>Figura 4-75: Esquema operativo del SDMT: (a) sistema de adquisición de datos; (b) registro de llegadas de onda a los dos sensores instalados en el dilatómetro (separados 0.5 m); (c) sistema de péndulo de golpeo lateral (Marchetti et al., 2008).....</i> | <i>219</i> |
| <i>Figura 4-76: Esquema de funcionamiento del SCPT (Robertson et al., 1992)</i> | <i>221</i> |
| <i>Figura 4-77: Esquema de funcionamiento de la sonda suspendida (PS Suspension Logging) (Fuente: Nigbor e Imai (1994), con anotaciones del autor)</i> | <i>222</i> |
| <i>Figura 4-78: Ensayos de geofísica superficial en los jardines del Parador de San Marcos (León). (a) Tendido de geófonos verticales de 4.5 Hz sobre bases metálicas, apoyados sobre pavimento de losetas de piedra junto a borde de muro; (b) doble tendido de MASW y tomografía eléctrica en jardín por debajo de la cota de acera, accesible solamente por escaleras.....</i> | <i>223</i> |
| <i>Figura 4-79: Tendidos de MASW en el interior de dos naves industriales, con pavimento rígido, con geófonos verticales de 4.5 Hz sobre bases metálicas en (a) León y (b) Burgos</i> | <i>224</i> |
| <i>Figura 5-1: Nube de puntos de la correlación de Imai y Tonouchi (1982).....</i> | <i>229</i> |
| <i>Figura 5-2: Fórmulas de correlación entre la velocidad vs y diferentes parámetros índice de suelos de diferentes naturaleza (Fuente: Ohta y Goto, 1978).....</i> | <i>230</i> |
| <i>Figura 5-3: Coeficiente de correlación (en ordenadas) para la correlación directa o la multirregresión de varios índices combinados (en abscisas), con esta nomenclatura: N: valor del SPT; H: profundidad; E: edad geológica; F: tipo de suelo (Fuente: Ohta y Goto, 1978).....</i> | <i>231</i> |

| | |
|---|------------|
| <i>Figura 5-4: Variación del coeficiente de Poisson para diferentes combinaciones de distorsión y frecuencia de sollicitación según los experimentos de Hara (1973) (Fuente: Ohsaki e Iwasaki, 1973).....</i> | <i>232</i> |
| <i>Figura 5-5: Relación entre el coeficiente de Poisson dinámico y el módulo de deformación transversal (izquierda) y entre la velocidad de ondas primarias y la profundidad (derecha) según los datos recopilados por Ohsaki e Iwasaki (1973).....</i> | <i>233</i> |
| <i>Figura 5-6: (a) Relación entre la velocidad v_s y el SPT para varias correlaciones según la recopilación de Sykora (1987); (b) relación entre el módulo de deformación transversal dinámico y el SPT según Ohsaki e Iwasaki (1973)</i> | <i>234</i> |
| <i>Figura 5-7: (a) Correlación de Dikmen para todo el conjunto de suelos ensayados; (b) cálculo del coeficiente de consistencia para cada una de las parejas de datos correlacionadas (Fuente: Dikmen, 2009).....</i> | <i>238</i> |
| <i>Figura 5-8: Curvas de correlación vs-SPT elaboradas según la investigación de Dikmen (2009).....</i> | <i>239</i> |
| <i>Figura 5-9: Diferencias relativas en la predicción de v_s para diferentes valores de SPT entre cada dos naturalezas de suelo, elaboradas según las fórmulas de Dikmen (2009)</i> | <i>239</i> |
| <i>Figura 5-10: Residuos ε^* de la correlación v_s-SPT para cada pareja de datos en función de su presión efectiva (Fuente: Brandenberg et al., 2010).....</i> | <i>240</i> |
| <i>Figura 5-11: Residuos ε^* de la correlación v_s-SPT para cada pareja de datos en función de su presión efectiva para arcillas y limos (a), arenas (b) y gravas (c) (Fuente: Ghazi et al., 2015).....</i> | <i>241</i> |
| <i>Figura 5-12: Residuos ε^* de la correlación v_s-SPT para cada pareja de datos en función de la profundidad (Fuente: Pérez-Santiesteban et al., 2012).....</i> | <i>243</i> |
| <i>Figura 5-13: Comparación de la correlación de Yordkayhun et al. (2014) con la de Marto et al. (2013) para velocidades secundarias obtenidas con análisis MASW o refracción de ondas transversales (Fuente: Yordkayhun et al., 2014)</i> | <i>252</i> |
| <i>Figura 5-14: Comparación de la correlación de Ghorbani et al. (2012) –en trazo grueso- con otras correlaciones anteriores –en trazos discontinuos- y con los valores de velocidad v_s realmente medidos en cuatro emplazamientos: (a) Niigata (Japón); (b) Nihonaki-Chubu (Japón); (c) Hyogoken-Nanbu (Japón); (d) Taiwán y (e) Turquía (Fuente: Ghorbani et al., 2012)</i> | <i>253</i> |
| <i>Figura 5-15: Variación del exponente n de la presión efectiva con el grado de distorsión (Fuente: Ishihara, 1996).....</i> | <i>258</i> |

| | |
|---|------------|
| <i>Figura 5-16: Contribución relativa de las variables predictivas de la velocidad vs para diferentes tipos de suelos: (a) arcillas sobreconsolidadas; (b) arcillas y limos normalmente consolidados; (c) arenas (Fuente: Bahadori y Momeni, 2016).....</i> | <i>259</i> |
| <i>Figura 5-17: Rangos de variación comparados del SPT y de vp para diferentes tipos de suelos ensayados según Tsang (2004).....</i> | <i>261</i> |
| <i>Figura 6-1: Mapa geológico de Juchitán 15-10 D15-1, con detalle del área de estudio y de la leyenda geológica cuaternaria (Fuente: Martínez Amador et al., 2000)</i> | <i>267</i> |
| <i>Figura 6-2: Vista área general del entorno de investigación, dividido en dos zonas norte y sur (Fuente: DigitalGlobe).....</i> | <i>268</i> |
| <i>Figura 6-3: Vista área de mayor detalle de la zona norte (Fuente de mapas: Google Earth)</i> | <i>269</i> |
| <i>Figura 6-4: Vista área de mayor detalle de la zona sur (Fuente de mapas: Google Earth)</i> | <i>269</i> |
| <i>Figura 6-5: Tendidos de refracción y MASW en las alineaciones (a) M19 y (b) M36... </i> | <i>270</i> |
| <i>Figura 6-6: Descripción gráfica del equipo utilizado en México.....</i> | <i>272</i> |
| <i>Figura 6-7: (a) Avance con tricono entre maniobras de SPT. (b) Tomamuestras SPT junto a útil tricónico (Coatzacoalcos -Veracruz-, México)</i> | <i>273</i> |
| <i>Figura 6-8: Sonda sobre camión (a) y acopio de augers tubulares de perforación (b) (Fuente: S. Ibáñez)</i> | <i>274</i> |
| <i>Figura 6-9: Vista general y detalles de máquinas de sondeos sobre patines.....</i> | <i>275</i> |
| <i>Figura 6-10: Mapa Geológico de Costa Rica –superior- con un detalle –inferior- en el que se detallan las dos zonas de estudio (Denyer y Alvarado, 2007).....</i> | <i>285</i> |
| <i>Figura 6-11: Detalle de la zona de trabajo en las cercanías de Libera según el Mapa Geológico de Costa Rica (Denyer y Alvarado, 2007)</i> | <i>286</i> |
| <i>Figura 6-12: Leyenda de los materiales asociados al magmatismo calco-alcalino neogénico según el Mapa Geológico de Costa Rica (Denyer y Alvarado, 2007)</i> | <i>287</i> |
| <i>Figura 6-13: Detalle de la zona de trabajo en las cercanías de Tilarán según el Mapa Geológico de Costa Rica (Denyer y Alvarado, 2007)</i> | <i>289</i> |
| <i>Figura 6-14: Vista área de mayor detalle de la de estudio en las cercanías de Liberia, en Costa Rica (Fuente de mapas: Google Earth)</i> | <i>290</i> |
| <i>Figura 6-15: Vista área de mayor detalle de la de estudio en las cercanías de Tilarán, en Costa Rica (Fuente de mapas: Google Earth)</i> | <i>291</i> |
| <i>Figura 6-16: Descripción gráfica del equipo utilizado en Costa Rica.....</i> | <i>292</i> |

| | |
|---|------------|
| <i>Figura 6-17: Tendidos paralelos de sísmica y tomografía eléctrica en dos ubicaciones de estudio en Costa Rica.....</i> | <i>293</i> |
| <i>Figura 6-18: Fase de montaje de tinglado de tres varillas con polea y motor con cabrestante para elevación de martillo de seguridad en Costa Rica</i> | <i>294</i> |
| <i>Figura 6-19: Sonda sobre patines en Costa Rica</i> | <i>294</i> |
| <i>Figura 6-20: Zonas de estudio destacadas en el mapa geológico general de Argentina a escala 1:2.500.000 (Fuente: Lizuaín et al., 1997)</i> | <i>298</i> |
| <i>Figura 6-21: Regiones geológicas de Argentina. Se destacan las correspondientes a los dos emplazamientos investigados (Fuente: Caminos, 1999)</i> | <i>299</i> |
| <i>Figura 6-22: Detalle geológico en el entorno de Garayalde –se destaca la zona investigada- y leyenda de las facies más comunes en su entorno (Fuente: Lizuaín et al., 1997).....</i> | <i>301</i> |
| <i>Figura 6-23: Detalle geológico en el entorno de Jaramillo –se destaca la zona investigada- en el Mapa Geológico de Argentina 1:2.500.000 (Fuente: Lizuaín et al., 1997).....</i> | <i>302</i> |
| <i>Figura 6-24: Zonas de estudio destacadas en: (a) Garayalde (provincia de Chubut) y (b) Jaramillo (provincia de Santa Cruz) en Argentina</i> | <i>303</i> |
| <i>Figura 6-25: Momento anterior al impacto con maza de 10 kg, con geófono starter y cable de comunicación con el sismógrafo PASI en Jaramillo (Santa Cruz, Argentina). 304</i> | |
| <i>Figura 6-26: (a) Tendido de geófonos de 4.5 Hz. (b) Tendido de geófonos de 10 Hz... 305</i> | |
| <i>Figura 6-27: Sismógrafo PASI 16S24U junto a ordenador con software de registro incorporado en el centro de un tendido sísmico.....</i> | <i>305</i> |
| <i>Figura 7-1. Correlación entre v_p y SPT sin corregir para todos los suelos en Juchitán de Zaragoza (México).....</i> | <i>311</i> |
| <i>Figura 7-2. Correlación entre v_p y SPT corregido para todos los suelos en Juchitán de Zaragoza (México).....</i> | <i>311</i> |
| <i>Figura 7-3. Correlación entre v_s y SPT sin corregir para todos los suelos en Juchitán de Zaragoza (México).....</i> | <i>312</i> |
| <i>Figura 7-4. Correlación entre v_s y SPT corregido para todos los suelos en Juchitán de Zaragoza (México).....</i> | <i>312</i> |
| <i>Figura 7-5. Correlación entre v_p y SPT sin corregir para suelos arcillosos en Juchitán de Zaragoza (México).....</i> | <i>313</i> |

| | |
|---|-----|
| <i>Figura 7-6. Correlación entre v_p y SPT corregido para suelos arcillosos en Juchitán de Zaragoza (México)</i> | 313 |
| <i>Figura 7-7. Correlación entre v_s y SPT sin corregir para suelos arcillosos en Juchitán de Zaragoza (México)</i> | 314 |
| <i>Figura 7-8. Correlación entre v_s y SPT corregido para suelos arcillosos en Juchitán de Zaragoza (México)</i> | 314 |
| <i>Figura 7-9. Correlación entre v_s y SPT sin corregir para suelos arenosos en Juchitán de Zaragoza (México)</i> | 315 |
| <i>Figura 7-10. Correlación entre v_p y SPT corregidos para suelos arenosos en Juchitán de Zaragoza (México)</i> | 315 |
| <i>Figura 7-11. Correlación entre v_s y SPT sin corregir para suelos arenosos en Juchitán de Zaragoza (México)</i> | 316 |
| <i>Figura 7-12. Correlación entre v_s y SPT corregido para suelos arenosos en Juchitán de Zaragoza (México)</i> | 316 |
| <i>Figura 7-13. Valores medidos de v_p y v_s en función de los valores que predicen las fórmulas de correlación potencial <u>para todos los suelos</u> en Juchitán de Zaragoza (México)</i> | 317 |
| <i>Figura 7-14. Valores medidos de v_p y v_s en función de los valores que predicen las fórmulas de correlación potencial <u>para suelos arcillosos</u> en Juchitán de Zaragoza (México)</i> | 317 |
| <i>Figura 7-15. Valores medidos de v_p y v_s en función de los valores que predicen las fórmulas de correlación potencial <u>para suelos arenosos</u> en Juchitán de Zaragoza (México)</i> | 318 |
| <i>Figura 7-16. Frecuencia acumulada de errores relativos en la estimación de v_p y de v_s para <u>todos los suelos</u> investigados en Juchitán de Zaragoza (México) según las correlaciones basadas en el SPT sin corregir</i> | 319 |
| <i>Figura 7-17. Gráfica de residuos de la correlación SPT-v_p en función de la variable independiente N (sin corregir) para <u>todos los suelos</u> investigados en Juchitán de Zaragoza (México)</i> | 320 |
| <i>Figura 7-18. Gráfica de residuos de la correlación SPT-v_s en función de la variable independiente N (sin corregir) para <u>todos los suelos</u> investigados en Juchitán de Zaragoza (México)</i> | 321 |
| <i>Figura 7-19. Gráfica de residuos de las correlaciones SPT-v_p y SPT-v_s en función de la variable independiente N (sin corregir): (a) y (b) para <u>suelos arcillosos</u>; (c) y (d) para <u>suelos arenosos</u> investigados en Juchitán de Zaragoza (México)</i> | 321 |

| | |
|---|-----|
| <i>Figura 7-20. Residuos de las correlaciones SPT-v_p y SPT-v_s en función de la presión efectiva vertical en cada punto correspondiente a cada pareja de datos, para <u>todos los suelos</u> en Juchitán de Zaragoza (México).....</i> | 322 |
| <i>Figura 7-21. Residuos de las correlaciones SPT-v_p y SPT-v_s en función de la presión efectiva vertical en cada punto correspondiente a cada pareja de datos, para <u>suelos arcillosos</u> en Juchitán de Zaragoza (México).....</i> | 322 |
| <i>Figura 7-22. Residuos de las correlaciones SPT-v_p y SPT-v_s en función de la presión efectiva vertical en cada punto correspondiente a cada pareja de datos, para <u>suelos arenosos</u> en Juchitán de Zaragoza (México)</i> | 323 |
| <i>Figura 7-23. Residuos de las correlaciones SPT-v_p y SPT-v_s para el subconjunto de <u>suelos arcillosos</u> ensayados en laboratorio en Juchitán de Zaragoza (México) en función de: (a) y (b) índice de poros; (c) y (d) densidad de las partículas; (e) y (f) grado de saturación</i> | 324 |
| <i>Figura 7-24. Correlación entre <u>v_p y SPT puntual para suelos arcillosos</u> en Juchitán de Zaragoza (México).....</i> | 325 |
| <i>Figura 7-25. Correlación entre <u>v_p y SPT puntual para suelos arcillosos</u> en Juchitán de Zaragoza (México).....</i> | 325 |
| <i>Figura 7-26. Frecuencia acumulada de errores relativos en la estimación de v_p y de v_s para el subconjunto de <u>suelos arcillosos de la tabla 6-2</u> investigados en Juchitán de Zaragoza (México) según las correlaciones basadas en el SPT puntual de cada pareja de datos</i> | 326 |
| <i>Figura 7-27. Correlación entre <u>v_p y SPT sin corregir para suelos limo-arcillosos</u> en Guanacaste (Costa Rica).....</i> | 327 |
| <i>Figura 7-28. Correlación entre <u>v_p y SPT sin corregir para suelos limo-arcillosos</u> en Guanacaste (Costa Rica).....</i> | 328 |
| <i>Figura 7-29. Valores medidos de v_p en función de los valores que predice la fórmula de correlación potencial <u>para suelos limo-arcillosos</u> en Guanacaste (Costa Rica)</i> | 329 |
| <i>Figura 7-30. Valores medidos de v_s en función de los valores que predice la fórmula de correlación potencial <u>para suelos limo-arcillosos</u> en Guanacaste (Costa Rica)</i> | 329 |
| <i>Figura 7-31. Gráfica de residuos de la v_p en función de la variable independiente N (sin corregir) para <u>todos los suelos</u> investigados en Juchitán de Zaragoza (México)</i> | 330 |
| <i>Figura 7-32. Gráfica de residuos de la v_s en función de la variable independiente N (sin corregir) para <u>todos los suelos</u> investigados en Juchitán de Zaragoza (México)</i> | 331 |
| <i>Figura 7-33. Frecuencia acumulada de errores relativos en la estimación de v_p y de v_s para los <u>suelos limo-arcillosos</u> investigados en Guanacaste (Costa Rica).....</i> | 332 |

| | |
|--|-----|
| <i>Figura 7-34. Residuos de las correlaciones SPT-v_p y SPT-v_s en función de la presión efectiva vertical, para <u>suelos limo-arcillosos</u> en Guanacaste (Costa Rica).....</i> | 333 |
| <i>Figura 7-35. Residuos de las correlaciones SPT-v_p y SPT-v_s para <u>suelos limo-arcillosos</u> ensayados en laboratorio en Guanacaste (México) en función de: (a) y (b) índice de poros; (c) y (d) densidad de las partículas; (e) y (f) grado de saturación</i> | 333 |
| <i>Figura 7-36. Correlación entre <u>v_p y SPT sin corregir para todos los suelos</u> en Chubut y Santa Cruz (Argentina)</i> | 335 |
| <i>Figura 7-37. Correlación entre <u>v_s y SPT sin corregir para todos los suelos</u> en Chubut y Santa Cruz (Argentina)</i> | 335 |
| <i>Figura 7-38. Correlación entre <u>v_p y SPT sin corregir para gravas (cantos rodados)</u> en Chubut y Santa Cruz (Argentina)</i> | 336 |
| <i>Figura 7-39. Correlación entre <u>v_s y SPT sin corregir para gravas (cantos rodados)</u> en Chubut y Santa Cruz (Argentina)</i> | 336 |
| <i>Figura 7-40. Correlación entre <u>v_p y SPT sin corregir para arenas y limos</u> en Chubut y Santa Cruz (Argentina)</i> | 337 |
| <i>Figura 7-41. Correlación entre <u>v_s y SPT sin corregir para arenas y limos</u> en Chubut y Santa Cruz (Argentina)</i> | 337 |
| <i>Figura 7-42. Correlación entre <u>v_p y SPT sin corregir para el conjunto de suelos</u> de las Fases I (México) y II (Costa Rica).....</i> | 338 |
| <i>Figura 7-43. Correlación entre <u>v_s y SPT sin corregir para el conjunto de suelos</u> de las Fases I (México) y II (Costa Rica).....</i> | 339 |
| <i>Figura 7-44. Valores medidos de v_s en función de los valores que predice la fórmula de correlación potencial <u>para el conjunto de suelos</u> de la fase I (México) y de la fase II (Costa Rica).....</i> | 340 |
| <i>Figura 7-45. Valores medidos de v_s en función de los valores que predice la fórmula de correlación potencial <u>para el conjunto de suelos</u> de la fase I (México) y de la fase II (Costa Rica).....</i> | 340 |
| <i>Figura 7-46. Comparativa de las correlaciones v_p-SPT existentes con la obtenida en la presente investigación, proyectadas sobre el conjunto de pares de datos de las fases I y II combinada</i> | 341 |
| <i>Figura 7-47. Comparativa de las principales correlaciones v_s-SPT con la obtenida en el presente estudio para cualquier tipo de suelo</i> | 342 |

Figura 7-48. Valores estimados de velocidades frente a valores realmente medidos en los suelos arcillosos de la fase I (México): (a) correlación simple de v_p ; (b) correlación simple de v_s ; (c) regresión múltiple de v_p ; (d) regresión múltiple de v_s 360

Figura 7-49. Valores estimados de velocidades frente a valores realmente medidos en los suelos combinados de las fases I (México) y II (Costa Rica): (a) correlación simple de v_p ; (b) correlación simple de v_s ; (c) regresión múltiple de v_p ; (d) regresión múltiple de v_s 366

Índice de Tablas

| | |
|--|-----|
| <i>Tabla 2-1. Valores recomendados para los coeficientes de corrección del SPT (Fuente: Rogers, 2006, a partir de Robertson y Wride, 1997, y Skempton, 1986)</i> | 34 |
| <i>Tabla 2-2. Comparación entre las características geométricas y mecánicas del SPT y de algunos sistemas LPT (Fuente: Daniel et al., 2003)</i> | 49 |
| <i>Tabla 2-3. Correlaciones orientativas entre el SPT y el índice de consistencia y la resistencia a compresión simple de suelos arcillosos (Fuente: Das, 2009).....</i> | 53 |
| <i>Tabla 2-4. Correlación entre el CPT y el SPT normalizados para diferentes tipos de suelos (Fuente: Robertson (1986) en US Department of Agriculture, 2012).....</i> | 54 |
| <i>Tabla 2-5. Variaciones porcentuales orientativas del SPT para tipos de martillo diferentes a los especificados en la ASTM D1586-11 (Fuente: Clayton, 1995)</i> | 55 |
| <i>Tabla 2-6. Correlaciones entre el SPT y la resistencia al corte sin drenaje de suelos arcillosos (Fuente: Kalantary et. al, 2009)(Décourt, 1990).....</i> | 58 |
| <i>Tabla 3-1. Velocidades y módulo de rigidez transversal de baja distorsión (G_o) en las dos direcciones de ensayo junto al apoyo de un aerogenerador en Guadalajara</i> | 87 |
| <i>Tabla 3-2. Valores de la relación v_R/v_s para diferentes coeficientes de Poisson (Fuente: Villaverde, 2009).....</i> | 111 |
| <i>Tabla 5-1. Métodos de obtención de las velocidades secundarias, región investigada y número de datos de algunas de las principales correlaciones disponibles entre v_s (m/s) (Fuente: Wair et al. (2012) y recopilación del autor para los estudios posteriores a 2009).....</i> | 235 |
| <i>Tabla 5-2. Principales correlaciones en forma de fórmulas potenciales disponibles entre v_s (m/s) y N_{SPT} (Abkhiz et al., 2015; Akin et al., 2011; Ataee et al., 2017; Marto et al., 2013; Nayeri et al., 2013; Sykora y Stokoe, 1983; Thaker y Rao, 2011; Tsai y Kishida, 2015).....</i> | 244 |
| <i>Tabla 5-3. Principales correlaciones con formulación potencial entre v_s (m/s) y N_{SPT} con variables adicionales que tienen en cuenta la profundidad (recopilado por el autor).</i> | 247 |
| <i>Tabla 5-4. Principales correlaciones con formulación logarítmica entre v_s (m/s) y N_{SPT} que tienen en cuenta la influencia de la presión efectiva (recopilado por el autor)</i> | 249 |
| <i>Tabla 5-5. Correlaciones con formulación no convencional entre v_s (m/s) y N_{SPT} (recopilado por el autor).....</i> | 250 |
| <i>Tabla 6-1. Resumen de resultados de la investigación in situ en México</i> | 276 |

| | |
|--|-----|
| <i>Tabla 6-2. Resumen de resultados de laboratorio sobre muestras inalteradas de suelos de grano fino obtenidas en los sondeos en México</i> | 282 |
| <i>Tabla 6-3. Resumen de resultados de la investigación in situ en Costa Rica</i> | 295 |
| <i>Tabla 6-4. Resumen de resultados de laboratorio sobre muestras inalteradas de suelos de grano fino obtenidas en los sondeos en Costa Rica</i> | 296 |
| <i>Tabla 6-5. Resumen de resultados de la investigación in situ en Argentina</i> | 306 |
| <i>Tabla 7-1. Resumen de resultados de regresión potencial simple para cada fase de investigación. Se incluye, también, el estudio conjunto de la correlación para las Fases I y II combinadas</i> | 343 |
| <i>Tabla 7-2. Valores de entrada para la regresión lineal múltiple de los datos obtenidos en la Fase I (México)</i> | 357 |
| <i>Tabla 7-3. Coeficientes de ajuste de la velocidad adimensional v_p^* para los datos obtenidos en la Fase I (México)</i> | 358 |
| <i>Tabla 7-4. Coeficientes de ajuste de la velocidad adimensional v_s^* para los datos obtenidos en la Fase I (México)</i> | 359 |
| <i>Tabla 7-5. Valores de entrada para la regresión lineal múltiple de los datos obtenidos en la Fase II (Costa Rica)</i> | 361 |
| <i>Tabla 7-6. Coeficientes de ajuste de la velocidad adimensional v_p^* para los datos obtenidos en la Fase II (Costa Rica)</i> | 362 |
| <i>Tabla 7-7. Coeficientes de ajuste de la velocidad adimensional v_s^* para los datos obtenidos en la Fase II (Costa Rica)</i> | 362 |
| <i>Tabla 7-8. Coeficientes de ajuste de la velocidad adimensional v_p^* para los datos obtenidos en la Fase II (Costa Rica)</i> | 364 |
| <i>Tabla 7-9. Coeficientes de ajuste de la velocidad adimensional v_s^* para los datos obtenidos en la Fase II (Costa Rica)</i> | 365 |
| <i>Tabla 7-10. Coeficientes de ajuste de las velocidades para los resultados conjuntos de las fases I y II, con valores atípicos y sin valores atípicos</i> | 367 |
| <i>Tabla 8-1. Variables adimensionales de los modelos de regresión no lineal multivariable</i> | 373 |
| <i>Tabla 8-2. Coeficientes de determinación ajustados para los resultados conjuntos de las fases I y II, con valores atípicos y sin valores atípicos</i> | 374 |
| <i>Tabla 8-3. Resumen de fórmulas de correlación $SPT-v_p$ y $SPT-v_s$ obtenidas en la investigación</i> | 375 |

Resumen

La correcta determinación de las características físicas, químicas y mecánicas de los suelos es uno de los elementos clave en cualquier diseño geotécnico, ya sea en cimentaciones, túneles, sistemas de contención, estabilidad de taludes, diseños antisísmicos, etc. Con independencia del grado de complejidad de los modelos que se puedan emplear en esos diseños, su capacidad predictiva sobre el comportamiento del terreno estará condicionada por la representatividad de los parámetros que se han obtenido para caracterizarlo.

Tradicionalmente, en la práctica habitual de los reconocimientos geotécnicos se han realizado campañas combinadas de prospecciones *in situ* con ensayos de laboratorio sobre muestras más o menos inalteradas obtenidas en campo. Entre las técnicas más utilizadas en todo el mundo para caracterizar mecánicamente suelos *in situ* se encuentra el Ensayo de Penetración Estándar (*SPT*). Debido a larga simbiosis de este ensayo con el desarrollo de la geotecnia desde hace más de un siglo, existe una amplia literatura especializada sobre la relación de los resultados del *SPT* con otros parámetros geotécnicos o, incluso, sobre su empleo directamente en modelos de diseño geotécnico.

En las últimas décadas, en las fases de investigación de campo, las técnicas geofísicas han sufrido un gran auge. Estos métodos, en muchos casos no destructivos, permiten realizar reconocimientos de grandes volúmenes del subsuelo, definiendo litologías y algunos parámetros geotécnicos de gran interés práctico, con plazos y costes muy ajustados.

De forma más concreta, la geofísica sísmica superficial permite la obtención de parámetros de rigidez de baja distorsión frente a sollicitaciones dinámicas que, en ausencia de estos ensayos, tienen que ser obtenidos por ensayos de laboratorios –que suelen presentar costes elevados y una cierta complejidad de ejecución- o mediante fórmulas de correlación con otros resultados de ensayos mecánicos, que suelen tener importantes dispersiones y, por ello, una baja representatividad.

El objetivo de la investigación será analizar la relación entre el resultado del ensayo *SPT* en suelos de diversa naturaleza con la velocidad de propagación de ondas sísmicas primarias (v_p) y secundarias (v_s) obtenidas mediante sísmica de refracción y análisis multicanal de ondas superficiales (*MASW*), respectivamente. Esto permitirá en aquellas campañas en la que solo se encuentre disponible un registro de resultados *SPT* poder obtener los órdenes de magnitud esperables de v_p y v_s y, así, poder determinar los parámetros de respuesta elástica del terreno. De forma dual, en zonas

en las que no se pueda acceder con facilidad con equipos *SPT* o en estudios geotécnicos preliminares en los que no haya ensayos de penetración estándar disponibles, cuando se disponga de las velocidades sísmicas v_p y v_s , se podrá determinar el grado de variación esperable en el *SPT* en cada estrato del subsuelo.

Para estudiar las relaciones *SPT*- v_p y *SPT*- v_s se utilizarán diferentes variables explicativas adicionales como el índice poros, la presión efectiva vertical, la densidad de partículas del suelo, su grado de saturación, etc. En el contexto de las complejas relaciones entre este conjunto de variables, se empleará el Análisis Dimensional para simplificar el estudio, reducir el número de variables independientes necesarias.

Con esta base metodológica, se han empleado los datos obtenidos a partir de 82 sondeos y tendidos geofísicos en diferentes emplazamientos en México, Costa Rica y Argentina, para extraer un espacio muestral de 266 individuos. Sobre este conjunto de datos se ha realizado un estudio de regresión multivariable no lineal a partir de las variables adimensionales dependientes e independientes obtenidas a través del Análisis Dimensional.

Abstract

The correct determination of the physical, chemical and mechanical characteristics of soils is one of the key elements in any geotechnical design, whether in foundations, tunnels, containment systems, slope stability, antiseismic designs, etc. Regardless of the degree of complexity of the models that can be used in these designs, their predictive ability on the ground behavior will be conditioned by the representativeness of the input parameters that have been gathered in order to feed it.

Traditionally, in the usual practice of geotechnical surveying, combined *in situ* probing with the aid of laboratory tests on more or less undisturbed samples obtained in the field have been carried out. Among the most employed *in situ* techniques around the world to mechanically characterise soils is the Standard Penetration Test (*SPT*). Due to the long-lasting symbiosis of this test with the development of geotechnics for over a century, there is a large amount of specialized literature regarding the relationship of the results of the *SPT* with other geotechnical parameters or even on their direct use in geotechnical design models.

During the last decades, in the stages of field research, the geophysical techniques have undergone a great growth. These methods, non-destructive in many cases, allow the surveying of large volumes of the subsoil, thus allowing for lithology definition and for the obtaining of some geotechnical parameters of great practical interest, with tight deadlines and budgets.

More specifically, surface seismic geophysics allows the determination of small-strain stiffness parameters under dynamic loading which, in the absence of these tests, has to be obtained by laboratory tests -which often present high costs and a certain complexity- or by means of correlation formulas with other results of mechanical tests, which usually yield important scattering and, therefore, have a low representativeness.

The target of the research will be to analyse the relationship between the *SPT* test results in soils of different nature with the velocity of propagation of primary (v_p) and secondary (v_s) seismic waves obtained by seismic refraction and multichannel surface wave analysis (*MASW*), respectively. This will provide an estimation of the value ranges of v_p and v_s in field campaigns where only *SPT* results are available, and thus allowing to determine the elastic response parameters of the subsoil. Inversely, in locations where *SPT* equipment cannot easily gain access or in preliminary geotechnical surveys where no standard penetration tests are available, if the seismic velocities v_p and v_s have been measured, the variation range of the *SPT* in each soil layer can be estimated.

To study the $SPT-v_p$ and $SPT-v_s$ relations, different explanatory variables such as the void ratio, the overburden effective pressure, the soil particle density, the degree of saturation, etc., will be used. In the context of the complex relationships among this set of variables, the Dimensional Analysis will be employed to simplify the study, reducing the number of independent variables required.

On this methodological basis, the data obtained from 82 boreholes and geophysical surveys in different locations in Mexico, Costa Rica and Argentina have been used to extract a sample space of 266 individual outcomes. A non-linear multivariable regression study has been carried out on this data set, using the dependent and independent dimensionless variables obtained through the Dimensional Analysis.

Símbolos utilizados

(Donde aparezca un símbolo con significado distinto al aquí definido, se indicará de forma explícita en el texto)

| | |
|----------------|---|
| A | Área transversal de una barra de longitud infinita por la que se propaga una onda longitudinal o transversal |
| $A(x, \omega)$ | Función espectral de la amplitud de la función transformada de Fourier |
| A_r | Relación de área en tubos tomamuestras |
| a_n | Coficiente de Fourier (multiplican al coseno de la función de desplazamiento) |
| a_r | Desplazamiento radial de un punto de un medio continuo por la propagación de una onda |
| a_t | Aceleración tangencial |
| a_x | Aceleración en la dirección x |
| a_y | Aceleración en la dirección y |
| a_z | Aceleración en la dirección z |
| B | Factor de conversión energética del SPT |
| b_0 - b_6 | Coficientes de ajuste de la regresión SPT- v_p |
| b_n | Coficiente de Fourier (multiplican al seno de la función de desplazamiento) |
| C_B | Coficiente de corrección del SPT por el diámetro de la perforación |
| C_d | Coficiente de consistencia / Coficiente de consistencia entre dos valores correlacionados respecto a la variable dependiente de dicha correlación |
| C_E | Coficiente de rendimiento energético del SPT |
| C_N | Coficiente de normalización del SPT por sobrecarga de confinamiento |
| C_R | Coficiente de corrección del SPT por la longitud del varillaje |
| C_S | Coficiente de corrección del SPT por el tipo de cuchara |
| CRR | Cociente de resistencia cíclica frente a licuefacción |
| c | Velocidad de un grupo de ondas / Velocidad de propagación de ondas de compresión por el varillaje de un ensayo SPT |

| | |
|--------------------|--|
| C_0-C_6 | Coeficientes de ajuste de la regresión SPT- v_s |
| C_f | Velocidad de fase de una onda de frecuencia f en la curva de dispersión |
| C_n | Coeficiente de Fourier (combina los coeficientes a_n y b_n) |
| $C_{var,i}$ | Coeficiente de amortiguamiento del varillaje en el segmento i de un modelo discreto de varillaje SPT |
| D | Profundidad de un punto de ensayo del terreno |
| D_{Pn} | Coeficiente de ondas primarias descendentes |
| D_{Sn} | Coeficiente de ondas secundarias descendentes |
| D_e | Diámetro exterior de tubo tomamuestras |
| D_i | Diámetro interior de tubo tomamuestras |
| d | Espesor de un estrato / Longitud de penetración en el ensayo SPT |
| δ | Tiempo de retardo |
| δ_g | Tiempo de retardo del geófono |
| δ_s | Tiempo de retardo de la fuente |
| E | Módulo de deformación longitudinal |
| E_o | Módulo de deformación longitudinal en condiciones de baja distorsión |
| E_c | Energía cinética del martillo SPT en el instante inmediatamente anterior al impacto sobre el yunque |
| ER | Eficiencia energética del martillo SPT (mide la relación entre la energía potencial del sistema y la energía cinética disponible inmediatamente antes del impacto sobre el yunque) |
| e | Índice de poros |
| ε^* | Residuo de una regresión lineal |
| ε_{ay} | Deformación unitaria por encima de la cual se manifiesta la licuefacción |
| ε_o | Permitividad eléctrica en el vacío |
| ε_v | Deformación volumétrica unitaria |
| ε_x | Deformación normal unitaria en la dirección x |
| ε_y | Deformación normal unitaria en la dirección y |
| ε_z | Deformación normal unitaria en la dirección z |

| | |
|----------------|--|
| F | Contenido de finos en tanto por ciento |
| $F(x,t)$ | Fuerza en un punto de un varillaje SPT |
| $F\uparrow$ | Fuerza ascendente a través del varillaje SPT |
| $F\downarrow$ | Fuerza descendente a través del varillaje SPT |
| $F(x,\omega)$ | Función espectral de fase de la función transformada de Fourier |
| F_x | Fuerza en la dirección x |
| F_y | Fuerza en la dirección y |
| F_z | Fuerza en la dirección z |
| f | frecuencia de una onda |
| $F(x,\omega)$ | Función espectral de números de onda de cada fase de un grupo de ondas |
| G | Módulo de deformación transversal / Constante de gravitación universal |
| G_o, G_{max} | Módulo de deformación transversal de baja distorsión |
| G_{o1} | Módulo de deformación transversal de baja distorsión normalizado según la presión atmosférica |
| g | Aceleración de la gravedad |
| γ_{xy} | Distorsión en el plano xy |
| γ_{yz} | Distorsión en el plano yz |
| γ_{xz} | Distorsión en el plano xz |
| H_1 | Altura de caída de martillo para ensayo de penetración no estándar |
| h | Constante de Planck |
| h_c | Distancia ortogonal entre un geófono en la posición C y un refractor en el método ABC |
| IP | Índice de plasticidad |
| $I(f,cf)$ | Función espectral normalizada de frecuencia y velocidad de la onda de esa frecuencia |
| i_c | Ángulo de refracción crítica entre dos estratos |
| j | Coefficiente de amortiguamiento de Smith de un terreno |
| $j_{var,i}$ | Coefficiente de amortiguamiento de Smith para el terreno en el segmento i de un modelo discreto de varillaje SPT |

| | |
|-----------------|---|
| $j_{var,punta}$ | Coeficiente de amortiguamiento de Smith para el terreno bajo la punta del tomamuestras SPT |
| K_1 | Factor de corrección por posición de la célula de carga en la medida de ENTHRU mediante el método FF |
| K_2 | Factor de corrección por longitud del varillaje carga en la medida de ENTHRU mediante el método FF |
| K_c | Factor de corrección por velocidad carga en la medida de ENTHRU mediante el método FF |
| k | Número de onda para un grupo de ondas viajando a una velocidad c con una frecuencia ω / Constante de Boltzmann |
| $k_{var,i}$ | Coeficiente de rigidez del varillaje en el segmento i de un modelo discreto de varillaje SPT |
| $k_{s,i}$ | Coeficiente de rigidez del terreno en el segmento enterrado i de un modelo discreto de varillaje SPT |
| $k_{s,punta}$ | Coeficiente de rigidez del terreno bajo la punta del tomamuestras SPT |
| L | Distancia en superficie entre un punto de emisión y otro de recepción sísmica |
| L_1 | Longitud del tomamuestras para ensayo de penetración no estándar |
| L_{VAR} | Longitud del varillaje SPT desde el punto de impacto del martillo hasta la punta del tomamuestras |
| LL | Límite líquido |
| λ | Constante de Lamé / longitud de onda |
| M | Módulo confinado de deformación longitudinal |
| m | Masa de un volumen de suelo / Número mínimo de dimensiones del conjunto de variables de un determinado fenómeno |
| $m_{v,a}$ | Módulo de compresibilidad volumétrica del aire |
| $m_{v,s}$ | Módulo de compresibilidad volumétrica del suelo |
| $m_{v,\omega}$ | Módulo de compresibilidad volumétrica del agua |
| m_2^ω | Coeficiente de cambio volumétrico de agua por variaciones en la succión matricial |
| N, N_{SPT} | Número de golpes en un ensayo de penetración estándar (<i>SPT</i>) |
| N_A | Número de Avogadro |

| | |
|---------------|---|
| N^* | Número de golpes en un ensayo de penetración estándar (<i>SPT</i>) adimensionalizado |
| N_{60} | Número de golpes en un ensayo de penetración estándar (<i>SPT</i>) tras corregirlo |
| $(N_1)_{60}$ | Número de golpes en un ensayo de penetración estándar (<i>SPT</i>) tras corregirlo y normalizarlo |
| N_e | SPT expresado en forma de energía específica |
| N_{SZI} | Número de golpes en un ensayo de penetración con un Sacamuestras de Zapatas Intercambiables (tipo Moretto) |
| n | Porosidad |
| ν | Coefficiente de Poisson |
| ∇^2 | Operador laplaciano (nabla al cuadrado) |
| P_i | Fuerza provocada por una onda incidente sobre una sección de cambio de impedancia en una barra larga infinita |
| P_r | Fuerza provocada por una onda reflejada sobre una sección de cambio de impedancia en una barra larga infinita |
| P_t | Fuerza provocada por una onda transmitida a través de una sección de cambio de impedancia en una barra larga infinita |
| p | Parámetro de rayo en fenómenos de refracción sísmica |
| p_o | Presión atmosférica |
| Q | Lista de variables que se repiten en un fenómeno |
| q | Desplazamiento del terreno bajo la punta de un tomamuestras SPT que hace que se alcance su resistencia última estática |
| Ψ | Función potencial de onda tridimensional |
| $R(\omega)$ | Función de respuesta de un geófono en función de la frecuencia |
| R | Coefficiente de correlación de una regresión lineal multivariable / subconjunto de elementos de una lista original V de variables |
| R^2 | Coefficiente de determinación de una regresión multivariable |
| R^2_{ajust} | Coefficiente de determinación de una regresión multivariable ajustado según el número de variables y el número de datos utilizados |
| R_{din} | Componente dinámica de la resistencia del terreno en un ensayo SPT |
| R_{est} | Componente estática de la resistencia del terreno en un ensayo SPT |

| | |
|---------------|---|
| R_{iner} | Componente de la resistencia inercial al varillaje SPT por el terreno |
| R_{punta} | Reacción del terreno sobre la punta del tomamuestras SPT |
| RSC | Razón de sobreconsolidación |
| R_u | Resistencia última a la penetración estática del terreno |
| $R_{u,i}$ | Resistencia estática última del terreno en el segmento i de un modelo discreto de varillaje SPT |
| $R_{u,punta}$ | Resistencia estática última del terreno bajo la punta del tomamuestras |
| r | Coordenada radial / Coeficiente de correlación de una regresión lineal simple |
| r^2 | Coeficiente de determinación de una regresión multivariable |
| ρ | Densidad de un material |
| ρ_a | Densidad del aire |
| ρ_s | Densidad de partículas de un suelo |
| ρ_s^* | Densidad de partículas de un suelo en forma adimensional |
| ρ_w | Densidad del agua |
| S_1, S_2 | Distancia desde el punto de disparo hasta el sensor superior e inferior, respectivamente, de un dilatómetro sísmico |
| S_r | Grado de saturación de un suelo |
| σ_x | Tensión normal a un plano según la dirección x |
| σ_y | Tensión normal a un plano según la dirección y |
| σ_z | Tensión normal a un plano según la dirección z |
| σ'_v | Presión efectiva vertical en un punto del terreno |
| σ'_v^* | Presión efectiva vertical en un punto del terreno en forma adimensional |
| T_G | Función tiempo-profundidad del método GRM |
| T_v | Función velocidad del método GRM |
| t | Tiempo |
| t_1 | Instante intermedio en el que se mide la contribución infinitesimal al trabajo de una onda de compresión en una barra de cierta rigidez |

| | |
|--------------------|--|
| t_{A-B} | Tiempo que tarda en viajar una onda entre los puntos A y B |
| t_i | Tiempo de intercepción en estudios de refracción sísmica |
| t_{max} | Tiempo que tarda una onda de compresión en realizar el recorrido de ida y vuelta entre el yunque y la punta inferior del tomamuestras en un ensayo SPT |
| t_r | Tiempo recíproco de dos disparos en la superficie del terreno |
| Θ | Giro inducido por un rayo directo en un geófono vertical |
| \mathcal{T} | Tensión tangencial en un elemento diferencial de una barra de longitud infinita atravesada por una onda transversal |
| \mathcal{T}_{xy} | Tensión tangencial en un punto, en la dirección y sobre un plano ortogonal al eje x |
| \mathcal{T}_{yx} | Tensión tangencial en un punto, en la dirección x sobre un plano ortogonal al eje y |
| \mathcal{T}_{xz} | Tensión tangencial en un punto, en la dirección z sobre un plano ortogonal al eje x |
| \mathcal{T}_{zx} | Tensión tangencial en un punto, en la dirección x sobre un plano ortogonal al eje z |
| \mathcal{T}_{yz} | Tensión tangencial en un punto, en la dirección z sobre un plano ortogonal al eje y |
| \mathcal{T}_{zy} | Tensión tangencial en un punto, en la dirección y sobre un plano ortogonal al eje z |
| $U(x,\omega)$ | Función transformada de Fourier del desplazamiento, desde el dominio del tiempo al dominio de las frecuencias |
| U_{Pn} | Coeficiente de ondas primarias ascendentes |
| U_{Sn} | Coeficiente de ondas secundarias ascendentes |
| u | Desplazamiento en la dirección x de un punto de un medio continuo |
| \ddot{u}_g | Aceleración horizontal del terreno bajo un geófono provocada por un frente de ondas directo |
| u_i | Desplazamiento incidente de una onda longitudinal en un barra larga infinita sobre una sección de cambio de impedancia sísmica |
| u_r | Desplazamiento reflejado provocado por una onda longitudinal en un barra larga infinita en una sección de cambio de impedancia sísmica |

| | |
|-------------------|--|
| u_t | Desplazamiento transmitido provocado por una onda longitudinal en un barra larga infinita en una sección de cambio de impedancia sísmica |
| V | Volumen / Número de variables original de un fenómeno físico |
| $V(\omega, \Phi)$ | Función espectral normalizada de frecuencia y número de onda |
| V_o | Volumen inicial |
| v | Desplazamiento en la dirección y de un punto de un medio continuo |
| $v_{1,2}$ | Velocidad compuesta en estudios de refracción sísmica |
| $v_{s,30}$ | Velocidad media de propagación de ondas secundarias en los 30 m más superficiales de un terreno |
| v_x | Velocidad de una partícula en un punto de una barra larga por la que se propaga una onda longitudinal |
| $v_x \uparrow$ | Velocidad ascendente de partícula en un varillaje SPT |
| $v_x \downarrow$ | Velocidad descendente de partícula en un varillaje SPT |
| v_{max} | Velocidad máxima de caída del martillo SPT antes de realizar un impacto sobre el yunque |
| v_p | Velocidad de propagación de ondas longitudinales |
| v_p^* | Velocidad de propagación de ondas longitudinales en forma adimensional |
| v_{punta} | Velocidad de descenso de la punta del tomamuestras SPT tras un impacto |
| v_R | Velocidad de propagación de ondas Rayleigh |
| v_s | Velocidad de propagación de ondas transversales |
| v_s^* | Velocidad de propagación de ondas transversales en forma adimensional |
| v_{s1} | Velocidad de propagación de ondas transversales normalizada por el nivel de confinamiento |
| v_x | Velocidad de partícula en un punto de una barra de cierta rigidez por la que se propagan ondas longitudinales |
| W | Masa del martillo para un ensayo de penetración estándar |
| W_1 | Masa del martillo para un ensayo de penetración no estándar |
| w | Desplazamiento en la dirección z de un punto de un medio continuo |
| ω | Frecuencia circular / humedad |
| ξ | Variable auxiliar para integración |

Z Impedancia sísmica de una barra de cierta rigidez por la que se propagan ondas longitudinales

Capítulo 1. Introducción

1.1. Motivaciones para el estudio

Uno de los aspectos más complejos de la Geotecnia, y que singularizan su carácter al compararse con otras disciplinas ingenieriles, es conseguir una correcta determinación de las características mecánicas del terreno sobre el que después materializaremos un cierto diseño constructivo. Análogamente a lo que ocurre en otros campos de la ingeniería civil o de la edificación, la capacidad predictiva de modelos analíticos o numéricos que simulen cualquier fenómeno geotécnico, con independencia de su nivel de sofisticación, dependerá en gran medida de la calidad de los parámetros constitutivos con los que sean alimentados. Estos parámetros incluyen tanto sus propiedades intrínsecas, es decir, aquellos rasgos del terreno que resultan independientes de condicionantes externos al mismo, como también aquellos atributos dependientes de agentes externos. Esto resulta de una vital importancia para poder preconizar adecuadamente las interrelaciones mecánicas y físico-químicas que tendrá cada estrato con el resto de elementos superestructurales del diseño. Por ello, el terreno no se puede estudiar de forma independiente a las características del entorno en el que se encuentra: la naturaleza de la caracterización de suelos tiene siempre un carácter contextual, siendo comportamiento y lugar un binomio indisoluble. Esto complica la labor de universalización de nuestros hallazgos en la Mecánica de Suelos, por lo que debemos ser cautos a la hora de extrapolar nuestras observaciones a otros contextos. Pero esto no significa que todo lo aprendido en un emplazamiento se pierda en el siguiente si buscamos la forma de dar el paso de lo local a lo universal.

En las estructuras que proyectamos y que, más tarde, construimos y explotamos (aquí debemos entender “estructura” en su sentido amplio, es decir, como un conjunto de elementos artificiales o naturales que se integran mediante interacciones físico-químicas para dar lugar a un nuevo ente con cualidades propias, que pueden ser diferentes a las de sus elementos constituyentes individualmente observados) tenemos un cierto grado de control sobre las propiedades y el comportamiento

esperable de los materiales utilizados. Nuestro grado de conocimiento sobre estos rasgos viene marcado por muchos factores, como son el tipo de material de que se trate, de su proceso de fabricación y control, de las posibles singularidades de los entornos en los que se utilice, etc. Así, por ejemplo, nuestro conocimiento sobre las características finales y sus rangos de variabilidad de un acero laminado será superior, por ejemplo, al que tendremos con un hormigón fabricado en central que, a su vez, será habitualmente superior al de un hormigón fabricado en obra. Pero en cualquier caso, estos materiales que podemos tildar como artificiales han sido elaborados con una cierta disciplina de control de sus componentes y procesos de fabricación. Por ello estamos en disposición de predecir razonablemente sus propiedades y comportamiento con una sensibilidad muy superior a lo que nos ocurre con un suelo o con un macizo rocoso, cuyas características no son decididas por el diseñador, sino que ya existen sin nuestra intervención. Nuestra labor es, pues, averiguarlas.

En el caso del terreno, nos hallamos con un sistema natural, con grados de heterogeneidad y anisotropía más o menos importantes dependiendo de los eventos que lo hayan ido moldeando desde su génesis hasta su estado actual, que resulta ser el único estadio de su desarrollo del que podemos ser testigos directos. En este escenario, para determinar cómo va a comportarse un terreno al interactuar con los dictados mecánicos y físico-químicos de nuestros diseños, debemos realizar siempre el mismo proceso:

- Determinar qué fenómeno queremos analizar (p.ej.: asiento bajo una cimentación superficial, resistencia a tracción de un anclaje, estabilidad de un talud de desmonte, etc.)
- Describir qué variables dependientes e independientes permiten capturar de una forma lo más completa y económica posible todos los rangos de manifestación del fenómeno (lo cual no siempre es posible): la creación de modelos que simulen un determinado fenómeno implica, necesariamente, una simplificación de la realidad en la forma de un reducido conjunto de variables cuya variación que podamos controlar y medir. Por ello, en esta fase del proceso de modelizado tiene una clara vocación de sacrificio de los aspectos que, *a priori*, resulten menos influyentes en el fenómeno estudiado
- Elegir ensayos o experimentos que nos permite averiguar los rangos de variación de esas variables y su interrelación, a ser posible de forma matemática mediante ecuaciones
- Realizar esos ensayos en un número y extensión suficiente como para conocer los valores medios característicos de las variables involucradas y su grado de variabilidad: esta fase resulta crítica, pues invoca una confrontación muy antigua, la existente entre presupuesto y grado de resolución del modelo. A pesar de la existencia de muchas recomendaciones que orientan sobre el

número de puntos de reconocimiento y ensayos que se deben realizar en función de diferentes condicionantes (tipología y responsabilidad de las estructuras de proyecto, características del terreno a priori, topografía, área, etc.), no existe una regla universal para decidir cuál debe ser la extensión de un reconocimiento geotécnico.

Desde el nacimiento de la Geotecnia, el método experimental ha sido uno de los motores de avance más importantes en la Mecánica de Suelos y Rocas, aunque ya fue preconizado por Terzaghi que tras cualquier conclusión basada en la observación debería buscarse su tejido teórico. Sin embargo, como veremos, algunos fenómenos resultan tan complejos que el avance científico y técnico actual no nos permite todavía descubrir los mecanismos teóricos que bajo ellos subyacen. Así, los métodos empíricos si bien no nos permiten desnudar el esqueleto lógico de esos fenómenos si nos permiten comprender como interaccionan entre sí las variables en ellos involucrados. Así, desde principios del siglo XX, ya se comprendió la importancia de cuantificar numéricamente las características de un suelo, lo que introduce en el discurso dos puntos fundamentales: definir variables que proporcionen información sobre las propiedades del suelo por un lado, y dotar de valor numérico a las mismas, por otro.

Si no se realizan reconocimientos geotécnicos adecuados o si los resultados en ellos obtenidos no resultan bien interpretados, el buen término de un proyecto de puede ver comprometido: desvío de plazos y presupuestos, modificaciones de diseños, comportamiento patológico de las estructuras, con problemas que pueden variar desde lo funcional y estético hasta la ruina estructural, afecciones ambientales, etc. Como se muestra cualitativamente en el gráfico siguiente, se puede observar que a medida que vamos dejando atrás las fases de diseño y nos adentramos en las fases constructivas, nuestra capacidad para controlar el presupuesto va disminuyendo. Así, cualquier sorpresa que se esconda en las condiciones del terreno tendrá una mayor repercusión cuanto más tarde la abordemos. Lo ideal sería dedicar nuestros mayores esfuerzos en la fase de diseño geotécnico, para poder ejecutar los métodos de mejora sin espacio para la improvisación:

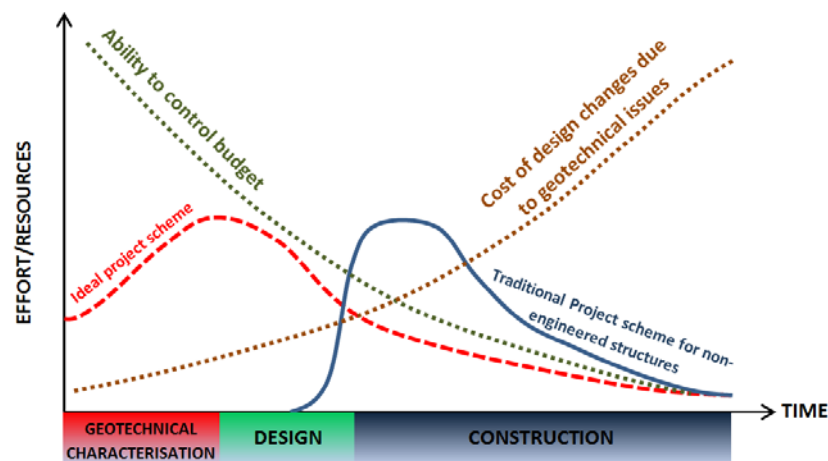


Figura 1-1. Curva adaptada a partir de MacLeamy (2004) para proyectos geotécnicos (Fuente: Ortiz-Palacio et al., 2015)

Aunque esto no significa que debamos ahorrar esfuerzos en optimizar nuestros recursos en la fase de reconocimiento. Como veremos a lo largo del análisis del presente estudio, ante nosotros se abre un campo de investigación en el que progresivamente podremos ir mejorando la capacidad prospectiva métodos de determinación de las características de suelos y rocas más económicos que las técnicas convencionales para que puedan complementarlas o, incluso, sustituirlas en el futuro.

En este contexto, la prospección sísmica se ha convertido en los últimos años en una herramienta cada vez más empleada en los procesos de caracterización mecánica del subsuelo. Así, la obtención in situ de las velocidades de propagación de ondas primarias (v_p) y ondas secundarias (v_s) a través de los diferentes estratos de un determinado emplazamiento es una de las mejores técnicas disponibles para determinar los módulos de baja deformación elástica longitudinal (E_0) y transversal (G_0) del terreno a cada profundidad. El módulo transversal cobra especial relevancia en zonas sísmicas, donde es un parámetro básico para predecir el comportamiento del terreno bajo la acción de un terremoto. Así, muchos códigos sísmicos en el mundo incorporan como preceptiva la determinación de la velocidad media de propagación de las ondas secundarias en los 30 m superiores del terreno ($v_{s,30}$) en el que se está desarrollando un diseño.

Sin embargo, aunque las técnicas de análisis de las velocidades de propagación de ondas sísmicas se han convertido en un parámetro básico para el estudio de microzonificación sísmica, licuefacción, etc., en zonas propensas a sufrir terremotos, en algunos casos resulta complicada su ejecución, por muy diversas circunstancias, entre las que podemos destacar las siguientes:

- En zonas urbanas o en entornos industriales no suele haber excesivo espacio para situar los tendidos o mallas de medida necesarios en geofísica sísmica superficial, que pueden extenderse hasta cientos de metros. Además, si se necesita alcanzar una profundidad de estudio elevada, se tiene que acudir a fuentes de excitación sísmica muy energéticas –como explosivos-, por lo que pueden resultar irrealizables en zonas pobladas.
- Suelen ser ensayos de coste medio-alto en algunas regiones del mundo, por lo que pueden resultar prohibitivos para proyectos sin demasiado presupuesto dedicado a la caracterización geotécnica. Así mismo, en algunas regiones en vías de desarrollo no suele haber disponibilidad de estos equipos e, incluso, existe una falta de experiencia en su ejecución e interpretación (Hanumantharao y Ramana, 2008).

Además, hay que recordar que un número muy importante de estructuras civiles y de edificación construidas durante el siglo XX requieren estudios de conservación, por lo que, entre otros aspectos, se deben evaluar sus condiciones de interacción con el terreno. En muchas de esas estructuras, especialmente en las construidas antes de los años 80, no suelen existir datos de geofísica sísmica, por lo que cualquier tipo de consideración sobre los parámetros elásticos del terreno en profundidad requerirá algún tipo de correlación con otros ensayos que sí se encuentren disponibles entre la documentación de esos proyectos antiguos.

Así, como es bien conocido, en la práctica común de la Mecánica de Suelos y del diseño de cimentaciones, métodos de contención etc., el ensayo de penetración estándar (SPT) es una de las herramientas que ha sido más ampliamente utilizada para la caracterización mecánica del terreno, por lo que suele ser un parámetro de diseño que aparece en muchos proyectos antiguos. Además, existe una amplia literatura sobre la obtención de diferentes parámetros de diseño geotécnico en función del SPT, entre las que se encuentran los intentos de correlación con la velocidad de propagación de las ondas sísmicas secundarias, lo que le hace un buen candidato para poder obtener a partir de él velocidades sísmicas y módulos de deformación.

Pero invirtiendo el orden de las correlaciones, también hay que tener en cuenta que existen ciertos emplazamientos que por su orografía o por las condiciones psicoambientales del entorno (es decir, por el contexto económico, social y físico de una región) puedan resultar inaccesibles con maquinaria SPT. En estos casos, puede ser más sencillo acceder con equipos portátiles de geofísica superficial, que permitan caracterizar terrenos que de otra forma serían inaccesibles y carecerían de información para los diseños proyectados.

En cualquier caso, el desarrollo de fórmulas con buen ajuste entre el SPT y las velocidades v_s y v_p pueden ser de gran utilidad en los dos sentidos de las relaciones:

- Por un lado, permitirá **predecir el SPT** a partir de las velocidades de propagación de ondas v_s y v_p en zonas de poca accesibilidad o en las que se quiera extender el carácter puntual del SPT a un área más amplia de forma rápida y consumiendo el menor número de recursos posibles. Así, algunos de los usos más interesantes de estas correlaciones son los siguientes:
 - Reconocimientos geotécnicos preliminares para fases de prediseño y estimación de presupuestos de ejecución para cimentaciones de proyectos de gran superficie de actuación (parques eólicos, plataformas de ferrocarril de alta velocidad, centrales de energía con equipos pesados, túneles, etc.): en estas fases resulta muy versátil la utilización de campañas de prospección sísmica en tantos puntos como resulte necesario, calibrados mediante un número reducido de sondeos mecánicos.
 - Estimación de parámetros de resistencia al corte de terrenos en lugares de difícil acceso para maquinaria de prospección mecánica (máquinas de sondeos, retroexcavadoras, equipos de penetración dinámica, etc.), o en regiones en vías de desarrollo en los que no exista una gran disponibilidad de máquinas de sondeo, laboratorios, etc., para llevar a cabo campañas geotécnicas más convencionales
- Por otro lado, cuando, por el contrario, sólo se disponga de resultados de ensayos de penetración SPT, tanto en nuevos proyectos como en estudios de ingeniería forense sobre estructuras antiguas, estas técnicas de correlación con ensayos geofísicos puede permitir la **obtención de parámetros elásticos** del terreno que, de otra forma, no estarían disponibles.

Así, un gran número de investigadores está concentrando su Investigación en la búsqueda del nexo de unión entre el SPT y la velocidad v_s (de forma más puntual, algunos autores también se han dedicado al estudio de su relación con la velocidad v_p). En este contexto de estudio se enmarcará la presente investigación.

1.2. Objetivo de la investigación

De forma práctica, para determinar las cualidades mecánicas de un terreno, existen dos campos prácticos principales: la experimentación *in situ* y los ensayos de laboratorio. Estas dos filosofías de trabajo tienen sus ventajas y sus inconvenientes, y

tradicionalmente han sido fases complementarias de un reconocimiento geotécnico. Sin embargo, algunos autores como Monnet (2015) reivindican un mayor protagonismo para los ensayos in situ, que en ocasiones pueden haber sido tachados de poco creíbles por lo que él denomina “científicos académicos de élite”, recordando además que existe una desventaja muy importante en los ensayos de laboratorio: cuando la muestra está a punto de entrar en la célula de alguno de nuestros equipos de laboratorio en un ambiente controlado ha sufrido cambios en sus características que convierten al espécimen en algo diferente a lo que era cuando se encontraba en su localización natural. Además, Monnet incide en la importancia que tienen los reconocimientos in situ no sólo para determinar propiedades que se pueden averiguar también en el laboratorio, sino trascender a sus limitaciones y poder dibujar características de los suelos que de otra forma no serían posibles.

A su vez, dentro de los ensayos de campo existen dos variantes: los ensayos in situ propiamente dichos, habitualmente de tipo invasivo, y los ensayos geofísicos. Los primeros comparten con los ensayos de laboratorio la necesidad de acceder hasta el punto concreto estrato del que queremos extraer información. En el caso de los ensayos in situ, una vez que llegamos a ese punto de ensayo mediante alguna técnica adecuada (perforación de un sondeo, excavación de una calicata, hinca de un elemento de penetración), comenzamos el proceso de ensayo, mientras que en los ensayos de laboratorio nos ocupamos de extraer una muestra de tamaño suficiente de la forma más cuidada posible.

En el caso de los reconocimientos invasivos, el entorno del punto en el que vamos a realizar el ensayo o la extracción de muestra habrá sido perturbado, en mayor o menor medida en función de la técnica de prospección empleada, por lo que nos encontramos ante una cierta encrucijada en cuanto a la desviación esperable del comportamiento del terreno no perturbado frente al realmente ensayado.

Así, en las últimas décadas ha sufrido un gran desarrollo la utilización de métodos no invasivos denominados geofísicos, que aunque no tienen muchas veces el grado de resolución de los ensayos invasivos, sí nos permiten por el contrario asegurar que el terreno investigado no se encuentra perturbado artificialmente por nuestra presencia. Aunque con múltiples variaciones en las características de los equipos, en los métodos de ejecución, etc., los métodos geofísicos suelen tener una base conceptual común: consisten, esencialmente, en la producción de una perturbación (mecánica o eléctrica, habitualmente) en el terreno que se desplazará en forma de energía desde un punto emisor hasta uno o varios receptores adecuadamente situados. Esta energía (eléctrica o sísmica en el caso de algunas de las técnicas más habituales) tendrá más o menos dificultad para viajar a través de cada estrato en función de la impedancia al paso de la misma. Teniendo en cuenta que las condiciones de ensayo producen cambios en el terreno prácticamente despreciables, se puede considerar que las medidas se realizan

en condiciones perfectamente inalteradas, cosa que no ocurre cuando se emplean técnicas invasivas.

El objetivo, pues, de la presente investigación será determinar una metodología de obtención de correlaciones $SPT-v_p$ y $SPT-v_s$ con el mejor grado de ajuste posible y con un carácter universal y extrapolable a cualquier emplazamiento que nos permitan realizar predicciones con la mejor resolución posible de unos u otros parámetros.

1.3. Metodología

En la Mecánica de Suelos ha existido, históricamente, una tendencia muy importante a ampliar el rango de utilización de ciertos ensayos que originalmente habían sido concebidos para unas condiciones muy concretas. Esta vocación de adaptación está relacionada con aquellos ensayos que por su facilidad y economía de ejecución o por lo extendido de su uso han recibido más atención por parte de los especialistas. Así, esta adaptación ha resultado en muchas ocasiones precipitada, invirtiendo el orden ideal de creación de un ensayo. Este esquema sería el de analizar en una primera fase los fundamentos teóricos del funcionamiento de un determinado ensayo en unas condiciones concretas para así poder prever en qué otros campos podría ser utilizado con un éxito comparable y en qué otros puede no tener ninguna utilidad. Sin embargo, en muchos casos, el orden se ha invertido: se ha empleado el ensayo fuera de sus parámetros de utilización originales y con los resultados obtenidos se ha tratado de entender si los resultados obtenidos son útiles, muchas veces comparando magnitudes descriptivas del comportamiento de un terreno con muy poca interrelación aparente.

Quizás uno de los paradigmas más significativos de este hecho lo constituye el ensayo de penetración estándar o ensayo SPT. Aunque desde las primeras décadas de su utilización racional se comprobó que era una herramienta bastante adecuada para predecir el asentamiento de cimentaciones sobre arenas limpias, su uso se ha extendido a cualquier tipo de terrenos, siendo una tendencia hoy en día todavía vigente correlacionar directamente el SPT y la resistencia a corte sin drenaje (c_u) en suelos cohesivos. Muchos autores han descrito en sus investigaciones la conexión entre el SPT y la resistencia al corte sin drenaje en arcillas (Braga et al., 1999; Sanglerat, 1972), junto a otros que han tenido en cuenta la influencia de la plasticidad en su relación (Aizawa y Sasaki, 1995; Stroud, 1974), lo que ya preconiza la importancia de la estrategia de estudio de multivariable de la resistencia en suelos cohesivos. Mientras estas relaciones han sido tradicionalmente identificadas como poco aproximadas (Kulhawy y Mayne, 1990) o directamente no recomendables (Mayne et al., 2001), nuevos acercamientos al problema desde ópticas multiparamétricas (a través de

regresión lineal convencional o de redes neuronales artificiales) están mostrando resultados más prometedores (Abdulabbas y Bind; Wair et al., 2012). La presente tesis pretende unirse a estos últimos esfuerzos a través de una metodología alternativa, como es la del análisis dimensional.

Desde el punto de vista mecánico, en un suelo nos interesan dos propiedades fundamentales para comprender la interacción que tendrá con nuestras estructuras: por un lado, necesitamos conocer su resistencia y, por otro, su rigidez.

Como se describirá en los siguientes capítulos, los métodos sísmicos serán capaces de capturar las características de rigidez del suelo, mientras que el ensayo SPT estará relacionado de forma híbrida con la resistencia a rotura así como con la rigidez del suelo reconocido. Veremos que para relacionar ambas metodologías necesitaremos realizar un estudio multivariable que sea capaz de integrar todas estas propiedades.

El análisis dimensional es una técnica que permite el estudio de fenómenos complejos, en ocasiones de difícil modelización, en los que existen muchas variables o, incluso, puede que algunas de ellas no son conocidas. Esta metodología permite reducir el número de variables del problema a un conjunto más restringido de variables adimensionales que, por el principio de similitud, nos permitirán realizar comparaciones entre ensayos realizados a diferentes escalas y con diferentes equipos.

1.4. Estructura de la tesis

Esta investigación se ha desarrollado en tres etapas, con objetivos bien definidos en cada una de ellas:

- Primera etapa: se describirán los fundamentos teóricos sobre los mecanismos constitutivos de los fenómenos de la resistencia del terreno a la penetración dinámica (capítulo 2) y de la forma de propagación de las ondas sísmicas a través de dichos suelos (capítulo 3), analizando qué técnicas de medición de dichas velocidades podemos utilizar de forma práctica (capítulo 4). Esta primera fase del estudio permitirá descubrir cuáles son los nexos de unión entre el SPT y las velocidades v_p y v_s , lo que justificará el estudio de su correlación. Además, a lo largo de estos tres capítulos se realizará un recorrido por la génesis histórica de cada uno de los métodos, lo que ayudará a comprender algunas de las limitaciones de las que adolecen, en algún caso, en la actualidad.
- Segunda etapa: se analizará de forma amplia el estado sobre el conocimiento actual de las técnicas de correlación entre el SPT y las velocidades v_p y v_s

(capítulo 5), lo que permitirá dilucidar cuáles son los mejores enfoques así como las principales dificultades que diferentes autores se han encontrado durante su desarrollo.

- Tercera etapa: tras una descripción del entorno geológico-geotécnico de los tres emplazamientos en los que se han obtenido los datos de SPT, geofísica sísmica y ensayos de laboratorio empleados en la presente investigación (capítulo 6), se procederá a su análisis estadístico (capítulo 7). Primero se acometerá un estudio de regresión potencial simple, relacionando $SPT-v_p$ y $SPT-v_s$ por separado, para, a continuación, comenzar un tratamiento multivariable a la luz del análisis dimensional en el que intervengan otras variables explicativas de la relación, como la presión efectiva vertical, el índice de poros, la densidad de partículas del suelo, etc.

En el capítulo 8 se condensarán, finalmente, algunas de las ideas principales que se pueden extraer del análisis de esta investigación, proponiendo finalmente algunas de las líneas de investigación más interesantes para el futuro.

Capítulo 2. El ensayo de penetración estándar (*Standard Penetration Test, SPT*)

2.1. Introducción

El ensayo de penetración estándar (*Standard Penetration Test, SPT*) consiste en la hincada mediante golpeo sobre el fondo de avance de un sondeo de un elemento tubular bipartido longitudinalmente con un elemento roscado (zapata) en uno de sus extremos con forma troncocónica de sección abierta (este elemento tubular y su zapata suelen tomar el nombre de “tomamuestras estándar” o “cuchara SPT”). En ocasiones, para suelos de partículas excesivamente gruesas en comparación al diámetro del tomamuestras, se podrán emplear puntas macizas cónicas, como describiremos más adelante en este capítulo.



Figura 2-1. Ejemplo de tomamuestras SPT utilizado en España (Fuente: fotografía del autor, utilizada por cortesía de Eptisa, Servicios de Ingeniería, S.L..)



Figura 2-2. Ejemplo de tomamuestras SPT utilizado en México (Fuente: fotografía del autor, utilizada por cortesía de MS-Enertech)

Las características geométricas de dicho tomamuestras, así como la preparación del sondeo, la energía de golpeo y la maquinaria utilizada en la hincada se encuentran estandarizadas mediante diferentes normativas, con características algo diferentes dependiendo del país que las haya emitido (entre las que se pueden mencionar, sin ser exhaustivos, la estadounidense ASTM D1586-11, la española UNE-EN ISO 22476-3:2006, la japonesa JIS A 1219:2013, etc.). Estas normativas, junto a las costumbres y usos locales de ejecución del ensayo en diferentes partes del mundo, presentan diferencias –desde algunas variaciones sutiles hasta diferencias de gran calado– que hacen que, realmente, no exista un método de penetración SPT realmente estándar. Esto, como veremos a lo largo de esta investigación, implica que cualquier intento de determinación de correlaciones universales entre el SPT y cualquier otro parámetro geotécnico tiene que pasar por una correcta medición de la energía realmente empleada en el proceso de hincada. Esta circunstancia ya fue reconocida desde las primeras décadas de utilización generalizada de este ensayo, con Burmister (1948) acometiendo el primer estudio de conversión de resultados entre dos ensayos de penetración de características geométricas y energéticas diferentes. Su enfoque inicial, junto con el de otros autores en décadas sucesivas que fueron refinando más el concepto, será descrito en el apartado 2.3.

En su forma actual, el ensayo supone habitualmente la hincada del tomamuestras estándar una longitud de 45 cm mediante el golpeo sucesivo de una masa (denominada martillo) de 623 N de peso cayendo libremente desde una altura de 76 cm sobre una cabeza sufridera roscada sobre un sistema de varillaje, que a su vez se encuentra conectado en su extremo inferior a dicho tubo tomamuestras. Durante el ensayo, se medirá el número de golpes necesario para hincada el tomamuestras en tramos de 15 cm, siendo el resultado del ensayo un valor N igual a la suma de los

golpes empleados para la segunda y tercera penetración (dicho valor N puede aparecer denominado en la literatura como N_{SPT} o *SPT-N*).



(a)



(b)



(c)

Figura 2-3. Ejemplos de diferentes sistemas de golpeo: (a) Martillo automático en Llerana (Cantabria). (b) Martillo de seguridad izado con soga y cabrestante en Coatzacoalcos (México). (c) Maza tipo pinweight en Jaramillo (Argentina) (Fuente: fotografías del autor, utilizadas por cortesía de: (a) Cachorro Perforaciones; (b) y (c) MS-Enertech)

La forma en la que se ejecutan hoy en día estos ensayos a lo largo del mundo está muy condicionada por la evolución histórica del SPT desde su nacimiento hasta nuestros días. Como veremos, algunas de las decisiones tomadas en el pasado todavía tienen repercusión en las características del ensayo en la actualidad así como en las diferencias entre las variadas técnicas y maquinaria de ejecución del mismo, por lo que nos extenderemos algo más en su estudio histórico, haciendo hincapié en su diferente evolución en diferentes lugares del mundo, en el apartado 2.3.

El gran interés que suscita el ensayo de penetración estándar, SPT, en el ámbito de la mecánica de suelos se debe a que resulta, con diferencia, el más utilizado de los ensayos de caracterización geotécnica *in situ*, por estas razones principales (Clayton, 1995; ASTM D1586-11):

- Sencillez de ejecución
- Bajo coste
- Facultad de cuantificar de forma indirecta la competencia de un terreno
- Capacidad de obtener una muestra del terreno ensayado que, aunque alterada, puede ser apta para identificar y clasificar el suelo así como obtener otros parámetros de identificación del mismo (humedad, granulometría, etc.).
- Disponibilidad de una amplia literatura geotécnica donde existen múltiples fórmulas de correlación con otros parámetros constitutivos del terreno (densidad, ángulo de rozamiento interno, cohesión, etc.) o que integran el SPT en modelos de cálculo de cimentaciones u otras estructuras geotécnicas.

Kovacs y Salomone (1982) ya indicaban a principios de los años 80 que, por entonces, entre un 80 y un 90 por ciento de los diseños convencionales de cimentaciones se llevaban a cabo con la información suministrada por el SPT. Por la experiencia del autor, hoy en día se sigue utilizando el SPT como parámetro de entrada de diseño en un gran número de proyectos geotécnicos.

A continuación revisaremos la evolución histórica del ensayo desde su concepción inicial hasta nuestros días, comenzando con una breve reseña sobre el transcurso histórico de los ensayos de penetración en general. Posteriormente, abordaremos el estudio energético del ensayo, para comprender qué mecanismos constitutivos del terreno rigen el resultado del mismo. Así, estaremos en condiciones de comprender cuáles son los parámetros del terreno que dominan en común su comportamiento así como el de la propagación de ondas sísmicas internas: veremos a lo largo de la presente investigación cómo ambos mecanismos físicos dependen fuertemente de las condiciones elásticas del terreno, con la diferencia de que en el caso del SPT el escenario de deformación es de alta distorsión, mientras que en los fenómenos sísmicos el contexto de propagación es de baja distorsión, lo que, a priori, hace al SPT

un buen candidato para ser utilizado como variable predictiva de la velocidad de propagación de ondas primarias y secundarias (cuyos fundamentos teóricos y formas prácticas de medición centrarán los capítulos 3 y 4).

2.2. La génesis de los ensayos de penetración *in situ* como técnica de prospección geotécnica

Comparando las técnicas de investigación mediante penetración con el uso de prospecciones mediante perforación, puede observarse que la aparición de las primeras es mucho más reciente. Así, la perforación de sondeos y la obtención de muestras profundas del terreno para investigar sus características ya habían sido utilizadas desde la antigüedad, con evidencias de la aplicación de perforación a percusión en China hace unos 2.000 años (Flodin y Broms, 1981; Palmer, 2009). Posteriormente, en el siglo XVII, se registraron perforaciones superiores a 1 km (Flodin y Broms, 1981). Un siglo después se desarrolló una herramienta de perforación helicoidal en Inglaterra que, exportado su empleo a Suecia, se identificaría como “la barrena de tierra inglesa” (“*English earth auger*”). A punto de terminar el siglo XIX el uso de estos útiles se encontraba ya muy extendido, hasta el punto de que hubo varios autores de la época que los recopilaron en diversos manuales, como ilustra, por ejemplo, la Figura 2-4:

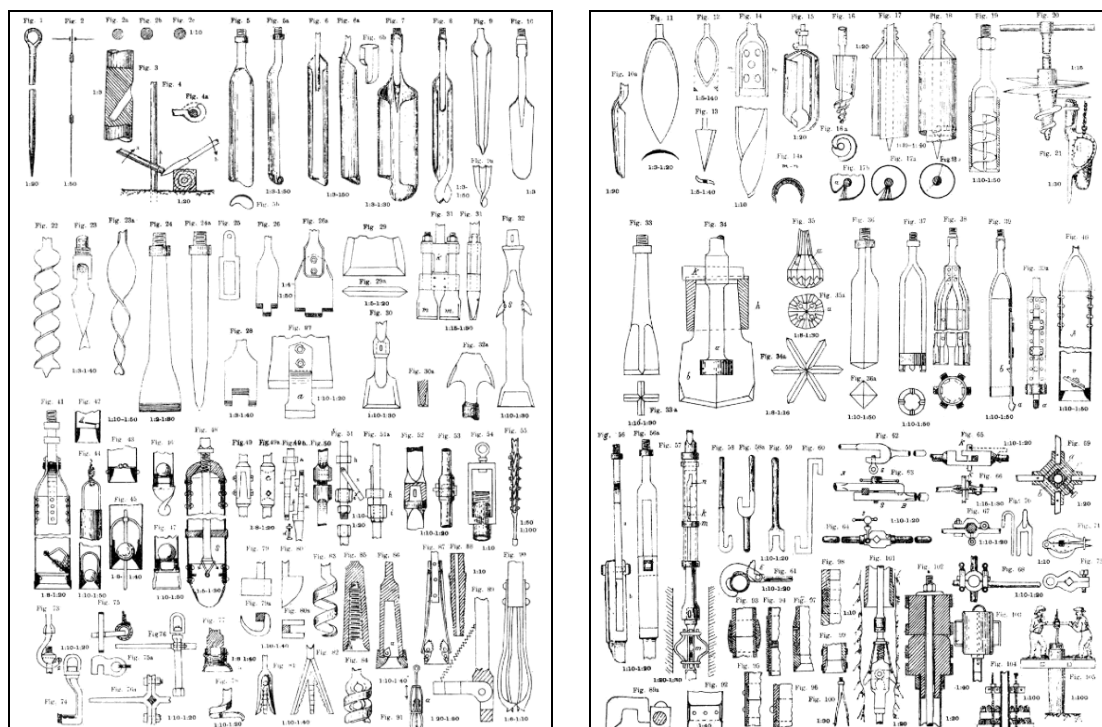


Figura 2-4. Catálogo de equipos tomamuestras y útiles de perforación en el siglo XIX según Strukel (1895), en Flodin y Broms (1981)

Por otro lado, a la hora de determinar cuáles son los vestigios más primigenios de los ensayos de penetración *in situ*, algunos autores señalan el tratado “El arte de edificar” (*“De re aedificatoria”*) de Leon Battista Alberti (1.404-1.472) como el primer registro histórico de una voluntad expresa de utilizar un elemento rígido de penetración como elemento de reconocimiento del terreno (Sheehan et al., 2005), mientras que otros vislumbran en las obras sobre ingeniería militar de Konrad Kyeser (1.366-posterior a 1.405) unos indicios de que ciertas herramientas helicoidales en ellas descritas pudieran tener entre sus objetivos reconocer la competencia del terreno (Palmer, 2009). Sin embargo, la primera forma racional de ensayo de penetración hay que buscarla en una época más reciente: en 1.846, el ingeniero francés Collin desarrolló un útil de penetración en forma de aguja para estimar la cohesión de diversos tipos de suelos arcillosos (Abu zeid et al., 2013; Sanglerat, 1972). A partir de esa fecha, muchos otros tipos de penetrómetros han sido desarrollados tanto en las variantes dinámica como estática. De forma ilustrativa, a continuación se describen algunos de los más empleados:

- **Equipos portátiles:**

- Penetrómetros de cono dinámico ligero (Light Dynamic Cone Penetrometers, DCP): este tipo de instrumentos ligeros de ensayo resistente aparecieron en su forma más primitiva en el siglo XVII (Burnham y Johnson, 1993), pero la primera implementación moderna del concepto fue realizada por (Scala, 1956). Muy pronto, muchos investigadores comenzaron a desarrollar correlaciones entre los resultados de esta técnica y otros parámetros resistentes, como el CBR, la resistencia a compresión simple, la resistencia al corte, etc. (Jones y Harvey, 2005; Luo et al., 1998; Scala, 1956). En algunos países, con variaciones en su geometría y masa de golpeo, se han implementado normativas para estos equipos, como ilustra la Figura 2-5.

Aunque son equipos que pueden ser fácilmente transportados y con un coste por ensayo bastante reducido, presentan algunas desventajas: su naturaleza manual introduce incertidumbre en los resultados de penetración, ya que la energía entre golpes puede variar de una forma más amplia que en otros ensayos más automatizados. Además, no puede utilizarse si aparecen costras duras o capas muy densas o con gravas.

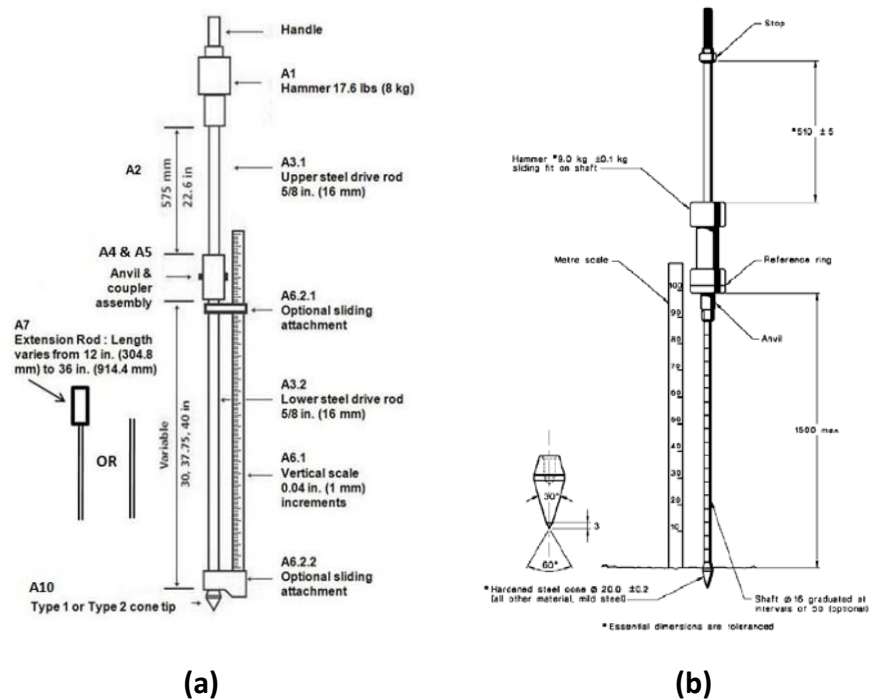


Figura 2-5. Penetrómetros de cono dinámico (a) según la norma australiana AS 1289.6.3.2 y (b) según la ASTM D6951

- Penetrómetro de sonda lastrada (*Swedish Weight Sounding, SWS*): este equipo ligero fue desarrollado por la Comisión Geotécnica de los Ferrocarriles del Estado de Suecia como un Sistema versátil y de bajo coste de ensayo in situ (Habibi et al., 2007). Consiste en una varilla con punta con hélice, hincada manualmente a diferentes profundidades bajo diferentes cargas estáticas (Orense et al., 2014). Durante el ensayo, se mide la penetración bajo esas cargas estáticas así como el número de semivuelts de punta que hay que ejecutar tras la fase estática para conseguir que la punta penetre una cierta longitud en el terreno (en su descripción original, descrita por Massarsch (2014) a partir de Olsson (1915), la sonda se lastraba inicialmente con la “fuerza de un hombre”, para a continuación añadirse una masa hasta llegar a unos 100 kg y medir la penetración conseguida con 25 medias vueltas de la punta). En la Figura 2-6 se muestra una imagen del ensayo en su forma primitiva:



Figura 2-6. Uso del penetrómetro de sonda lastrada hacia 1925 (Fuente: Massarsch, 2014)

Aquí existen diferentes variantes: en el caso de la versión del ensayo contenida en la UNE-ENV 1997-3:2002, se mide el número de semivuelatas de la punta para una penetración de 20 cm. Otros autores, como Tsukamoto et al. (2004) miden el número de semivuelatas para conseguir una penetración de 1 m (ver la Figura 2-8). Estos parámetros se pueden convertir a un registro SPT o CPT equivalente. Aunque con este equipo se pueden realizar ensayos rápidos y de poco coste, incluso para evaluación de potenciales de licuefacción, sin embargo existen algunas desventajas significativas del método. En especial, el rozamiento con el suelo del varillaje suele producir importantes desviaciones en los resultados. Además, en suelos blandos suele tener muy poca resolución (Orense et al., 2014; Tanaka et al., 2012). Su uso viene recogido normativamente por la UNE-ENV 1997-3:2002, que presenta el esquema de normalización de punta mostrado en la Figura 2-7:

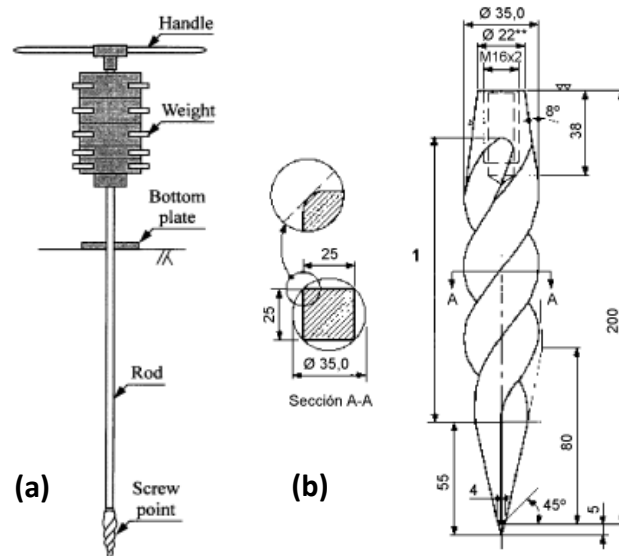


Figura 2-7. (a) Alzado del sistema de lastre y mango de giro y (b) sección y alzado de la punta de un penetrómetro de sonda lastrada (Fuentes: (a) Tsukamoto et al. (2004) y (b) UNE-ENV 1997-3:2002)

Esta normativa indica que su utilización en suelos cohesivos está restringida a aquellos casos en los que existan ensayos previos en el entorno de ensayo, siendo este ensayo más idóneo para la caracterización mecánica de suelos arenosos. Algunas de estas correlaciones aparecen recogidas por Tsukamoto et al. (2004):

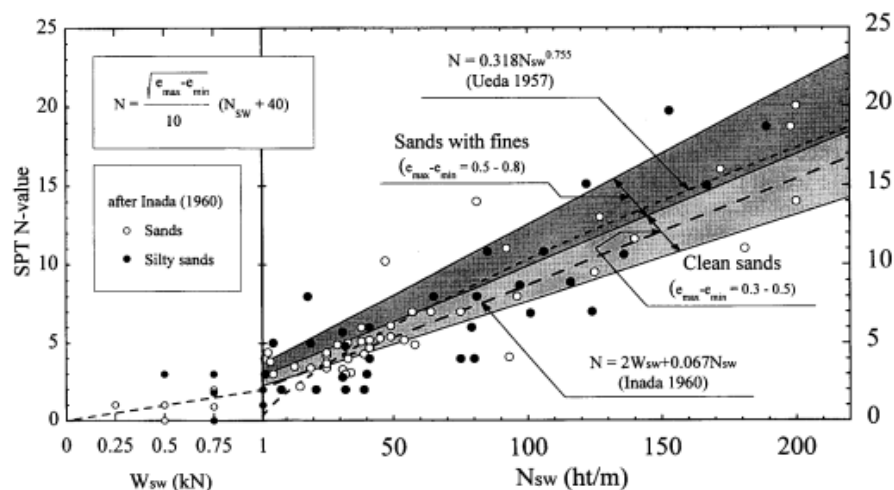


Figura 2-8. Correlaciones entre el SPT y el resultado del ensayo de penetración de sonda lastrada N_{sw} (sus unidades son semivuelts/m, es decir ht/m, half-turn per meter) (Fuente: Tsukamoto et al., 2004)

El concepto de realizar penetración con elementos de punta en hélice no era nuevo. Además de haber sido documentados por Kyesser en el siglo XIV, instrumentos de este tipo ya habían sido preconizados por algunos bocetos de Leonardo Da Vinci en el Renacimiento (Massarsch, 2014).

- Penetración de sonda atornillada (*Screw Driving Sounding, SDS*): recientemente desarrollada en Japón (Orense et al., 2014), esta versión mejorada del sistema de sonda lastrada (*SWS*) resuelve algunos de los problemas del sistema original –implementando un sistema de medición de la fricción durante el ensayo de penetración- y automatiza la ejecución del ensayo –minimizando así la influencia del operador como fuente de desviaciones en los resultados del ensayo-. Un ejemplo de esta instrumentación se muestra en la Figura 2-9:



Figura 2-9. Equipo de penetración mediante sonda atornillada (*Screw Driving sounding, SDS*) (Fuente: Orense et al., 2014)

- Otros equipos ligeros: En Kianirad (2011) se puede encontrar una lista bastante exhaustiva de otros equipos ligeros de penetración, como el *Airfield Cone Penetrometer*, el dispositivo de control de compactación rápida (*Rapid Compaction Control Device*), etc. También están teniendo bastante aceptación otros equipos desarrollados recientemente, como el Sistema de Caracterización Rápida de Suelos (*Rapid Soil Characterisation System, RapSochs*), que están recibiendo mucha atención en la literatura geotécnica especializada, de forma que se está

ampliando mucho sus posibilidades de uso gracias a la multitud de experiencia disponibles con estos instrumentos (Gamache et al., 2009).

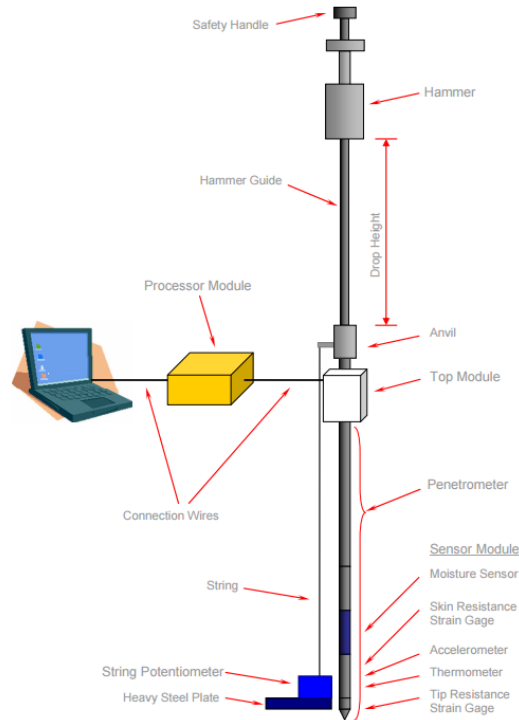


Figura 2-10. Esquema conceptual del funcionamiento del sistema Rapsochs (Fuente: Kianirad, 2011)

En la Figura 2-15 propuesta por Mayne (2013) se presenta una interesante recopilación de algunos de los ensayos de los penetración más comunes, junto a otras sondas o instrumentos de mecanismos diferentes al de penetración.

- **Equipos pesados:**

- Penetrómetro estático (CPT) y piezocono (CPTU): como relata Massarsch (2014), el mecanismo de hincar por presión una varilla de punta cónica en terrenos blandos ya había sido utilizado por Olsson en 1915 para estimar la resistencia de suelos cohesivos blandos. Posteriormente, a principios de los años 30 Barentsen (1936) desarrolló un aparato manual capaz de medir la presión que oponía el terreno sobre el cono mediante un sistema hidráulico que discurría por el interior del varillaje. Este aparato sería conocido como el Cono Holandés, que sería el precedente del actual equipo de penetración de

El ensayo de penetración estándar (*Standard Penetration Test, SPT*)

como estático o *CPT*. Este diseño inicial sería progresivamente mejorado, aumentando su capacidad de empuje a unas 10 t hacia 1935, o, especialmente, con el diseño de un manguito independiente de la punta capaz de medir el rozamiento lateral durante la penetración por parte de Begemann (1965).

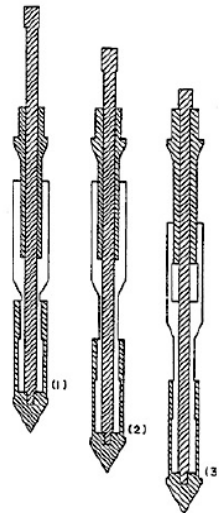


Figura 2-11. Sistema de cono de penetración con manguito de Begemann (Fuente: Massarsch, 2014)

Posteriormente, en los años 70 se equipó el cono de penetración con sensores de presión intersticial, por lo que el sistema pasó a ser denominado “piezocono” (*CPTU*). De esta forma se pudieron realizar ensayos de disipación que, en última instancia permitían, además de determinar la competencia de los materiales atravesados, determinar la permeabilidad en suelos finos.



Figura 2-12. Equipo actual CPTU realizando ensayos en Getafe

El ensayo de penetración estándar (*Standard Penetration Test, SPT*)

- Penetrómetros dinámicos continuos: Stefanoff et al. (1990) distinguieron entre cuatro tipos de ensayos de penetración dinámica de una punta cónica maciza (*Heavy DCP*), que son:
 - Penetración dinámica ligera (*Deep Probing Light, DPL*)
 - Penetración dinámica media (*Deep Probing Medium, DPM*)
 - Penetración dinámica pesada (*Deep Probing Heavy, DPH*)
 - Penetración dinámica superpesada (*Deep Probing Super Heavy, DPSH*)

En este tipo de ensayos (siendo especialmente popular el *DPSH*, como el que se muestra en la Figura 2-13) se mide el número de golpes necesario para penetrar una determinada longitud (20 cm en el caso del *DPSH*). Aunque este tipo de ensayos no suelen tener formulaciones específicas de diseño geotécnico, existen múltiples estudios de correlación entre el resultado de este ensayo y el SPT, principalmente (ver, por ejemplo (Abuel-Naga et al., 2011); Ashfield et al. (2013).



Figura 2-13. Equipo DPSH realizando ensayos en Poza de la Sal (Burgos)
(Fuente: Fotografía del autor, utilizada por cortesía de Eptisa Servicios de Ingeniería, S.L.)

- **Equipos específicos para suelos muy blandos (penetrómetros de flujo):**

Este tipo de ensayos permiten tener una mejor resolución de las variaciones en las características mecánicas de suelos cohesivos muy blandos que con otros métodos no se puede conseguir (por ejemplo, Nakamura et al. (2009) señalan una sensibilidad mínima de registro de resistencia en punta del CPT de 35 kPa, lo que de forma simplificada se corresponde con una resistencia al corte sin drenaje mínima medible de 3.5 kPa, lo que puede resultar insuficiente en diseños sobre suelos muy blandos). Así, este tipo de ensayos utilizan el concepto de introducir un elemento de penetración (con una determinada geometría de suficiente sección de ataque) dentro del suelo a estudiar, registrando a cada profundidad la oposición del terreno a la hincada en condiciones de flujo dinámico. Los principales ensayos de esta categoría son:

- Ensayo de barra T (*T-Bar Penetration test, TPT*)
- Ensayo de bola (*Ball Penetration Test, BPT*)



(a)



(b)

**Figura 2-14. Elementos de penetración del ensayo (a) TPT y (b) BPT
(Fuente: Brouwer, 2007)**

Como indica Brouwer (2007), una gran ventaja de este tipo de instrumentos frente a los piezoconos, además de su mayor sensibilidad, es que la relación que se puede establecer entre la presión neta sobre el elemento de penetración y la resistencia al corte del suelo tiene una solución exacta a partir de un modelo de comportamiento de flujo plástico.

En resumen, se ha descrito cómo durante más de un siglo se han inventado y desarrollado todo tipo de aparatos de medición de diferentes características del terreno, incluyendo tanto instrumentos para su utilización en campo como máquinas de toda clase para su empleo en laboratorio. Aunque hoy en día existen técnicas cada vez más complejas, con equipos multi-instrumentados (como algunos de los que

hemos repasado anteriormente), su precio y complejidad de manejo y de análisis los suele relegar a un segundo plano en trabajos de geotecnia más convencionales. Así, a pesar de que ensayos como el dilatómetro o el CPT pueden dar lugar a caracterizaciones de terrenos in situ de alta potencia descriptiva, sin embargo es más común encontrarse con ensayos más susceptibles de sufrir variabilidad como el SPT, pero de gran sencillez operativa y, especialmente, con una historia de formulaciones y correlaciones muy amplia.

Field In-Situ Geotechnical Test Methods

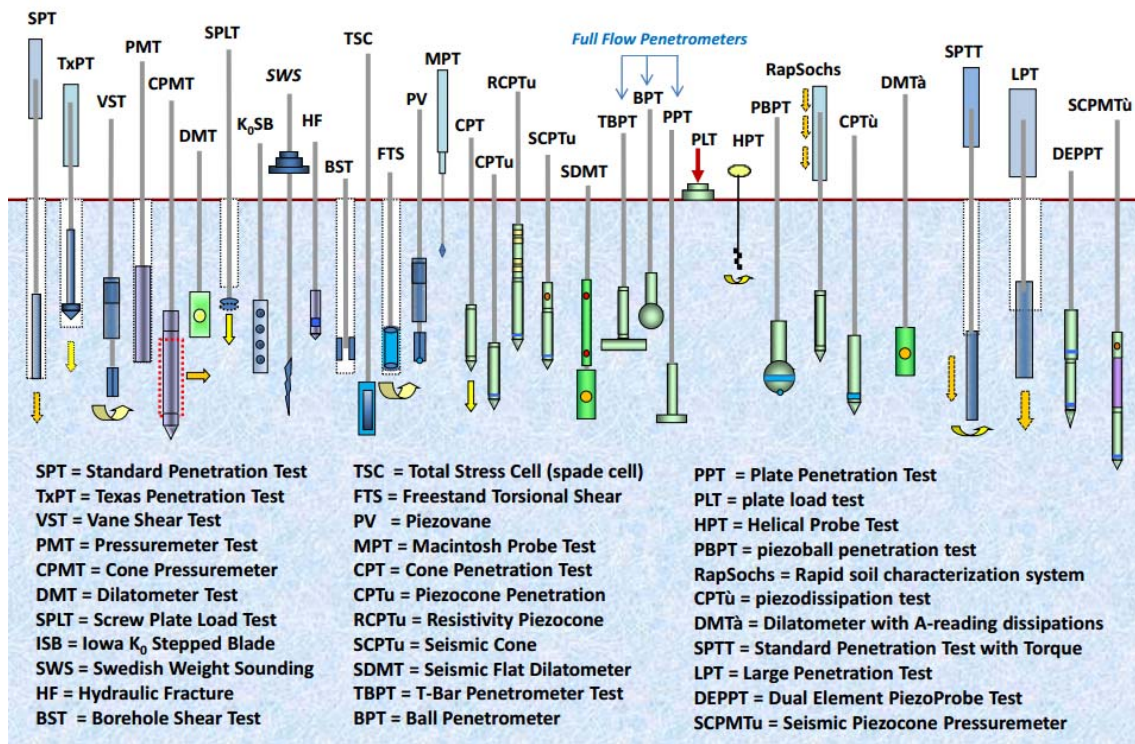


Figura 2-15. Resumen gráfico de diverso instrumental de ensayos in situ de terrenos, incluyendo varios de aparatos de penetración (Fuente: Mayne, 2013)

Dentro de los campos del diseño en ingeniería civil y edificación, el *SPT* es quizás uno de los que más intensamente utiliza correlaciones es el diseño geotécnico, lo que en ocasiones ha supuesto dar por válidos unos resultados que poco o nada tienen que ver con los de nuestro terreno. En el siguiente apartado estudiaremos este ensayo más en profundidad.

2.3. Evolución del *SPT* desde su origen hasta la actualidad

2.3.1. La génesis de los ensayos de recuperación en seco de muestras por golpeo

Como relatan varios autores (Fatherree, 2006; Ibáñez, 2009; Sanglerat, 1972; Terzaghi y Peck, 1967), alrededor de 1.902, Charles R. Gow (ver Figura 2-16.b), a la sazón propietario de la compañía constructora *Gow Construction Co.* de Boston (EEUU), comenzó a realizar sondeos de investigación en seco (hasta entonces, las muestras de suelo se recuperaban con chorros de agua que impulsaban la muestra hasta la superficie, completamente alterada) Para ello creó un tomamuestras de 2.5 cm de diámetro, que se hincaba en el terreno por sucesivos golpes de un martillo de 50 kg. Su interés era conseguir ayudar a estimar el coste de la excavación a mano de cajones con fondo en campana (ver Figura 2-16.a) –denominados *Gow Caissons*- (Fletcher, 1965; Mohr, 1966). Una sección longitudinal de este primer diseño se muestra en la figura Figura 2-17.

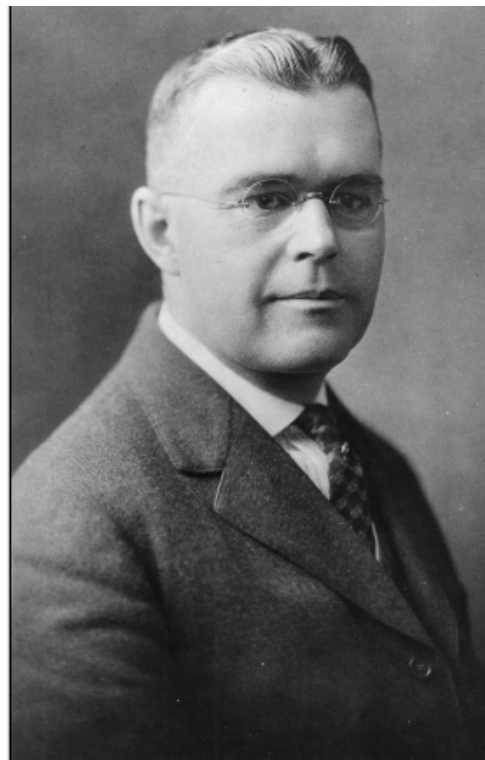
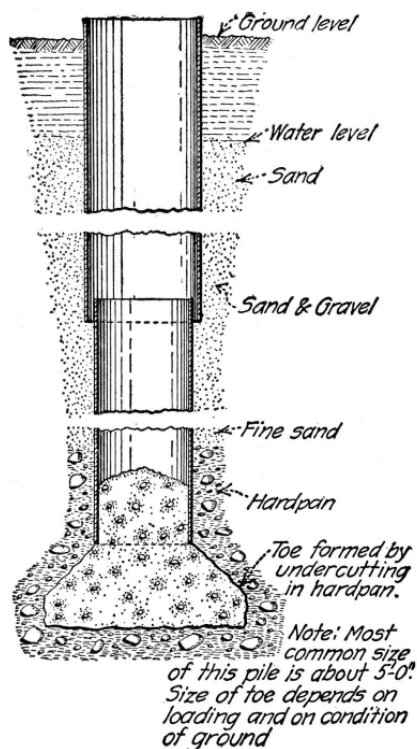


Figura 2-16: (a) Cajones a presión de Gow, junto a (b) su retrato fotográfico (Fuente: Rogers, 2009)

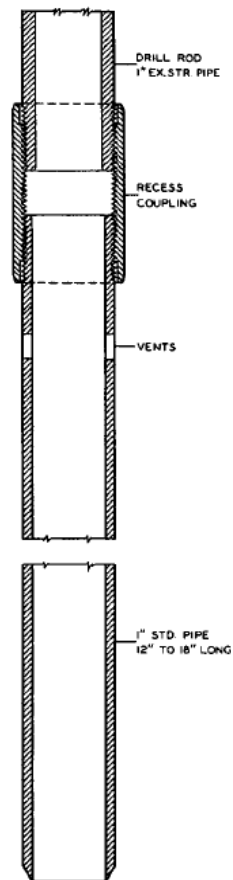


Figura 2-17: Tubo de hinca de Gow (Rogers, 2006)

Desde el principio de su empleo se apreció como una de las grandes ventajas del sistema que, además de la propia información sobre la resistencia del terreno que proporcionaba, fuera capaz de proporcionar muestras de suelo razonablemente poco alteradas que la perforación con agua no permitía obtener. Con el paso de los años se incluyeron algunas mejoras, como válvulas de vacío para evitar la pérdida de las muestras durante el izado a superficie del tubo. Posteriormente, en los años 40 el tomamuestras tomó una forma más parecida a la que conocemos actualmente, con la capacidad de recuperar muestras de hasta 34.9 mm, lo que se conoció como el Tomamuestras Raymond (Herle, 2004): en 1922, la empresa de Gow fue comprada por la Raymond Concrete Pile, donde L. Hart y G.A. Fletcher desarrollaron la idea primigenia de Gow, creando un tubo de hinca bipartido (es decir, un tubo cilíndrico con cabeza dividido en dos mitades longitudinalmente, que eran unidas por una zapata troncocónica roscada) de dos pulgadas de diámetro exterior, según muestra la siguiente Figura 2-18:

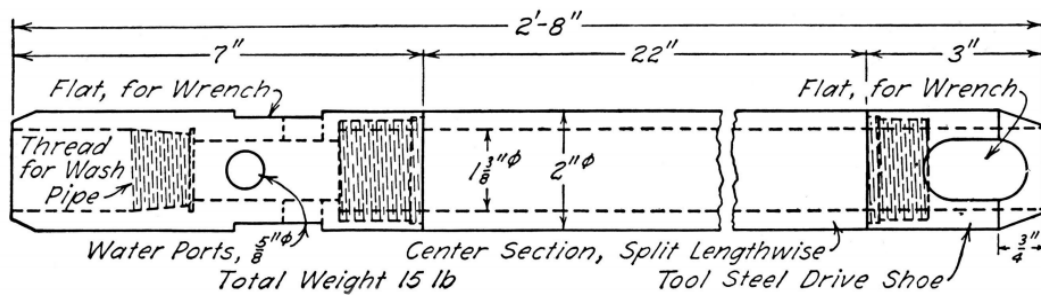


Figura 2-18: Tomamuestras de la Raymond Concrete Pile, desarrollado en 1927 por Hart y Fletcher (Fuente: Rogers, 2009)

Sería la compañía *Sprague & Henwood* la que en los años 40 fabricaría el tomamuestras Raymond, junto a otros tomamuestras, como el de Moran y Proctor. Este diseño fue desarrollado en 1939 en Nueva York –donde sería bastante empleado por su menor alteración del terreno, hasta la popularización definitiva del tomamuestras estándar-. Permitía recuperar muestras de 76.2 mm de diámetro, superiores al Raymond, con el que se obtenían muestras de tan solo 34.9 mm (su corte longitudinal se muestra en la Figura 2-19). Además, se utilizaba una mayor energía de hinca.

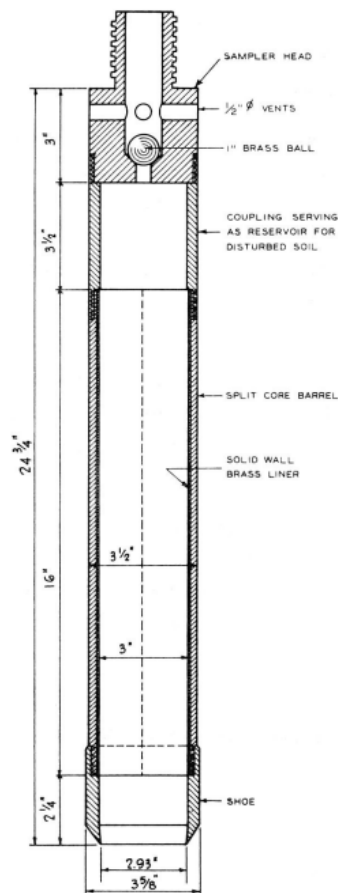


Figura 2-19: Tomamuestras de Moran y Proctor (Fuente: Rogers, 2009)

El ensayo de penetración estándar (*Standard Penetration Test, SPT*)

El camino a la estandarización del sistema de ensayo daría sus primeros pasos cuando Harry Mohr junto a Fletcher midieron por vez primera cuántos golpes se requerían con un martillo de 140 libras (63.5 kg) con una altura de caída de 30 pulgadas para hincar el tubo 12 pulgadas (unos 30.5 cm), lo que años después se conocería como el valor SPT sin corregir (lo que en la presente investigación denominaremos como N_{SPT} o, simplemente, como N, siguiendo dos de las nomenclaturas más utilizadas para denotar el resultado de este ensayo). Es decir, el sistema tenía una energía potencial de 480 J por cada golpe.

Esta combinación de masa y altura de caída no fue una elección aleatoria: en esos primeros años de utilización del ensayo, el mismo era realizado mediante dos hombres que realizaban el izado de la masa a mano. De forma práctica se comprobó que la masa media de los martillos de golpeo utilizados se encontraba, precisamente, en las 140 libras, mientras que la altura habitual a la que podían elevar dichos martillos en un solo movimiento de tracción de soga con los brazos era de unas 30 (Clayton, 1995).

El montaje de uno de los primeros intentos de estandarización del sistema de ensayo se muestra en la siguiente Figura 2-20:

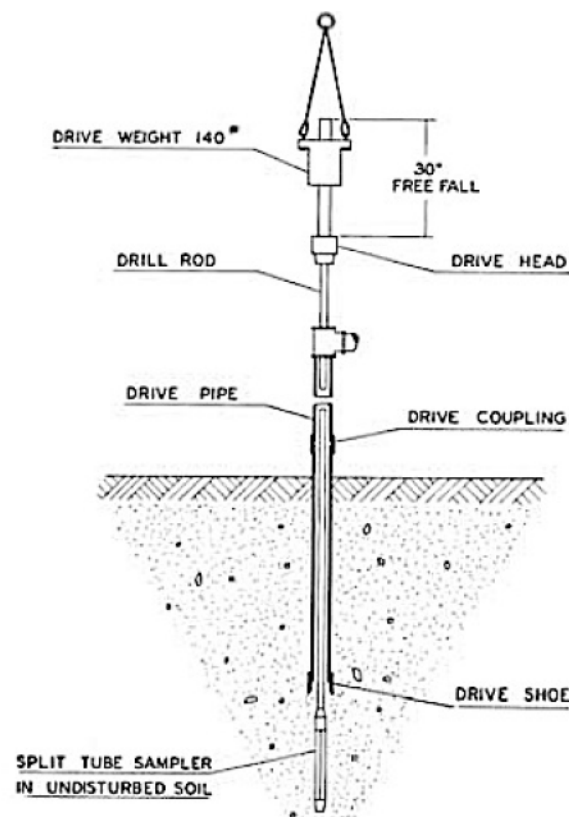


Figura 2-20. Sistema de golpeo diseñado por Fletcher y Mohr (Fuente: Massarsch, 2014, a partir de Hvorslev, 1949)

2.3.2. La evolución de los martillos de hinca desde los años 30 hasta nuestros días

Durante esos primeros años no solo variarían las geometrías de los tomamuestras, sino que también se utilizarían diferentes sistemas de golpeo alternativos al de la Figura 2-20, entre los que se puede destacar como uno de los más antiguos el denominado *pinweight*, mostrado en la Figura 2-21, en el que el martillo de golpeo era elevado por una barra con un apéndice circular a modo de sistema *disparador* (*trigger* en la figura) accionado manualmente mediante una cuerda en su extremo: al producirse el giro del disparador, libera el martillo en caída libre al alcanzar la altura prescrita en el ensayo.

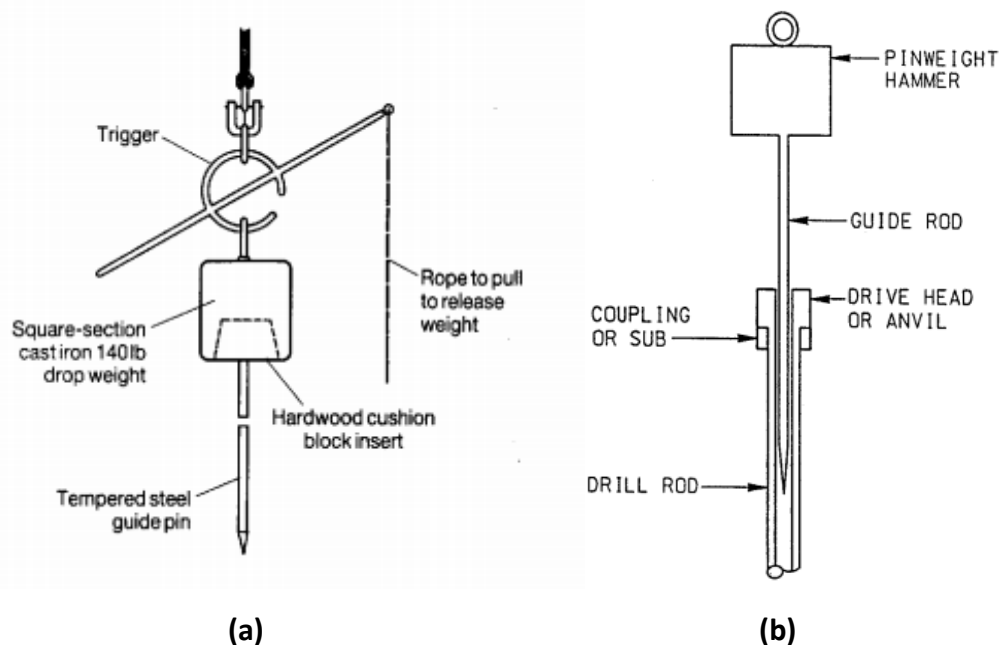


Figura 2-21. Sistema de golpeo tipo pinweight (Fuente: Ireland et al., 1970, en Clayton, 1995; (b) Riggs, 1986, en US Army Corps of Engineers, 2001)

En muchos países este sistema se encuentran en desuso, en favor del empleo de martillos automáticos con maza donut (ver Figura 2-24) o con martillos de seguridad accionados con izado de cuerda arrollada en un cabrestante horizontal (*cathead*), como muestra la Figura 2-25, que veremos más adelante en este apartado. Sin embargo, en algunos lugares todavía se sigue utilizando con profusión esta técnica más antigua, debido al arraigo cultural en el ámbito geotécnico local de la misma. Es el caso, por ejemplo, de Argentina, en el que el autor ha podido comprobar cómo algunas máquinas siguen realiza el izado de una maza con sistema *pinweight* de forma semiautomática, como se muestra en la Figura 2-22.



Figura 2-22. Secuencia de ensayo SPT actual, con empleo de martillo pinweigth en Argentina: un sistema de polea iza la cuerda de suspensión del martillo, cuya caída es controlada manualmente por un operador que hace girar el disparador hasta liberar dicho martillo (Fotografía propia, utilizada por cortesía de MS Enertech)

Alrededor de 1947, Karl von Terzaghi introdujo el concepto de empleo del número de golpes de penetración estándar como una medida indirecta de las propiedades mecánicas de un suelo (Massarsch, 2014). Terzaghi había mostrado su interés por el Tomamuestras Raymond, especialmente debido a la gran cantidad de datos que habían sido recopilados por Harry Mohr durante 30 años, lo que era una información muy valiosa para alguien que tenía en alta consideración el método observacional. Trabajando ambos codo con codo, desarrollaron las primeras correlaciones para estimar la presión de hundimiento en arenas. Fue precisamente en 1947 cuando Terzaghi acuñó la denominación “Ensayo de Penetración Estándar” (*Standard Penetration Test*) para el ensayo durante su exposición de la ponencia “*Recent trends in subsoil exploration*” (“Tendencias recientes en la exploración del subsuelo”) durante una conferencia en la Universidad de Texas (EEUU) (Terzaghi, 1947).

A partir de ese momento, Terzaghi y Casagrande apoyaron decididamente la adopción del procedimiento del tomamuestras bipartido como estándar, promocionando la dirección por la que debía ir el “Comité de Toma de Muestras y Ensayos de de la División de Mecánica de Suelos y Cimentaciones de la ASCE” (*ASCE Committee on soil sampling and testing of the Soil Mechanics and Foundations Division*), creado en 1.938. Fue J. Hvorslev quien, en 1940, describió para ese comité los procedimientos estándar de toma de muestras (Hvorslev, 1940). Y sería él mismo quien a finales de esa década lo describiría en su forma definitiva y que sería adoptada por la ASCE y el Cuerpo de Ingenieros estadounidense (Hvorslev, 1949).

Las primeras correlaciones geotécnicas con el SPT aparecieron a finales de los años 40, contenidas en la conocida obra de titulada “*Soil Mechanics in Engineering Practice (First Ed.)*” (Terzaghi y Peck, 1948), cuando además comenzó a utilizarse el número de golpes de penetración standard como herramienta de estimación del comportamiento ingenieril de los suelos. En concreto, se desarrollaron correlaciones entre el SPT y la presión admisible bajo cimentaciones superficiales en terrenos arenosos. Había nacido una fecunda relación entre el ensayo SPT y prácticamente todos los campos de la Mecánica de Suelos, que se extiende a nuestros días, incluyendo la presente investigación.

A pesar de estos esfuerzos de estandarización, el SPT convivía en los años 40 con otros tomamuestras, como el mencionado sistema de Moran y Proctor (ver Figura 2-19). Fue en esa época cuando Moran, consciente de la desarmonía de las prácticas de ensayo de penetración entre Nueva York y otros estados, pidió a D. Burmister, de la Universidad de Columbia, que desarrollara una fórmula de correlación entre su sistema y el estándar (Rogers, 2009). Así, Burmister (1948) realizó una corrección basada en el balance energético y la relación de áreas entre los dos sistemas de penetración comparados, llegando a la expresión:

$$N_{SPT} = N_1 \left(\frac{W_1 H_1}{140 \cdot 30} \right) \left(\frac{2^2 - 1.375^2}{D_e^2 - D_i^2} \right) \quad (\text{Ec. 2.1})$$

Donde:

- N_{SPT} : Resultado de golpeo SPT equivalente
- N_1 : Resultado de golpeo de un sistema de penetración dinámica que se quiere correlacionar con el SPT
- W_1 : Masa del martillo [lb]
- H_1 : Altura de caída del martillo [pulgadas]
- D_e : Diámetro externo del tomamuestras [pulgadas]
- D_i : Diámetro interno del tomamuestras [pulgadas]

En esta fórmula, Burmister despreció el aumento del rozamiento sobre la superficie del tomamuestras al aumentar el diámetro del mismo, así como el incremento de dicho rozamiento por el aumento de confinamiento con la profundidad. Además, consideró que el sistema de golpeo era eficiente al 100 % (es decir, que toda la energía potencial en el momento en el que comienza la caída del martillo se invierte en la penetración, sin pérdidas). A pesar de ello, esta fórmula ha sido bastante utilizada en algunas lugares del mundo. Por ejemplo, Rogers (2009) señala que durante la década de los 50 se desarrollaron en California varios tipos de tomamuestras de 76.2 mm de diámetro exterior –frente a los 50.8 mm del tomamuestras estándar- y que podían recuperar muestras de entre 61 y 63.5 mm de diámetro, que son denominados Tomamuestras Modificados California. Su uso ha llegado a nuestros días, y la fórmula de Burmister ha sido ampliamente utilizada para corregir el valor de los registros con estos tomamuestras a valores estándar.

La fórmula de Burmister (1948) fue corregida varias décadas más tarde por Skempton (1986), que indicó que el martillo original del sistema de Mohr tenía un 60% de eficiencia, lo que consideró como valor estándar de comparación para otros sistemas de golpeo (y que denominó con la conocida nomenclatura N_{60}). Además, incluyó en su nuevo enfoque no solo la influencia del rendimiento energético del martillo, sino también la del diámetro de perforación, la del tipo de tomamuestras (con o sin revestimiento interior) y la de la profundidad de ensayo. Esta corrección del valor de penetración N obtenido en un ensayo en campo se suele representar habitualmente con la forma:

El ensayo de penetración estándar (*Standard Penetration Test, SPT*)

$$N_{60} = \frac{ER}{60} C_B C_s C_R N \quad (\text{Ec. 2.2})$$

Donde:

- ER: Eficiencia del martillo utilizado en campo (en tanto por ciento)
- C_B: Coeficiente corrector por diámetro de perforación
- C_S: Coeficiente corrector por tipo de tomamuestras
- C_R: Coeficiente corrector por longitud de varillaje

En el caso de los terrenos arenosos, se introduce además el efecto del confinamiento con un coeficiente C_N, que normaliza el valor del SPT a todas las profundidades de ensayo a una presión común (usualmente la atmosférica).

Los coeficientes correctores han sido objeto de múltiples estudios en las últimas décadas. Para ilustrarlo, en la siguiente Tabla 2-1 se muestran de forma ilustrativa algunas formulaciones y rangos propuestos para estos coeficientes:

Tabla 2-1. Valores recomendados para los coeficientes de corrección del SPT (Fuente: Rogers, 2006, a partir de Robertson y Wride, 1997, y Skempton, 1986)

| Factor | Equipment Variable | Term | Correction |
|---------------------|------------------------|----------------|--|
| Overburden pressure | | C _N | (Pa/σ'vo) ^{0.5} but C _N ≤ 2 |
| Energy ratio | Donut hammer | C _E | 0.5–1.0 |
| | Safety hammer | | 0.7–1.2 |
| | Automatic hammer | | 0.8–1.5 |
| Borehole diameter | 65–115 mm | C _B | 1.0 |
| | 150 mm | | 1.05 |
| | 200 mm | | 1.15 |
| Rod length | 3–4 m | C _R | 0.75 |
| | 4–6 m | | 0.85 |
| | 6–10 m | | 0.95 |
| | 10–30 m | | 1.0 |
| | >30 m | | <1.0 |
| Sampling method | Standard sampler | C _s | 1.0 |
| | Sampler without liners | | 1.1–1.3 |

En Aggour y Radding (2001) se puede encontrar un compendio más amplio de correcciones propuestas por diferentes autores, además de las señaladas en la Tabla 2-1.

En los años 40 y 50, en el escenario de progresivo auge del SPT como ensayo de caracterización mecánica de suelos, Peck realizó los primeros trabajos de correlación entre el SPT y la consistencia de suelos finos o la densidad de suelos arenosos (Rogers, 2006). En su estudio, ya apuntó a partir de nuevas observaciones que, desde el punto de vista mecánico, la robustez descriptiva del SPT sobre las cualidades mecánicas del suelo era superior en arenas que en suelos arcillosos o limosos (Peck et al., 1953).

En este punto de la descripción de la evolución histórica del ensayo, es importante mencionar que para poder utilizar cualquier fórmula que relacione el SPT con algún fenómeno mecánico o físico determinado (asiento de arenas bajo zapatas, potencial de licuefacción de suelos sin finos, densidad relativa, etc.) debemos conocer cuáles eran las características energéticas del ensayo con cuya referencia se creó dicha fórmula. En Fatherree (2006); Restrepo et al. (2012); Terzaghi y Peck (1967) podemos seguir la evolución de estas correcciones con el paso de los años a lo largo de las últimas décadas. Por ello, se debe ser cauto a la hora de utilizar estas correcciones tan extendidas (Achenbach, 1984; Hvorslev, 1949; Skempton, 1986), puesto que ciertos fenómenos de gran importancia, como la licuefacción, ya incorporaban una parte de estas correcciones en su formulación, por lo que si se aplican estos coeficientes correctores tal cual se corre el peligro de minorar dos veces la misma característica (Dai et al., 2004; Richart et al., 1970).

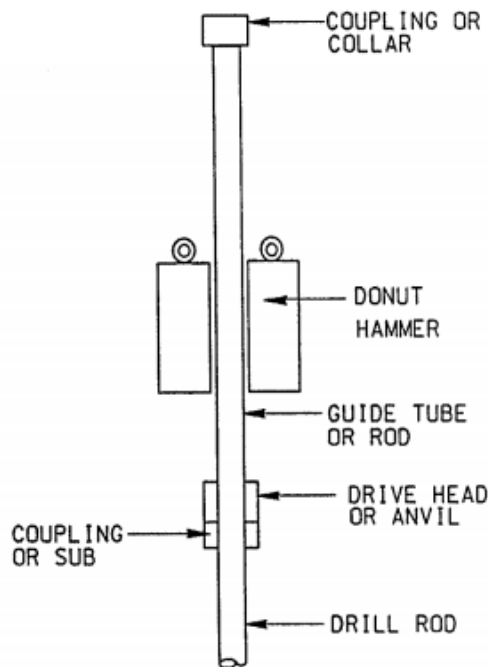
Siguiendo con su desarrollo histórico, se puede mencionar como en 1954, J. Parsons, introdujo un cambio de gran importancia operativa en la ejecución del ensayo: propuso realizar una hincada de 45 cm del tomamuestras estándar, descartando los golpes de los 15 cm superiores. Así se evitaba la necesidad de limpiar el fondo del sondeo antes de realizar el ensayo, lo que reducía costes y tiempos de ejecución de cada maniobra de ensayo (Rogers, 2009). El valor de la suma de golpes de los 30 cm inferiores penetrados por el tomamuestras fueron denominados número de golpes estándar (N o N_{SPT} , habitualmente).

Progresivamente fueron apareciendo métodos más automatizados de golpeo, que aseguraban un mayor control sobre la altura de caída y la cadencia de impacto, además de reducir el esfuerzo de los operadores. Ya en 1954, la Raymond Concrete Company mostraba en la prensa escrita el uso de sistemas automatizados, con un martillo izado mediante cuerda con cabrestante montado sobre un vehículo todo terreno, como se muestra en la Figura 2-23:



Figura 2-23. Ensayo de penetración estándar mediante martillo izado por cuerda y cabrestante (cathead) montado sobre vehículo todoterreno (Fuente: Revista Fortune, en Rogers, 2009)

Así, se desarrollaron dos de los métodos que hoy siguen siendo más utilizados en todo el mundo: en las imágenes siguientes se muestran tanto en sección longitudinal como con un ejemplo real el martillo dónut (*donut hammer*) -Figura 2-24- y el martillo de seguridad (*safety hammer*) -Figura 2-25-:



(a)



(b)

Figura 2-24. (a) Esquema de sistema de martillo dónut en un corte longitudinal. (b) Camión sonda con sistema dónut automático realizando un ensayo SPT en Burgos (Fuentes: (a) US Corps of Engineers; (b) fotografía de V. López, utilizada por cortesía de Cachorro Perforaciones)

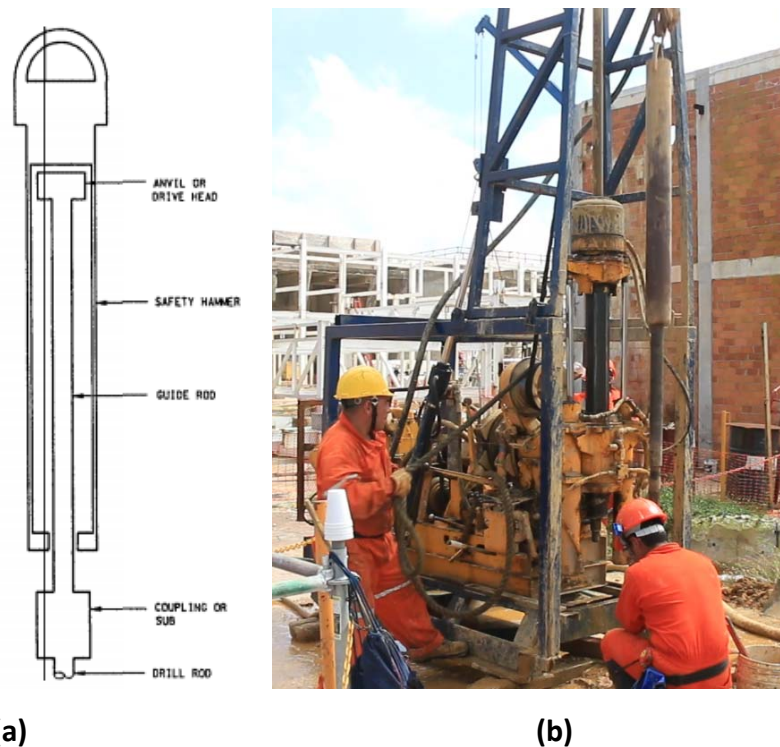
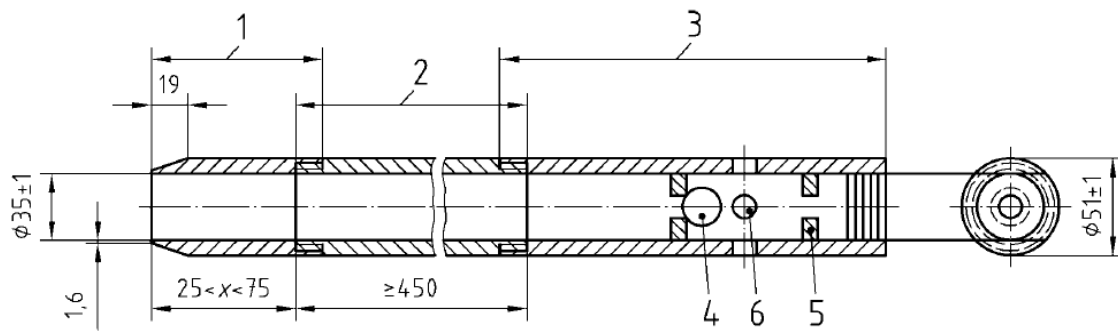


Figura 2-25. (a) Esquema de sistema de martillo de seguridad en un corte longitudinal. (b) Sonda sobre patines con sistema dónut realizando un ensayo SPT en Coatzacoalcos (Veracruz, México) (Fuentes: (a) US Corps of Engineers; (b) cortesía de MS ENERTECH, fotografía propia)

2.3.3. Los obstáculos para un ensayo verdaderamente estándar y universal: la adopción de distintos tomamuestras en diferentes países

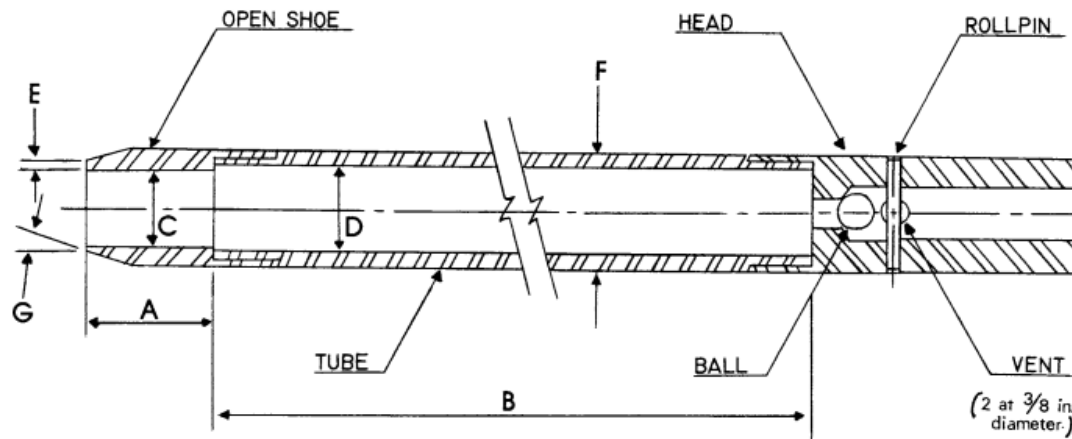
Tras sus primeros pasos, y con el apoyo de Terzaghi y los ingenieros afines a sus ideas, el SPT ganó rápidamente prestigio internacional, y se convirtió en un ensayo común en muchos países. En España, las características geométricas, mecánicas y de ejecución de este método están recogidas actualmente en la normativa UNE-EN ISO 22476-3:2006 (AENOR, 2006), como muestra la Figura 2-26. En Estados Unidos así como en muchos otros países en los que no existe una normativa específica para la ejecución de este ensayo, se utiliza muchas veces como referencia la norma ASTM D-1586-11 (Figura 2-27):



Leyenda

- 1 Zapata de hinca
- 2 Tubo partido
- 3 Cabeza de acoplamiento
- 4 Válvula antirretorno (diámetro de la bola recomendado: 25 mm; asiento de la bola recomendado: 22 mm)
- 5 Clavijas de retención de la bola
- 6 Cuatro agujeros de ventilación (diámetro mínimo: 12 mm)
- x Longitud de la zapata de hinca

Figura 2-26: Sección longitudinal del tomamuestras SPT según la UNE-EN ISO 22476-3:2006 (AENOR, 2006)



- A = 1.0 to 2.0 in. (25 to 50 mm)
- B = 18.0 to 30.0 in. (0.457 to 0.762 m)
- C = 1.375 ± 0.005 in. (34.93 ± 0.13 mm)
- D = 1.50 ± 0.05 - 0.00 in. (38.1 ± 1.3 - 0.0 mm)
- E = 0.10 ± 0.02 in. (2.54 ± 0.25 mm)
- F = 2.00 ± 0.05 - 0.00 in. (50.8 ± 1.3 - 0.0 mm)
- G = 16.0° to 23.0°

Figura 2-27: Sección longitudinal del tomamuestras SPT según la ASTM D-1586-11

El estudio comparativo de ambas secciones longitudinales revela una gran semejanza en general entre las mismas, aunque existen algunas diferencias notable:

- Espesor del borde de zapata: el espesor de acero en el extremo biselado de la zapata de hinca es de 1.6 mm según la normativa española o según otras prescripciones, como la antigua BS 1377:1990 (ver Figura 2-28) , mientras que en la norteamericana se indica que es de 2.54 ± 0.25 mm. Esta es una

problemática que el autor ha podido comprobar en varios emplazamientos de prospección en diferentes países, en los que las zapatas pueden tener espesores de tubo muy diferentes.

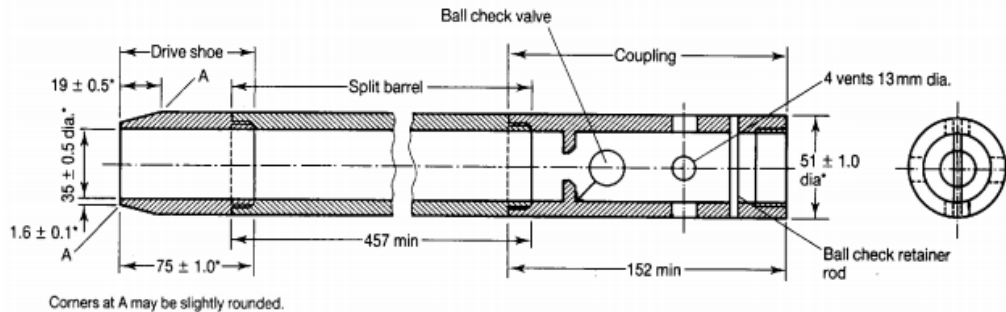


Figura 2-28: Sección longitudinal del tomamuestras SPT según la antigua BS 1377:1990 (British Standard, 1990)

- Diámetro interior del tomamuestras: en el sistema norteamericano, a diferencia de otros tomamuestras, el tubo bipartido tiene un diámetro interior mayor que el de la zapata (ver Figura 2-27), es decir, tiene un rehundido respecto la superficie interior de la zapata para poder albergar un tubo de PVC. Sin embargo, esta característica no se suele emplear (Farrar, 1999; Kovacs et al., 1984). Para ilustrarlo, Kovacs et al. (1984) realizan una comparación entre la relación de golpes en los ensayos de penetración con el tomamuestras japonés y con el americano, y el cociente de energía de ambos sistemas de impacto. Llegan a la conclusión de que ambas relaciones tendrían que ser inversas, pero esto no sucede porque la cuchara americana genera menor fricción entre la muestra y el interior del tubo bipartido, al ser de un tamaño menor, por lo que cada golpe resulta más eficiente en términos de penetración.

Estas diferencias implican que, aunque el ensayo tenga la denominación “estándar” e diferentes normativas, cada país tiene prescripciones con diferencias geométricas en ocasiones sutiles, pero con implicaciones prácticas muy importantes. Esto hace que, a igualdad de otros factores (sistema de golpeo, rendimiento de la maquinaria, terreno atravesado) sean esperables resultados de resistencia a la penetración muy diferentes con uno otro sistema de tomamuestras. Esta incertidumbre se multiplica cuando, además, en un mismo país conviven diferentes tomamuestras en la práctica geotécnica.

Algunos autores, como Rogers (2006) ya han señalado algunas de estas problemáticas. En concreto, menciona que en muchas ocasiones se utilizan espesores de labio en zapata más finos para suelos arcillosos o limosos, mientras que se opta por espesores

mucho más gruesos para atravesar suelos arenosos –procurando así un mayor aguante de las zapatas-. En la Figura 2-29 se muestran algunos ejemplos:



Figura 2-29: Diferentes espesores de labio extremo en zapatas de tomamuestras SPT (Fuente: Rogers, 2006)

Otras normativas, como la japonesa (JIS A 1219:2013) utilizan espesores de labio inferiores incluso al ISO, de tan solo 1.15 mm, como muestra la Figura 2-30. En otros casos, como en la norma india (IS 9640-1980) se prescriben espesores de borde de 1.5 mm, más parecidos a los indicados por la ISO (ver la Figura 2-31).

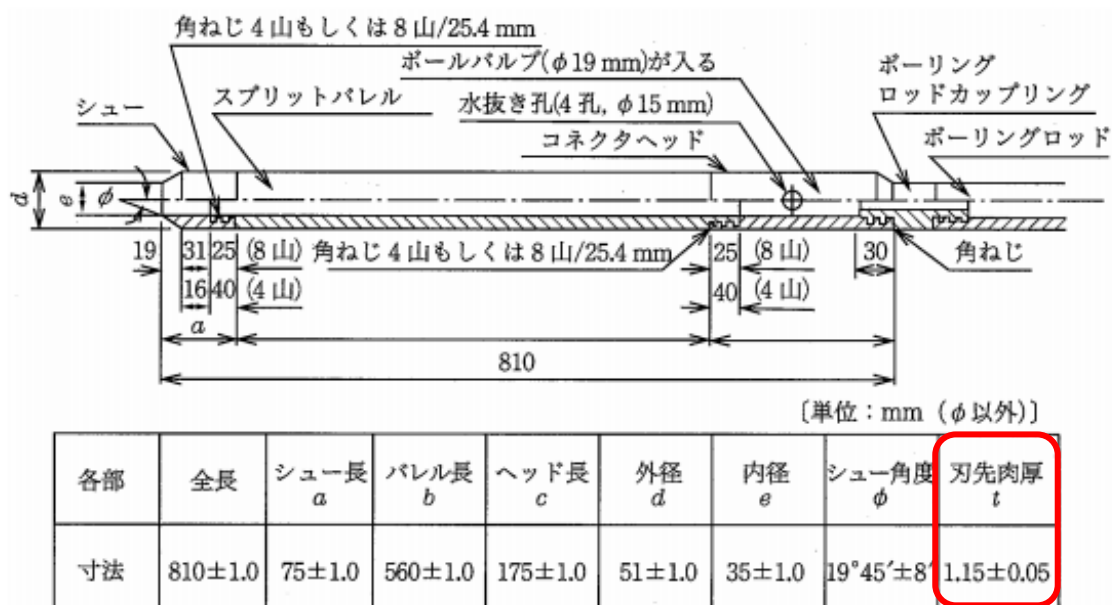


Figura 2-30: Diferentes espesores de labio extremo en zapatas de tomamuestras SPT (en la figura se indica bajo la leyenda 刃先肉厚 –literalmente traducible como espesor del borde cortante-) (Fuente: JIS 1219:2013)

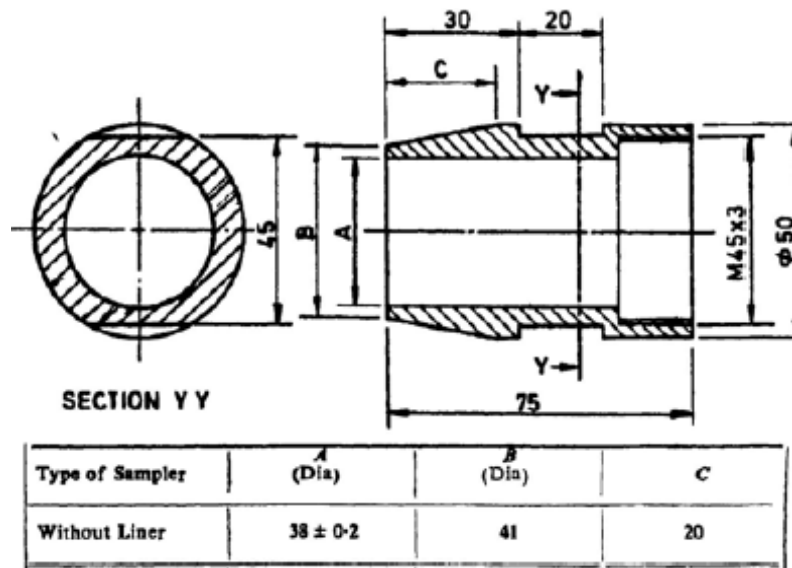
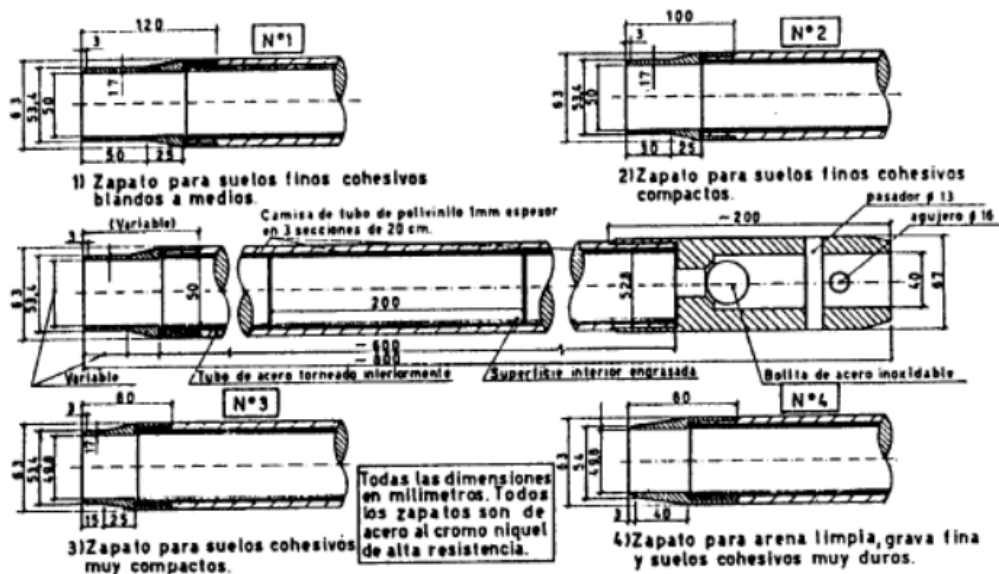


Figura 2-31: Geometría de zapata prescrita por la normativa india (Fuente: IS 9640-1980, en Das, 2014)

Estos cambios geométricos provocan desviaciones entre los resultados de penetración de diferentes tomamuestras teóricamente “estándar”, por lo que es necesario realizar correcciones, análogas a las mostradas por Skempton (1986) u otros autores, para transforman los valores de golpeo de tomamuestras no del todo estándar en valores de SPT. Es especialmente singular el caso de Argentina, donde convive el empleo de las cucharas estándar con el uso bastante extendido de los “Sacamuestras de Zapatas Intercambiables” (SZI), desarrollados por Moretto (1967) –ver Figura 2-32-. En este sistema, se utilizaban diferentes tipos de zapatas de hincas en función del terreno atravesado, y, además, se introducía una tubería de plástico de recuperación en el interior del tomamuestras (Leoni, 2015; Nagaraj, 1993), sustituyendo al sistema de tubo bipartido para la recuperación de la muestra de suelo.



(a)



(b)

Figura 2-32: (a) Esquema de cortes longitudinales de diversos tipos de sacamuestras de zapatas intercambiables (SZI). (b) Zapata tipo 4, para gravas finas areno-arcillosas, en Jaramillo (Santa Cruz, Argentina) (Fuente: (a) Menardi (2003); (b) fotografía del autor)

Para correlacionar el valor de golpes del ensayo de penetración con zapatas intercambiables (N_{SZI}) con el resultado del ensayo de penetración estándar (N_{SPT}) se suele utilizar la siguiente expresión en Argentina (Leoni, 2015; Menardi, 2003):

$$N_{SPT} = 0.8 N_{SZI} \quad (\text{Ec. 2.3})$$

La gran ventaja de este método –y otros semejantes, de mayor diámetro interior y menor espesor de pared- es que permite obtener muestras inalteradas, en

comparación al SPT. En general, para estimar la capacidad de recuperación sin alteración de un tomamuestras se utiliza como referencia el concepto de relación de área del tubo (A_r), definido como:

$$A_r (\%) = \frac{D_e^2 - D_i^2}{D_i^2} \cdot 100 \quad (\text{Ec. 2.4})$$

Para que una muestra se considere inalterada, Menardi (2003) indica como orden de magnitud que la relación de área sea de entre el 10 y el 15%, lo que es cumplido por los sacamuestras de Moretto (así como que sea hincado de forma estática). En cambio, el tomamuestras SPT tiene una relación de área de $A_r = 112\%$ según la norma UNE-EN ISO 22476-3:2006, mientras que según la norma ASTM D1586-11 es del mismo valor si se considera como diámetro interior el de la zapata, pero de valor $A_r = 78\%$ si la relación se refiere al diámetro interior del tubo bipartido -aunque, en cualquier caso, el valor dista de ser adecuado para considerar que no se altera la muestra recuperada-.

Además de las diferencias geométricas entre definiciones geométricas en diferentes normativas, hay que tener en cuenta que el deterioro de las zapatas de hincado puede provocar una deformación de los labios de la misma, haciendo que sus características geométricas se alejen de lo exigido por la normativa. Por ejemplo, en la Figura 2-33 se muestra un ejemplo de SPT bastante deteriorado, con pérdida de propiedades mecánicas de corte y disminución de diámetro de muestra utilizado en sondeos sobre macizos calizos meteorizados de grados V a VI cerca de Tizimín (Yucatán, México):



Figura 2-33: Zapata deteriorada en trabajos de ensayo SPT continuo en un macizo calizo muy alterado cerca de Tizimín (Yucatán, México) (Cortesía de MS Eneritech, fotografía del autor)

La influencia de las características del borde cortante de la zapata han sido llevadas al límite por Das (2014), que estudió la influencia del incremento de espesor de borde de zapata por daños acumulados durante su vida útil. En este caso, la zapata de ensayo había sufrido un incremento de espesor en borde del 60% respecto al espesor del tramo no dañado de la zapata, como se aprecia en la Figura 2-34:



Figura 2-34: Zapata dañada, con incremento de espesor en borde (Fuente: Das, 2014)

Al comparar un perfil de golpeo con una zapata sin daños y la mostrada en la figura anterior, al atravesar arenas con gravillas observó una gran desviación de resultados a partir de 9 m de profundidad (se trata de un estudio de muy poca extensión en cuanto a la cantidad de datos registrados, pero resulta ilustrativo de la problemática que la diferencia de espesores de borde de zapata supone). En la Figura 2-35 se muestra una comparativa del registro de golpesos en un mismo terreno con una zapata con geometría inalterada y con la zapata dañada de la anterior Figura 2-34:

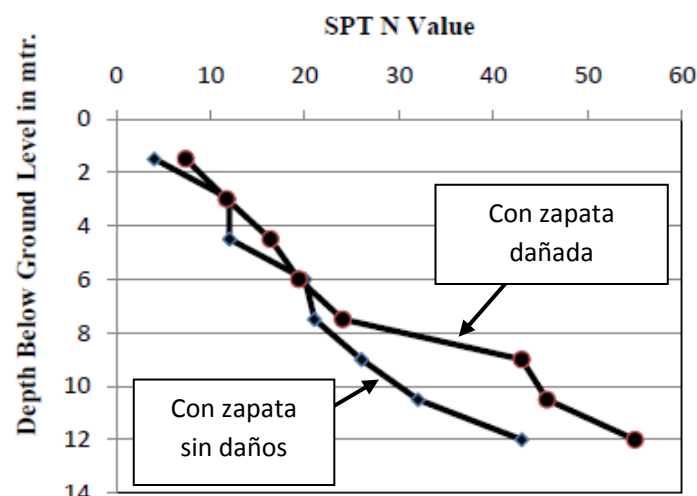


Figura 2-35: Zapata dañada, con incremento de espesor en borde (Fuente: Das, 2014, adaptado por el autor)

2.3.4. Alternativas al *SPT* de zapata abierta en gravas: como macizo, *LPT* y *BPT*

La problemática de la ejecución del *SPT* en suelos con gravas o bolos ha sido ampliamente reconocida en la práctica habitual de la prospección geotécnica. En concreto, se pueden destacar las siguientes dificultades:

- Falsos rechazos: cuando se atraviesan terrenos con bolos aislados de tamaño sensiblemente superior al del tomamuestras estándar, se pueden llegar a registrar rechazos (más de 50 golpes en avances de hinca iguales o inferiores a 15 cm) que no dan información real sobre la densidad global del estrato, sino que reflejan únicamente la elevada resistencia de la matriz pétreo de la que está constituido el bolo o bloque.
- Daños en la zapata de hinca: como se aprecia gráficamente en la Figura 2-33, se pueden producir aumentos de espesor en borde de zapata y pérdida de sección abierta en el *SPT*, lo que puede provocar amplias desviaciones en los resultados medidos con ese tomamuestra dañado (como reflejó Das, 2014).
- Atasco de la boca de la zapata de hinca: cuando se encajan gravillas en la boca de la zapata, el tomamuestras comienza a comportarse como un elemento ciego durante la hinca, por lo que la resistencia en algunos suelos -como en arenas flojas, como señalan Aggour y Radding (2001)- puede ser sobreestimada. La Figura 2-36 describe gráficamente este fenómeno.

Para evitar atascos o dañar excesivamente las zapatas de hinca, y teniendo en cuenta que la recuperación de suelo en gravas con la zapata abierta es en muchos casos nula, se suelen utilizar puntazas sólidas, macizas, de diámetro exterior igual al estándar (algunas normativas, como la ROM 0.5, lo indican expresamente). En ese caso, tienen la forma de puntaza cónica, con un ángulo de 60° (ver la comparativa gráfica en la Figura 2-37).

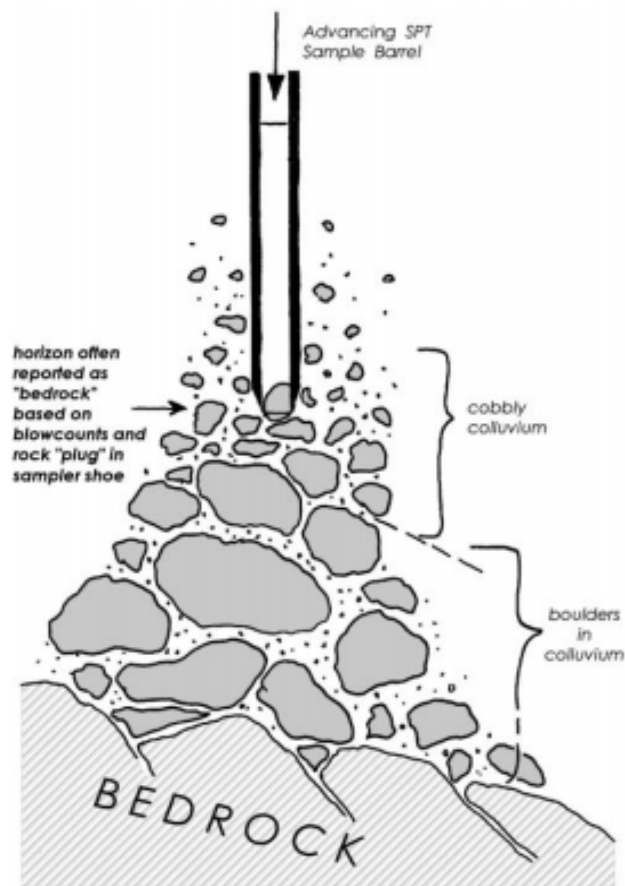


Figura 2-36: Atasco por gravas o fragmentos de roca en zapatas abiertas (Fuente: Rogers, 2006)



Figura 2-37: Punta cónica maciza y zapata abierta en un sondeo en Garayalde (Argentina)

En el caso de utilizar una puntaza cónica, el ensayo se suele denominar SPT(C) o, alternativamente, C-SPT y, a pesar de lo extendido de su uso, no existe demasiada información publicada sobre su equivalencia con el SPT realizado con zapata hueca estándar (Daniel, 2000). Por ejemplo, de entre los estudios disponibles, se puede destacar el de Hartel et al. (2015), que realizaron una recopilación de algunos de los estudios existentes, que se resumen en la Figura 2-38:

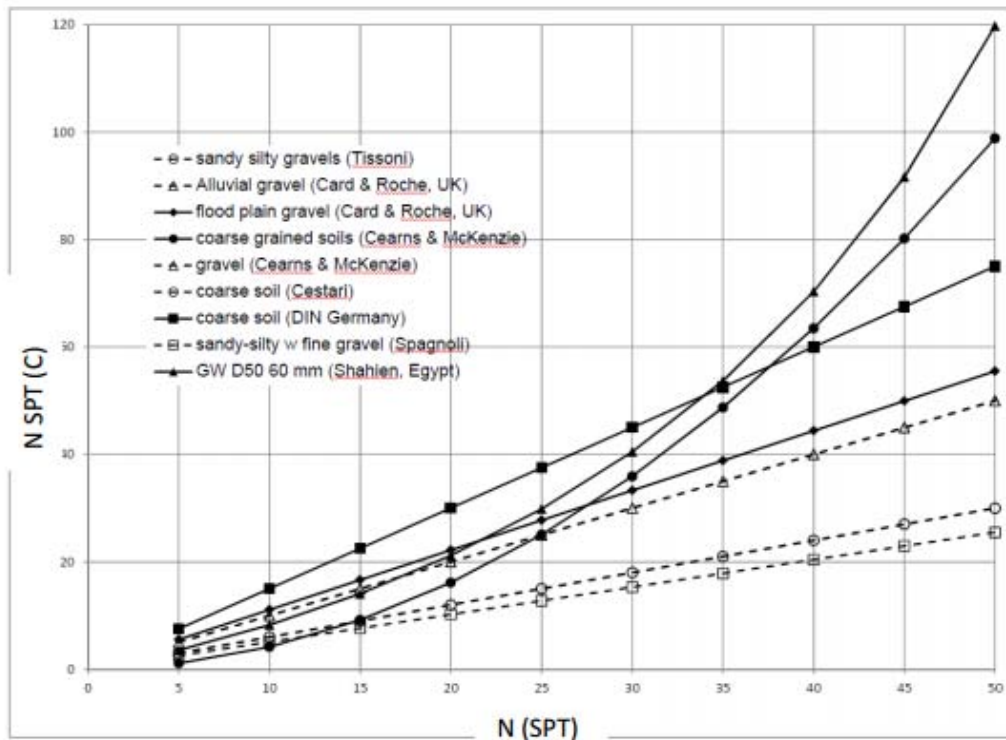


Figura 2-38: Correlaciones entre el C-SPT (con cono sólido), en ordenadas, y el SPT convencional (con zapata de hincapierta), en abscisas, para diversos tipos de suelos (Fuente: recopilado por Hartel et al., 2015, a partir de Shahien y Farouk, 2012)

De acuerdo con Hartel et al. (2015), al observar estas curvas de correlación se puede inferir que la desviación entre el resultado del SPT con cono macizo y el SPT con zapata abierta varía entre aproximadamente el 50% y el 200%.

Lacroix y Horn (1973) realizaron un estudio energético de correlación entre diferentes tomamuestras no estándar, incluido el de cono macizo, con el resultado equivalente de un tomamuestras SPT. Consideraron que la energía necesaria para una hincapierta de longitud L en el terreno era directamente proporcional al cuadrado del diámetro externo del tomamuestras (D_e) y a dicha longitud L , e inversamente proporcional a la energía proporcionada por cada impacto del martillo (que tendría una masa W y una altura de caída libre H), llegando a la siguiente expresión:

$$N = \frac{2 N_1 W_1 H_1}{175 D_e^2 L_1} \quad (\text{Ec. 2.5})$$

Donde:

- N : Resultado de golpeo SPT equivalente
- N_1 : Resultado de golpeo de un sistema de penetración dinámica que se quiere correlacionar con el SPT
- W_1 : Masa del martillo [lb]
- H_1 : Altura de caída del martillo [pulgadas]
- L_1 : longitud del tomamuestras [pulgadas]
- D_e : Diámetro externo del tomamuestras [pulgadas]

Según Rogers (2006), el análisis de esta correlación revela que suele ser bastante ajustada a la realidad cuando a una profundidad de entre 5 a 10 veces el diámetro del tomamuestras o del cono de penetración no existe ninguna capa rígida, ya que entonces estas capas influyen notablemente sobre el resultado, incrementando el registro de resistencia a la penetración por encima del que realmente tiene el tramo de terreno atravesado (es decir, en esos casos, se sobrevalora la resistencia de suelo ensayado). De forma esquemática, este fenómeno se muestra en la Figura 2-39:

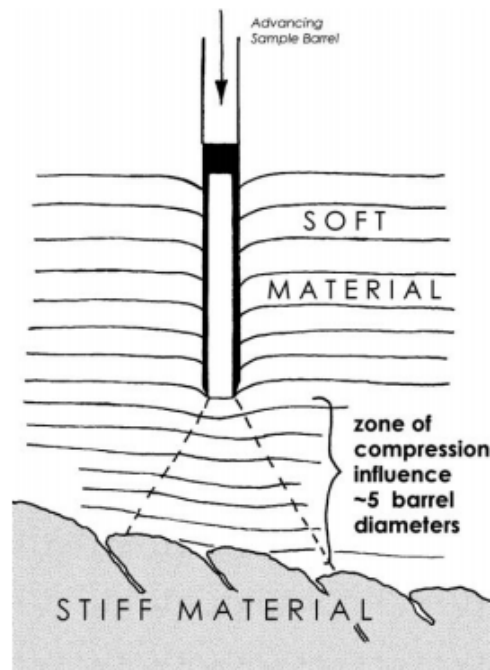


Figura 2-39: Influencia de capas rígidas sobre el registro del SPT en materiales menos competentes (Fuente: Rogers, 2006)

El ensayo de penetración estándar (*Standard Penetration Test, SPT*)

Sin embargo, puesto que la expresión energética de Lacroix y Horn (1973) solo depende del diámetro externo del elemento no estándar de penetración, teóricamente existiría una igualdad entre el SPT con zapata abierta y el realizado con puntaza cónica maciza mientras la masa del martillo, su altura de caída y el diámetro de punta fueran idénticos a los del ensayo estándar. Esto entra en contradicción con las fuertes desviaciones recopiladas por Hartel et al. (2015) entre ambos sistemas de penetración, por lo que no se puede considerar demasiado adecuada esta formulación.

Como alternativa, se pueden utilizar ensayos alternativos como los *LPT (Large Penetration Test)*, que minimizan la influencia del tamaño de partículas sobre la zapata de hinca estándar introduciendo un tomamuestras con una relación diámetro/tamaño de partícula semejante a la que existe entre el tomamuestras estándar y las arenas (Daniel et al., 2004), por lo que se suele utilizar solamente en el caso de gravas de grano fino, ya que el tomamuestras y el sistema de hinca resultaría prohibitivo para gravas de tamaño medio a bolos.

Sin embargo, hoy en día estas alternativas no tienen una única forma universal, sino que han sido desarrolladas con dimensiones de tomamuestras y energías de hincado muy diferentes dependiendo del país. Por ejemplo, en la siguiente Tabla 2-2, recopilada por (Daniel et al., 2003), se muestra una recopilación de algunos de los sistemas SPT desarrollados en diferentes países, comparando sus características físicas con las del SPT (según la especificación ASTM D1586-11):

Tabla 2-2. Comparación entre las características geométricas y mecánicas del SPT y de algunos sistemas LPT (Fuente: Daniel et al., 2003)

| Característica | SPT | JLPT (Japón) | ILPT (Italia) | NALPT (EEUU) | LPT de Burmister |
|---|------------|---------------------|----------------------|---------------------|-------------------------|
| <i>Diámetro exterior del tomamuestras (mm)</i> | 50.8 | 73.0 | 140.0 | 76.2 | 92.1 |
| <i>Diámetro interior del tomamuestras (mm)</i> | | | | | |
| <i>Zapata</i> | 34.9 | 50.0 | 100.0 | 61.0 | 74.4 |
| <i>Tubo</i> | 38.1 | 54.0 | 110.0 | 64.0 | - |
| <i>Peso del martillo (N)</i> | 623 | 981 | 5592 | 1335 | 1112 |
| <i>Altura de caída del martillo (cm)</i> | 76.2 | 150.0 | 50.0 | 76.2 | 50.8 |
| <i>Energía potencial del martillo respecto al SPT (%)</i> | 100 | 311 | 119 | 591 | 214 |
| <i>Relaciones empíricas de N_{SPT}/N_{LPT}</i> | | | | | |
| <i>Arenas</i> | - | 1.5 | 1.14 | - | 0.42 |
| <i>Gravas</i> | - | 2.0 | 0.89-1.02 | - | - |

Es esperable que en el futuro estos sistemas vayan teniendo mayor aceptación, aunque hoy en día, en la práctica habitual, se sigue optando por el cono macizo de 60° como sustituto del SPT de zapata abierta. Ésto, como hemos visto, da lugar a una gran incertidumbre sobre la equivalencia con el SPT convencional, por lo que las correlaciones con otros parámetros geotécnicos basadas en el SPT obtenido con cono macizo deben ser tratadas teniendo en cuenta esta incertidumbre.

Otra alternativa de caracterización de gravas la constituye el Ensayo de Penetración Becker, que Harder y Seed (1986) trataron de estandarizar a partir del concepto original desarrollado por Becker Drills Ltd. en Canada a finales de los años 50 (ver Figura 2-40), desarrollando las primeras correlaciones entre los resultados de este ensayo y el SPT. Consiste en un sistema de tubo de hinca (de 140 mm o más, por lo que es menos susceptible a registrar falsos rechazos), introducido en el terreno ensayado por golpeo de un martillo en cabeza. Así, el resultado BPT es el número de golpes necesarios para que penetre el tubo 30 cm en el terreno ensayado. Como diferencia con sistemas de penetración convencionales, el tubo BPT se encuentra sellado en cabeza, y contiene dos tuberías concéntricas en su interior por las que circula aire a presión en un movimiento descendente-ascendente. De esta forma, parte de la energía de penetración es suministrada por la compresión del aire, por lo que midiendo su presión en la zona superior (denominada presión de cámara de rebote – *bounce chamber pressure*-) se puede estimar al relación existente entre la energía potencial del martillo de hinca y dicha presión. Esto permite, en última instancia, realizar un balance energético entre este método y el SPT, por lo que supone la base de las correlaciones basadas en este método para conversión a golpes estándar. Algunas de las correlaciones más conocidas fueron desarrolladas por Harder y Seed (1986) o, unos años después, por (Sy, 1993), que propuso un sistema más racional de medida de la energía, instrumentando la cabeza del tubo de penetración BPT mediante acelerómetros y galgas extensiométricas que permitían medir energías transmitidas reales (Ghafghazi et al., 2014).

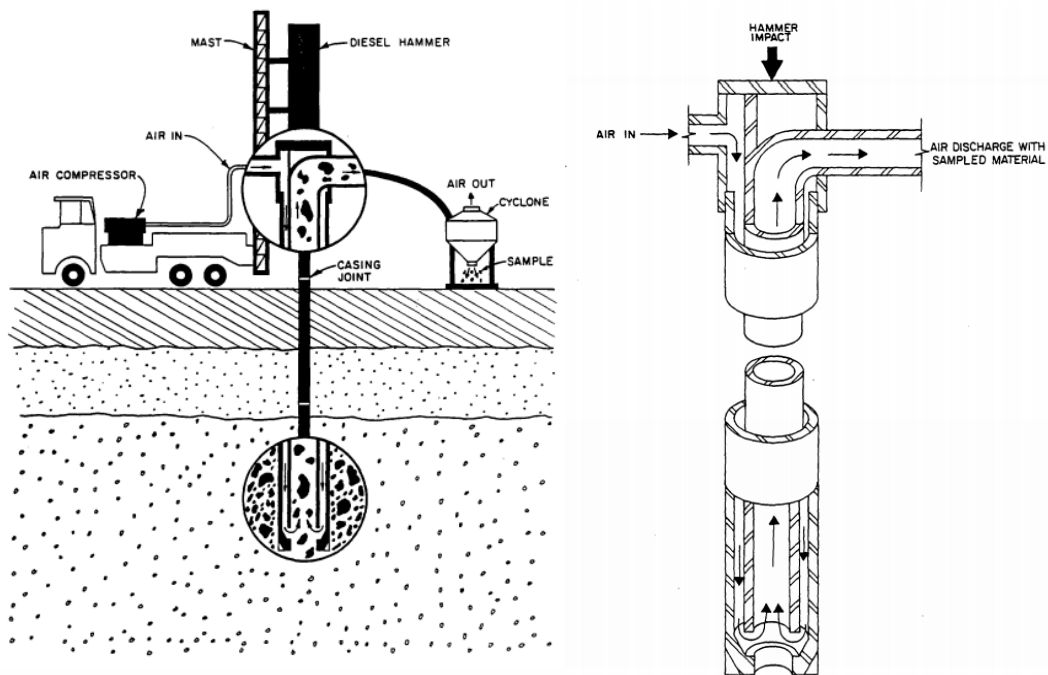


Figura 2-40: Sistema BPT con registro de golpes y extracción de muestras granulares mediante sistema de vacío (Fuente: Harder y Seed, 1986)

Como conclusión, se puede destacar que el SPT dista mucho en la actualidad de ser un ensayo verdaderamente estándar y universal, puesto que tanto las geometrías de los elementos de penetración como los sistemas de hincado mediante golpeo pueden diferir sustancialmente. Por ello, es muy recomendable proceder a la calibración de los equipos para que las correlaciones entre el SPT y otros parámetros geotécnicos obtenidos localmente puedan ser extrapolados a otros emplazamientos que, aun teniendo unas características geológicas y geotécnicas semejantes, puedan ser prospeccionados mediante alguna variante del SPT diferente a la del estudio original.

2.4. Ventajas y desventajas del *SPT* en comparación al *CPT*

Dado que tanto el ensayo de penetración estándar SPT como el ensayo de penetración estática CPT se encuentran entre los más empleados en prospecciones in situ alrededor del mundo y dado que han sido objeto de múltiples estudios de correlación con otros parámetros geotécnicos (como la cohesión, densidad relativa, ángulo de rozamiento, etc.) o con el comportamiento mecánico del terreno al interactuar con estructuras geotécnicas (presión admisible bajo cimentaciones superficiales, resistencia unitaria por fuste y por punta de cimentaciones profundas, etc.), es

conveniente dedicar unas líneas a su estudio comparativo. Así, las ventajas comparativas del SPT frente al CPT son, principalmente:

- El SPT permite no sólo caracterizar numéricamente la competencia de un terreno, sino también poder extraer una muestra del suelo ensayado para su testificación litológica y su identificación en laboratorio
- Es de ejecución sencilla y barata
- Puede ser ejecutado en diversos tipos de suelos –incluidas rocas blandas–, mientras que el CPT no es capaz de atravesar gravas, bolos o costras duras
- El SPT tiene una base de datos de correlaciones y métodos de diseño geotécnico mucho más amplia que el CPT, al ser una técnica con muchos más años de vida y a la que se han dedicado muchos esfuerzos durante más de un siglo
- Disponibilidad universal del ensayo: en regiones del mundo con menos recursos puede construirse un tinglado portátil con varillas, polea, cable y cabrestante accionado por un pequeño motor con relativa facilidad, mientras que el acceso a máquinas CPT, más sofisticadas, puede resultar en muchos casos inaccesible

Por otro lado, el SPT también presenta varias desventajas en su comparación con el CPT, como son:

- El SPT no realiza registros continuos con la profundidad, sino que lo hace de forma discretizada, usualmente con distancias métricas o superiores, mientras que el CPT permite un mayor grado de resolución al proporcionar registros resistentes de forma continua con la profundidad.
- La repetitividad y reproducibilidad del ensayo SPT es mucho menor que la del CPT, ya que este último se encuentra más automatizado y se eliminan así las influencias del operador, tipo de maquinaria, etc.
- Suele tener desviaciones en sus resultados mucho mayores que en el ensayo estático por las incertidumbres asociadas a su operatividad.
- En general, el SPT no es el ensayo más adecuado para caracterizar suelos arcillosos o limosos, aunque en los últimos años se han desarrollado muchas expresiones de correlación entre N y diferentes parámetros como la resistencia a corte sin drenaje –con amplia dispersión–, como las que recopila Das (2009) (ver la Tabla 2-3 y la Figura 2-41). Los últimos estudios multivariable están arrojando datos con mejores grados de correlación, lo que permite preconizar una progresiva mejora en la capacidad predictiva de la competencia de suelos finos por parte del SPT en el futuro.

Tabla 2-3. Correlaciones orientativas entre el SPT y el índice de consistencia y la resistencia a compresión simple de suelos arcillosos (Fuente: Das, 2009)

| Standard penetration number, N_{60} | Consistency | CI | Unconfined compression strength, q_u | |
|---------------------------------------|----------------|-------------|--|--------------------|
| | | | kN/m ² | lb/ft ² |
| <2 | Very soft | <0.5 | <25 | 500 |
| 2 to 8 | Soft to medium | 0.5 to 0.75 | 25 to 80 | 500 to 1700 |
| 8 to 15 | Stiff | 0.75 to 1.0 | 80 to 150 | 1700 to 3100 |
| 15 to 30 | Very stiff | 1.0 to 1.5 | 150 to 400 | 3100 to 8400 |
| >30 | Hard | >1.5 | >400 | 8400 |

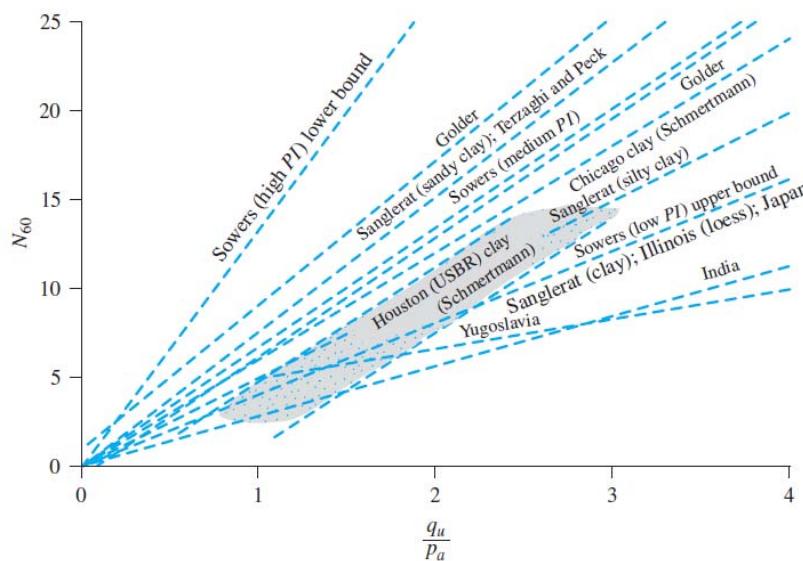


Figura 2-41: Compendio gráfico de correlaciones entre el N_{60} la resistencia a compresión simple normalizada q_u/p_a para suelos de grano fino (Fuente: Das, 2009)

En general, aunque suelen utilizarse en muchas ocasiones de forma independiente o débilmente complementaria, el uso combinado del SPT y del CPT suele dar buenas caracterizaciones de los suelos ensayados. En concreto, el US Department of Agriculture (2012) indican de forma orientativa que la verificación de ensayos CPT mediante la ejecución de un sondeo SPT a unos 60 cm de distancia suele dar lugar a una buena calibración de la correlación entre ambos ensayos y su relación con la litología local. En Tarawneh (2014) se puede encontrar una amplia recopilación de fórmulas de correlación entre los registros de ambos ensayos, entre las que ha tenido bastante difusión tradicionalmente las propuestas orientativas por Robertson (1986), y que se muestran en la *Tabla 2-4*:

Tabla 2-4. Correlación entre el CPT y el SPT normalizados para diferentes tipos de suelos (Fuente: Robertson (1986) en US Department of Agriculture, 2012)

| Zone | Soil behavior type * | $\left(\frac{q_s}{p_s}\right)$ N_{60} |
|------|---|--|
| 1 | Sensitive fine grained | 2.0 |
| 2 | Organic soils—clay | 1.0 |
| 3 | Clays: clay to silty clay | 1.5 |
| 4 | Silt mixtures: clayey silt and silty clay | 2.0 |
| 5 | Sand mixtures: silty sand to sandy silt | 3.0 |
| 6 | Sands: clean sands to silty sands | 5.0 |
| 7 | Dense sand to gravelly sand | 6.0 |
| 8 | Very stiff sand to clayey sand | 5.0 |
| 9 | Very stiff fine-grained | 1.0 |

* Suggested $(q_s/p_s)/N_{60}$ ratios

2.5. Factores que influyen en el *SPT*

El resultado del SPT dependerá tanto de las propias características intrínsecas del ensayo (algunas de las cuales ya han sido examinadas con anterioridad y que podríamos clasificar como “*desviaciones operativas*”) así como de factores exógenos, dependiendo de la naturaleza de cada tipo de suelo ensayado. Así, podremos distinguir entre estos factores de influencia del ensayo, tal y como resume Clayton (1995):

- **Factores intrínsecos a las condiciones de ejecución del ensayo**
 - Técnica de perforación
 - *Método de sostenimiento*
 - Con camisa (que puede llegar hasta el fondo del sondeo o empotrarse una mayor longitud, de forma que el ensayo SPT se realice al amparo de la camisa)
 - Sin entubación, con lodos tixotrópicos
 - *Procedimiento de avance y útiles de perforación*
 - Perforación con hélice con tubo central
 - Uso de triconos, trialetas, etc.

El ensayo de penetración estándar (*Standard Penetration Test, SPT*)

- Uso de coronas de widia o diamante
 - Apoyo de inyección de agua
 - *Diámetro del sondeo*
 - *Posición del nivel freático y presencia de niveles piezométricos* (en arenas pueden producir sifonamientos en el fondo de perforación)
- Equipo de ejecución del SPT
- *Elección de martillo*
 - Tipología: automático, de seguridad, *pinweight*, manual, etc. Clayton (1995) recoge el porcentaje de variación de N según diferentes tipos de martillo y técnica de liberación del mismo, recopilado en diversos países, en comparación al sistema estándar marcado por la ASTM D1586-11:

Tabla 2-5. Variaciones porcentuales orientativas del SPT para tipos de martillo diferentes a los especificados en la ASTM D1586-11 (Fuente: Clayton, 1995)

| Country | Hammer type | Release mechanism | % variation in N from suggested standard |
|-----------|-------------|---------------------------|--|
| UK | automatic | trip | -15 |
| USA | safety | 2 turns on cathead | 0 to +10 |
| | donut | 2 turns on cathead | +35 |
| Japan | donut | Tombi trigger cathead | -25 |
| | donut | 2 turns + special release | -10 |
| China | automatic | trip | 0 |
| | donut | hand dropped | +10 |
| | donut | cathead | +20 |
| Argentina | donut | cathead | +35 |

- Masa del yunque o sufridera
- Utilización de bloques de madera para amortiguamiento del impacto sobre la sufridera
- *Diámetro y longitud del varillaje*
 - Inestabilidad por pandeo
 - Longitud, masa y rigidez del conjunto de varillas

El ensayo de penetración estándar (*Standard Penetration Test, SPT*)

- Pérdidas de energía en las conexiones
 - *Tipo de tomamuestras*
 - Diferencia de diámetro entre la zapata y el tubo bipartido (como ya hemos visto, es el caso de los tomamuestras prescritos por la ASTM D1586-11, que generan menos rozamiento durante la hincada si no se introduce un tubo de PVC de recuperación en su interior)
 - Sistema de toberas de ventilación y válvula de bola
 - Grosor del labio de zapata
 - Utilización de tomamuestras no estándar
 - Empleo de punta cónica sólida
- Procedimiento de ensayo
 - Cadencia de golpeo
 - Nivelación y apoyo del tomamuestras sobre el fondo del sondeo antes de comenzar el ensayo
- **Factores exógenos: la influencia del tipo de terreno y las condiciones en las que se encuentra el mismo**
 - Suelos granulares
 - *Grado de cementación intergranular*: cuanto más cementadas se encuentran las partículas entre sí, mayor es el SPT registrado al atravesarlas
 - *Edad del estrato*: los suelos más antiguos, a igualdad de otras condiciones, suelen dar lugar a resistencia más elevadas que depósitos más jóvenes
 - *Presión efectiva de confinamiento a la profundidad de ensayo*: el SPT aumenta con el nivel de confinamiento
 - *Sobreconsolidación*: el efecto de este factor sobre el SPT todavía no está suficientemente acotado, aunque Schmertmann (1978) indica alguna experiencia en la que un incremento de la sobreconsolidación puede generar aumentos significativos en las

resistencias a la penetración dinámica. Clayton (1995) señala que la presión efectiva horizontal en el punto de ensayo condiciona notablemente el resultado de penetración, por lo que teniendo en cuenta que los procesos de sobreconsolidación en arenas dan lugar a incrementos del nivel de presiones efectivas horizontales sobre un terreno granular, serán esperables aumentos de la resistencia SPT en ese escenario

- *Densidad relativa*: aproximadamente, la variación del SPT es directamente proporcional al cuadrado de la densidad relativa del suelo
- *Índice de poros*: un mayor índice de poros suele estar relacionado con una menor resistencia a la penetración
- *Tamaño de partícula*: al aumentar el tamaño de partícula, aumenta generalmente la resistencia a la penetración (en el caso extremo, cuando se atraviesan suelos con gravas, se puede producir el atasco parcial o total de la abertura de la zapata, por lo que este efecto de aumento de la resistencia puede ser mucho más significativo)
- *Granulometría del suelo*: los suelos uniformes suelen tener menores resistencias a la penetración
- *Presión intersticial*: en arenas de grano fino densas pueden producirse fenómenos de dilatancia por la presencia de agua intersticial, aumentando el SPT. En suelos arenosos sin finos, de densidad media-baja, sin embargo, pueden registrarse resistencias a la penetración anómalamente bajas por la generación de licuefacciones locales durante el ensayo
- *Angulosidad de las partículas*: las partículas más redondeadas serán más fácilmente movilizadas y reacomodadas por la perturbación generada por el SPT, por lo que darán lugar a resistencias a la penetración más bajas que los suelos con partículas más fracturadas

○ Suelos cohesivos

- *Resistencia al corte sin drenaje*: es conocido que al aumentar la resistencia al corte sin drenaje se incrementa la resistencia a la penetración dinámica. Sin embargo, las correlaciones que existen tienen grandes desviaciones generalmente. Kalantary et

al. (2009) recopilan algunas de las correlaciones más utilizadas en los últimos años:

Tabla 2-6. Correlaciones entre el SPT y la resistencia al corte sin drenaje de suelos arcillosos (Fuente: Kalantary et. al, 2009)

| Author | Soil type | S_u (kPa) |
|-----------------------------|-------------------|------------------|
| Stroud (1974) | $PI < 20$ | $6 - 7 N$ |
| | $20 < PI < 30$ | $4 - 5 N$ |
| | $PI > 30$ | $\approx 4.2 N$ |
| Décourt (1990) | Clay | $12.5 N$ |
| | Clay | $15 N_{60}$ |
| Sivrikaya and Toğrol (2006) | CL | $3.97 N_{field}$ |
| | | $5.82 N_{60}$ |
| | CH | $5.9 N_{field}$ |
| | | $8.76 N_{60}$ |
| | Clay | $5.13 N_{field}$ |
| | | $7.57 N_{60}$ |
| | Fine grained soil | $4.68 N_{field}$ |
| | $6.97 N_{60}$ | |

Además, Kalantary et al. (2009) desarrollan sus propias correlaciones entre ambas magnitudes, utilizando un enfoque multivariable y con un ajuste basado en algoritmos genéticos y redes neuronales. Así resulta muy interesante su estudio de sensibilidad del SPT a la variación del grado de confinamiento, la plasticidad de suelo fino, su humedad y su resistencia al corte sin drenaje. Para suelos de baja plasticidad (ya que los autores indican que el estudio se ha limitado al ensayo de muestras poco plásticas), proponen el siguiente ábaco de correlación:

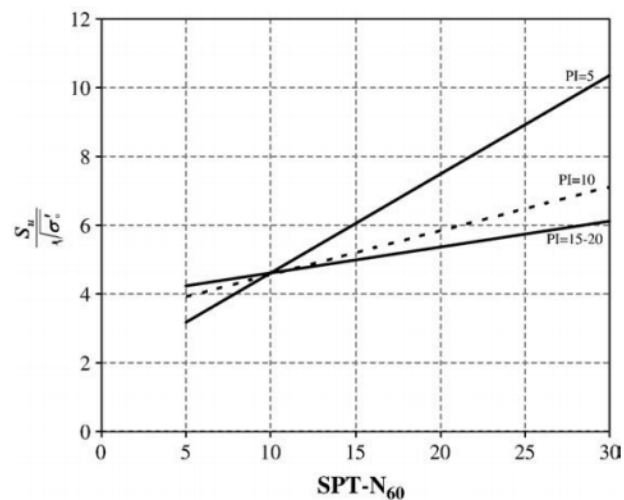


Figura 2-42: Ábaco de correlación entre el SPT corregido por energía y la resistencia al corte sin drenaje, teniendo en cuenta la influencia de la presión efectiva de confinamiento y el índice de plasticidad del suelo

 El ensayo de penetración estándar (*Standard Penetration Test, SPT*)

- *Susceptibilidad del suelo:* Clay (1995) indica que para pequeños incrementos de la susceptibilidad de un depósito arcilloso pueden producirse sensibles incrementos del ratio c_u/N
 - *Nivel de saturación:* este factor es especial importancia para muestras que comienzan a fisurarse por desecación
 - *Plasticidad:* los diversos autores que han realizado una estimación de la sensibilidad de la relación c_u/N han reconocido una marcada tendencia a que dicho cociente tiende a aumentar al disminuir el índice de plasticidad del suelo.
 - *Sobreconsolidación:* Según Mayne y Kemper Jr (1988), el SPT crece al aumentar la razón de sobreconsolidación (obteniendo en su estudio una fórmula de regresión con un coeficiente de Pearson bastante notable)
- Rocas blandas o macizos alterados
- *Resistencia de la matriz rocosa*
 - *Porosidad de la matriz rocosa*
 - *Distancia, apertura y características de las discontinuidades del macizo*
 - *Presencia de inclusiones duras (como esquistos)*

Como indica Clayton (1995), en suelos arcillosos se puede considerar que la resistencia a la penetración *SPT* depende de la resistencia al corte sin drenaje del suelo y de su rigidez, que se encuentran ligadas por el índice de poros. Esta medida del volumen específico de huecos en el interior de la estructura del suelo, junto a la consideración del grado de saturación, será una de los principales eslabones de la cadena que la presente investigación tenderá entre el *SPT* (que se manifiesta en el dominio de la rotura dinámica y de las grandes deformaciones) y las velocidades de propagación sísmica (que pertenecen al ámbito de las pequeñas deformaciones elásticas).

Aunque en sus primeras décadas de existencia el *SPT* había sido en muchas ocasiones considerado como un mero registro empírico de la competencia del terreno sin mayor base teórica, estudios como el de Schmertmann y Palacios (1979) dieron verdadera entidad física al mecanismo de penetración dinámica. Los autores indicaron que su artículo "(...) debería acabar con la percepción habitual del *SPT* como un ensayo in situ puramente empírico". En efecto, demostraron que el valor de N es inversamente proporcional a la energía de onda de compresión inducida dinámicamente por el

impacto del martillo de hincas. Esta energía se denomina *ENTHRU* o E_i . Así mismo, (Schmertmann, 1978) indicó que también existía relación entre los coeficientes de amortiguamiento del terreno de las energías primaria y secundaria y el SPT. Estas conclusiones son un primer indicativo sobre la existencia de nexos de unión entre la resistencia a la penetración dinámica (que pertenece al dominio de las altas distorsiones) y la propagación de ondas sísmicas (que se desarrollan en el dominio de las bajas distorsiones).

2.6. Análisis dinámico del SPT

Una de las formas tradicionales de analizar el comportamiento del sistema SPT durante la hincas es a través de la mecánica de ondas (cuyos fundamentos serán explorados en mayor profundidad en los capítulos 3 y 4 para terrenos). Así a partir del análisis de diversos autores (Abou-matar y Goble, 1997; Daniel, 2000; Ibáñez, 2009; Schmertmann y Palacios, 1979; Timoshenko y Goodier, 1951) se puede realizar un examen de los parámetros constitutivos del terreno que intervienen en el resultado del ensayo.

En el origen de fenómeno de hincas por golpeo se encuentra la energía cinética en el momento inmediatamente anterior al impacto del martillo sobre el yunque, unido solidariamente al varillaje. Esta energía (E_c) se puede expresar en función de la masa del martillo (W) y la velocidad máxima que ha adquirido el mismo antes del impacto (v_{\max}):

$$E_c = \frac{1}{2} W v_{\max}^2 \quad (\text{Ec. 2.6})$$

Normalmente, en la práctica habitual de ejecución de los ensayos SPT, no se suele realizar una medición de esta energía, que suele limitarse a los estudios de investigación. Para determinarla de la forma más precisa posible se pueden utilizar diferentes técnicas (velocimetría Doppler mediante radar o laser, escáneres de reflexión fotovoltaicos, etc.). Sin embargo, suele ser más interesante medir la energía de las ondas longitudinales viajando a través del varillaje tras el impacto, puesto que de esta forma no solamente se está midiendo la eficiencia energética durante la caída libre del martillo, sino que se contabilizan también las pérdidas de energía tras el impacto.

Así, como demostraron Timoshenko y Goodier (1951) para barras prismáticas de módulo de deformación E y sección A como medio de transmisión de ondas longitudinales, la fuerza axial en un punto a una cierta profundidad x en un instante t

(en el sentido de las x crecientes), estará relacionada con la velocidad de una partícula de la barra en ese punto y en este instante, $v_x(t)$, y con la velocidad de propagación de onda, c (que se propaga en el sentido de las x crecientes) mediante esta expresión:

$$F(x,t) = \frac{EA}{c} v_x(t) \quad (\text{Ec. 2.7})$$

Si las ondas son ascendentes, entonces el signo de la fuerza en el sentido de las x crecientes será negativo.

El cociente EA/c suele ser denominado como impedancia acústica de la de la barra:

$$Z = \frac{EA}{c} \quad (\text{Ec. 2.8})$$

Por lo que la Ec. 2.7 se puede escribir en la forma:

$$F(x,t) = Z v_x(t) \quad (\text{Ec. 2.9})$$

Esta expresión de la proporcionalidad entre la fuerza aplicada en cada punto de una barra y la velocidad de deformación de la misma en dicho punto puede utilizarse para modelizar el comportamiento energético del SPT durante la hinca.

Al determinar fuerza y velocidad en un punto del varillaje tras el impacto, se puede determinar la energía que se ha transmitido desde el martillo a dicho varillaje. Así, el aumento de trabajo producido en un intervalo de tiempo dt comprendido entre $t_1-dt/2$ y $t_1+dt/2$ será:

$$dW = F(t_1) dx = F(t_1) v_x(t_1) dt \quad (\text{Ec. 2.10})$$

Así, si se calcula el trabajo necesario para que una onda de impacto haya atravesado una sección en un punto determinado del varillaje, para lo que habrá invertido un tiempo que podemos denominar t_{thru} , podremos proponer:

$$ENTHRU = \int_0^{t_{thru}} F(t) v_x(t) dt \quad (\text{Ec. 2.11})$$

Donde ENTHRU es la energía transmitida por la onda tras atravesar la sección de control del varillaje. Sin embargo, para determinar la cantidad de energía que ha sido utilizada por el tomamuestras para la penetración se tiene que calcular la energía transmitida neta de las ondas descendentes y de las ascendentes, debidas a las ondas reflejadas hacia arriba por el fenómeno de refracción en la punta del tomamuestras ante el cambio de impedancia del terreno.

Para determinar la energía utilizada por el SPT se emplean habitualmente dos métodos:

- **Método de la fuerza al cuadrado (EF2):** esta metodología de medición no permite distinguir la cantidad de energía contenida en las ondas ascendentes y descendentes, sino que proporciona el valor neto final del recorrido descendente-ascendente total de la onda de impacto. Se basa en la consideración de que hasta que no llega la onda reflejada ascendente provocada por la superficie refractora entre la zapata del tomamuestras y el terreno, no existen ondas ascendentes en el punto de medición (Daniel, 2000). Es decir, se mide la energía neta total desde el instante inicial en la que se produce el impacto y la onda descendente atraviesa la sección instrumentada hasta llegar al instante t_{max} en el que atraviesa dicha sección la onda ascendente reflejada:

$$t_{max} = \frac{2 L_{VAR}}{c} \quad (\text{Ec. 2.12})$$

Donde:

- L_{VAR} : Longitud del varillaje entre el punto de impacto y la punta del tomamuestras
- c : Velocidad de propagación de la onda de compresión a través del varillaje

Para determinar esta energía, se considera que la misma se divide al 50% entre energía cinética y energía de deformación, por lo que solamente es necesario medir fuerzas o velocidades para estimar la energía. Hace tres décadas, cuando se desarrolló la ASTM D4633-86 “*Standard Test Method for Energy Measurement for Dynamic Penetrometers*” (durante varios años anulada y hoy en día sustituida por la ASTM

D4633-16) resultaba más sencillo realizar una instrumentación del varillaje mediante galgas extensiométricas que recurrir a dispositivos más sofisticados para determinar la velocidad de partícula. En los años 80 la instrumentación con acelerómetros no se consideraba todavía fiable. Por ello, la ASTM 4633-86 propuso una forma de aplicación práctica de la Ec. 2.11 con la forma:

$$ENTHRU_{EF2} = \frac{K_1 K_2 K_c}{Z} \sum_{i=1}^n F_i(t)^2 \Delta t \quad (\text{Ec. 2.13})$$

Donde:

- K_1 : Factor de corrección por posición de la célula de carga
- K_2 : Factor de corrección por longitud del varillaje
- K_c : Factor de corrección por velocidad
- Δt : Intervalo de tiempo entre mediciones
- n : Número de mediciones hasta t_{\max}

Estos factores de corrección tenían en cuenta que la instrumentación no se puede instalar justo en la sección de impacto (Ibáñez, 2009), sino algo por debajo (por lo que cambian las longitudes de referencia), así como por haberse comprobado que la velocidad teórica c es superior a la real. Tanto el método como los factores de corrección aparecían reflejados en la citada norma ASTM D4633-86. Sin embargo, en sus nuevas ediciones, esta normativa considera que “a medida que se fue ganando experiencia se comprendió que ninguno de estos factores no eran de correcta aplicación al método EF2”. Por un lado el factor de corrección por longitud del varillaje nunca se correlacionó adecuadamente con mediciones reales. Por otro lado, la nueva versión de la norma ASTM indica que la corrección por velocidad de las ondas en el varillaje es “inherentemente incorrecta”, ya que la velocidad de propagación de ondas longitudinales en el acero es conocida y de valor constante ($c=5123$ m/s). Estos errores, junto a otras inconsistencias de la anterior versión de la normativa, hacen inclinarse a la ASTM por el método de la fuerza-velocidad (EFV) que veremos en el siguiente epígrafe, como el “único método fundamentalmente correcto para medir el contenido de energía”.

- **Método de la fuerza-velocidad (FV):** en esta técnica se asume la convivencia de ondas ascendentes y descendentes a lo largo del varillaje de forma que la fuerza total en una sección y la velocidad total de partícula en ese punto serán:

$$F(t) = F(t)\uparrow + F(t)\downarrow \quad (\text{Ec. 2.14})$$

$$v_x(t) = v_x(t)\uparrow + v_x(t)\downarrow \quad (\text{Ec. 2.15})$$

Donde:

- $F(t)\uparrow$: Fuerza ascendente
- $F(t)\downarrow$: Fuerza descendente
- $v_x(t)\uparrow$: Velocidad ascendente de partícula
- $v_x(t)\downarrow$: Velocidad descendente de partícula

Así, la medida de la energía se realizará mediante la expresión:

$$\begin{aligned} ENTHRU_{FV} &= \sum_{i=1}^n F_i(t) v_{xi}(t) \Delta t = \\ &= \sum_{i=1}^n [F_i(t)\uparrow + F_i(t)\downarrow] [v_{xi}(t)\uparrow + v_{xi}(t)\downarrow] \Delta t = \\ &= \sum_{i=1}^n F_i(t)\uparrow v_{xi}(t)\uparrow + F_i(t)\downarrow v_{xi}(t)\downarrow + F_i(t)\uparrow v_{xi}(t)\downarrow + F_i(t)\downarrow v_{xi}(t)\uparrow \end{aligned} \quad (\text{Ec. 2.16})$$

Al cancelarse el tercer y cuarto término de este balance, se puede proponer finalmente que la energía medida es la diferencia entre la de ondas descendentes menos la de ondas ascendentes (ya que $F(t)\uparrow v_x(t)\uparrow$ tiene un valor negativo):

$$ENTHRU_{FV} = \sum_{i=1}^n F_i(t)\downarrow v_{xi}(t)\downarrow - F_i(t)\uparrow v_{xi}(t)\uparrow \quad (\text{Ec. 2.17})$$

Se puede comprobar que en este caso no solamente es necesario instrumentar el varillaje para obtener deformaciones, y con ello las fuerzas en cada instante, sino que también será preciso determinar la velocidad en la sección de medida, por lo que se suelen utilizar acelerómetros, cuyo registro en el tiempo es integrado una vez para obtener las velocidades en cada intervalo de medición.

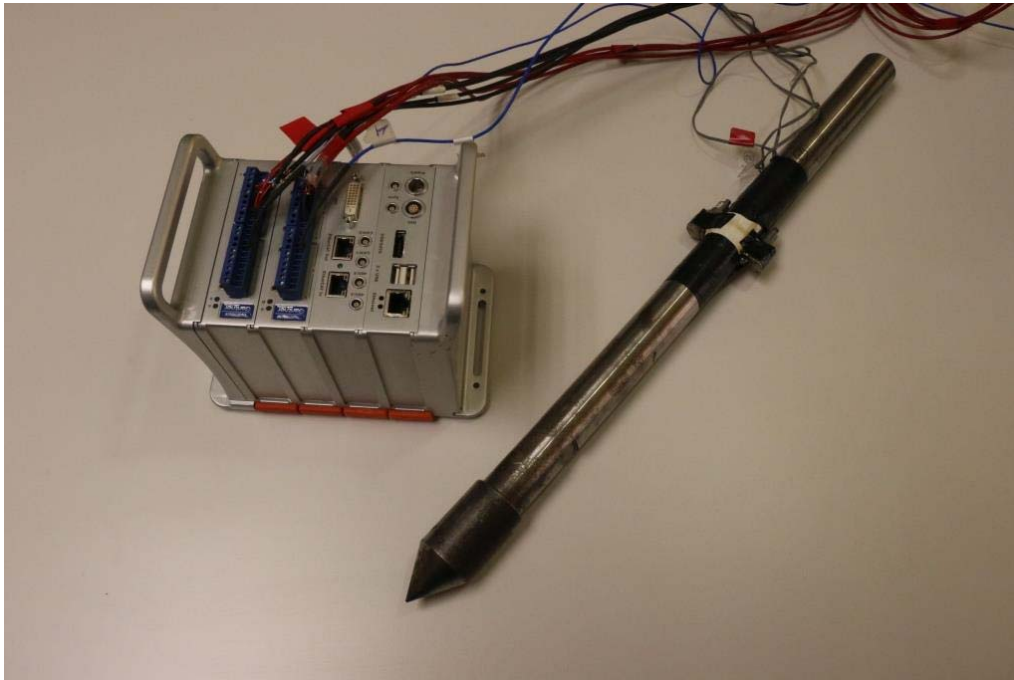


Figura 2-43: Módulo de adquisición de datos conectado a barra instrumentada (adaptable a cualquier tipo de equipo de penetración dinámica) con acelerómetros y galgas extensiométricas siguiendo el procedimiento FV (Fotografía propia de la instrumentación de Ibáñez et al., 2009)

El método FV permite analizar mejor el fenómeno de la penetración, de forma que la velocidad v_{punta} y la reacción del terreno R_{punta} en la punta del tomamuestras *SPT* se pueden calcular en función de las fuerzas ascendente y descendente en la punta (Ibáñez, 2009):

$$R_{punta} = F_{\downarrow} - F_{\uparrow} \quad (\text{Ec. 2.18})$$

$$v_{punta} = \frac{F_{\downarrow}}{Z} + \frac{F_{\uparrow}}{Z} = \frac{2F_{\downarrow} - R_{punta}}{Z} \quad (\text{Ec. 2.19})$$

Según la Ec. 2.19, resulta evidente que solo se producirá penetración en el intervalo de tiempo en el que se verifique que:

$$F_{\downarrow} > R_{punta} \quad (\text{Ec. 2.20})$$

De esta forma, Ibáñez (2009) indica que en el mecanismo de deformación hay dos componentes en cada instante de tiempo: una primera componente elástica –y, por lo tanto, recuperable- desde el instante en el que llega la primera onda longitudinal a la

punta del tomamuestras hasta que se disipa toda la fuerza de compresión descendente, y una segunda componente plástica –no recuperable– en todo el intervalo de tiempo en el que la fuerza de compresión descendente sobre la punta sea superior a la reacción del terreno en ese punto.

Por ello, el varillaje SPT, con el tomamuestras acoplado en punta, se puede modelizar mediante una discretización de la barra en elementos rígidos conectados visco-elásticamente, que se ven sometidos a una reacción visco-elasto-plástica del terreno tanto por rozamiento con las paredes del varillaje como por reacción normal en punta. Este esquema se muestra en la Figura 2-44:

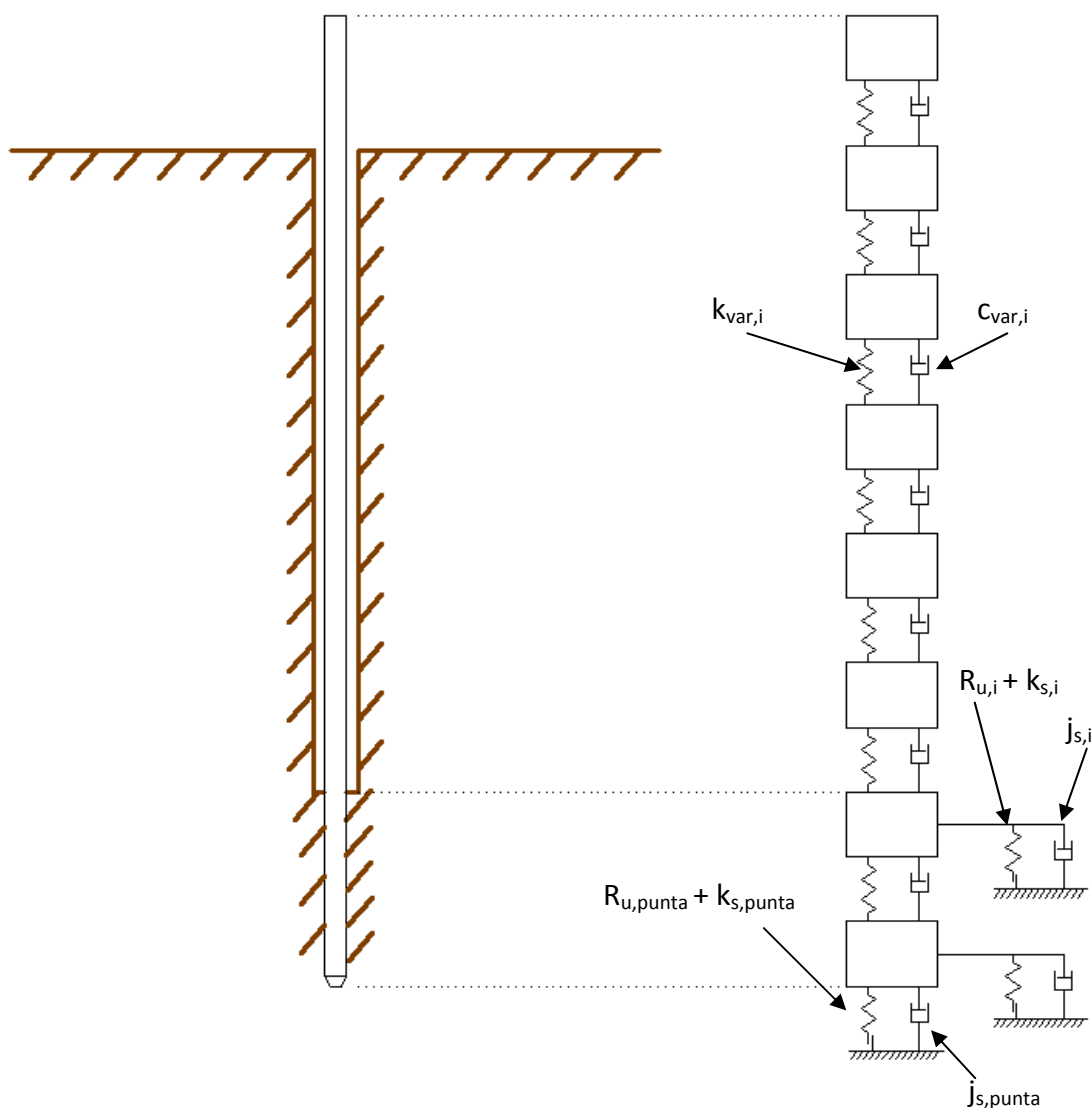


Figura 2-44: Modelo constitutivo de un sistema de varillaje SPT adaptado de un modelo de hincada de pilotes desarrollado por Goble, Rusche, Likins and Associates, Inc., GRLWEAP (Fuente: elaborado por el autor a partir de Rausche et al., 1992)

En este modelo, basado en el algoritmo GRLWEAP –que a su vez se fundamenta sobre el método original de Smith (1960) para la estimación de la capacidad resistente de un pilote hincado–, se han hecho algunas simplificaciones, como considerar despreciable el rozamiento del terreno sobre el varillaje en el interior del tramo perforado del sondeo. Los parámetros constitutivos señalados en la figura se denominan de esta forma:

- $k_{var,i}$: Coeficiente de rigidez del varillaje en el segmento i
- $c_{var,i}$: Coeficiente de amortiguamiento del varillaje en el segmento i
- $k_{s,i}$: Coeficiente de rigidez del terreno en el segmento enterrado i
- $j_{var,i}$: Coeficiente de amortiguamiento de Smith para el terreno en el segmento i
- $k_{s,punta}$: Coeficiente de rigidez del terreno bajo la punta del tomamuestras
- $j_{var,punta}$: Coeficiente de amortiguamiento de Smith para el terreno bajo la punta del tomamuestras
- $R_{u,i}$: Resistencia estática última del terreno en el segmento i
- $R_{u,punta}$: Resistencia estática última del terreno bajo la punta del tomamuestras

Según este modelo, la resistencia a la penetración del tomamuestras ($R_{penetración}$) tendrá tres componentes: una primera componente de resistencia inercial (R_{iner}) provocada por la masa del varillaje descendiendo con un aceleración $\ddot{u}(t)$, una segunda contribución estática (R_{est}), de tipo elasto-plástica, y una tercera componente dinámica (R_{din}), de naturaleza viscoplástica, que dependerá tanto del coeficiente de amortiguamiento de Smith así como de la resistencia estática, según estas expresiones:

$$R_{iner} = m \ddot{u}(t) \tag{Ec. 2.21}$$

$$R_{est} = \frac{R_u}{q} u(t) \tag{Ec. 2.22}$$

$$R_{din} = j \cdot v_x \cdot R_{est} = j \cdot \dot{u}(t) \cdot R_{est} \tag{Ec. 2.23}$$

La resistencia última estática se alcanza cuando el desplazamiento del tomamuestras $u(t)$ alcanza un valor q (del inglés “quake”), por lo que se verifica que:

$$R_{est} = R_u \quad \text{para } u(t) \geq q \quad (\text{Ec. 2.24})$$

En la Figura 2-45 se muestran las curvas fuerza-desplazamiento de forma ilustrativa para las componentes estática y dinámica de la resistencia:

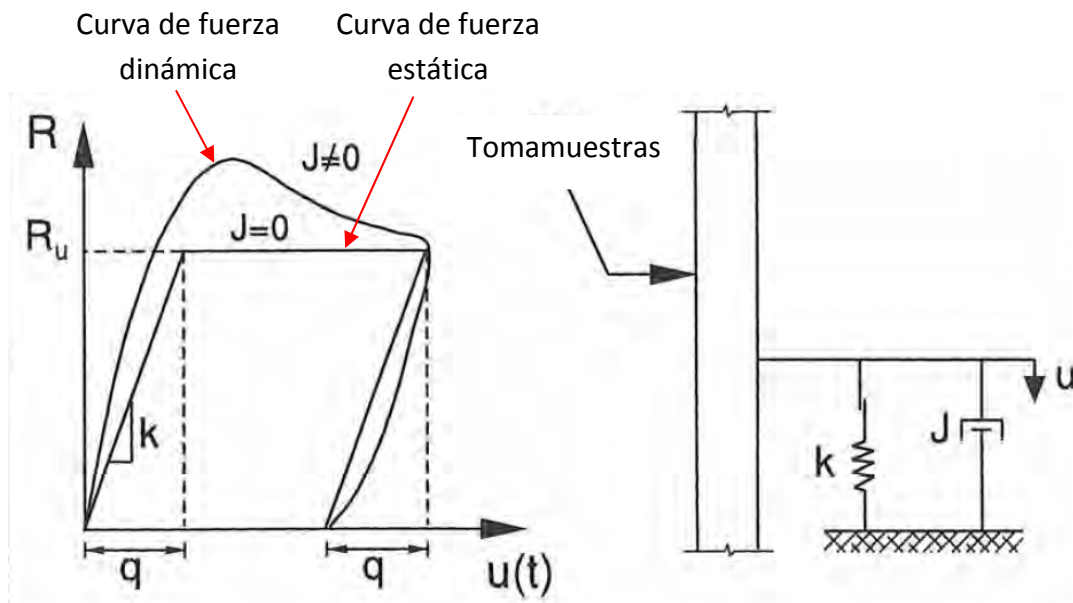


Figura 2-45: Curvas de contribución dinámica y estática a la resistencia a la penetración según el módulo constitutivo de Smith (Fuente: adaptado de Abou-Matar et al. (1996))

El análisis del mecanismo energético y resistente del terreno permite concluir que la energía suministrada por cada impacto del martillo SPT se consume en forma de trabajo elástico, plástico y viscoso. De forma simplificada, si se despreciara el amortiguamiento del terreno, en un modelo elastoplástico perfecto, el valor del SPT sería función de la penetración total (d , igual a 30 cm habitualmente en el ensayo estándar), de la energía cinética en el instante inmediatamente anterior al impacto del martillo sobre el yunque (E_c , de valor 473 ER [J], siendo ER la eficiencia energética del sistema de golpeo), de la resistencia última estática del terreno (R_u) y de la penetración para la que se llega a esa resistencia última (q):

$$N = \frac{d}{\frac{E_c}{R_u} - \frac{q}{2}} \quad (\text{Ec. 2.25})$$

Como se aprecia en el diagrama de la Figura 2-46, la porción de energía empleada por el SPT en producir penetración es el área rayada de la curva fuerza-desplazamiento elastoplástica.

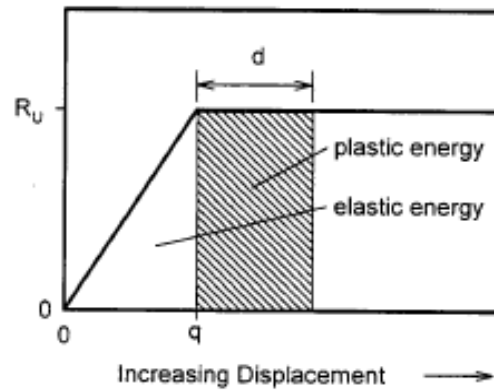


Figura 2-46: Energía gastada en deformación elástica y en penetración plástica (Fuente: Daniel, 2000)

Se puede concluir, pues, que el SPT recoge simultáneamente las características resistentes, elásticas y viscodinámicas del terreno en condiciones, en general, de alta deformación. Teniendo en cuenta estas dependencias, y sabiendo que la propagación de ondas sísmicas depende intrínsecamente de las características elásticas del terreno (como será descrito en los capítulos 3 y 4), se puede inferir que el SPT es un buen candidato a integrarse como variable explicativa de dichas velocidades.

Capítulo 3. Fundamentos sobre propagación de ondas

3.1. Introducción

Como se ha mostrado en la descripción de la evolución histórica de los métodos de geofísica sísmica, desde los primeros estudios teóricos hasta las primeras experiencias prácticas resulta bien conocido que las ondas elásticas propagadas a través del terreno viajan a velocidades diferentes en función de las características de cada estrato atravesado. Por ello, desde sus orígenes hasta hoy en día, la geofísica sísmica ha tenido como objetivo fundamental estudiar las formas de propagación de estas ondas para descubrir la distribución de capas en un determinado terreno y la forma de sus interfaces de transición (aunque también se ha ampliado su empleo a otras aplicaciones, como la localización del nivel freático, fallas, cavernas, etc.). Por ello, antes de estudiar de forma más específica las técnicas geofísicas más habituales para estudiar la morfología geométrica y mecánica del terreno, repasaremos los conceptos básicos sobre la teoría de propagación de ondas a través de medios elásticos sobre los que se fundamente el desarrollo de estas técnicas.

Para realizar este estudio utilizaremos los métodos de estudio de los medios continuos elásticos. Así, sabemos que cualquier cuerpo elástico dejará de estar en equilibrio si sobre él actúan fuerzas que no verifiquen un equilibrio estático.

Cuando en un punto de ese medio se aplique una cierta presión de forma súbita, la deformación local inducida por la misma se propagará a lo largo del medio, separándose del punto de origen. Cuando el punto de origen se encuentra a bastante profundidad bajo la superficie terrestre, la perturbación se transmitirá en forma de ondas internas (también denominadas ondas de cuerpo). Como veremos, la ecuación de onda en medios continuos elásticos de extensión indefinida tendrá dos soluciones diferentes, lo que implica la existencia de dos tipos de ondas sísmicas:

- Ondas primarias: se producirán ondas de compresión-dilatación (denominadas también ondas primarias, longitudinales u ondas P), en las que cada punto del medio oscilará en la dirección de propagación de la onda, por un mecanismo de expansión-contracción del medio. Físicamente, conllevan cambios de volumen sin la aparición de movimientos rotacionales de las partículas.
- Ondas secundarias: en este caso, se observarán ondas de corte (también denominadas transversales, de cizalla u ondas S) que distorsionarán el medio en la dirección perpendicular a la dirección de propagación de la perturbación. Físicamente, se corresponden con movimientos rotacionales del medio, producidos sin que existan cambios de volumen.

Sin embargo, cuando las ondas se propagan en zonas del terreno muy próximas a su superficie, aparecerán un cierto tipo de ondas que sólo se propagarán a través de las franjas más superficiales del medio, y que son producto de la interferencia constructiva de las ondas P y de las ondas S. En concreto, las ondas superficiales de mayor importancia son:

- Ondas Rayleigh: se construyen como interferencia de ondas longitudinales y de la componente vertical de las ondas transversales, y se manifiestan como movimientos de trayectoria elíptica retrógrada en planos verticales según la dirección de la propagación en la superficie de un terreno, que puede ser uniforme o no uniforme. En técnicas geofísicas como las de reflexión o refracción, este tipo de ondas suelen considerarse como “ruido” en la señal. Sin embargo, en los métodos de análisis de ondas superficiales, son la principal fuente de datos para construir la distribución de velocidades de propagación de ondas secundarias en el subsuelo. Experimentalmente, es conocido que la velocidad de las ondas Rayleigh suele ser del orden del 90% de la de las ondas S.
- Ondas Love: en el caso de suelos no uniformes en la franja superficial de la corteza terrestre, se pueden producir interferencias constructivas entre las componentes horizontales de ondas S, que generarán ondas de cizalla en un plano horizontal, con movimientos a nivel de partícula transversales a la dirección de propagación de la onda

3.1.1. Ondas de presión en una barra infinitamente larga

Para poder describir adecuadamente los mecanismos teóricos y las aplicaciones prácticas de la sismica de refracción y del análisis de ondas superficiales, que nos permitirán caracterizar mecánicamente las propiedades de rigidez del terreno, es importante previamente revisar las bases teóricas que subyacen en el fenómeno de la

propagación de ondas en medios continuos. De esta forma, se comprenderá cuáles son las propiedades del terreno que intentará capturar el ensayo de Refracción o cualesquiera de los métodos de análisis de ondas superficiales para así comprender qué relación tienen con la resistencia a la penetración dinámica, así como nos permitirá analizar sus limitaciones. Así, previamente al análisis de la teoría general de propagación de las ondas de compresión o de cizalla en el caso general tridimensional, resulta muy conveniente estudiar la propagación de ondas en una sola dimensión, puesto que de esta forma se podrán introducir algunos conceptos, como el de refracción, de una forma mucho más intuitiva.

Para llevar a cabo esta tarea, exploraremos la forma de propagación de las ondas de presión longitudinal en una barra infinitamente larga, inicialmente de un material homogéneo, elástico y con sección constante (entroncando con los conceptos que ya tratamos en el modelizado de la propagación de ondas a través del varillaje del ensayo SPT tras uno de los impactos). Una descripción pormenorizada se puede encontrar en múltiples publicaciones (Achenbach, 1984; Elnashai y Di Sarno, 2008; Ibáñez, 2009; Richart et al., 1970; Towhata, 2008; Villaverde, 2009), por citar algunos de los más completos. Comenzaremos considerando la barra de la Figura 3-1 y sometiéndola a una perturbación axial:

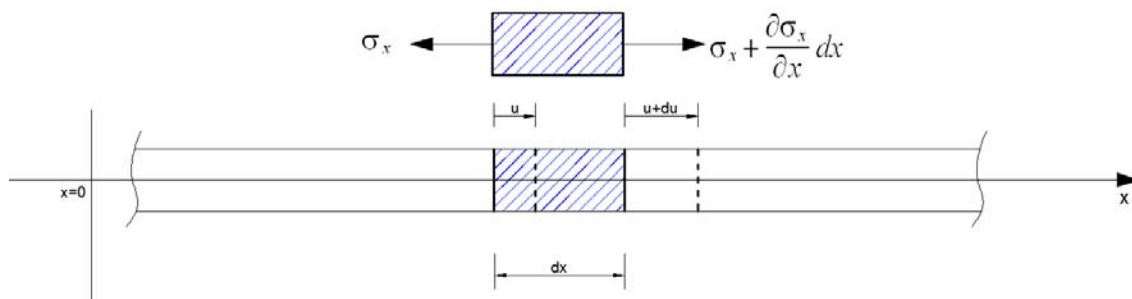


Figura 3-1: Barra infinitamente larga y diagrama de cuerpo libre de un elemento diferencial sometido a una dilatación inducida por una perturbación sísmica longitudinal (elaboración propia, adaptado de Villaverde, 2.009)

Asumiremos que la longitud de la barra es ampliamente mayor que su sección, que las presiones resultantes de la perturbación son constantes en dicha sección, que, además, permanecerá plana en todo momento. Adicionalmente, despreciaremos las deformaciones transversales, admitiendo que la variación de la densidad será muy pequeña en comparación a los valores estáticos originales. Si A es el área de su sección transversal, E su módulo de Young, ρ su densidad y $u(x,t)$ el desplazamiento longitudinal de un punto de la barra en el instante t medido a una distancia x del origen de coordenadas. En un instante cualquiera tras la aplicación de la perturbación,

las presiones en las caras dorsal y frontal de una rebanada de longitud diferencial de la barra serán las mostradas en la Figura 3-1. Entonces, según la Segunda Ley de Newton, el movimiento de ese elemento diferencial estará descrito por la expresión:

$$\sum F_x = m a_x \quad (\text{Ec. 3.1})$$

donde m es la masa del elemento, a_x su aceleración a lo largo del eje x y F_x la fuerza que actúa sobre el mismo en dicha dirección. En términos de tensiones y desplazamientos, la ecuación del movimiento del elemento diferencial se puede expresar como:

$$-\sigma_x A + \left(\sigma_x + \frac{\partial \sigma}{\partial x} dx \right) A = (\rho A dx) \frac{\partial^2 u(x,t)}{\partial x^2} \quad (\text{Ec. 3.2})$$

Pero según la ley de Hooke, en el caso general de que la barra esté confinada lateralmente, y por la propia definición de deformación unitaria, es posible expresar la tensión como:

$$-\sigma_x = M \cdot \varepsilon_x = M \frac{\partial u(x,t)}{\partial x} \quad (\text{Ec. 3.3})$$

Por lo que sustituyendo en la Ecuación 3.2, obtendremos la expresión clásica de onda unidireccional:

$$\frac{1}{v_p^2} \frac{\partial^2 u(x,t)}{\partial t^2} = \frac{\partial^2 u(x,t)}{\partial x^2} \quad (\text{Ec. 3.4})$$

siendo v_p una constante que se define como:

$$v_p = \sqrt{\frac{M}{\rho}} \quad (\text{Ec. 3.5})$$

Donde M será el módulo confinado de deformación longitudinal de la barra y ρ su densidad. Si la barra no se encontrara confinada lateralmente, entonces la relación

entre tensión y deformación en la misma estaría fijada por el módulo elástico E y no por el confinado, que se encuentran relacionados a partir del valor del coeficiente de Poisson del medio mediante la expresión:

$$M = E \frac{1 - \nu}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \quad (\text{Ec. 3.6})$$

La Ec. 3.5 nos permite preconizar que la velocidad de propagación de las ondas depende de las propiedades intrínsecas del terreno por el que viajarán. Como hemos visto en el capítulo 2, el análisis mecánico y dimensional del ensayo SPT es capaz de capturar la información elástica del terreno, por lo que se puede preconizar, a priori, un nexo de unión entre las metodologías sísmicas y los mecanismos de penetración dinámica.

Por otro lado, también podemos describir la velocidad de cada punto de la barra, lo que se suele denominar velocidad de partícula, recordando que (ver Figura 3-2):

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} \quad (\text{Ec. 3.7})$$

$$v_p = \frac{\partial x}{\partial t} \quad (\text{Ec. 3.8})$$

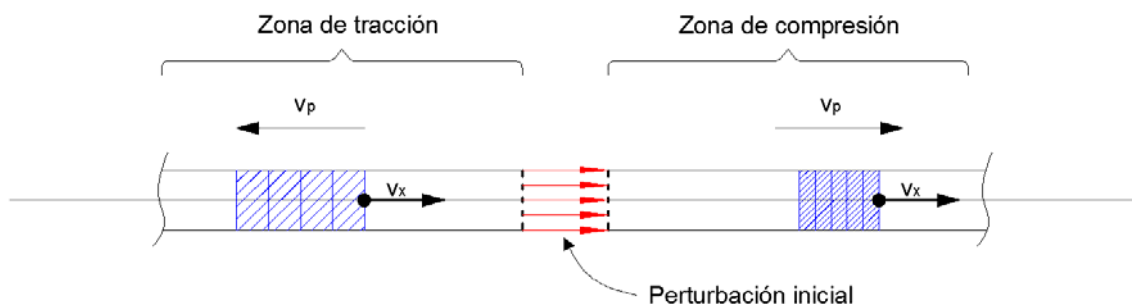


Figura 3-2: Relación entre la velocidad de onda y la velocidad de partícula en una barra sometida a una perturbación que provoque una tensión axial (elaboración propia, adaptado de Villaverde, 2009)

Así, para una onda de compresión se puede proponer (como ya mostraron Timoshenko y Goodier, 1951):

$$v_x = \frac{\partial u}{\partial t} = \frac{\varepsilon_x \partial x}{\partial t} = \frac{\sigma_x}{M} \frac{v_p \partial t}{\partial t} = \frac{\sigma_x v_p}{M} \quad (\text{Ec. 3.9})$$

Pero sabiendo que $v_p = \sqrt{\frac{M}{\rho}}$:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{\sigma_x}{\rho v_p} \quad (\text{Ec. 3.10})$$

Donde ρv_p es conocido como la impedancia específica del material por el que se propagan las ondas (Kramer, 2013), que es igual a la impedancia que describimos en la Ec. 2.8 dividida por el área de la barra. Se puede observar, entonces, que la velocidad de partícula en cada punto es directamente proporcional a la tensión que en dicho punto soporta la barra e inversamente proporcional a la impedancia específica del material que la constituye. Esta magnitud tiene una gran importancia a la hora de determinar cómo se comportan las ondas primarias al producirse un cambio de medio en la propagación de las mismas. Además, por equilibrio, la velocidad de partícula tendrá el mismo sentido que la de propagación de onda cuando las tensiones sean de compresión y el contrario cuando las tensiones sean de tracción.

Para buscar la solución general de esta ecuación, D’Alambert descubrió que la ecuación de onda dada por la Ec. 3.4 puede ser satisfecha una solución constituida por la suma de dos funciones arbitrarias de $x \pm v_p t$, esto es:

$$u(x,t) = f(x - v_p t) + g(x + v_p t) \quad (\text{Ec. 3.11})$$

Si hacemos que x aumente a una velocidad v_p , el argumento de la función f se mantendrá constante. Análogamente ocurre si disminuimos x a una velocidad v_p , ya que comprobaremos que el argumento de g se mantiene constante. Esto implica que esta solución general se compone de una onda $f(x-v_p t)$ viajando a una velocidad v_p en el sentido positivo de las x , y de una onda $g(x+v_p t)$ que se desplaza a una velocidad v_p en el sentido negativo de las x .

Por otro lado, aplicando las condiciones iniciales, se puede llegar a la solución propuesta en la Ecuación 3.8, que será de aplicación siempre y cuando se conozcan el desplazamiento inicial y las funciones de velocidad $\varphi(x)$ y $\psi(x)$:

$$u(x,t) = \frac{1}{2} \left[\varphi(x - v_p t) + \varphi(x + v_p t) \right] + \frac{1}{2v_p} \int_{x - v_p t}^{x + v_p t} \psi(\zeta) d\zeta \quad (\text{Ec. 3.12})$$

Una conclusión importante que se puede extraer a partir de esta solución es que las ondas se propagan con una velocidad que sólo depende de las propiedades del material que constituye la barra y no de la amplitud de las perturbaciones iniciales.

3.1.2. Ondas transversales en una barra infinitamente larga

Análogamente al epígrafe anterior, se puede determinar cuál será el comportamiento de un medio elástico si se ve sometido a excitaciones externas de dirección transversal a su eje de propagación. Así en una barra infinita de características análogas a las del apartado anterior, con un módulo de deformación transversal G , se podrá determinar el equilibrio dinámico de esfuerzos a nivel de rebanada, según el esquema de la Figura 3-3:

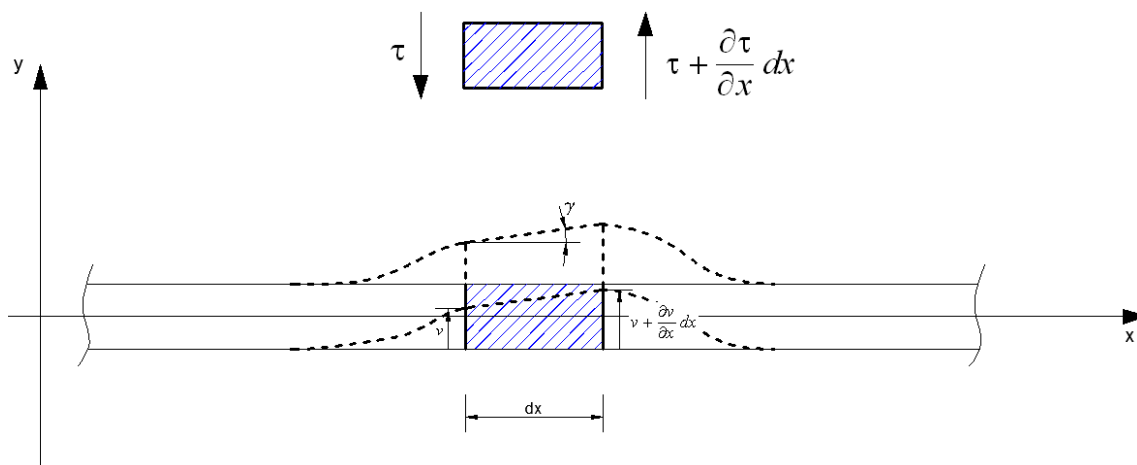


Figura 3-3: Barra infinitamente larga y diagrama de cuerpo libre de un elemento diferencial sometido a una distorsión inducida por una perturbación sísmica transversal (elaboración propia, adaptado de Villaverde, 2009)

$$\sum F_y = m a_y \quad (\text{Ec. 3.13})$$

$$-\tau A + \left(\tau + \frac{\partial \tau}{\partial x} dx \right) A = (\rho A dx) \frac{\partial^2 u(x,t)}{\partial x^2} \quad (\text{Ec. 3.14})$$

$$-\tau = G \cdot \gamma = G \frac{\partial v(x,t)}{\partial x} \quad (\text{Ec. 3.15})$$

$$\frac{\partial^2 v(x,t)}{\partial t^2} = v_s^2 \frac{\partial^2 u(x,t)}{\partial x^2} \quad (\text{Ec. 3.16})$$

$$v_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (\text{Ec. 3.17})$$

De este modo, se observa una consistencia en la forma de la ecuación de onda tanto para ondas longitudinales como para ondas transversales (ver Ecs. 3.4 y 3.5). Sin embargo, se puede indicar como principales diferencias que, por un lado, la velocidad de partícula en este caso es transversal a la dirección de propagación y, por otra parte, que la velocidad de propagación de la perturbación será más lenta en las ondas transversales que en las longitudinales, ya que el módulo de deformación transversal será siempre inferior al de deformación longitudinal:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (\text{Ec. 3.18})$$

Por otro lado, análogamente a las ondas longitudinales, se puede determinar que la solución general de la ecuación diferencial tendrá la forma:

$$v(x,t) = f(x - v_s t) + g(x + v_s t) \quad (\text{Ec. 3.19})$$

3.1.3. Propagación de ondas elásticas en tres dimensiones

En general, la ecuación clásica de onda se puede generalizar a tres dimensiones, mediante la expresión:

$$\frac{\partial^2 \Psi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \Psi}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \Psi}{\partial z^2} = \frac{1}{v^2} \frac{\partial^2 \Psi}{\partial t^2} \quad (\text{Ec. 3.20})$$

$$\nabla^2 \Psi = \frac{1}{v^2} \frac{\partial^2 \Psi}{\partial t^2} \quad (\text{Ec. 3.21})$$

Donde ∇^2 representa al operador laplaciano:

$$\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2} \quad (\text{Ec. 3.22})$$

y $\psi(x,y,z,t)$ representa una función de onda tridimensional, es decir, una forma de perturbación del medio que se propaga de un punto a otro del mismo a una cierta velocidad.

Para dotar a esta expresión general de un mayor calado físico, en un medio homogéneo e isótropo de extensión infinita en todas las direcciones del espacio, se puede expresar esta ecuación en función de las características del medio a partir de los equilibrios de fuerzas en las tres direcciones cartesianas (F_x, F_y, F_z) y de las tres componentes del vector de desplazamiento en cada punto $u(x,y,z,t)$, $v(x,y,z,t)$ y $w(x,y,z,t)$. Según la Figura 3-4, se verificará que:

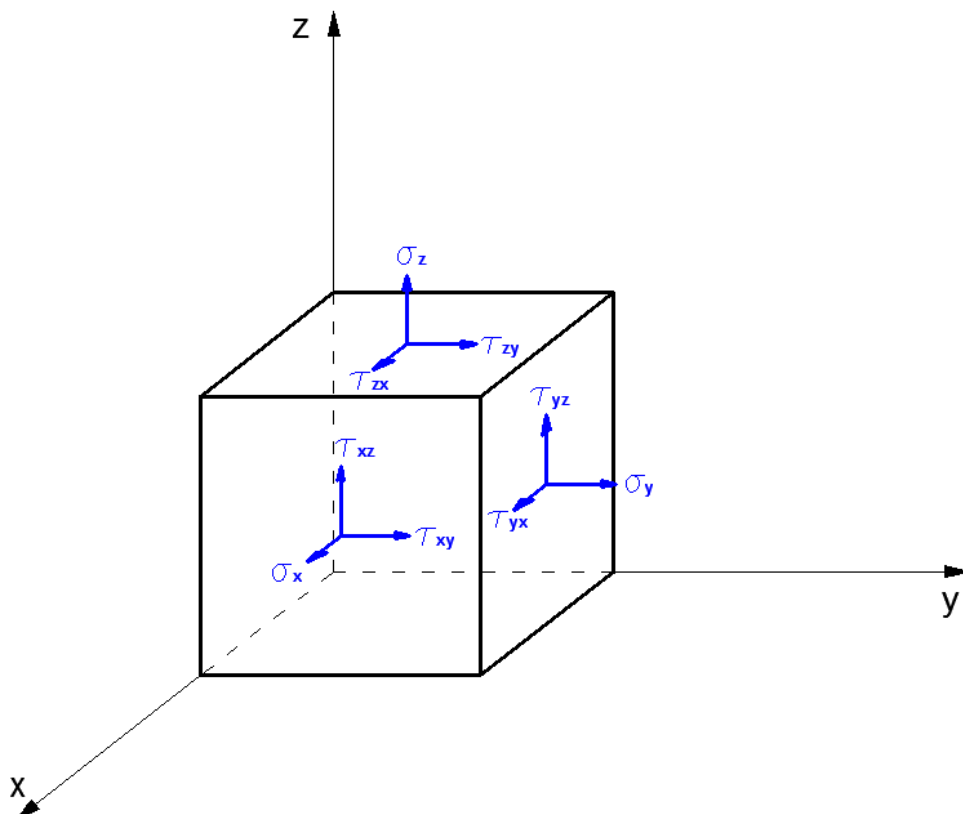


Figura 3-4: Componentes del tensor de tensiones en un punto del terreno

$$\sum F_x = m a_x \quad (\text{Ec. 3.23})$$

$$\sum F_y = m a_y \quad (\text{Ec. 3.24})$$

$$\sum F_z = m a_z \quad (\text{Ec. 3.25})$$

Teniendo en cuenta que $\tau_{xz}=\tau_{zx}$, $\tau_{xy}=\tau_{yx}$ y $\tau_{yz}=\tau_{zy}$:

$$\begin{aligned} & \left[\left(\sigma_x + \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} \right) - \sigma_x \right] dy dz + \left[\left(\tau_{xy} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} \right) - \tau_{xy} \right] dx dz + \left[\left(\tau_{xz} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} \right) - \tau_{xz} \right] dx dy = \\ & = (\rho dx dy dz) \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \end{aligned} \quad \text{(Ec. 3.26)}$$

$$\begin{aligned} & \left[\left(\sigma_y + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} \right) - \sigma_y \right] dx dz + \left[\left(\tau_{xy} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} \right) - \tau_{xy} \right] dy dz + \left[\left(\tau_{yz} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} \right) - \tau_{yz} \right] dx dy = \\ & = (\rho dx dy dz) \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} \end{aligned} \quad \text{(Ec. 3.27)}$$

$$\begin{aligned} & \left[\left(\sigma_z + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} \right) - \sigma_z \right] dx dy + \left[\left(\tau_{xz} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} \right) - \tau_{xz} \right] dy dz + \left[\left(\tau_{yz} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} \right) - \tau_{yz} \right] dx dz = \\ & = (\rho dx dy dz) \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} \end{aligned} \quad \text{(Ec. 3.28)}$$

Simplificando las expresiones anteriores, obtendremos las ecuaciones homogéneas de la propagación de ondas:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad \text{(Ec. 3.29)}$$

$$\frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} = \rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} \quad \text{(Ec. 3.30)}$$

$$\frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} = \rho \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} \quad \text{(Ec. 3.31)}$$

Pero sabemos que tensiones y variaciones de los desplazamientos u, v, w en cada punto estarán ligados a través de las deformaciones unitarias y de las características elásticas del terreno, según se puede observar en la Figura 3-5:

$$\epsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} \quad \text{(Ec. 3.32)}$$

$$\epsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y} \quad \text{(Ec. 3.33)}$$

$$\epsilon_z = \frac{\partial w}{\partial z} \quad \text{(Ec. 3.34)}$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y} \quad (\text{Ec. 3.35})$$

$$\gamma_{yz} = \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} \quad (\text{Ec. 3.36})$$

$$\gamma_{xz} = \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \quad (\text{Ec. 3.37})$$

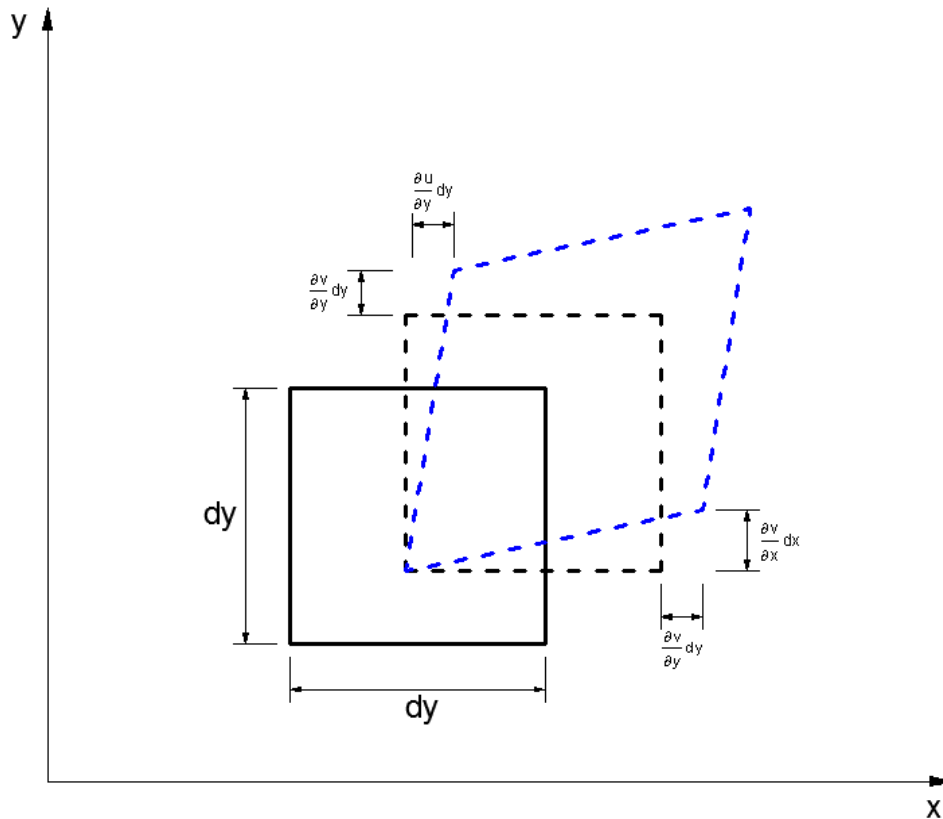


Figura 3-5: Deformación de un elemento cúbico diferencial de un terreno según el plano XY

Según los principios de la teoría elástica, las deformaciones unitarias en las direcciones normales se pueden escribir según la ley de Hooke con la forma:

$$\epsilon_x = \frac{1}{E} \left(\sigma_x - \nu (\sigma_y + \sigma_z) \right) \quad (\text{Ec. 3.38})$$

$$\epsilon_y = \frac{1}{E} \left(\sigma_y - \nu (\sigma_x + \sigma_z) \right) \quad (\text{Ec. 3.39})$$

$$\epsilon_z = \frac{1}{E} \left(\sigma_z - \nu (\sigma_x + \sigma_y) \right) \quad (\text{Ec. 3.40})$$

Para escribir las expresiones elásticas de una forma más compacta se pueden proponer estos parámetros:

$$\lambda = E \frac{\nu}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \quad (\text{Ec. 3.41})$$

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta V}{V_o} = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z \quad (\text{Ec. 3.42})$$

Donde ε_v es la deformación volumétrica unitaria (denominada también dilatación) y λ constituye junto al módulo transversal G una de las constantes de Lamé. Así podremos relacionar tensiones y deformaciones de forma más compacta (al ser el medio considerado como isótropo) con estas constantes y la deformación volumétrica unitaria:

$$\sigma_x = \lambda \varepsilon_v + 2 G \varepsilon_x \quad (\text{Ec. 3.43})$$

$$\sigma_y = \lambda \varepsilon_v + 2 G \varepsilon_y \quad (\text{Ec. 3.44})$$

$$\sigma_z = \lambda \varepsilon_v + 2 G \varepsilon_z \quad (\text{Ec. 3.45})$$

$$\tau_{xy} = G \cdot \gamma_{xy} \quad (\text{Ec. 3.46})$$

$$\tau_{yz} = G \cdot \gamma_{yz} \quad (\text{Ec. 3.47})$$

$$\tau_{xz} = G \cdot \gamma_{xz} \quad (\text{Ec. 3.48})$$

Sustituyendo las ecs. 3.43 a 3.48 en las ecs. 3.29 a 3.31 obtendremos las ecuaciones de onda ligando los movimientos en las direcciones cartesianas –y sus variaciones en el espacio y en el tiempo- con las deformaciones unitarias y las constantes elásticas del medio:

$$(\lambda + G) \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial x} + G \nabla^2 u = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (\text{Ec. 3.49})$$

$$(\lambda + G) \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial y} + G \nabla^2 v = \rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} \quad (\text{Ec. 3.50})$$

$$(\lambda + G) \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial z} + G \nabla^2 w = \rho \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} \quad (\text{Ec. 3.51})$$

Pero gracias a la definición de deformación volumétrica, estas expresiones se pueden desarrollar en función exclusivamente del vector de movimientos en cada punto y sus variaciones, por lo que resultaría finalmente:

$$(\lambda + G) \frac{\partial}{\partial x} \left[\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial w}{\partial x} \right] + G \nabla^2 u = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (\text{Ec. 3.52})$$

$$(\lambda + G) \frac{\partial}{\partial y} \left[\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial w}{\partial x} \right] + G \nabla^2 v = \rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} \quad (\text{Ec. 3.53})$$

$$(\lambda + G) \frac{\partial}{\partial z} \left[\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial w}{\partial x} \right] + G \nabla^2 w = \rho \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} \quad (\text{Ec. 3.54})$$

Estas ecuaciones tendrán solamente dos posibles soluciones particulares que consigan satisfacerlas en un medio isótropo de e infinito, que se corresponderán con la definición de las ondas primarias (también denominadas longitudinales u *ondas p*) y de las secundarias (también conocidas como transversales, de cizalla u *ondas s*). Estas ondas se suelen denominar ondas de cuerpo o internas, en oposición a las ondas superficiales (de Rayleigh y de Love), que se generan por interferencia de las ondas de cuerpo en la superficie del terreno en medios semiinfinitos.

Sin embargo, en este punto es importante hacer notar que los terrenos suelen ser anisótropos por su propia naturaleza y génesis, especialmente en el caso de los suelos sedimentarios o metamórficos. Esto provoca que los desarrollos matemáticos en estas condiciones se compliquen excesivamente, aumentando la dificultad de la aplicación práctica de los mismos. Aunque en algunos casos en estratos de suelos muy homogéneos se pueda suponer una isotropía transversal, en la dirección paralela a la estratificación habitualmente, resultando propiedades elásticas diferentes en la dirección ortogonal (usualmente la vertical), en el caso de macizos rocosos muy fracturados se pueden llegar a observar variaciones del comportamiento elástico también según la dirección de estudio en el plano de estratificación.

Por ejemplo, en las siguientes Figuras 3-6 y 3-7 se puede observar un entorno calizo notablemente fracturado en la provincia de Guadalajara en la que el autor realizó un análisis mediante sísmica de refracción y análisis de ondas superficiales para obtener la velocidad de propagación de ondas *p* y ondas *s* en dos direcciones ortogonales. El objetivo de las prospecciones era identificar las características mecánicas del apoyo de un aerogenerador con ciertos indicios patológicos.



Figura 3-6: Ensayos de sísmica de refracción y M.A.S.W. en un macizo calizo jurásico, junto a un aerogenerador en Guadalajara

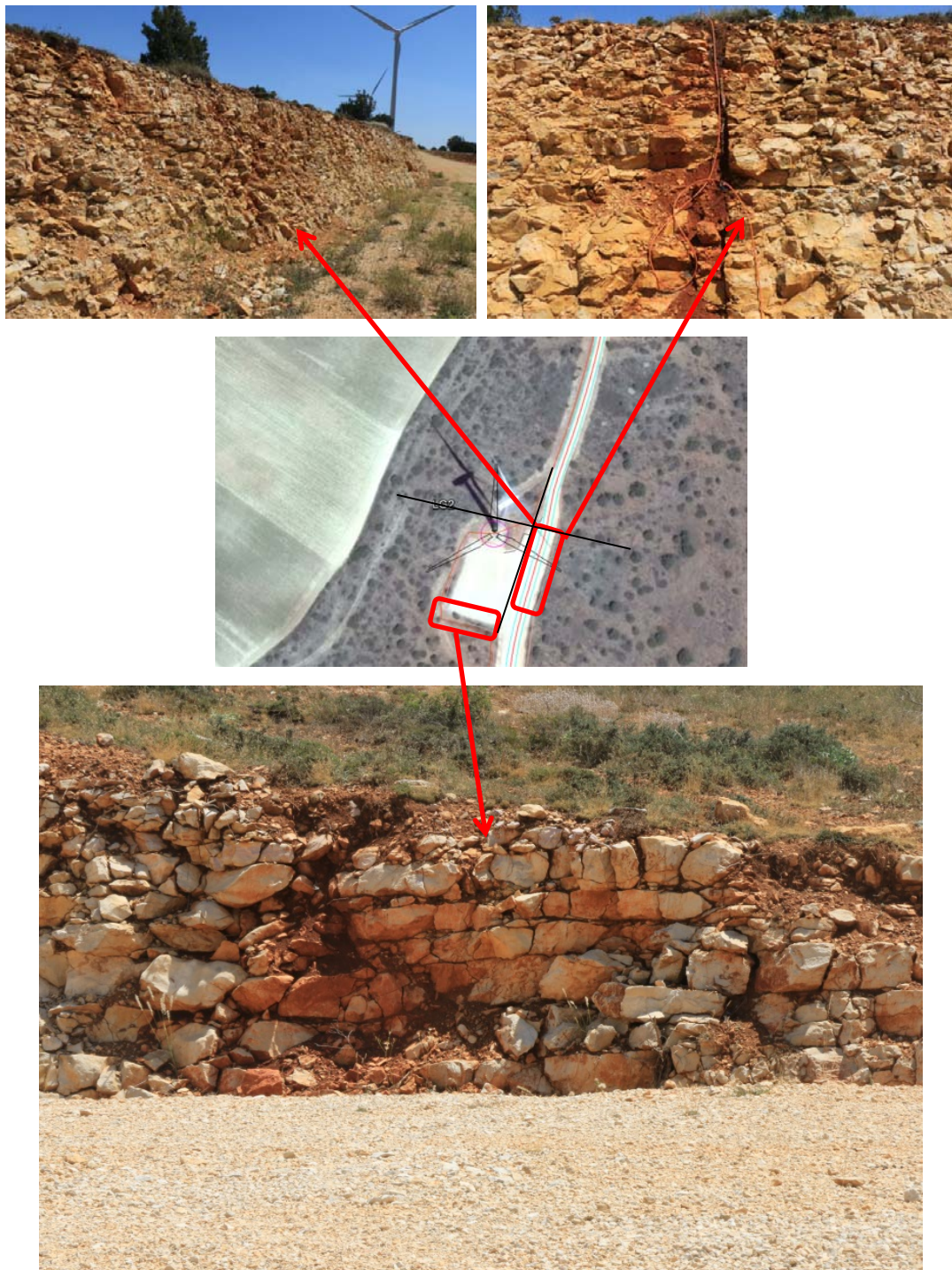


Figura 3-7: Ensayos de sismica de tomografía eléctrica en el mismo emplazamiento de la Figura 3-6

El terreno, según los antecedentes geológicos de la zona (Adell Argilés et al., 1978), estaba formado por calizas jurásicas con intercalaciones margosas, en los que se habían identificado procesos de somerización de plataforma interna en su parte superior y de plataforma abierta en la zona de borde inferior (es decir, en la zona de trabajo el agua se fue retirando progresivamente, pudiendo incluso aflorar la plataforma a la superficie y pudiendo verse, así, alterados los macizos por su contacto con los agentes atmosféricos y la formación de sistemas de filtración secundaria a través de sus sistemas de fracturas). Estos antecedentes fueron confirmados por los ensayos de tomografía eléctrica realizados en las direcciones norte-sur y este-oeste, como se observa en la Figura 3-8:

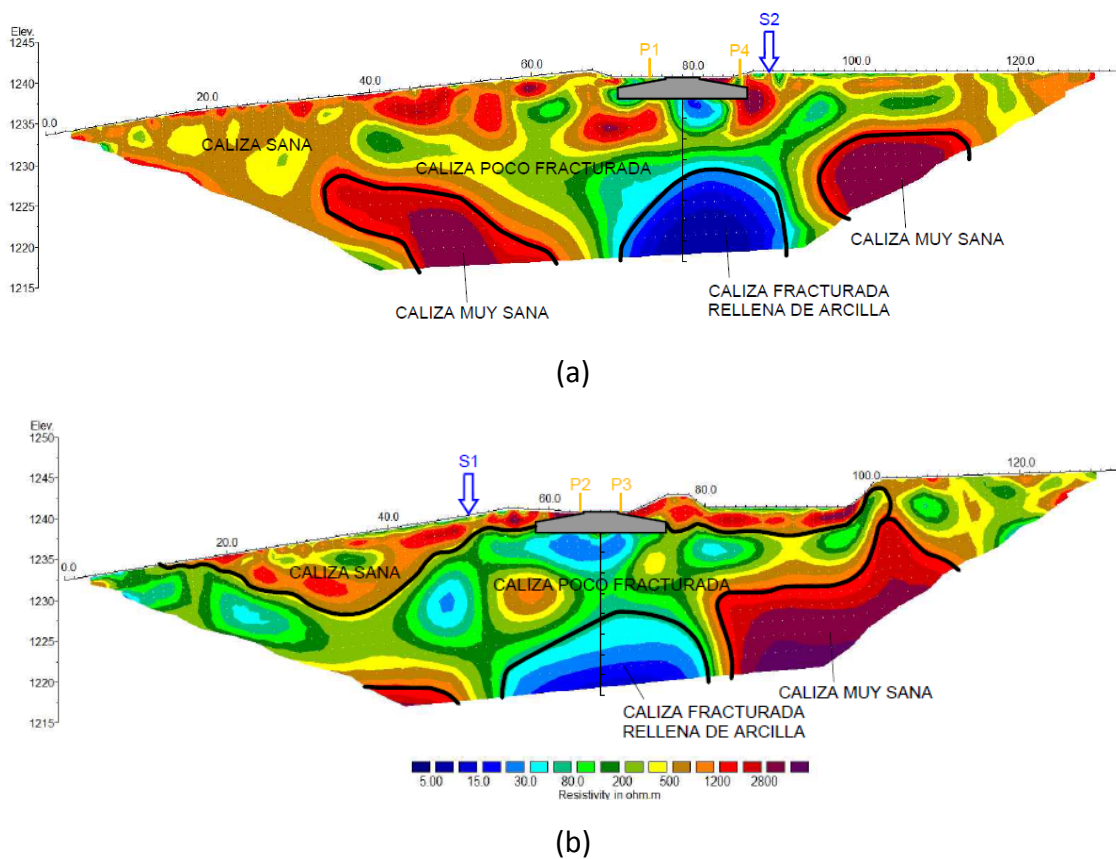


Figura 3-8: Perfiles de tomografía eléctrica realizados con equipo SYSCAL R1 PLUS SWITCH72 e interpretados con el programa RES2DINV: (a) dirección norte-sur; (b) dirección este-oeste

En paralelo, los ensayos sísmicos revelaron importantes variaciones en los valores de respuesta elástica de baja distorsión en las direcciones norte-sur y este-oeste, como se puede observar en la Figura 3-9 y en el resumen de datos de la Tabla 3-1:

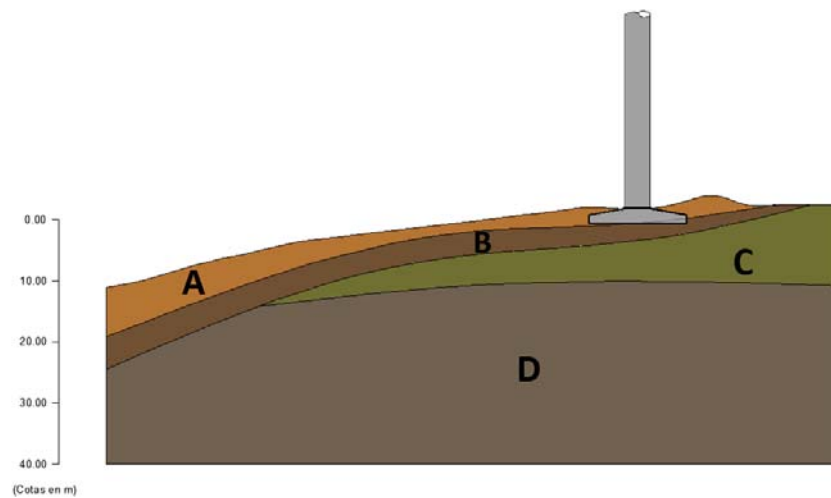


Figura 3-9: Perfil norte-sur del macizo rocoso. Distribución de capas

Tabla 3-1. Velocidades y módulo de deformación transversal de baja distorsión (G_0) en las dos direcciones de ensayo junto al apoyo de un aerogenerador en Guadalajara

| CAPA | DIRECCIÓN | v_p (m/s) | v_s (m/s) | G_0 (MPa) |
|------|-----------|-------------|-------------|-------------|
| A | N-S | 1331 | 833 | 1596 |
| | E-O | 1533 | 800 | 1472 |
| B | N-S | 1762 | 1093 | 3106 |
| | E-O | 2551 | 800 | 1472 |
| C | N-S | 2207 | 1101 | 3152 |
| | E-O | 3837 | 2109 | 11564 |
| D | N-S | 4146 | 2205 | 12641 |
| | E-O | 4807 | 2673 | 19291 |

Estos perfiles revelaron que la capa más superficial, con un elevado grado de alteración según planos de discontinuidad en todas las direcciones, presentaba poca anisotropía en el plano horizontal. Sin embargo, el macizo que aparece por debajo, formado por calizas micríticas con recristalizaciones de calcita y grados de meteorización II a IV presentaban propiedades elásticas muy diferentes en función de la dirección de los ensayos de refracción y análisis de ondas superficiales, por lo que se verifica su anisotropía en las tres direcciones del espacio. Esta variación era producto de la orientación de las discontinuidades:

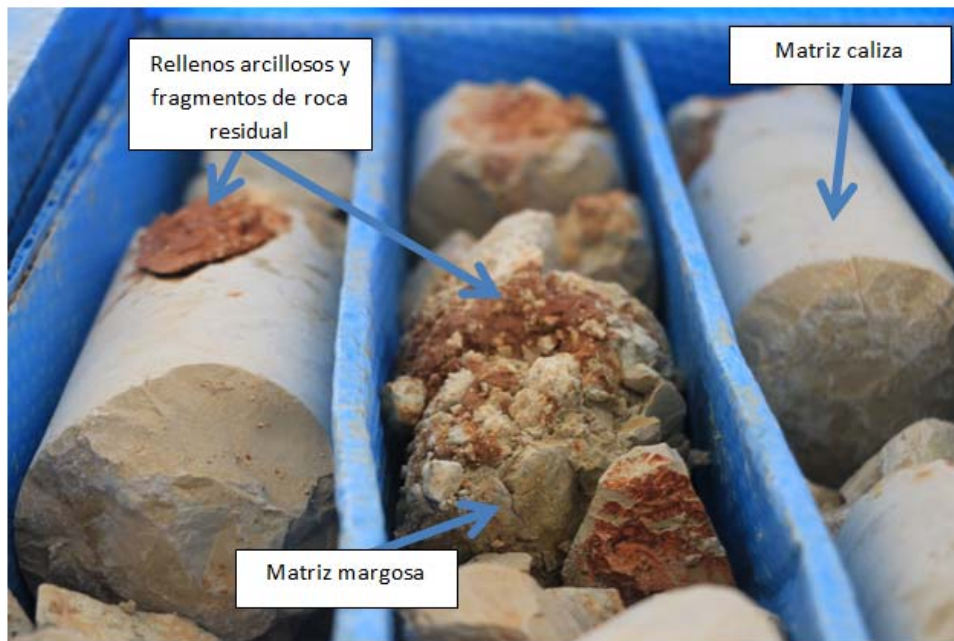


Figura 3-10: Testigos de avance de las zonas de discontinuidades del macizo calizo en Guadalajara (Fuente: el autor)

Por ello, en macizos rocosos con cierto grado de alteración siempre será muy recomendable realizar los estudios sísmicos en direcciones ortogonales para capturar los rangos de variación de las propiedades elásticas del macizo. En cambio, en suelos son esperables valores elásticos con bastante isotropía en las direcciones horizontales (aunque normalmente serán esperables variaciones en las direcciones verticales).

En la práctica, si el terreno resulta anisótropo, entonces los parámetros de Lamé no resultan constantes, por lo que la ecuación de onda se complica notablemente. Si sustituimos las Ecs. 3.41 a 3.48 en las Ecs. 3.29 a 3.31 teniendo en cuenta que λ y G no son constantes, se obtendrá:

$$\frac{\partial (\lambda \varepsilon_v + 2 G \varepsilon_x)}{\partial x} + \frac{\partial (G \gamma_{xy})}{\partial y} + \frac{\partial (G \gamma_{xz})}{\partial z} = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (\text{Ec. 3.55})$$

$$\frac{\partial (\lambda \varepsilon_v + 2 G \varepsilon_y)}{\partial y} + \frac{\partial (G \gamma_{xy})}{\partial x} + \frac{\partial (G \gamma_{yz})}{\partial z} = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (\text{Ec. 3.56})$$

$$\frac{\partial (\lambda \varepsilon_v + 2 G \varepsilon_z)}{\partial z} + \frac{\partial (G \gamma_{xz})}{\partial x} + \frac{\partial (G \gamma_{yz})}{\partial y} = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (\text{Ec. 3.57})$$

Expandiendo las expresiones, resultará:

$$\varepsilon_v \frac{\partial \lambda}{\partial x} + \lambda \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial x} + 2\varepsilon_x \frac{\partial G}{\partial x} + \gamma_{xy} \frac{\partial G}{\partial y} + G \frac{\partial \gamma_{xy}}{\partial y} + \gamma_{xz} \frac{\partial G}{\partial z} + G \frac{\partial \gamma_{xz}}{\partial z} = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (\text{Ec. 3.58})$$

$$\varepsilon_v \frac{\partial \lambda}{\partial y} + \lambda \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial y} + 2\varepsilon_y \frac{\partial G}{\partial y} + \gamma_{yz} \frac{\partial G}{\partial z} + G \frac{\partial \gamma_{yz}}{\partial z} + \gamma_{xy} \frac{\partial G}{\partial x} + G \frac{\partial \gamma_{xy}}{\partial x} = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (\text{Ec. 3.59})$$

$$\varepsilon_v \frac{\partial \lambda}{\partial z} + \lambda \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial z} + 2\varepsilon_z \frac{\partial G}{\partial z} + \gamma_{xz} \frac{\partial G}{\partial x} + G \frac{\partial \gamma_{xz}}{\partial x} + \gamma_{yz} \frac{\partial G}{\partial y} + G \frac{\partial \gamma_{yz}}{\partial y} = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (\text{Ec. 3.60})$$

Estas expresiones se pueden expresar de forma más compacta en notación vectorial, pudiéndose obtener esta forma alternativa de la ecuación de onda en terrenos anisótropos:

$$\rho \bar{\ddot{u}} = \nabla \lambda (\nabla \bullet \bar{u}) + \nabla G \left(\nabla \bar{u} + (\nabla \bar{u})^T \right) + (\lambda + 2G) \nabla \nabla \bullet \bar{u} - G \nabla \times \nabla \times \bar{u} \quad (\text{Ec. 3.61})$$

Esta ecuación describe el comportamiento de los suelos no homogéneos cuando a través de ellos se produce la propagación de ondas. Sin embargo, desde el punto de vista práctico no suelen resultar muy útiles por su compleja forma. Por ello, los estudios de análisis de ondas en el terreno suelen utilizarse dos técnicas de resolución simplificada del problema (Shearer, 2009): por un lado, puede realizarse el estudio de forma específica en cada capa homogénea que exista en el terreno, pudiéndose aproximar el caso general de terreno con variación continua de parámetros mecánicos realizando una discretización en capas de espesor suficientemente pequeño como para que se puede admitir que el mismo tiene condiciones homogéneas en todo su desarrollo. Esta aproximación a la resolución del problema general suele ser la idónea para el estudio de ondas superficiales en general, o para el análisis de ondas internas de frecuencia media-baja (para frecuencias altas, sería necesaria una discretización en capas de muy poco espesor, por lo que el efecto de simplificación se perdería). Por otro lado, como alternativa para terrenos con velocidades de propagación de alta frecuencia se puede utilizar una forma más simplificada de esta ecuación 3.61 ya que la intensidad de cambio que revelan los gradientes de características elásticas es inversamente proporcional a la frecuencia de la onda que se propaga. Así, en ambos casos se pueden despreciar los términos de gradiente de los parámetros de Lamé y la influencia de la gravedad, resultando la ecuación de onda en un espacio homogéneo, que ya fue descrita en las ecs. 3.52 a 3.54 en su forma descompuesta según direcciones cartesianas, y que aquí presentamos en su forma vectorial:

$$\rho \bar{\ddot{u}} = (\lambda + 2G) \nabla (\nabla \cdot \bar{u}) - G \nabla \times \nabla \times \bar{u} \quad (\text{Ec. 3.62})$$

Donde cada término tiene este significado físico:

- $(\lambda + 2G) \nabla (\nabla \cdot \bar{u}) \rightarrow$ componente dilatacional de la onda
- $G \nabla \times \nabla \times \bar{u} \rightarrow$ componente rotacional de la onda

En los siguientes apartados descompondremos el movimiento acoplado de onda mostrado por esta ecuación en sus componentes primaria y secundaria, separando ambas tomando, respectivamente, la divergencia y el rotacional de ambos lados de la ecuación 3.62, o de su forma expandida según las componentes cartesianas, descrita en las ecuaciones 3.52 a 3.54.

3.1.3.1. Primera solución particular de la ecuación de onda: ondas primarias

Para poder aislar la componente de cambio de volumen de la ecuación de onda, podemos calcular la divergencia de la ecuación de onda de terreno homogéneo (es decir, derivando las ecuaciones 3.52 a 3.54 con respecto a las tres coordenadas espaciales, respectivamente, y sumando las expresiones resultantes podemos expresar la ecuación de onda como una relación entre las variaciones de la deformación volumétrica unitaria). Así, podremos eliminar su dependencia de los desplazamientos u , v y w –acercándonos así a la primera de las soluciones particulares de la ecuación-:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left((\lambda + G) \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial x} + G \nabla^2 u \right) = \rho \frac{\partial^2}{\partial t^2} \left(\frac{\partial u}{\partial x} \right) \quad (\text{Ec. 3.63})$$

$$\frac{\partial}{\partial y} \left((\lambda + G) \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial y} + G \nabla^2 v \right) = \rho \frac{\partial^2}{\partial t^2} \left(\frac{\partial v}{\partial y} \right) \quad (\text{Ec. 3.64})$$

$$\frac{\partial}{\partial z} \left((\lambda + G) \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial z} + G \nabla^2 w \right) = \rho \frac{\partial^2}{\partial t^2} \left(\frac{\partial w}{\partial z} \right) \quad (\text{Ec. 3.65})$$

$$(\lambda + G) \left[\frac{\partial^2 \varepsilon_v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \varepsilon_v}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \varepsilon_v}{\partial z^2} \right] + G \nabla^2 \left[\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} \right] = \rho \frac{\partial^2}{\partial t^2} \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} \right) \quad (\text{Ec. 3.66})$$

Pero, según lo definido en la ec. 3.42 sabemos que la ecuación se puede expresar como:

$$(\lambda + G) \left[\frac{\partial^2 \varepsilon_v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \varepsilon_v}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \varepsilon_v}{\partial z^2} \right] + G \nabla^2 \varepsilon_v = \rho \frac{\partial^2 \varepsilon_v}{\partial t^2} \quad (\text{Ec. 3.67})$$

O, de forma más compacta, así:

$$(\lambda + 2G) \cdot \nabla^2 \varepsilon_v = \rho \frac{\partial^2 \varepsilon_v}{\partial t^2} \quad (\text{Ec. 3.68})$$

Si reordenamos términos, haciendo que:

$$v_p^2 = \frac{\lambda + 2G}{\rho} \quad (\text{Ec. 3.69})$$

Entonces obtendremos la ecuación de onda dilatacional en la forma:

$$\nabla^2 \varepsilon_v = \frac{1}{v_p^2} \frac{\partial^2 \varepsilon_v}{\partial t^2} \quad (\text{Ec. 3.70})$$

Donde la función de onda arbitraria Ψ descrita en la ec. 3.21 se expresa en este caso como la deformación volumétrica unitaria (se habría obtenido la misma expresión imponiendo en las ecuaciones 3.49 a 3.51 la condición de giro nulo en las tres direcciones del espacio). Para que esta ecuación se verifique, las ondas generarán variaciones en la dilatación unitaria al propagarse con una velocidad v_p .

Este tipo de ondas son las que se conocen como *ondas p*, de compresión o primarias (debiendo este último nombre al hecho de que resultan las más rápidas en su propagación de todo el contenido de ondas de una determinada perturbación). Se puede observar que esta expresión es análoga a la obtenida en el caso unidimensional para una barra larga confinada lateralmente sometida a perturbaciones de compresión (ec. 3.5), que se puede expresar en función del módulo de Young del medio, de su densidad y de su coeficiente de Poisson a partir de la definición de la ec. 3.6 para el módulo confinado:

$$v_p = \sqrt{\frac{E}{\rho} \frac{1 - \nu}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}} \quad (\text{Ec. 3.71})$$

Así se observa que, al igual que en el caso unidimensional, la propagación de ondas primarias viene controlada por el módulo de deformación longitudinal del medio, su densidad y su coeficiente de Poisson.

Desde el punto de vista conceptual, puesto que el rotacional del campo de dilatación es nulo en cualquier punto del espacio, estas ondas pueden denominarse de forma alternativa como *irrotacionales*. Geométricamente, pues, producen en cualquier punto desplazamientos de contracción o dilatación solamente en la dirección de propagación de la onda en ese punto.

Para obtener los desplazamientos, se puede expresar la ecuación 3.68 en coordenadas esféricas, estableciendo que r es la distancia entre el origen de la perturbación y cada punto de coordenadas (x,y,z) :

$$r = \sqrt{x^2 + y^2 + z^2} \quad (\text{Ec. 3.72})$$

$$\frac{\partial u}{\partial x} = \frac{\partial u}{\partial r} \cdot \frac{\partial r}{\partial x} = \frac{\partial u}{\partial r} \cdot \frac{x}{r} \quad (\text{Ec. 3.73})$$

$$\frac{\partial v}{\partial y} = \frac{\partial v}{\partial r} \cdot \frac{\partial r}{\partial y} = \frac{\partial v}{\partial r} \cdot \frac{y}{r} \quad (\text{Ec. 3.74})$$

$$\frac{\partial w}{\partial z} = \frac{\partial w}{\partial r} \cdot \frac{\partial r}{\partial z} = \frac{\partial w}{\partial r} \cdot \frac{z}{r} \quad (\text{Ec. 3.75})$$

$$\varepsilon_v = \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = \frac{\partial u}{\partial r} \cdot \frac{x}{r} + \frac{\partial v}{\partial r} \cdot \frac{y}{r} + \frac{\partial w}{\partial r} \cdot \frac{z}{r} \quad (\text{Ec. 3.76})$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} &= \frac{\partial^2 u}{\partial r \partial x} \cdot \frac{x}{r} + \frac{\partial u}{\partial r} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{x}{r} \right) = \frac{\partial^2 u}{\partial r \partial x} \cdot \frac{x}{r} + \frac{\partial u}{\partial r} \cdot \left(\frac{1}{r} - \frac{\partial r}{\partial x} \cdot \frac{x}{r^2} \right) = \\ &= \frac{x}{r} \frac{\partial}{\partial r} \left(\frac{\partial u}{\partial r} \frac{\partial r}{\partial x} \right) + \frac{\partial u}{\partial r} \left(\frac{1}{r} - \frac{x^2}{r^3} \right) = \frac{x}{r} \left[\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} \frac{x}{r} + \frac{\partial u}{\partial r} \cdot \frac{\partial^2 r}{\partial x \partial r} \right] + \frac{\partial u}{\partial r} \left(\frac{1}{r} - \frac{x^2}{r^3} \right) = \\ &= \frac{x^2}{r^2} \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{\partial u}{\partial r} \left(\frac{1}{r} - \frac{x^2}{r^3} \right) \end{aligned} \quad (\text{Ec. 3.77})$$

Análogamente para las otras dos componentes del desplazamiento se puede escribir:

$$\frac{\partial^2 v}{\partial y^2} = \frac{y^2}{r^2} \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{\partial v}{\partial r} \left(\frac{1}{r} - \frac{y^2}{r^3} \right) \quad (\text{Ec. 3.78})$$

$$\frac{\partial^2 w}{\partial z^2} = \frac{z^2}{r^2} \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{\partial w}{\partial r} \left(\frac{1}{r} - \frac{z^2}{r^3} \right) \quad (\text{Ec. 3.79})$$

Pero sabemos que a partir de las ecs. 3.49 a 3.51, la ecuación de onda se puede expresar también según las componentes de movimiento en cada dirección cartesiana:

$$\nabla^2 u = \frac{1}{v_p^2} \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (\text{Ec. 3.80})$$

$$\nabla^2 v = \frac{1}{v_p^2} \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} \quad (\text{Ec. 3.81})$$

$$\nabla^2 w = \frac{1}{v_p^2} \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} \quad (\text{Ec. 3.82})$$

Por lo que se puede proponer que:

$$\begin{aligned} \nabla^2 u &= \left[\frac{x^2}{r^2} \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{\partial u}{\partial r} \left(\frac{1}{r} - \frac{x^2}{r^3} \right) + \frac{y^2}{r^2} \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{\partial u}{\partial r} \left(\frac{1}{r} - \frac{y^2}{r^3} \right) + \frac{z^2}{r^2} \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{\partial u}{\partial r} \left(\frac{1}{r} - \frac{z^2}{r^3} \right) \right] = \\ &= \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} \left(\frac{x^2 + y^2 + z^2}{r^2} \right) + \frac{\partial u}{\partial r} \left(\frac{3}{r} - \frac{x^2 + y^2 + z^2}{r^3} \right) = \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{\partial u}{\partial r} \frac{2}{r} = \frac{1}{v_p^2} \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \end{aligned} \quad (\text{Ec. 3.83})$$

Y conocida la relación expresada en la ec. 3.80, se podrá obtener la ecuación diferencial de la componente de movimiento con la forma:

$$r \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + 2 \frac{\partial u}{\partial r} = \frac{r}{v_p^2} \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (\text{Ec. 3.84})$$

Pero se puede expresar de forma más compacta la expresión sabiendo que:

$$\frac{\partial^2(r \cdot u)}{\partial r^2} = \frac{\partial}{\partial r} \left(\frac{\partial(r \cdot u)}{\partial r} \right) = \frac{\partial}{\partial r} \left(u + r \frac{\partial u}{\partial r} \right) = \frac{\partial u}{\partial r} + \frac{\partial u}{\partial r} + r \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} = 2 \frac{\partial u}{\partial r} + r \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} \quad (\text{Ec. 3.85})$$

Así, la ecuación 3.84 se transformará en esta expresión:

$$\frac{\partial^2(r \cdot u)}{\partial r^2} = \frac{r}{v_p^2} \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{1}{v_p^2} \frac{\partial^2(r \cdot u)}{\partial t^2} \quad (\text{Ec. 3.86})$$

Y análogamente para las otras componentes del movimiento v y w :

$$\frac{\partial^2(r \cdot v)}{\partial r^2} = \frac{1}{v_p^2} \frac{\partial^2(r \cdot v)}{\partial t^2} \quad (\text{Ec. 3.87})$$

$$\frac{\partial^2(r \cdot w)}{\partial r^2} = \frac{1}{v_p^2} \frac{\partial^2(r \cdot w)}{\partial t^2} \quad (\text{Ec. 3.88})$$

Estas tres ecuaciones tienen la misma forma que la ec. 3.4. en el caso unidimensional, por lo que las soluciones a las mismas tendrán una forma análoga a las de la ec. 3.11. según D'Alembert, generalizándolas a un espacio tridimensional:

$$r \cdot u = F_1(r - v_p t) + G_1(r + v_p t) \rightarrow u = \frac{1}{r} F_1(r - v_p t) + G_1(r + v_p t) \quad (\text{Ec. 3.89})$$

$$r \cdot v = F_2(r - v_p t) + G_2(r + v_p t) \rightarrow v = \frac{1}{r} F_2(r - v_p t) + G_2(r + v_p t) \quad (\text{Ec. 3.90})$$

$$r \cdot w = F_3(r - v_p t) + G_3(r + v_p t) \rightarrow w = \frac{1}{r} F_3(r - v_p t) + G_3(r + v_p t) \quad (\text{Ec. 3.91})$$

Donde F_i y G_i son funciones que se ajustarán en función de las condiciones iniciales del fenómeno. Así, estas soluciones de desplazamiento a cada distancia r del punto de origen de la perturbación, que serán una medida de la amplitud de vibración a nivel de partícula en cada punto, revelan un decrecimiento inversamente proporcional a dicha distancia r . Por ello, se puede comprobar como la amplitud de vibración de los frentes de ondas primarias inducidos por un determinado evento sísmico –como ocurrirá cuando lo generemos artificialmente en los ensayos de sísmica de refracción- sufrirá una atenuación geométrica. Esto provoca que en puntos alejados del punto de

excitación sísmica las amplitudes medidas puedan resultar muy pequeñas y compliquen la tarea de análisis de las primeras llegadas de onda. Para evitar esta problemática (que será estudiada con mayor extensión en el apartado 3.3.2.4), se puede optar por tres soluciones o una combinación de ellas:

- Aumentar la energía en la fuente sismogénica
- Aplicar metodologías de ganancia de amplitud en los receptores más alejados
- Realizar varias perturbaciones sísmicas en un mismo punto, y sumar a continuación las amplitudes medidas en cada receptor (*stacking*): como veremos, las ondas generadas en cada disparo de esta forma serán coherentes, por lo que su suma permitirá aumentar la amplitud del registro sismográfico, mientras que el ruido ambiental, al resultar incoherente, no generará interferencias constructivas.

Estas técnicas serán estudiadas con mayor detalle en el apartado 3.3.2.5.

Teniendo en cuenta que los desplazamientos se producirán en la dirección de propagación en cada punto, se puede simplificar las tres ecuaciones de desplazamientos cartesianos. Así, si denominamos a_r al desplazamiento en la dirección radial en cada punto, obtendremos:

$$a_r = \frac{1}{r} F(r - v_p t) + G(r + v_p t) \quad (\text{Ec. 3.92})$$

De esta forma podemos comprender que F representará una onda irrotacional expandiéndose desde un punto, mientras que G representará una onda también irrotacional contrayéndose hacia un punto central, y a_r será constante en magnitud y dirección en toda la superficie esférica a una distancia r del punto sismogénico.

A partir de una cierta distancia, a medida que la distancia radial de propagación aumenta, los frentes de ondas tenderán a ser prácticamente planos, lo que permite un análisis numérico de ondas más sencillo a la hora de implementar aplicaciones prácticas, como ocurre en la sísmica de refracción. Por ello, a efectos prácticos, podrán modelizarse las trayectorias de perturbación como líneas paralelas.

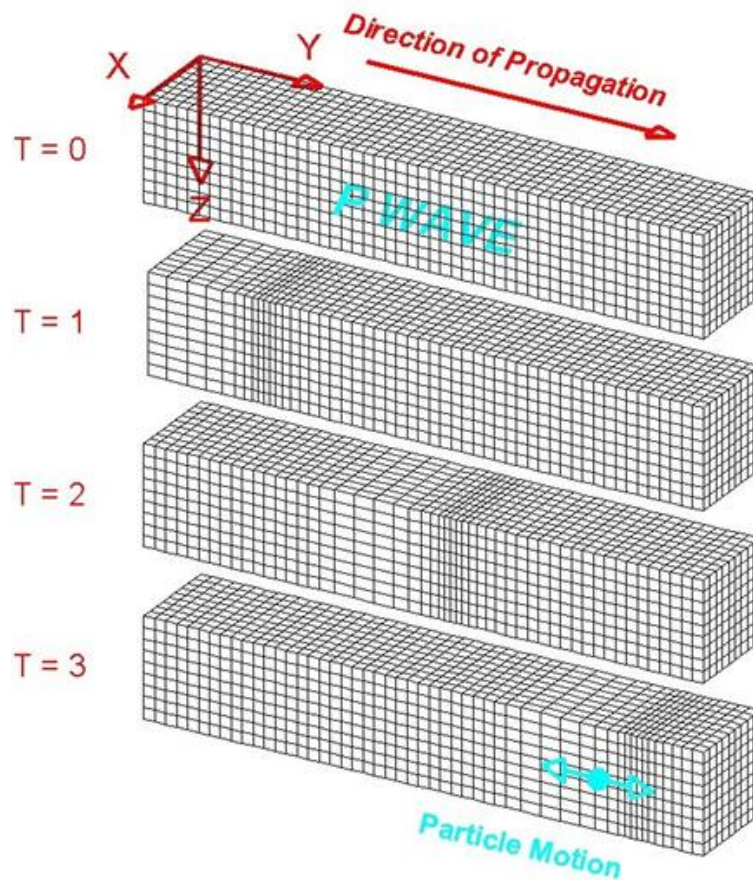


Figura 3-11: Onda p (Fuente: <http://www.geo.mtu.edu/UPSeis/waves.html>)

3.1.3.2. Segunda solución particular de la ecuación de onda: ondas secundarias

Asumiendo que los desplazamientos en la dirección radial del frente de ondas son debidas al mecanismo de propagación primario, y que los desplazamientos transversales a la dirección de propagación se encuentran desacoplados (lo que es especialmente cierto cuanto más nos alejamos de la fuente sismogénica, al viajar los dos tipos de ondas a velocidades sensiblemente diferentes), se puede volver a plantear la ecuación 3.49 a 3.51 anulando la componente de dilatación volumétrica (es decir, obteniendo el rotacional de la ecuación de onda en un medio homogéneo), por lo que resultaran estas ecuaciones:

$$(\lambda + G) \frac{\partial \delta_v}{\partial x} + G \nabla^2 u = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \rightarrow G \nabla^2 u = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \rightarrow \nabla^2 u = \frac{1}{v_s^2} \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (\text{Ec. 3.93})$$

$$(\lambda + G) \frac{\partial \delta_v}{\partial x} + G \nabla^2 v = \rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} \rightarrow G \nabla^2 v = \rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} \rightarrow \nabla^2 v = \frac{1}{v_s^2} \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} \quad (\text{Ec. 3.94})$$

$$(\lambda + G) \frac{\partial \delta_w}{\partial x} + G \nabla^2 w = \rho \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} \rightarrow G \nabla^2 w = \rho \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} \rightarrow \nabla^2 w = \frac{1}{v_s^2} \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} \quad (\text{Ec. 3.95})$$

Donde una vez más, al igual que establecimos en el caso unidimensional de barra larga sometida a una perturbación transversal, la velocidad de propagación de onda tendrá el valor:

$$v_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (\text{Ec. 3.96})$$

Las ecuaciones 3.93 a 3.94 tienen la misma forma que las correspondientes a las de propagación de ondas primarias, cambiando su velocidad, que será más lenta, como ya había sido indicado en el análisis de ondas en medios unidimensionales. Así, las soluciones de desplazamientos en cada punto tendrán una forma análoga a las ondas primarias, lo que permite también concluir que todas las ondas internas, ya sean primarias o secundarias, sufrirán una atenuación geométrica inversamente proporcional a la distancia de cada punto al origen de la perturbación. Sin embargo, existe una diferencia muy notable entre las ondas longitudinales y las transversales: a diferencia de las ondas primarias, en el caso de las ondas secundarias no se producirán cambios de volumen durante la propagación, sino distorsiones transversales a la dirección de la misma.

Habitualmente, se divide el análisis de las ondas secundarias en sus componentes según un plano vertical (SV) y según un plano horizontal (SH).

Además, comparando el valor de las velocidades propagación de las ondas p y de las ondas s, su cociente permitirá estimar el coeficiente de Poisson en condiciones de baja distorsión del terreno estudiado. Así, dividiendo ambos lados de las ecs. 3.71 y 3.96 se obtendrá la conocida relación:

$$\frac{v_p}{v_s} = \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{1-2\nu}} \quad (\text{Ec. 3.97})$$

Esta fórmula se podrá aplicar sin acudir a técnicas de análisis de ondas superficiales (cuyo fundamento teórico se describirá en los apartados 3.2.4. y 3.2.5.) cuando la

determinación de ondas secundarias sea directa, como ocurre en los ensayos cross-hole realizados entre dos perforaciones a diferentes profundidades. En este tipo de ensayos, que analizaremos con mayor detenimiento en el apartado 3.3., se registran sismogramas en los que resulta muy sencillo determinar el instante de llegada de las ondas primarias y de las ondas secundarias. Sin embargo, cuando se emplean métodos no intrusivos, con la colocación de receptores y emisores de vibración sísmica en la superficie (lo que tiene la ventaja de poder extender el estudio del medio con mayor amplitud que en el caso de los ensayos sísmicos realizados en el interior de sondeos) la obtención de velocidades de propagación de ondas p y s no será tan directa: mientras que la determinación de la velocidad de propagación de ondas primarias desde la superficie de un terreno resultará relativamente sencilla a partir de las técnicas de análisis de refracción sísmica en las que centrará el apartado 3.3.2., en el análisis de un sismograma de un tendido superficial, la determinación de la primera llegada de ondas S en cada punto no se puede determinar con facilidad, debido a que los fenómenos de reflexión y dispersión aparecerán interfiriéndose en dicho sismograma.

Por ello, en estudios de geofísica sísmica superficial, en vez de determinar la velocidad de propagación de las ondas secundarias, se realiza un estudio de otro tipo de ondas, como son las ondas superficiales y, en concreto, las ondas de Rayleigh, que estudiaremos en el siguiente apartado. La velocidad de propagación de estas ondas, como describiremos más adelante, se encontrarán relacionadas con la velocidad de las ondas s, que son las que nos permiten en última instancia, junto a la velocidad de las ondas p, obtener el coeficiente de Poisson y los módulos de elasticidad en condiciones de baja distorsión del terreno.

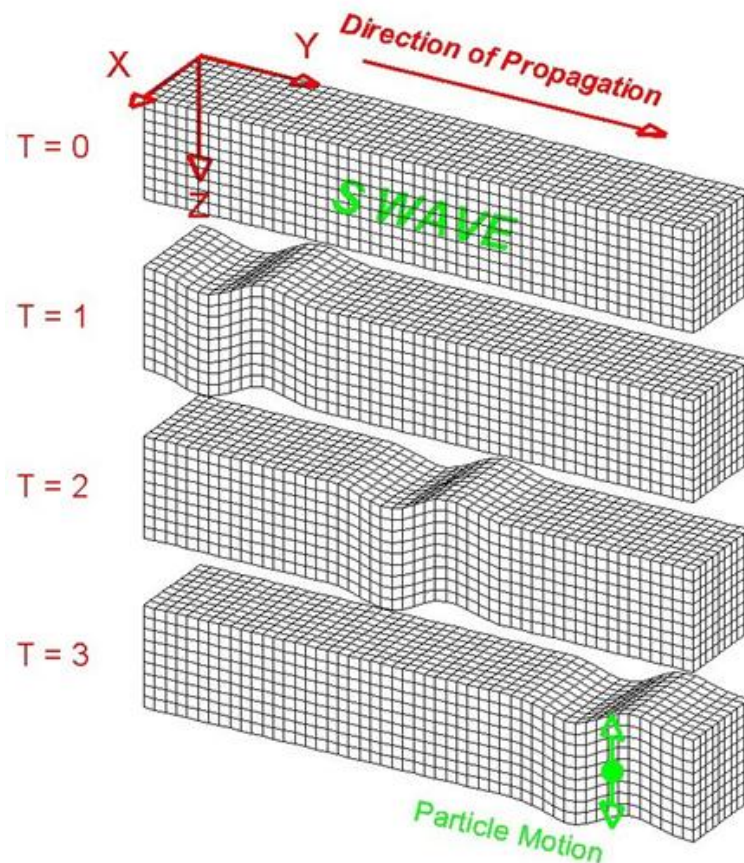


Figura 3-12: Onda s (Fuente: <http://www.geo.mtu.edu/UPSeis/waves.html>)

3.1.4. Ondas superficiales: Love y Rayleigh

En general, en un medio homogéneo y de extensión infinita en todas las direcciones, una fuente sismogénica puntual sólo generará ondas internas. Sin embargo, cuando estas ondas alcanzan la superficie de un terreno –es decir, cuando las ondas se propagan sobre un espacio semiinfinito- comienzan producirse interferencias entre ellas, dando lugar a un tipo de ondas de carácter independiente. En el caso de los ensayos de sismica de refracción o de análisis de ondas superficiales en los que se utilicen impactos verticales como formas de perturbación sísmica, se ha medido que las ondas internas sólo consumirán, como término medio, un tercio de la energía disponible en el sistema, transformándose los dos tercios de energía restantes en ondas superficiales (Heisey et al., 1982; Shirgiri, 2014). Usualmente, estas perturbaciones superficiales (entre las que destacan por su predominancia en la distribución energética de perturbaciones sismogénicas las de tipo Love y las de tipo Rayleigh), presentarán períodos más grandes que las ondas internas. En los siguientes apartados realizaremos una descripción de sus características más notables, haciendo especial énfasis en el análisis de las propiedades de las ondas Rayleigh por su interés

de aplicación a los métodos geofísicos, en concreto para la obtención de velocidades de propagación de ondas transversales.

3.1.4.1. Ondas Love

Por un lado, como interferencia constructiva de sucesivas reflexiones y conversiones de modo de la componente horizontal de las ondas secundarias, se producen formas de vibración en el plano horizontal de la porción superficial del terreno en la dirección transversal a sus líneas de propagación, y que fue descrita por primera vez por A. E. H. Love en 1911. Su velocidad suele estar acotada entre la velocidad de ondas s en el estrato más superficial y en los más profundos a través de los que se propaga. Su utilidad en análisis superficiales ha sido señalada por Dal Moro (2014) para resolver las curvas de dispersión del modo fundamental de un terreno cuando el análisis de ondas de Rayleigh, por sí solo, arroja dudas sobre si el modo fundamental está o no capturado en el proceso de inversión (este proceso será descrito en el apartado 3.3.3). Sin embargo, de forma práctica no permite obtener la velocidad de propagación de ondas secundarias v_s , ya que no solamente depende de las características elásticas del medio, sino que es función también de la longitud de onda en el medio que atraviesa, lo que añade otra incógnita de difícil obtención experimental, y por ello no suelen ser utilizados en aplicaciones de geofísica sísmica habitualmente (Telford et al., 1990).

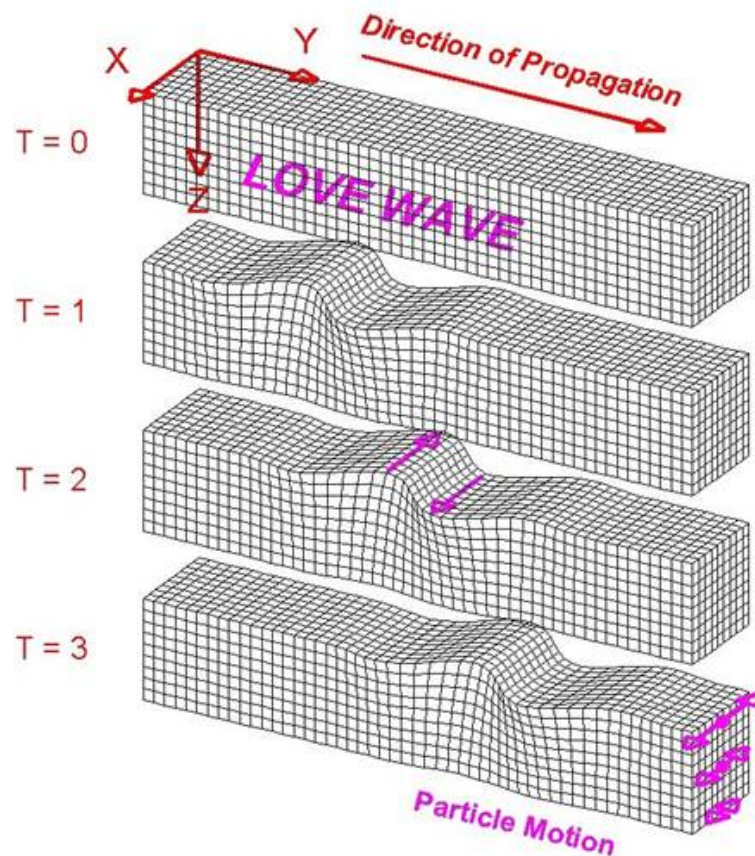


Figura 3-13: Onda Love (Fuente: <http://www.geo.mtu.edu/UPSeis/waves.html>)

3.1.4.2. Ondas Rayleigh

Existe otro tipo de onda superficial de gran utilidad ingenieril por sus características, y que ha sido utilizada como uno de los principales instrumentos de estudio en la presente investigación. Esta forma de propagación de las perturbaciones sísmicas surge en la zona superficial de un terreno como interferencia constructiva de las ondas p y de las componentes vertical y radial de las ondas s. En este fenómeno, se producirá un movimiento elíptico de la franja más superficial del medio, de sentido retrógrado según la dirección de propagación de la perturbación en la zona superficial, pasando a prógrado al aumentar la profundidad (Richart et al., 1970).

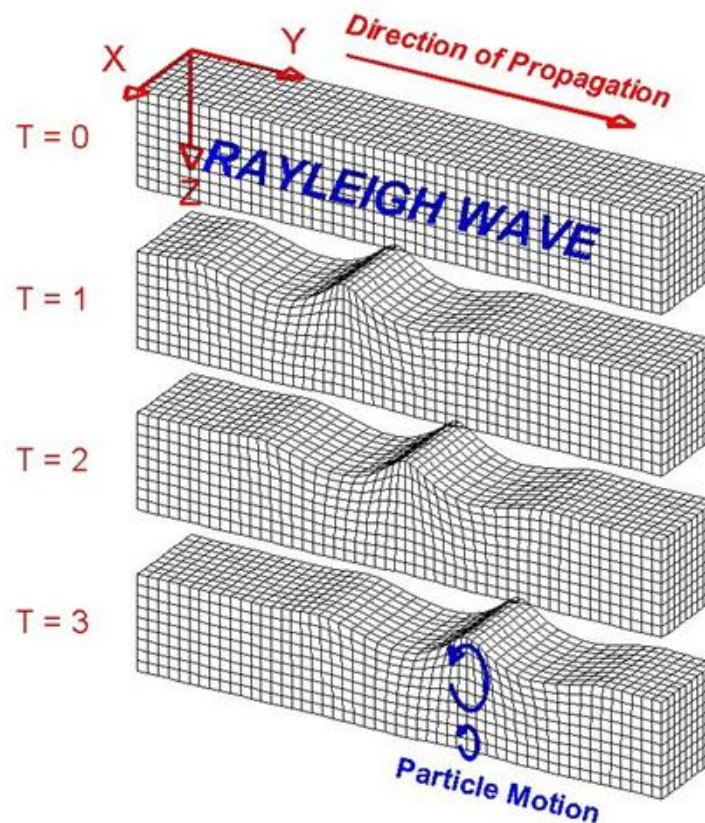


Figura 3-14: Onda Rayleigh (Fuente: <http://www.geo.mtu.edu/UPSeis/waves.html>)

Su forma matemática fue descrita por J. W. Strutt, Lord Rayleigh, en 1885, y por ello este tipo de onda, cuyo análisis es el objeto central de las técnicas de análisis superficial de ondas multicanal (*Multichannel Analysis of Surface Waves*, en adelante *MASW*) que se ha utilizado en la presente investigación, recibe precisamente la denominación de onda de Rayleigh. Su gran interés reside en que su velocidad de propagación depende tan solo de las características elásticas del medio, y que resulta algo menor que la de las ondas S, pero se encuentra relacionada con ella (por ejemplo, para un terreno con un coeficiente de Poisson de 0.25, la velocidad de onda Rayleigh tendrá un valor aproximado del 92 % de las ondas secundarias propagándose a lo largo del mismo material, como indica Everett, 2013). Durante el presente desarrollo teórico, se propondrá la relación entre el coeficiente de Poisson y el cociente v_R/v_S .

Para describir adecuadamente la propagación de este tipo de ondas, tenemos que tener en cuenta que cada grupo de ondas de Rayleigh no viajará con una sola frecuencia de vibración (salvo en terrenos homogéneos), sino que podrá descomponerse en varios componentes de frecuencias diferentes entre sí que, a su vez, provocarán longitudes de onda y amplitudes diferentes, viajando a diferentes velocidades (la velocidad de cada componente de una determinada frecuencia se

denominará *velocidad de fase*, que difiere de la velocidad aparente del grupo, como muestra la Figura 3-15). Este fenómeno es conocido como dispersión.

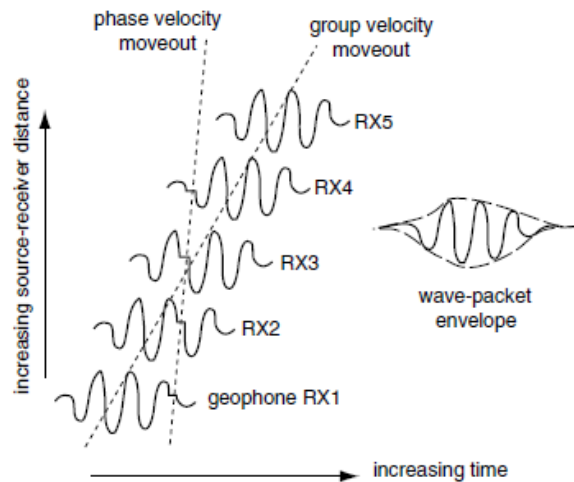


Figura 3-15: Comparación de velocidad de grupo y velocidad de fase de uno los componentes de un paquete de ondas de Rayleigh (Fuente: Everett, 2013, a partir de Telford et al., 1990)

En los sismogramas obtenidos en tendidos activos, la dispersión se puede observar con facilidad:

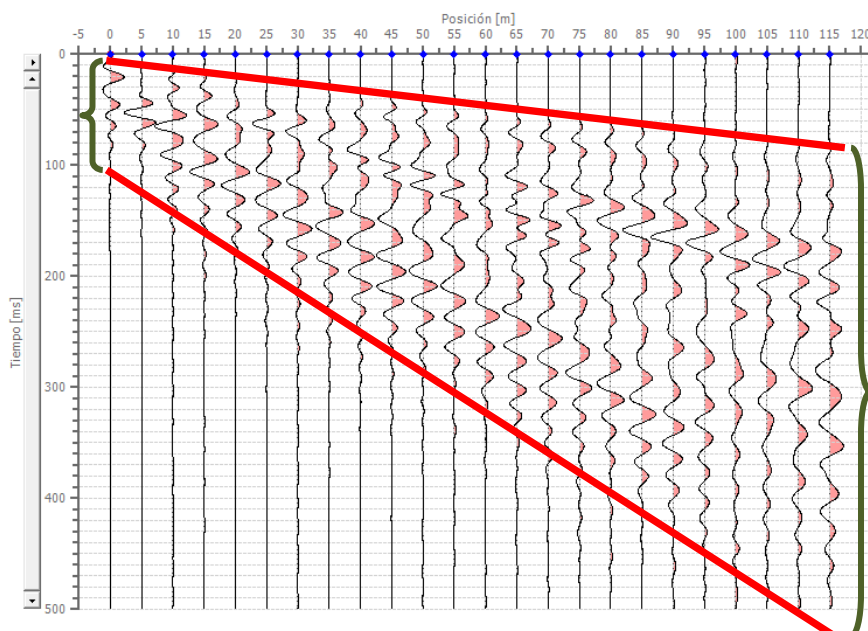


Figura 3-16: Manifestación de la dispersión de una perturbación sísmica al atravesar la onda estratos cuaternarios con diferente rigidez en Jaramillo (Santa Cruz, Argentina): se produce una progresiva apertura la señal en el dominio espacio-tiempo

Teniendo en cuenta que la longitud de onda (λ), la frecuencia (f) y la velocidad (v_R) de propagación de cada componente dentro de un grupo de ondas Rayleigh están relacionadas mediante la expresión $\lambda=v_R/f$, es fácil determinar que manteniéndose constante la frecuencia de esa componente, al atravesar estratos con diferentes velocidades, la longitud de la onda variará. Así, teniendo en cuenta que la velocidad de las ondas de Rayleigh está directamente relacionada con el módulo elástico de cada capa afectada por la perturbación, realizando un análisis de la velocidad asociada a cada componente de frecuencias permitirá estudiar la rigidez de cada capa de un subsuelo investigado.

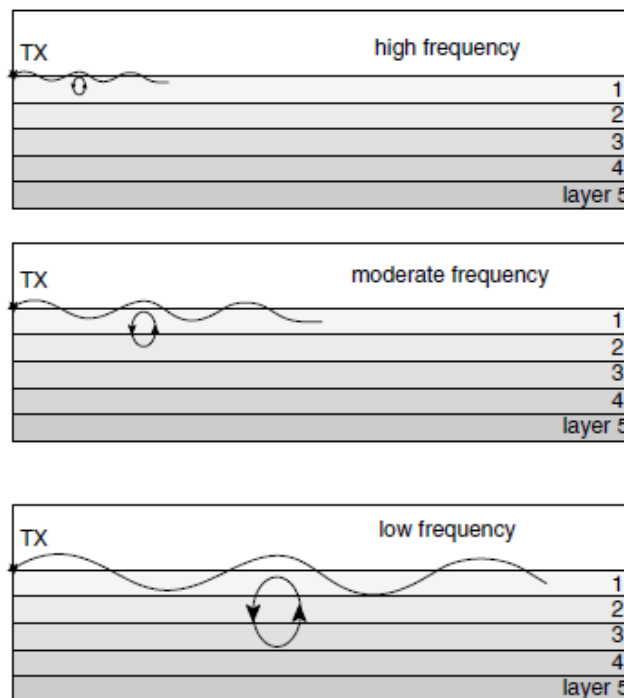


Figura 3-17: Penetración de cada componente de un grupo de ondas de Rayleigh en función de su frecuencia (Fuente: Everett, 2013)

Como se puede observar en la anterior figura 3.27, los componentes de mayor frecuencia permitirán el estudio de las capas más superficiales, mientras que para alcanzar mayores profundidades de investigación habrá que acudir al estudio de los componentes de menor frecuencia. Como describiremos en el apartado 3.3.4., la elección de geófonos con una frecuencia natural de vibración suficientemente baja permitirá asegurar mayores profundidades de estudio. Además, es interesante mencionar que debido a la doble componente horizontal y vertical de los movimientos inducidos por las ondas de Rayleigh, el registro de este tipo de perturbaciones se puede conseguir mediante geófonos verticales u horizontales en la dirección radial

respecto al punto de origen de la perturbación en perfiles superficiales de fuente activa.

Para determinar las ecuaciones que rigen el comportamiento de las ondas de Rayleigh en un terreno elástico multiestratificado, debemos estudiar una onda plana (según el plano x-z) viajando en la dirección x, y sin componentes de desplazamiento en la dirección transversal y.

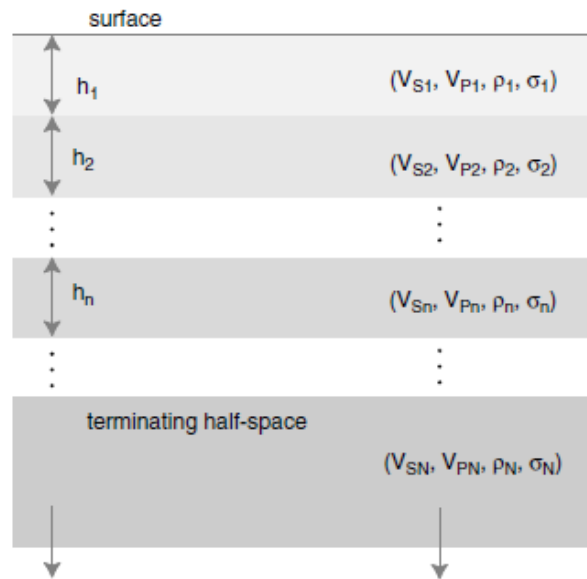


Figura 3-18: Terreno elástico multicapa (Fuente: Everett, 2013)

Tal y como se puede extraer a partir de múltiples publicaciones, como Everett (2013), Villaverde (2009) o Novotny (1999) –por nombrar algunos de los desarrollos más detallados-, si definimos como u_n y w_n los desplazamientos horizontal y vertical, respectivamente, en la capa n-ésima de un sistema estratificado, se pueden elegir dos funciones potenciales de ondas de compresión y de cizalla, ϕ_n y ψ_n , respectivamente, que nos permitirán definir el movimiento acoplado de las ondas longitudinales y superficiales en el plano x-z según cada componente cartesiana del movimiento plano, como describió originalmente Haskell (1953):

$$u_n = \frac{\partial \phi_n}{\partial x} + \frac{\partial \psi_n}{\partial z} \tag{Ec. 3.98}$$

$$w_n = \frac{\partial \phi_n}{\partial z} - \frac{\partial \psi_n}{\partial x} \tag{Ec. 3.99}$$

La deformación volumétrica será:

$$\begin{aligned}\varepsilon_v &= \varepsilon_x + \varepsilon_z = \frac{\partial u_n}{\partial x} + \frac{\partial w_n}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial \phi_n}{\partial x} + \frac{\partial \Psi_n}{\partial z} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\partial \phi_n}{\partial z} - \frac{\partial \Psi_n}{\partial x} \right) = \\ &= \frac{\partial^2 \phi_n}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi_n}{\partial z^2} = \nabla^2 \phi_n\end{aligned}\tag{Ec. 3.100}$$

Por lo que se comprueba que, según la definición de la ec. 3.100, la función potencial Φ_n representa, en efecto, la componente compresional del fenómeno.

Si ahora sustituimos en la ecuación general de onda por componentes en el plano x-z (Ecs. 3.49 y 3.51) obtendremos:

$$(\lambda + G) \frac{\partial}{\partial x} (\nabla^2 \phi_n) + G \nabla^2 \left(\frac{\partial \phi_n}{\partial x} + \frac{\partial \Psi_n}{\partial z} \right) = \rho \frac{\partial^2}{\partial t^2} \left(\frac{\partial \phi_n}{\partial x} + \frac{\partial \Psi_n}{\partial z} \right)\tag{Ec. 3.101}$$

$$(\lambda + G) \frac{\partial}{\partial z} (\nabla^2 \phi_n) + G \nabla^2 \left(\frac{\partial \phi_n}{\partial z} - \frac{\partial \Psi_n}{\partial x} \right) = \rho \frac{\partial^2}{\partial t^2} \left(\frac{\partial \phi_n}{\partial z} - \frac{\partial \Psi_n}{\partial x} \right)\tag{Ec. 3.102}$$

Reorganizando términos se obtiene:

$$(\lambda + 2G) \frac{\partial}{\partial x} (\nabla^2 \phi_n) + G \frac{\partial}{\partial z} (\nabla^2 \psi) = \rho \left[\frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial^2 \phi_n}{\partial t^2} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\partial^2 \Psi_n}{\partial t^2} \right) \right]\tag{Ec. 3.103}$$

$$(\lambda + 2G) \frac{\partial}{\partial z} (\nabla^2 \phi_n) - G \frac{\partial}{\partial x} (\nabla^2 \psi) = \rho \left[\frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\partial^2 \phi_n}{\partial t^2} \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial^2 \Psi_n}{\partial t^2} \right) \right]\tag{Ec. 3.104}$$

Si a continuación derivamos las ecs. 3.103 y 3.104 respecto a z y x, respectivamente, y procedemos, por un lado, a sumar las expresiones resultantes y, por otro, a restarlas, obtendremos dos ecuaciones desacopladas e independientes en función de Φ_n y Ψ_n :

$$(\lambda + 2G) \frac{\partial^2}{\partial x \partial z} (\nabla^2 \phi_n) = \rho \frac{\partial^2}{\partial x \partial z} \left(\frac{\partial^2 \phi_n}{\partial t^2} \right)\tag{Ec. 3.105}$$

$$G \frac{\partial^2}{\partial x \partial z} (\nabla^2 \psi) = \rho \frac{\partial^2}{\partial x \partial z} \left(\frac{\partial^2 \Psi_n}{\partial t^2} \right)\tag{Ec. 3.106}$$

A continuación integramos ambas ecuaciones respecto a x y a z , y podemos llegar a unas expresiones más compactas que describirán la propagación de las componentes longitudinales y transversales por separado:

$$\frac{\partial^2 \phi_n}{\partial t^2} = v_{pn}^2 \left[\frac{\partial^2 \phi_n}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi_n}{\partial z^2} \right] \quad (\text{Ec. 3.107})$$

$$\frac{\partial^2 \psi_n}{\partial t^2} = v_{sn}^2 \left[\frac{\partial^2 \psi_n}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \psi_n}{\partial z^2} \right] \quad (\text{Ec. 3.108})$$

Si consideramos que las funciones potenciales tienen la forma de ondas armónicas propagándose en la dirección x a una determinada velocidad c , entonces se pueden proponer como soluciones:

$$\phi_n = f_n(z) e^{i\omega\left(t - \frac{x}{c}\right)} \quad (\text{Ec. 3.109})$$

$$\psi_n = g_n(z) e^{i\omega\left(t - \frac{x}{c}\right)} \quad (\text{Ec. 3.110})$$

Introduciendo estas expresiones en las ecs. 3.107 y 3.108, se obtendrían estas relaciones:

$$f_n''(z) + \frac{\omega^2}{c^2} \left(\frac{c^2}{v_{pn}^2} - 1 \right) f_n(z) = 0 \quad (\text{Ec. 3.111})$$

$$g_n''(z) + \frac{\omega^2}{c^2} \left(\frac{c^2}{v_{sn}^2} - 1 \right) g_n(z) = 0 \quad (\text{Ec. 3.112})$$

Para conseguir una notación más compacta, se pueden proponer los valores de r_n y s_n como formas compuestas de los números de onda de las perturbaciones primarias y secundarias:

$$r_n^2 = k^2 - k_{pn}^2 = k^2 - \frac{\omega^2}{v_{pn}^2} \quad (\text{Ec. 3.113})$$

$$s_n^2 = k^2 - k_{sn}^2 = k^2 - \frac{\omega^2}{v_{sn}^2} \quad (\text{Ec. 3.114})$$

Donde:

k_{pn} : número de onda para una frecuencia ω_{pn} de las ondas primarias en la n-ésima capa ($k_{pn} = \omega_{pn}/v_{pn}$)

k_{sn} : número de onda para una frecuencia ω_n de las ondas secundarias en la n-ésima capa ($k_{sn} = \omega_{sn}/v_{sn}$)

k : número de onda para el paquete de ondas, viajando con una velocidad c , correspondiente a la frecuencia de onda ω ($k = \omega/c$)

Teniendo en cuenta que el paquete de ondas Rayleigh viajará a una velocidad que podemos denominar v_R , entonces $c = v_R$ y adoptando los valores $V = v_R/v_{sn}$ y $\alpha = v_{sn}^2/v_{pn}^2$ podemos proponer:

$$r_n^2 = \frac{\omega^2}{v_R^2} (1 - \alpha^2 V^2) \quad (\text{Ec. 3.115})$$

$$s_n^2 = \frac{\omega^2}{v_R^2} (1 - V^2) \quad (\text{Ec. 3.116})$$

Así, se puede escribir:

$$f_n''(z) - r_n^2 f_n(z) = 0 \quad (\text{Ec. 3.117})$$

$$g_n''(z) - s_n^2 g_n(z) = 0 \quad (\text{Ec. 3.118})$$

Hay que tener en cuenta que al atravesar diferentes capas, el campo de ondas en cada estrato tendrá una componente descendente, en forma de rayos transmitidos por refracción desde la capa inmediatamente superior, y una componente ascendente, producto de las reflexiones y frentes refractados hacia la superficie (cuyo fundamento físico describiremos en el apartado 3.3). Por ello, los potenciales de ese campo de ondas tanto para las ondas primarias como para las secundarias pueden descomponerse en sus dos componentes oblicuas ascendente y descendente. Así, las funciones f_n y g_n , como solución de ecuaciones diferenciales de segundo orden de una sola variable, se pueden expresar de forma fasorial en función de unas ciertas constantes arbitrarias así (siguiendo la nomenclatura de coeficientes de Everett, 2013, por su énfasis en el sentido físico de los mismos):

$$f_n(z) = U_{P_n} e^{i r_n z} + D_{P_n} e^{-i r_n z} \quad (\text{Ec. 3.119})$$

$$g_n(z) = U_{S_n} e^{i s_n z} + D_{S_n} e^{-i s_n z} \quad (\text{Ec. 3.120})$$

Donde:

- U_{P_n} : coeficiente de ondas primarias ascendentes
- D_{P_n} : coeficiente de ondas primarias descendentes
- U_{S_n} : coeficiente de ondas secundarias ascendentes
- D_{S_n} : coeficiente de ondas secundarias descendentes

Por ello, el potencial compresional ϕ_n de la capa n-ésima se puede expresar como:

$$\phi_n = [U_{P_n} e^{i r_n z} + D_{P_n} e^{-i r_n z}] e^{i\omega \left(t - \frac{x}{c}\right)} \quad (\text{Ec. 3.121})$$

Análogamente, la función potencial transversal ψ_n se puede escribir como:

$$\psi_n = [U_{S_n} e^{i s_n z} + D_{S_n} e^{-i s_n z}] e^{i\omega \left(t - \frac{x}{c}\right)} \quad (\text{Ec. 3.122})$$

Los valores de los coeficientes de ondas U_{P_n} , D_{P_n} , U_{S_n} y D_{S_n} se determinarían en función de las condiciones de contorno del medio de propagación, es decir, según el equilibrio de tensiones en las superficies de transición entre capas, la compatibilidad de movimientos en dichas superficies y la ausencia de tensiones en la superficie del terreno por equilibrio de empujes hacia el vacío (Haskell, 1953). Teniendo en cuenta que las amplitudes tienden a cero con la profundidad, se tiene que verificar que los términos sin decrecimiento de las formas potenciales estén multiplicados por constantes iguales a cero. Así, $U_{P_n} = U_{S_n} = 0$, y finalmente los potenciales tendrán la forma:

$$\phi_n = D_{P_n} e^{-i r_n z} e^{i\omega \left(t - \frac{x}{c}\right)} \quad (\text{Ec. 3.123})$$

$$\psi_n = D_{S_n} e^{-i s_n z} e^{i\omega \left(t - \frac{x}{c}\right)} \quad (\text{Ec. 3.124})$$

Por otro lado, si aplicamos la condición de ausencia de tensiones en la superficie del terreno, se debe verificar que:

$$z = 0 \rightarrow \tau_{xz} = \sigma_z = 0 \quad (\text{Ec. 3.125})$$

Imponiendo esta condición de contorno en la ecs. 3.43 y 3.48, obtendremos:

$$\sigma_z(z=0) = [\lambda \varepsilon_v + 2G \varepsilon_z]_{z=0} = \left[\lambda \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial w}{\partial z} \right) + 2G \frac{\partial w}{\partial z} \right]_{z=0} = 0 \quad (\text{Ec. 3.126})$$

$$\tau_{xz}(z=0) = [G \cdot \gamma_{xz}]_{z=0} = \left[G \left(\frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \right) \right]_{z=0} = 0 \quad (\text{Ec. 3.127})$$

Utilizando a continuación la relación entre potenciales y variaciones de desplazamientos de las ecs. 3.98 y 3.99, y sustituyendo con las expresiones de las ecs. 3.123 y 3.124, se obtendrá de forma simplificada:

$$D_{P_n} [(\lambda + 2G) r_n^2 - \lambda k^2] - 2i D_{S_n} (G k s_n) = 0 \quad (\text{Ec. 3.128})$$

$$2i D_{P_n} k q + D_{S_n} (s_n^2 + k^2) = \quad (\text{Ec. 3.129})$$

Este sistema de dos incógnitas tendrá una solución no trivial si su determinante es igual a cero. Esto nos permite obtener la ecuación de Rayleigh (Shearer, 2009):

$$\left[2 - \left(\frac{v_R}{v_s} \right)^2 \right]^2 = 4 \sqrt{1 - \left(\frac{v_R}{v_p} \right)^2} \sqrt{1 - \left(\frac{v_R}{v_s} \right)^2} \quad (\text{Ec. 3.130})$$

Denominando V al cociente entre la velocidad de propagación de ondas Rayleigh entre la correspondiente a las ondas s, esta ecuación también se puede escribir como (Villaverde, 2009):

$$V^6 - 8V^4 - (16\alpha^2 - 24)V^2 - 16(1 - \alpha^2) = 0 \quad (\text{Ec. 3.131})$$

Debido a que $\alpha_n = v_{sn}^2 / v_{pn}^2$ es un parámetro que depende exclusivamente del coeficiente de Poisson de cada capa, la solución de V también dependerá tan solo de dicho coeficiente de Poisson. En Villaverde (2009), se pueden encontrar los valores que relacionan velocidades de Rayleigh (v_R) y velocidades s (v_s) en función de diferentes coeficientes de Poisson como solución a esta ecuación, como se recoge en la Tabla 3-2:

Tabla 3-2. Valores de la relación v_R/v_s para diferentes coeficientes de Poisson (Fuente: Villaverde, 2009)

| ν | $V=v_R/v_s$ |
|-------|-------------|
| 0.25 | 0.919 |
| 0.29 | 0.926 |
| 0.33 | 0.933 |
| 0.40 | 0.943 |
| 0.50 | 0.955 |

Por ello, se puede concluir que determinando adecuadamente el valor de la velocidad de propagación de ondas Rayleigh a través de un terreno multiestratificado así como el coeficiente de Poisson de cada capa, se puede determinar fácilmente el valor de la velocidad de propagación de ondas secundarias.

Finalmente, se puede mencionar que existen otros tipos de ondas superficiales, como las de Lamb, Stoneley, etc., que no tienen todavía aplicaciones prácticas en la práctica ingenieril habitual en la actualidad, pero para las que algunos autores preconizan que su estudio puede dar en el futuro algún resultado práctico de interés (Park et al., 2002b).

Capítulo 4. Métodos de prospección sísmica superficial

4.1. Génesis histórica de la geofísica sísmica

4.1.1. Los terremotos en la prehistoria

La preocupación por los terremotos y sus devastadores efectos ha sido un tema central en las culturas asentadas en regiones sismogénicas, donde el registro escrito de los eventos sísmicos se mezcla desde hace más de 2.000 años, en algunos casos, envuelto de mitología y superstición, con otros relatos más cotidianos (Reitherman, 2012; Shedlock et al., 1995). Por ejemplo, Wang (2014) recoge cómo en los “Anales de primavera y otoño”-que recogen las crónicas del Estado de Lu (China) durante el gobierno de la dinastía Zhou, entre 722 y 479 a.C., y que se piensa que fueron escritos hacia el siglo V a.C.-, aparece la primera descripción histórica de un terremoto que ha llegado hasta nuestros días:

“En junio, 8 años de haber estabilizado el imperio [en 1.177 a. C.], el Emperador Wen de Zhou estuvo enfermo y en cama durante cinco días. Entonces hubo terremotos, y se extendieron entre los límites [de la región] en las cuatro direcciones”.

(Traducido y adaptado por el autor a partir de Wang, 2014)

Aunque en China, otras crónicas plasmaron siglos de tradición oral transmitidas entre generaciones para traernos registros de otros eventos sísmicos todavía más antiguos. Así, en los “Anales de Bambú” (otra crónica descubierta durante la dinastía Jin –hacia el año 281 d.C.- en la tumba de un príncipe muerto en el 296 a.C., que aunque posteriormente fue perdida, parte de su contenido fue reconstruido durante la dinastía Qing, según Stephenson, 1997), se menciona un terremoto que tuvo lugar, supuestamente, durante la dinastía Xia. Sin embargo, la cronología de este evento es

poco fiable, debido a las diferentes interpretaciones, traducciones y modificaciones que ha sufrido el texto a lo largo del tiempo, junto al hecho de que los eventos no fueran narrados por alguien de la época en la que ocurrieron. Xia et al. (2010) transcriben estos textos:

“En el séptimo año del reinado del Emperador Fa [alrededor de 1601 a. C.], el Monte Tai [en la actual provincia de Shandong] tembló”.

“En el décimo año del período del Emperador Jie [1809 a. C.], cinco planetas siguieron un camino equivocado. Durante la noche, cayeron estrellas que parecían lluvia, la tierra tembló, y después de ello las aguas del río Yihe y del río Luohe se secaron”.

(Traducido y adaptado por el autor a partir de Xia et al. (2010), corrigiendo parte del texto así como las fechas aproximadas de cada evento según Kinney, 2003)

Es interesante comprobar cómo el estudio de algunos paleoterremotos ha permitido datarlos en épocas prehistóricas, con claras evidencias de haber afectado a comunidades humanas. Xia et al. (2010) datan un terremoto en una franja el 1.520 y el 1.260 a. C. en el centro del país, con una magnitud de alrededor de 7:



Figura 4-1: Grietas superficiales de origen sísmico (izquierda) en el emplazamiento arqueológico de Xuecun (en la provincia de Henan, China) y hallazgo de un esqueleto dividido en dos partes por un movimiento horizontal relativo inducido por el terremoto sufrido (Fuente: Xia et al., 2.010)

Hubo que esperar hasta el siglo I d. C. para encontrar la primera iniciativa científica de tratar los terremotos como un fenómeno físico y no como algo sobrenatural, o, en palabras de Reitherman (2012), como algo debido a la “*intervención divina como castigo a las malas acciones de los gobernantes o del pueblo*”. Así, Zhang Heng desarrolló en el año 132 d.C. un primitivo detector sísmico, denominado sismoscopio, constituido por una tinaja de bronce con un inteligente sistema de péndulo interno que permitía conocer la dirección del epicentro de un terremoto (Hsiao y Yan, 2009). Según algunos registros históricos, se tiene información sobre su forma y funcionamiento. Esquemáticamente, el recipiente, de unos 2 m de altura, presentaba ocho toberas equidistantes dispuestas en direcciones radiales de una misma sección horizontal, en forma de cabezas de dragón. Así, se orientaban en las principales direcciones de los puntos cardinales. Cada dragón tenía en su boca una bola de bronce, y justo debajo de se había dispuesto un sapo con la boca abierta hacia arriba. De esta forma, el objetivo del sismoscopio al temblar la tierra era conseguir que la bola más cercana a la dirección desde la que viajaban las vibraciones cayera sobre el sapo correspondiente a esa dirección. Para ello, en el interior existía una columna vertical unida a ocho brazos transversales, cuyo objetivo era accionar Desde el siglo XIX se han llevado a cabo múltiples intentos de reconstrucción del mecanismo de funcionamiento más probable a partir de los registros históricos existentes.

La descripción externa del sismoscopio resultaba bastante amplia como para inspirar desde finales del siglo XIX intentos de reproducirlo:

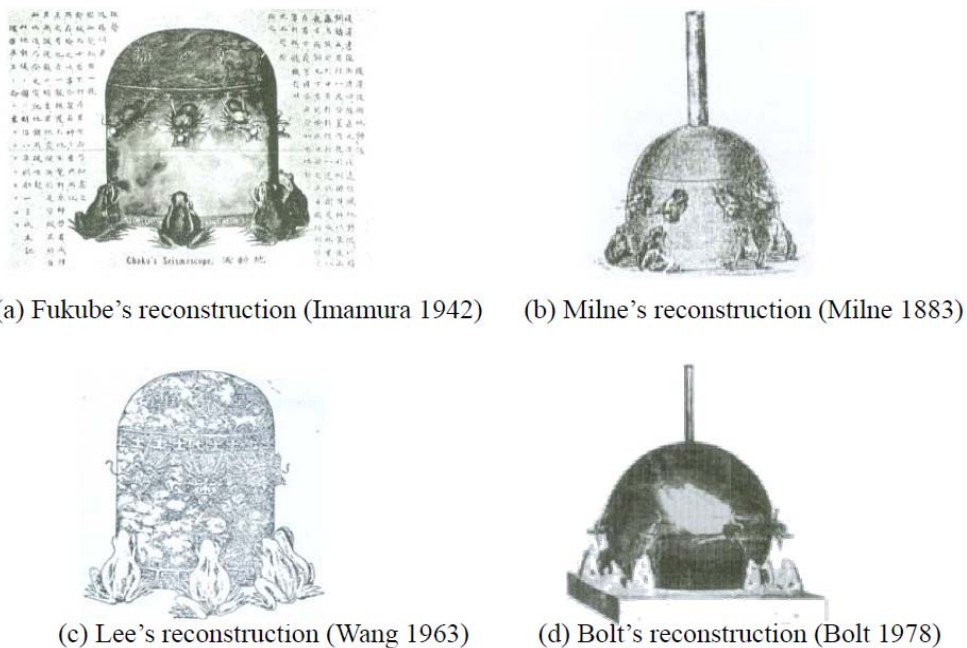


Figura 4-2: Intentos de reconstrucción de la parte externa del sismoscopio de Zhang Heng (Fuente: Hsiao y Yan, 2.009)

Sin embargo, la descripción del mecanismo interior de funcionamiento resultaba demasiado simple, por lo que los intentos que ha habido para intentar reproducir su funcionamiento se encuadran en el ámbito de la conjetura y del ejercicio científico:

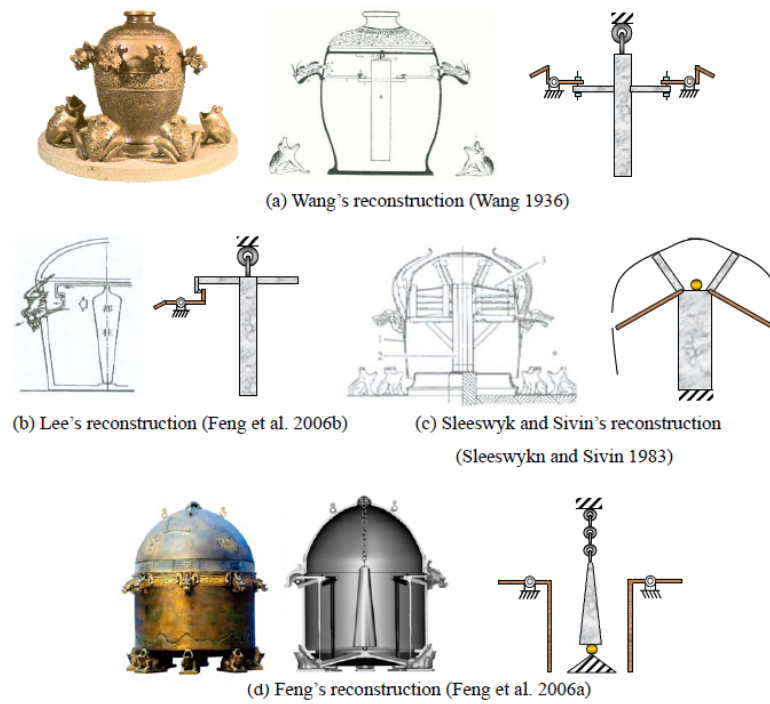


Figura 4-3: Intentos de reconstrucción del posible mecanismo interno del sismoscopio de Zhang Heng, basados en el uso de un péndulo suspendido (Fuente: Hsiao y Yan, 2.009)

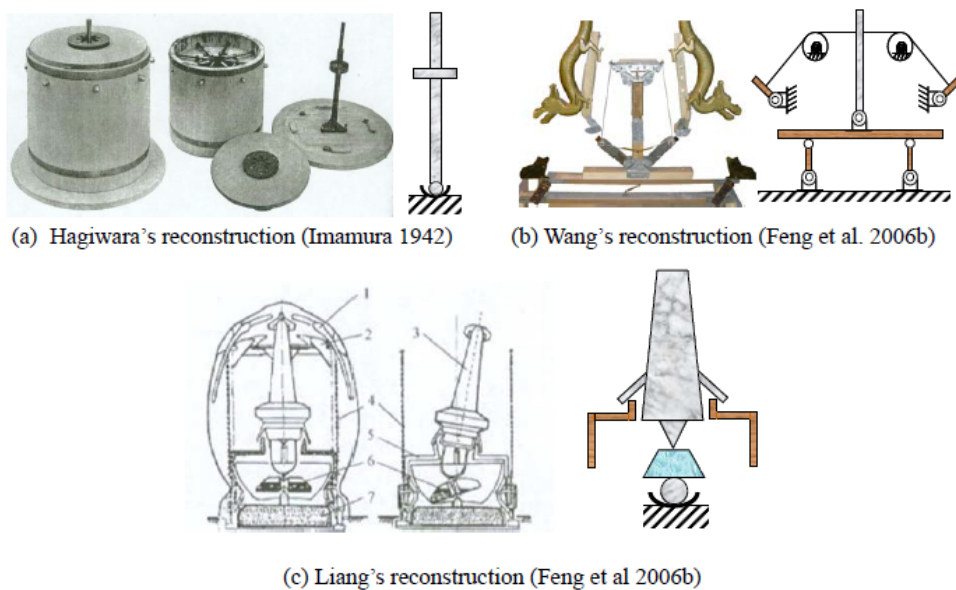


Figura 4-4: Intentos de reconstrucción del posible mecanismo interno del sismoscopio de Zhang Heng, basados en el uso de un péndulo invertido (Fuente: Hsiao y Yan, 2.009)

Este primer intento de revelar la dirección de una fuente sísmica, aun cuando fuera muy poco preciso (teniendo en cuenta que, por un lado, las ondas generadas por el terremoto pueden generar movimientos en direcciones diferentes a su dirección de propagación y, por otro, porque una sensibilidad de tan sólo 45° generaría grandes errores en la determinación de la dirección epicentral de un sismo al aumentar la distancia del instrumento al origen del mismo), no tuvo parangón durante los siglos siguientes en los que no hubo prácticamente intentos racionales de avanzar en las formas de medida de los terremotos, en la comprensión de su génesis o, lo que es más importante, en el estudio de su relación con la geología.

4.1.2. La medida de los sismos durante los siglos XVIII y XIX

Durante el siglo XVIII se concibieron en Europa nuevos sismoscopios, cuyo objetivo era determinar la dirección de una fuente sísmica. Por ejemplo en 1.703, J. de la Haute Feuille propuso (aunque no hay evidencias de que llegara a construirlo) un recipiente lleno hasta el borde de mercurio, esperando que se produjera un derrame que marcara la dirección de llegada del temblor, pensando que los terremotos daban lugar a inclinaciones del terreno en un plano vertical y no a movimientos horizontales (Dewey y Byerly, 1969). Su concepto fue recuperado y mejorado por A. Cavalli en 1.784, al añadir un sistema de medición del instante del sismo –aunque tampoco existen evidencias de que llegara construirse esta mejora-.

Otros científicos desarrollaron otros instrumentos con diferentes grados de éxito, como fueron tipos dispositivos con péndulos utilizados por Nicholas Cirillo (1.747), Andrea Bina (1.751), Domenico Salsano (1.783) o Ascanio Filomarino (1.796) –que introdujo al péndulo un sistema de medición del tiempo de comienzo del temblor- (Dewey y Byerly, 1969).

Hubo que esperar hasta 1.855 para que se desarrollará el primer instrumento que no sólo podía detectar actividad sísmica –incluso cuando ésta era de muy baja energía e imperceptible para las personas-, sino también registrarla: Luigi Palmieri, un meteorólogo italiano, profesor de física en Nápoles, utilizó tubos en U parcialmente rellenos con mercurio, disponiéndolos circularmente alrededor de una brújula. Los tubos iban equipados con electrodos y flotadores. Cuando se producía una actividad sísmica suficiente, el mercurio en el interior de los tubos se movía, ascendiendo por uno de los brazos de la U y entrando así en contacto eléctrico con uno dispositivo cuyo cometido era parar un reloj y comenzar a hacer girar un tambor con papel que recogería los trazos de una pluma dispuesta sobre el flotador dispuesto sobre la superficie del mercurio (Hebra, 2010). Así, consiguió por primera vez registrar el instante de comienzo del temblor, duración, dirección e intensidad. Su aparato gozó de

un cierto éxito y fue utilizado por sismólogos japoneses en Tokio entre 1.875 y 1.885, detectando 565 terremotos (Dewey y Byerly, 1969).

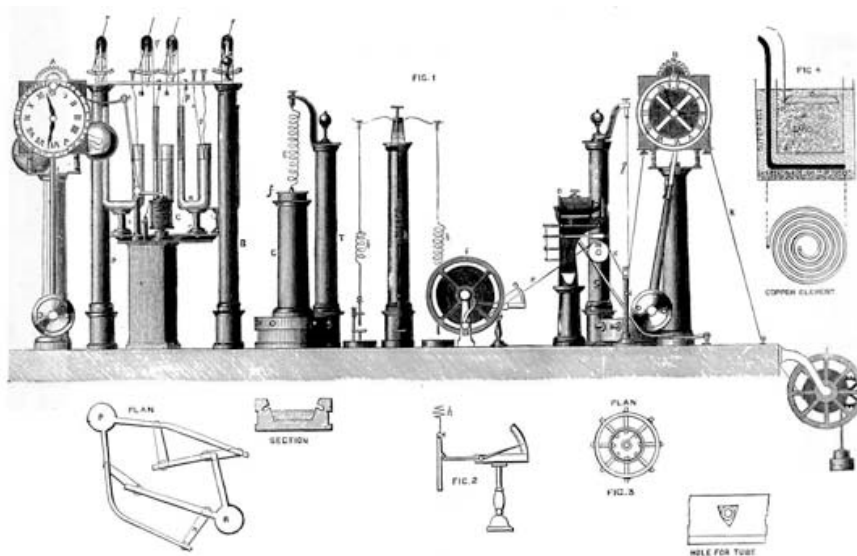


Figura 4-5: Sismoscopio de Palmieri (Fuente: “The eruption of Vesuvius in 1872”, ilustración VIII, escrito por Palmieri y traducido por Mallet, 1.873)

Pero aunque durante el siglo XIX se volvió a recuperar el afán por detectar y medir las manifestaciones físicas de los eventos sísmicos, con algunas aportaciones muy notables como las observaciones de Brooks durante los terremotos de nueva Madrid de 1.811 y 1.812 o las del sismómetro de péndulos de diferentes períodos de Cavalleri en 1.860, que fueron los primeros estudios que indagaban en la importancia del contenido de frecuencias de un sismo (Trifunac, 2009). Pero en esa época todavía no se había comprendido cuál era su origen y su relación con las características de los materiales de la superficie terrestre. Por ello, no se daban todavía las condiciones necesarias para que pudiera nacer la geofísica sísmica como forma de conocer la estructura de la tierra.

A comienzos del siglo anterior, en 1.705, Robert Hooke había plasmado en su obra “Lectures and Discourses of Earthquakes and Subterraneous Eruptions” una vision muy audaz para la época sobre la existencia de procesos geológicos que habían conformado la superficie terrestre tal y como aparecía en su tiempo, que preconizaría la acción de la naturaleza como motor de transformación de la superficie terrestre. Así escribió:

“Una gran parte de la superficie de la tierra ha sido desde la Creación transformada y hecha de otra naturaleza: en concreto, muchas partes que han sido mar son ahora tierra, y diversas otras partes que son mar fueron una vez tierra firme; montañas han sido convertidas en llanuras, y llanuras en montañas, y otras cosas semejantes... diversas clases de estas transformaciones han tenido

lugar en estas islas de Gran Bretaña; y no resulta improbable que muchas de las regiones interiores de esta isla, si no todas, puedan haber sido con anterioridad totalmente cubiertas por el mar, y que han tenido peces nadando sobre ellas”

(Traducido por el autor a partir de extracto en Reitherman, 2012)

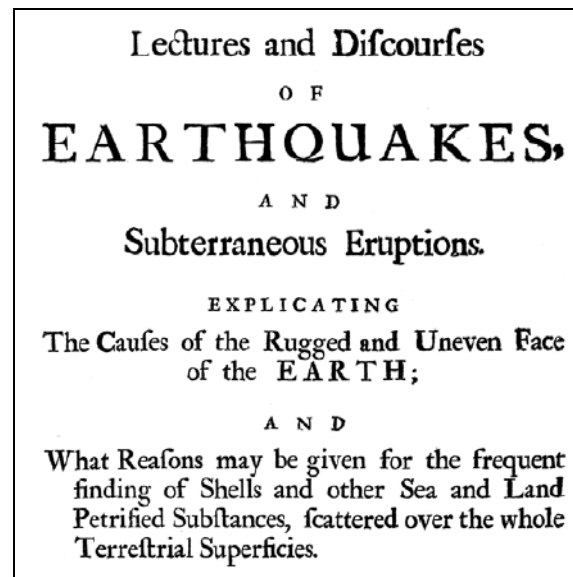


Figura 4-6: Portada de la obra de Hooke sobre terremotos (Hooke, 1.705)

Más adelante en su obra, Hooke reflejaba su concepción de los terremotos como generados por alguna clase de mecanismo explosivo (lo que parecía común en la época, ya que el anteriormente mencionado de la Haute Feuille creía que los terremotos eran causados por materiales sulfurosos u otras sales del interior de la tierra (Dewey y Byerly, 1969):

“El germen o los materiales que sirven para producir conflagraciones, erupciones o terremotos... lo concibo como algo análogo a los componentes de la pólvora ”

(Traducido por el autor a partir de un extracto del libro mostrado en Reitherman, 2012)

Estas ideas parece que residieron en el imaginario científico al menos dos siglos más, al existir evidencias de que John Milne (1.850-1.913), considerado como uno de los principales precursores, si no el más importante, de la sismología moderna, todavía apoyaba la teoría explosiva como origen de los sismos (Reitherman, 2012). A él se debió la invención (seguramente junto a Thomas Gray, como apuntan muchas fuentes) del sismógrafo de péndulo horizontal así como la promoción del concepto de red de estaciones sismológicas. Este instrumento sería el primer dispositivo que podríamos

catalogar como moderno, pues su diseño fue la base de muchos otros aparatos que fueron desarrollados durante las décadas posteriores, algunos de cuyos conceptos siguen integrados en los modernos sismógrafos.

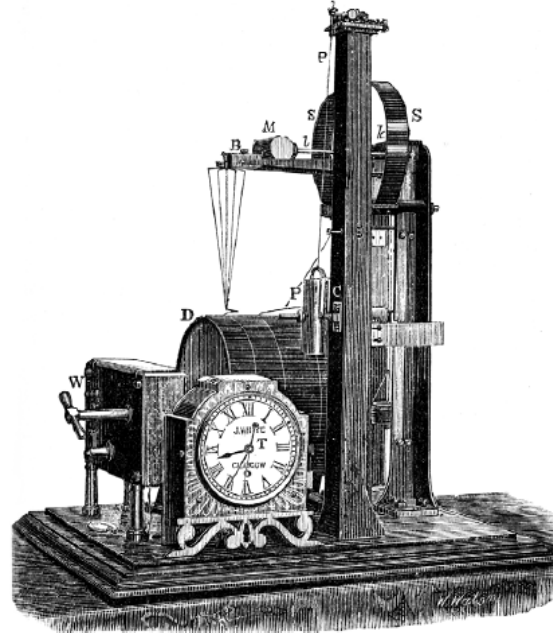


Figura 4-7: Ilustración del aspecto del sismógrafo de Gray y Milne (Fuente: Reitherman, 2012)

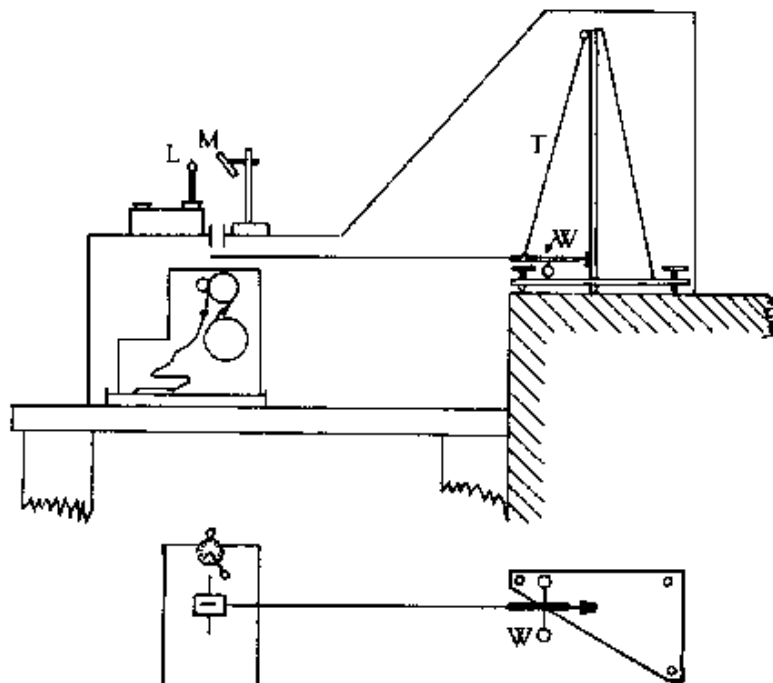


Figura 4-8: Esquema del dispositivo de Milne en alzado (superior) y en planta (baja). El reflejo de la luz L sobre el espejo M atraviesa unas ranuras en cruz hasta alcanzar una película fotográfica. El reflejo se ve perturbado si se produce un movimiento en la varilla horizontal sustentada por el cable T y sobre la que pivota la masa W (Dewey y Byerly, 1969)

4.1.3. La geofísica sísmica: primeros antecedentes

Probablemente, uno de los antecedentes más tempranos sobre el uso de las características vibratorias de los terrenos para determinar su “firmeza” se puede encontrar en los escritos del arquitecto italiano Andrea Palladio (1.508-1580), que en su tratado “Los cuatro libros de la arquitectura” (*“I quattro libri dell’architettura”*, publicado en Venecia en 1570) apunta cómo se debe identificar un terreno sobre el que realizar una cimentación segura, aduciendo que “en algunos sitios los cimientos los da la naturaleza, mientras que en otros es preciso recurrir al arte” (lo que entronca con la etimología más literal del término Geotecnia, es decir, “arte de la tierra”). Así, adaptando una de las traducciones al castellano de esta obra y corrigiendo una de sus frases desde el original en italiano (traducción de Alipandrini y Crespo), Palladio indica en el Capítulo VII (*“De las calidades del terreno donde se han de poner los cimientos”*) de su Libro Primero que:

*“Si el terreno es sólido y firme, se cavarán allí las zanjas hasta la profundidad que el arquitecto juicioso crea conveniente, según la magnitud de la obra y la firmeza del terreno. Esta profundidad suele ser la sexta parte de la altura del edificio, en caso de no hacer bodegas o sótanos. Para conocer la solidez de los terrenos servirá la observación de las excavaciones de los pozos, cisternas y otros hoyos semejantes; y se sabrá también de las hierbas que allí nazcan, si son de las que suelen criarse sólo en terreno firme y duro. Además, **será muestra de terreno sólido si éste, al dejar caer sobre él un peso grande, no resuena ni tiembla; lo que se podrá conocer por los pergaminos de tambores puestos en el suelo, si, al ser golpeados ligeramente, se mueven pero no resuenan; y por el agua puesta en un vaso, si no se mueve”***

(Adaptado por el autor a partir de la traducción de Alipandrini y Crespo de Palladio (2008) y del original en italiano)

Esta observación tan anterior al desarrollo de los métodos empíricos de estudio de frecuencias en estructuras, anticipaba el concepto de resonancia y de su relación con la rigidez transversal de diferentes terrenos.

Sin embargo, fue Robert Mallet (1.810-1.881) quién primero se aproximó racionalmente a la práctica de lo que hoy conocemos como geofísica sísmica (Reitherman, 2012): tras demostrar con interés en el estudio de la propagación de ondas en su artículo de 1.846 “The Dynamics of Earthquakes” (subtitulado, con acierto,

“Siendo un intento de conseguir reducir sus fenómenos observados a leyes conocidas del movimiento de ondas en sólidos y fluidos”), comenzó a utilizar explosiones subterráneas para generar ondas sísmicas que le permitieran estudiar su comportamiento. En 1.851 describió algunos experimentos en los que midió la velocidad de propagación de ondas sísmicas generadas por una explosión a través de granitos y arenas flojas (Reddy, 2012). Para ello utilizó un dispositivo, a modo de sismoscopio muy ingenioso pero de poca sensibilidad y sin capacidad de registro de otra magnitud que no fuera el tiempo de llegada de onda: se trataba de un depósito lleno de mercurio sobre el que se proyectaba la cruz filar de una mira a través de la que se hacía pasar un haz de luz. Mediante una lente de once aumentos, se observaba esta cruz proyectada. Entonces, el observador accionaba un cronógrafo que, a su vez, detonaba una carga explosiva a una cierta distancia, parándolo a continuación cuando la cruz se hacía borrosa o desaparecía por la vibración de la superficie del mercurio (Dewey y Byerly, 1969; Reddy, 2012). Aunque también estas explosiones se debían a su voluntad de comprobar la conjetura de Hooke sobre el origen explosivo de los terremotos naturales, lo que, salvo en erupciones volcánicas, se reveló como equivocado.

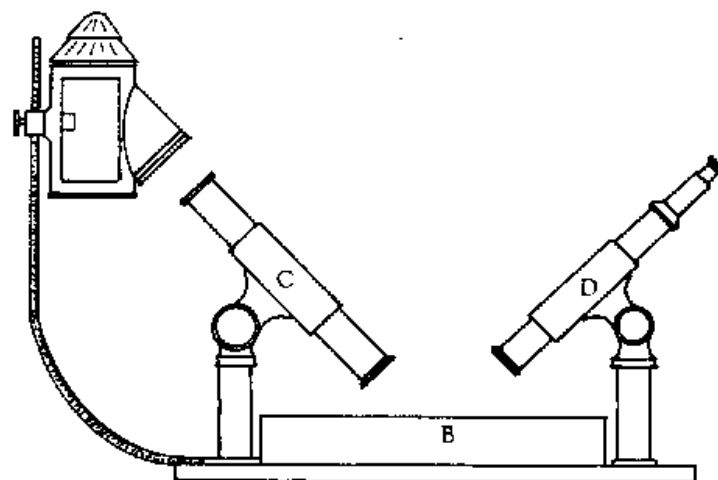


Figura 4-9: Seismoscopio de Mallet: se proyecta un haz de luz a través de la mira C, que refleja una cruz filar sobre la superficie del mercurio B, cuya perturbación es captada por la mira con aumentos C (Dewey y Byerly, 1969)

Aunque las investigaciones de Mallet le habían llevado a pensar que los granitos tendrían velocidades de onda de unos 2400 m/s, sus mediciones revelaron en cambio velocidades mucho más bajas, del orden de los 500 m/s. Aunque, inicialmente, Mallet lo achacaría a posibles heterogeneidades del macizo granítico ensayado, mediciones posteriores con dispositivos similares a los de Mallet, como Abbot en 1.878 o Levy en

1.888, permitieron inferir que Mallet seguramente no había registrado correctamente las primeras llegadas en su sismoscopio (Dewey y Byerly, 1969). Así mismo, introdujo el método de utilizar los daños estructurales en edificios afectados por sismos como *sismoscopios* que permitieran estimar las velocidades y aceleraciones. Sus fórmulas, sin embargo, resultaban equivocadas: al pensar que los terremotos sólo producían ondas primarias de dilatación-compresión, conjeturó que en una edificación se producirían grietas en la dirección transversal a la línea de propagación del frente de onda, mientras que en su misma dirección se producirían vuelcos. Los sismógrafos construidos en los años siguientes revelarían la existencia de ondas transversales. Sin embargo, sus propuestas de medición de las velocidades de propagación de ondas a través del terreno y su concepción de que diferentes terrenos tendrían diferentes velocidades pavimentaría el camino sobre el que se desarrollaría la geofísica sísmica en las siguientes décadas. Además, su intuición sobre el estudio de daños tras un sismo permitió que posteriormente algunos investigadores calcularan las aceleraciones del terreno necesarias para causar un conjunto determinado de daños. Por ejemplo, Omori determinó que en el terremoto de Mino-Owari de 1891 las aceleraciones habían sido de, al menos, 0.4 g, de acuerdo con el estudio de las fuerzas necesarias para volcar una serie de lápidas cuya caída estudió (Trifunac, 2009).

Sin embargo, ya en 1831 Poisson había probado teóricamente la existencia de dos tipos de onda propagándose a través de un terreno, que además se moverían a velocidades diferentes según que fueran longitudinales o transversales (Novotny, 1999). Poco después, Stokes avanzó en 1849 en el estudio matemático de las propiedades de estas ondas, descubriendo el carácter irrotacional de las longitudinales y las propiedades de equidistorsión de las transversales, determinando la relación entre ambas. Parece que Mallet no tuvo conocimiento de estos trabajos dada su hipótesis sobre la existencia de ondas longitudinales solamente.

Tras los primeros intentos de medir la velocidad de las ondas a través del terreno de Mallet, Reddy (2012) relata cómo H.L. Abbot realizó mejoras en su sismoscopio en 1.878 al darse cuenta de que las primeras ondas en llegar (las longitudinales) no tenían suficiente energía como para producir un movimiento que pudiera ser capturado por la mira original, por lo que incremento los aumentos de la misma. Así, pudo mejorar la sensibilidad del instrumento para captar las perturbaciones de las primeras ondas en alcanzar el aparato. Más tarde, Fouque y Levy introdujeron el registro de perturbaciones en el sismoscopio mediante película de alta sensibilidad y en 1.900, Hecker ya había comenzado a capturar tanto las componentes longitudinal como transversal de las perturbaciones sísmicas generadas.

4.1.4. La propagación de ondas en el terreno: desarrollo de los principios matemáticos y de las técnicas prácticas desde finales del siglo XIX hasta nuestros días

Como detallaremos en el siguiente apartado, el estudio de la propagación de ondas fue principalmente desarrollado en el plano teórico por Rayleigh (1.885) y Love (1.911). Como antecedentes a sus hallazgos, podemos mencionar varios hitos, como la ley de la elasticidad de Hooke, publicada en 1.678, el concepto de onda secundaria preconizado por Huygens en 1.690 en su estudio de la luz y los trabajos de Poisson hacia 1828-1831, demostrando la existencia independiente de las ondas primarias y secundarias (Sheriff y Geldart, 1995), así como las primeras descripciones del carácter matemático de las ondas longitudinales y transversales de Stokes hacia 1849, como hemos descrito en el anterior apartado. Pero fue Knott (1899) quien primero comenzó a estudiar los fenómenos de refracción y reflexión de ondas al cambiar las perturbaciones de medio en su obra *“Reflexion and refraction of elastic waves with seismological applications”*. Prácticamente de forma paralela, Milne sería el primero en proponer en 1.898 los métodos sísmicos como una técnica adecuada para investigar la estructura del subsuelo, tal y como recogen Sheriff y Geldart (1995):

“Al viajar una onda de un terremoto de unos estratos a otros, si estudiamos su reflexión y el cambio de su velocidad de propagación, esto nos llevará a menudo a descubrir ciertas estructuras rocosas enterradas profundamente, bajo lo que podemos ver, lo cual, sin la ayuda de dichas ondas no existiría esperanza de obtener de ello ningún conocimiento... Los terremotos son experimentos gigantescos que revelan los módulos elásticos de las rocas en sus condiciones naturales, y cuando son adecuadamente interpretados, pueden llevar a una adecuada comprensión de muchos fenómenos poco entendidos”

(Traducido por el autor a partir de Sheriff y Geldart, 1995)

Durante estos primeros años, teoría, tecnología y experimentación irían desarrollándose progresivamente hasta que las condiciones para los primeros ensayos de geofísica sísmica fueron adecuadas para que fueran llevados a cabo con éxito. Como en muchas otras técnicas con un fuerte aparato teórico, la tecnología fue al principio por detrás de las posibilidades teóricas mostradas por el estado del arte del momento. Por ejemplo, Garret, en 1.905, propuso la utilización de métodos de

refracción sísmica para localizar diapiros salinos en forma de domo (Sheriff y Geldart, 1995), habitualmente asociados a la posible presencia de hidrocarburos, pero no pudo llevarlo a cabo. Un año antes, en 1904, Lamb había estudiado la forma de propagación de ondas producidas por una liberación de un impulso de presión en un punto de la superficie de un terreno, identificando las formas de llegada de las ondas primarias, secundarias y superficiales, aunque todavía no había conseguido explicar la presencia de ondas de superficie transversales a la dirección del movimiento, que sería resuelta por Love en 1911.

Curiosamente, fue el hundimiento del Titanic en 1912 el que inspiró a Reginald Fessenden a crear un sistema para localizar icebergs a través del estudio de reflexiones (Shields Harper & Co., 2017), lo que desembocó en su patente “*A method and apparatus for locating ore bodies*” (Fessenden, 1917; Reddy, 2012), en el que ya hablaba de los fenómenos de refracción y reflexión de ondas como herramienta de investigación del terreno:

“(...) sea dada la distancia entre dos puntos en una mina, y habiendo determinado el tiempo que tarda una onda de sonido en viajar entre dos puntos, es posible extraer conclusiones en cuanto a la posible naturaleza de la roca entre los dos puntos, o si se observa un eco, o una refracción del sonido, es posible estimar la distancia de la veta que lo refracta o refleja”

(Traducido por el autor a partir de la patente de Fessenden, 1917)

Para materializar estas mediciones, propuso la utilización de emisores y receptores acústicos introducidos en perforaciones llenas de agua entre los que se encontraba el terreno a estudiar. Así, podía estudiar las reflexiones y refracciones que entre ellos se producían por la presencia de las vetas minerales que eran buscadas (Sheriff y Geldart, 1995), como se puede observar en los esquemas originales de la patente de Fessenden en la Figura 4-10:

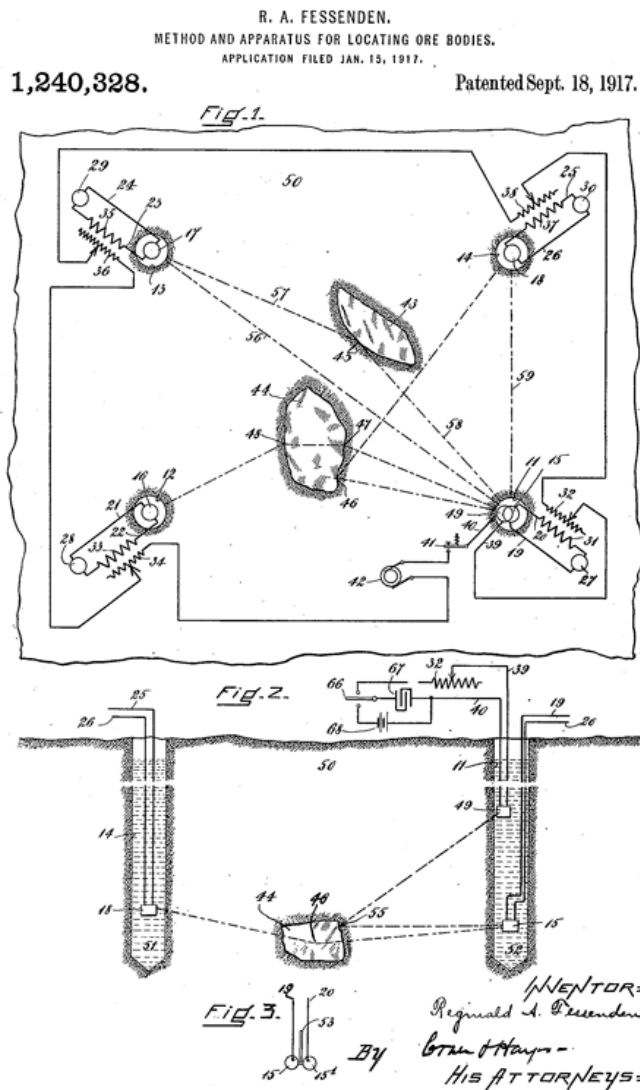


Figura 4-10: Esquema del dispositivo sísmico de Fessenden (1.917), con el esquema de disposición de emisores y receptores acústicos

Hubo que esperar a la Primera Guerra Mundial para que comenzara un desarrollo más intenso de sismógrafos y de las técnicas de análisis de sus registros, cuyo objetivo era determinar dónde se encontraba la artillería enemiga (para lo que utilizaban, principalmente, la medida del tiempo de llegada en varios receptores de la onda de sonido del disparo a través del aire, según Green, 1974). Entre los investigadores que más se concentraron en estos experimentos se encontraba el propio Fessenden, junto a otros como Haserman, Karcher, Eckhard o McCollum, por el lado norteamericano, o Mintrop, por el lado alemán. Éste último crearía en 1.922 la empresa *Seismos*, que promovería la utilización de la sísmica de refracción en aplicaciones mineras. Un año después, las propuestas de esta nueva compañía llegarían a oídos de E.L. DeGolyer, un geólogo con experiencia en prospección petrolífera, creador de la compañía *Amerada Petroleum Corporation*. Así, en 1.924

Seismos localizó en *Orchard Dome* (Houston, EE.UU.) un yacimiento petrolífero que suele considerarse el primer descubrimiento de hidrocarburos a través de la sísmica de refracción de la historia (Sheriff y Geldart, 1995).

El éxito de *Seismos* impulsó a DeGolyer a seguir la línea de investigación marcada por la sísmica, por lo que creó la compañía *Geophysical Research Corporation*, subsidiaria de su empresa *Amerada Petroleum Corporation*, junto a Karcher (Sheriff y Geldart, 1995). En 1.925 compró a Fessenden su patente (Egaña, 2009), desarrollando sismógrafos más sensibles que los utilizados previamente.

Sin embargo, después de los primeros desarrollos teóricos de Zoeppitz Wiechert sobre algunos problemas de refracción y reflexión de ondas en el terreno hacia 1.907 (Reddy, 2012), lo los pioneros de las aplicaciones prácticas de las técnicas sísmicas no serían demasiado prolíficos en los primeros años de desarrollo en la publicación de artículos que discutieran las características y posibilidades de los nuevos métodos, teniendo que esperar hasta 1.929 para que Heiland o Barton hicieran públicas sus primeras observaciones o hasta 1.933 para que Muscat realizara un primer estudio sobre el estado del arte del método de refracción (Green, 1974).

Mientras se desarrollaban y refinaban las metodologías de reflexión y refracción sísmica como técnicas aplicadas de estudio del terreno, muchos autores comenzaron a estudiar las características y utilidades de las ondas superficiales. Serían los trabajos de Nazarian y Stokoe (1984) durante el desarrollo del método de análisis espectral de ondas superficiales (*SASW*, en sus siglas en inglés), que a su vez se apoyarían sobre los análisis de propagación de ondas de Haskell (1953) o Thomson (1950), los que acelerarían el desarrollo de las técnicas de análisis superficial. Estos métodos suponen en la actualidad una alternativa muy interesante para llevar a cabo prospecciones de las características elásticas y morfología de terrenos sin necesidad de realizar investigaciones intrusivas, como son el *downhole* o el *crosshole*. Este conjunto de técnicas (entre las que se pueden destacar, además del análisis *SASW*, los métodos *MASW* o *ReMI* –que serán descritos posteriormente-) tienen un aparato matemático bastante complejo, y su análisis necesita algoritmos con bastante consumo de tiempo de computación, por lo que su desarrollo se ha beneficiado enormemente de la aparición de los ordenadores. Hoy en día, existen múltiples programas de computación tanto de ondas superficiales como de refracción, reflexión, etc.

4.2. Geofísica sísmica superficial

Tras haber estudiado las bases teóricas sobre los modelos de comportamiento de las ondas propagándose tanto por un medio infinito en el interior de la tierra, como por

un medio semiinfinito al acercarse a la franja más superficial del terreno, así como tras haber analizado la forma matemática de las soluciones a los modelos diferenciales que rigen cada fenómeno de propagación de onda, ya estamos en condiciones de estudiar las aplicaciones prácticas de estas teorías. Así, en el presente apartado describiremos las dos técnicas utilizadas durante la elaboración de esta investigación para determinar la propagación de ondas primarias y de ondas secundarias a través de varios terrenos de ensayo. En concreto, en los dos primeros subapartados describiremos las técnicas de refracción sísmica, desde sus fundamentos teóricos (apartado 4.2.1.) hasta sus técnicas de ejecución práctica en campo y su análisis e interpretación en gabinete (epígrafe 4.2.2.). A continuación, en el apartado 4.2.3. describiremos las bases teóricas de diferentes métodos de análisis de propagación de ondas superficiales, para, finalmente, describir con mayor grado de detalle la técnica de prospección sísmica denominada MASW, que ha sido la utilizada para obtener las velocidades de propagación de ondas s en los emplazamientos que serán descritos en el capítulo 6.

4.2.1. Sísmica de refracción: fundamentos teóricos

Tras haber realizado la definición de las características más importantes de los diferentes tipos de ondas con aplicación práctica en geofísica superficial, como son las ondas p y las Rayleigh, podemos estudiar cómo se integra su estudio en aplicaciones prácticas. Por ello, estudiaremos primero los conceptos básicos de refracción cómo técnica de obtención de la estructura elástica de un terreno en función de las formas de propagación de las ondas p a través de cada uno de los estratos que lo componen, mientras que analizaremos el concepto de dispersión para determinar las curvas de fase –es decir, las formas en las que varía la velocidad de propagación de ondas transversales en función de las frecuencias de vibración de diversos estratos-. Comenzaremos estudiando en el presente subapartado el caso de la refracción de ondas primarias.

4.2.1.1. Introducción: propagación de ondas longitudinales en una barra larga compuesta por dos materiales

Esencialmente, los terrenos naturales tienen propiedades elásticas muy variables en cada punto, con algunos cambios de rigidez bruscos en unos casos y más graduales en otros. Resulta muy útil, como comprobaremos a lo largo de este capítulo, estudiar cuál es el comportamiento de las ondas cuando se propagan a través de medios en los que se producen cambios de geometría, densidad o rigidez. Para ello, utilizaremos inicialmente el modelo sencillo de barra de longitud infinita con dos materiales

diferentes. En estos casos, la velocidad de propagación variará entre uno y otro material. Esto provocará un desequilibrio de fuerzas y desplazamientos en la continuidad, por lo que será necesaria la aparición de una nueva onda cuyo labor será la de compensar este desequilibrio. La nueva onda, que será denominada onda reflejada, tendrá la misma forma que la onda incidente y sentido opuesto. Al pasar al segundo material, la onda incidente pasará a denominarse onda transmitida, para poder diferenciarlas en su descripción matemática. A este fenómeno lo conocemos como refracción. En la Figura 4-11 se muestran las ondas en el entorno de la discontinuidad entre dos medios que numeraremos como 1 y 2:

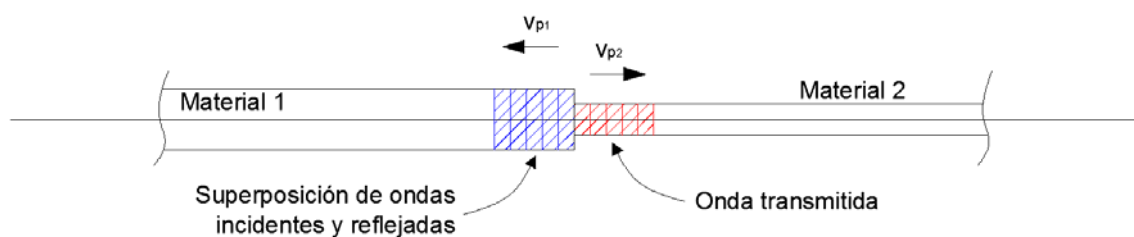


Figura 4-11: Ondas incidente, reflejada y transmitida en la discontinuidad entre los dos medios (elaboración propia, adaptado a partir de Villaverde, 2009)

Las ondas incidente (u_i), transmitida (u_t) y reflejada (u_r) se muestran a continuación:

$$u_i = F_i (x - v_{p1} t) \quad (\text{Ec. 4.1})$$

$$u_t = F_t (x - v_{p2} t) \quad (\text{Ec. 4.2})$$

$$u_r = F_r (x + v_{p1} t) \quad (\text{Ec. 4.3})$$

Si expresamos la condición de compatibilidad de velocidades en el instante en el que llega la onda a la discontinuidad en la superficie de cambio de materiales, obtendremos:

$$\frac{\partial u_i}{\partial t} + \frac{\partial u_r}{\partial t} = \frac{\partial u_t}{\partial t} \quad (\text{Ec. 4.4})$$

Por otro lado, se tendrá que cumplir el equilibrio de fuerzas a ambos lados de dicha discontinuidad en ese mismo instante de llegada de la onda (análogo al equilibrio que se verificaba en la punta del tomamuestras SPT tras la llegada y refracción de la onda de impacto, como se describió en el capítulo 2):

$$P_i + P_r = P_t \quad (\text{Ec. 4.5})$$

Teniendo en cuenta la ley de Hooke y la relación entre velocidad de onda y velocidad de partícula que vimos en el capítulo 2 (Timoshenko y Goodier, 1951), podemos expresar la velocidad de cada onda en la forma:

$$\frac{\partial u_i}{\partial t} = -v_{p1} F'_i(x - v_{p1} t) = -v_{p1} \frac{\partial u_i}{\partial x} = -v_{p1} \frac{\sigma_x}{E_1} = -\frac{v_{p1}}{A_1 E_1} P_i \quad (\text{Ec. 4.6})$$

$$\frac{\partial u_t}{\partial t} = -\frac{v_{p2}}{A_2 E_2} P_t \quad (\text{Ec. 4.7})$$

$$\frac{\partial u_r}{\partial t} = \frac{v_{p1}}{A_1 E_1} P_r \quad (\text{Ec. 4.8})$$

Entonces resulta sencillo proponer la compatibilidad de velocidades en la discontinuidad según la expresión:

$$-\frac{v_{p1}}{A_1 E_1} P_i + \frac{v_{p1}}{A_1 E_1} P_r = \frac{v_{p2}}{A_2 E_2} P_t \quad (\text{Ec. 4.9})$$

De este modo, si se denominan m_1 y m_2 a las masas por unidad de longitud de los medios 1 y 2, y α al valor:

$$\alpha = \sqrt{\frac{m_2 E_2 A_2}{m_1 E_1 A_1}} \quad (\text{Ec. 4.10})$$

Entonces se pueden conocer las soluciones en fuerzas y en desplazamientos del fenómeno de la reflexión (Ecs. 4.11 y 4.13, respectivamente) y de la transmisión de la onda longitudinal (Ecs. 4.12 y 4.14, respectivamente) en función de las características de la onda incidente original:

$$P_r = \frac{\alpha - 1}{\alpha + 1} P_i \quad (\text{Ec. 4.11})$$

$$P_t = \frac{2\alpha}{\alpha + 1} P_i \quad (\text{Ec. 4.12})$$

$$u_r = -\frac{\alpha - 1}{\alpha + 1} u_i \quad (\text{Ec. 4.13})$$

$$u_t = \frac{2}{\alpha + 1} u_i \quad (\text{Ec. 4.14})$$

Desde el punto de vista práctico, midiendo los desplazamientos antes y después de la discontinuidad se obtendría α de una manera sencilla, y conociendo la densidad y la sección de ambos materiales que componen la barra se podría determinar la relación de módulos elásticos, que sería:

$$\frac{E_2}{E_1} = \frac{m_1 A_1}{m_2 A_2} \alpha^2 \quad (\text{Ec. 4.15})$$

4.2.1.2. Refracción de ondas en dos dimensiones a través de un plano vertical

Tras haber observado los mecanismos de propagación de ondas de longitudinales en medios unidimensionales, podemos generalizar el estudio para medios continuos según planos verticales en la dirección de propagación de un determinado conjunto de rayos. En estos casos, cuando un tren de ondas cambia de un medio con una rigidez E_1 y peso específico ρ_1 , a otro de rigidez E_2 y peso específico ρ_2 , se produce un fenómeno que en su forma simplificada unidimensional ya había sido tratado en el anterior apartado 4.2.1.1.: la onda será transmitida y reflejada. Sin embargo, es notable señalar que entre el caso unidimensional y el bidimensional existen dos diferencias muy importantes:

1. La onda transmitida en un medio bidimensional no viaja en la misma dirección que la onda incidente, sino que se “dobla” con respecto a la dirección de esta última (es decir, **refracta**)
2. Una onda incidente, ya sea una onda de compresión (p) o una onda transversal (s), puede generar dos ondas transmitidas y reflejadas, una de las cuales se transmitirá como onda de compresión y la otra como onda transversal.

Para entender el mecanismo acoplado de reflexión-refracción, debemos acudir a la teoría de rayos de la Óptica (Reynolds, 2011). Según el Principio de Fermat, se puede indicar que una perturbación se propagará entre dos puntos arbitrarios A y B según la

trayectoria de menor tiempo posible. Podemos entonces definir como *rayo* cada tramo vectorial de dicha trayectoria entre puntos de cambio de dirección, mientras que un *frente de onda* será la superficie que une puntos en los que dicha onda lleva el mismo tiempo t de recorrido, medido desde el punto en el que se originan las perturbaciones.

El ángulo de inclinación de un rayo tras atravesar una discontinuidad se puede obtener utilizando el Principio de Fermat, según el esquema planteado en la Figura 4-12: supongamos que en un punto A de un medio la velocidad de propagación de ondas es v_1 , y que tras atravesar una discontinuidad llega a un punto B situado en otro medio en el que la velocidad es v_2 . Consideremos que el ángulo del rayo incidente con la dirección normal a la discontinuidad es α_1 , y que el ángulo del rayo refractado (es decir, el rayo transmitido que sufre, además, un cambio de dirección respecto al incidente) con dicha dirección normal es α_2 .

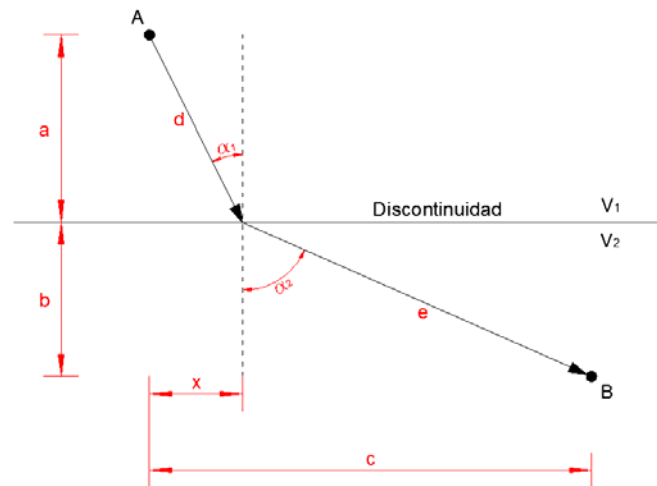


Figura 4-12: Refracción de un rayo incidente tras atravesar una discontinuidad (adaptado por el autor a partir de Reynolds, 2011, y Villaverde, 2009)

En función de la geometría de ambos rayos, se puede proponer que el tiempo que tarda una onda en viajar de A a B es:

$$t_{A-B} = \frac{d}{v_1} + \frac{e}{v_2} = \frac{\sqrt{a^2 + x^2}}{v_1} + \frac{\sqrt{b^2 + (c-x)^2}}{v_2} \quad (\text{Ec. 4.16})$$

Como este tiempo tiene que corresponder al camino más corto, esto implica que la condición de mínimo (derivando el tiempo respecto a la coordenada x) permitirá obtener la relación entre los ángulos de incidencia y de refracción:

$$\frac{dt_{A-B}}{dx} = \frac{x}{v_1 \sqrt{a^2 + x^2}} - \frac{c-x}{v_2 \sqrt{b^2 + (c-x)^2}} = 0 \quad (\text{Ec. 4.17})$$

$$\text{sen}\alpha_1 = \frac{x}{\sqrt{a^2 + x^2}} \quad (\text{Ec. 4.18})$$

$$\text{sen}\alpha_2 = \frac{c-x}{\sqrt{b^2 + (c-x)^2}} \quad (\text{Ec. 4.19})$$

Por lo que finalmente podemos obtener la conocida **Ley de Snell**, que establece que el cociente entre el seno del ángulo de inclinación de un rayo con su velocidad de propagación se mantiene constante con independencia de las características del medio a través del cual viaja:

$$\frac{\text{sen}\alpha_1}{v_1} = \frac{\text{sen}\alpha_2}{v_2} \quad (\text{Ec. 4.20})$$

4.2.2. Sísmica de refracción: aplicación práctica

4.2.2.1. Principios generales

Existen múltiples textos que tratan sobre este método geofísico, cuyo carácter varía desde las descripciones puramente teóricas hasta los acercamientos híbridos teórico-prácticos sobre los fundamentos de la ejecución en campo y el post-análisis en gabinete de los datos obtenidos mediante ensayos de Refracción Sísmica. Alguno de los estudios más exhaustivos y didácticos sobre la técnica (Reynolds, 2011; Telford et al., 1990; Wightman, 2004), nos permite indicar, a continuación, sus rasgos más importantes.

Se comenzará indicando cómo el método de la refracción sísmica se basa en el principio por el cual, cuando una onda sísmica (ya sea una onda p o s) incide sobre una discontinuidad entre dos estratos entre los que existe un contraste en las velocidades de propagación por su diferente rigidez y densidad, la dirección de propagación de la onda transmitida cambia al penetrar en el nuevo medio. Dicho cambio de dirección viene regido por la Ley de Snell (Ec. 4.20).

Cuando se origina un impulso en la superficie del terreno se genera un frente de ondas que, al incidir sobre las diferentes discontinuidades del subsuelo, produce el retorno a la superficie de los rayos críticamente refractados, cuya llegada es detectada por unos

sensores dispuestos a distancias conocidas del punto en el que se originó el impulso (estos sensores se denominan *geófonos*).

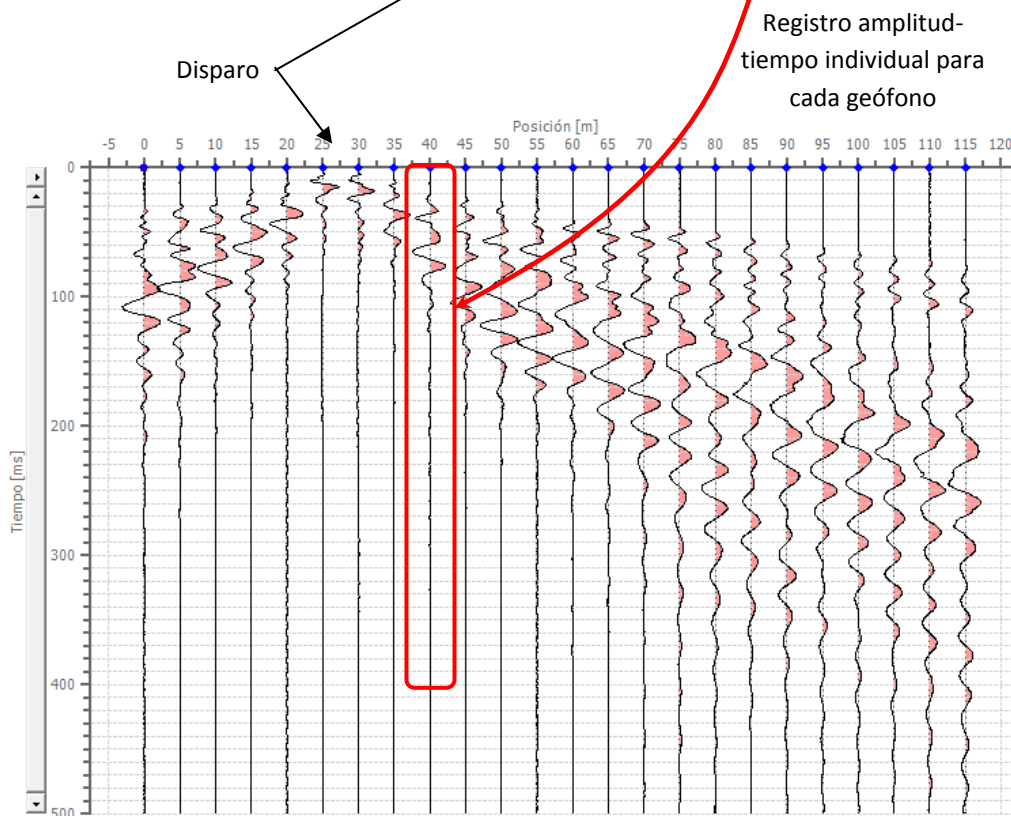


Figura 4-13: Representación gráfica del esquema de registro de transmisión de ondas tras un disparo en un tendido realizado en Juchitán de Zaragoza (Oaxaca, México) (Fuente: S. Ibáñez)

Si el ángulo que forma el rayo incidente con la dirección normal al plano de discontinuidad alcanza un cierto valor crítico i_c , entonces el rayo refractado se propagará con un ángulo de inclinación de 90° con la dirección normal a la discontinuidad, como se puede observar en la Figura 4-14. Este ángulo crítico tendrá este valor según la Ley de Snell:

$$\text{sen } i_c = \frac{V_1}{V_2} \quad (\text{Ec. 4.21})$$

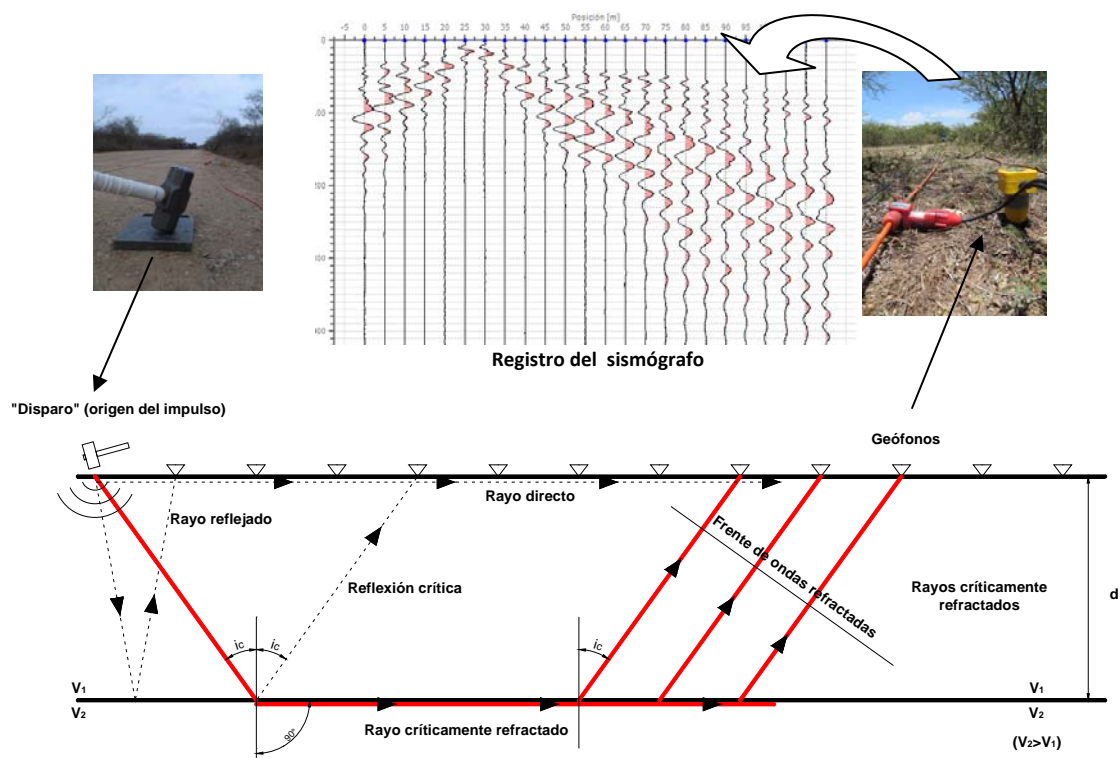


Figura 4-14: Esquema de propagación de rayos directos y frentes de onda refractados en un terreno bicapa estratificado horizontalmente (elaborado por el autor, adaptado de Reynolds, 2011)

Por equilibrio, el rayo críticamente refractado devolverá a superficie parte de la energía de la perturbación en forma de un frente de ondas refractadas (denominado en ocasiones según su voz inglesa "head wave"). Con el registro del sismógrafo (sismograma) obtenido a partir de la información proporcionada por cada geófono, se puede reconstruir el camino seguido por las ondas refractadas y calcular, por tanto, la profundidad a la que se producen dichas refracciones así como las velocidades de transmisión de las ondas sísmicas para cada nivel. De forma práctica, pues, el

procedimiento para realizar este tipo de prospecciones consiste en situar a distancias conocidas, y alineados con el lugar donde se genera el impulso, varios detectores de señales sísmicas (geófonos). Los tiempos de llegada a cada geófono permiten representar la curva denominada **dromocrona** (Figura 4-15):

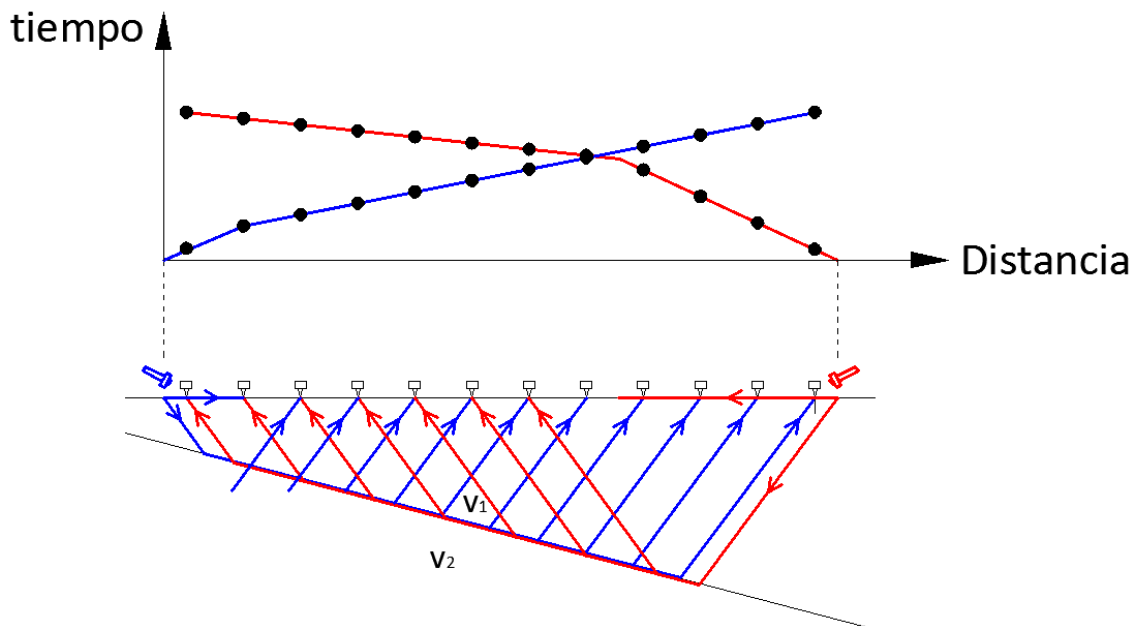


Figura 4-15: Ejemplo esquemático de dromocronas en función de la situación del contacto entre terrenos con distinta velocidad de propagación y buzamiento plano

En una estratificación multicapa, cada superficie de cambio de terreno o refractor está identificada por un segmento recto de la dromocrona. En cada una de ellas se observa un primer segmento que corresponde a las primeras llegadas de las ondas directas, mientras que cada quiebro de diferente pendiente de cada dromocrona se corresponde con un frente de ondas críticamente refractado al alcanzar una superficie de cambio de rigidez y densidad, denominada *refractor*. A partir de cada segmento se puede calcular la velocidad de transmisión en cada una de las capas que componen el terreno, como el valor inverso de cada pendiente. Además, si la estratificación es horizontal, se puede determinar la profundidad a la que se sitúan los refractores directamente calculando el valor extrapolado de la ordenada de cada segmento en el origen de coordenadas respecto a la fuente de perturbación sísmica.

En el registro amplitud tiempo obtenido en cada geófono hay que tener en cuenta que cada perturbación corresponde a la llegada de tres frentes de ondas diferentes: primero llegarán a cada geófono los rayos procedentes de la refracción crítica, a

continuación las ondas reflejadas y, finalmente, aparecerán las ondas superficiales, de menor velocidad que las ondas internas. Por ello, es importante que las primeras llegadas se marquen correctamente para evitar problemas de interpretación de las curvas dromocrónicas:

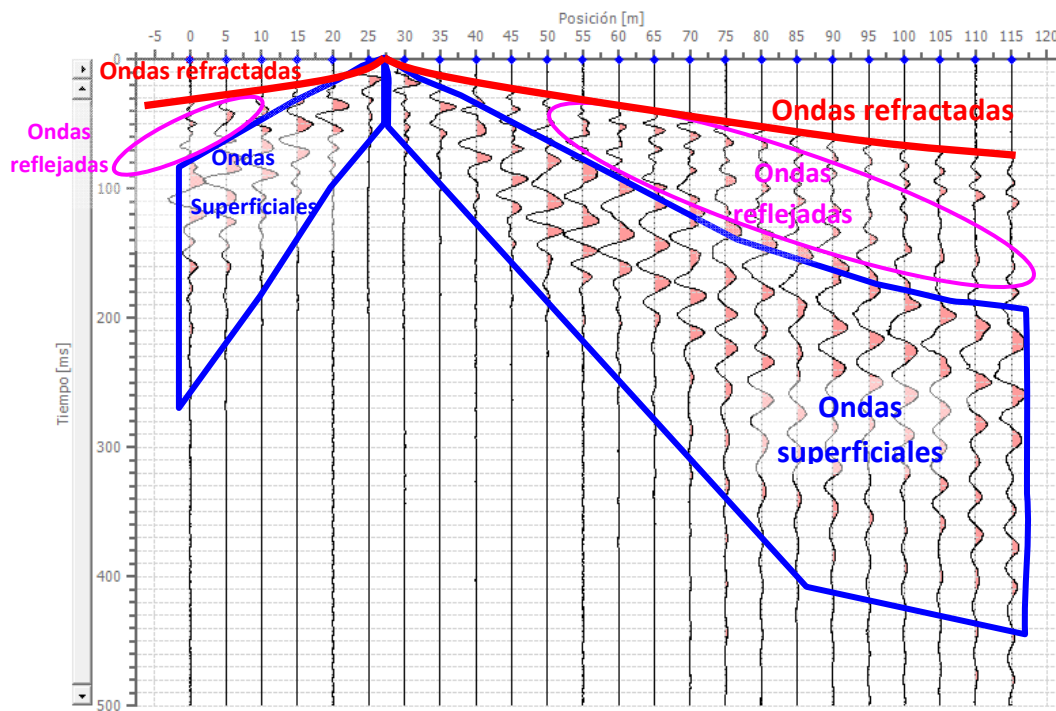


Figura 4-16: Tipos de ondas diferenciales en el registro captado por un sismógrafo en un tendido activo de 120 m en materiales cuaternarios

Analíticamente, en el caso de un terreno bicapa con estratificación horizontal es sencillo definir por simples condiciones geométricas que el tiempo de llegada de un frente de onda refractado a un determinado punto a una distancia x de la perturbación sísmica es:

$$t(x) = \frac{2d}{v_1 \cos i_c} + \frac{x - 2d \tan i_c}{v_2} \quad (\text{Ec. 4.22})$$

Teniendo en cuenta la ley de Snell para el ángulo de refracción crítica (Ec. 4.21), se puede determinar el coseno y la tangente del ángulo de incidencia crítica en función de las velocidades de los dos estratos en contacto. Así, será:

$$\cos^2 i_c = 1 - \operatorname{sen}^2 i_c = 1 - \frac{v_1^2}{v_2^2} \rightarrow \cos i_c = \frac{\sqrt{v_2^2 - v_1^2}}{v_2} \quad (\text{Ec. 4.23})$$

$$\tan i_c = \frac{\operatorname{sen} i_c}{\cos i_c} = \frac{\frac{v_1}{v_2}}{\frac{\sqrt{v_2^2 - v_1^2}}{v_2}} = \frac{v_1}{\sqrt{v_2^2 - v_1^2}} \quad (\text{Ec. 4.24})$$

De esta forma, la Ec. 4.22 se puede expresar en función de las velocidades de propagación de ondas primarias características de cada estrato:

$$t(x) = \frac{2d}{v_1 \frac{\sqrt{v_2^2 - v_1^2}}{v_2}} + \frac{x - 2d \frac{v_1}{v_2}}{v_2} = \frac{2d v_2^2 + x v_1 \sqrt{v_2^2 - v_1^2} - 2d v_1^2}{v_1 v_2 \sqrt{v_2^2 - v_1^2}} = \quad (\text{Ec. 4.25})$$

$$= \frac{2d \sqrt{v_2^2 - v_1^2}}{v_1 v_2} + \frac{x}{v_2} = \frac{2d \cos i_c}{v_1} + \frac{x}{v_2}$$

Esta ecuación permite inferir que las ondas refractadas tardan en llegar a un punto a una distancia x en superficie un tiempo que varía linealmente, precisamente, con esa distancia x : las relaciones espacio-tiempo de las ondas refractadas siguen trayectorias rectas, mientras que las trayectorias reflejadas siguen curvas espacio-tiempo parabólicas (Sharma, 1997). La recta descrita en la Ec. 4.25 tiene una pendiente $1/v_2$, y se corresponde con el segundo segmento de las dromocronas descritas en la Figura 4-17 que aparece más abajo, que representa la llegada de los frentes de onda críticamente refractados por la segunda capa más rígida. El primer segmento tiene una pendiente $1/v_1$, y se corresponde con la llegada de la onda directa. Así, se podría calcular el espesor de la primera capa, si esta fuera de espesor constante, extrapolando hacia atrás la dromocrona del frente de ondas refractado por la segunda capa. La ordenada del tiempo en el origen de coordenadas x , donde la recta extrapolada hacia atrás, tendrá un valor t_i , denominado habitualmente tiempo de intercepción:

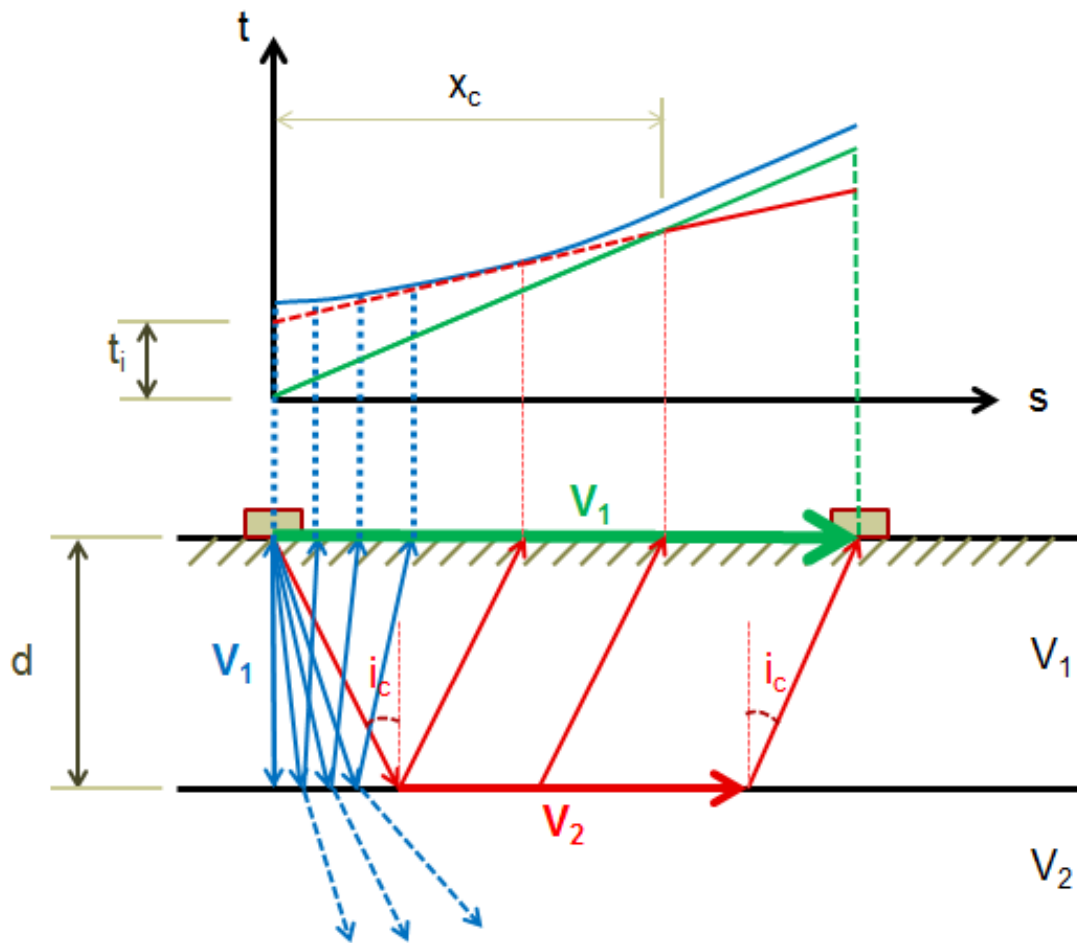


Figura 4-17: Dromocronas correspondientes a los rayos reflejados (en trazo azul), refractados (en trazo rojo) o directos (trazo verde). Con técnicas de selección manual de los instantes de primera llegada de ondas solamente podemos trazar la dromocrona directa y las refractadas a partir de la distancia de cruce de cada estrato (Fuente: Ortiz-Palacio, 2013, adaptado de Telford, 1990)

En la práctica, según las primeras llegadas previstas en el esquema de la Figura 4-17 anterior, en realidad al marcar las primeras llegadas, el registro gráfico de dromocronas será el mostrado en la Figura 4-18:

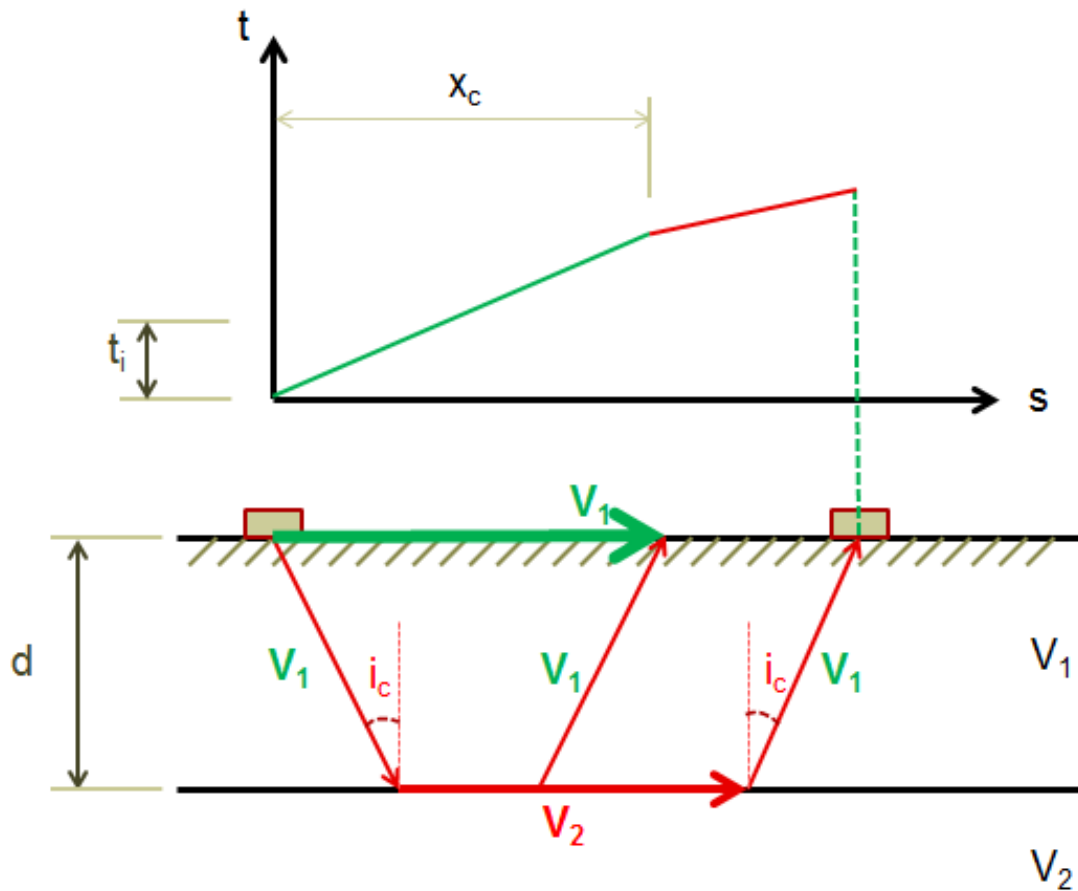


Figura 4-18: Dromocronas obtenidas al marcar los instantes de primeras llegadas de ondas
(Fuente: Ortiz-Palacio, 2013, adaptado de Telford, 1990)

Conocido este tiempo, es sencillo determinar el espesor de la primera capa mediante la expresión:

$$t_i = t(x=0) = \frac{2d\sqrt{v_2^2 - v_1^2}}{v_1 v_2} \rightarrow d = \frac{t_i v_1 v_2}{2\sqrt{v_2^2 - v_1^2}} \quad (\text{Ec. 4.26})$$

En ocasiones, los factores de velocidad en esta ecuación se suelen condensar en la forma de la velocidad compuesta $v_{1,2}$, cuyo valor es (Milsom y Eriksen, 2011):

$$v_{1,2} = \frac{v_1 v_2}{2\sqrt{v_2^2 - v_1^2}} \quad (\text{Ec. 4.27})$$

Por lo que el tiempo de puede expresar de forma más compacta como:

$$t_i = \frac{2d}{v_{1,2}} \tag{Ec. 4.28}$$

El concepto de propagación de la perturbación a través del terreno se puede visualizar fácilmente si se realiza una aproximación gráfica al problema de la propagación de una sola onda, trazando en cada instante t el lugar geométrico de los puntos a los que llega la perturbación simultáneamente (superficie que denominaremos frente de onda). Así, en un terreno bicapa, en el que la velocidad de la capa superior v_1 es la mitad de la de la capa inferior v_2 , los frentes de ondas en cada instante t_j tendrán la forma:

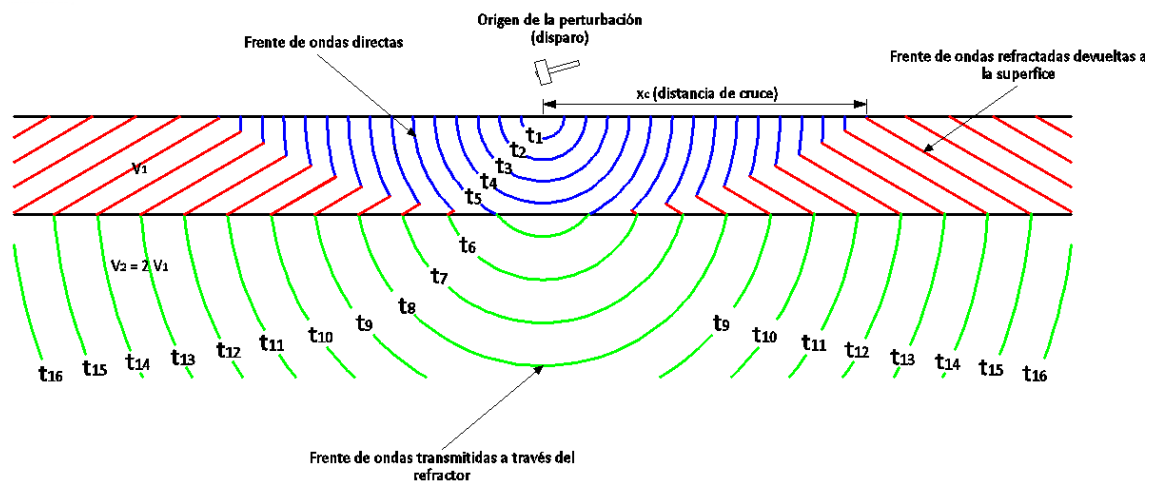


Figura 4-19: Frentes de onda directos –en trazo azul- en diferentes instantes del tiempo t_j . A partir de la distancia x_c desde el origen de la perturbación, las primeras ondas en alcanzar a superficie son las correspondientes a las ondas refractadas –en trazo rojo-. Por debajo de la superficie de refracción entre los dos estratos se representan los frentes de onda transmitidos, viajando a la velocidad v_2 , que es del doble que v_1 (Fuente: elaborado por el autor, adaptado de Corps of Engineers, 1979, para $v_2=2 v_1$)

Para determinar cada frente de onda en el instante t_j a partir del que existía en el instante t_{j-1} se puede utilizar el principio de Huygens, que estipula que cada punto de un frente de ondas puede considerarse como un nuevo origen de perturbaciones, tal y como muestra esquemáticamente la Figura 4-20:

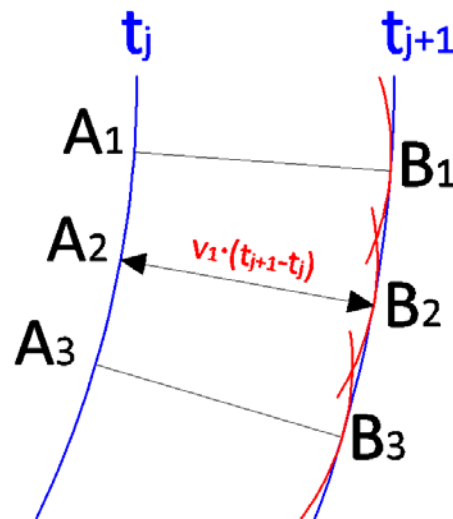


Figura 4-20: Aplicación del principio de Huygens para determinar la propagación de un frente de ondas en el tiempo: el frente de ondas en el instante t_{j+1} se determina como la envolvente de los frentes de ondas que radian desde los puntos A_1 , A_2 y A_3 del frente de ondas en el instante t_j , durante un intervalo de tiempo de valor $t_{j+1}-t_j$

4.2.2.2. Terrenos multicapa de estratificación horizontal

La resolución del problema mediante el empleo de una fuente única de perturbación sísmica para un terreno bicapa con superficie refractora de transición horizontal puede ser fácilmente generalizada al caso de n estratos, determinando los tiempos de intercepción de cada dromocrona y las distancias de cruce en la superficie y en los $n-2$ primeros refractores por debajo de la misma. Por ejemplo, para n capas en las que se produce refracción crítica en la última capa, se tendrá en general:

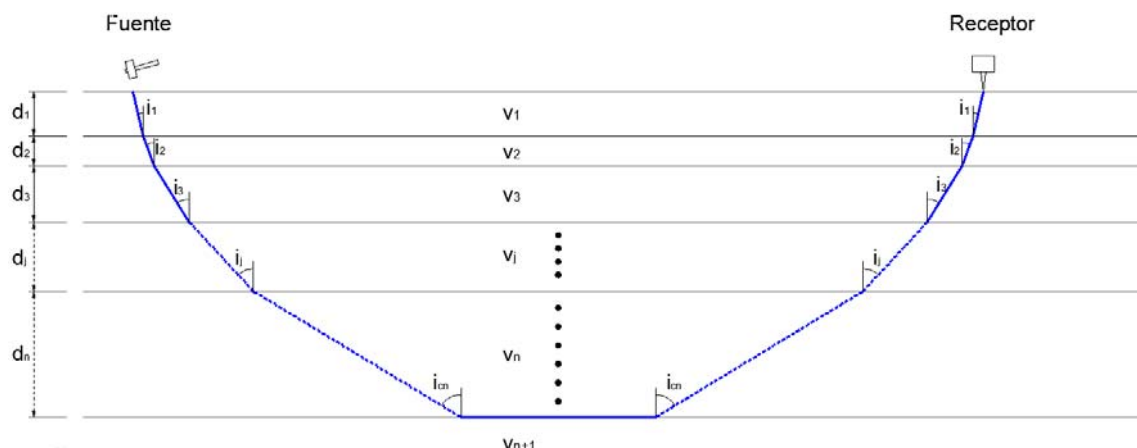


Figura 4-21: Esquema de refracción de un terreno de perfil multicapa, con n estratos dispuestos horizontalmente

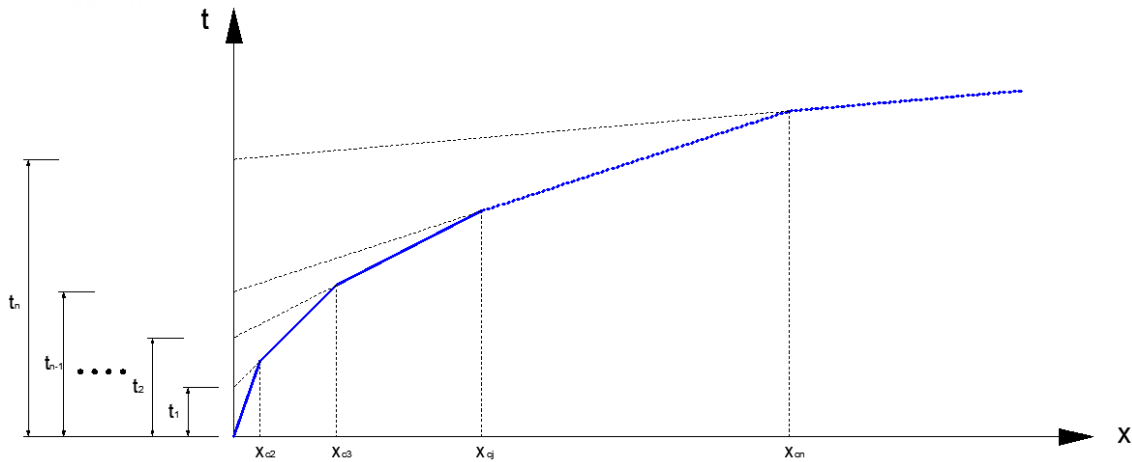


Figura 4-22: Dromocronas correspondientes al caso general de la Figura 4-21

En general, para cada capa j se debe cumplir, en virtud de la ley de Snell:

$$\frac{\text{sen } i_1}{v_1} = \frac{\text{sen } i_2}{v_2} = \frac{\text{sen } i_3}{v_3} = \dots = \frac{\text{sen } i_j}{v_j} = \dots = \frac{\text{sen } i_{cn-1}}{v_{n-1}} = p = \text{constante} \quad (\text{Ec. 4.29})$$

Donde la constante p suele ser denominada “parámetro de rayo” (Everett, 2013; Novotny, 1999), que es función del ángulo inicial del rayo en la primera capa (Telford et al., 1990). Admitiendo que se produce la refracción crítica entre las capas $n-1$ y n , es sencillo determinar el valor de esta constante:

$$p = \frac{\text{sen } i_{cn}}{v_n} = \frac{\text{sen } 90}{v_n} = \frac{1}{v_n} \quad (\text{Ec. 4.30})$$

Analizando las dromocronas, se puede observar cómo las refracciones progresivamente más profundas terminarán adelantando a las más someras si la velocidad aumenta sensiblemente con la profundidad. Así, en el refractor n -ésimo (el que separa las capas de velocidades v_n y v_{n-1}) se puede determinar el tiempo de intercepción correspondiente a la última rama dromocrónica (Griffin, 1995):

$$t_n = p x + \sum_{j=1}^{n-1} \frac{2 d_j}{v_j} \cos i_j \quad (\text{Ec. 4.31})$$

Esta ecuación nos permitirá determinar los tiempos de recorrido de un rayo mientras todas las capas atravesadas por la perturbación tengan una velocidad de propagación creciente con la profundidad, y que su espesor sea importante en comparación al resto de capas. Si no se cumplieran estas dos condiciones, alguna capa de baja velocidad intermedia o de bajo espesor quedaría oculta durante el análisis sísmico (de ahí que estas capas se suelen denominar “capas ocultas” para el análisis), ya que los rayos refractados críticamente de estas capas no llegarían a capturarse adecuadamente en las mediciones en superficie.

Para determinar el espesor de la capa n-ésima (siendo $n \geq 2$), se puede generalizar el la expresión de la Ec. 4.26 (Griffin, 1995):

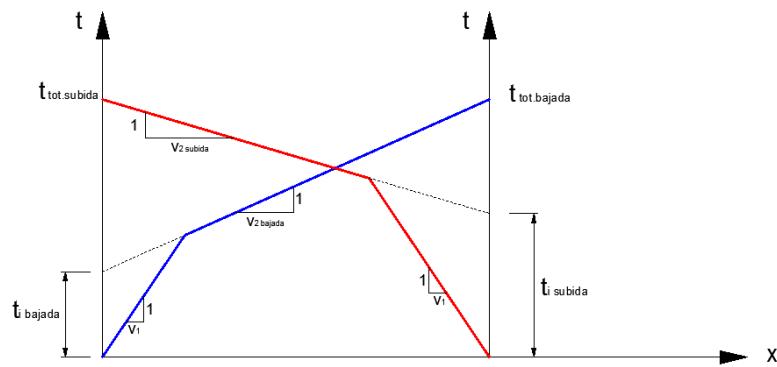
$$d_n = \frac{x_{c_{n-1}}}{2} \frac{\sqrt{v_{n-1} - v_n}}{v_{n-1} + v_n} + \sum_{j=1}^{n-1} \frac{d_j}{v_{n-1}} \left(\frac{v_n \sqrt{v_n^2 - v_j^2} - v_n \sqrt{v_{n-1}^2 - v_j^2}}{\sqrt{v_{n-1}^2 - v_n^2}} \right) \quad (\text{Ec. 4.32})$$

Donde x_{c_j} son los tiempos de cruce (“crossover”) de cada superficie refractora, según lo especificado en la Figura 4-22.

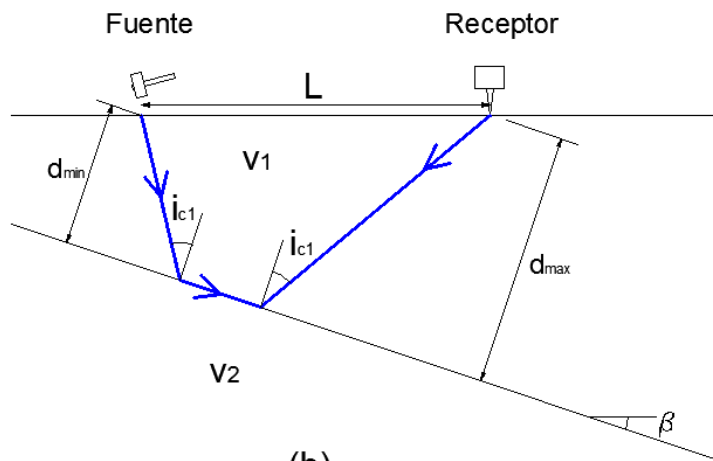
Sin embargo, cuando los refractores tienen un cierto buzamiento, utilizar una sola fuente de perturbación sísmica, registrando tan sólo una curva dromocrónica, resultará insuficiente. Para resolver este problema, será necesario, en el caso más simplificado, un disparo adicional en el otro extremo del tendido de refracción, tal y como se muestra en el siguiente apartado.

4.2.2.3. Capas con buzamiento

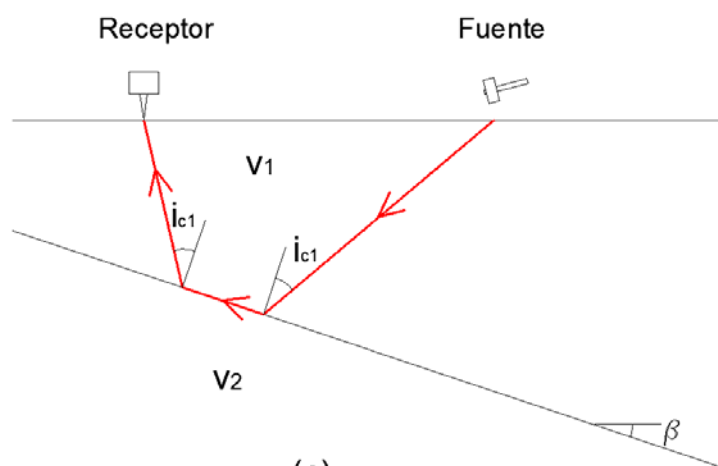
Observemos el caso más sencillo: una capa depositada sobre el techo de un estrato con buzamiento de la superficie refractora uniforme. Si realizamos dos disparos en cada extremo de un tendido de refracción y examinamos las dromocronas correspondientes -que denominaremos dromocronas de bajada y de subida, respectivamente, según los sentidos de propagación mostrado en la Figura 4-23- se puede apreciar que las velocidades medidas como el inverso de la pendiente de los segmentos de cada dromocrona no reflejarán la verdadera velocidad de todas las capas.



(a)



(b)



(c)

Figura 4-23: Esquema de propagación de ondas primarias en un terreno bicapa con refractor de buzamiento constante: (a) dromocronas correspondientes a los disparos que producen propagación en el sentido de bajada y de subida en dos puntos extremos de un tendido; (b) propagación de bajada; (c) propagación de subida

En efecto, la pendiente de las dromocronas correspondientes al rayo directo son idénticas en ambos disparos, pues el buzamiento no les afecta. Sin embargo, al comprobar la pendiente de los segmentos de dromocronas que definen la velocidad de propagación de ondas primarias en la segunda capa se puede comprobar que la velocidad en el sentido de bajada parece inferior a la medida en el sentido de subida ($v_{2 \text{ bajada}} < v_{2 \text{ subida}}$).

Evidentemente, el tiempo de propagación entre los dos extremos tiene que ser el mismo ($t_{\text{tot.subida}} = t_{\text{tot.bajada}}$). Este tiempo también se denomina “tiempo recíproco”, t_r (Griffin, 1995). Este tiempo total, según el sentido de propagación en bajada tomará el valor del desarrollo mostrado en la ec. 4.33, según el esquema geométrico de la Figura 4-24:

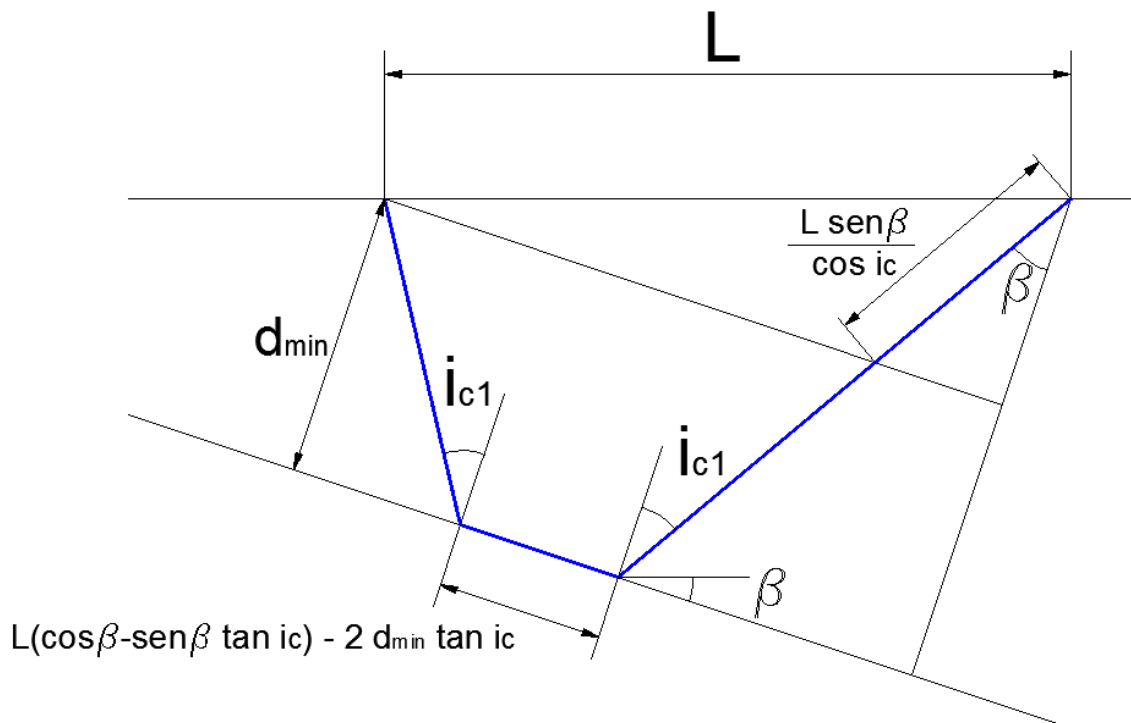


Figura 4-24: Acotado geométrico de la trayectoria del frente refractado críticamente

$$\begin{aligned}
 t_r &= \frac{2 d_{\min}}{v_1 \cos i_c} + \frac{L \operatorname{sen} \beta}{v_1 \cos i_c} + \frac{1}{v_2} \left[L (\cos \beta - \operatorname{sen} \beta \cdot \tan i_c) - \frac{2 d_{\min} \operatorname{sen} i_c}{\cos i_c} \right] = \\
 &= 2 d_{\min} \left(\frac{1}{v_1 \cos i_c} - \frac{v_1 \operatorname{sen} i_c}{v_1 v_2 \cos i_c} \right) + \frac{1}{v_2} L (\cos \beta - \operatorname{sen} \beta \cdot \tan i_c) + \frac{L \operatorname{sen} \beta}{v_1 \cos i_c} = \\
 &= 2 \frac{d_{\min}}{v_1} \left[\frac{1 - \operatorname{sen}^2 i_c}{\cos i_c} \right] + \frac{1}{v_2} L (\cos \beta - \operatorname{sen} \beta \cdot \tan i_c) + \frac{L \operatorname{sen} \beta}{v_1 \cos i_c} = \\
 &= \frac{2 d_{\min} \cos i_c}{v_1} + \frac{1}{v_2} L (\cos \beta - \operatorname{sen} \beta \cdot \tan i_c) + \frac{L \operatorname{sen} \beta}{v_1 \cos i_c} = \\
 &= \frac{2 d_{\min} \cos i_c}{v_1} + \frac{L v_1 \cos i_c}{v_1 v_2 \cos i_c} (\cos \beta - \operatorname{sen} \beta \cdot \tan i_c) + \frac{L \operatorname{sen} \beta}{v_1 \cos i_c} = \\
 &= \frac{2 d_{\min} \cos i_c}{v_1} + \frac{L}{v_1 \cos i_c} (\operatorname{sen} i_c \cdot \cos i_c \cdot \cos \beta - \operatorname{sen} i_c \cdot \cos i_c \cdot \operatorname{sen} \beta \cdot \tan i_c + \operatorname{sen} \beta) = \\
 &= \frac{2 d_{\min} \cos i_c}{v_1} + \frac{L}{v_1 \cos i_c} (\operatorname{sen} i_c \cdot \cos i_c \cdot \cos \beta + \operatorname{sen} \beta (1 - \operatorname{sen}^2 i_c)) = \\
 &= \frac{2 d_{\min} \cos i_c}{v_1} + \frac{L}{v_1} (\operatorname{sen} i_c \cdot \cos \beta + \cos i_c \cdot \operatorname{sen} \beta) = \frac{2 d_{\min} \cos i_c}{v_1} + \frac{L}{v_1} \operatorname{sen} (i_c + \beta)
 \end{aligned}
 \tag{Ec. 4.33}$$

Comparando esta expresión con la descrita en la Ec. 4.25, se puede comprobar que las pendientes de las dromocronas correspondientes a la segunda capa no reflejan las velocidades reales, sino las velocidades aparentes de propagación entre dos puntos, que se pueden determinar según la ley de Snell. Así la velocidad aparente en el sentido de bajada será:

$$v_{2 \text{ bajada}} = \frac{v_1}{\operatorname{sen} (i_{c1} + \beta)}
 \tag{Ec. 4.34}$$

Análogamente se podría describir que la velocidad aparente en el sentido de subida será:

$$v_{2 \text{ subida}} = \frac{v_1}{\operatorname{sen} (i_{c1} - \beta)}
 \tag{Ec. 4.35}$$

Manipulando las ecuaciones 4.34 y 4.35, podríamos obtener una expresión que nos permita determinar el buzamiento aparente del refractor en la dirección del tendido de refracción, a partir de las dromocronas de los disparos extremos:

$$\beta = \frac{1}{2} \left[\arcsen \left(\frac{v_1}{v_{2 \text{ bajada}}} \right) - \arcsen \left(\frac{v_1}{v_{2 \text{ subida}}} \right) \right] \quad (\text{Ec. 4.36})$$

Evidentemente, para determinar el buzamiento en la dirección de máxima pendiente deberíamos realizar un perfil transversal al original, obteniendo así dos buzamientos aparentes con una orientación conocida que nos permitan en última instancia determinar la máxima pendiente (Kramer, 2013).

Además, tras haber obtenido el buzamiento aparente, determinando los tiempos de intercepción de las dromocronas de bajada y de subida, podríamos determinar finalmente el espesor de la capa superficial (medida en la dirección ortogonal al refractor en el inicio y en el final del tendido) así como las velocidades de propagación de ondas p reales en cada capa:

$$d_{\min} = \frac{v_1 t_{i \text{ bajada}}}{2 \cos \beta} \quad (\text{Ec. 4.37})$$

$$d_{\max} = \frac{v_1 t_{i \text{ subida}}}{2 \cos \beta} \quad (\text{Ec. 4.38})$$

$$v_2 = \frac{2 v_{2 \text{ bajada}} v_{2 \text{ subida}}}{v_{2 \text{ bajada}} + v_{2 \text{ subida}}} \cos \beta \quad (\text{Ec. 4.39})$$

Pero, tal y como se indica en la norma ASTM D 5777-00 (*“Standard guide for using the seismic refraction method for subsurface investigation”*), esta metodología basada exclusivamente en la determinación de los tiempos de intercepción, la distancia de cruce en cada refractor y la pendiente de cada dromocrona solo es válida cuando se cumplen estos supuestos:

- Los refractores entre capas son superficies planas con buzamiento horizontal – para lo que haría falta una sola fuente de perturbación en un extremo del tendido- o uniforme y distinto de cero –en cuyo caso es necesario el registro de dos disparos, uno en cada extremo del tendido-
- La superficie del terreno es de topografía llana
- Las capas son homogéneas y tienen un comportamiento isotrópico
- La velocidad de cada capa crece de forma monótona creciente con la profundidad

- Cada capa presenta importantes cambios de velocidad respecto a las capas inmediatamente inferior y superior a la misma, así como un espesor y extensión en planta suficientes para que su presencia pueda ser capturada sin ambigüedad por el esquema de dromocronas

Sin embargo, el terreno puede tener una estructura multiestratificada, pudiendo tener las interfaces entre estratos (refractores) diferentes inclinaciones. La inclinación de los refractores en el subsuelo obliga a repetir la operación de impacto con impulsos en los lados de la línea de geófonos con el fin de poder medir ese buzamiento de las capas o del plano de discontinuidad. Por ello se suelen obtener varios juegos de dromocronas con excitaciones en ambos extremos del tendido de refracción así como con varios disparos intermedios, dentro de la alineación del tendido sísmico. En las fases I y II del presente estudio (realizadas en México y Costa Rica, respectivamente, como será descrito posteriormente) se realizaron 9 disparos uniformemente distanciados a lo largo de cada tendido de refracción.

4.2.2.4. Problemáticas analíticas y operativas asociadas a la sísmica de refracción

En diferentes manuales con secciones dedicadas a la sísmica de refracción (Milsom y Eriksen, 2011) así como en la normativa *ASTM D5777-00(2011)e1* se apuntan las limitaciones más conocidas sobre la aplicabilidad de la sísmica de refracción:

- Unicidad de la solución: en general, los métodos geofísicos en general, por sí solos, no son capaces de determinar de forma completamente determinista la morfología de un determinado terreno, por lo que necesitan siempre apoyarse en reconocimientos intrusivos que proporcionen un adecuado calibrado de los modelos utilizados. (Dal Moro, 2014) propone un ejemplo muy ilustrativo para demostrar como una sola dromocrona puede ser explicada por tres perfiles de terreno diferentes:

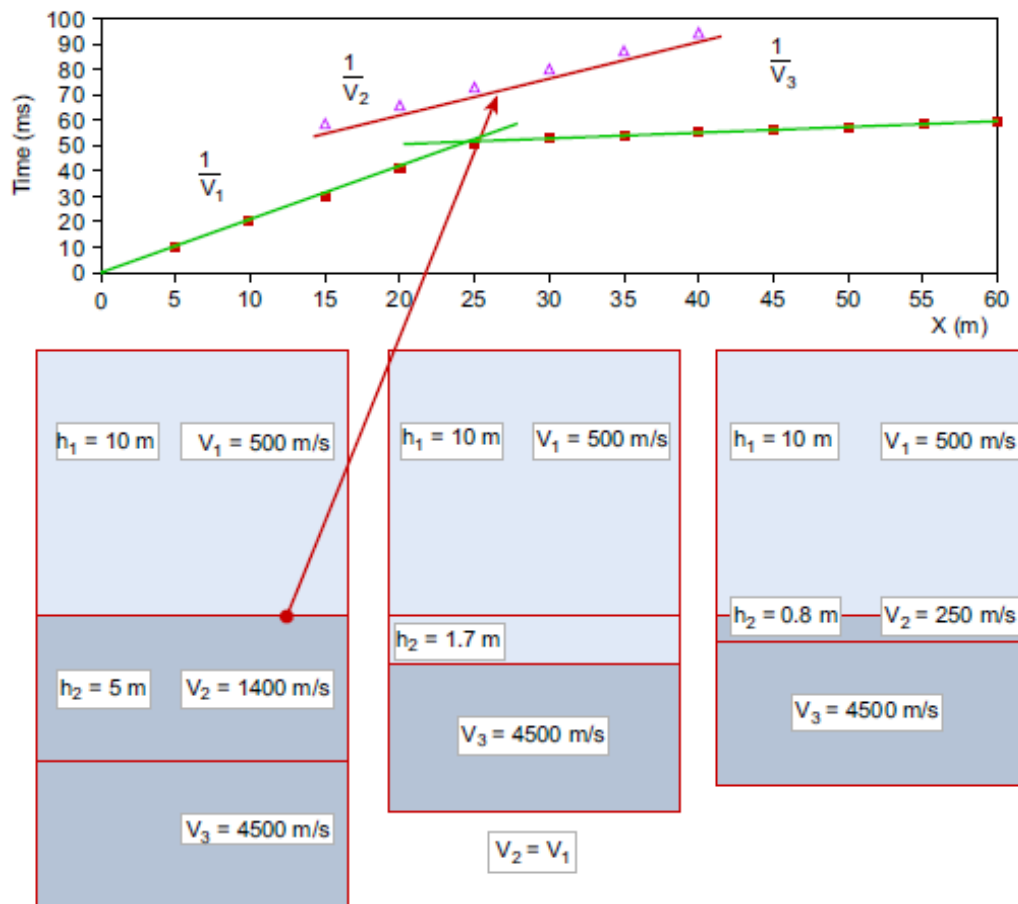


Figura 4-25: Ejemplo de la ausencia de solución única en la interpretación de una dromocrona individual que resulta idéntica para tres perfiles de terreno diferentes (Dal Moro, 2014)

- Pérdida de resolución del método con la profundidad: otra limitación común a los métodos geofísicos es que la capacidad descriptiva de las características morfológicas y mecánicas del terreno al profundizar resultan progresivamente más pobres.
- Ausencia de refractores de elevado gradiente de rigideces: en terrenos que no se encuentren claramente estratificados, en los que la variación de rigidez longitudinal no se produzca con un gran contraste, sino de forma gradual, los cálculos sobre el buzamiento de las superficies refractoras se encontrará sometido a un cierto error.
- Zonas ciegas (blind zones): cuando no existe un suficiente contraste de rigideces longitudinales entre dos capas o cuando su espesor no es suficiente, su dromocrona no aparecerá reflejada en las primeras llegadas capturadas en el sismógrafo, por lo que no será anotada su presencia.

- Capas ocultas: cuando una capa presenta una velocidad de propagación de ondas primarias inferior a las correspondientes a las capas inmediatamente por encima y por debajo de ella, la sísmica de refracción será incapaz de detectar la presencia de esa capa. Para conseguir identificar estas capas, conviene realizar en paralelo al tendido de refracción la determinación del perfil de ondas secundarias (mediante SASW, MASW, ReMi, etc.), lo que suele resultar cada vez más común en la práctica. En las campañas de las fases I y II de la presente investigación se realizaron en las mismas alineaciones en las que fueron realizados los perfiles de sísmica de refracción, ensayos MASW que permitieron complementar la información obtenida en los ensayos.
- Influencia de agentes exógenos: en la sísmica de refracción, las vibraciones ambientales (tráfico, oleaje, viento, etc.) pueden producir ruido sísmico de cierta entidad, que incluso haga imposible la determinación de la llegada de las primeras ondas. El autor pudo comprobar en Yucatán (México) cómo una tormenta con un fuerte aparato eléctrico a más de 20 km del emplazamiento de trabajo producía niveles de ruido con amplitudes superiores a los generados por los disparos mediante maza en un tendido de refracción. Esto provocó que se abortara el ensayo hasta que la tormenta cesó.
- Resolución de las primeras llegadas del rayo directo: en ocasiones pueden ser de apreciar en la fase inicial de marcado de primeras llegadas, puesto que viajan en un plano sensiblemente paralelo a la superficie del terreno y, por ello, transversal a la dirección de registro de los geófonos. Además, inicialmente, antes de que se produzca la dispersión de las diferentes energías de onda que componen la perturbación inducida por un disparo determinado, las ondas p llegan empaquetadas junto a ondas s, Love y Rayleigh o, incluso, por la onda directa que viaja por el aire. En estos casos, mientras que cerca del punto de disparo la energía de las ondas p suele ser suficiente para provocar una amplitud apreciable en los sismogramas de los geófonos en esa franja, en zonas más alejadas, antes de alcanzar la distancia de cruce, en ocasiones la excitación causada por la onda p puede ser pasada por alto, en cuyo caso el analista puede estar marcando como primera llegada la excitación de una onda s. A esto se suma que en los geófonos cercanos al disparo se suelen programar valores de ganancia de señal muy bajos, para evitar saturaciones al llegar el paquete de reflexiones y ondas superficiales.

Además, físicamente, cuando el rayo directo alcanza un geófono, la lectura registrada en el mismo se corresponde no con un movimiento vertical cuya amplitud es capturada por el geófono, sino por el cabeceo inducido por la onda primaria acelerándolo, a modo de péndulo invertido:

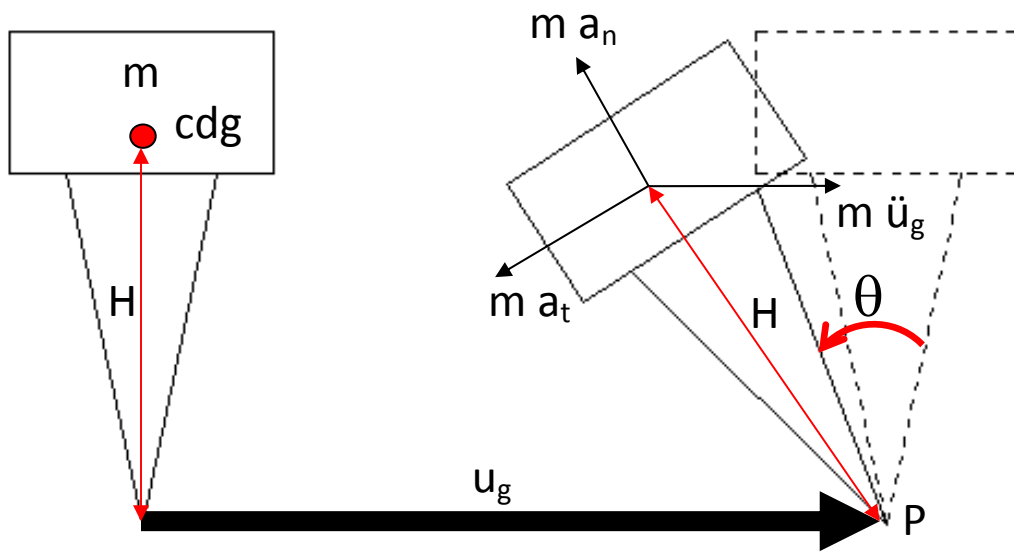


Figura 4-26: Diagrama cinético de un geófono tras un paso de onda directa horizontal. Se considera simplificada que la masa total se encuentra concentrada en el centro de gravedad (cdg) del geófono

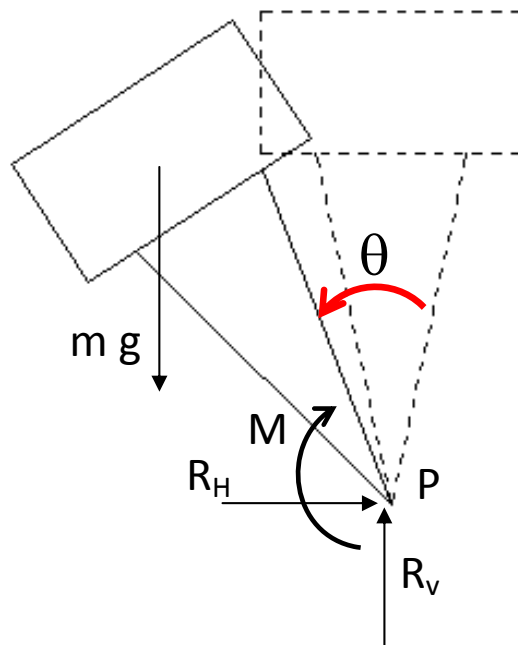


Figura 4-27: Diagrama cinético del geófono en el instante en el que las ondas primarias han producido un desplazamiento u_g en la base de la pica de hincado

Al generarse un desplazamiento en la base x_g , la masa del geófono tenderá a quedarse atrás, resultando un giro de sentido retrógrado inicial respecto a la dirección de propagación de las ondas p. De forma práctica, en el sismograma registrado por ese geófono, la primera llegada será la correspondiente al movimiento capturado como consecuencia de la doble integración de la aceleración normal a_n . Según estos diagramas de cuerpo libre y cinético del geófono en el instante en el que está captando una primera llegada de ondas, se pueden tomar momentos en el punto P (de forma simplificada a efectos de la descripción de este fenómeno, en el extremo de la pica de hinca del geófono donde podemos suponer que la porción enterrada del geófono le proporciona una resistencia flexional elástica y lineal lineal), por lo que, tomando el sentido contrario a las agujas del reloj como positivo, la suma de momentos según el diagrama de cuerpo libre será:

$$\sum M_p = m g H \text{sen}\theta - M \quad (\text{Ec. 4.40})$$

$$M = k_{emp} \cdot \theta \rightarrow \sum M_p = m g H \text{sen}\theta - k_{emp} \theta \quad (\text{Ec. 4.41})$$

Donde k_{emp} es la constante del resorte en el empotramiento, por lo que consideramos que el momento resistente frente al giro es directamente proporcional a dicho giro. Por otro lado, si tenemos en cuenta que los niveles de deformación inducidos por cada disparo resultan de muy baja magnitud, se puede suponer que el ángulo de giro es suficientemente pequeño para asegurar que $\text{sen}\theta = \theta$. Por ello, la suma de momentos en P se puede describir como:

$$\sum M_p = (m g H - k_{emp}) \theta \quad (\text{Ec. 4.42})$$

Por otro lado, los momentos efectivos de las fuerzas efectivas del diagrama cinético provocarán en el punto P estos momentos

$$\sum M_p = m a_t H - m \ddot{u}_g \cos\theta \quad (\text{Ec. 4.43})$$

Pero para giros muy pequeños:

$$a_t \approx H\ddot{\theta} \quad \text{y} \quad \cos\theta \approx 1 \rightarrow \sum M_p = mH^2\ddot{\theta} - m\ddot{u}_g \quad (\text{Ec. 4.44})$$

E igualando los momentos de las fuerzas efectivas con los provocadas por las fuerzas del diagrama de cuerpo libre, podemos obtener:

$$(m g H - k_{emp}) \theta = mH^2\ddot{\theta} - m\ddot{u}_g \quad (\text{Ec. 4.45})$$

Reordenando términos, finalmente:

$$(m H^2)\ddot{\theta} + (k_{emp} - m g H) \theta = m H \ddot{u}_g \quad (\text{Ec. 4.46})$$

Es decir, la aceleración en la base \ddot{u}_g provoca la aparición de una fuerza efectiva que desequilibra el geófono y provoca su giro. Teniendo en cuenta que la masa del mismo así como los giros inducidos son muy pequeños, es de esperar que para pequeñas aceleraciones inducidas por cada disparo, el rayo directo pueda ser en ocasiones difícil de identificar correctamente en los sismogramas de los geófonos a distancias inferiores a la de cruce del primer frente de refracción. Por ello, las técnicas de *stacking* de disparos, que han sido utilizadas para la obtención de los sismogramas analizados en la presente investigación, no solamente cumplen la labor de clarificar la señal de las primeras llegadas de los geófonos más distantes del punto de la perturbación sísmica como consecuencia de la atenuación geométrica y mecánica, sino también proporcionar la interferencia constructiva una mayor amplificación de las ondas.

4.2.2.5. Técnicas comunes para mejorar la capacidad de interpretación de tendidos de sísmica de refracción

Para determinar la forma de las dromocronas debidas a cada impulso sísmico (disparo) se suelen marcar los tiempos de primera llegada (*first break* en su denominación inglesa habitual), lo cual en ocasiones puede resultar muy complicado por la presencia de ruido sísmico que puede ocasionar la pérdida de resolución de las primeras llegadas a cierta distancia de la perturbación sísmica. Por ello, en cualquier tendido de

refracción sísmica suele ser habitual tomar medidas de reducción de la influencia del ruido, que pueden englobarse en estas tres técnicas:

- **Filtros de pasa banda:** habitualmente se pueden eliminar mediante el filtrado de señales todas aquellas frecuencias asociadas a ondas superficiales, que en la interpretación de tendidos de refracción son considerados como ruido sísmico (Everett, 2013)
- **Apilado vertical de registros sismográficos (*stacking*):** cuando se suman las amplitudes de dos o más sismogramas en los que la fuente activa de origen de la perturbación y los geófonos receptores se mantienen en las mismas posiciones, se producirá una cierta interferencia destructiva en las oscilaciones debidas al ruido, que tendrán fases aleatorias generalmente no coherentes. Así, si suponemos que el ruido es aleatorio, para un número S de señales se producirá una mejora proporcional a \sqrt{S} veces la amplitud media del ruido en cada instante (Reynolds, 2011; Telford et al., 1990), mientras que el contenido de ondas debido a la fuente activa –considerada de la misma magnitud en cada iteración–, que tendrá coherencia de fases en cada disparo, generará señales con una amplitud proporcional a S . Así, el ratio amplitud de señal activa/amplitud de ruido se mejorará por un factor \sqrt{S} . Es decir, para mejorar la relación entre la señal coherente y el ruido dos veces, será necesario el apilado de 4 disparos consecutivos en el mismo punto, mientras que para conseguir mejorar 5 veces la señal, se necesitarían 25 disparos.

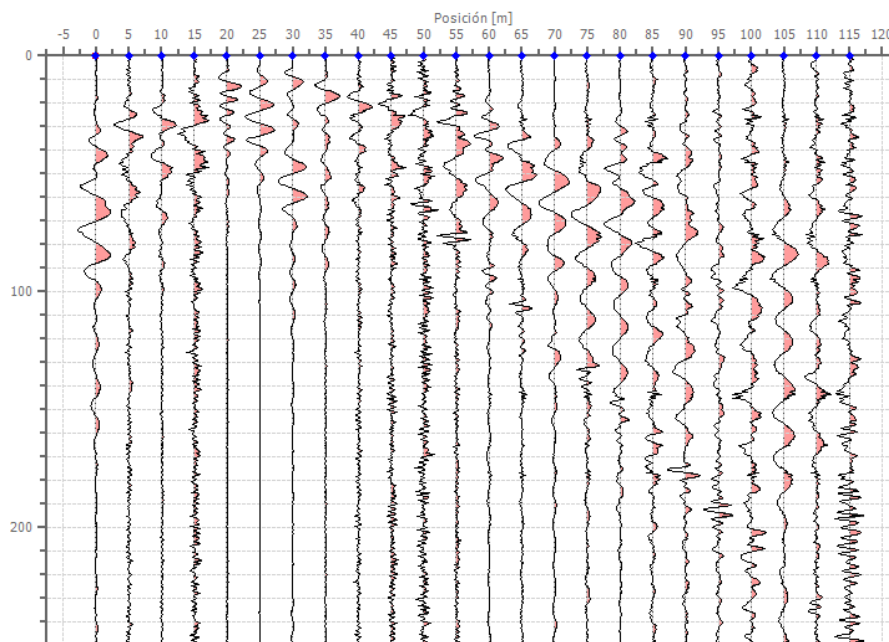


Figura 4-28: Sismograma de un disparo único con maza de 8 kg en un macizo calizo fracturado (grado IV-V en superficie, pasando a II-III al profundizar) cerca de Tizimín (Yucatán, México)

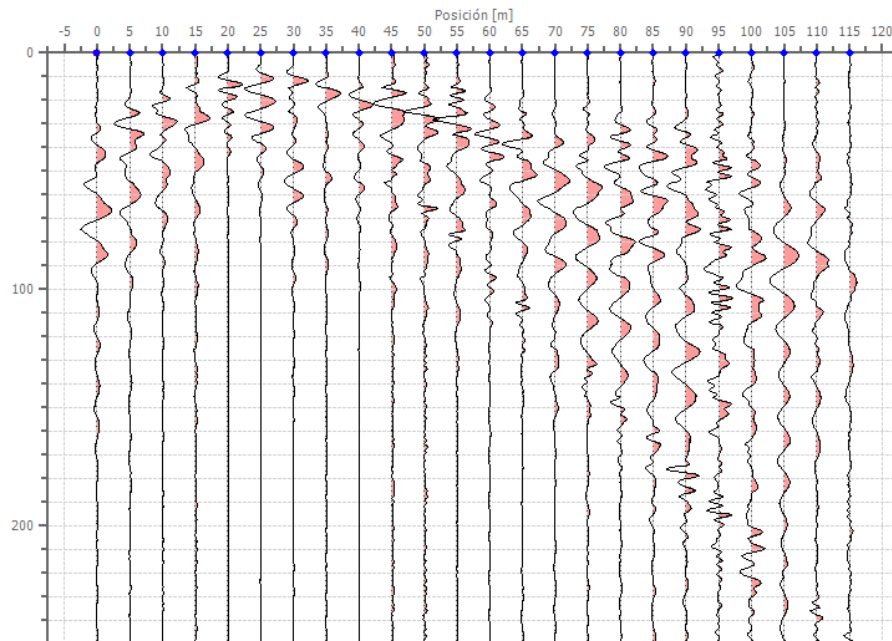


Figura 4-29: Sismograma compuesto por 7 disparos en el mismo tendido de refracción de la Figura 4-28. Se observar la reducción de ruido, especialmente en los geófonos más alejados del punto de disparo

Esta técnica resulta muy versátil y fácilmente transportable, lo que la hace especialmente atractiva para zonas poco accesibles o en las que, en general, no puedan utilizarse otras formas de perturbación más energéticas. En las siguientes imágenes se muestran algunos de esos casos:



Figura 4-30: Sísmica de refracción para estimación de ripabilidad de una ladera en materiales ortogneisíticos glandulares para la ejecución de una conducción mediante tunelación en Segovia

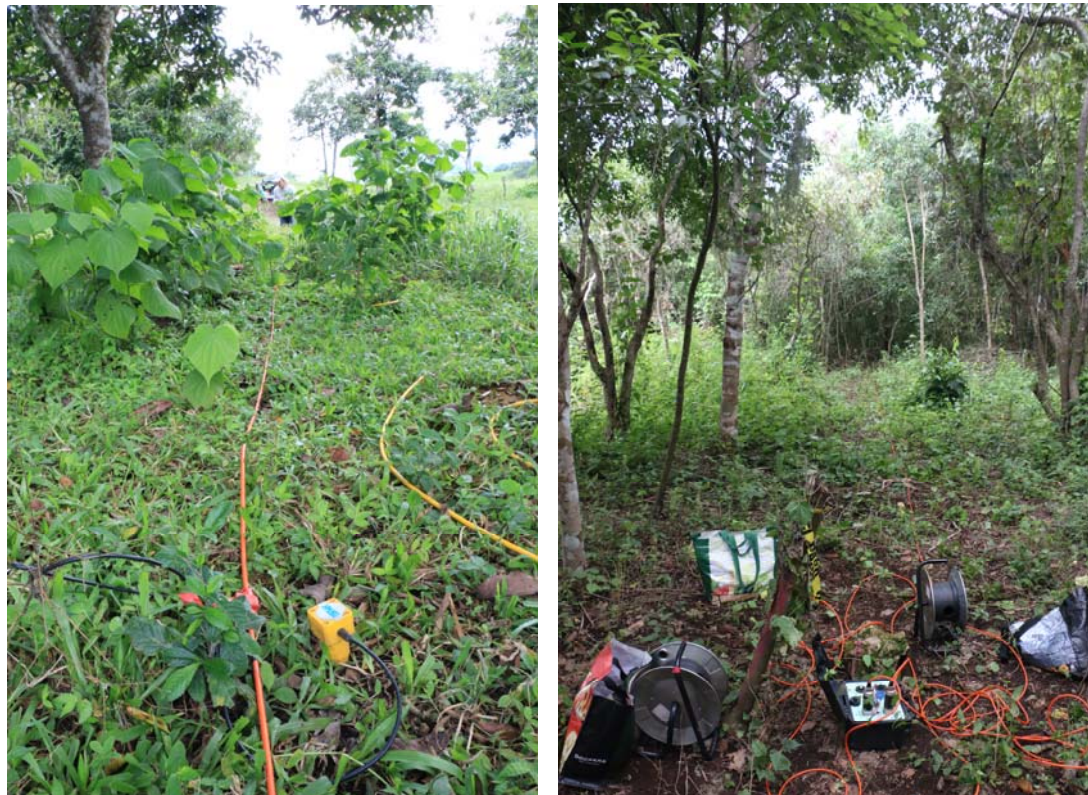


Figura 4-31: Sísmica de refracción en zonas de vegetación semiselvática moderadamente densa en Tilarán (Guanacaste, Costa Rica) –izquierda- y Tizimín (Yucatán, México) –derecha-



Figura 4-32: Sísmica de refracción sobre alternancias de arenas y arcillas en zona de vegetación arbórea muy densa en Juchitán de Zaragoza (México)

- Utilización de técnicas de perturbación de mayor energía (grandes masas, escopetas de cartuchos modificadas o explosivos) para contrarrestar el efecto de la atenuación geométrica y por amortiguamiento con la distancia



Figura 4-33: “Energizador” de cartuchos de uso industrial de 0.835 pulgadas de calibre (izquierda) y hélice de perforación para introducir el cañón (derecha) (Fuente: PASI)

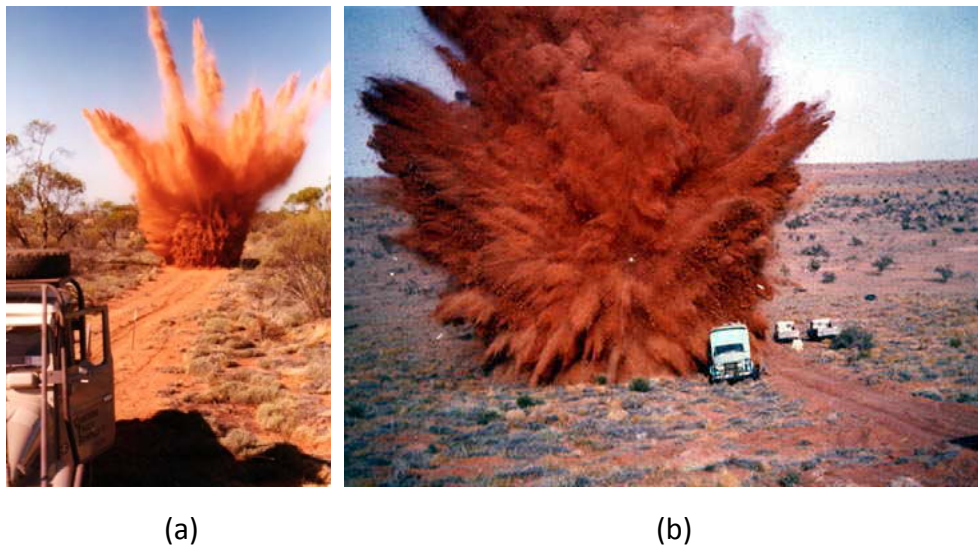


Figura 4-34: Detonación de explosivos como fuente sísmica. En la fotografía (b) se observa cómo una explosión no controlada pone en riesgo la integridad física de los operadores en el Desierto de Simpson en Australia (Fuente: (a) ALPHA GEOSCIENCE en <http://www.alpha-geo.com/service-item/seismic/>; (b) <http://www.simpsondesert.fl.net.au/cash/>)

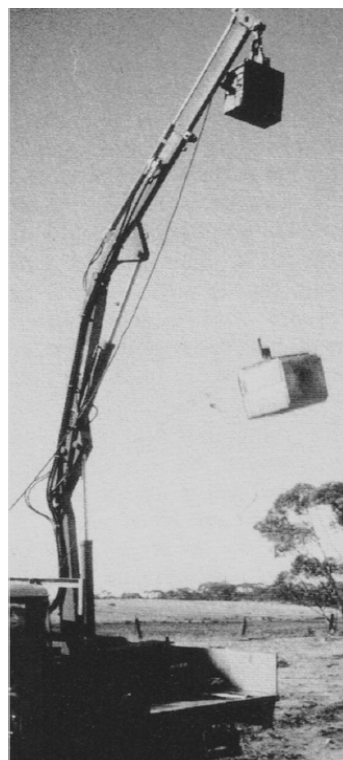


Figura 4-35: Caída libre de una masa de 500 kg como fuente sísmica (Fuente: Milsom y Eriksen, 2011)

4.2.2.6. Métodos de análisis de los tendidos de refracción sísmica

Como hemos descrito en los apartados anteriores, cuando la estratificación de un terreno no es horizontal, los buzamientos en cada punto de cada refractor constituyen nuevas incógnitas para el modelizado del perfil del terreno en función de su capacidad de propagar ondas primarias. Teniendo en cuenta que en cada punto de cada interfaz refractora se verifica la ley de Snell, en general los diferentes métodos de análisis tratarán de crear modelos de terreno en los que los frentes de onda entre dos puntos de la superficie del terreno den lugar a recorridos de tiempo mínimos.

Con la información que proporcionan las dromocronas se pueden obtener datos cualitativos y cuantitativos de las capas más someras del subsuelo, como son profundidad de las capas con diferente impedancia acústica, velocidades de propagación, buzamiento, irregularidades, saltos, etc.

En general los métodos de refracción funcionan de una forma óptima en suelos finos saturados o casi saturados (Everett, 2013), en los que los niveles de atenuación mecánica son más débiles que en suelos granulares y/o parcialmente saturados, en donde la resolución del método suele ser menor. Esta es una de las razones –junto a algunas otras de tipo operativo, que describiremos en el apartado 4- por las que en la presente investigación se han concentrado la mayor parte de los esfuerzos en el estudio de correlación mecánica de los resultados de penetración dinámica y de la velocidad de propagación de las ondas primarias en suelos de grano fino.

Operativamente, las fórmulas anteriormente descritas en los apartados anteriores para terrenos multicapa permiten determinar de forma sencilla la estratificación de terrenos dispuestos según estratos horizontales (estas técnicas se engloban del denominado método de los tiempos de intercepción). Sin embargo, cuando las superficies refractoras tienen un cierto buzamiento, o cuando aparecen múltiples capas con superficies refractoras que, en general, no serán paralelas entre sí, el cálculo analítico de la estratificación del terreno se complica notablemente. Por ello, para terrenos más complejos se pueden utilizar diferentes técnicas de análisis. De entre todas ellas, para el análisis de los datos utilizados en la elaboración de la presente tesis se ha utilizado el denominado método de reciprocidad generalizada (GRM), desarrollado por Palmer (1974, 1980) y el de la tomografía sísmica, que son implementados por algunos de los programas de análisis más habituales en geofísica sísmica. Describiremos a continuación las características de los métodos de interpretación más conocidos, señalando sus ventajas e inconvenientes en cada caso:

a) Método de los tiempos de intercepción (ITM, *Interception Time Method*)

Se trata de la metodología más sencilla, basada en los métodos analíticos descritos en los subapartados 3.3.2.2. y 3.3.2.3., en los que se determinan los tiempos de intercepción y distancias de cruce de los rayos refractados en cada refractor, utilizando de forma directa las formulaciones que se pueden derivar de la ley de Snell (Parasnis, 1997; Reynolds, 2011; Telford et al., 1990).

Evidentemente, para que esta metodología proporcione unos resultados adecuados se necesita que el terreno esté constituido por capas homogéneas, con velocidades constantes de ondas p en toda su extensión lateral y longitudinal en cada una, con disposición horizontal o con buzamiento constante, con refractores planos. Además, esta metodología no será adecuada cuando existan estratos sin suficiente contraste de velocidades con las capas inmediatamente por encima o por debajo, o cuando estas velocidades sean inferiores a las de la capa que se encuentre por encima.

Según la norma ASTM D5777-00(2011)e1, este tipo de técnicas requieren menos tiempo de trabajo tanto en campo como en gabinete, por lo que suelen ser las de menor coste.

b) Métodos de reciprocidad común (CRM, *Common Reciprocal Methods*)

Cuando las superficies refractoras resultan onduladas, se han desarrollado un conjunto de métodos alternativos que permiten modelizar dichas superficies, y que resultan de un gasto de esfuerzo intermedio entre los métodos de intercepción o los métodos GRM (que describiremos más abajo). Este conjunto de técnicas suelen también asumir que no se producen variaciones de velocidad lateral según la dirección del tendido de geófonos. Como en otros casos, será necesario realizar disparos recíprocos para aportar información suficiente durante el postproceso de los sismogramas generados para cada disparo. Entre los más métodos de este bloque más empleados se encuentran:

b-1 Método ABC:

Si se producen dos disparos desde los puntos A y B de la Figura 4-36, se puede plantear que la distancia ortogonal desde un punto C hasta el refractor que separa ambas capas será:

$$h_c = \frac{1}{2} (t_{c-A} + t_{c-B} - t_{A-B}) \frac{v_1 v_2}{\sqrt{v_2^2 - v_1^2}} \quad (\text{Ec. 4.47})$$

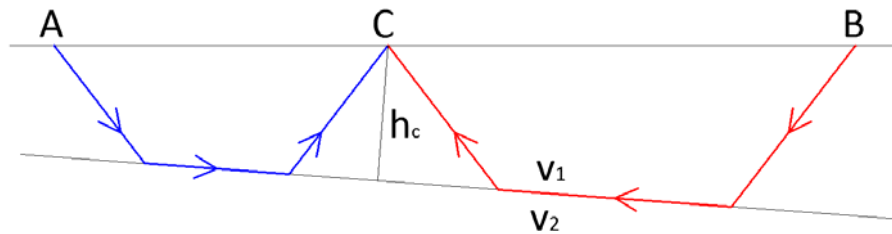


Figura 4-36: Esquema de trabajo del método ABC para un terreno bicapa, con dos disparos extremos A y B, y un punto de recepción común C (adaptado de Sheriff y Geldart, 1995)

En general, para terrenos en los que exista mucho contraste de velocidades (es decir, que v_2 sea mucho mayor que v_1), se puede aproximar la expresión por un valor:

$$h_c = \frac{v_1}{2} (t_{c-A} + t_{c-B} - t_{A-B}) \quad (\text{Ec. 4.48})$$

En este caso, Sheriff y Geldart (1995) cuantifican un error inferior al 6% al utilizar esta expresión cuando la velocidad de la segunda capa es, al menos, superior a tres veces la velocidad de la más superficial.

b-2 El método más-menos (*Plus-Minus Method*) de (Hagedoorn, 1959):

Esta técnica utiliza sismogramas de disparos recíprocos, y suele estar limitada a casos en los que los buzamientos de los refractores sean inferiores a 10° (Reynolds, 2011). En este caso, el método utilizará tanto tiempos de intercepción como tiempos de retardo, por lo que puede ser englobado en este tipo de técnicas (entre las que también se pueden destacar los métodos de Barry (1967), Tarrant (1956) o Wyrobek (1956).

En realidad este subgrupo de métodos, basados en el tiempo de retardo, son casos especiales del método GRM (que describiremos en el apartado e, más abajo), tal y como señala la norma ASTM D5777-00(2011)e1. Para estudiar adecuadamente este grupo de técnicas de análisis, debemos definir primero el concepto de tiempo de

retardo, descrito por primera vez por Gardner (1939): se trata de la diferencia entre el tiempo recíproco (es decir, el tiempo mínimo que tarda una onda de subida o de bajada en viajar entre dos puntos A y B en la superficie del terreno) y el tiempo que tardaría en viajar la onda entre la proyección ortogonal sobre el refractor de los puntos A y B.

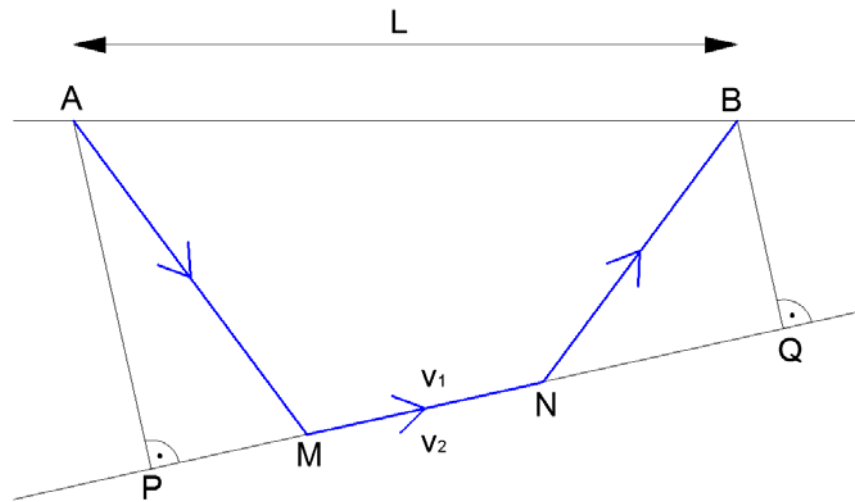


Figura 4-37: Esquema de refracción de un terreno bicapa con refractor plano inclinado para ilustrar el concepto de tiempo de retardo (Adaptado de Sheriff y Geldart, 1995)

Según esta definición, el tiempo de retardo se puede definir como (Reynolds, 2011; Sheriff y Geldart, 1995) :

$$\begin{aligned}
 \delta &= t_r - \frac{\overline{PQ}}{v_2} = \left(\frac{\overline{AM} + \overline{NB}}{v_1} + \frac{\overline{MN}}{v_2} \right) - \frac{\overline{PQ}}{v_2} = \\
 &= \left(\frac{\overline{AM} + \overline{NB}}{v_1} \right) - \left(\frac{\overline{PQ} - \overline{MN}}{v_2} \right) = \\
 &= \left(\frac{\overline{AM} + \overline{NB}}{v_1} \right) - \left(\frac{\overline{PM} + \overline{NQ}}{v_2} \right) = \\
 &= \left(\frac{\overline{AM}}{v_1} - \frac{\overline{PM}}{v_2} \right) + \left(\frac{\overline{NB}}{v_1} - \frac{\overline{NQ}}{v_2} \right) = \delta_s + \delta_g
 \end{aligned}
 \tag{Ec. 4.49}$$

Donde δ_s es denominado tiempo de retardo de la fuente (de ahí el subíndice “s”, *source*) y δ_g tiempo de retardo del geófono, y se corresponden a la diferencia de tiempo que existiría entre dos rayos viajando a un mismo punto de un refractor desde la superficie a la velocidad v_1 o desde la proyección ortogonal del punto de la superficie sobre el refractor a la velocidad v_2 .

Según Sheriff y Geldart (1995), para refractores con buzamientos inferiores a 10° , aproximadamente, el valor del tiempo de retardo se puede estimar en función del tiempo recíproco t_r , de la distancia L entre la fuente de perturbación y el geófono receptor y de la velocidad de la segunda capa como:

$$\delta = \delta_s + \delta_g = t_r - \frac{L}{v_2} \quad (\text{Ec. 4.50})$$

Utilizando este concepto, se han desarrollado múltiples métodos de análisis de tendidos de refracción, partiendo del trabajo seminal de Gardner (1939). A continuación describiremos tres de los más utilizados.

Como señalan Sheriff y Geldart (1995), los métodos basados en el tiempo de retardo pueden dar lugar a errores de cierta importancia en la interpretación del perfil del terreno al analizar los geófonos más alejados en cada disparo, puesto que un error en la elección de las primeras llegadas puede dar lugar a importantes desviaciones en los resultados, con incrementos en los tiempos de retardo de la fuente, δ_s . Además, en perfiles con poco contraste entre diferentes refractores, pueden darse problemas de ausencia de unicidad de solución en diferentes interpretaciones.

Para implementar el método más-menos de Hagedoorn se puede observar su esquema de trabajo en la Figura 4-38. Los puntos A y B constituyen los puntos de disparo recíprocos, y en G se encuentra uno de los geófonos del tendido. Así, Hagedoorn utilizará dos términos denominados T^+ y T^- (término “más” y término “menos”, respectivamente) para determinar velocidades de propagación y geometría de los refractores.

Primero se utilizará T^- , que mide es la diferencia de tiempos de recorrido entre A y G y entre B y G. Es decir:

$$T^- = t_{A-G} - t_{B-G} = \frac{2x - L}{v_2} + \delta_a - \delta_b \quad (\text{Ec. 4.51})$$

Donde:

- δ_a : tiempo de retardo de la fuente A
- δ_b : tiempo de retardo de la fuente B

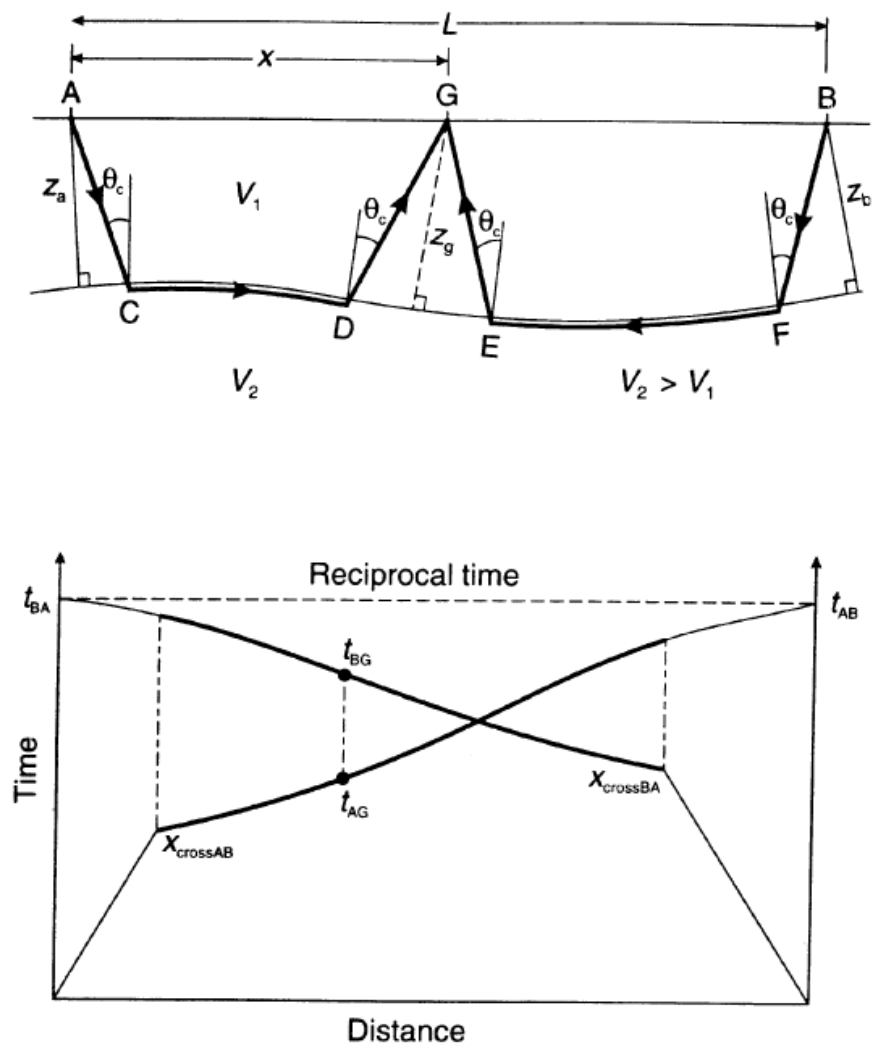


Figura 4-38: Esquema de cálculo de un terreno bicapa con refractor ondulado mediante el método de Hagerdoorn (Fuente: Reynolds, 2011)

Si se representa el valor de T^- en función de la distancia a cada geófono, la pendiente de la recta obtenida tendrá una pendiente de valor $2/v_2$ (paralelamente, la velocidad de la primera capa se puede medir directamente como inversa de la pendiente de la dromocrona directa).

Una de las utilidades más interesantes del parámetro T^- es que permite resolver variaciones laterales de la velocidad a lo largo del tendido con una precisión bastante aceptable.

A continuación, tras haber obtenido las velocidades de cada capa, se utilizará el parámetro T^+ para determinar la profundidad del refractor bajo cada geófono (medido como la distancia ortogonal al refractor medida desde el punto de recepción G en superficie, denominada z_g). Este parámetro T^+ se define como la suma de los tiempos de recorrido entre A y G y entre B y G, menos el tiempo de recorrido entre A y B:

$$T^+ = t_{A-G} + t_{B-G} - t_{A-B} = 2\delta_g = \frac{2z_g \cos\theta_c}{v_1} \quad (\text{Ec. 4.52})$$

Luego la profundidad z_g bajo cada geófono será:

$$z_g = T^+ \frac{v_1 v_2}{2 \sqrt{v_2^2 - v_1^2}} \quad (\text{Ec. 4.53})$$

b-3 Método de Hagiwara (Hagiwara y Omote, 1939)

Se trata de uno de los métodos más antiguos del grupo de las técnicas CRM vistas en este epígrafe b y resulta, matemáticamente, equivalente a los métodos ABC o de Hagerdoorn (Palmer, 2009).

c) **Método de Adachi (1954)**

Esta técnica contempla la resolución analítica del perfil de terrenos multicapa con buzamientos diferentes, pero con el mismo rumbo de la dirección de máxima pendiente. Para ello, Adachi realiza unos extensos cálculos trigonométricos utilizando como incógnitas los espesores de cada estrato y los ángulos de incidencia de cada rayo respecto a la vertical. En Sheriff y Geldart (1995) se encuentra esta técnica descrita de una forma más amplia:

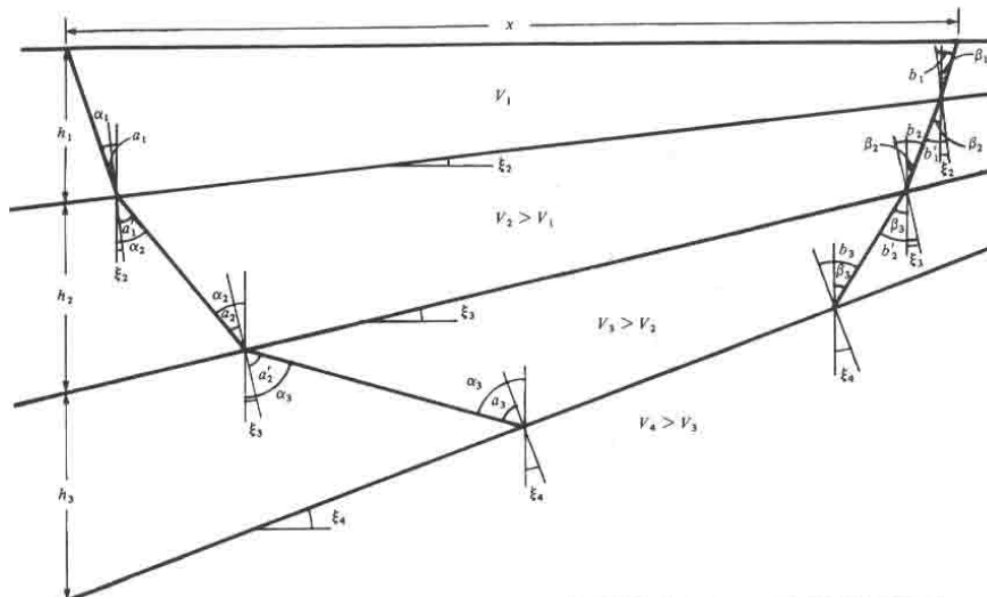


Figura 4-39: Esquema trigonométrico de recorrido de una perturbación entre dos puntos según la notación de Adachi (Fuente: Sheriff y Geldart, 1995)

Según este esquema, el tiempo de recorrido mínimo de la perturbación alcanzando el refractor n-ésimo en función del espesor de cada capa bajo el punto de disparo, h_i , será:

$$t_n = \frac{x \operatorname{sen} \beta_1}{v_1} + \sum_{i=1}^{n-1} \frac{h_i}{v_i} (\cos \alpha_i + \cos \beta_i) \quad (\text{Ec. 4.54})$$

Los ángulos de incidencia α_i y β_i de los rayos de bajada y de subida, respectivamente, en cada capa i , así como los ángulos de incidencia a_i y b_i y los de refracción a'_i y b'_i se relacionan entre sí mediante consideraciones trigonométricas, lo que permitirá en última instancia determinar el espesor de cada capa h_i , el ángulo de incidencia crítica θ_i y su buzamiento ξ_i . Para el caso de dos capas, la resolución de los ángulos es sencilla con tan solo determinar las velocidades aparentes de la segunda capa y los tiempos de intercepción de subida y de bajada de su dromocrona (Sheriff y Geldart, 1995):

$$\alpha_1 = \operatorname{arcsen} \left(\frac{v_1}{v_{2 \text{ bajada}}} \right) \quad (\text{Ec. 4.55})$$

$$\beta_1 = \arcsen\left(\frac{v_1}{v_{2 \text{ subida}}}\right) \quad (\text{Ec. 4.56})$$

$$\theta_{c1} = a_1 = b_1 = \frac{1}{2}(\alpha_1 + \beta_1) \quad (\text{Ec. 4.57})$$

$$\xi_2 = \frac{1}{2}(\alpha_1 - \beta_1) \quad (\text{Ec. 4.58})$$

Lo que permite determinar la velocidad real de la segunda capa y el espesor de la primera con facilidad:

$$v_2 = \frac{v_1}{\text{sen}\theta_{c1}} \quad (\text{Ec. 4.59})$$

$$h_1 = \frac{v_1 t_{i \text{ subida}}}{\cos\alpha_1 + \cos\beta_1} \quad (\text{Ec. 4.60})$$

Cuando el terreno tiene tres capas, los cálculos se complican operativamente. Primero habría que reevaluar los valores de los ángulos de las trayectorias correspondientes a rayos refractados críticamente en el segundo refractor, siendo ya datos conocidos los valores de las velocidades reales en las capas 1 y 2. Por lo que los ángulos reevaluados serían:

$$\alpha_1 = \arcsen\left(\frac{v_1}{v_{3 \text{ bajada}}}\right) \quad (\text{Ec. 4.61})$$

$$\beta_1 = \arcsen\left(\frac{v_1}{v_{3 \text{ subida}}}\right) \quad (\text{Ec. 4.62})$$

$$a_1 = \alpha_1 - \xi_2 \quad (\text{Ec. 4.63})$$

$$b_1 = \beta_1 + \xi_2 \quad (\text{Ec. 4.64})$$

$$a'_2 = \arcsen\left(\frac{v_2}{v_1} \text{sen } a_1\right) \quad (\text{Ec. 4.65})$$

$$b'_2 = \arcsen\left(\frac{v_2}{v_1} \text{sen } b_1\right) \quad (\text{Ec. 4.66})$$

$$\alpha_2 = a'_2 + \xi_2 \quad (\text{Ec. 4.67})$$

$$\beta_2 = b'_2 - \xi_2 \quad (\text{Ec. 4.68})$$

$$\theta_{c2} = a_2 = b_2 = \frac{1}{2}(\alpha_2 + \beta_2) = \frac{1}{2}(a'_2 + b'_2) \quad (\text{Ec. 4.69})$$

Y la velocidad de la tercera capa v_3 y el ángulo de buzamiento del segundo refractor ξ_3 serán, entonces:

$$v_3 = \frac{v_2}{\text{sen}\theta_{c2}} \quad (\text{Ec. 4.70})$$

$$\xi_3 = \frac{1}{2}(\alpha_2 - \beta_2) \quad (\text{Ec. 4.71})$$

Para determinar el espesor de la segunda capa, h_2 , medido bajo el punto de disparo, se deberá determinar el tiempo de recorrido del rayo de subida y despejarse de la expresión:

$$t_{2\text{subida}} = \frac{h_1}{v_1}(\cos\alpha_1 + \cos\beta_1) + \left(\frac{h_2}{v_2}\right)(\cos\alpha_2 + \cos\beta_2) \quad (\text{Ec. 4.72})$$

Es decir, cada nueva capa necesita una reevaluación de todos los ángulos respecto a los cálculos realizados para la capa inmediatamente superior. Como señalan Sheriff y Geldart (1995), el proceso iterativo de cálculo de los parámetros geométricos y cinemáticos de cada capa progresivamente más profunda se complica rápidamente, además de que comienzan a aumentar los errores de resolución. Por ello, este método puede resultar interesante en casos sencillos, ya que en escenarios ligeramente más complejos, con dos o más refractores, esta técnica puede resultar muy inexacta.

d) Tomografía sísmica

Para terrenos en los que las ondulaciones de los refractores presentan elevados buzamientos (superiores a 10°) los análisis analíticos resultan muy trabajosos, por lo que en los últimos tiempos se han desarrollado algoritmos que utilizan métodos de elementos finitos o de diferencias finitas que consideran que las transiciones de velocidades son graduales y no bruscas (Milsom y Eriksen, 2011). Así, las primeras llegadas siguen siendo marcadas por el analista geofísico para que, a continuación, el algoritmo se encargue de generar

iterativamente modelos de velocidad y comprobando en cada iteración si se produce una convergencia a las dromocronas reales.

Estos métodos suelen dar buenos resultados de definición de los gradientes de las velocidades de propagación de las ondas p tanto en profundidad como en su variación lateral, especialmente cuando no existen refractores claramente definidos al no existir fuertes contrastes de variación en la rigidez longitudinal de los estratos estudiados.

Existen múltiples algoritmos para la determinación de los mapas de gradientes de velocidades primarias (Sheehan et al., 2005), entre los que se pueden destacar, por ejemplo, el método del tiempo de tránsito de la trayectoria de ondas eikonal (*Wavepath Eikonal Traveltime, WET*), desarrollado por Schuster y Quintus-Bosz (1993) o métodos de modelizado de propagaciones de frentes de onda (Zhang y Toksöz, 1998).

La gran ventaja de este método, la automatización de los cálculos sin necesidad de que intervenga un operador, es también su gran debilidad (Milsom y Eriksen, 2011): cualquier inexactitud en el marcado de las primeras llegadas en cada geófono se podrá traducir en un error de importancia en el modelo generado, mientras que en métodos más manuales sería rápidamente interpretado como erróneo y corregido por el analista geofísico. Además, Milsom y Eriksen (2011) señalan que en ocasiones, si entre dos capas se produce un contraste de velocidades superior al permitido por un determinado paquete de cálculo, para realizar el ajuste convergente el programa puede incrementar la velocidad de la capa más somera y disminuir la de la capa inferior, lo que no ocurriría con el análisis de los tiempos de intercepción. Por ello, en el estado actual de avance de estas técnicas, no resulta recomendable basarse únicamente en la tomografía sísmica, que no tiene en cuenta las características geológicas, posición del nivel freático, etc., que el analista geofísico si puede utilizar en beneficio de la exactitud del modelo en otros métodos menos automatizados.

En la presente investigación, se ha utilizado esta metodología, contrastada siempre en paralelo con técnicas GRM (que veremos en el epígrafe siguiente) en la fase I de recopilación de datos de campo en Juchitán de Zaragoza (Oaxaca, México) debido al elevado nivel de ondulación de los cambios de rigidez de estratos del subsuelo y de que, en muchos casos, las transiciones entre velocidades de propagación de ondas primarias no tenían grandes contrastes. En la siguiente Figura 4-40 se muestra un ejemplo de perfil tomográfico de ondas p:

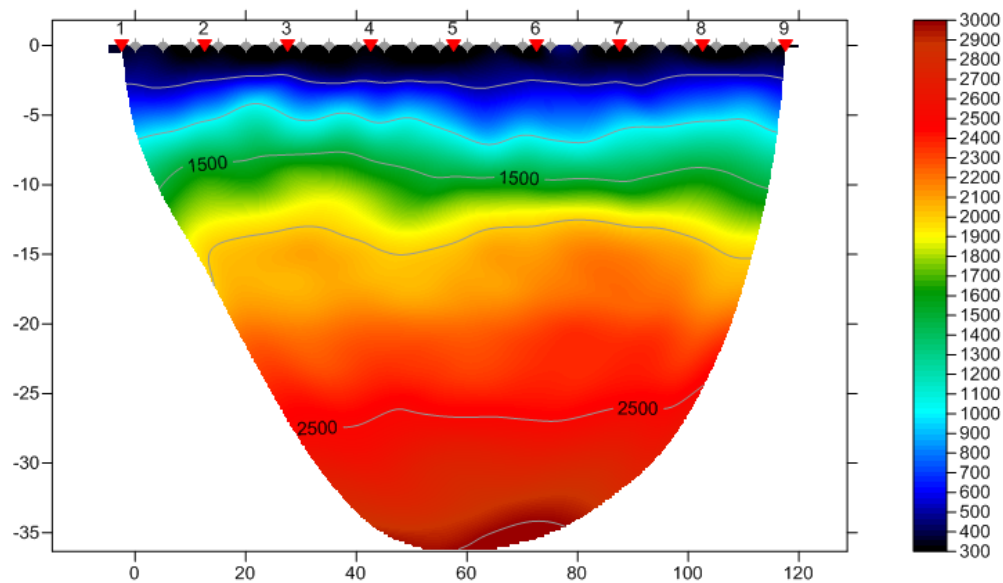


Figura 4-40: Ejemplo de perfil tomográfico de velocidad de propagación de ondas p en Juchitán de Zaragoza (Oaxaca, México)

e) Método de Reciprocidad Generalizada (GRM, Generalised Reciprocal Method)

Hasta la aparición de los modernos sistemas de computación de alta capacidad, que permiten modelizado tomográfico de ondas –visto en el anterior punto-, este método ha sido el más popular entre los implementados en los programas más conocidos de análisis de tendidos de refracción (Milsom y Eriksen, 2011), y hoy en día sigue siendo implementado por algunos de los paquetes de software de sísmica de refracción más conocidos. Tiene la gran ventaja de poder trabajar con superficies refractoras bastante irregulares (según Sheriff y Geldart (1995) el método puede manejar buzamientos de hasta 20° sin demasiado error, así como captar variaciones laterales en la velocidad sobre refractores). Además, pueden trabajar con capas de poco espesor e inversiones de velocidad (es decir, con capas de velocidad más baja que las que se encuentran inmediatamente por encima y por debajo). Desde el punto de vista, suelen ser las que más tiempo de computación en postproceso consumen, pero hoy en día esto no es problemático dada la aparición de una amplia gama de programas especializados en estos análisis con interfaces que en muchos casos armonizan comodidad y potencia para el analista encargado de la interpretación.

Desarrollado por Palmer (1980), en este método se emplea el concepto de “tiempo recíproco”, es decir, el tiempo que tarda el rayo de trayecto de tiempo mínimo en recorrer la distancia entre dos puntos A y B (ver Figura 4-41)

situados en los dos extremos de un tendido de refracción. Teóricamente, el tiempo recíproco será el mismo cuando se realiza un disparo en A y se mide el tiempo de llegada de la perturbación hasta B, que cuando el disparo se realiza en B y se mide el tiempo de tránsito de la onda hasta A. Si examinamos lo que ocurre en un caso sencillo, en un terreno bicapa con estratificación horizontal, podemos observar lo que ocurre al observar las primeras llegadas a un geófono cualquiera, G_j , en dos disparos extremos en A y B:

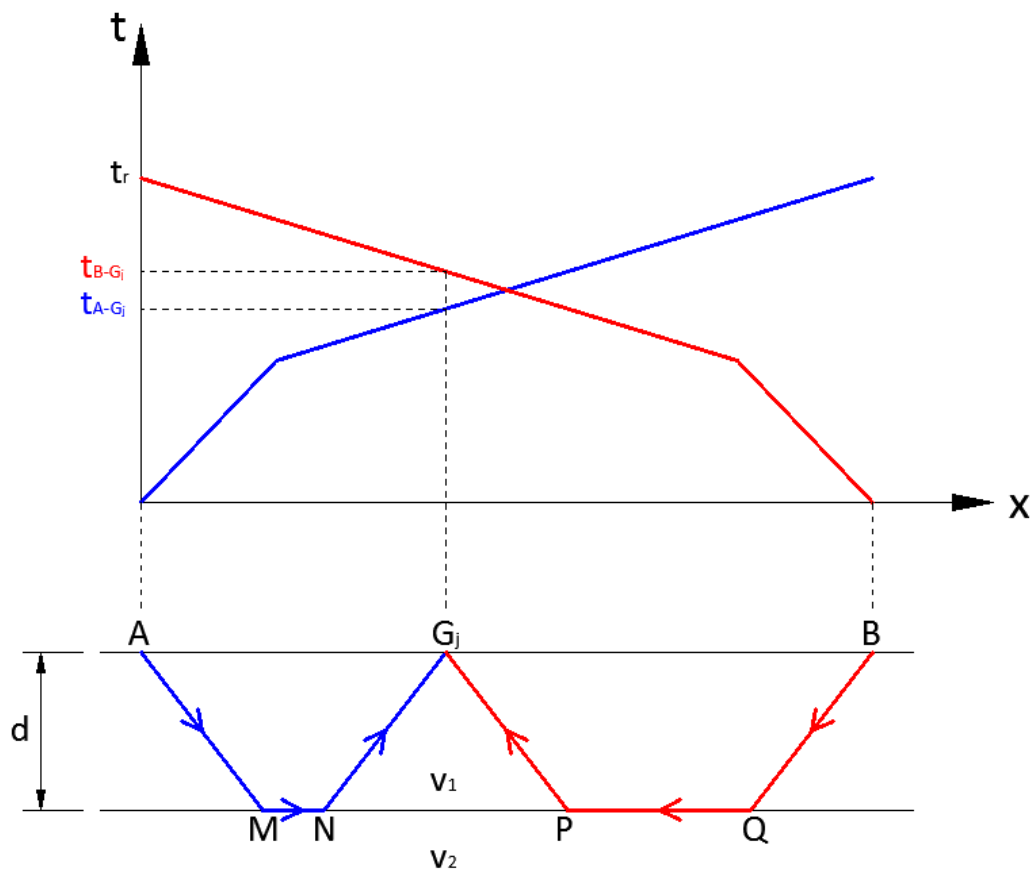


Figura 4-41: Esquema de análisis del método GRM (adaptado de Milsom y Eriksen, 2011)

Eligiendo un geófono cualquiera, por ejemplo el situado en la posición G_j en la Figura 4-41, se puede observar que la suma del tiempo de recorrido del rayo de menor tiempo de tránsito entre A y G_j (t_{A-G_j}) y el del rayo entre B y G_j (t_{B-G_j}) no es igual al tiempo de llegada de la primera onda entre A y B (t_r), sino que resulta ser:

$$t_r = \frac{2 d \cos i_c}{v_1} + \frac{\overline{AB}}{v_2} \quad (\text{Ec. 4.73})$$

$$t_{A-G_j} = \frac{2 d \cos i_c}{v_1} + \frac{\overline{AG_j}}{v_2} \quad (\text{Ec. 4.74})$$

$$t_{B-G_j} = \frac{2 d \cos i_c}{v_1} + \frac{\overline{BG_j}}{v_2} \quad (\text{Ec. 4.75})$$

$$t_{A-G_j} + t_{B-G_j} - t_r = \frac{2 d \cos i_c}{v_1} = \frac{2 d \sqrt{v_2^2 - v_1^2}}{v_1 v_2} = \frac{2 d}{v_{1,2}} \quad (\text{Ec. 4.76})$$

Evidentemente, en este caso sencillo, con el espesor d siendo uniforme en toda la extensión del terreno bajo el tendido, no existe ninguna ventaja en realizar esta consideración respecto al método del tiempo de intercepción. Sin embargo, esta metodología toma especial relevancia cuando el terreno tiene una morfología multiestratificada y cuando los refractores se encuentran ondulados, por lo que bajo cada geófono el espesor de cada capa puede ser diferente al del resto.

En este caso más general, el valor contante del espesor d es sustituido por el espesor d_{ij} —es decir, el espesor de la capa i -ésima bajo el geófono j -ésimo— y el valor del factor de velocidad $v_{1,2}$ es sustituido por un factor de conversión por profundidad F , que se calcula como una media ponderada de las velocidades de cada estrato bajo el geófono j -ésimo. Los pesos de la ponderación estarán dados por el espesor de cada capa, d_{ij} .

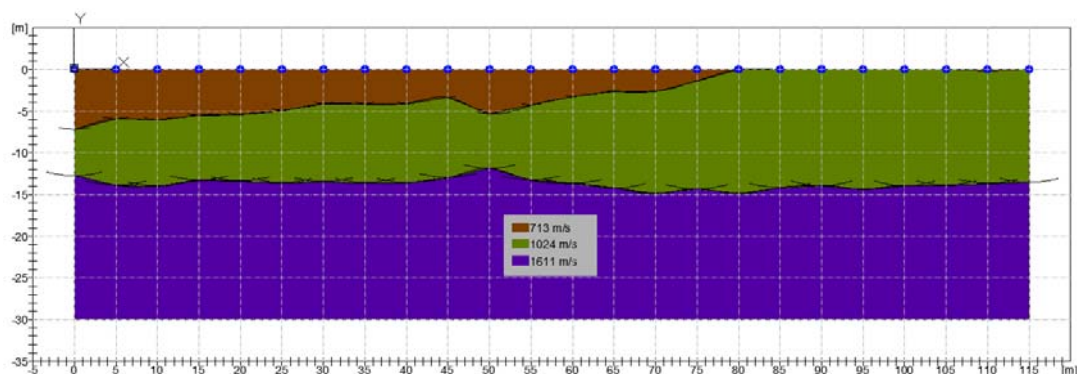


Figura 4-42: Ejemplo de perfil obtenido mediante el método GRM en un terreno tricapa en Jaramillo (Santa Cruz, Argentina)

Desde el punto de vista operativo, este método trata de encontrar dos geófonos, situados en dos posiciones dentro del tendido de refracción denominados X e Y habitualmente, tales que al generar disparos desde dos puntos A y B simétricos el rayo crítico asciende de cada perfil de refracción se origine desde un punto común. El esquema de trabajo se muestra en la siguiente imagen:

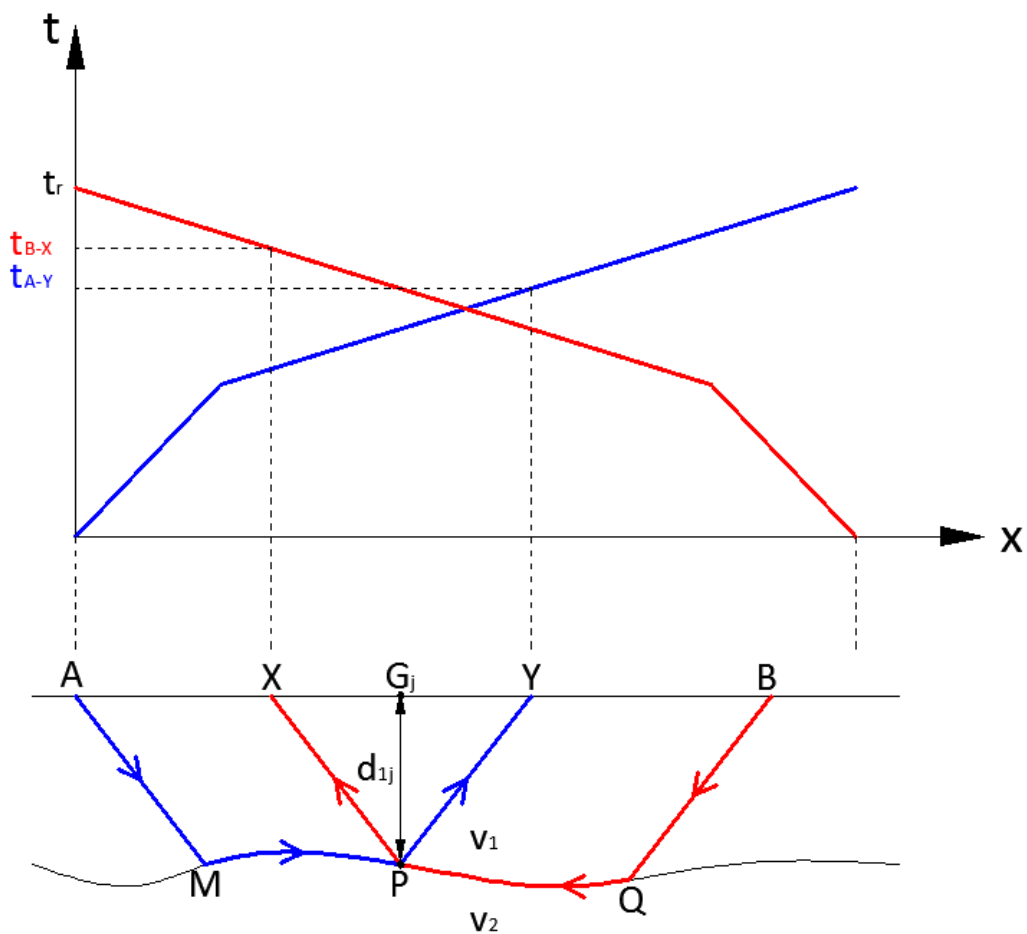


Figura 4-43: Esquema de llegadas de rayos refractados críticamente a los puntos X e Y partiendo de un mismo punto P en el refractor

Se observa que en ambos casos, los rayos que parten hacia X e Y para generar la primera perturbación de llegada parten del mismo punto P en el refractor.

Según las dromocronas generadas por el marcado de las primeras llegadas, se puede ir construyendo la función de velocidad en diferentes geófonos G_j , situados entre los puntos X e Y, que tiene la forma:

$$T_v = \frac{t_{A-Y} - t_{B-X} + t_r}{2} \quad (\text{Ec. 4.77})$$

Esta función se calcula para valores discretos de la distancia \overline{XY} comprendidos entre 0 y la mitad de la distancia entre los geófonos extremos del tendido, en incrementos iguales a la separación entre geófonos. En el presente estudio, los tendidos realizados presentaban distancias entre geófonos extremos de 115 m, con distancias entre dos consecutivos de 5 m.

Si se representa esta función de forma discreta como puntos correspondientes a cada geófono y a cada valor de \overline{XY} , se obtienen representaciones gráficas como esta:

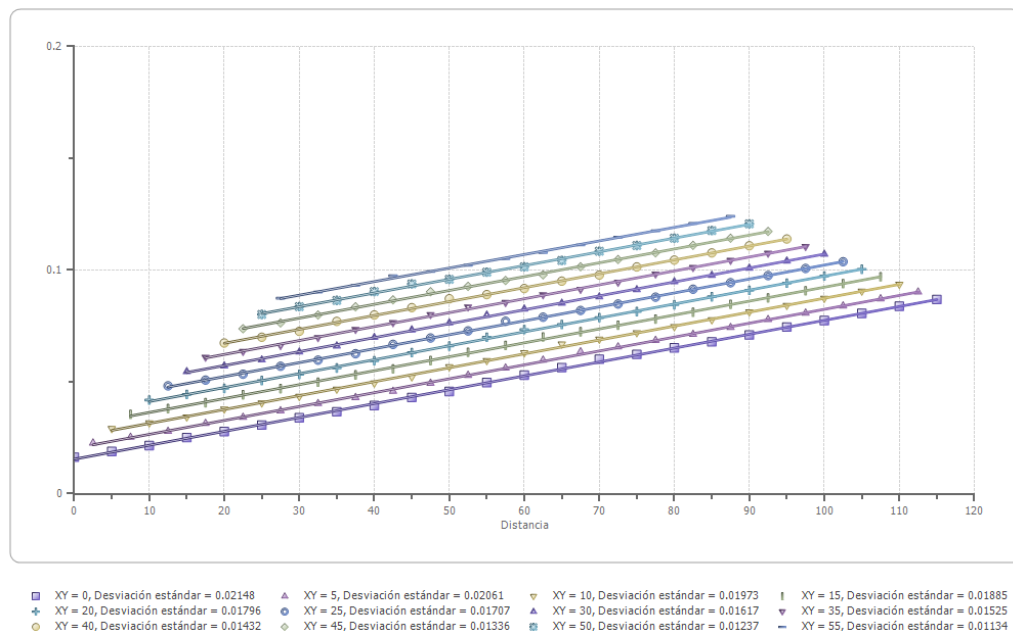


Figura 4-44: Función de velocidad para el tendido de refracción realizado en el emplazamiento descrito en la Figura 4-42. En ordenadas aparece la función de velocidad T_v

A continuación se realiza una regresión mediante mínimos cuadrados para ajustar la función de velocidad para cada valor de \overline{XY} , siendo el valor óptimo de esta distancia el correspondiente a la recta con el mejor coeficiente de regresión. Fijada esta distancia, ya se está en condiciones de determinar en cada geófono del tendido el valor de una función de tiempo-profundidad, que permitirá determinar la profundidad de cada refractor n-ésimo (en el que la velocidad de propagación aparente tiene un valor v'_{n_r} , medida como el inverso

de la pendiente de la dromocrona al refractor n-ésimo) bajo cada uno de dichos geófonos:

$$T_G = \frac{t_{A-Y} + t_{B-X} - \left(t_r + \frac{\overline{XY}}{v'_n} \right)}{2} \quad (\text{Ec. 4.78})$$

Finalmente, el espesor de cada refractor se calculará mediante:

$$d_n = t_g \sqrt{\frac{v_n \overline{XY}}{2 t_g}} \quad (\text{Ec. 4.79})$$

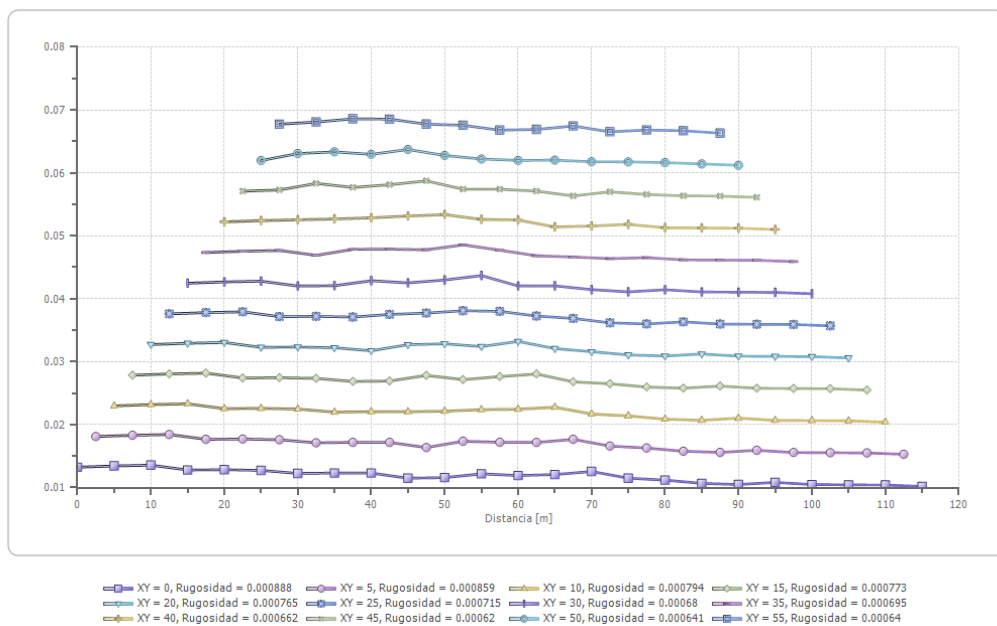


Figura 4-45: Función tiempo-profundidad en cada geófono, para diferentes valores de distancia \overline{XY} para el tendido de refracción realizado en el emplazamiento descrito en la figura 3.61

La posición de cada refractor por debajo de cada geófono depende, entonces, de la función T_G en ese punto, así como de la velocidad de la capa correspondiente a ese refractor y la distancia \overline{XY} óptima.

Este método no está exento, sin embargo, de críticas, como recopila, entre otros, Seisa (2012), especialmente en lo referido a la forma de determinar el

valor óptimo de \overline{XY} . Según Palmer (1.980), se pueden utilizar tres técnicas diferentes:

- Calibrar la profundidad de cada refractor y las velocidades de cada capa con un sondeo realizado en algún punto del tendido de refracción, que permita ajustar un modelo con \overline{XY} óptimo
- A través del estudio de la aparición de cambios bruscos de buzamiento de algún refractor revelados por el estudio comparativo de dromocronas obtenidas en puntos extremos.
- Mediante el cálculo de funciones de tiempo T_v y de tiempo-profundidad T_G para diferentes valores de \overline{XY} en cada geófono. En este caso, el valor óptimo de la distancia entre X e Y correspondería a la serie de valores con menores irregularidades en las curvas T_v y con mayor “rugosidad” o grado de detalle en las curvas T_G (ver Figura 4-45)

Esta metodología ha sido la utilizada en el análisis de los datos de campo de la fase II de los trabajos realizados durante la presente investigación, sobre limos arcillosos de origen volcánico en diferentes zonas de la región de Guanacaste (Costa Rica), en la que los contrastes entre capas y los niveles de buzamiento de los refractores estaban en general en los rangos de variación adecuados para la implementación de la técnica GRM.

f) Método gráfico de Hales (1958)

Se trata de otra técnica con un enfoque análogo al método GRM, sólo que con un acercamiento gráfico a la resolución práctica del problema de análisis de perfiles de propagación de ondas p. Aunque con el uso de los ordenadores ha quedado en desuso, su fundamento se describe de forma esquemática en la Figura 4-46 por su interés en el desarrollo histórico de estos métodos de análisis.

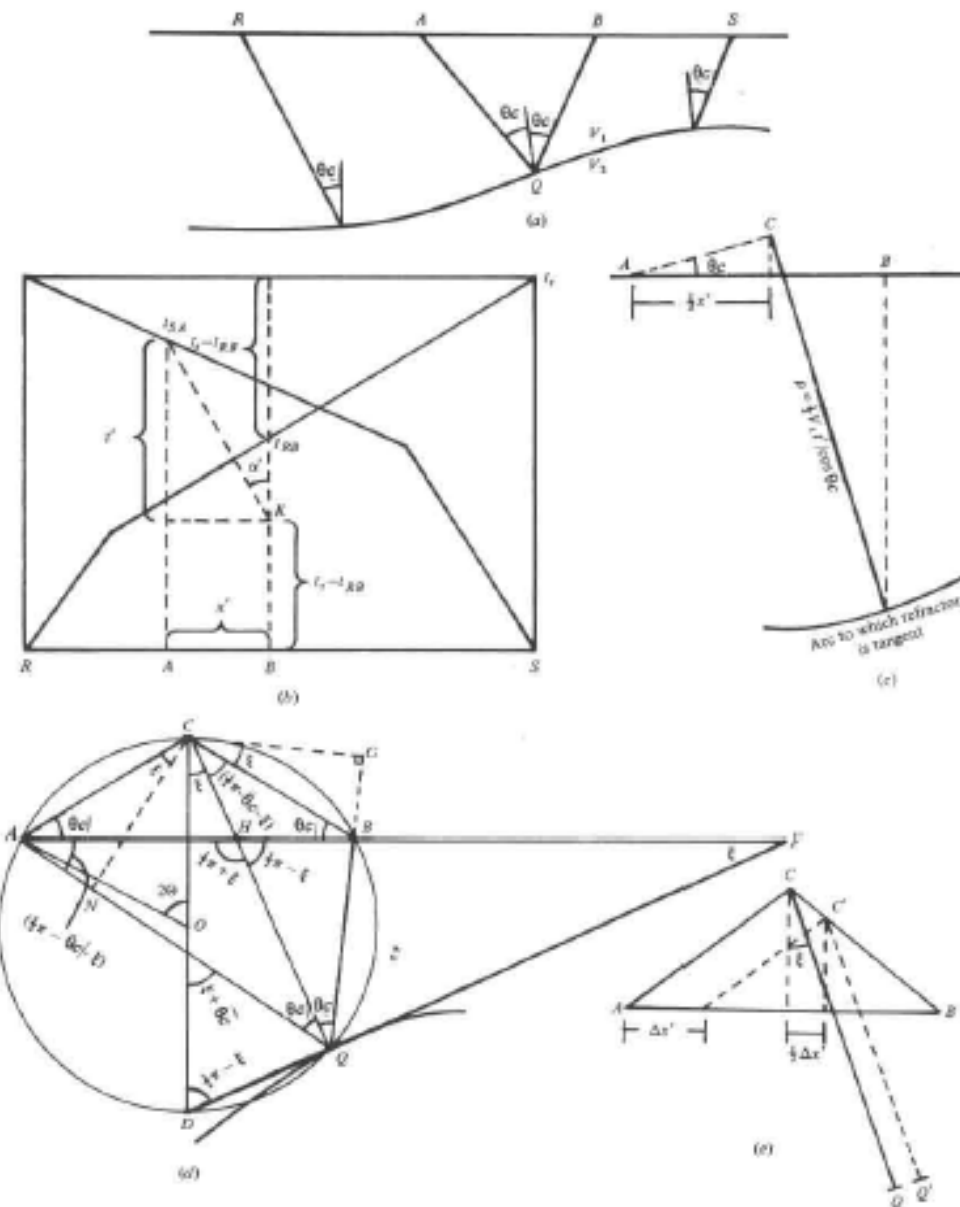


Figura 4-46: Representación esquemática del fundamento físico-geométrico del método de Hales (1958) (Fuente: Sheriff y Geldart, 1995)

4.2.2.7. Ámbitos de aplicación

La utilidad de la velocidad de propagación de las ondas primarias, así como las limitaciones que existen en su obtención (repasadas anteriormente en este capítulo) han sido ampliamente tratadas en la literatura científica del ámbito de la geofísica. Resulta especialmente exhaustivo y riguroso el tratamiento que hace Wightman (2004) donde se realiza un sistemático análisis de los diferentes ámbitos de aplicación de la metodología, entre los que se pueden resumir los siguientes:

- **Localización de cavidades en rocas:**
 - Base teórica: si existen fracturas en roca, la amplitud las ondas refractadas puede disminuir notablemente, llegando incluso a desaparecer completamente la señal si se encuentra una cavidad
 - Ventajas: es un método de rápida aplicación que permite, además, identificar zonas de fracturación potencial mientras se está llevando a cabo el ensayo en campo
 - Limitaciones: la principal problemática radica en que las cavidades, como tal, no son detectadas en general, sino las fracturas asociadas a los mismos. De hecho, las fracturas pueden tener otros orígenes, por lo que no tienen por qué tener cavidades asociadas.

- **Determinación de profundidad de aparición de un macizo rocoso:**
 - Base teórica: es una de las aplicaciones más comunes del método. Las ondas incidentes procedentes de la fuente de impacto penetran a través del material suprayacente al macizo, y refractan a lo largo del techo del substrato rocoso. Mientras viajan a través de esta superficie, envían de vuelta a la superficie rayos reflejados de forma continua, que son captados por los geófonos dispuestos en la superficie.
 - Ventajas: es un método muy efectivo en general puesto que la velocidad de propagación de ondas en la roca es muy superior a la de los materiales suprayacentes a la misma. Además, el método es capaz de proporcionar las variaciones de profundidad del techo rocoso de una forma razonable.
 - Limitaciones: si no existe un gran contraste de rigidez entre el material superficial y el macizo rocoso, no se producirá una definición de velocidades demasiado afinada.

- **Identificación de niveles litológicos:**
 - Base teórica: las ondas transmitidas a través de cada interfaz de cambio de rigidez pueden refractar de forma continua en nuevas superficies de cambio litológico progresivamente más profundas, lo que permitiría identificar estratos de diferente rigidez.

- Ventajas: este uso es muy efectivo para detectar capas de rigideces crecientes con la profundidad.
 - Limitaciones: si los sucesivos estratos refractantes no presentan velocidades crecientes con la profundidad, pueden tener lugar errores en la interpretación de la profundidad estimada para capas más profundas, puesto que la presencia de un estrato de menor velocidad situado bajo otro de mayor velocidad no será capturada por la instrumentación.
- **Localización de depósitos de arenas y gravas someros:**
 - Base teórica: su fundamento es el mismo que el detallado en el punto anterior.
 - Ventajas: cuando las arenas o las gravas están depositadas sobre un depósito de alta velocidad de propagación de ondas, su espesor podrá ser determinado con una aproximación razonable.
 - Limitaciones: al igual que en el punto anterior, si la velocidad de transmisión de ondas no crece con la profundidad algunas capas podrían no ser debidamente identificadas. Es decir, si existen capas de menor velocidad bajo otras de mayor velocidad, podrían no ser detectadas por la instrumentación. Además, si los depósitos de arenas o gravas se encuentran saturados, podrían oscurecer una parte de las refracciones del substrato rígido subyacente, ya que los suelos saturados tienen velocidades de propagación más altas que los no saturados. Incluso, podrían llegar a ocultar la presencia de los macizos rocosos sobre los que están depositados.
- **Localización del nivel freático:**
 - Base teórica: en ciertas condiciones muy específicas (para sedimentos de granulometría gruesa) pueden observarse contrastes significativos de velocidad de transmisión de ondas entre las franjas saturadas y no saturadas de los mismos.
 - Ventajas: cuando existe un gran contraste de velocidades entre los materiales por encima y por debajo del nivel freático, el método se puede revelar como una buena herramienta de mapeado.
 - Limitaciones: si las ondas sísmicas no refractan en el nivel freático porque no existe un buen contraste de velocidades entre la zona no

saturada y el terreno sumergido bajo el mismo, no se producirán buenas definiciones de la profundidad de aparición de la superficie libre del agua. Además, en suelos de grano fino, el método se revela como inadecuado puesto que por encima del nivel freático puede existir una importante franja de ascensión capilar, por lo que podría no existir una superficie de refracción clara. Adicionalmente, puede que no exista un contraste de velocidades significativo entre zonas saturadas y no saturadas en este tipo de suelos finos.

- **Ripabilidad de rocas:**

- Base teórica: desde los comienzos de empleo de la técnica, ésta ha sido una de las aplicaciones ingenieriles más comunes, basada en la relación que tienen las velocidades de propagación de ondas de compresión y la capacidad de escarificado de la maquinaria habitual de obra (son muy conocidas las tablas propuestas por la casa comercial Caterpillar).
- Ventajas: es, posiblemente, la mejor y más eficiente técnica de medición de velocidades de ondas de compresión en rocas, que está muy correlacionado con su oposición al escarificado mecánico.
- Limitaciones: si la velocidad de propagación de onda no crece monótonamente con la profundidad, la definición de espesores de algunos estratos rocosos podría ser errónea. En estos casos, se necesitaría el apoyo de prospecciones profundas (e.g.: sondeos) para identificar capas menos rígidas que pudieran aparecer entre otras de mayor rigidez.

Adicionalmente, en la norma americana “*Standard guide for selecting Surface Geophysical methods D6429-99(2011)e1*”, se indica que los métodos de refracción son los métodos sísmicos más recomendables para estas aplicaciones:

- Caracterización de suelos o capas poco consolidadas en general
- Profundidad de aparición del substrato rocoso
- Profundidad del nivel freático

Esta normativa hace énfasis, además, en la sencillez de ejecución de este tipo de prospecciones, lo que en su conjunto ha propiciado que esta técnica sea cada vez más popular entre los métodos de prospección geofísica. Su utilización junto a ensayos de obtención de velocidades de propagación de ondas secundarias permite la

determinación de los parámetros elásticos del terreno en condiciones de baja distorsión, lo que hace que estos estudios combinados sean cada vez más populares en proyectos de caracterización geotécnica.

4.2.3. Caracterización de ondas superficiales

La implementación práctica del análisis de propagación de ondas superficiales ha tenido un desarrollo más lento que el análogo para ondas primarias debido a su mayor complejidad computacional. No ha sido hasta las dos últimas décadas cuando estas metodologías han comenzado a tener un importante despegue, que las ha convertido en algunas de las más utilizadas dentro del ámbito de la geofísica sísmica.

Tradicionalmente, para el empleo de técnicas de reflexión o refracción sísmica, las ondas superficiales así como las ondas secundarias se consideran como ruido en los análisis de ondas primarias (Milsom y Eriksen, 2011). En concreto, las ondas superficiales son sensiblemente más lentas que las p , pero al transportar una energía habitualmente superior pueden llegar a hacer complicada la elección de las primeras llegadas de onda en los sismogramas registrados en cada geófono.

4.2.3.1. Introducción: técnicas de análisis de las ondas superficiales

Existen dos grandes grupos de técnicas de registro de ondas superficiales: los métodos activos, en los que se utiliza una fuente de impacto –de forma análoga a la sísmica de refracción- o vibradores mecánicos de frecuencia conocida, o los métodos pasivos, que utilizan el ruido ambiental (viento, tráfico, tormentas, oleaje, maquinaria de construcción trabajando en las inmediaciones, etc.). Mientras que las técnicas activas los impactos suelen dar lugar a energías transportadas por vibraciones de media-alta frecuencia, lo que limita su campo de prospección hasta profundidades máximas de unos 30 m, el ruido registrado por las técnicas pasivas suele tener frecuencias bajas, lo que permite explorar profundidades de hasta 100 m. En la presente investigación, en la que los sondeos mecánicos utilizados en la calibración de los modelos del análisis dimensional alcanzaban tan solo profundidades máximas de hasta 20 m, se ha considerado suficiente utilizar fuentes activas mediante impactos con martillo.

En Milsom y Eriksen (2011) se encuentra una relación de algunas de las técnicas más conocidas de análisis de ondas superficiales, tanto activas como pasivas:

- Método de la distancia emisor-receptor constante (*Common-Offset Rayleigh Wave*): se utiliza una maza como fuente de perturbación sísmica y un geófono aislado, con baja frecuencia natural. Estos se van moviendo por la zona de estudio manteniendo una distancia entre ellos (*offset*) constante. La Figura 4-47 muestra esquemáticamente el desplazamiento sucesivo de la pareja fuente-geófono.

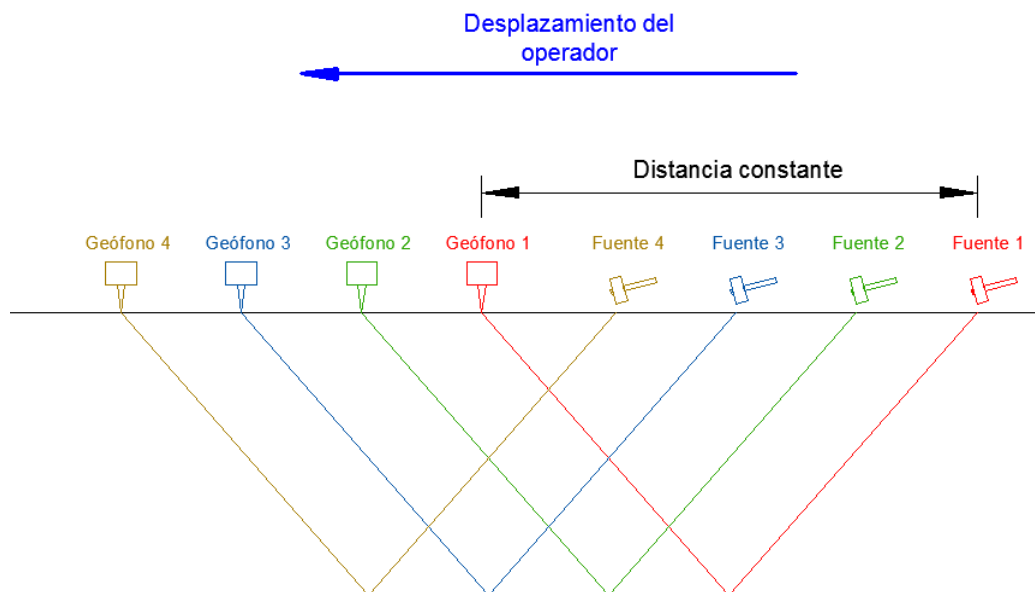


Figura 4-47: Esquema de registro sísmico mediante una sola pareja de disparo-receptor, que se mueven manteniendo una distancia constante (common-offset en su voz inglesa)

- Ondas superficiales de múltiple impacto (*Multiple Impact Surface Waves, MISW*): en este caso, se utiliza un geófono situado de forma fija en un punto, que irá registrando los sismogramas correspondientes a fuentes situadas a diferentes distancias. También se suele llamar a esta técnica de receptor constante, o common receptor. De forma esquemática, se representa en la Figura 4-48 el montaje de este tipo de prospecciones.

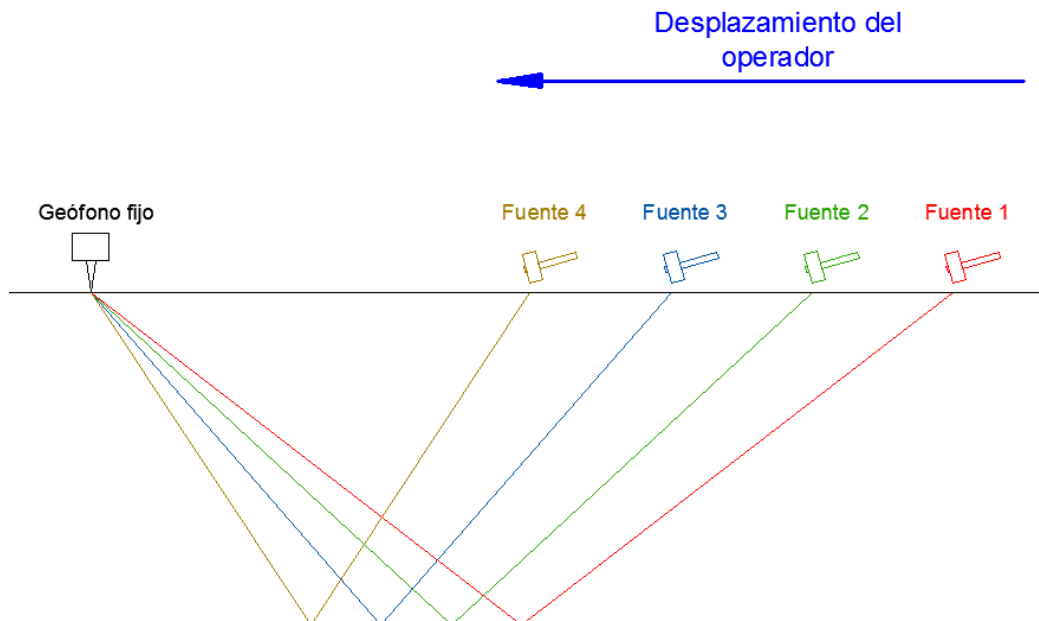


Figura 4-48: Esquema de registro sísmico mediante una sola pareja de disparo-receptor en la técnica MISW, en la que se mantiene fijo el geófono y se mueven las fuentes de impacto (common-receptor en su voz inglesa)

- Análisis espectral de ondas superficiales (Spectral Analysis of Surface Waves, SASW): como evolución natural del método MISW, el análisis espectral contempla la posibilidad de utilizar un tendido de geófonos colocados a distancias conocidas fijas, variando los puntos de excitación sísmica, con montajes análogos a los utilizados en los tendidos de refracción. Fue descrito y desarrollado originalmente por (Nazarian y Stokoe, 1984; Stokoe et al., 1994).
- Sistema de ondas superficiales continuas (Continuous Surface Wave System, CSWS): en este tipo de acercamientos al análisis de ondas superficiales se utilizan fuentes vibratorias, con una gama suficiente de frecuencias de vibración para conseguir un rango de barrido de fases de onda tanto superficiales como de mayor penetración (para lo que pueden generar vibraciones de tan solo 5 Hz).



Figura 4-49: Tendido de CSWS con vibrador (Fuente: GDS INSTRUMENTS)

- Método de prospección mediante microtemores (*Microtemor Survey Method, MSM*): esta técnica pasiva utiliza ruido ambiental aleatorio, tanto con tendidos lineales de geófonos como con disposiciones en mallas bidimensionales (ver algunas disposiciones comunes en la Figura 4-50), con registros sismográficos habituales superiores a los 30 segundos. La mínima profundidad de resolución de estas técnicas pasivas al utilizar mallas bidimensionales está controlada por la distancia entre geófonos, mientras que la máxima profundidad de estudio está relacionada tanto con la frecuencia de vibración de las fuentes como con la anchura de la malla (Milsom y Eriksen, 2011). Algunos autores (Okada y Suto, 2003) rastrean el origen de esta técnica hasta los trabajos seminales de Aki (1957), que desarrolló las bases del método de autocorrelación espacial (*Spatial Autocorrelation, SPAC*) que sería en las décadas siguientes utilizado en el desarrollo de las técnicas de análisis de la velocidad de cada fase del paquete de ondas Rayleigh generado por los microtemores ambientales. La gran ventaja de la técnica *SPAC* radica en la ausencia de la necesidad de identificar dónde se encuentran las fuentes de perturbación sísmica, lo que la convirtió en una buena base sobre la que cimentar la técnica *MSM*, ya que trata la velocidad de propagación de ondas superficiales como una magnitud escalar, independiente de la interferencia de ondas en diferentes direcciones (Okada y Suto, 2003).

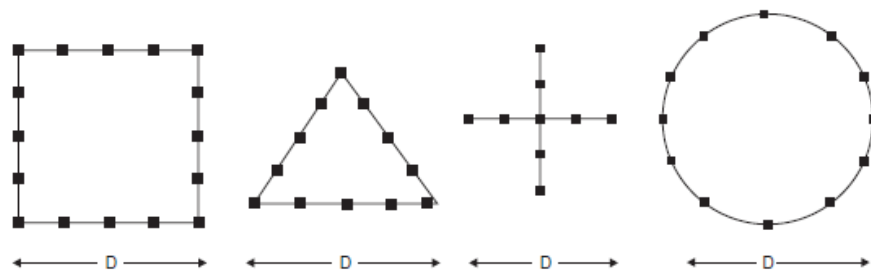


Figura 4-50: Algunas disposiciones habituales de mallas bidimensionales en aplicaciones pasivas de análisis de ondas superficiales (Fuente: Milsom y Eriksen, 2011)

- Refracción de microtemores (Refraction Microtremor, ReMi): esta técnica mixta combina el registro del ruido pasivo del método MSM con la adición de impactos con martillo o masa en caída libre que añaden al registro sísmico de cada geófono energías de vibración de alta frecuencia para obtener mayores resoluciones en las capas más someras del terreno. Para extraer la información de la velocidad de cada fase de las ondas Rayleigh de los sismogramas, que expresan la manifestación de las vibraciones sísmicas en el dominio del tiempo, el método ReMi, en el que la dirección de llegada de las perturbaciones pasivas a cada geófono es desconocida, utiliza la técnica de transformación p-tau (lentitud-tiempo de intercepción) para obtener el espectro de lentitud-frecuencia, como muestra la Figura 4-51 (siendo la lentitud el valor inverso a la velocidad de cada fase), lo que permite identificar el modo fundamental de propagación de las ondas Rayleigh.

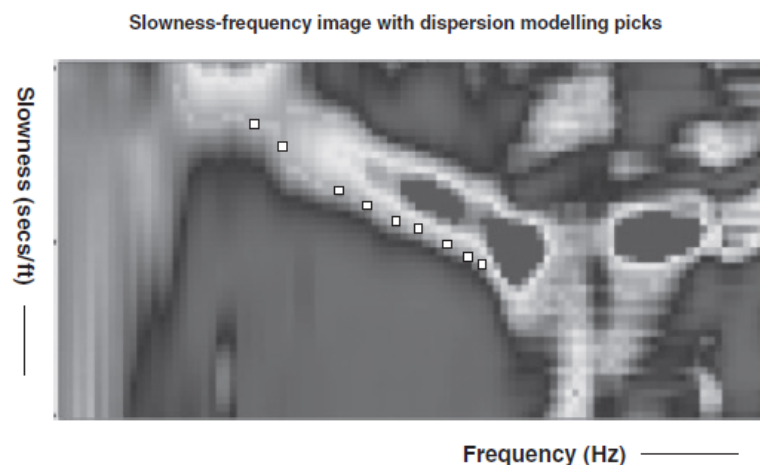


Figura 4-51: Ejemplo de espectro de lentitud-frecuencia, en la que se han marcado varios puntos de un modelo de curva de fase correspondiente al modo fundamental del paquete de ondas Rayleigh (Fuente: Milsom y Eriksen, 2011)

- Análisis multicanal de ondas superficiales (*Multichannel Analysis of Surface Waves, MASW*): finalmente, esta metodología –que puede implementarse de forma activa o de forma pasiva– utiliza tendidos lineales o mallas bidimensionales para a continuación poder transformar los sismogramas, en el dominio del tiempo, a espectros de velocidad en el dominio de la frecuencia, mediante transformaciones f-k (frecuencia-número de onda). Para ello se emplean transformadas rápidas de Fourier. Puesto que la obtención de la velocidad de ondas s durante la presente investigación se han realizado mediante la variante activa de la técnica *MASW*, esta metodología se desarrollará con mayor detalle en el apartado 3.3.3.3.

4.2.3.2. Limitaciones de los métodos de análisis de ondas superficiales

Las problemáticas más conocidas que se asocian a prospecciones geofísicas con estas técnicas de análisis de propagación de ondas superficiales se pueden describir a continuación:

- Incertidumbres en el análisis de las curvas de dispersión efectivas: la mayor dificultad asociada a estas técnicas suele ser la identificación de los modos fundamentales de las ondas Rayleigh en los espectros de dispersión obtenidos a partir de los sismogramas en el dominio del tiempo, lo que en ocasiones puede llevar a una elección equivocada de las ondas de dispersión y, normalmente, a una sobrevaloración de las velocidades de ondas secundarias de las distintas capas que componen el subsuelo de estudio. Así mismo, hoy en día todavía existen discusiones sobre si realmente es el modo fundamental de las ondas de Rayleigh el dominante, o si en ocasiones pueden contener mayor energía modos más altos (Milsom y Eriksen, 2011). Algunos autores, como Dal Moro (2014) realizan un amplio análisis sobre la posibilidad de que en ocasiones la curva efectiva de dispersión, que ligará frecuencias con velocidades de propagación de las fases correspondientes, realice un salto entre el modo fundamental y algún modo más alto, por lo que la energía contenida en el paquete de ondas Rayleigh no será transportada en exclusiva por el modo fundamental. Otros autores (Dal Moro, 2014; Foti et al., 2009) señalan que durante el proceso de inversión de los datos sísmicos (que será tratado en el apartado 3.3.3.3. durante la descripción de las características más notables del método *MASW*) se puede llegar a un problema de duplicidad de

soluciones de perfiles de velocidad para los mismos datos si no existe información de calibración adicional. Este problema de ausencia de solución única no resulta especialmente alto en técnicas activas, pero puede resultar más significativo en aplicaciones pasivas si no se acompañan de fuentes sísmogénicas de alta frecuencia activas que reduzcan la incertidumbre en la inversión.

- Causas exógenas: la disponibilidad de uno u otro método de perturbación sísmica (martillos, masas en caída libre, ruido ambiental, etc.) determinarán en general la resolución de una determinada campaña de toma de datos para el análisis de ondas superficiales, ya que cada método tiene asociado un rango característico de frecuencias de perturbación. Pero también otras propiedades exógenas, como son las propias características del terreno, pueden tener una gran influencia: en terrenos muy blandos, por ejemplo, las ondas que se propaguen a través de estos medios sufrirán grandes atenuaciones, por lo que las señales serán muy débiles y, en ocasiones, difícilmente interpretables, con independencia muchas veces de las propiedades de la fuente de excitación activa o pasiva.
- Ruido ambiental en aplicaciones activas: en el caso de técnicas activas con direccionalidad bien definida de las perturbaciones, el ruido ambiental puede constituir una fuente de empobrecimiento de los datos sísmográficos, por lo que en ocasiones se necesitará un cierto filtrado –lo que puede en ocasiones provocar la pérdida de algunas frecuencias activas y, por ello, una pérdida de resolución-.
- Capacidad de identificar capas de poco espesor con rigidez transversal uniforme: mientras que en capas más someras pueden identificarse capas de pequeño espesor con velocidades secundarias uniformes, a medida que va aumentando la profundidad, la capacidad de estas técnicas de análisis de ondas superficiales de identificar capas de pequeño espesor va decreciendo. Como indican Milsom y Eriksen (2011), se puede estimar que el mínimo espesor identificable con estas técnicas suele ser del orden de la quinta parte de la profundidad de dicha capa. Es decir, que a 5 m de profundidad, podrían identificarse capas con v_s constante de hasta 1 m de espesor, mientras que a 20 m no sería esperable que la resolución fuera inferior a 4 m de espesor.

- Desviación de resultados frente a otras técnicas directas de obtención de velocidades ondas secundarias: algunos estudios recientes han comparado perfiles de velocidades de ondas s obtenidas en el interior de sondeos mediante *crosshole* o *downhole*, que concluyen que hasta unos 15-20 m de profundidad existe una correspondencia notable entre ambos grupos de técnicas, mientras que la capacidad de resolución de las técnicas de análisis de ondas superficiales pueden comenzar a perder capacidad descriptiva de las velocidades por debajo de esas profundidades. La siguiente Figura 4-52 ilustra este hecho en un emplazamiento de ensayo:

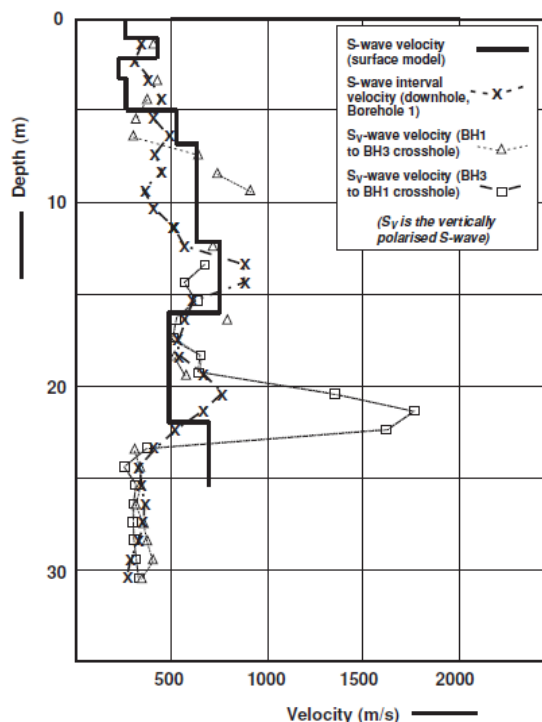


Figura 4-52: Comparativa de resultados de velocidad de ondas secundarias a diferentes profundidades con técnicas downhole, crosshole y de análisis de ondas superficiales (Fuente: Milsom y Eriksen, 2011)

Otros estudios, sin embargo, muestran una buena correlación entre técnicas de análisis de ondas superficiales y downhole. Por ejemplo, Hutchinson et al. (2008) describen una buena correspondencia entre el registro de velocidades secundarias obtenidas con la técnica MASW y con downhole en un mismo emplazamiento:

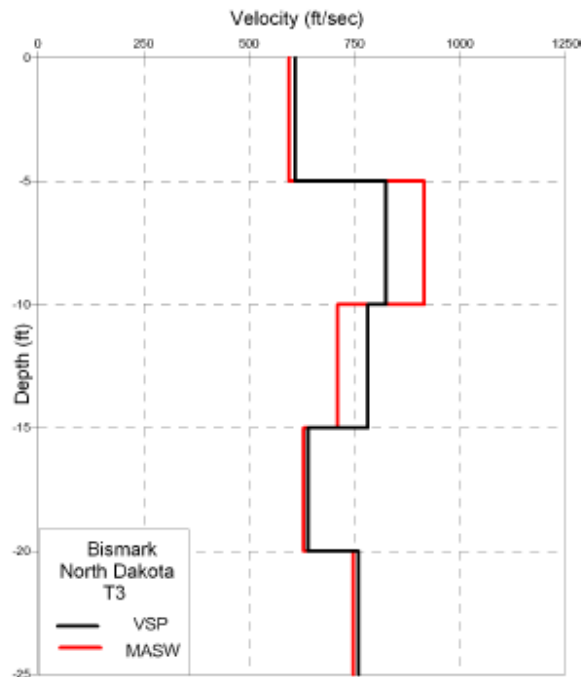


Figura 4-53: Comparativa de resultados de velocidad de ondas secundarias a diferentes profundidades con técnicas downhole (curvas VSP –Vertical Seismic Profile- en la figura) y MASW en depósitos de sedimentos glaciares en EEUU (Fuente: Hutchinson et al., 2008)

4.2.3.3. Análisis multicanal de ondas superficiales (MASW)

Esta técnica es bastante reciente, dando sus primeros pasos a mediados de los años 90 para terminar siendo descrita en la publicación “*Multi-channel Analysis of Surface Waves (MASW)*” (Park et al., 1999), en el que se detallan las bases teóricas, las técnicas de implementación en campo y las formas de interpretación en gabinete del método.

Durante su desarrollo, se buscó dar forma a una técnica que consiguiera registrar paquetes de ondas superficiales de forma rápida, sin necesidad de mover repetidamente geófonos, y que a continuación pudiera ser interpretada de forma relativamente sencilla. Además, Park et al. (1999) sostenían que las técnicas de postprocesado de datos en el método MASW resultaban capaces de identificar fuentes de error de interpretación como “ondas internas (directas, refractadas, reflejadas y ondas aéreas) y ondas de Rayleigh reflejadas o de modos más altos”.

En general, la obtención de perfiles de velocidades de ondas s según el método MASW conlleva estas fases:

1. Registro de sismogramas de respuesta del terreno

En la fase de campo de la variante activa de la técnica MASW se suele extender una alineación de geófonos de recepción, realizándose a continuación un disparo que produzca una perturbación sísmica de forma análoga a los tendidos de refracción. En la siguiente Figura 4-54 se muestra un ejemplo de tendido MASW junto al conjunto de sismogramas registrados durante un disparo en uno de los extremos del mismo:

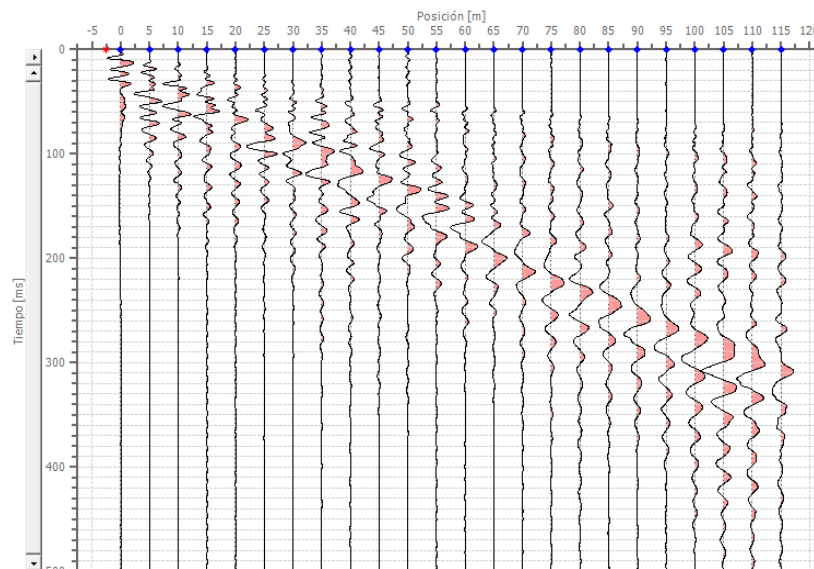


Figura 4-54: Tendido de análisis MASW de 24 canales de 4.5 Hz de frecuencia natural, con separación entre ellos de 5 m (superior) y sismogramas de cada geófono (inferior) en depósitos areniscos y conglomeráticos terciarios bajo depósitos holocénicos areno-arcillosos en Reynosa (Tamaulipas, México)

2. Cálculo del espectro de velocidades-frecuencias (*dispersion imaging* en su voz inglesa)

Para determinar las características de dispersión multimodal de las ondas superficiales de una perturbación mediante impacto activo en un tendido de análisis MASW, y poder distinguir los modos de propagación correspondientes exclusivamente a las ondas Rayleigh y no a otras energías contenidas en el paquete de ondas generado, se puede determinar el espectro de frecuencias mediante el siguiente procedimiento (Park et al., 1998):

Se toma el conjunto de sismogramas obtenidos en cada geófono tras el impacto realizado, lo que es una representación espacio-tiempo de los movimientos verticales u horizontales registrados en cada punto (dependiendo de que los geófonos sean de componente horizontal o vertical). Denominaremos a este desplazamiento $u(x,t)$.

Como es conocido, si esta función desplazamiento, que depende del tiempo, tuviera una cierta periodicidad T , podría ser expresada como un desarrollo en serie de Fourier, como una serie infinita de senos y cosenos afectados por unos coeficientes a_n y b_n (denominados habitualmente coeficientes de Fourier):

$$u(x,t) = \frac{a_0}{2} + \sum_{n=1}^{\infty} [a_n \cos(\omega_n t) + b_n \text{sen}(\omega_n t)] \tag{Ec. 4.80}$$

Donde:

$$\omega_n = n \cdot \omega_0 = n \frac{2\pi}{T} \tag{Ec. 4.81}$$

$$a_0 = \frac{2}{T} \int_{-T/2}^{-T/2} u(x,t) dt \tag{Ec. 4.82}$$

$$a_n = \frac{2}{T} \int_{-T/2}^{-T/2} u(x,t) \cos(\omega_n t) dt \tag{Ec. 4.83}$$

$$b_n = \frac{2}{T} \int_{-T/2}^{-T/2} u(x,t) \text{sen}(\omega_n t) dt \tag{Ec. 4.84}$$

Es decir, según esta representación, cualquier función periódica en el dominio del tiempo puede ser expandida en la forma de una serie de infinitas funciones

armónicas de diferentes amplitudes y frecuencias. Habitualmente, los componentes armónicos de mayor amplitud suelen ser denominados como dominantes o fundamentales, siendo las frecuencias asociadas a los mismos también así denominadas.

En este punto resultará conveniente tener en cuenta la relación de Euler, que liga las notaciones complejas exponencial y trigonométrica exponencial compleja de un determinado argumento $\omega_n t$ (Fleisch y Kinnaman, 2015):

$$e^{\pm i\omega_n t} = \cos(\omega_n t) \pm \text{sen}(\omega_n t) \quad (\text{Ec. 4.85})$$

Utilizando esta definición, se pueden llegar a obtener de forma alternativa esta definición de la función periódica $u(x,t)$ en forma fasorial (ver Villaverde (2009) para la demostración de la misma):

$$u(x,t) = \sum_{n=-\infty}^{\infty} c_n e^{i\omega_n t} \quad (\text{Ec. 4.86})$$

Donde c_n es un coeficiente complejo que combina los coeficientes de Fourier según la forma:

$$c_n = \frac{1}{2}(a_n - i b_n) \quad (\text{Ec. 4.87})$$

Sustituyendo las Ecs. 4.83 y 4.84 en la ec. 4.87, obtendremos finalmente:

$$c_n = \frac{1}{T} \int_{-\frac{T}{2}}^{\frac{T}{2}} u(x,t) e^{-i\omega_n t} dt \quad (\text{Ec. 4.88})$$

Analizando la forma de la Ec. 4.86, se puede observar que al valor absoluto de c_n constituye una medida de la amplitud de cada componente n -ésima del paquete de ondas (Everett, 2013; Villaverde, 2009).

Sin embargo, en general, los sismogramas realmente medidos en los tendidos de análisis MASW describirán perturbaciones no periódicas. En este caso, se puede considerar que la función $u(x,t)$ en cada geófono en la coordenada x será una función de variación temporal con un período infinitamente grande. En este caso, la expansión de Fourier tendrá una forma continua, cambiando el sumatoria por un operador integral. De esta forma, la transformación de Fourier del dominio del tiempo $u(x,t)$ a una función $U(x,\omega)$ en el dominio de las frecuencias para cada geófono tendrá esta forma:

$$u(x,t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} U(x,\omega) e^{i\omega t} d\omega \quad (\text{Ec. 4.89})$$

$$U(x,\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} u(x,t) e^{-i\omega t} dt \quad (\text{Ec. 4.90})$$

Esta función espectral puede, a su vez, componerse mediante el producto de dos funciones espectrales correspondientes a la fase, que denominaremos $F(x,\omega)$, y a la amplitud, que nombraremos como $A(x,\omega)$:

$$U(x,\omega) = F(x,\omega) A(x,\omega) \quad (\text{Ec. 4.91})$$

Así, como indican (Park et al., 1998), el espectro de fase $F(x,\omega)$ contendrá toda la información sobre las características dispersivas del registro sísmico, mientras que $A(x,\omega)$ condensará otras propiedades del mismo (como la atenuación y la dilatación esférica), constituyendo el espectro de amplitudes (Everett, 2013). Así, de forma alternativa, la función transformada se puede expresar como:

$$U(x,\omega) = e^{-i\Phi x} A(x,\omega) \quad (\text{Ec. 4.92})$$

$$\Phi = \frac{\omega}{c_\omega} \quad (\text{Ec. 4.93})$$

Donde ω es la frecuencia angular en radianes de cada fase, cuya velocidad de propagación será c_ω . La función Φ define, así, un espectro de números de onda

para cada fase (recordando que el número de onda es $k = \frac{2\pi}{\lambda}$, siendo $\lambda = 2\pi \frac{c_\omega}{\omega}$ la longitud de onda).

A continuación, Park et. al (1998) proponen definir una nueva función $V(\omega, \phi)$, de valor:

$$V(\omega, \phi) = \int_{x_{\min}}^{x_{\max}} e^{i\phi x} \frac{U(x, \omega)}{|U(x, \omega)|} dx \quad (\text{Ec. 4.94})$$

Donde x_{\min} y x_{\max} son los valores de las distancias entre el punto de disparo y los geófonos más cercano y más alejado a dicho punto, respectivamente.

Esta función no es más que la aplicación de la técnica *slant stack* (apilado con desplazamiento) es decir, se suman las trazas sismográficas a cada distancia x (esto es, las amplitudes de movimiento $u(x,t)$ que tendría una onda de una determinada frecuencia aislada ω_i , correspondiente a la función $U(x, \omega_i)$), pero produciendo en cada punto una traslación de la función de movimiento en el eje del tiempo proporcional a su distancia al punto de disparo para cada receptor: la traslación viene determinada por la función $e^{i\phi x}$, mientras que la integral implica la suma a todas las distancias de las amplitudes (que son normalizadas para dar igual ponderación a todas las respuestas sísmicas, incluso las más atenuadas en los receptores más lejanos).

Sustituyendo la Ec. 4.92 en la Ec. 4.94 se obtiene una expresión muy interesante por sus implicaciones prácticas en el proceso de análisis:

$$V(\omega, \phi) = \int_{x_{\min}}^{x_{\max}} e^{-i(\Phi - \phi x)} \frac{A(x, \omega)}{|A(x, \omega)|} dx \quad (\text{Ec. 4.95})$$

De su análisis, se puede comprobar que la función $V(\omega, \phi)$ tendrá uno o varios máximos cuando $\phi = \Phi = \frac{\omega}{c_\omega}$. Sin embargo, los programas comerciales de análisis tipo *MASW* suelen utilizar una forma alternativa de la función $V(\omega, \phi)$, transformándola en la función $I(f, c_f)$ por mayor comodidad a la hora de identificar velocidades para cada frecuencia en la curva espectral correspondiente. Así, esta función se suele normalizar respecto a su máximo

valor (por lo que su eje aparece acotado entre 0 y 1) y se representa habitualmente de esta forma:

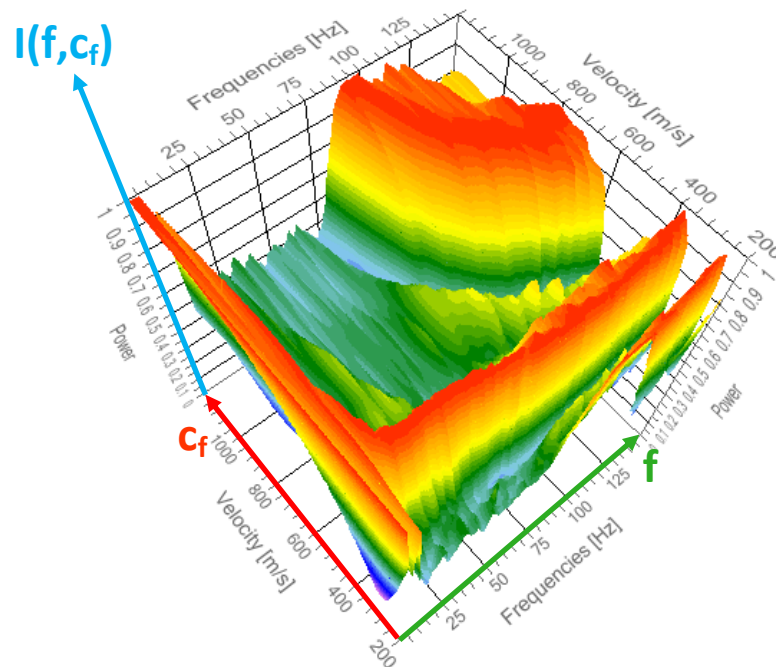


Figura 4-55: Curva de dispersión en el espacio I - c_f - f en un terreno de terrazas aluviales en las cercanías de Belchite (Zaragoza)

Puesto que el tratamiento tridimensional de estas curvas no resulta cómodo, se suelen analizar en dos dimensiones –ortogonal a la dirección del eje de la función espectral $I(f, c_f)$ –, indicando los máximos de la función mediante una codificación de colores, lo que suele ser denominado “imagen de dispersión” (*dispersión image* originalmente en inglés). En esta representación de la misma curva de dispersión de la Figura 4-55 anterior una mayor intensidad del tono rojo indica un máximo en la función I , mientras que tonos azulados, verdosos y violáceos indican valores mínimos:

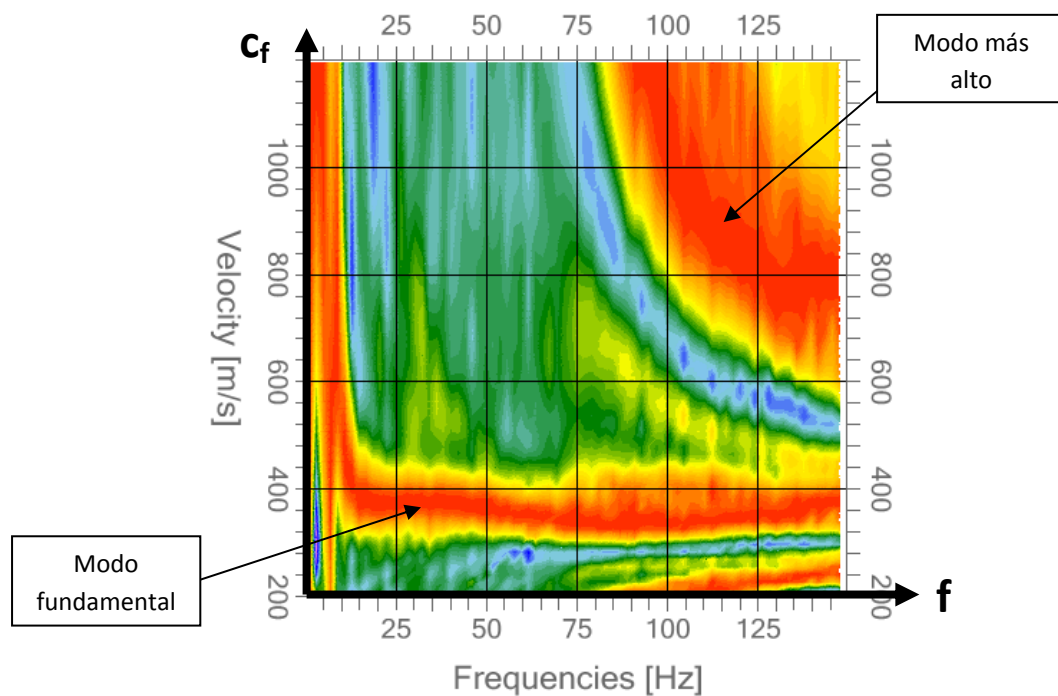


Figura 4-56: Curva de dispersión en proyección bidimensional según los ejes velocidad de fase-frecuencia a partir de la curva tridimensional de la Figura 4-55

3. Marcado de curvas modales (curvas de dispersión que relacionan la frecuencia de cada fase con su velocidad de propagación correspondiente)

En esta fase del análisis, se procede a marcar los puntos máximos de la curva de dispersión, que teóricamente definirán curva de velocidad, que relaciona la frecuencia de cada fase con su velocidad de propagación correspondiente, como hemos visto en la fase 2 del proceso (como se puede apreciar en la Figura 4-57). Incluso, si los modos de dispersión más altos transportan una energía de ondas Rayleigh suficiente, también cabe la posibilidad de que se puede realizar el marcado de puntos máximos también en esos modos. En ocasiones, esto puede suponer un mayor ajuste con el modelo real del terreno durante el proceso de inversión y comparación iterativa de curvas de velocidad real y sintética de la fase 4 del proceso. Por ejemplo, Maraschini et al. (2010) indican que en muchos casos las curvas de velocidad de fase son el producto de la superposición de varios modos de propagación de las ondas superficiales, especialmente cuando estas curvas presenten inversiones (es decir, cuando existan capas de rigidez transversal menor a la capa inmediatamente superior, que se manifiesta en forma de curvas de velocidad de fase con mínimos relativos intermedios, como muestra la Figura 4-58) o cuando existan fuertes variaciones de rigidez transversal entre capas.

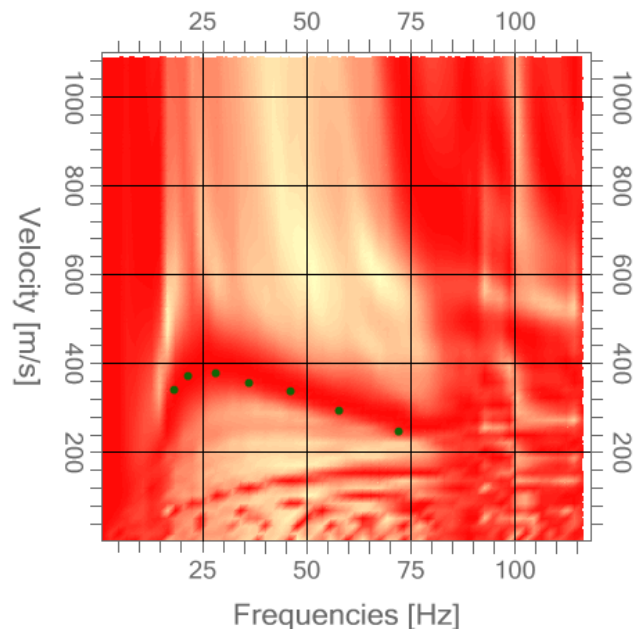


Figura 4-57: Elección de los puntos correspondientes a la curva de velocidades de fase del modo fundamental de las ondas Rayleigh atravesando el terreno instrumentado en México mostrado en la Figura 4-54

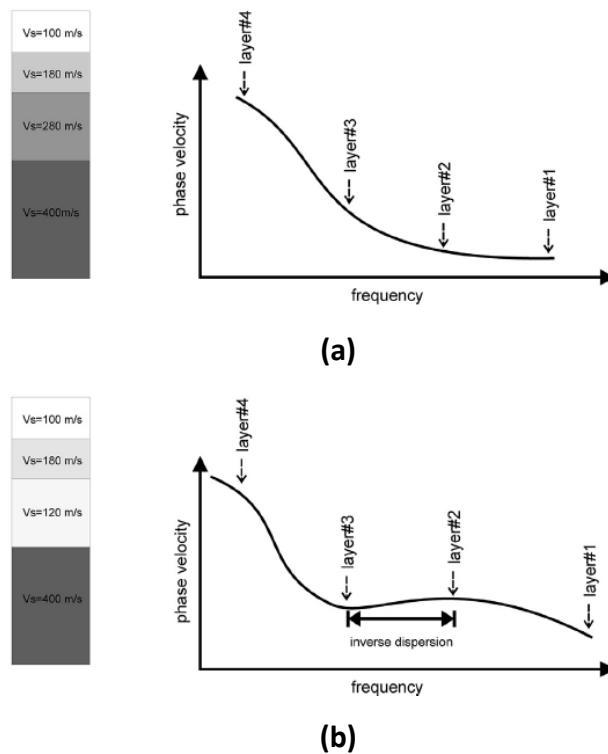


Figura 4-58: Ejemplo de curva de velocidad de fase sin inversión (a) o con inversión de la dispersión (b) por la aparición de una capa intermedia menos rígida que las inmediatamente superior e inferior a la misma (Fuente: Dal Moro, 2014)

En efecto, Socco et al. (2010) indican, además, que la inclusión en el análisis de dispersión de modos más altos puede tener estas ventajas:

- Aumento de la profundidad de penetración del análisis de velocidades
- Estabilización del proceso de inversión, con convergencias optimizadas
- Mejora en la resolución del modelo de inversión

Aun así, la adecuada integración de los modos de vibración más altos con los fundamentales suelen dar lugar a algoritmos de bastante complejidad, por lo que en la actualidad todavía se está produciendo el refinamiento de estas técnicas de análisis avanzado.

4. Inversión de las curvas modales para determinar las velocidades de las ondas a cada profundidad

Esta fase implica la creación de modelos de velocidad para los que se obtiene una curva de velocidad de fase sintética que se compara con la obtenida empíricamente en la fase anterior de marcado de puntos sobre el espectros de dispersión. Si las dos curvas no se ajustan perfectamente, se procede iterativamente a realizar la remodelización de las velocidades del terreno hasta que se consigue una correspondencia entre curvas suficientemente ajustada. Para ello, existen dos grupos de técnicas habituales (Socco et al., 2010):

- Métodos de búsqueda local: estas técnicas buscan minimizar el desajuste entre la curva empírica y la sintética, realizando búsquedas en el entorno vecino del modelo inicial. Aunque consumen menos tiempo de computación y resultan menos complejos, en ocasiones pueden dar lugar a curvas con desajustes mínimos locales, cuando fuera de la vecindad del modelo semilla puede que existan mínimos de desajuste absolutos no identificados.
- Métodos de búsqueda global: en este caso se realiza una exploración completa del espacio de soluciones para encontrar la curva de menor desajuste. Dentro de estas técnicas, hoy en día se están realizando acercamientos cada vez más complejos al problema, con aplicación de algoritmos genéticos multimodales que integran la superposición de modos de propagación, búsquedas de Monte Carlo con cadenas de Markov, redes neuronales, inversiones no lineales, etc. (Everett, 2013).

En cualquier caso, el objetivo de estos métodos es minimizar una función objetivo no lineal que puede contener tanto los desajustes entre la curva de velocidad real y la sintética a partir del modelo de velocidades s , como una serie de parámetros que permitan acotar el ajuste (Everett, 2013), añadiendo más información para una rápida convergencia. Por ejemplo, si se dispone de la densidad de cada capa del modelo, así como de la velocidad de propagación de ondas p , se puede determinar a través de los coeficientes de Poisson de cada capa los factores de conversión para cada velocidad s en cada estrato, lo que permite disminuir considerablemente los tiempos de acotación del ajuste. En el caso del software utilizado para el análisis de ondas secundarias utilizado durante la presente investigación, EasyMASW de la casa GEOSTRU, estos parámetros de mejora de la acotación del problema son:

- Número de capas
- Espesor mínimo y máximo de cada capa
- Espesor inicial de cada capa para comenzar los cálculos
- Peso específico de cada capa
- Presencia de agua
- Coeficiente de Poisson
- Velocidad s mínima y máxima esperables en cada capa
- Velocidad s inicial de cálculo en cada capa

Los factores de más relevancia en este caso son el coeficiente de Poisson y el rango de espesores esperables en cada capa, que puede generar grandes cambios en la curva de fase sintética. Por ello, es muy importante haber realizado previamente a la inversión un modelado del terreno mediante un tendido de refracción en el que se hayan obtenido los refractores principales, así como las velocidades de propagación de las ondas p en cada capa. Como se ha podido comprobar durante la presente investigación, un buen conocimiento previo de estos parámetros permite llegar a ajustes muy elevados entre las curvas de fase sintética y empírica. La Figura 4-60 muestra un ejemplo de estos ajustes realizado por el autor, en un terreno con el perfil sísmico mostrado en la Figura 4-59:

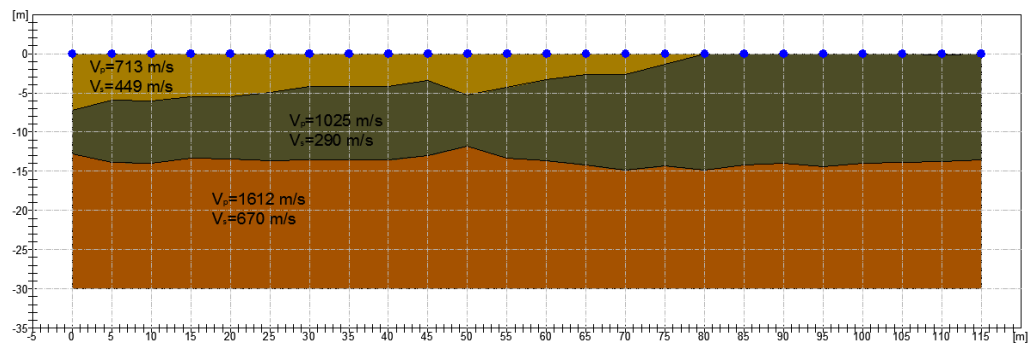


Figura 4-59: Perfil del terreno descrito en la figura 3.73, obtenido mediante un tendido de sísmica de refracción analizado mediante el método GRM

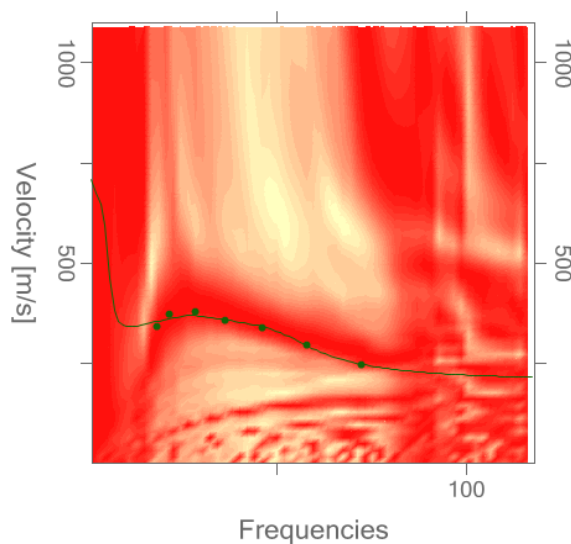


Figura 4-60: Curva de velocidades de fase ajustado sobre los puntos escogidos sobre el espectro de dispersión de la Figura 4-57, ajustado según el perfil de refractores de la Figura 4-59

Matemáticamente, para generar la curva de velocidad de fase-frecuencia correspondiente a un determinado conjunto de estratos con unas velocidades s determinadas, se pueden utilizarse técnicas que se suelen denominar como “modelado directo” (*forward modeling*), como describen, por ejemplo Maraschini et al. (2010) o Xia et al. (1999). Éste último, describe, por ejemplo, la técnica monomodal de Knopoff (Schwab y Knopoff, 1972), que plantea la ecuación vectorial implícita que relaciona velocidades de fase y frecuencia con las velocidades de ondas s , velocidades de ondas p , densidades y espesores de cada capa. Si en el espectro de dispersión se eligen m puntos como máximos de la función espectral $I(f, c_f)$, entonces el método de Knopoff considera la

creación de m ecuaciones relacionando implícitamente todos los parámetros. Las raíces de estas ecuaciones constituirán las velocidades de fase a cada frecuencia del modelo, lo que permitirá compararlas con los puntos empíricos reales elegidos sobre la superficie espectral de dispersión.

Alternativamente, Maraschini et al. (2010) proponen utilizar como operador de transformación del modelo multicapa a la curva de fase la matriz de transferencia de Haskell-Thomson (Haskell, 1953; Thomson, 1950) en un espacio multimodal, a diferencia del método de Knopoff, para terminar creando una función de diferencias de ajuste que permita minimizar la distancia entre la curva empírica y la sintética.

4.2.3.3.1. Discusión de la metodología

Hay que tener en cuenta que la obtención de las velocidades de propagación de ondas secundarias en cada capa del subsuelo implica la obtención de una curva de velocidad, cuya determinación se realiza de forma subjetiva (Dal Moro, 2014) a partir de un ente matemático objetivo como es el espectro de dispersión, determinado con la metodología anteriormente descrita. Las Figuras 3-80 y 3-81 pretenden hacer hincapié en la diferencia entre ambos conceptos:

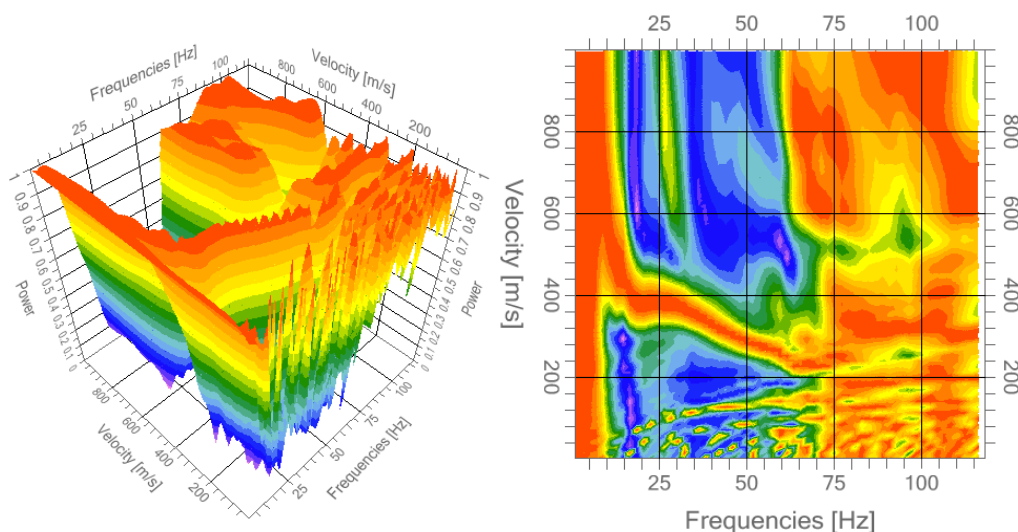


Figura 4-61: Espectro de dispersión en tres dimensiones (izquierda) y en dos dimensiones, según el plano velocidad-frecuencia (derecha) de un tendido de MASW en Jaramillo (Santa Cruz, Argentina) sobre materiales cuaternarios

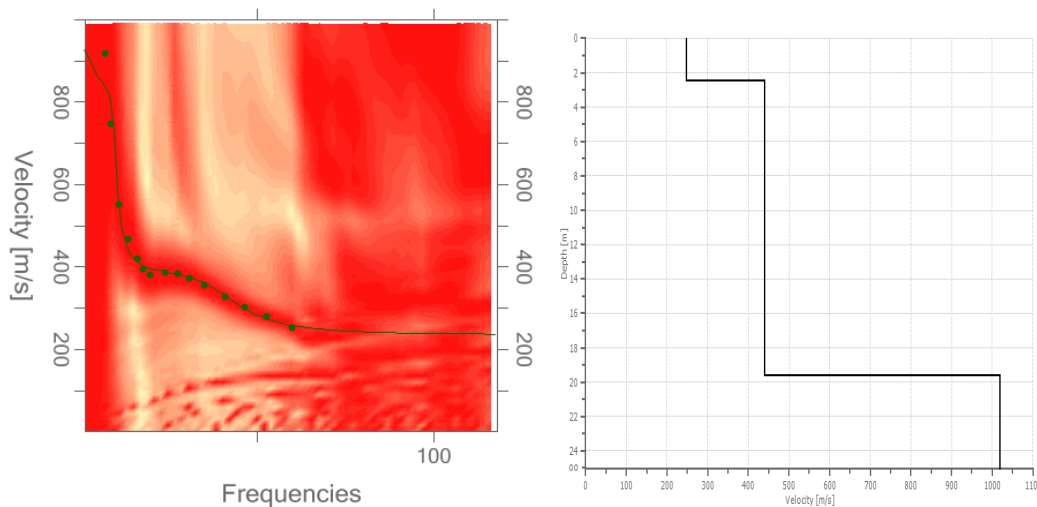


Figura 4-62: Puntos elegidos del modo fundamental de las ondas Rayleigh sobre el espectro de dispersiones (izquierda), sobre los que aparece en trazo continuo la curva de velocidades calculada mediante inversión y ajuste por mínimos cuadrados a partir del modelo de velocidades del perfil que se muestra en la imagen derecha (para el mismo espectro mostrado en la Figura 4-61)

Mientras que en los espectros de dispersión no existe intervención por parte del operador, en la elección de las curvas de velocidad es producto de una toma de decisión sobre los máximos de la función $I(f, c_f)$. Si estos máximos no son correctamente interpretados por el operador, o si la campaña no ha permitido la obtención de los mismos con claridad, se pueden producir errores de interpretación del perfil de velocidades de ondas s.

Algunos autores, como Dal Moro (2014) proponen algunas técnicas para ayudar en la correcta interpretación de las curvas de dispersión, proponiendo la obtención de lecturas en cada punto del tendido o malla de medición tanto en los sentidos longitudinal, transversal y vertical respecto a la dirección del impacto sísmogénico, lo que permite dotar de redundancia al proceso de interpretación. El registro de las ondas Love permite, en estos casos, identificar si la curva de fase escogida corresponde realmente con el modo de vibración fundamental.

4.2.3.4. Ámbitos de aplicación

Sin ser exhaustivos, se pueden destacar las siguientes posibilidades de las técnicas de análisis de ondas superficiales en la actualidad (entre las que las técnicas de análisis MASW han cobrado bastante presencia):

- Obtención de parámetros elásticos del terreno: una de las aplicaciones ingenieriles de mayor interés es la obtención de los parámetros elásticos del terreno. Por sí solos, los perfiles de propagación de ondas s nos permiten obtener directamente los módulos de rigidez transversal en condiciones de baja distorsión. Pero, como ya hemos indicado anteriormente, en los últimos años existe una notable tendencia a realizar tendidos de refracción y adquirir registros de propagación de ondas superficiales en las mismas alineaciones, lo que permite no solamente obtener módulos elásticos de deformación longitudinal y transversal de baja distorsión y el coeficiente de Poisson asociado a ellos en los terrenos ensayados, sino que, además, permite ajustar e intercalibrar iterativamente los modelos de ondas primarias y secundarias hasta converger a modelos con identificación de refractores con cada vez mayor grado de precisión (Schwenk et al., 2012). Esta técnica ha sido la utilizada durante la presente investigación.
- Identificación de capas ocultas: cuando existen capas intermedias en un terreno de menor velocidad que las inmediatamente superior e inferior, indicamos anteriormente que los métodos de refracción no podrían identificar su presencia. En este caso, el análisis de ondas superficiales daría lugar a curvas de velocidad de fase con una inversión, lo que nos permitiría indicar la posición y rigidez de esa capa.
- Construcción de espectros de respuesta sísmica: en general, la obtención del perfil de velocidades de propagación de ondas s se ha convertido en preceptivo en muchas normativas sísmicas, como elemento clave para determinar la frecuencia de vibración fundamental de un determinado depósito de suelo bajo cimentaciones y así poder determinar los fenómenos de amplificación de aceleraciones básicas en roca (se pueden citar, a modo de ejemplo, el International Building Code IBC-2015, el Manual de Diseño de Obras Civiles-Diseño por Sismo mexicano (MDOC-2015, Mena y Pérez, 2015), las Normas de Construcción Sismorresistente: Puentes (NCSP-07) y Parte general y edificación (NCSE-02) españolas, etc.). Por ejemplo, en zonas sismogénicas en España, la norma NCSP-07 se propone utilizar un coeficiente de terreno C (que gobernará la amplificación de las aceleraciones en roca del terreno) que se caracteriza en función de la velocidad de propagación de las ondas s en los 30 m superiores del emplazamiento de estudio:

- Terreno tipo I: Roca compacta, suelo cementado o granular muy denso. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $v_s > 750$ m/s.
- Terreno tipo II: Roca muy fracturada, suelo granular denso o cohesivo duro. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $750 \text{ m/s} \geq v_s > 400$ m/s.
- Terreno tipo III: Suelo granular de compacidad media, o suelo cohesivo de consistencia firme a muy firme. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $400 \text{ m/s} \geq v_s > 200$ m/s.
- Terreno tipo IV: Suelo granular suelto, o suelo cohesivo blando. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $v_s \leq 200$ m/s.

TABLA 3.1.
Coeficientes del terreno

| Tipo de terreno | Coeficiente C |
|-----------------|---------------|
| I | 1,0 |
| II | 1,3 |
| III | 1,6 |
| IV | 2,0 |

Figura 4-63: Coeficientes de terreno para determinar las amplificaciones en los espectros de respuesta en función de las velocidades de propagación de ondas s (Fuente: NCSP-07)

- Análisis de fenómenos de licuefacción: tradicionalmente, la velocidad de propagación de las ondas s ha sido uno de los parámetros de estimación más habituales de la resistencia cíclica (CRR) a la licuación, desde los primeros estudios de Dobry et al. (1981) o Seed et al. (1983) hasta las múltiples ponencias y artículos especializados que se publican en la actualidad. Por ejemplo, Amoly et al. (2015) señalan una clara relación entre ambos parámetros. La deformación unitaria a partir de la que se verifica la licuefacción ε_{ay} en condiciones de sollicitación cíclica se puede definir como:

$$\varepsilon_{ay} = \frac{CSR p_a}{G_{01}} \tag{Ec. 4.96}$$

Donde:

- CSR: cociente de sollicitación cíclica
- p_a : presión atmosférica (98 kPa), utilizada como factor de adimensionalización de la deformación
- G_{01} : módulo de deformación transversal de baja distorsión, normalizado para la presión atmosférica. Se calcula como:

$$G_{01} = \frac{\rho}{g} v_{s1}^2 \quad (\text{Ec. 4.97})$$

Si sustituimos la ecuación 3.225 en la ecuación 3.224, obtenemos la expresión que liga la deformación de licuefacción con la velocidad de las ondas transversales y la sollicitación cíclica:

$$\varepsilon_{ay} = \frac{CSR p_a}{\frac{\rho}{g} v_{s1}^2} \quad (\text{Ec. 4.98})$$

En donde v_{s1} representa la velocidad normalizada por profundidad, con un valor:

$$v_{s1} = v_s \left(\frac{p_a}{\sigma'_v} \right)^{0.25} \quad (\text{Ec. 4.99})$$

Andrus et al. (2004) señalan además varias ventajas sobre la utilización de la velocidad de ondas s en la determinación del potencial de licuefacción, destacando que se trata de una propiedad física y no de un parámetro secundario relacionado con propiedades físicas, como los resultados de ensayos CPT o SPT, lo que le confiere un carácter más directo en su relación con el potencial de licuefacción (que está íntimamente ligado al módulo de deformación transversal del terreno). Sin embargo, también como desventaja comparativa con los ensayos de penetración la posibilidad de no identificar correctamente capas de pequeño espesor licuefactables (lo que sucede especialmente al profundizar, ya que, como describimos anteriormente, provoca un descenso en la resolución del método de análisis).

- Estudios a gran escala de la estructura de la litosfera (Socco et al., 2010)
- Otras aplicaciones: en los últimos tiempos, en paralelo a la mejora continua de los métodos de análisis de ondas superficiales, han ido apareciendo aplicaciones cada vez más variadas, que todavía se encuentran en muchos

casos en fase de ajuste: control de compactación de tierras, identificación de zonas de debilidad en terraplenes, etc. (Milsom y Eriksen, 2011).

4.2.4. Geófonos y disparadores (“*starter*”)

Para terminar de describir los fundamentos teóricos y prácticos de las técnicas de análisis sísmico utilizadas durante la presente investigación, podemos realizar una breve descripción del funcionamiento y problemáticas asociadas a los receptores sísmicos, los geófonos, así como sobre los dispositivos de arranque en el tiempo del registro sismográfico, denominados disparadores o, habitualmente llamados -según su voz inglesa-, *starters*.

4.2.4.1. Geófonos

Estos receptores son los instrumentos encargados de recibir en cada punto del tendido la perturbación sísmica -que es un fenómeno mecánico- y transformar la velocidad del movimiento al que se verá sometido en una señal eléctrica que sea transmitida al sismógrafo.



Figura 4-64: Geófono de 4.5 Hz de frecuencia natural instalado durante la medición de un perfil de MASW activo en Garayalde (Chubut, Argentina)

Para realizar este proceso de transducción, los geófonos más comunes son de tipo electromagnético: tal y como describen Milsom y Eriksen (2011), están compuestos por una bobina suspendida de unos muelles en el interior del geófono que, durante el movimiento del terreno, tendrá un cierto movimiento respecto a un imán al que rodea. Esto provocará un cierto voltaje entre los extremos y la aparición de un flujo de corriente eléctrica. La intensidad de esta corriente es proporcional a la velocidad del movimiento relativo entre la bobina y el imán, lo que será registrado por el sismógrafo:

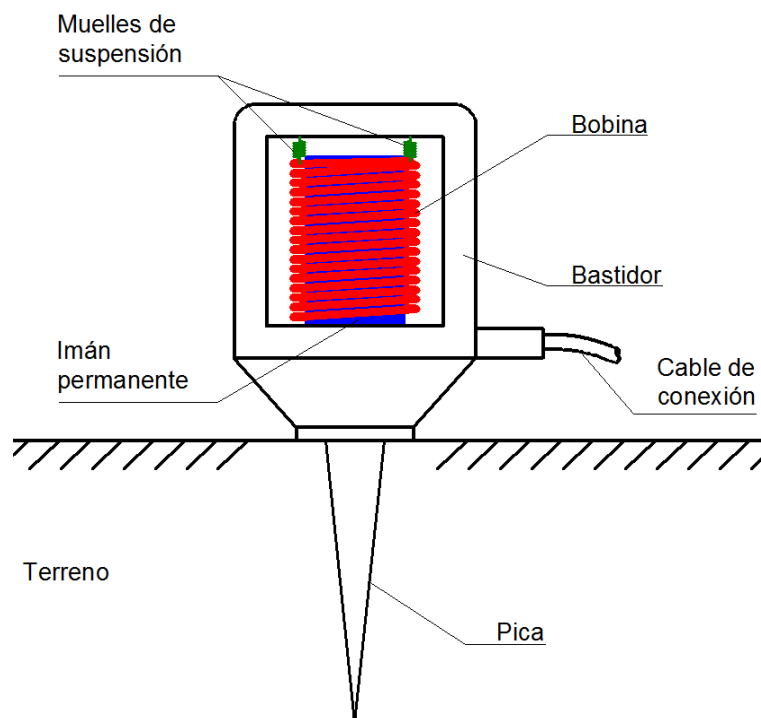


Figura 4-65: Representación esquemática de un geófono de respuesta vertical, con la variante de imán unido solidariamente al bastidor del geófono y bobina suspendida (Elaborado por el autor, adaptado de Milsom y Eriksen, 2011)

En algunos montajes, los imanes van unidos solidariamente al bastidor del geófono, mientras que la bobina es suspendida de muelles de ballesta vinculados al interior de la carcasa. Por ello, en los frentes de onda refractados, las primeras llegadas suelen corresponder a picos de desplazamiento negativos (sin embargo, según el análisis dinámico que realizamos 3.3.2.4. sobre el comportamiento de geófonos frente a perturbaciones perpendiculares a su dirección de medición, los rayos directos pueden causar primeras llegadas correspondiendo tanto a picos positivos como negativos). En otros geófonos, el esquema de montaje es el inverso.

Examinando otras características de estos instrumentos, se puede destacar que las bobinas, según indican Milsom y Eriksen (2011), suelen tener resistencias en el orden

de los 400Ω . Además, para poder evaluar su idoneidad en campañas de sísmica de refracción o de análisis de ondas superficiales, es importante reseñar que la señal de respuesta eléctrica es muy dependiente de la frecuencia de vibración natural del sistema de bobina suspendida de muelles: para frecuencias de movimiento del terreno que se encuentren por encima de esta frecuencia natural del geófono, el movimiento relativo entre la bobina y el imán tendrá una velocidad prácticamente idéntica a la del terreno. Sin embargo, en aquellas perturbaciones que provoquen vibraciones de frecuencia inferior a la de resonancia del geófono, el movimiento relativo entre bobina e imán se verá muy atenuado y no reproducirá adecuadamente la vibración del terreno. En la Figura 4-66 siguiente se puede observar un ejemplo de curvas de respuesta para geófonos de bobina suspendida, con frecuencias naturales de 10 Hz y diferentes grados de amortiguamiento (lo que depende, principalmente de los niveles de impedancia de los circuitos a los que se encuentran conectados): se observa que para cada geófono, el grado de resolución de las mediciones (en ordenadas) decrece sensiblemente para perturbaciones de frecuencia inferior a 10 Hz, con niveles de atenuación tanto mayores cuando menor es dicha frecuencia:

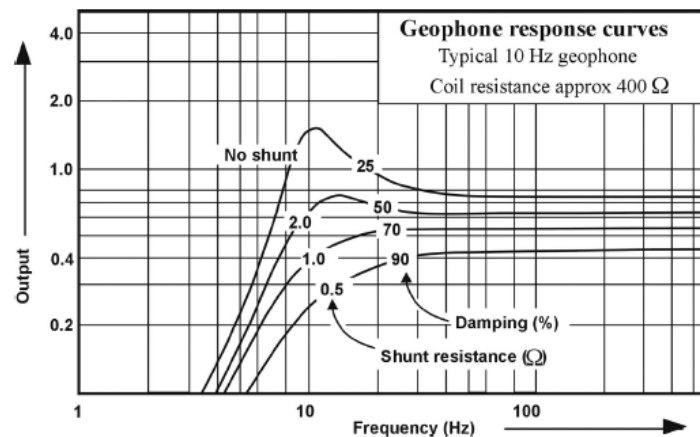


Figura 4-66: curvas de respuesta de geófonos de 10 Hz con diferentes grados de amortiguamiento (Fuente: Milsom y Eriksen, 2011)

Habitualmente, teniendo en cuenta el rango de contenidos de frecuencias de la fracción de energía de la perturbación sísmica contenido en las ondas primarias, suele ser común utilizar geófonos con frecuencias naturales iguales o inferiores a 10 Hz en los tendidos de refracción. Por otro lado, en el análisis de ondas superficiales de Rayleigh mediante la técnica MASW, la profundidad de exploración está íntimamente relacionada con la frecuencia de resonancia de los geófonos, ya que para poder alcanzar mayores profundidades de registro de las ondas retrógradas de Rayleigh se necesitará una mayor sensibilidad en la recepción de datos. Como se desprende de

Park et al. (2007) o Dal Moro (2014), estas técnicas se captura la información de movimientos en el rango de 5-20 Hz utilizando registros pasivos o de 20-50 Hz utilizando técnicas activas, mediante disparo, de forma orientativa. Para asegurar mayores penetraciones de registro es conveniente utilizar geófonos de menor frecuencia natural: así, Park et al. (2002a) consideran recomendables geófonos de 4.5 Hz para asegurar profundidades máximas, aunque con frecuencias de 10 Hz se pueden estudiar las velocidades de propagación de ondas Love (LQ) hasta profundidades de 20-30 m.

Por ejemplo, en la Figura 4-67 se muestran los espectros de velocidad de fase-frecuencia con geófonos de dos frecuencias naturales diferentes. En ella se puede observar que la definición del espectro es bastante definida entre 5 y 10 Hz para la alineación con geófonos de 4.5 Hz, mientras que pierde su definición para ese rango para los geófonos de 10 Hz.

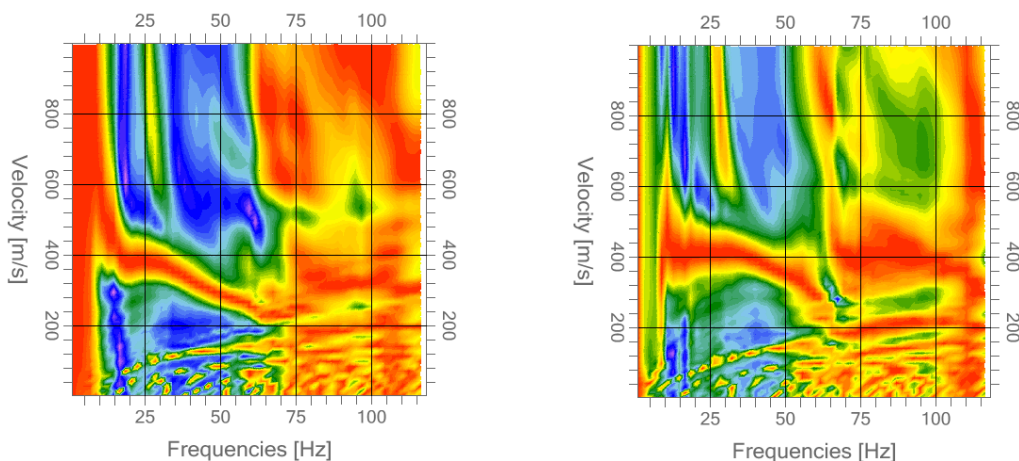


Figura 4-67: Espectro de velocidad de fase-frecuencia en un mismo emplazamiento con geófonos de 4.5 Hz de frecuencia natural (izquierda) y de 10 Hz (derecha) en materiales cuaternarios en la región de Chubut (Argentina)

De una forma más precisa, el modelo mecánico de vibración de un geófono sometido a una cierta fuente armónica de vibraciones se puede definir de la forma siguiente (Everett, 2013):

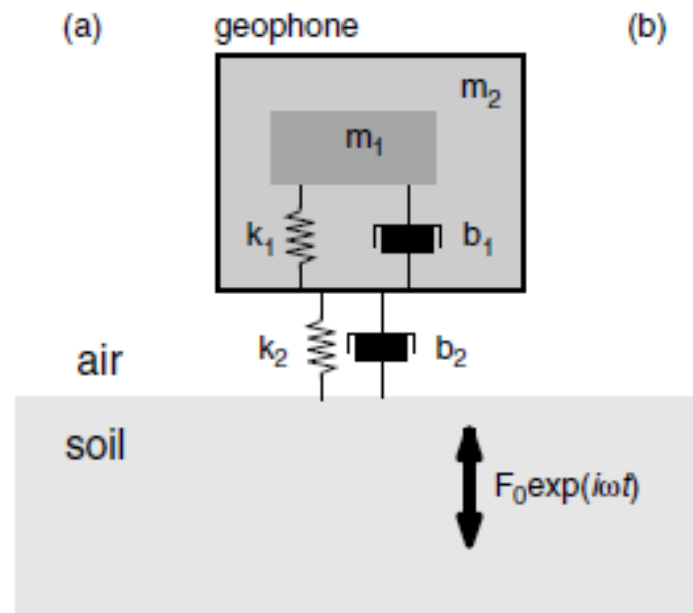


Figura 4-68: Modelo mecánico de un geófono sometido a una fuerza armónica de frecuencia circular ω (Everett, 2013)

En estas condiciones la función de respuesta del geófono será:

$$R(\omega) = \frac{-\left(\frac{\omega}{\omega_1}\right)^2 \left(1 + i\left(\frac{\omega}{\omega_2}\right)\eta_2\right)}{\left(1 - \left(\frac{\omega}{\omega_1}\right)^2 + i\left(\frac{\omega}{\omega_1}\right)\eta_1\right) \left(1 - \left(\frac{\omega}{\omega_2}\right)^2 + i\left(\frac{\omega}{\omega_2}\right)\eta_2\right)} \quad (\text{Ec. 4.100})$$

En esta expresión, observamos la importancia que tiene la frecuencia natural de vibración relativa del sistema de bobina e imán del interior del geófono sobre la respuesta del mismo frente a una excitación vertical externa.

En las campañas geofísicas realizadas durante las fases I y II de la presente investigación, se han utilizado geófonos de respuesta vertical de 10 Hz, teniendo en cuenta que las fuentes eran activas, por lo que no eran esperables contenidos de frecuencias de las perturbaciones producidas por los disparos inferiores a esa frecuencia natural. En cualquier caso, como se puede observar en el anexo I, las imágenes de dispersión de los registros dinámicos han resultado muy definidas, permitiendo identificar sin ningún problema tanto la curva de fase correspondiente a la frecuencia principal frente a los modos de frecuencia más altos.

4.2.4.2. Disparadores (“Starters”)

Para poder determinar adecuadamente las dromocronas en sísmicas activas, es fundamental que el origen de tiempos en los sismogramas medidos en cada geófono se correspondan de la forma más precisa posible con el verdadero instante en el que se ha producido el disparo. Para conseguirlo, se utilizará un dispositivo de nominado “*starter*”, conectado al sismógrafo. Su cometido es general una señal al software de registro que le indique que se ha producido el disparo y que tiene que comenzar la medición de movimientos. Habitualmente, para lograr este fin, existen dos tipos de *starters* utilizados con disparos con martillo:

- Starter de choque: En este caso se instala un pequeño relé en el mango del martillo, cerca de su cabeza –conectado, en última instancia al sismógrafo mediante un cable independiente-, de forma que durante el impacto, dos placas paralelas del mismo entran en contacto, cerrando el circuito y transmitiendo la señal de golpeo.

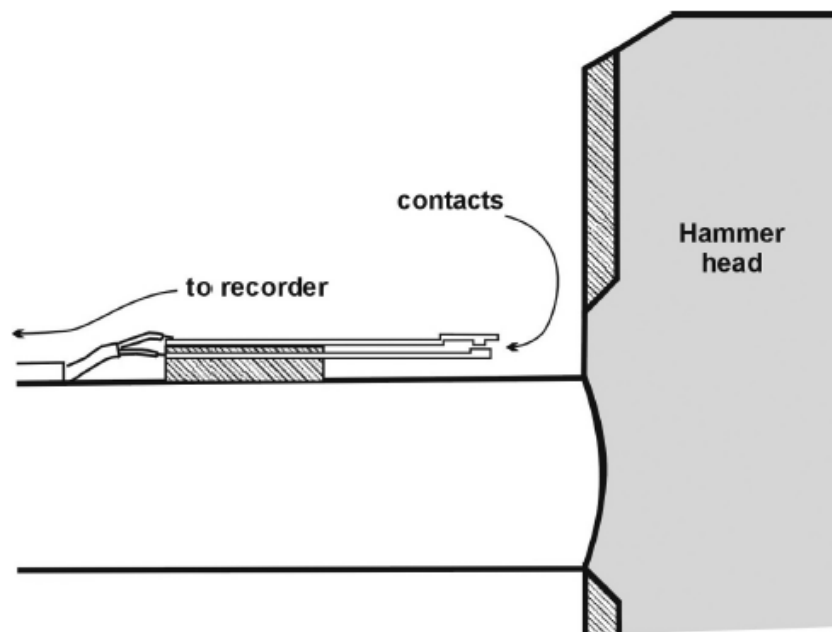


Figura 4-69: Esquema de montaje de relé a modo de starter (Fuente: Milsom y Eriksen, 2011)

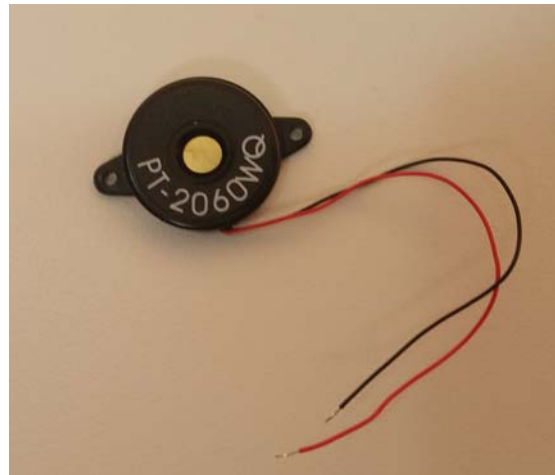


Figura 4-70: Starter de tipo relé (superior) y martillo de impacto con starter instalado y conectado al sismógrafo (inferior) en Juchitán de Zaragoza (México)

- Geófono starter: otra alternativa es utilizar un geófono situado junto a la placa de impacto que, a su vez, estará conectado al sismógrafo para lanzar la señal de comienzo de tiempos. En este caso, es fundamental que se encuentre lo más cerca posible de la placa. Desde el punto de vista operativo, dependiendo de la capacidad física del operador de disparo, si se coloca excesivamente cerca de la placa, se puede producir su rotura.



Figura 4-71: Geófono starter conectado mediante cable al sismógrafo en Jaramillo (Santa Cruz, Argentina)

Finalmente, sólo resta indicar que cuando se utilizan explosivos, los propios detonadores eléctricos utilizados habitualmente suelen ser los encargados de transmitir la señal de comienzo de medición.

4.3. Técnicas geofísicas alternativas a los métodos superficiales

Como alternativa a las técnicas superficiales, pueden emplearse métodos de prospección de velocidades de ondas s y p en zonas más puntuales en el espacio, pero con mayor sensibilidad de resolución en profundidad, en general. Sin embargo, estas técnicas suelen tener mayores costes y ciertos problemas de operatividad en comparación a las técnicas superficiales (como describiremos en el apartado 3.4.1). Así, se pueden destacar entre las alternativas más conocidas las siguientes (Ishihara, 1996; Jung et al., 2012; Lau, 2000; Sirls y Viksne, 1990; Viksne, 1976):

- ***Downhole***: en este tipo de ensayos se realiza una perforación en el interior de la cual se instala un receptor que contiene tres geófonos (2 horizontales y uno vertical, perpendiculares entre sí), que se encaja solidariamente a las paredes del interior de la perforación. A continuación se realiza el golpeo lateral de un bloque en la superficie para generar ondas secundarias o un impacto vertical para generar ondas primarias. Esta operación se realiza para el receptor colocado a diferentes profundidades, registrando las ondas de llegada según el esquema de la Figura 4-72.

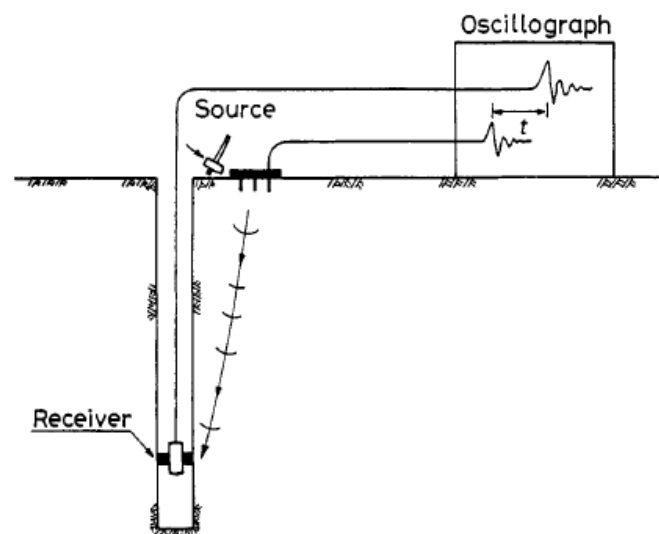


Figura 4-72: Esquema de funcionamiento del downhole (Ishihara, 1996)

Evidentemente, si el terreno se encuentra estratificado, los rayos secundarios y primarios generados en la superficie sufrirán refracciones. Así, si aparece una capa blanda bajo una más rígida, sus propiedades pueden no ser registradas por esta técnica (lo que resulta análogo a la posibilidad de existencia de capas ocultas en la refracción sísmica). La resolución de esta metodología suele situarse en el orden de 2-3 m de espesor mínimo de capa (Ishihara, 1996)

- ***Uphole***: esta metodología invierte la posición de la fuente sísmica y del receptor respecto al downhole. En efecto, para la realización del uphole, se colocan uno o varios receptores sísmicos en la superficie, y se realizan diferentes excitaciones sísmicas dentro de un sondeo, a diferentes profundidades.
- ***Crosshole***: para la ejecución de este método se deben emplear, al menos, dos perforaciones, en el interior de las cuales se introducen un emisor de impulso sísmico y un receptor de la propagación de ondas, respectivamente. Pueden emplearse más perforaciones en el interior de las cuales se introduzcan nuevos

receptores para mejorar la resolución de los resultados (Luna y Jardi, 2000), como muestra la Figura 4-73:

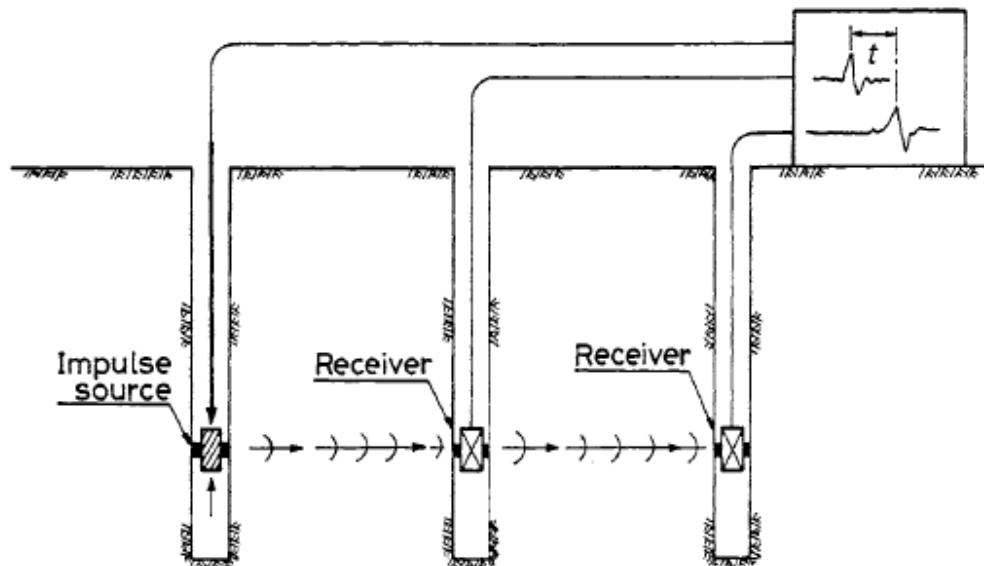


Figura 4-73: Esquema de funcionamiento del crosshole (Ishihara, 1996)

En ocasiones, el propio SPT realizado en el interior de la perforación dedicada al impulso sísmico es utilizado como fuente de excitación sísmica, aunque en muchas ocasiones se genera una perturbación transversal mediante un sistema de impacto horizontal en un elemento fijado contra las paredes de la perforación. En general, se suelen utilizar separaciones de entre 2 y 5 m para las perforaciones en las que se instalan los emisores o receptores sísmicos (Ishihara, 1996).

Al igual que en las técnicas downhole o uphole, pueden obtenerse tanto velocidades de ondas p como de ondas s. En el caso concreto de la obtención de las ondas s, la fuente de energía debe tener un fuerte contenido de energía transversal y un bajo contenido de energía longitudinal para que las ondas s sean detectadas fácilmente. La interpretación suele realizarse mediante algoritmos de inversión que reconstruyen el recorrido de los rayos o realizando iteraciones de reconstrucción de recorridos de onda (Lau, 2000; Takahashi et al., 2006).

Al necesitar dos o más perforaciones para su ejecución, resultan más caros que los ensayos *downhole* o *uphole*, y sensiblemente más caros que los ensayos de geofísica superficial.

- Registro sísmico vertical (*Vertical Seismic Profiling, VSP*): en este método se utiliza una sonda receptora suspendida en el interior de una sola perforación. A diferencia de los métodos de registro PS convencional (*downhole, uphole* o *crosshole*), en esta técnica no solo se tratan de capturar las primeras llegadas de las ondas primarias y secundarias, sino que también se utiliza la información de las ondas que llegan más tarde, incluyendo así en el estudio las ondas reflejadas. Esto permite proporcionar al estudio una mayor resolución en cuanto a las variaciones de las velocidades en profundidad (Takahashi et al., 2006). En función de la disposición geométrica de emisor y receptor de ondas, se pueden distinguir las siguientes variantes de análisis *VSP*:
 - *VSP* con desplazamiento cero (*Zero-offset VSP*): la fuente emisora de perturbaciones sísmicas se encuentra muy cerca del sondeo, por lo que permite un análisis de elevada resolución en el entorno cercano al sondeo, como muestra la Figura 4-74 (a), permitiendo la definición de defectos locales como fallas.
 - *VSP* con desplazamiento (*Offset VSP*): en este caso la fuente sísmica se encuentra desplazada a unos 500-2000 m del sondeo. Aunque tiene menor resolución local de características locales, permite determinar el valor medio de las velocidades de propagación en cada estrato en una mayor longitud, compitiendo en este sentido con la amplitud de registro espacial de las técnicas superficiales, con el esquema se puede ver en la Figura 4-74 (b).
 - *VSP* con desplazamiento móvil (*Walk-away VSP*): esta metodología implica que la fuente sísmica se mueve según una alineación a intervalos preestablecidos. El montaje de esta técnica se puede observar en la Figura 4-74 (c)
 - *VSP* inverso (*Reverse VSP*): en este caso, los receptores se colocan en la superficie, mientras que la fuente emisora de ondas se suspende en el interior del sondeo, con un esquema como el mostrado en la Figura 4-74 (d).

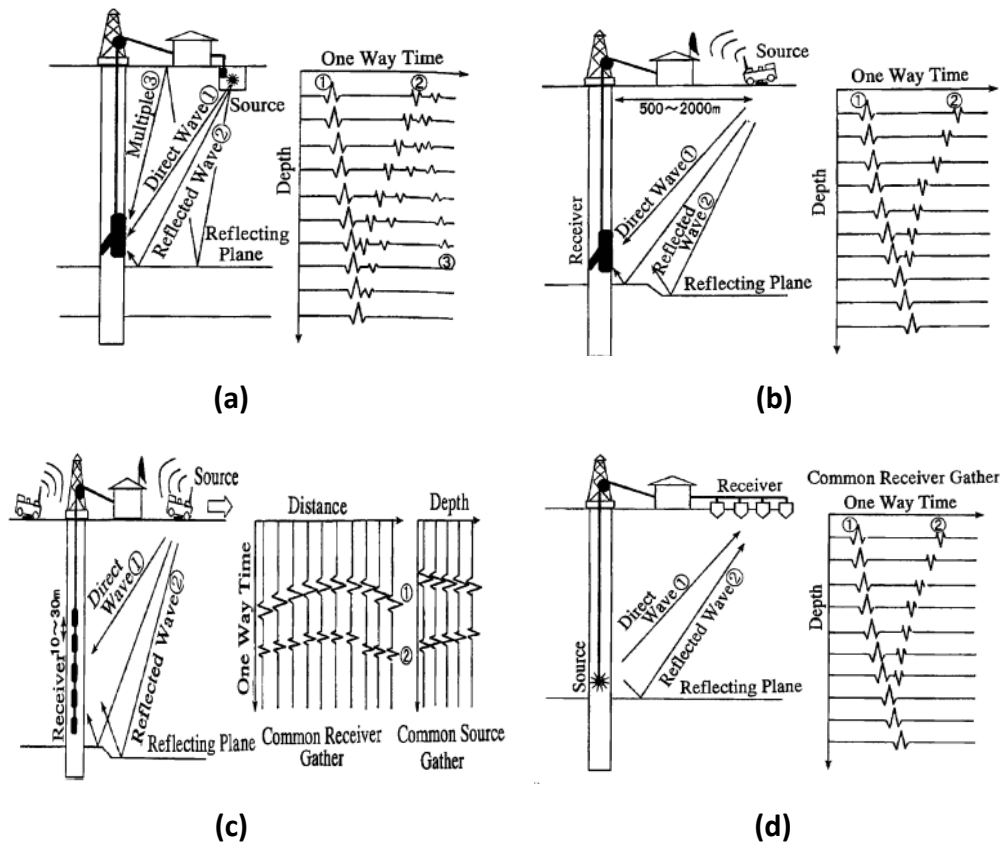


Figura 4-74: Tipologías de ensayos VSP: (a) Desplazamiento cero; (b) con desplazamiento; (c) con desplazamiento móvil; (d) Inverso (Fuente: Takahashi et al., 2006)

Las técnicas de VSP utilizan impactos verticales (o explosivos para mayores penetraciones de registro) para la determinación de la velocidad de las ondas primarias, o impactos horizontales sobre bloques anclados transversalmente al terreno. Para VSP inverso, se suelen utilizar sondas emisoras análogas a las utilizadas en los métodos *downhole*. Adicionalmente, en la actualidad, se pueden encontrar en el mercado vibradores superficiales que permiten generar ondas p o s.

- Dilatómetro sísmico (Seismic Dilatometer, SDMT): se trata de un dilatómetro convencional al que se le instala un módulo de recepción de ondas (Marchetti et al., 2008; Martin y Mayne, 1997; Totani et al., 2009). Éste consiste en dos receptores colocados en el varillaje del dilatómetro con una separación de 0.5 m. Operativamente, se genera una onda transversal sobre un bloque en superficie, con un sistema de péndulo de golpeo lateral (ver Figura 4-75), que es registrada por los dos receptores con un desfase de tiempo Δt . Si ambos se

encuentran en el momento del impacto a unas distancias S_1 y S_2 del bloque de excitación sísmogénica, entonces la velocidad de las ondas s se mide como :

$$v_s = \frac{S_2 - S_1}{\Delta t} \quad (\text{Ec. 4.101})$$

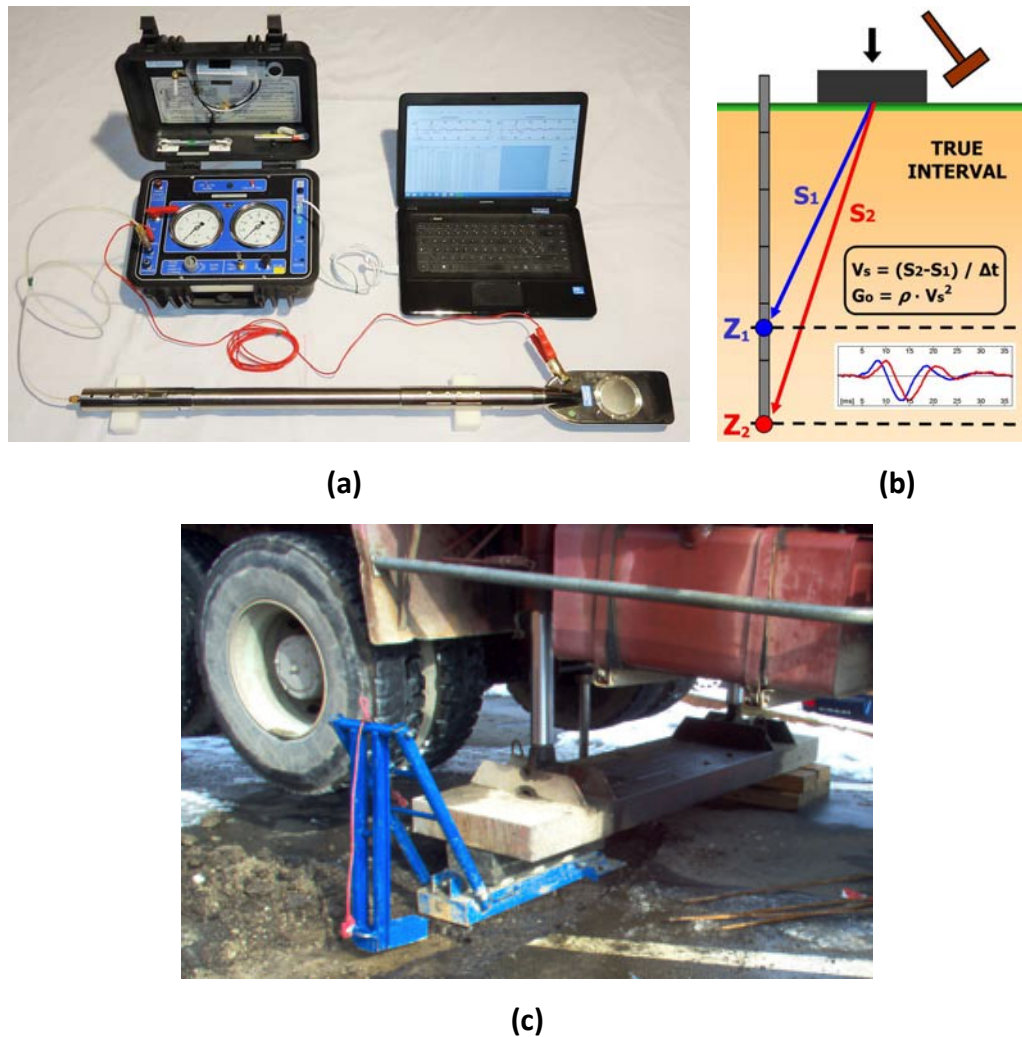


Figura 4-75: Esquema operativo del SDMT: (a) sistema de adquisición de datos; (b) registro de llegadas de onda a los dos sensores instalados en el dilatómetro (separados 0.5 m); (c) sistema de péndulo de golpeo lateral (Marchetti et al., 2008)

El ensayo sísmico con este aparato (no así el registro dilatométrico) puede realizarse también en suelos no penetrables en primera instancia por el dilatómetro (Totani et al., 2009): en esos casos se puede realizar una perforación, que posteriormente es rellena mediante arena gruesa o gravas

finas (de entre 1 y 5 mm). Tras ello, se introduce el dilatómetro sísmico a través del relleno, realizando los ensayos sísmicos.

Así mismo, el ensayo está teniendo otros usos de gran interés, como el estudio de las curvas de degradación del módulo de deformación transversal con el grado de distorsión -lo que nos permite determinar las cualidades elásticas transversales de un suelo en función del grado de distorsión y del módulo transversal máximo obtenido mediante métodos sísmicos (Amoroso, 2011; Mayne et al., 1999).

- Ensayo de penetración de cono sísmico (SCPT): desarrollado por Campanella y Robertson en los años 80 (Sully y Campanella, 1992) se trata de un penetrómetro de cono dual, al que a un CPT convencional se le añade un receptor sísmico de registro de ondas horizontales. A continuación, desde superficie se suministra al terreno un impulso sísmico de cizalla, cuya perturbación es captada a diferentes profundidades por el sensor del CPT, siguiendo un esquema parecido al *downhole* o el *VSP* de desplazamiento cero. Su forma de trabajo se representa esquemáticamente en la Figura 4-76:

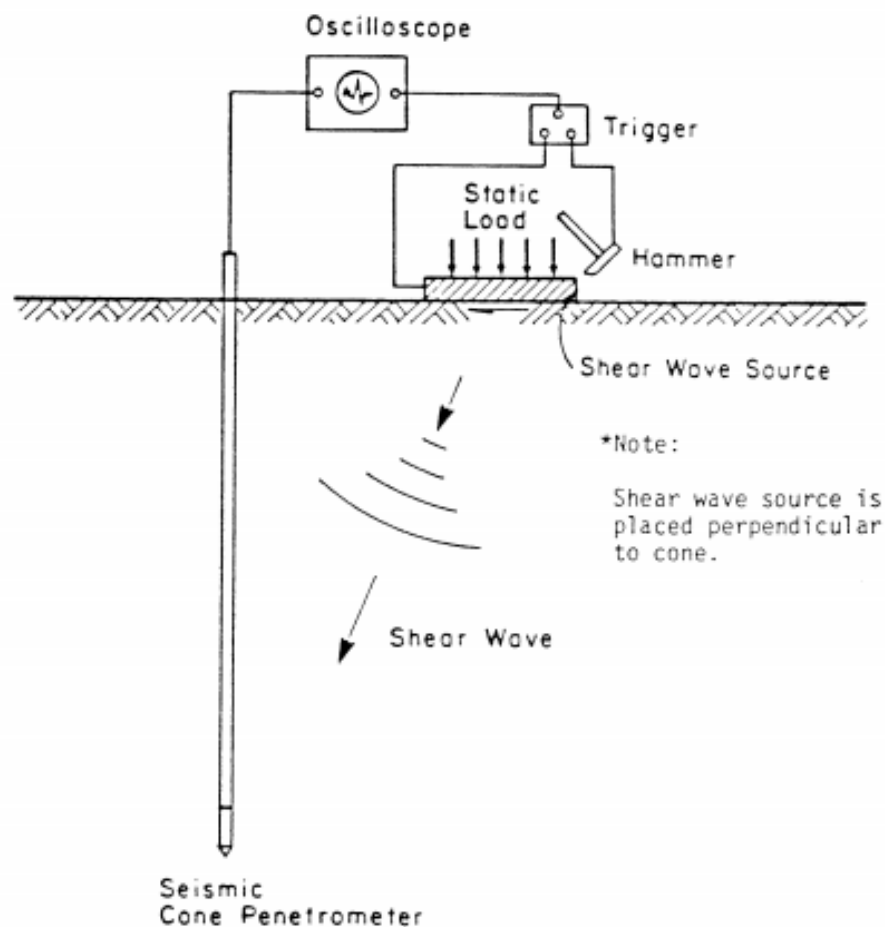


Figura 4-76: Esquema de funcionamiento del SCPT (Robertson et al., 1992)

Esta técnica ha dado lugar, según diferentes estudios comparativos, a registros de velocidad de ondas secundarias con valores anómalos, como se indica en el apartado 3.4.1.

- Registro de sonda en suspensión (PS Logging): desarrollado en Japón por Ogura (1979), consiste en la introducción mediante un sistema de polea de una sonda en el interior de un sondeo, en la que se encuentran instrumentados simultáneamente un emisor y varios receptores sísmicos. El interior de la perforación debe estar relleno de lodo de perforación o de agua para que el método pueda ser aplicado (en general puede ser utilizado tanto en sondeos sin entubar como en sondeos entubados con tubería de PVC, ya que las entubaciones metálicas tendrían una gran capacidad de transmisión de ondas que falsearían las primeras llegadas de ondas). Como muestra la Figura 4-77, sólo es necesaria la ejecución de una perforación y, en comparación a las técnicas de downhole o crosshole, no es necesario que la sonda se encuentre afianzada contra las paredes del sondeo.

La perturbación sísmica es generada por un martillo solenoide que produce una onda de compresión esférica sobre el fluido que rellena la perforación (Luna y Jadi, 2000). Al alcanzar las paredes del sondeo, estas compresiones generan una distorsión en el terreno, generando sendas ondas internas, de cizalla y de compresión, que ascenderán hasta las cotas a las que se encuentran los geófonos. A dichas cotas, las distorsiones y rayos directos paralelos a las paredes del sondeo inducirán ondas de compresión radial sobre el fluido que rellena la perforación (revertiéndose el fenómeno producido en el punto en el que se encuentra la fuente emisora de ondas), siendo captadas entonces por los geófonos. Teniendo en cuenta que la longitud de onda de las ondas secundarias es muy superior al diámetro de la perforación, el fluido que se encuentra en el interior del sondeo tendrá poca influencia sobre la medida del fenómeno de propagación de ondas. Además, teniendo en cuenta que la fuente suele generar frecuencias de onda más elevadas que en métodos downhole, uphole o crosshole, la resolución de la técnica suele ser sensiblemente mejor (captando variaciones de velocidad en espesores de orden métrico).

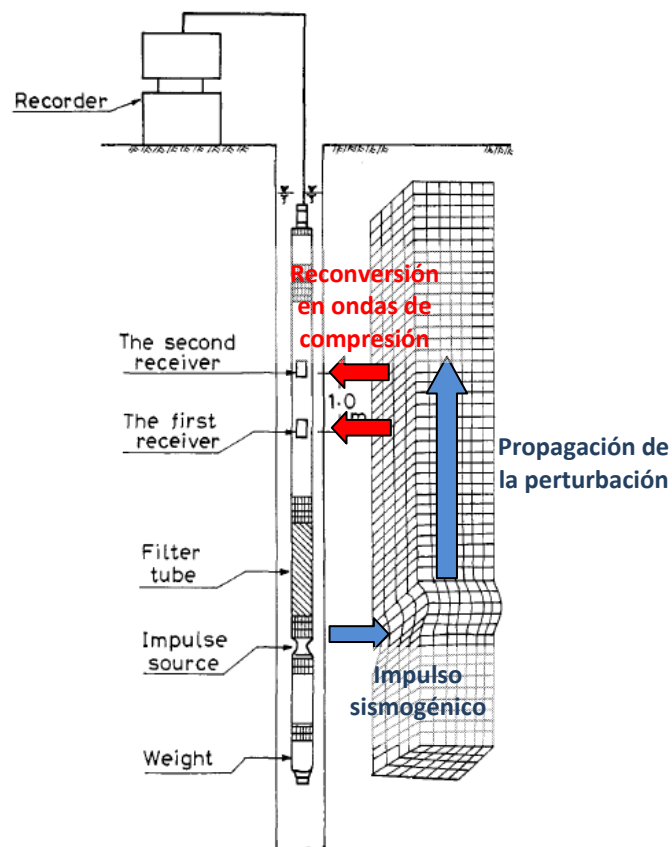


Figura 4-77: Esquema de funcionamiento de la sonda suspendida (PS Suspension Logging) (Fuente: Nigbor e Imai (1994), con anotaciones del autor)

4.3.1. Comparación con los métodos de geofísica superficial

De forma ilustrativa, Anderson et al. (2007) realizaron un estudio comparativo de varios parámetros de calidad en la obtención de la velocidad de las ondas secundarias mediante *MASW*, *ReMI*, *SCPT* y *crosshole*, llegando a las siguientes conclusiones:

- **Precisión:** los autores consideran el *crosshole* como la herramienta de mayor resolución, lo cual es esperable teniendo en cuenta que permite tener un registro en profundidad continuo, mientras que en los ensayos superficiales tipo *MASW* o *ReMI* no se capturan las velocidades v_s con el mismo nivel de resolución, sino que se determinan valores medios tanto lateralmente como en profundidad. Así indican que el *MASW* produce las menores desviaciones en comparación al *crosshole*, mientras que en el método *ReMI* se miden desviaciones ligeramente mayores. Sin embargo, el *SCPT* resulta tener desviaciones típicas bastante elevadas en comparación al *crosshole* (aunque en

su estudio, los autores lo achacan a la presencia de picos de velocidad parásitos interpretados erróneamente por el SCPT, seguramente debido a inexactitudes en el emplazamiento del SCPT o en el registro de tiempos).

- **Operatividad en campo:** en este punto, los autores señalan al análisis MASW como la técnica más funcional en cualquier tipo de terreno (interior de edificios, zonas de elevada pendiente, pavimentos hormigonados o asfaltados, etc.). En este sentido, el autor de la presente investigación ha podido comprobar la alta funcionalidad de este tipo de metodologías en entornos de difícil acceso, que las Figuras 4-78 y 4-79 ilustran con algunos ejemplos recientes de estudios en los que ha participado el autor:

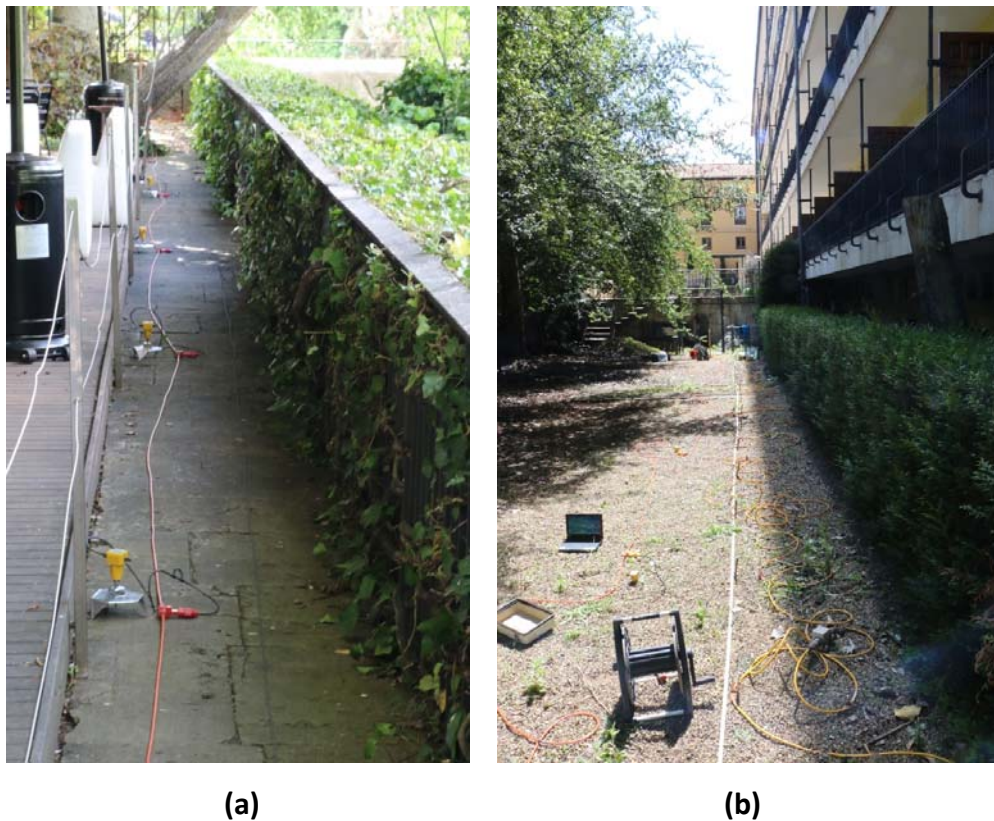


Figura 4-78: Ensayos de geofísica superficial en los jardines del Parador de San Marcos (León). (a) Tendido de geófonos verticales de 4.5 Hz sobre bases metálicas, apoyados sobre pavimento de losetas de piedra junto a borde de muro; (b) doble tendido de MASW y tomografía eléctrica en jardín por debajo de la cota de acera, accesible solamente por escaleras



(a)

(b)

Figura 4-79: Tendidos de MASW en el interior de dos naves industriales, con pavimento rígido, con geófonos verticales de 4.5 Hz sobre bases metálicas en (a) León y (b) Burgos

Por detrás del MASW en términos de su funcionalidad, Anderson et al. (2007) señalan el *ReMI*, que comparte muchas de las ventajas del MASW en cuanto a su versatilidad, pero que requiere más tiempo de registro y mayor espacio de instalación. Además, la determinación de la orientación óptima respecto a la fuente sismogénica pasiva suele resultar complicada, así como en ocasiones puede ser muy débil o encontrarse demasiado lejos del emplazamiento de estudio.

Por detrás de las técnicas superficiales se encuentran el crosshole, que necesita que el emplazamiento sea accesible por máquinas de perforación, lo que no siempre es posible (esto sería extensible a las técnicas de suspensión, uphole o downhole). En zonas de elevada pendiente, o con poco gálibo (interior de edificios, zonas de difícil acceso) este tipo de técnicas no suelen ser viables.

Finalmente, el método SCPT requiere un emplazamiento en el que se pueda realizar un anclaje adecuado de la maquinaria de penetración. Así mismo, el cono no es capaz de atravesar estratos firmes a duros, pavimentos etc., y requiere que la colocación del bloque de golpeo y el geófono sean lo más

precisos posibles, por lo que es considerado como el menos operativo y funcional de los métodos analizados.

- Funcionalidad de procesado: según este criterio, Anderson et al. (2007) señalan el análisis *MASW* como el menos sujeto a errores durante su interpretación (para ilustrarlo, indican que la curva de dispersión fue la misma al utilizar diferentes programas, por lo que los puntos de ajuste de la curva de velocidad de fase fueron los mismos en todo caso). Frente a esta técnica, sitúan al *crosshole* como la segunda metodología en cuanto a la operatividad de su procesado, por requerir algo más de labor de examen por parte del analista. En cambio, la técnica *ReMI* aparece alejada en cuanto a su operatividad de procesado del *MASW* debido a que no existía una curva de dispersión nítida – posiblemente, apuntan los autores, a no haberse orientado de forma óptima las mallas de geófonos-. Finalmente, el *SCPT* vuelve a aparecer en último lugar, ya que señalan la dificultad de elegir las llegadas de las ondas *s* a profundidades someras, así como debido a la presencia de picos anómalos no registrados con las otras técnicas. Anderson et al. (2007) indican además que la presencia de estos picos suele ser común en este tipo de ensayos.
- Coste: finalmente, sitúan al *ReMi* y al *MASW* activo en primer lugar en cuanto a economía y tiempo de ejecución, mientras que el *SCPT* y el *crosshole* resultan bastante más caros y con plazos de ejecución muy superiores a los de sísmica superficial (lo que es especialmente cierto en ensayos *crosshole*, que necesitan maquinaria de sondeos, una correcta instalación del tubo de pvc en las perforaciones, etc.)

Como conclusión, Anderson et al. (2007) terminan indicando que el *MASW* se puede considerar como la mejor herramienta global respecto al conjunto de los criterios de valoración escogidos.

Capítulo 5. Estado del arte de la correlación entre velocidades sísmicas y el SPT

5.1. Comparación de las dos técnicas: propagación de ondas frente resistencia a la penetración dinámica

En el presente capítulo se realizará un repaso al estado del conocimiento disponible sobre las investigaciones de correlación entre velocidades sísmicas y el SPT. De forma resumida, a modo de introducción, podemos indicar que existen los siguientes enfoques de estudio:

- **Correlación v_s -SPT:** se trata de una relación que ha tenido un amplio tratamiento por parte de la literatura especializada, lo que es producto del gran interés que desde hace varias décadas ha tenido el poder obtener datos sísmicos a partir de parámetros de caracterización secundaria como el SPT, especialmente en zonas susceptibles de sufrir terremotos (en los que la correcta determinación de la velocidad v_s es un elemento básico en el cálculo de amplificaciones sísmicas, fenómenos de licuefacción, etc.). Los enfoques más habituales, y que analizaremos en profundidad en el apartado 5.2, son:
 - Correlaciones directas en forma potencial, del tipo $v_s = a N^b$
 - Correlaciones con inclusión de la profundidad como parámetro de influencia (ya sea directamente, en función de la profundidad D , o indirectamente, al utilizar como variable de correlación la presión efectiva en dicha profundidad, σ'_v). Las formulaciones han seguido, en general, estos patrones:

- $v_s = a N^b D^c$
 - $v_s = a N^b \sigma'_v{}^c$
 - $\ln(v_s) = b_0 + b_1 \ln(N) + b_2 \ln(\sigma'_v)$
- Correlaciones alternativas: Finalmente, en los últimos años está sufriendo un gran auge el abandono de las correlaciones más simples, con carácter difícilmente extrapolable fuera de los parámetros de cada investigación y con niveles de correlación bastante discretos, en busca de enfoques de mayor robustez predictiva. Entre ellos, podemos destacar los siguientes –que en diferentes estudios han sido desarrollados de forma individual o combinando ambos grupos de metodologías-:
- Mejoras de los ajustes mediante algoritmos avanzados (como las redes neuronales artificiales, algoritmos genéticos, optimización por enjambre de partículas, etc.)
 - Regresiones multivariable (incluyendo otros parámetros índice del terreno, como humedad, plasticidad, etc.)
- **Correlación v_p -SPT**: este enfoque ha tenido escasa representación en la literatura especializada -cuyas principales aportaciones serán repasadas en el apartado 5.3.-, aunque una correlación de este tipo puede tener una gran utilidad en combinación con la correspondiente a v_s -SPT, ya que permitiría una estimación del módulo elástico longitudinal y del coeficiente de Poisson en condiciones de baja distorsión. En efecto, en aquellas aplicaciones ingenieriles en las que la respuesta elástica del terreno tenga un carácter limitante (como en grandes cimentaciones, como las de aerogeneradores, turbinas, torres, etc.), y los ensayos geofísicos sísmicos no sean una herramienta fácilmente accesible este tipo de correlaciones pueden resultar de gran interés.

Finalmente, en el apartado 5.4. realizaremos una reflexión sobre las estrategias que se deberán abordar en este tipo de investigaciones para conseguir trasplantar las formulaciones locales de correlación (basadas en datos de áreas más o menos restringidas con unas maquinarias de penetración determinadas) hacia expresiones más universales, que permitan extrapolar sus resultados a otros lugares que puedan ser debidamente parametrizados.

5.2. Correlaciones v_s -SPT

5.2.1. Correlaciones directas del tipo $v_s = aN^b$

Como indican diversos autores (Ataee et al. (2017), Sykora (1987) o Wair et al. (2012), por nombrar sólo algunos), los pioneros en el estudio sobre la correlación entre el SPT y la velocidad de ondas s fueron varios investigadores japoneses. En esas primeras fases de esta línea de investigaciones (años 60 a primeros de los 80), se adoptó preferentemente una forma de fórmula de correlación del tipo $v_s = a \cdot N^b$, lo que sentó las bases formales de la mayor parte de los estudios en las siguientes décadas. Las conclusiones de las más relevantes de aquellas primeras investigaciones fueron recopiladas y ampliamente analizadas críticamente por Koza (1994). De entre todos los estudios que examinó, destacó entre las siguientes aportaciones:

- Imai y Tonouchi (1982): la relevancia de esta investigación es debida, especialmente, a la cantidad de datos utilizada, en concreto, 1654 parejas de valores v_s - N (a partir de sondeos en 250 emplazamientos en Japón). En Figura 5-1 se muestra la nube de puntos de su estudio:

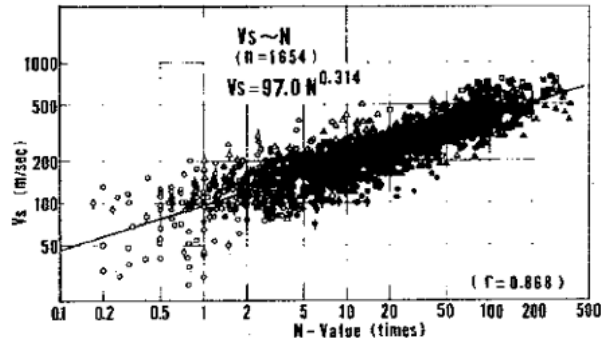


Figura 5-1: Nube de puntos de la correlación de Imai y Tonouchi (1982)

- Ohta y Goto (1978): Sykora destacó su amplio estudio de variabilidad de las correlaciones respecto a diferentes parámetros del terreno, incluyendo diferentes parámetros índice que se podrían dividir en las siguientes subclases –en función de que dichos índices puedan describirse como magnitudes cuantificables o como propiedades cualitativas–:
 - *Índices nominales*: tipo de suelo, profundidad del nivel freático, etc.
 - *Índices ordinales*: Edad geológica, etc.
 - *Índices de intervalo*: velocidad de propagación de ondas, SPT, profundidad, densidad, etc.

También resulta importante la mención que hacen los autores a la influencia de otros variables que pueden influir en la correlación, como la resistividad eléctrica de los suelos prospeccionados (lo que preconiza la utilización de varios métodos geofísicos en combinación como herramienta descriptiva de mayor eficiencia). En su investigación, llegaron a desarrollar 15 juegos de ecuaciones relacionando todos los parámetros empleados, estimando además el error esperable en cada caso y el grado de correlación de cada coeficiente (alguna de estas ecuaciones se describen de forma más pormenorizada más adelante, en la Tablas 4-2 y 4-3):

| No. | Concerned index | Equation | Probable error (%) | Correlation coefficient |
|------|---|--|--------------------|-------------------------|
| I | Soil type | $V_s' = 169.7 \begin{pmatrix} 1.000 \\ 1.359 \\ 1.375 \\ 1.470 \\ 1.949 \\ 2.398 \end{pmatrix} F$ (m/sec) | 36.3 | 0.463 |
| II | Geological epoch | $V_s' = 172.9 \begin{pmatrix} 1.000 \\ 1.923 \end{pmatrix} E$ | 31.5 | 0.621 |
| III | Depth | $V_s' = 92.12 H^{0.339}$ | 29.6 | 0.670 |
| IV | Geological epoch Soil type | $V_s' = 145.1 \begin{pmatrix} 1.000 \\ 1.753 \end{pmatrix} E \begin{pmatrix} 1.000 \\ 1.230 \\ 1.318 \\ 1.445 \\ 1.566 \\ 1.828 \end{pmatrix} F$ | 28.5 | 0.696 |
| V | N-value | $V_s' = 85.34 N^{0.348}$ | 27.4 | 0.719 |
| VI | N-value Soil type | $V_s' = 85.60 N^{0.349} \begin{pmatrix} 1.000 \\ 1.053 \\ 0.950 \\ 0.936 \\ 1.048 \\ 1.222 \end{pmatrix} F$ | 27.2 | 0.726 |
| VII | Depth Soil type | $V_s' = 78.98 H^{0.313} \begin{pmatrix} 1.000 \\ 1.260 \\ 1.282 \\ 1.422 \\ 1.641 \\ 2.255 \end{pmatrix} F$ | 25.2 | 0.765 |
| VIII | Depth Geological epoch | $V_s' = 97.28 H^{0.351} \begin{pmatrix} 1.000 \\ 1.542 \end{pmatrix} E$ | 25.1 | 0.767 |
| IX | N-value Geological epoch | $V_s' = 92.18 N^{0.265} \begin{pmatrix} 1.000 \\ 1.456 \end{pmatrix} E$ | 24.2 | 0.784 |
| X | N-value Geological epoch Soil type | $V_s' = 93.10 N^{0.248} \begin{pmatrix} 1.000 \\ 1.448 \end{pmatrix} E \begin{pmatrix} 1.000 \\ 1.056 \\ 1.013 \\ 1.039 \\ 1.069 \\ 1.221 \end{pmatrix} F$ | 24.0 | 0.787 |
| XI | N-value Depth | $V_s' = 61.62 N^{0.254} H^{0.322}$ | 22.1 | 0.820 |
| XII | Depth Geological Soil type | $V_s' = 84.36 H^{0.246} \begin{pmatrix} 1.000 \\ 1.435 \end{pmatrix} E \begin{pmatrix} 1.000 \\ 1.202 \\ 1.261 \\ 1.412 \\ 1.482 \\ 1.927 \end{pmatrix} F$ | 22.0 | 0.822 |
| XIII | N-value Depth Soil type | $V_s' = 62.14 N^{0.218} H^{0.220} \begin{pmatrix} 1.000 \\ 1.091 \\ 1.029 \\ 1.073 \\ 1.151 \\ 1.485 \end{pmatrix} F$ | 21.5 | 0.830 |
| XIV | N-value Depth Geological epoch | $V_s' = 68.44 N^{0.209} H^{0.185} \begin{pmatrix} 1.000 \\ 1.308 \end{pmatrix} E$ | 20.3 | 0.848 |
| XV | N-value Depth Geological epoch Soil type | $V_s' = 68.79 N^{0.171} H^{0.189} \begin{pmatrix} 1.000 \\ 1.303 \end{pmatrix} E \begin{pmatrix} 1.000 \\ 1.086 \\ 1.066 \\ 1.135 \\ 1.153 \\ 1.448 \end{pmatrix} F$ | 19.7 | 0.856 |

Note: $\begin{pmatrix} \text{alluvium} \\ \text{diluvium} \end{pmatrix} E \begin{pmatrix} \text{clay} \\ \text{fine sand} \\ \text{medium sand} \\ \text{coarse sand} \\ \text{sand and gravel} \\ \text{gravel} \end{pmatrix} F$

Figura 5-2: Fórmulas de correlación entre la velocidad v_s y diferentes parámetros índice de suelos de diferentes naturaleza (Fuente: Ohta y Goto, 1978)

Así mismo, Ohta y Goto (1978) también destacan la importancia en ingeniería geotécnica de investigar la relación física entre parámetros índice indirectos del terreno como el SPT y propiedades directas de los mismos, como las velocidades de propagación de las ondas s , aunque reconocen que la “*velocidad de ondas transversales no puede ser descrita satisfactoriamente en función del valor del SPT solamente*”. Así, en su investigación señalaron el grado de correlación la velocidad de ondas s y cada combinación de índices en ajustes multirregresionales para diferentes combinaciones de parámetros de influencia:

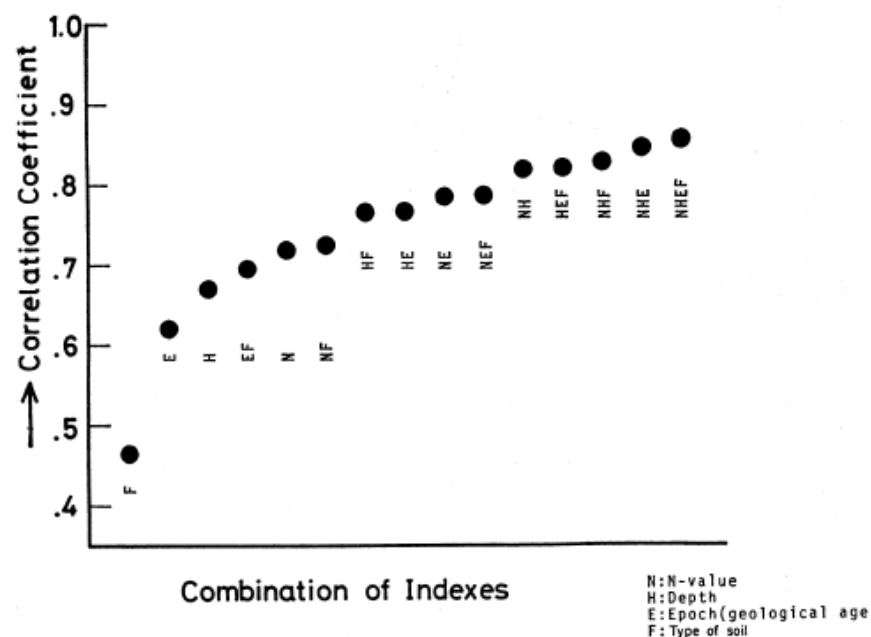


Figura 5-3: Coeficiente de correlación (en ordenadas) para la correlación directa o la multirregresión de varios índices combinados (en abscisas), con esta nomenclatura: N: valor del SPT; H: profundidad; E: edad geológica; F: tipo de suelo (Fuente: Ohta y Goto, 1978)

Se puede observar en la Figura 5-3 cómo el grado de correlación aumenta al introducir progresivamente un mayor número de variables independientes en el análisis, puesto que combinan su capacidad explicativa de la velocidad v_s . Como veremos más adelante, algunos estudios más recientes, basados en técnicas de análisis de las correlaciones mediante redes neuronales artificiales indican que no siempre producen mejores grados de ajuste los modelos que integran todas las variables independientes, sino que a veces una combinación de un número más restringido de índices resultan suficientes para llegar al máximo grado de correlación entre v_s y SPT . Como veremos más adelante, Ataee y Hafezi (2017) señalan que para los suelos ensayados durante la

elaboración de su estudio, los mejores ajustes se consiguen mediante la inclusión de la profundidad y el contenido de finos al modelo de correlación, indicando que modelos en los que intervienen el límite líquido o la humedad adicionalmente, no resultan tener un nivel predictivo tan alto.

- Ohsaki e Iwasaki (1973):** En este estudio es destacable su uso de técnicas de análisis estadístico (aunque Sykora (1987) indica que de forma limitada), así como el análisis de la influencia de otros parámetros que realizan. Examinando el estudio original de Ohsaki e Iwasaki (1973) podemos comprobar cómo interrelacionaron velocidades de ondas s (transformadas a módulos de deformación transversal de baja distorsión) con el SPT, la profundidad y el coeficiente de Poisson dinámico, en condiciones de baja distorsión. En este último caso, llegaron a señalar que su valor no estaba influenciado por el nivel de deformaciones o por la frecuencia de las sollicitaciones cíclicas. Señalaron que el coeficiente de Poisson no tenía apenas cambios al variar el módulo de deformación transversal en suelos cohesivos, a diferencia con los suelos arenosos, en los que existía una clara tendencia a que el coeficiente de Poisson aumentara al disminuir el valor del módulo elástico transversal y, con ello, con la velocidad de las ondas s :

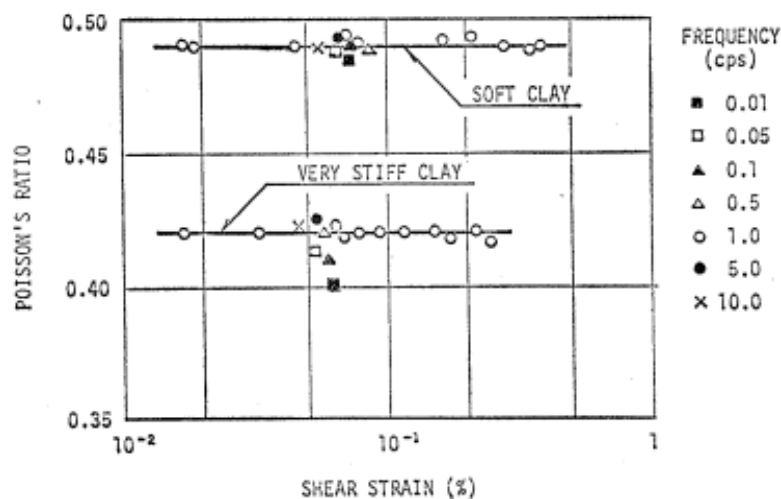


Figura 5-4: Variación del coeficiente de Poisson para diferentes combinaciones de distorsión y frecuencia de sollicitación según los experimentos de Hara (1973) (Fuente: Ohsaki e Iwasaki, 1973)

A partir de la nube de datos de la Figura 5-5 siguiente, llegaron a determinar una expresión muy aproximada (con un bajo r^2) para describir de forma grosera la tendencia media del fenómeno:

$$v = 0.2 + 0.3 \sqrt{1 - \frac{1}{16} \left(\text{Log}_{10} G \left[\frac{t}{m^2} \right] - 2 \right)^2} \quad (\text{Ec. 5.1})$$

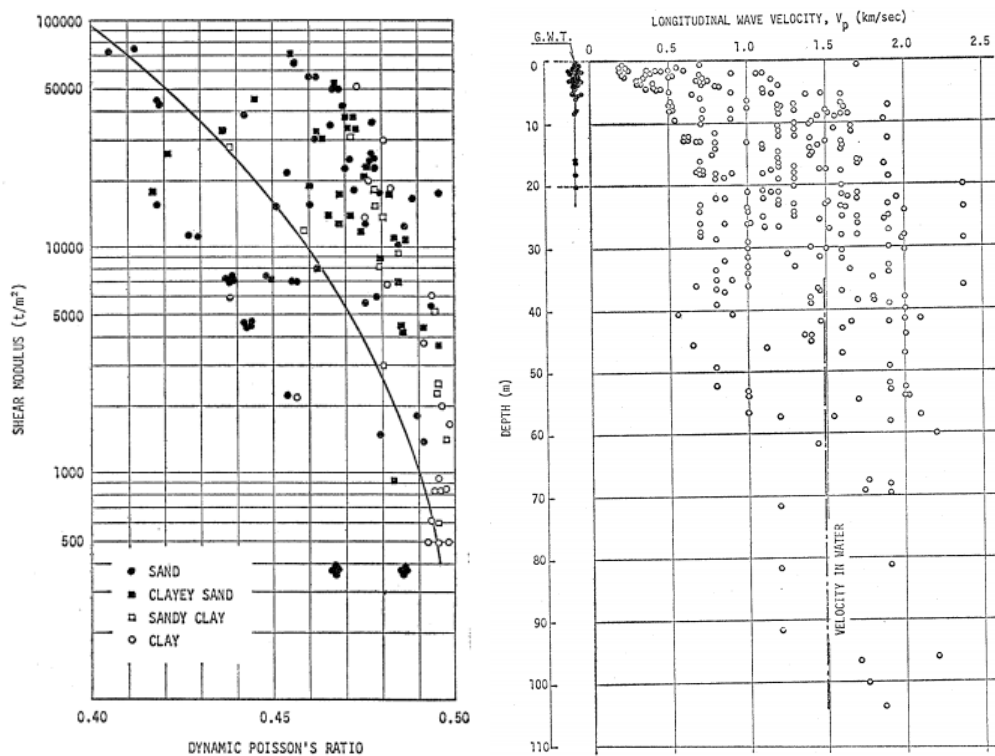
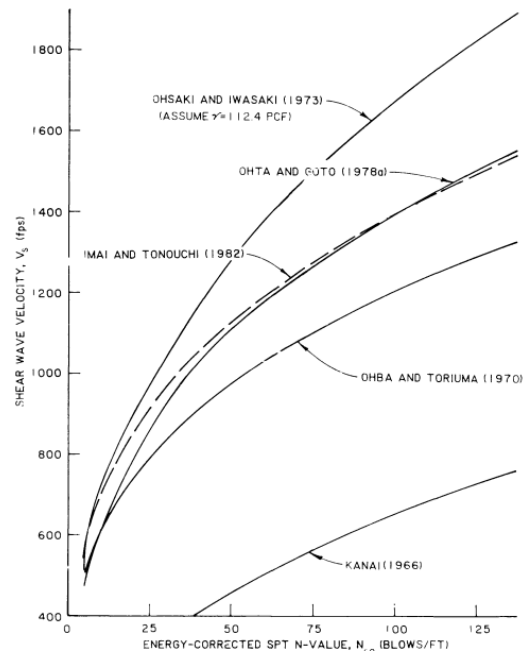
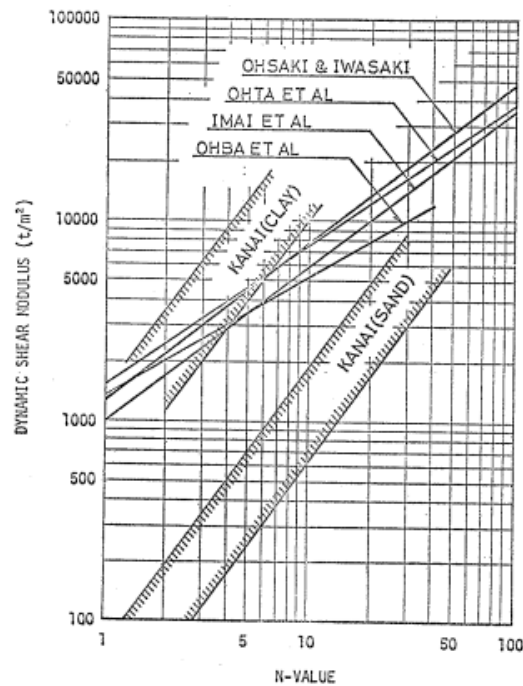


Figura 5-5: Relación entre el coeficiente de Poisson dinámico y el módulo de deformación transversal (izquierda) y entre la velocidad de ondas primarias y la profundidad (derecha) según los datos recopilados por Ohsaki e Iwasaki (1973)

Por otro lado, continuando con su análisis de los primeros estudios japoneses, Sykora (1987) señaló que la primera investigación de Kanai (1966) no parecía demasiado relevante por desviarse notablemente de correlaciones posteriores, como muestran de forma comparativa las imágenes de la Figura 5-6 (por lo que se incluyen en las tablas 4-1 y 4-2 de la presente investigación por razones históricas):



(a)



(b)

Figura 5-6: (a) Relación entre la velocidad v_s y el SPT para varias correlaciones según la recopilación de Sykora (1987); (b) relación entre el módulo de deformación transversal dinámico y el SPT según Ohsaki e Iwasaki (1973)

A partir de los primeros estudios japoneses y con la utilización cada vez más generalizada de métodos de caracterización sísmica en los años 80 y 90, un número creciente de investigadores dedicaron su atención al estudio de la relación v_s -SPT, utilizando para ello las más diversas técnicas de caracterización de la velocidad de propagación de las ondas s. En Wair et al. (2012) se muestran las metodologías utilizadas en varios estudios existentes hasta el año 2009. En la Tabla 5-1 se muestra su recopilación, completada por el autor de la presente investigación con algunas de las propuestas más relevantes publicadas desde 2009:

Tabla 5-1. Métodos de obtención de las velocidades secundarias, región investigada y número de datos de algunas de las principales correlaciones disponibles entre v_s (m/s) (Fuente: Wair et al. (2012) y recopilación del autor para los estudios posteriores a 2009)

| Año | Autor(es) | Región de estudio | Número de parejas de datos | Método de medida de v_s |
|------------|------------------|--|-----------------------------------|---|
| 1966 | Kanai | <i>Japón</i> | 70 | <i>Microtremores</i> |
| 1970 | Ohba y Toriumi | <i>Japón</i> | - | <i>Ondas Rayleigh</i> |
| 1973 | Ohsaki e Iwasaki | <i>Japón</i> | 220 | <i>Downhole</i> |
| 1978 | Ohta y Goto | <i>Japón</i> | 289 | <i>Prospección sísmica sin especificar</i> |
| 1982 | Imai y Tonouchi | <i>Japón</i> | 1654 | <i>Suspensión OYO</i> |
| 1983 | Sykora y Stokoe | <i>EEUU</i> | 229 | <i>Crosshole</i> |
| 1987 | Jinan | <i>Shanghai (China)</i> | 98 | <i>Crosshole</i> |
| 1990 | Lee | <i>Taipei (Taiwan)</i> | 491 | <i>Downhole</i> |
| 1994 | Andrus | <i>Idaho (EEUU)</i> | - | <i>Crosshole y SASW</i> |
| | Lum y Yan | <i>Presa de Hugh Keenlyside (Canadá)</i> | - | <i>Crosshole, Downhole, SASW</i> |
| 1999 | Pitilakis et al. | <i>Grecia</i> | 321 | <i>Crosshole, Downhole, Sísmica de Refracción</i> |
| 2002 | Jafari et al. | <i>Tehran (Irán)</i> | - | <i>Downhole, refracción sísmica y SASW</i> |

Tabla 5-1 (continúa)

| Año | Autor(es) | Región de estudio | Número de parejas de datos | Método de medida de v_s |
|------|--------------------------|-----------------------------|----------------------------|--|
| 2007 | Hasançebi y Ulusay | Yenisehir (Turquía) | 97 | <i>Sísmica de Refracción</i> |
| 2008 | Hanumantharao y Ramana | Delhi (India) | - | <i>SASW</i> |
| 2009 | Dikmen | Eskisehir (Turquía) | 193 | <i>ReMi, MASW y Sísmica de Refracción</i> |
| 2010 | Bandenberg et al. | California (EEUU) | 911 | Registro en suspensión (<i>suspensión logging</i>) |
| | Maheswari et al. | Chennai (India) | 200 | <i>MASW</i> |
| 2011 | Tsimbaos y Sabatakakis | Grecia | 416 | <i>Crosshole</i> |
| | Thaker y Rao | Surat (India) | 602 | <i>MASW</i> |
| 2012 | Anbazhagan et al. | Bangalore (India) | 215 | <i>MASW</i> |
| | Pérez-Santisteban et al. | Madrid (España) | 500 | <i>ReMi</i> |
| 2013 | Sun et al. | Corea del Sur | 377 | <i>Croshole, downhole y uphole</i> |
| | Nayeri et al. | Irán | 613 | <i>Downhole, Refracción Sísmica y SASW</i> |
| 2014 | Farrokhzad y Choobbasti | Babol (Irán) | >550 | <i>Downhole</i> |
| 2015 | Fahtenia et al. | Florida (EEUU) | 300 | <i>MASW</i> |
| | Abkhiz et al. | Robat Karim (Iran) | 321 | <i>Downhole</i> |
| | Gautam | Valle de Kathamandu (Nepal) | 500 | <i>PS-Logging</i> |

Tabla 5-1 (continúa)

| Año | Autor(es) | Región de estudio | Número de parejas de datos | Método de medida de v_s |
|------|--|---------------------------------|----------------------------|---------------------------|
| 2017 | Presente investigación: Terreno aluvial en México | Juchitán de Zaragoza (México) | 194 | MASW |
| | Presente investigación: terreno volcánico en Costa Rica | Guanacaste (Costa Rica) | 35 | MASW |
| | Presente investigación: Argentina | Chubut y Santa Cruz (Argentina) | 37 | MASW |

Se puede observar cómo, a mediados de los 90, comenzaron a aplicarse las técnicas de geofísica superficial SASW, mientras que en años más recientes las técnicas MASW han cobrado especial relevancia en esta línea de investigaciones a medida que su uso se ha ido generalizando.

Entre los estudios de correlación v_s -SPT más recientes en los que se siguen explorando ajustes mediante leyes exponenciales (con inclusión, en algunos casos, de variables de influencia adicionales, como la profundidad), se pueden destacar los siguientes:

- Dikmen (2009): realiza un análisis de la correlación para diferentes tipos de suelos (arcillas de alta y baja plasticidad, limos de alta y baja compresibilidad, arenas uniformes y bien graduadas), utilizando como parámetro de evaluación del nivel de correlación adicional al coeficiente de Pearson tradicional un cierto coeficiente de consistencia C_d , calculado como el cociente entre la diferencia de los valores real y correlacionado de la v_s y el SPT en cada caso (es decir, este coeficiente es una medida normalizada de los residuos):

$$C_d = \frac{v_s^{\text{medido}} - v_s^{\text{correlacionado}}}{N_{SPT}} \quad (\text{Ec. 5.2})$$

En la Figura 5-7 se muestra la correlación de Dikmen para todo el conjunto de suelos ensayados en su investigación, como el coeficiente de consistencia de cada uno:

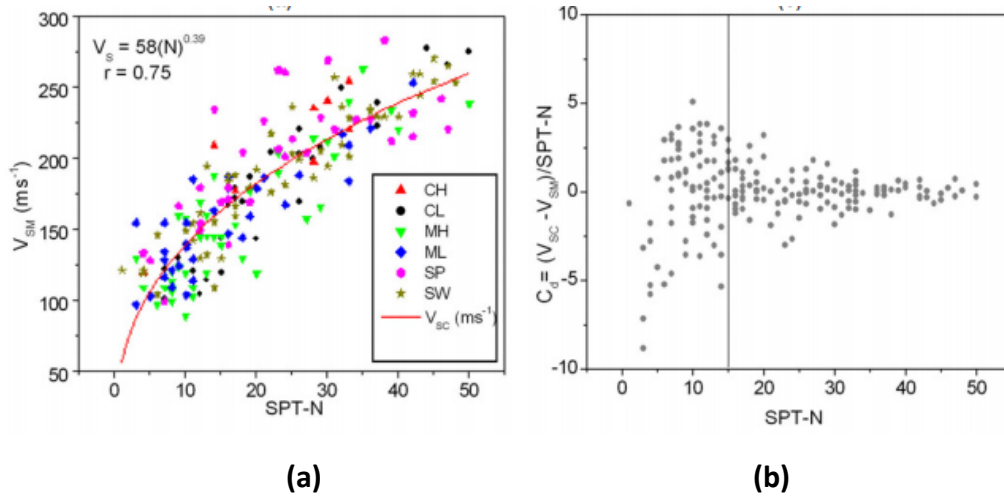


Figura 5-7: (a) Correlación de Dikmen para todo el conjunto de suelos ensayados; (b) cálculo del coeficiente de consistencia para cada una de las parejas de datos correlacionadas (Fuente: Dikmen, 2009)

A partir de este coeficiente, Dikmen (2009) señala que para valores de $N > 15$ la correlación muestra un buen comportamiento al estar los valores de C_d en el entorno de 0. Teniendo en cuenta que los pares de puntos en los que $N < 15$ tienen profundidades muy variables, entre 4.5 y 28 m, concluye que la profundidad no es un parámetro del que dependa la correlación (en lo que coinciden otros autores, como Thaker y Rao, 2011), lo que entra en contradicción con otros estudios previos que están siendo revisados en el actual capítulo 4, así como con las propias conclusiones de la presente investigación. Así mismo, Dikmen (2009) indicó que el SPT de diferentes tipos de suelos en las gráficas de dispersión con el v_s se encontraban distribuidos de forma aleatoria, por lo que la naturaleza del suelo no tendría especial influencia en la estimación de v_s . Esta afirmación resulta discutible, máxime teniendo en cuenta la diferencias del comportamiento mecánico del SPT al atravesar suelos granulares o cohesivos (como vimos en el capítulo 2). De hecho, se puede comprobar cómo las formulaciones ofrecidas en su investigación, representadas gráficamente en la Figura 5-8, muestran una variación entre diferentes tipos de suelos de cierta importancia, como se muestra en la Figura 5-9:

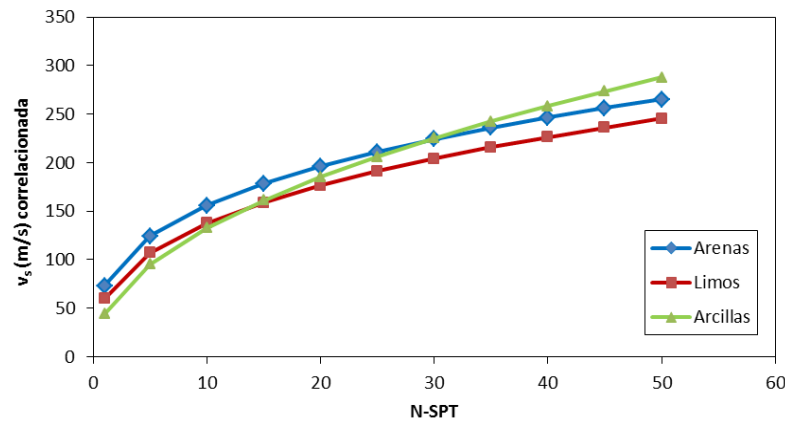


Figura 5-8: Curvas de correlación vs-SPT elaboradas según la investigación de Dikmen (2009)

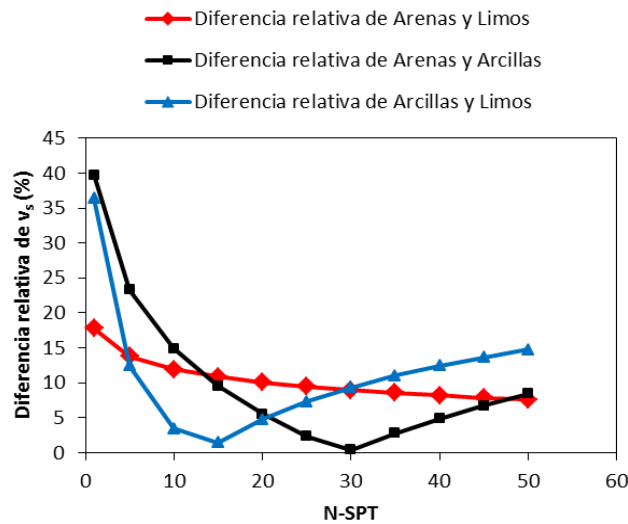


Figura 5-9: Diferencias relativas en la predicción de v_s para diferentes valores de SPT entre cada dos naturalezas de suelo, elaboradas según las fórmulas de Dikmen (2009)

- Brandenberg et al. (2010): a diferencia de Dikmen (2009), presenta una de las múltiples investigaciones que sí utilizan la profundidad como una variable independiente de la correlación, y demuestra su importante influencia sobre la relación v_s -SPT. Para ello, aplica una correlación individual para arenas, limos y arcillas del tipo en la que no aparece la profundidad, precisamente para estudiar si la magnitud de los residuos de la correlación están o no relacionados con ella:

$$\ln(v_s) = b_o + b_1 \ln(N_{60}) + \varepsilon^* \quad \text{(Ec. 5.3)}$$

Donde a y b representan los coeficientes de la correlación directa entre v_s y N_{60} (valor de SPT corregido por energía en este caso), y ε^* es el residuo de una regresión convencional de los datos tratados mediante un ajuste de mínimos cuadrados. En realidad, esta es una forma alternativa de la formulación exponencial $v_s = a \cdot N^b$, en la que se han tomado logaritmos neperianos a ambos lados de la ecuación. Así, en la Figura 5-10 se muestran los residuos de cada pareja de datos de la regresión (en ordenadas) asociada a la presión efectiva de la profundidad a la que fueron obtenidas dichas parejas de datos. Como se puede apreciar, existe una tendencia a aumentar los residuos al aumentar la presión efectiva (lo que indicaría, según Brandenberg et al. (2010), sobrepredicciones en el valor de v_s), mientras que para valores más bajos de la presión efectiva, los residuos tienen una tendencia a ser negativos (lo que supondría una subestimación de los valores de v_s).

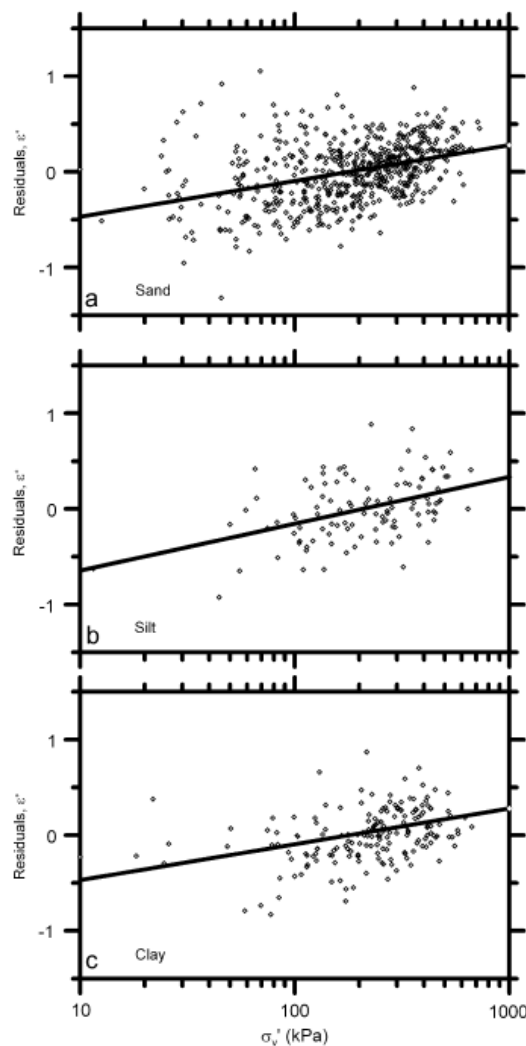


Figura 5-10: Residuos ε^* de la correlación v_s -SPT para cada pareja de datos en función de su presión efectiva (Fuente: Brandenberg et al., 2010)

A esta misma conclusión llegaron otros autores, como Ghazi et al. (2015) o Ataee et al. (2017). Los primeros, por ejemplo, demostraron también que los residuos en una correlación directa v_s -SPT en ausencia de inclusión del efecto de la profundidad tenían una clara tendencia creciente con la presión efectiva, como muestra la Figura 5-11:

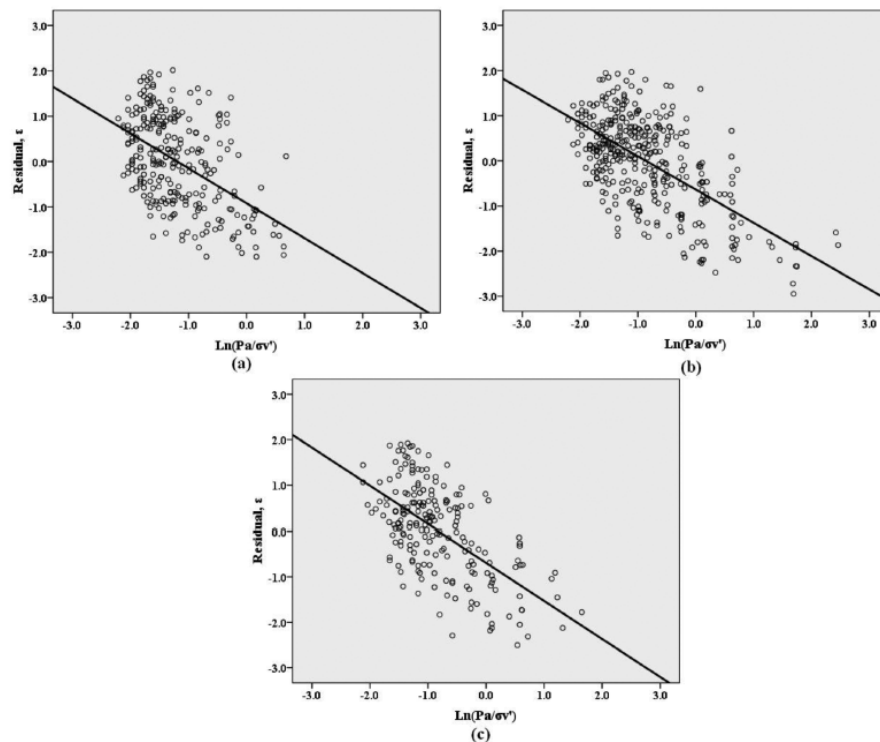


Figura 5-11: Residuos ε^* de la correlación v_s -SPT para cada pareja de datos en función de su presión efectiva para arcillas y limos (a), arenas (b) y gravas (c) (Fuente: Ghazi et al., 2015)

Por todo ello, las fórmulas de correlación propuestas de Brandenberg et al. (2010) para diferentes tipos de suelos incluyen la influencia de la profundidad, expresada en forma de la presión efectiva de cada pareja de datos v_s - N que se muestran a continuación (y que también se resumen en la Tabla 5-4 junto con las propuestas por otros autores):

$$\text{Arenas: } Ln(v_s) = 4.045 + 0.096 Ln(N_{60}) + 0.236 Ln(\sigma'_v) \quad (\text{Ec. 5.4})$$

$$\text{Limos: } Ln(v_s) = 3.783 + 0.178 Ln(N_{60}) + 0.231 Ln(\sigma'_v) \quad (\text{Ec. 5.5})$$

$$\text{Arcillas: } Ln(v_s) = 3.996 + 0.23 Ln(N_{60}) + 0.164 Ln(\sigma'_v) \quad (\text{Ec. 5.6})$$

Po otra parte, además de sus aportaciones sobre la influencia de la profundidad en los resultados de la correlación, Brandenberg et al. (2010) también evalúa críticamente varios aspectos problemáticos que hacen difícil la comparación de resultados de este tipo de investigaciones y su extrapolación, haciendo énfasis en las dificultades de universalización de este tipo de técnicas. Distingue las siguientes problemáticas:

- Incertidumbres en la forma de obtención del SPT: aquí señala la eficiencia energética, tipo de sistema de golpeo utilizada, etc., como principales escollos para poder extrapolar correlaciones locales a otros emplazamientos. De hecho, en una buena parte de las investigaciones previas recopiladas en el presente capítulo, no existe información sobre el rendimiento energético de los sistemas de penetración utilizados para la obtención de los registros de SPT empleados en los ajustes de cada correlación. Este aspecto será analizado con mayor detenimiento en el apartado 4.4.
- Carácter puntual o promediado de los datos utilizados: mientras los ensayos *crosshole*, *downhole* o de registro en suspensión (*PS-Logging* o similares) consiguen registrar cambios puntuales con la profundidad de las velocidades v_s , los ensayos superficiales realizan barridos de espesores mucho más amplios. De esta forma, las correlaciones con el *crosshole* o suspensión dan lugar a regresiones de parejas de datos puntuales en el espacio, mientras que las técnicas superficiales se relacionan con SPT medios en espesores más amplios, por lo que sus niveles de resolución son diferentes.
- Diferencias de resolución de las diferentes técnicas de obtención de la velocidad v_s : Brandenberg et al. (2010) señala cómo el *crosshole* o el *downhole*, las técnicas sísmicas superficiales, los sistemas de registro en suspensión, etc., pueden dar lugar a diferentes grados de precisión en capas más someras o más profundas que podrán influir en los resultados de correlación notablemente. Así, indica cómo en las técnicas de análisis superficial (menciona el *SASW*, aunque sus comentarios pueden ser extensibles a las técnicas *MASW* pasivas) al utilizar energías sismogénicas de baja frecuencia, se consiguen buenas resoluciones en profundidad pero bajas resoluciones en superficie. Mientras, en técnicas superficiales activas, así como en *crosshole* o los registros en suspensión (*PS Logging* o similares) se utilizan frecuencias más altas, que producen mejor resolución en estratos muy delgados, pero no a cotas poco profundas. Por ello, tal y como se repasó en el

capítulo 3 (ver apartado 3.3.3.1), es importante tener una idea clara de cuál es la profundidad a la que se necesitan definir las velocidades secundarias: así, cuando se requiere buena definición a grandes profundidades serán preferibles técnicas pasivas, con vibraciones ambientales de baja frecuencia, mientras que cuando se requiere una buena sensibilidad a los cambios de rigidez transversal en las zonas más superficiales, se deberá acudir a frecuencias sismogénicas más altas, preferiblemente en prospecciones activas. Finalmente, cuando se necesitan resoluciones comparables a bajas y a altas profundidades, se podrán utilizar técnicas híbridas, con registros de ruido pasivo de baja frecuencia en los que se introducen excitaciones puntuales de alta frecuencia que puedan ser luego interpretadas durante el proceso de desacoplado de frecuencias en el espectros de dispersión.

- Pérez-Santesteban et al. (2012): al igual que Atae et al. (2017), Brandenberg et al. (2010) o Ghazi et al. (2015), revelan un importante aumento del grado de correlación entre v_s -SPT cuando se incluye en el estudio la influencia de la profundidad (ver fórmulas en la Tabla 5-3 y en la Tabla 5-4). Así, para todo el conjunto de suelos ensayados se eleva el valor de r^2 desde 0.5 hasta 0.76 al tener en cuenta la profundidad, verificándose también notables incrementos del coeficiente de determinación al tratar por separado las correlaciones en función del tipo de suelo analizado. En este caso, el estudio de los residuos de la correlación sin tener en cuenta la profundidad, tienen una sensible tendencia creciente al aumentar ésta, como se aprecia en la Figura 5-12:

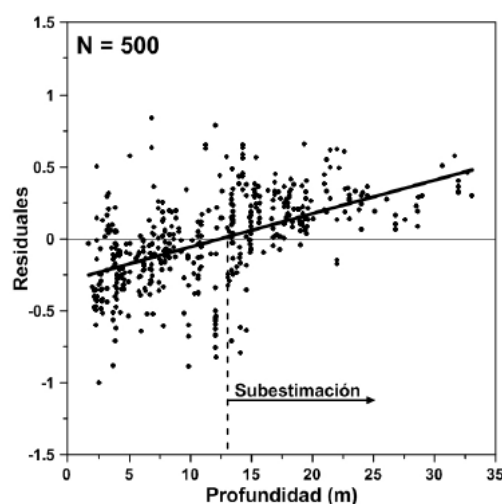


Figura 5-12: Residuos ε^* de la correlación v_s -SPT para cada pareja de datos en función de la profundidad (Fuente: Pérez-Santesteban et al., 2012)

Así se ha podido comprobar cómo, durante más de cinco décadas, los principales esfuerzos de interrelación entre las propiedades sísmicas de los suelos y los ensayos de penetración dinámica se han centrado, generalmente, en el estudio predictivo de la velocidad de las ondas s mediante fórmulas exponenciales del tipo $v_s = aN^b$ (ajustadas mediante regresión no lineal –habitualmente utilizando el algoritmo de Levenberg-Marquardt para mínimos cuadrados-). En la Tabla 5-2 se realiza una amplia recopilación de las más citadas relaciones empíricas de este tipo propuestas por diversos autores (se incluyen las que se han obtenido durante la presente investigación):

Tabla 5-2. Principales correlaciones en forma de fórmulas potenciales disponibles entre v_s (m/s) y N_{SPT} (Abkhiz et al., 2015; Akin et al., 2011; Ataee et al., 2017; Marto et al., 2013; Nayeri et al., 2013; Sykora y Stokoe, 1983; Thaker y Rao, 2011; Tsai y Kishida, 2015)

| Año | Autor(es) | Cualquier tipo de suelo | Suelos granulares | Suelos finos |
|------|-------------------------------------|----------------------------------|---------------------------------------|----------------------|
| 1966 | Kanai | $v_s = 19N^{0.6}$ | - | - |
| 1968 | Sakai | - | $v_s = (14.9 \text{ a } 33.5)N^{0.5}$ | - |
| 1970 | Ohba y Toriumi | $v_s = 84N^{0.31}$ | - | - |
| | Shibata | - | $v_s = 32N^{0.5}$ | - |
| | Imai y Yoshimura | $v_s = 76N^{0.33}$ | - | - |
| 1972 | Ohta et al. | - | $v_s = 87N^{0.36}$ | - |
| | Fujiwara | $v_s = 92.1N^{0.337}$ | - | - |
| 1973 | Ohsaki e Iwasaki | $v_s = 82N^{0.39}$ | $v_s = 59.4N^{0.47}$ | - |
| 1975 | Imai y Yoshimura | $v_s = 92N^{0.329}$ | - | - |
| | Imai et al. | $v_s = 89.9N^{0.341}$ | - | - |
| 1977 | Imai | $v_s = 91N^{0.337}$ | $v_s = 80.6N^{0.331}$ | $v_s = 102N^{0.292}$ |
| 1978 | Ohta y Goto | $v_s = 85.35N^{0.348}$ | $v_s = 88N^{0.34}$ | - |
| 1980 | Japanese Highway Bridge Design Code | - | $v_s = 80N^{0.33}$ | $v_s = 100N^{0.33}$ |
| 1981 | Seed y Idriss | $v_s = 61.4N^{0.5}$ | - | - |
| 1982 | Imai y Tonouchi | $v_s = 97N^{0.314}$ | - | - |
| 1983 | Seed et al. | - | $v_s = 56.4N^{0.5}$ | - |
| | Sykora y Stokoe | - | $v_s = 100.5N^{0.29}$ | - |
| 1987 | Jinan | $v_s = 116.1(N + 0.318)^{0.209}$ | - | - |

Tabla 5-2 (continúa)

| Año | Autor(es) | Cualquier tipo de suelo | Suelos granulares | Suelos finos |
|------|---------------------------------------|-------------------------|-------------------------|---|
| 1989 | Okamoto et al. | - | $v_s=125N^{0.3}$ | - |
| 1990 | Lee | - | - | - |
| | Imai y Yoshimura | $v_s=76N^{0.33}$ | - | - |
| 1991 | Yokota et al. | $V_s=121N^{0.27}$ | - | - |
| 1992 | Kalteziotis et al. | $V_s=76.2N^{0.24}$ | $v_s=49.1N^{0.5}$ | $v_s=76.6N^{0.45}$ |
| | Pitilakis et al. | - | $v_s=162N^{0.17}$ | - |
| | Lee | - | - | $v_s=129.4(N+1)^{0.26}$ (limos y arcillas) $v_s=104(N+1)^{0.33}$ (limos) |
| 1995 | Raptakis et al. | - | $v_s=100N^{0.24}$ | $v_s=184.2N^{0.17}$ |
| | Athanasopoulos | $v_s=107.6N^{0.36}$ | - | - |
| | Sisman | $v_s=32.8N^{0.51}$ | - | - |
| 1996 | Iyisan | $v_s=51.5N^{0.516}$ | - | - |
| 1997 | Jafari et al. | $v_s=22N^{0.85}$ | - | - |
| 1999 | Pitilakis et al. | - | $v_s=145N_{60}^{0.178}$ | $v_s=132N_{60}^{0.271}$ |
| 2000 | Chien et al. | - | $v_s=22N^{0.76}$ | - |
| 2001 | Kiku et al. | $v_s=68.3N^{0.292}$ | - | - |
| 2002 | Jafari et al. | $v_s=22N^{0.85}$ | $v_s=19N^{0.85}$ | $v_s=27N^{0.73}$ |
| 2007 | Hasançebi y Ulusay | $v_s=90N^{0.309}$ | $v_s=90.82N^{0.319}$ | $v_s=97.89N^{0.269}$ |
| 2008 | Hanumantharao y Ramana | $v_s=82.6N^{0.43}$ | $v_s=79N^{0.434}$ | - |
| | Lee y Tsai | $v_s=137.15N^{0.229}$ | $v_s=98.07N^{0.305}$ | $v_s=163.15N^{0.192}$ |
| 2009 | Dikmen | $v_s=58N^{0.39}$ | $v_s=73N^{0.33}$ | $v_s=44N^{0.48}$ |
| 2010 | Maheswari et al. | $v_s=95.64N^{0.301}$ | $v_s=100.53N^{0.265}$ | $v_s=89.31N^{0.358}$ |
| 2011 | Tsimbaos y Sabatakakis | $v_s=145N_{60}^{0.178}$ | $v_s=79.7N^{0.365}$ | $v_s=88.8N^{0.37}$ |
| | Thaker y Rao | $v_s=59.72N^{0.42}$ | $v_s=51.21N^{0.45}$ | $v_s=62.41N^{0.42}$ |
| 2012 | Anbazhagan et al. | $v_s=68.96N^{0.51}$ | $v_s=60.17N^{0.56}$ | $v_s=106.63N^{0.97}$ |
| | Pérez-Santisteban et al. ¹ | $v_s=62.6N^{0.52}$ | $v_s=44.87N^{0.606}$ | $v_s=159.43N^{0.344}$ |

Tabla 5-2 (continúa)

| Año | Autor(es) | Cualquier tipo de suelo | Suelos granulares | Suelos finos |
|------|------------------------------------|---|---|-------------------------------------|
| 2013 | Marto et al. ² | $v_s=69.79N^{0.401}$ | $v_s=66.56N^{0.42}$ | $v_s=87.72N^{0.361}$ |
| | Sun et al.(Sun et al., 2013) | $v_s=65.64N^{0.407}$ | $v_s=82.01N^{0.319}$ (Arenas y limos) $v_s=78.63N^{0.361}$ (Gravas aluviales) $v_s=75.76N^{0.371}$ $v_s=107.94N^{0.418}$ (Arenas residuales de macizos rocosos) | - |
| | Nayeri et al. | $v_s=129.4N^{0.336}$ | - | - |
| | Ahmad et al. | $v_s=171N^{0.263}$ | - | - |
| | Shooshpasha et al. | $v_s=108.57N^{0.198}$ | - | - |
| 2014 | Farrokhzad y Choobbasti | $v_s=73.81(N_{60})^{0.498}$ | $v_s=83.23(N_{60})^{0.457}$ | $v_s=70.42(N_{60})^{0.514}$ |
| | Fauzi et al. | $v_s=105.03N^{0.286}$ | - | - |
| | Yourdkayhun et al. | $v_s=270.1N^{0.17}$ (Refracción) $v_s=206.21N^{0.17}$ (MASW) $v_s=238.38N^{0.17}$ (V_{med} entre refracción y MASW) | - | - |
| 2015 | Fahtenia et al. | $v_s=77.1N^{0.355}$ | - | - |
| | Abkhiz et al. | $v_s=95.78N^{0.36}$ | - | $v_s=124.4N^{0.3}$ |
| 2016 | Gautam | $v_s=115.8N^{0.251}$ | $v_s=78.7N^{0.352}$ | $v_s=102.4N^{0.274}$ |
| 2017 | Presente investigación: México | $v_s=30.25 N^{0.692}$ | $v_s=77.1N^{0.355}$ (Arenas) | $v_s=33.47 N^{0.668}$ (Arcillas) |
| | Presente investigación: Costa Rica | - | - | $v_s=74.12N^{0.512}$ |
| | Presente investigación: Argentina | $v_s=139.93N^{0.388}$ | $v_s=156.63N^{0.283}$ (Gravas) $v_s=325.79 N^{0.197}$ (Arenas y limos arenosos) | - |

¹ Pérez-Santisteban et al.: la correlación para arcillas se corresponde a materiales que pueden contener yesos.

² Marto et al. (2013): no desarrolla nuevas correlaciones, sino que realiza un análisis de algunos de los datos existentes considerando o no la inclusión de valores atípicos en las regresiones. En esta tabla se muestran las fórmulas que incluyen valores atípicos.

5.2.2. Formulaciones potenciales que tienen en cuenta la influencia de la profundidad

En la Tabla 5-3 se muestra una recopilación de las correlaciones con formas potenciales que tienen en cuenta la profundidad (tanto de forma directa, utilizando la profundidad D como variable, o empleando la presión efectiva σ'_v correspondiente a cada pareja de valores v_s - N), con el formato $v_s = a N^b D^c$ o, alternativamente, $v_s = a N^b \sigma'_v{}^c$. Se observan formulaciones tanto en función del SPT corregido por energía (N_{60}) como sin corregir (N), dependiendo del autor:

Tabla 5-3. Principales correlaciones con formulación potencial entre v_s (m/s) y N_{SPT} con variables adicionales que tienen en cuenta la profundidad (recopilado por el autor)

| Año | Autor(es) | Tipo de suelo | Correlación |
|------|-------------|--|-----------------------------------|
| 1978 | Ohta y Goto | Cualquiera, aluvial cuaternario | $v_s = 61.6 N^{0.245} D^{0.222}$ |
| | | Cualquiera, aluvial holocénico | $v_s = 68.4 N^{0.209} D^{0.188}$ |
| | | Cualquiera, aluvial pleistocénico | $v_s = 89.5 N^{0.209} D^{0.188}$ |
| | | Arcillas aluviales cuaternarias | $v_s = 62.1 N^{0.219} D^{0.23}$ |
| | | Arcillas aluviales holocénicas | $v_s = 68.8 N^{0.171} D^{0.199}$ |
| | | Arcillas aluviales pleistocénicas | $v_s = 89.6 N^{0.171} D^{0.199}$ |
| | | Arenas finas aluviales cuaternarias | $v_s = 67.8 N^{0.219} D^{0.23}$ |
| | | Arenas medias aluviales cuaternarias | $v_s = 63.9 N^{0.219} D^{0.23}$ |
| | | Arenas gruesas aluviales cuaternarias | $v_s = 66.7 N^{0.219} D^{0.23}$ |
| | | Arenas finas aluviales holocénicas | $v_s = 74.7 N^{0.171} D^{0.199}$ |
| | | Arenas medias aluviales holocénicas | $v_s = 73.3 N^{0.171} D^{0.199}$ |
| | | Arenas gruesas aluviales holocénicas | $v_s = 78.1 N^{0.171} D^{0.199}$ |
| | | Arenas finas aluviales cuaternarias | $v_s = 97.3 N^{0.171} D^{0.199}$ |
| | | Arenas medias aluviales cuaternarias | $v_s = 95.5 N^{0.171} D^{0.199}$ |
| | | Arenas gruesas aluviales cuaternarias | $v_s = 101.7 N^{0.171} D^{0.199}$ |
| | | Arenas y gravas aluviales cuaternarias | $v_s = 71.5 N^{0.219} D^{0.23}$ |
| | | Gravas aluviales cuaternarias | $v_s = 92.3 N^{0.219} D^{0.23}$ |
| | | Arenas y gravas aluviales holocénicas | $v_s = 79.3 N^{0.171} D^{0.199}$ |
| | | Gravas aluviales holocénicas | $v_s = 99.6 N^{0.171} D^{0.199}$ |
| | | Arenas y gravas aluviales pleistocénicas | $v_s = 103.3 N^{0.171} D^{0.199}$ |
| | | Gravas aluviales pleistocénicas | $v_s = 129.8 N^{0.171} D^{0.199}$ |

Tabla 5-3 (continúa)

| Año | Autor(es) | Tipo de suelo | Correlación |
|------|----------------|---------------------------------------|--|
| 1986 | Seed et al. | Arenas finas | $v_s=85 N_{60}^{0.17} D^{0.2}$ |
| 1988 | Yoshida et al. | Arenas finas | $v_s=49 N^{0.25} \sigma_v^{0.14}$ |
| | | Arenas finas a gruesas | $v_s=56 N^{0.25} \sigma_v^{0.14}$ |
| | | Arenas con gravas | $v_s=60 N^{0.25} \sigma_v^{0.14}$ |
| 1992 | Lee | Arcillas | $v_s=86.1 N^{0.12} (D+1)^{0.22}$ |
| | | Limos | $v_s=82.8 N^{0.13} (D+1)^{0.23}$ |
| | | Limos y arcillas | $v_s=84.5 N^{0.12} (D+1)^{0.25}$ |
| 1994 | Andrus | Gravas arenosas | $v_s=109 N^{0.17} D^{0.20}$ |
| 1996 | Kayabali | Arenas | $v_s=175+3.75 N$ |
| 1998 | Rollins et al. | Gravas holocénicas | $v_s=53 N_{60}^{0.19} \sigma_v^{0.18}$ |
| | | Gravas pleistocénicas | $v_s=115 N_{60}^{0.17} \sigma_v^{0.12}$ |
| 2002 | Piratheepan | Arenas con menos del 10 % de finos | $v_s=66.7 N_{60}^{0.25} D^{0.14}$ |
| | | Arenas con finos entre el 10 y el 35% | $v_s=72.3 N_{60}^{0.23} D^{0.15}$ |
| | | Arenas con finos por debajo del 40% | $v_s=72.9 N_{60}^{0.22} D^{0.13}$ |
| 2011 | Akin et al. | Cualquier suelo aluvial | $v_s=59.4 N^{0.109} D^{0.426}$ |
| | | Arenas aluviales | $v_s=38.6 N^{0.176} D^{0.481}$ |
| | | Arcillas aluviales | $v_s=78.1 N^{0.116} D^{0.35}$ |
| | | Cualquier suelo pliocénico | $v_s=121.8 N^{0.101} D^{0.216}$ |
| | | Arenas pliocénicas | $v_s=52 N^{0.359} D^{0.177}$ |
| | | Arcillas pliocénicas | $v_s=140.6 N^{0.049} D^{0.232}$ |
| 2012 | Wair et al. | Cualquier suelo cuaternario | $v_s=30 N_{60}^{0.215} \sigma_v^{0.275}$ |
| | | Cualquier suelo holocénico | $v_s=26.1 N_{60}^{0.215} \sigma_v^{0.275}$ |
| | | Cualquier suelo pleistocénico | $v_s=33.9 N_{60}^{0.215} \sigma_v^{0.275}$ |
| | | Arcillas y limos cuaternarios | $v_s=26 N_{60}^{0.17} \sigma_v^{0.32}$ |
| | | Arcillas y limos holocénicos | $v_s=22.9 N_{60}^{0.17} \sigma_v^{0.32}$ |
| | | Arcillas y limos pleistocénicos | $v_s=29.1 N_{60}^{0.17} \sigma_v^{0.32}$ |
| | | Arenas cuaternarias | $v_s=30 N_{60}^{0.23} \sigma_v^{0.23}$ |
| | | Arenas holocénicas | $v_s=27 N_{60}^{0.23} \sigma_v^{0.23}$ |
| | | Arenas pleistocénicas | $v_s=35.1 N_{60}^{0.23} \sigma_v^{0.23}$ |

Tabla 5-3 (continúa)

| Año | Autor(es) | Tipo de suelo | Correlación |
|------|---------------------------|-----------------------|--|
| 2012 | Wair et al. (continúa) | Gravas holocénicas | $v_s=53 N_{60}^{0.19} \sigma'_v^{0.18}$ |
| | | Gravas pleistocénicas | $v_s=115 N_{60}^{0.17} \sigma'_v^{0.12}$ |
| | Pérez-Santisteban et al. | Cualquiera | $v_s=71.05 N^{0.259} D^{0.382}$ |
| | | Arenas | $v_s=77.85 N^{0.121} D^{0.619}$ |
| | | Toscas | $v_s=110 N^{0.147} D^{0.397}$ |
| | | Peñuelas | $v_s=60.59 N^{0.213} D^{0.479}$ |
| | | Arcillas y yesos | $v_s=128.67 N^{0.273} D^{0.188}$ |
| 2013 | Ahmad et al. | Cualquiera | $v_s=82.38 N^{0.047} D^{0.475}$ |
| | Shooshpasha et al. | Cualquiera | $v_s=95.72 N^{0.183} D^{0.101}$ |

Como alternativa a estas formulaciones, las correlaciones potenciales se pueden expresar de manera equivalente en la forma de polinomios de regresión $\ln(v_s)=b_0+b_1\ln(N)+b_2 \ln(\sigma'_v)$, siendo b_j los coeficientes de ajuste, tal y como se resumen en la Tabla 5-4.

Tabla 5-4. Principales correlaciones con formulación logarítmica entre v_s (m/s) y N_{SPT} que tienen en cuenta la influencia de la presión efectiva (recopilado por el autor)

| Año | Autor(es) | Tipo de suelo | Correlación |
|------|--------------------|---|---|
| 2010 | Brandenberg et al. | Arenas | $\ln v_s=4.045+0.096 \ln(N_{60})+0.236 \ln(\sigma'_v)$ |
| | | Limos | $\ln v_s=3.783+0.178 \ln(N_{60})+0.231 \ln(\sigma'_v)$ |
| | | Arcillas | $\ln v_s=3.996+0.23 \ln(N_{60})+0.164 \ln(\sigma'_v)$ |
| 2015 | Ghazi et al. | Arenas | $\ln v_s=5.51+0.156 \ln(N_{60})-0.279 \ln(P_d/\sigma'_v)$ |
| | | Gravas | $\ln v_s=5.43+0.192 \ln(N_{60})-0.246 \ln(P_d/\sigma'_v)$ |
| | | Granular con menos del 12% de finos | $\ln v_s=5.25+0.234 \ln(N_{60})-0.287 \ln(P_d/\sigma'_v)$ |
| | | Granular con finos entre el 12 y el 50% | $\ln v_s=5.52+0.159 \ln(N_{60})-0.257 \ln(P_d/\sigma'_v)$ |
| | | Arcilla | $\ln v_s=5.69+0.118 \ln(N_{60})-0.242 \ln(P_d/\sigma'_v)$ |
| 2016 | Tsai y Kishida | Arenas | $\ln v_s=4.14+0.172 \ln(N_{60})+0.167 \ln(\sigma'_v)$ |
| | | Arenas, limos y arcillas | $\ln v_s=2.77+0.110 \ln(N_{60})+0.496 \ln(\sigma'_v)$ |

5.2.3. Nuevas tendencias: enfoques no convencionales

En los últimos años han surgido nuevas investigaciones que se apartan de la tendencia de ajustes directos v_s -SPT mediante técnicas de regresión estadística, para tratar de mejorar tanto la robustez predictiva de las formulaciones como incluir un mayor número de parámetros de dependencia que puedan mejorar las correlaciones y hacerlas más universales. Así, existen investigaciones recientes que buscan un mejor ajuste y resolución de correlaciones de formato convencional aplicando algoritmos de ajuste avanzado, como el análisis neuronal artificial, mientras que otros estudios desarrollan un estudio de sensibilidad a diferentes variables de estado de los suelos ensayados (humedad, porosidad, plasticidad, etc.), para mejorar la capacidad predictiva de las formulaciones obtenidas.

De esta forma, en la Tabla 5-5 se recopilan algunas de las aportaciones recientes más notables y prometedoras.

Tabla 5-5. Correlaciones con formulación no convencional entre v_s (m/s) y N_{SPT} (recopilado por el autor)

| Año | Autor(es) | Tipo de suelo | Correlación | |
|------|----------------------|---------------|---|--|
| 2007 | Ulugergerli y Uyanik | Cualquiera | Límite superior | $v_s=23.29 \ln(N)+405.61$ |
| | | Cualquiera | Límite inferior | $v_s=52.9 e^{-0.011N}$ |
| 2012 | Ghorbani et al. | Arenas | $v_s = 3.02 + 1.8839Y_2 - 0.9307Y_3 + 0.33683Y_2^2 + 0.35324Y_3^2 - 0.68995Y_2 Y_3$ $Y_1 = 106.27 + 2.34(N_1)_{60} + 0.48\sigma'_v - 0.021(N_1)_{60}^2 +$ $+ 0.00052\sigma_v'^2 - 0.00204(N_1)_{60} \sigma'_v$ $Y_2 = 1.62 + 0.935Y_1 + 0.551(N_1)_{60} - 0.00036Y_1^2 +$ $+ 0.00372(N_1)_{60}^2 - 0.00396Y_1(N_1)_{60}$ $Y_3 = -157.27 - 1.184\sigma'_v + 3.3944Y_1 - 0.00198\sigma_v'^2 -$ $- 0.00891Y_1^2 + 0.0086\sigma'_v Y_1$ | |
| 2013 | Nayeri et al. | Cualquiera | $v_s = 136.581 + \frac{0.0576N}{A} + \frac{10.88527N}{A + 2.91052} + \frac{1.35276}{A + 1.18224} +$ $+ \frac{6.39661}{A - 0.4613} - \frac{1.4529}{A + 0.17753} - \frac{2.9866}{A + 1.03558}$ $A = 0.01918N - 2.38576$ | |
| | Shooshpasha et al. | Cualquiera | Multirregresión | $v_s=116.83+5.712D+1.023N-0.073D^2-0.008N^2+0.058ND$ |
| | | | Algoritmo PSO | $v_s=96.84+9.906D+1.351N-0.218Z^2-0.001N^2-0.0062NZ$ |

Tabla 5-5 (continúa)

| Año | Autor(es) | Tipo de suelo | Correlación |
|------|---------------------------|---------------|---|
| 2016 | Tsai y Kishida | Cualquiera | $\ln v_s = 4.46 + 0.15 \ln(N) + 0.17 \ln(\sigma'_v) - 0.04 \ln(F) - 0.12 \ln(IP) + 0.26 \ln(RSC)$ $\ln v_s = 4.52 + 0.22 \ln(N) + 0.11 \ln(\sigma'_v) - 0.03 \ln(F) - 0.02 \ln(IP)$ |
| 2017 | Ataee et al. ¹ | Cualquiera | $\ln v_s = b_0 + b_1 \ln(N) + b_2 \ln(D) - b_3 \ln(F) - b_4 \ln(w) + b_5 \ln(LL)$ |

¹ Ataee et al. (2017) no especifican los coeficientes obtenidos en sus ajustes, sino tan solo los resultados de desviaciones y grados de correlación de sus modelos. Se incluye en esta tabla por el interés de la técnica utilizada.

A continuación, realizaremos un breve análisis de cada una de estas investigaciones de la Tabla 5-5 para ilustrar las tendencias actuales que están sentando las bases de futuras líneas de investigación, como veremos en el capítulo 8:

- Ulugergerli y Uyanik (2007): Como novedad respecto a otros estudios anteriores, los autores renuncian a la obtención de una curva de ajuste medio de los datos, para proponer dos curvas de ajuste superior e inferior, acotando aproximadamente la nube de puntos correspondientes a las parejas v_s -SPT. Los autores indican que se han registrado las velocidades secundarias en tendidos lineales con geófonos horizontales los sismogramas para fuentes activas de perturbación sísmica, determinando la velocidad de las ondas S en función de las pendientes de las dromocronas así registradas, analizándolos por la técnica de la refracción. Este tipo de técnicas siempre requiere un análisis muy detallado de los sismogramas, para evitar el marcado de llegadas de ondas Love así como evitar la confusión de las primeras llegadas de la componente horizontal de las ondas s refractadas con las perturbaciones debidas a los rayos directos subsuperficiales de las ondas primarias. Este hecho es comprobado por Yordkayhun et al. (2014), que señalan como principales problemáticas de la refracción de ondas secundarias los siguientes:
 - Incapacidad de determinar las características de posibles capas ocultas (de rigidez inferior a la de las capas inmediatamente por encima y por debajo)
 - Incertidumbres e inexactitudes en la selección de primeras llegadas (como apuntábamos en el párrafo anterior)
 - Conversiones de modo de las ondas por su dispersión al propagarse por las diferentes capas del subsuelo

En su estudio, Yordkayhun et al. (2014) realizan una comparativa entre las correlaciones v_s -SPT para velocidades secundarias obtenidas por refracción o

mediante análisis MASW. En su discusión de los resultados, estos autores indican que, a pesar de que el grado de correlación entre ambas magnitudes es mejor a partir de datos obtenidos mediante refracción, la curva de correlación obtenida a partir de ensayos de análisis MASW se acerca más a la curva propuesta por Marto et al. (2013), por lo que esta metodología es más fiable. Esta afirmación, que se encuentra sustentada sobre la comparativa con una de las decenas de expresiones disponibles, resulta algo débil. Además, la comparativa de curvas de correlación no resulta tan claramente favorable al método MASW:

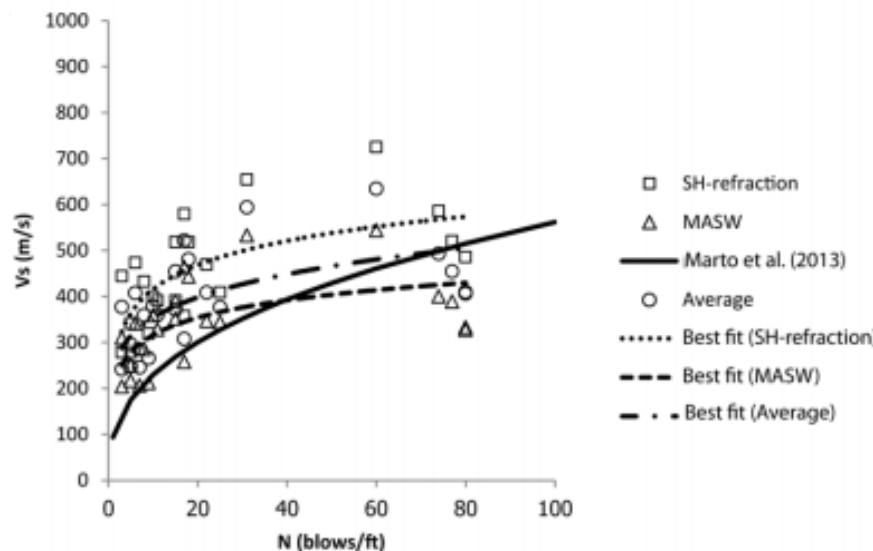


Figura 5-13: Comparación de la correlación de Yordkayhun et al. (2014) con la de Marto et al. (2013) para velocidades secundarias obtenidas con análisis MASW o refracción de ondas transversales (Fuente: Yordkayhun et al., 2014)

Por otro lado, Ulugergerli y Uyanik (2007) también realizan en su investigación una acotación de los límites superior e inferior de la correlación entre v_p y SPT, que será descrita en el apartado 4.3.

- **Ghorbani et al. (2012):** En este caso, los autores realizan un análisis de la dependencia entre la velocidad v_s , el SPT y la presión efectiva mediante un algoritmo de redes neuronales polinómicas, aplicado a un conjunto de 394 parejas de datos, obtenidas a partir de sondeos y ensayos en 10 emplazamientos diferentes. Para poder evaluar la robustez de su formulación, comparan el coeficiente de determinación de la fórmula de Brandenberg et al. (2010) para cualquier suelo aplicada a sus datos con su propio ajuste, observando una mejora, desde $r^2=0.93$ a $r^2=0.95$. Así mismo, la raíz cuadrada

del error medio cuadrático y la media del error absoluto medio de la propuesta de los autores es inferior a los errores obtenidos aplicando la formulación de Brandenberg et al. (2010). Adicionalmente, los autores comparan su formulación con los datos reales de cuatro emplazamientos y con algunas correlaciones conocidas, consiguiendo unos ajustes bastante óptimos en general, como muestra la Figura 5-14:

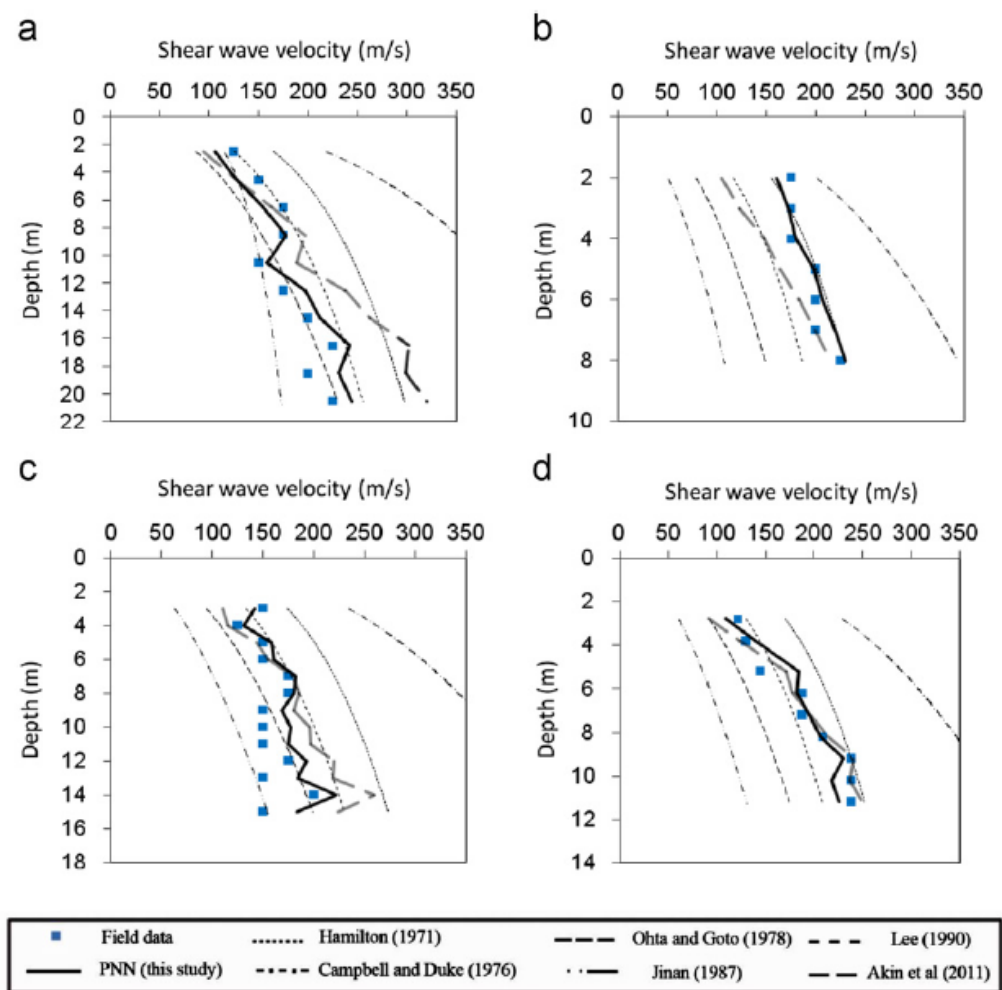


Figura 5-14: Comparación de la correlación de Ghorbani et al. (2012) –en trazo grueso- con otras correlaciones anteriores –en trazos discontinuos- y con los valores de velocidad v_s realmente medidos en cuatro emplazamientos: (a) Niigata (Japón); (b) Nihonaki-Chubu (Japón); (c) Hyogoken-Nanbu (Japón); (d) Taiwán y (e) Turquía (Fuente: Ghorbani et al., 2012)

Los métodos de computación mediante redes neuronales (Gurney, 1997) consisten en la creación de elementos simples de computación, denominados

nodos o neuronas, inspirados por el comportamiento de las neuronas biológicas. Cada neurona acepta unos ciertos datos de entrada y, gracias a una función de transferencia, procesa los mismos para terminar generando una salida que afecta al peso de los elementos de interconexión neuronal, generando así una cierta entrada de nuevos datos a las neuronas de la capa siguiente. Las neuronas de la capa j serán afectadas en mayor o menor medida por las neuronas de la capa $j-1$ en función, precisamente, del peso de cada interconexión. De esta forma, la búsqueda de solución de ajuste irá acotándose en cada paso de capa, dando prioridad a los ajustes locales de las neuronas más óptimas.

La ventaja de este tipo de algoritmos de aprendizaje radica en la posibilidad de trabajar con grupos de datos con valores incompletos, lo que permite ampliar el volumen de la nube de datos disponible, además de estar preparada para definir el nivel de tolerancia de cierre final del ajuste –lo que da lugar a optimizaciones del tiempo de computación en problemas de complejidad elevada y con gran volumen de datos-. Teniendo en cuenta que en los trabajos habituales de prospección geotécnica es bastante común que la batería de parámetros disponibles en cada punto de ensayo no suele dar lugar a conjuntos completos, sino que en cada punto suele haber disponibles unos parámetros y no otros, esta técnica puede resultar muy útil para poder obtener el máximo de información de ajuste de la relación entre parámetros sin tener que eliminar series de datos.

- Nayeri et al. (2013): los autores parten de una formulación clásica del tipo $v_s = aN^b$, ajustada mediante mínimos cuadrados a su base de datos de partida, para a continuación aplicar sobre los mismos un algoritmo de programación genética que permite generar una formulación con un mejor ajuste.

Este tipo de técnicas (Arranz de la Peña y Parra Truyol, 2007; Koza, 1994; Melanie, 1999) se engloban dentro del grupo de los algoritmos adaptativos o de estrategia evolutiva. Para investigar su origen nos podemos remontar hasta los primeros trabajos de Rechenberg (1965, 1973), que introdujo por primera vez el concepto de las estrategias de evolución como herramienta de optimización de parámetros de algún fenómeno físico (en sus investigaciones en concreto, estudio las superficies de sustentación aerodinámica) o Holland (1975), que fue el pionero de los algoritmos genéticos, que constituyen una de las ramas de aplicación más importantes de los métodos evolutivos. Sobre la base de estos primeros estudios se cimentaron las reglas básicas de estas herramientas, una de cuyas aplicaciones más conocidas es la optimización de

funciones en entornos multivariable. En estos casos, se busca maximizar o minimizar una función real, que en el caso de las correlaciones aquí estudiadas sería la función de ajuste entre la curva de correlación y las nubes de datos disponibles.

Así, Nayeri et al. (2013) obtuvieron una sensible mejora en el ajuste de su fórmula de correlación original, con un coeficiente de determinación que pasó de $r^2=0.25$ para todo el conjunto de datos con la regresión simple, a un valor de $r^2=0.47$ para el mismo conjunto de datos con la fórmula mejorada por el algoritmo genético. Aunque este algoritmo tiene un gran interés por su novedad y potencia en el ámbito que estamos investigando, con una notable eficiencia en la mejora del grado de correlación del fenómeno estudiado, desde el punto de vista cuantitativo se puede señalar que los datos de partida tenían un pobre grado de correlación entre sí, por lo que no se puede obtener de los mismos una formulación extrapolable a otros emplazamientos, en la práctica.

- Shooshpasha et al. (2013): parte de una formulación polinómica de segundo grado que relaciona v_s , N y D , del tipo:

$$v_s = b_0 + b_1 D + b_2 N + b_3 D^2 + b_4 N^2 + b_5 ND \quad (\text{Ec. 5.7})$$

Para optimizar los coeficientes b_i de la fórmula de correlación, utilizan una técnica de optimización estocástica denominada optimización por enjambre de partículas (*Particle Swarm Optimisation, PSO*). Desarrollada por Eberhart y Kennedy (1995), se fija en la naturaleza y en las propiedades de interacción y movimiento de diferentes conjuntos de animales sociales. Así, matemáticamente, en este algoritmo se definen diferentes soluciones potenciales (denominadas en este método “partículas”) para un determinado conjunto de variables. Para cada partícula en el espacio del conjunto de todas las posibles soluciones, se evalúa su grado de ajuste en función de la función de ajuste a optimizar. Además, a cada partícula se le asigna una velocidad y una dirección de movimiento, que permitirá a cada una de ellas trasladarse a otros puntos del espacio de soluciones en el que se hayan obtenido optimizaciones locales. De esta forma, tras inicializar el conjunto solución con partículas generadas aleatoriamente, se irán produciendo generaciones sucesivas de partículas a partir de las de la generación anterior que irán recorriendo el espacio de soluciones potenciales, hasta localizar un óptimo global de la función de ajuste.

Además del interés de la metodología del algoritmo de ajuste de la correlación, es importante señalar que los autores terminan señalando el carácter local de este tipo de correlaciones, determinando que se restrinja su uso a aquellos casos en los que los suelos tengan características muy semejantes a aquellos para los que se obtuvieron dichas correlaciones.

- Tsai y Kishida (2015): a partir del enfoque de predicción condicional descrito por los propios autores (Kishida y Tsai, 2016), proponen una parametrización del fenómeno de correlación con un mayor número de variables independientes, lo que dota a su estudio de una clara vocación universalizadora de la formulación obtenida. En concreto, consideran que la relación v_s - N depende también de la profundidad (materializada en la forma de la presión efectiva vertical del terreno), la plasticidad (según su índice de plasticidad, IP), el contenido de finos (F) y la historia tensional del terreno (expresada en forma de su razón de sobreconsolidación, RSC).

Para comprender su enfoque de ajuste, los autores describen el proceso de optimización en un modelo de tres variables (por ejemplo v_s , N y σ'_v). Se comienza creando dos modelos independientes entre N y σ'_v , y entre v_s y σ'_v , procediendo a continuación a su ajuste por mínimos cuadrados de forma convencional:

$$\ln(v_s) = b_{ov_s} + b_{1v_s} \ln(\sigma'_v) + \varepsilon_{vs} \quad (\text{Ec. 5.8})$$

$$\ln(N) = b_{oN} + b_{1N} \ln(\sigma'_v) + \varepsilon_N \quad (\text{Ec. 5.9})$$

A continuación se obtienen los residuos de cada una de las regresiones (ε_{vs} y ε_N), y se establece una regla condicional que ligue las tres variables. Si las desviaciones típicas de ambos ajustes son σ_{vs}^2 y σ_N^2 , respectivamente, y la correlación entre residuos se denomina r_{Nvs} , se puede expresar la predicción condicional de la forma:

$$\begin{aligned} E[\ln(v_s) | \ln(N)] &= E[\ln(v_s)] + \sigma_{vs} r_{Nvs} \frac{\varepsilon_N}{\sigma_N} = b_{ov_s} - \\ &- b_{oN} \frac{\sigma_{vs}}{\sigma_N} r_{Nvs} + \frac{\sigma_{vs}}{\sigma_N} r_{Nvs} \ln(N) + \left(b_{1v_s} - b_{1N} \frac{\sigma_{vs}}{\sigma_N} r_{Nvs} \right) \ln(\sigma'_v) \end{aligned} \quad (\text{Ec. 5.10})$$

Esta expresión se puede entonces expresar en un formato más compacto de esta forma –siendo $E[Ln(v_s)|Ln(N)]$ el valor esperado de $Ln(v_s)$ condicionado por $Ln(N)$ –:

$$E[Ln(v_s)|Ln(N)] = b_o + b_1 Ln(N) + b_2 Ln(\sigma'_v)$$

$$b_o = b_{ov_s} - b_{oN} \frac{\sigma_{vs}}{\sigma_N} r_{Nvs}$$

$$b_1 = \frac{\sigma_{vs}}{\sigma_N} r_{Nvs}$$

$$b_2 = b_{1v_s} - b_{1N} \frac{\sigma_{vs}}{\sigma_N} r_{Nvs}$$

(Ec. 5.11)

Los autores generalizan esta metodología de tres parámetros hacia una formulación de más variables, llegando a la formulación general del tipo:

$$Ln(v_s) = b_o + b_1 Ln(N) + b_2 Ln(\sigma'_v) + b_3 Ln(F) + b_4 Ln(IP) + b_5 Ln(RSC) \quad \text{(Ec. 5.12)}$$

Por otro lado, además de aportar un estudio de ajuste de la correlación, Tsai y Kishida reflexionan sobre la diferente naturaleza cinemática de los fenómenos a correlacionar. Así, indican que la velocidad de propagación de ondas secundarias es, en efecto, una propiedad primaria de baja distorsión del terreno, mientras que el SPT es una medida secundaria en el campo de las altas distorsiones. Esta dualidad de deformaciones se manifiesta cuantitativamente al observar las formas potenciales de las Ecs. 4.8 y 4.9, y expresando la relación de bajas distorsiones en función del módulo de deformación transversal máximo $G_{m\acute{a}x}$ (según las formas de correlación que aparece en Ishihara, 1996):

$$G_{m\acute{a}x} = af(e) \sigma'_v{}^n \quad \text{(Ec. 5.13)}$$

$$N = a\sigma'_v{}^n \quad \text{(Ec. 5.14)}$$

En este punto, Tsai y Kishida (2015) obtienen unos exponentes para la presión efectiva vertical del orden de 0.26 para bajas distorsiones, y de 0.58 para altas distorsiones. Estos valores son consistentes con la tendencia observada a que el exponente de σ'_v aumente al aumentar el nivel de distorsiones del parámetro

correlacionado con esa tensión, tal y como se puede observar en Ishihara (1996), que, por ejemplo, recopila los exponentes observados en varios estudios previos:

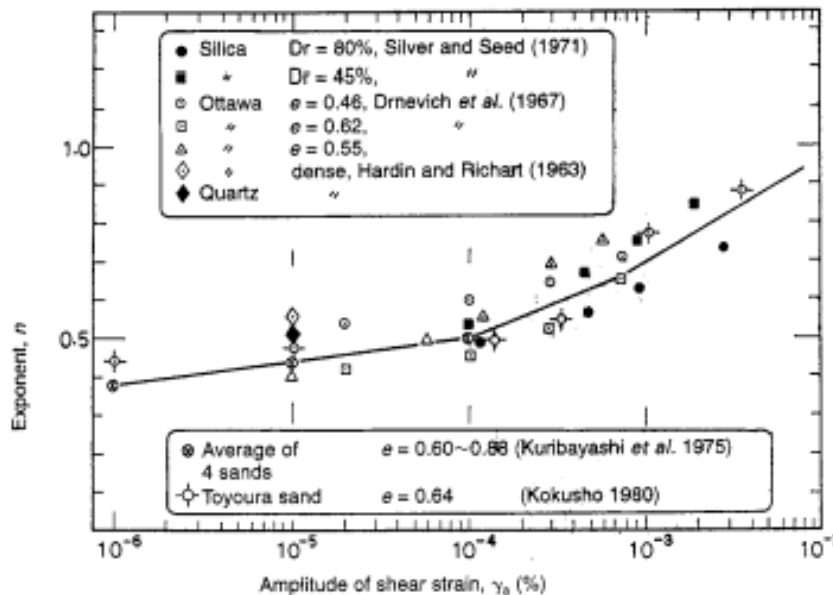


Figura 5-15: Variación del exponente n de la presión efectiva con el grado de distorsión (Fuente: Ishihara, 1996)

- Ataee et al. (2017): al igual que otros enfoques recientes, los autores realizan en este caso un estudio multiparamétrico, teniendo en cuenta en la correlación v_s -SPT el contenido de finos (F), la humedad del suelo (ω), el límite líquido (LL) y la profundidad (D). Este entorno multivariable es entonces ajustado mediante regresión múltiple convencional y mediante redes neuronales artificiales a una expresión del tipo:

$$v_s = a N^{b_1} D^{b_2} F^{b_3} \omega^{b_4} LL^{b_5} \tag{Ec. 5.15}$$

Aunque la investigación realiza una amplia descripción de los algoritmos utilizados, así como del tratamiento estadístico del ajuste conseguido, no llega a mostrar los coeficientes de ajuste finales de las dos metodologías. Pese a ello, por su interés metodológico la hemos incluido en este estudio del estado del conocimiento que, aunque resulta semejante al realizado por Ghorbani et al.

(2012), resulta singular por la inclusión de un mayor número de variables predictivas.

En este sentido, Bahadori y Momeni (2016) realizan un interesante análisis de sensibilidad de parámetros en la correlación, determinando la contribución relativa del SPT, la presión efectiva, el contenido de finos, la plasticidad y la granulometría en suelos de diferente naturaleza, como muestra la Figura 5-16:

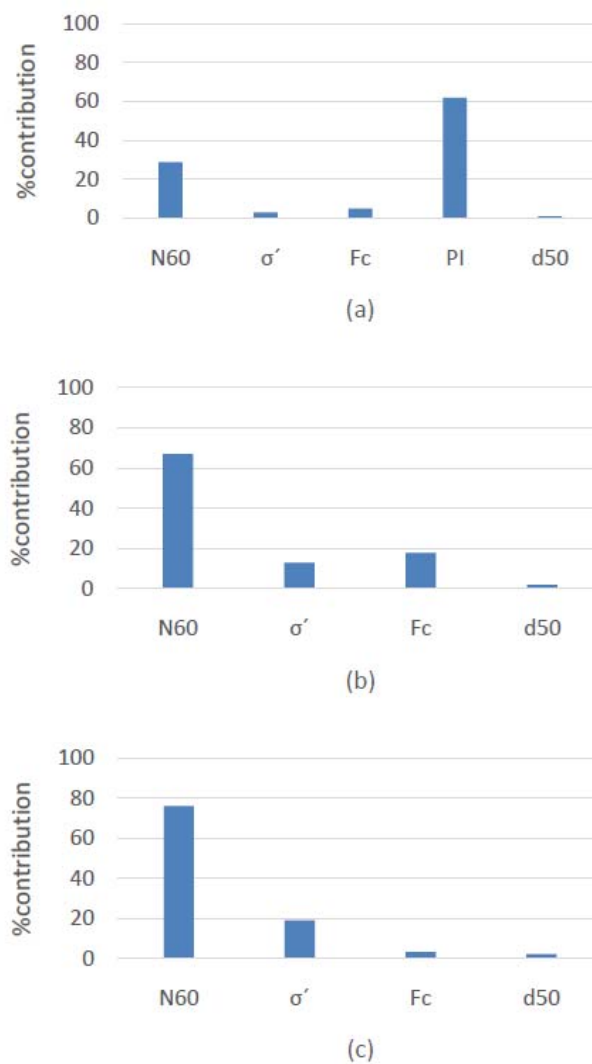


Figura 5-16: Contribución relativa de las variables predictivas de la velocidad vs para diferentes tipos de suelos: (a) arcillas sobreconsolidadas; (b) arcillas y limos normalmente consolidados; (c) arenas (Fuente: Bahadori y Momeni, 2016)

Según estos resultados, para el conjunto de datos utilizados por Bahadori y Momeni (2016), el SPT tiene especial relevancia en la predicción de la variación de la velocidad v_s en arenas y suelos finos normalmente consolidados, mientras

que en suelos sobreconsolidados, la plasticidad del suelo es el parámetro con más influencia en el valor de la velocidad.

5.3. Correlaciones v_p -SPT

En una de las escasas publicaciones que tratan sobre la correlación entre propagación de ondas p y el ensayo SPT, Ulugergerli y Uyanik (2.007), indicando la elevada dispersión de este tipo de correlaciones, no propusieron una fórmula única de correlación, sino que desarrollaron sendas fronteras superior e inferior para la correlación empírica entre velocidades de propagación v_p y valores N ajustando para ello las siguientes expresiones:

$$v_p^{superior} \left(\frac{m}{s} \right) = 14.008 \ln(N) + 2193 \quad (\text{Ec. 5.16})$$

$$v_p^{inferior} \left(\frac{m}{s} \right) = 245.97 e^{0.0057N} \quad (\text{Ec. 5.17})$$

Como veremos durante el tratamiento de datos objeto del capítulo 7 de la presente investigación, estos límites consiguen acotar prácticamente todos los datos recopilados (ver Figura 7-46), por lo que se pueden considerar estos límites como suficientemente ajustados, pero de poca utilidad práctica.

Posteriormente, Bery (2012) propuso una fórmula de correlación para suelos tropicales, con la forma:

$$v_p = 23.605 N - 160.43 \quad (\text{Ec. 5.18})$$

En su estudio, Bery (2012) midió un coeficiente de determinación muy elevado, de valor $r^2=0.931$. Al superponer esta fórmula predictiva sobre el conjunto de datos ensayados en la Figura 7-46, se comprueba cómo en realidad constituyen un límite inferior de la nube de puntos correlacionada en el presente informe, con un grado de ajuste bastante notable en esa zona inferior.

Por otro lado, Awang y Mohamad (2016) realizan un estudio de correlación lineal entre el SPT obtenido a cada profundidad en varios sondeos con el resultado de varios tendidos de refracción, interpretados mediante tomografía sísmica. Sin embargo, en su

estudio no llegan a describir las fórmulas de correlación, o los grados de correlación de las mismas.

Finalmente, se puede mencionar el trabajo de Tsang, 2004, que en su estudio de la relación entre el *SPT* y la velocidad de ondas primarias no llega a proponer fórmulas concretas de correlación, sino únicamente compara rangos de variación de ambas magnitudes, como se muestra en la Figura 5-17:

| Material | SPT N Value | P-wave Velocity (m/s) |
|-----------|-------------|-----------------------|
| Colluvium | 0 - 25 | 450 - 550 |
| CDT | 0 - 50 | 1,400 - 1,500 |
| C/HDT | 76 - 100 | 1,400 - 1,600 |
| HDT | 95 - 125 | 3,000 - 3,500 |

Figura 5-17: Rangos de variación comparados del SPT y de v_p para diferentes tipos de suelos ensayados según Tsang (2004)

5.4. Correlaciones locales y universales

Tras haberse establecido en los últimos años el interés que reside en considerar que la relación en velocidades v_s y el SPT puede ser mejorada por la consideración de otros parámetros índice independientes con capacidad explicativa en el comportamiento entre ambas magnitudes, la búsqueda de expresiones que puedan ser utilizadas globalmente ha tomado un lugar preferente en muchas de las investigaciones recientes. Así, Anbazhagan et al. (2012) ya preconiza el interés de introducir la medida de la eficiencia energética del SPT (es decir, indica la necesidad de calibrar adecuadamente su energía de impacto) para conseguir que los nuevos esfuerzos de correlación tengan utilidad más allá de estudios locales solamente aplicables a la zona concreta en la que fueron obtenidos. En su investigación, estos autores introducen en la correlación (en este caso, determinando la relación entre $G_{máx}$ y *SPT*, es decir, transformando v_s en $G_{máx}$ a través de la Ec. 3.17) el concepto de energía mediante un coeficiente de rendimiento energético ER_u , que transforma el *SPT* al nivel de rendimiento energético de los sistemas de golpeo estándar que en su estudio utilizan. Esta voluntad de universalización de las expresiones a través de la consideración del rendimiento energético del *SPT* utilizado también ha sido materializada en la presente investigación, siguiendo las tendencias más recientes de análisis multivariable (Marto et al., 2013).

En muchas de las expresiones de correlación descritas en el presente capítulo se observa que, en general, se utiliza el valor del *SPT* sin correcciones como dato de entrada en las regresiones, salvo en algunos casos en los que se introduce corregido por el rendimiento energético. En efecto, Towhata (2008) señala cómo el debido control de la energía de impacto es fundamental para poder obtener datos de calidad para poder realizar a partir de ellos una buena correlación entre v_s y *SPT*, lo que puede hacerse extensible a la relación v_p -*SPT*. Además, apunta tres razones principales para la dispersión de coeficientes de este tipo de formulaciones empíricas:

- Diferencias en las características de suelos de la misma naturaleza entre diferentes lugares: de aquí se desprende que la sola categorización de suelos como granulares o cohesivos no es suficientemente robusta como para estrechar el grado de dispersión de las formulaciones.
- Errores en las prospecciones de campo: aquí se combinan principalmente las imprecisiones en la medición de la energía de golpeo o por la alteración del fondo de perforación del sondeo durante la ejecución de los ensayos SPT, así como los errores asociados a la técnica de obtención de velocidad de ondas s (problemas operativos del *dowhole* o *crosshole*, análisis defectuosos de curvas de dispersión en métodos *SASW* o *MASW*, etc.)
- La naturaleza esencialmente fractal del suelo, que no se puede someter a los dictados de fórmulas simples con una sola variable dependiente.

Capítulo 6. Descripción de las campañas de reconocimiento geofísico y geotécnico

6.1. Introducción

Entre los años 2.013 y 2.017 se han recopilado para esta investigación los resultados de varias campañas de reconocimiento geotécnico y geofísico, incluyendo tanto prospecciones *in situ* como ensayos de caracterización de suelos en laboratorio, en emplazamientos de geologías diversas en diferentes países. El estudio ha abarcado así el análisis de suelos de muy variada naturaleza. Estos datos han sido posteriormente examinados tanto mediante regresión lineal convencional como a la luz del análisis dimensional, como se describirá en el capítulo 7.

Cronológicamente, se han llevado a cabo tres fases de recopilación de datos previos:

- Fase I: durante la génesis de la presente investigación se realizó una toma de datos sísmicos y geomecánicos en el marco de un proyecto de energía eólica en la costa del estado de Oaxaca (México) sobre materiales arenosos y arcillosos de origen sedimentario. Esto permitió realizar un primer análisis del poder predictivo del *SPT* sobre la variación de la velocidad de propagación de las ondas primarias y secundarias en suelos cohesivos o granulares de origen aluvial.
- Fase II: en una segunda campaña, englobado en un estudio geotécnico también del ámbito eólico en la región de Guanacaste, en Costa Rica, se recopilaron datos de penetración *SPT* así como de propagación de ondas internas a través de terrenos limo-arcillosos de origen volcánico.

- Fase III: finalmente, para completar el espectro de suelos tratados en el estudio, se ha realizado una tercera y última campaña en la Patagonia Argentina –una vez más para sendos proyectos eólicos-, sobre suelos que incluyen tanto arcillas, como arenas y gravas.

De entre las campañas de caracterización geofísica y geotécnica en las que el autor ha podido participar, se han escogido las correspondientes a las fases I, II y III por compartir una serie de rasgos comunes que las hacían especialmente interesantes para el presente estudio:

- Ensayos geofísicos realizados por el Área de Ingeniería del Terreno de la Universidad de Burgos, por lo que se podía tener un control de los resultados de los reconocimientos sísmicos desde su ejecución hasta su filtrado y análisis.
- Realización de sondeos mecánicos con registro del SPT cada metro de profundidad coincidiendo con el centro de los tendidos sísmicos, lo que permite disponer de una gran cantidad de datos que permitan caracterizar el SPT medio de cada estrato. El autor pudo, además, presenciar *in situ* la ejecución de varios de ellos.
- Disponibilidad de una intensiva batería de ensayos de laboratorio tanto de identificación como de caracterización mecánica a partir de muestras inalteradas (en suelos arcillosos y limosos) que permitieran obtener un subconjunto de datos de entre todos los puntos prospeccionados suficientemente amplio como para generar una nube de puntos de tamaño estadísticamente significativo (información a la que, junto a los registros litológicos y SPT, el autor ha tenido acceso por cortesía de MS-ENERTECH), y poder así acometer el análisis dimensional de la relación entre el SPT y la velocidad de propagación sísmica en suelos de grano fino.

En los siguientes apartados llevaremos a cabo una descripción de las características más notables del proceso de toma de datos e instrumentos y maquinaria utilizados en cada caso, así como de las características geológicas de cada emplazamiento prospeccionado.

6.2. FASE I: Campaña de tendidos de refracción sísmica, MASW, sondeos y ensayos de laboratorio en Juchitán de Zaragoza (Oaxaca, México)

Durante el año 2013 se llevó a cabo, a lo largo de varios meses, una campaña de caracterización sísmica y geotécnica del subsuelo de un emplazamiento conocido como *Bii-Hioxo* (*Viento viejo*, en la lengua zapoteca local), en la ciudad de Juchitán de Zaragoza, en el estado de Oaxaca (México). En esta localización se estaba preparando un proyecto de ejecución de un parque eólico de 136 turbinas. Para ello, se realizaron en los centros de varios de los aerogeneradores proyectados sondeos con registro continuo en toda la columna de perforación del SPT así como tomas de muestras inalteradas para su identificación y caracterización mecánica en el laboratorio por empresas de perforación locales –y cuyos resultados han sido proporcionados por cortesía de MS-Enertech para la realización de esta investigación-. En paralelo, el autor realizó y procesó una campaña de tendidos de refracción sísmica y análisis MASW activo en cada emplazamiento, con la asistencia de varios miembros del Área de Ingeniería del Terreno de la Universidad de Burgos en las labores de campo.

6.2.1. Entorno geológico-geotécnico del emplazamiento investigado

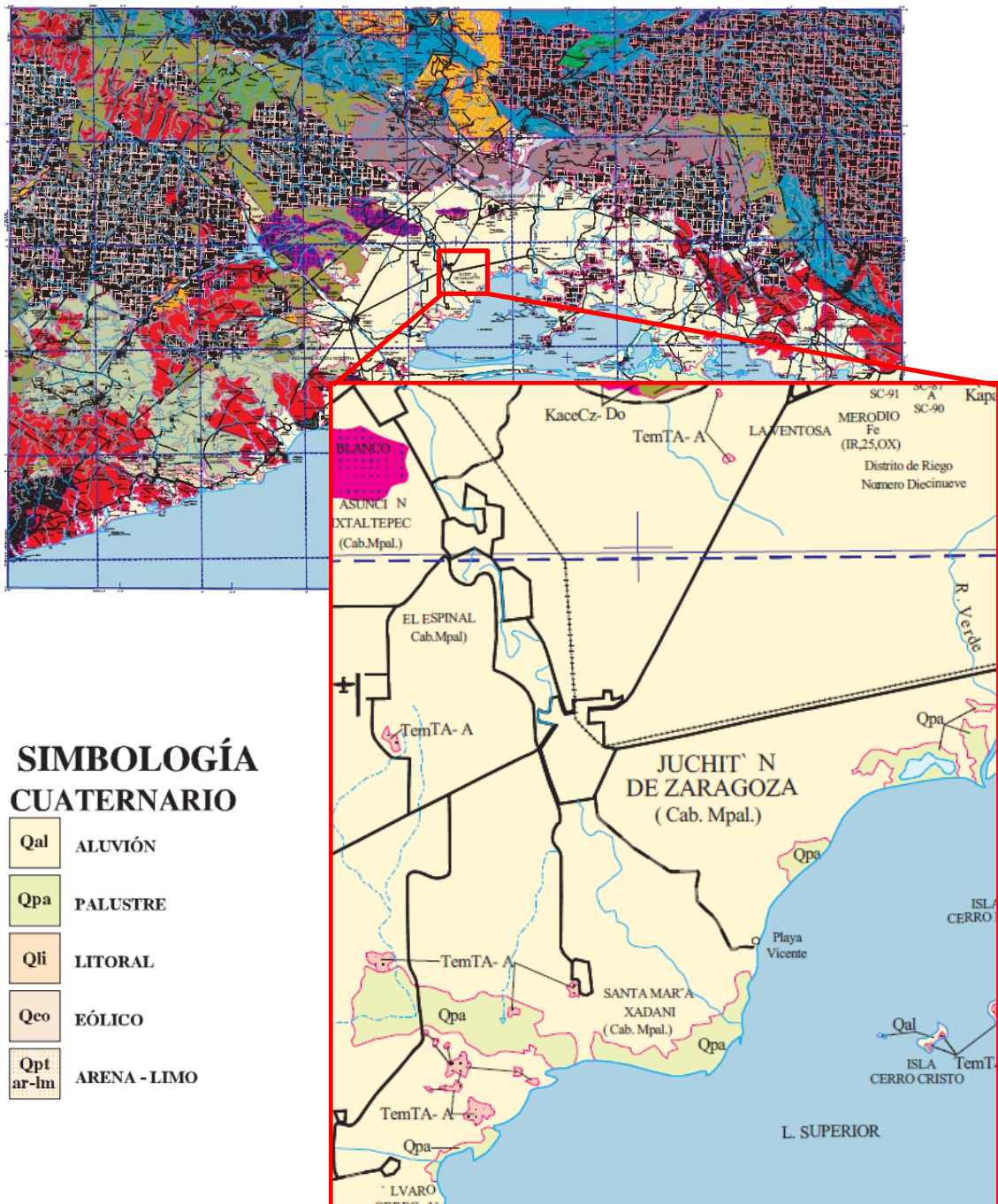
Según la información geológica regional disponible en el Servicio Geológico Mexicano (Martínez Amador et al., 2000), en la zona investigada se observa existe un zócalo paleozoico de origen metamórfico, sobre el que se disponen sedimentos continentales y marinos jurásicos. Sobre estos materiales se disponen a su vez depósitos sedimentarios marinos más recientes, del Cretácico. Litológicamente, el sustrato paleozoico está compuesto por esquistos de mica, intrusiones graníticas y granodioríticas, tobas y andesitas con un cierto metamorfismo, así como areniscas, calizas arenosas y calizas arrecifales y periarrecifales. Por encima de estos materiales, se observan capas de tobas y lavas relacionadas con el vulcanismo del Terciario inferior-medio.

La secuencia geológica ha estado sometida al menos a dos sistemas de esfuerzos tectónicos de gran intensidad: al norte del encuentro de la autopista entre Juchitán y Salina Cruz con la carretera que discurre de Tehuantepec a Oaxaca se observan estructuras orientadas hacia el noroeste, lo que se relaciona con la orogenia Laramide de final del Cretácico e inicios del Terciario. Esta orogenia deformó el sistema jurásico-

cretácico por levantamiento y despegue inducidos desde la subducción en la costa occidental de México. Además, al sur del encuentro, en las estructuras geológicas se aprecia también la acción de la orogenia Oaxaqueña, que formó en el Mioceno estructuras plegadas y cabalgamientos con orientación este-oeste. Durante el Mioceno, tras la extinción de la Placa Farallón, comenzó la subducción de la Placa de Cocos, la cual comenzó a producir un intenso empuje desde la Trinchera de Acapulco en dirección noreste provocando un fenómeno combinado de giro hacia el norte de las estructuras plegadas por la Orogenia Laramídica y de cabalgamientos sensiblemente paralelos a la línea de subducción pero buzando al sur (por lo que resultan transversales a las unidades plegadas). Como resultado, se puede apreciar la presencia de cabalgamientos buzando al norte, que afectan principalmente la secuencia jurásica-cretácica localizada al norte del encuentro entre carreteras mencionado anteriormente, así como cabalgamientos buzando al sur que afectan principalmente al zócalo paleozoico y que se localizan aproximadamente al sur de dicho encuentro.

Los depósitos más recientes de la zona de estudio –sobre los que se realizó la campaña de ensayos- están constituidos por capas de arenas, arcillas y limos intercalados con otras capas arenosas y arcillosas las cuales contienen diferentes proporciones de limos y gravas. Éstas últimas se observan principalmente en la porción central del valle aluvial de forma semicircular que ocupa la zona de estudio. Las capas con sedimentos más finos tienden a acumularse en las partes más bajas: estos depósitos deben su origen a la erosión de las cadenas montañosas en forma de anfiteatro que rodean al valle y fueron arrastrados por los ríos y arroyos que descienden de dichas montañas. En las Figura 6-1 se observa la carta geológica de *Juchitán 15-10 D15-1 1:250.000* de forma general, así como en detalle en el entorno de la investigación. En esta carta se pueden observar depósitos aluviales (Q_{al}) en la mayor parte de la zona de estudio. Las únicas variaciones se observan en la margen sur, donde se observan pequeñas aéreas aisladas de depósitos palustres (Q_{pa}).

La zona estudiada tiene una morfología casi plana, presentando una leve pendiente hacia el SE. Las elevaciones topográficas más cercanas están constituidas por las estribaciones meridionales de la Sierra Atravesada. En general la superficie del Valle de Tehuantepec es bastante joven en términos geológicos. Este valle se encuentra compuesto por secuencias estratificadas e interdigitadas de arenas y gravas en horizontes más o menos limpios o en diferentes mezclas entre ellos. Estos horizontes descienden desde la sierra con ligeros buzamientos de oriente a poniente y/o de norte a sur, estando compuesta la secuencia estratigráfica por intercalaciones de arcillas arenosas, arenas arcillosas, arenas y arenas gravosas, predominando en los clastos observados dentro de estas secuencias aluviales, fragmentos derivados de la erosión de rocas intrusivas cretácico-terciarias y de las vulcanitas jurásicas y terciarias que suponen el substrato general subyacente al cuaternario.



COLUMNA GEOLÓGICA

| PERIODO | POCA | | Ma | TERRENO MAYA | CLAVES CARTOGRÁFICAS | ARCO CHONTAL | CLAVES CARTOGRÁFICAS | TERRENO XOLAPA | CLAVES CARTOGRÁFICAS |
|-------------|-------------|--|------|--------------|----------------------|--------------|----------------------|----------------|----------------------|
| | PISO | | | | | | | | |
| CUATERNARIO | HOLOCENO | | 1.68 | [Symbol] | Qal Qpa Qli Qeo | [Symbol] | Qal Qpa Qli | [Symbol] | Qal Qpa Qli |
| | PLEISTOCENO | | | [Symbol] | Qptar-lm | [Symbol] | Qptar-lm | [Symbol] | |

Figura 6-1: Mapa geológico de Juchitán 15-10 D15-1, con detalle del área de estudio y de la leyenda geológica cuaternaria (Fuente: Martínez Amador et al., 2000)

6.2.2. Situación de los puntos de reconocimiento

Para la realización de la presente investigación, se han recopilado los datos de 53 emplazamientos en los que se han realizado sondeos con registro cada metro de profundidad del SPT, así como tendidos de refracción sísmica y de MASW activo, coincidiendo su centro con el punto de ejecución del sondeo. En las siguientes imágenes (figuras 6-2 a 6-4) se muestran las posiciones de cada punto de reconocimiento dentro del entorno aluvial descrito con anterioridad:

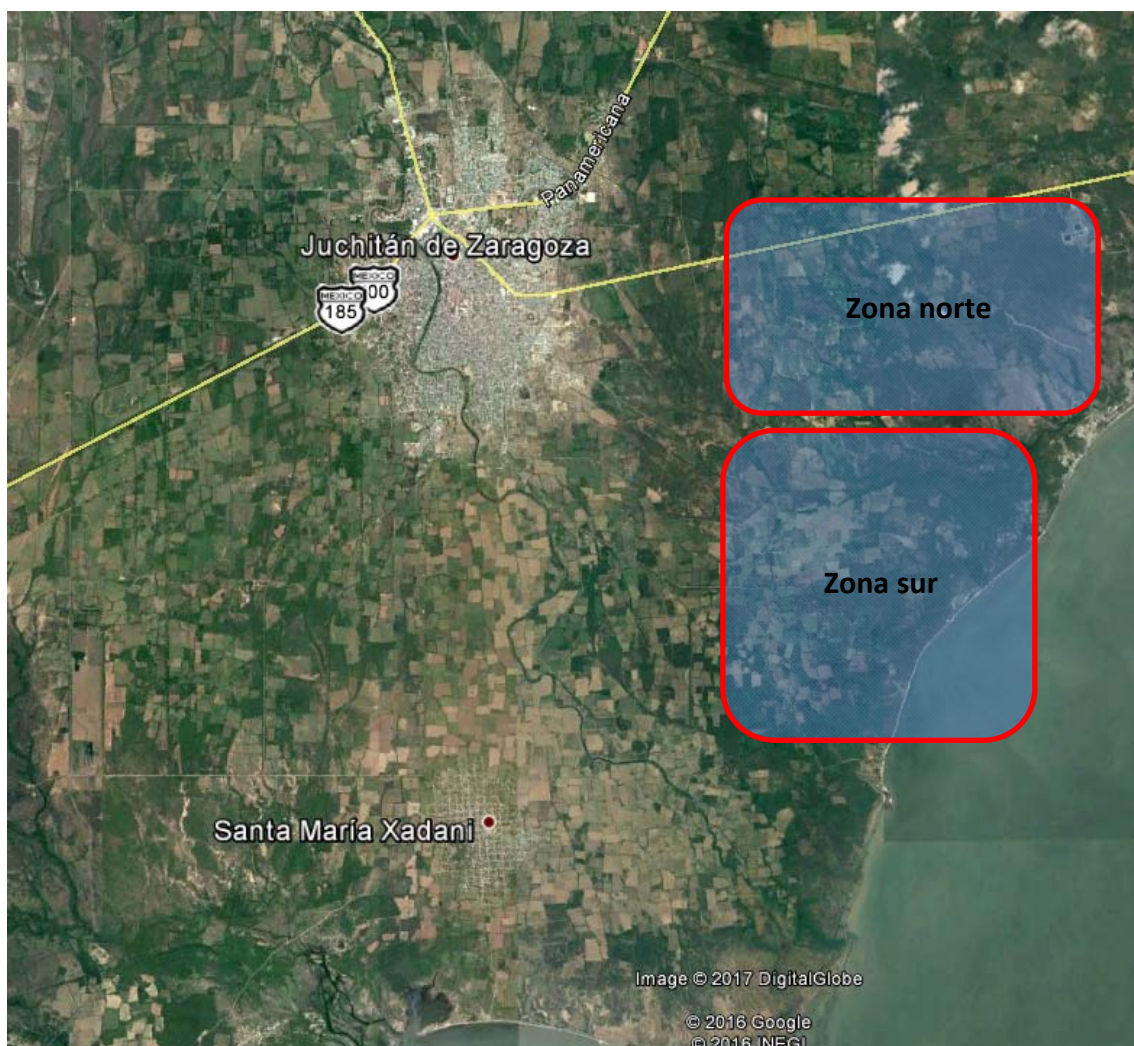


Figura 6-2: Vista área general del entorno de investigación, dividido en dos zonas norte y sur (Fuente: DigitalGlobe)

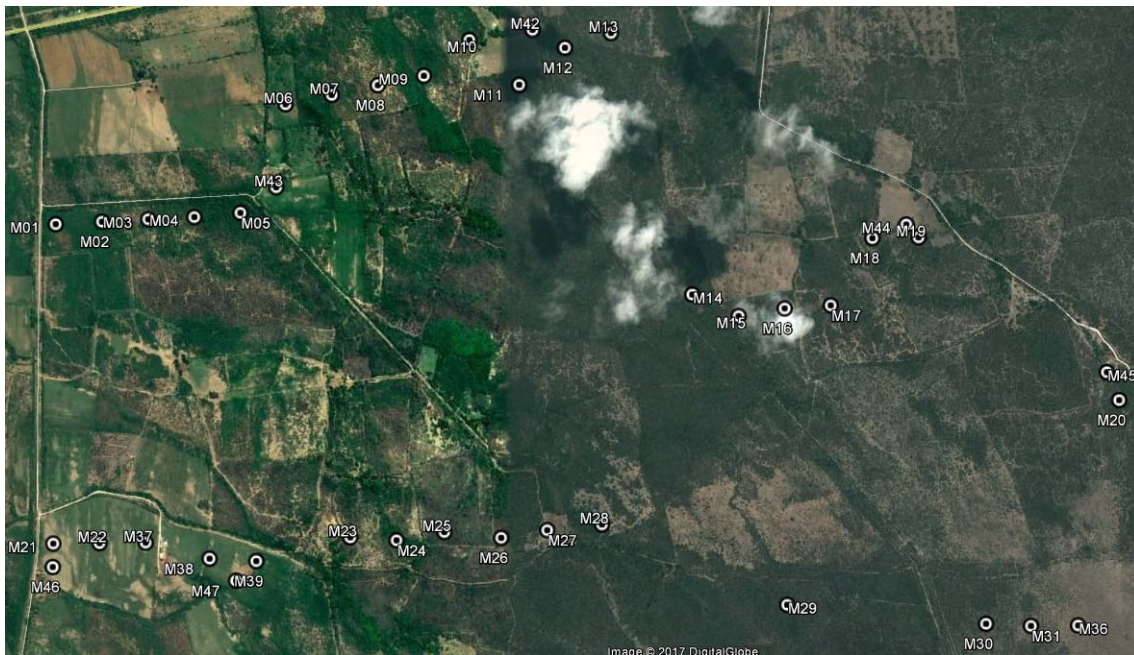


Figura 6-3: Vista área de mayor detalle de la zona norte (Fuente de mapas: Google Earth)

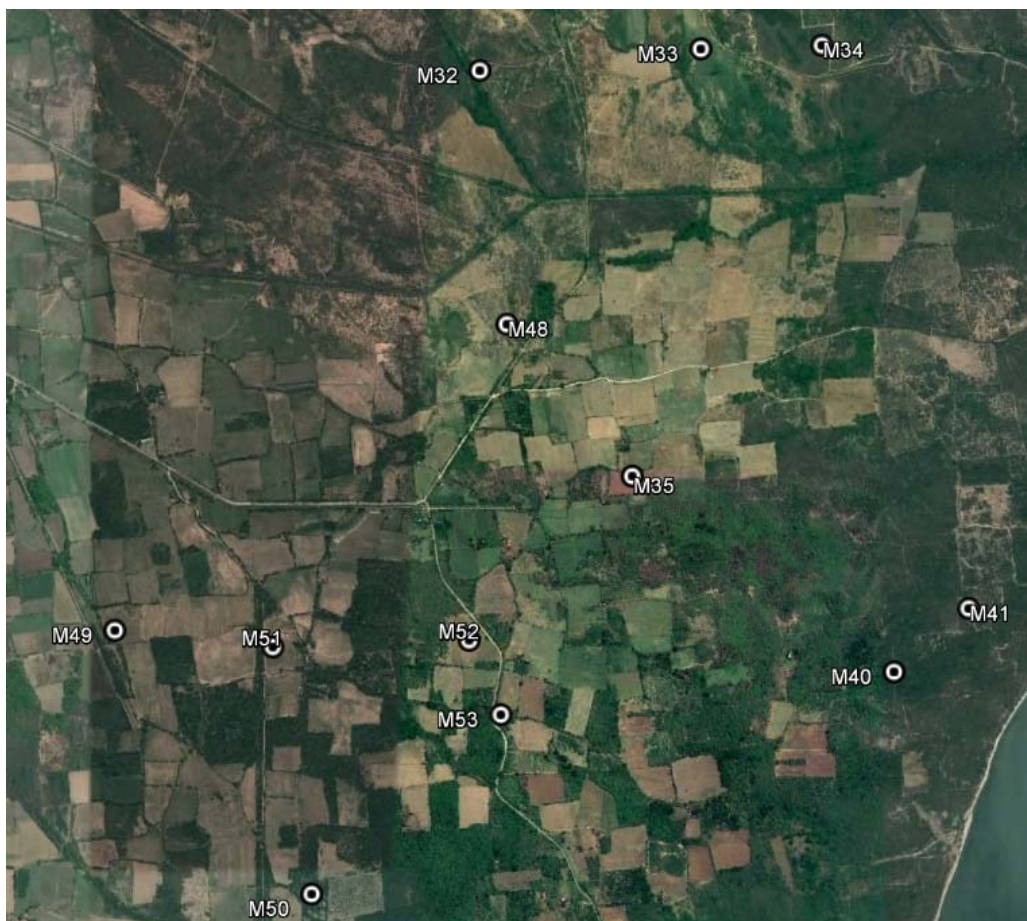


Figura 6-4: Vista área de mayor detalle de la zona sur (Fuente de mapas: Google Earth)

En este punto, hay que indicar que de los 53 puntos de investigación, 41 emplazamientos fueron prospeccionados geofísicamente por el Área de Ingeniería del Terreno, mientras que los 12 perfiles restantes fueron proporcionados para esta investigación por MS-Enertech.

Logísticamente, los emplazamientos presentaban accesos muy complicados, por lo que fueron necesarios trabajos de despeje de la densa vegetación, como se podía observar en la Figura 4-32 del capítulo 4, o como ilustra la Figura 6-5 que aparece a continuación:



(a)

(b)

Figura 6-5: Tendidos de refracción y MASW en las alineaciones (a) M19 y (b) M36

6.2.3. Características de la instrumentación geofísica

Para la realización de los tendidos de refracción sísmica y de análisis *MASW* se utilizó el siguiente equipo (cuya ficha de características técnicas se incluye en el Anexo B):

- Sismógrafo PASI modelo 16S24P
- 24 geófonos verticales de 10 Hz
- 2 cables de comunicación entre el sismógrafo y los geófonos de 75 m de longitud (para conseguir una alineación de longitud total de 120 m), con 12 canales cada uno.
- 1 batería para alimentación eléctrica del equipo
- 1 maza de golpeo de 8 kg y 1 placa de golpeo
- 1 cable de comunicación entre el sismógrafo y la maza de golpeo, con un sensor de choque a modo de *starter*.

De forma más pormenorizada se puede, además, destacar el conjunto de características técnicas más notables del sismógrafo utilizado:

- Módulo de adquisición de 24 bits de *National Instruments*
- Rango de tiempos de muestreo: de 125 μs a 2 ms para los 24 canales
- Tamaño de registros: entre 32 ms y 65536 ms
- Capacidad de procesar apilamiento de disparos (*stacking*)
- Formato de registro de salida: SEG-2 y PASI

En la siguiente Figura 6-6 se muestran cada uno de los elementos utilizados en las mediciones geofísicas, a modo de resumen gráfico de la instrumentación:

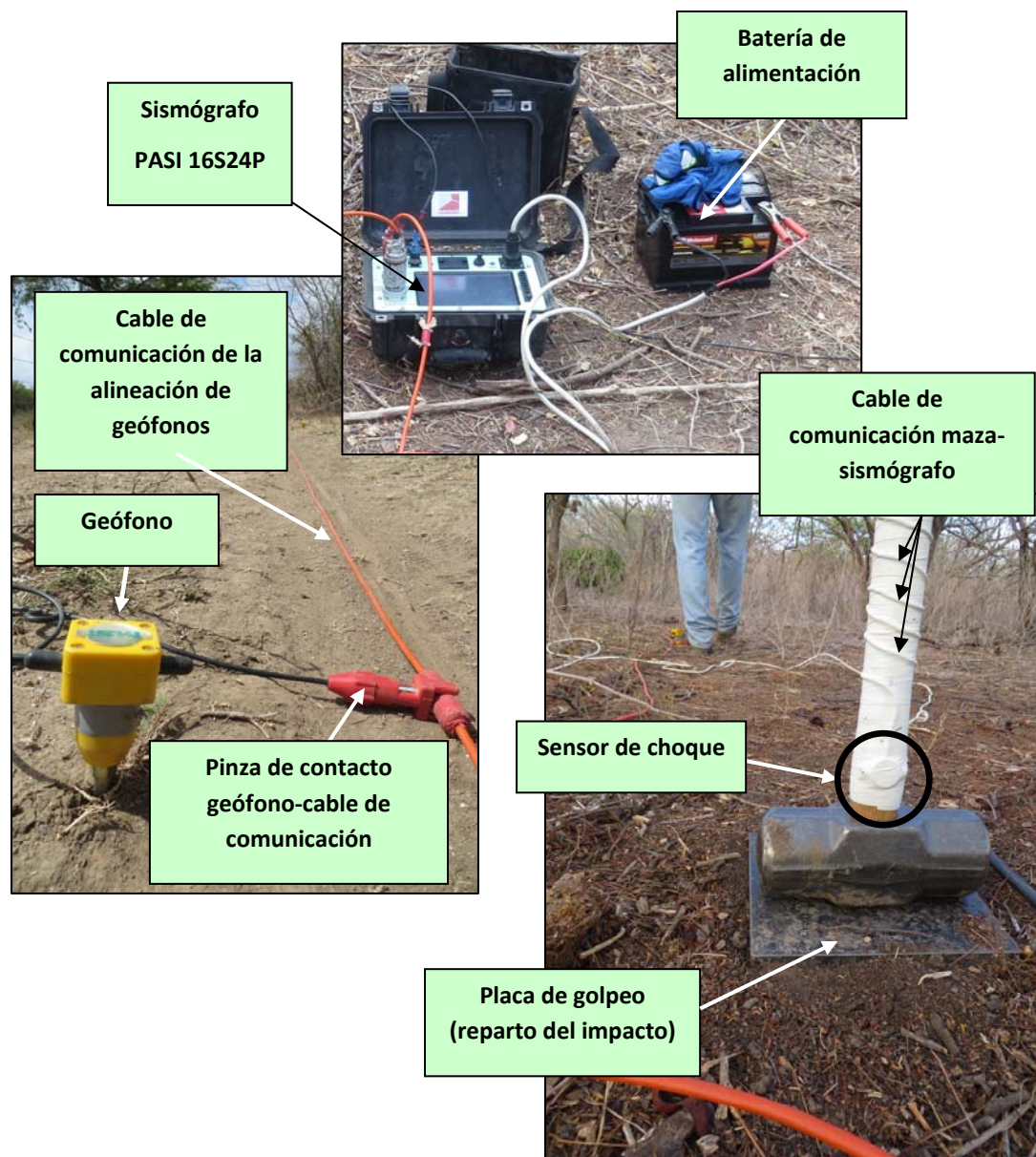


Figura 6-6: Descripción gráfica del equipo utilizado en México

6.2.4. Campaña de sondeos y ensayos de laboratorio

En la práctica habitual de investigación con sonda en España, se suelen realizar habitualmente perforaciones a rotación con recuperación continua de muestra y, a ciertas profundidades determinadas por el técnico a pie de sonda, se realizan ensayos *SPT* y toma de muestras inalteradas. Sin embargo, en muchos países de Latinoamérica se suele optar por otras prácticas. Así, se suelen realizar sondeos dedicados exclusivamente a la ejecución de *SPT*, sin recuperación de testigos por rotación: en cada metro de avance se realizan los 45 cm de penetración *SPT*, para continuar hasta

llegar al techo del siguiente tramo métrico mediante perforación sin recuperación (tricono, trialeta, hélice, etc.) –ver figuras 6-7 y 6-9-. En algunos tramos representativos se realizan también tomas de muestras mediante tubo Shelby. Si se necesita realizar una testificación detallada de la columna estratigráfica, esta metodología es muy pobre, puesto que las muestras en el interior de la cuchara SPT admiten una pobre identificación en comparación a avances por rotación de mayor diámetro. Por ello, en esos casos, se suele duplicar el número de sondeos en el punto investigado, dedicando el segundo a la extracción de avances por rotación.



(a)



(b)

Figura 6-7: (a) Avance con tricono entre maniobras de SPT. (b) Tomamuestras SPT junto a útil tricónico (Coatzacoalcos -Veracruz-, México)

Para el objetivo de la presente investigación, sin embargo, esta técnica de perforación constituye una herramienta ideal, puesto que permite obtener una densidad de datos muy elevada, y por ello, el tamaño poblacional mucho más adecuado para extraer conclusiones tras el tratamiento estadístico de los resultados de interrelación entre el SPT y las velocidades de propagación sísmica. Así, los resultados medios de SPT (sin correcciones), así como de las velocidades v_p y v_s de cada emplazamiento y profundidad estudiada, se muestran en la Tabla 6-1.

Desde el punto de vista logístico, en las zonas más accesibles, se utilizaron máquinas sobre camión (ver como la mostrada en la Figura 6-8 –izquierda-). Para realizar la perforación y sostenimiento de las paredes de cada sondeo se utilizaron, preferentemente, baterías tipo *auger* (tornillo sin fin), como se muestran en la Figura 6-8 b.



Figura 6-8: Sonda sobre camión (a) y acopio de augers tubulares de perforación (b) (Fuente: S. Ibáñez)

En muchos puntos, sin embargo, el acceso era muy complejo para máquinas automóbiles, por lo que se tuvieron que utilizar sondas más pequeñas sobre patines (de menor empuje, por ello, y más inestables durante el golpeo SPT), como se ilustra en la Figura 6-9).



Figura 6-9: Vista general y detalles de máquinas de sondeos sobre patines

6.2.5. Recopilación de resultados de ensayos

En la Tabla 6-1 se relacionan los resultados de los reconocimientos de campo, mientras que en la Tabla 6-2 se relacionan los resultados de ensayos de laboratorio en un conjunto de muestras inalteradas de suelos arcillosos obtenidas en varios de los sondeos.

Tabla 6-1. Resumen de resultados de la investigación in situ en México

| EMPLAZAMIENTO | de (m) | a (m) | DESCRIPCIÓN LITOLÓGICA DEL ESTRATO | N_{SPT} (Sin corregir) | v_p (m/s) | v_s (m/s) |
|---------------|--------|-------|--|--------------------------|-------------|-------------|
| M01 | 0.0 | 6.8 | Arcilla firme con algo de arena | 11.2 | 545 | 153 |
| | 8.1 | 8.6 | Arcilla muy firme con nódulos cementados ocasionales | 30.9 | 1162 | 292 |
| | 16.0 | 20.0 | Arcilla muy firme con nódulos cementados ocasionales | 38.0 | 1162 | 292 |
| M02 | 0.0 | 1.4 | Arcilla de consistencia media-baja | 12.8 | 289 | 113 |
| | 1.4 | 3.6 | Arena muy compacta a floja poco arcillosa | 11.5 | 507 | 113 |
| | 4.1 | 4.8 | Arcilla blanda a media | 13.6 | 904 | 172 |
| | 8.1 | 13.1 | Arcilla media a firme | 27.0 | 1389 | 292 |
| | 13.1 | 17.0 | Arcilla firme con algo de cementación | 37.1 | 1625 | 317 |
| | 18.7 | 20.0 | Arcilla | 39.7 | 1736 | 403 |
| M03 | 0.0 | 1.0 | Arcilla blanda a media | 9.4 | 286 | 140 |
| | 1.0 | 7.2 | Arena semidensa a densa de grano medio a fino | 32.4 | 757 | 210 |
| | 15.8 | 16.5 | Arcilla media a firme | 50.1 | 1447 | 653 |
| | 18.3 | 20.0 | Arena muy densa | 50.3 | 1865 | 653 |
| M04 | 0.0 | 3.3 | Arena suelta | 7.7 | 383 | 125 |
| | 3.3 | 7.6 | Arcilla blanda | 12.9 | 824 | 220 |
| | 7.6 | 13.0 | Arena semidensa a densa | 26.5 | 1323 | 283 |
| | 13.0 | 18.6 | Arcilla firme con cementación | 36.1 | 1657 | 415 |
| | 18.6 | 20.0 | Arena semidensa pasando a densa | 39.0 | 1788 | 573 |
| M05 | 0.0 | 8.5 | Arcilla blanda pasando a media | 15.3 | 813 | 237 |
| | 8.5 | 20.0 | Arcilla media a muy firme | 41.8 | 1677 | 466 |
| M06 | 0.0 | 5.0 | Arena floja a semidensa | 13.3 | 465 | 142 |
| | 5.0 | 7.7 | Arcilla media | 19.0 | 896 | 256 |
| | 7.7 | 10.0 | Arena floja a semidensa | 16.4 | 1235 | 256 |
| | 10.0 | 13.5 | Arcilla media | 42.2 | 1528 | 276 |
| | 13.5 | 14.5 | Arena densa a media | 34.0 | 1675 | 576 |
| | 14.5 | 20.0 | Arcilla muy firme | 57.5 | 1850 | 576 |
| M07 | 0.0 | 7.3 | Arcilla media con intercalaciones arenosas | 23.5 | 539 | 157 |
| | 7.3 | 15.3 | Arena semidensa a densa con algunas gravas y algo de arcilla | 38.6 | 1309 | 268 |
| | 15.3 | 20.0 | Arcilla firme con algo de arena | 33.1 | 2070 | 443 |

Tabla 6-1 (continúa)

| EMPLAZAMIENTO | de (m) | a (m) | DESCRIPCIÓN LITOLÓGICA DEL ESTRATO | N_{SPT} (Sin corregir) | v_p (m/s) | v_s (m/s) |
|---------------|--------|-------|---|--------------------------|-------------|-------------|
| M08 | 0.0 | 7.3 | Arcilla blanda | 23.5 | 539 | 157 |
| | 7.3 | 15.3 | Arena suelta | 38.6 | 1309 | 268 |
| | 15.3 | 20.0 | Arcilla media a firme | 33.1 | 2070 | 443 |
| | 0.0 | 1.0 | Arena densa poco arcillosa | 4.2 | 249 | 157 |
| | 1.0 | 3.9 | Arcilla media a firme con algo de arena | 3.2 | 459 | 176 |
| | 3.9 | 10.0 | Arena semidensa a densa | 32.2 | 1011 | 294 |
| | 10.0 | 13.1 | Arcilla firme | 47.6 | 1481 | 294 |
| M09 | 13.1 | 15.3 | Arcilla firme a muy firme | 41.6 | 1595 | 519 |
| | 15.3 | 18.0 | Arena poco arcillosa pasando a arcilla media | 35.0 | 1671 | 519 |
| | 18.0 | 20.0 | Arena muy compacta | 31.0 | 1737 | 519 |
| | 0.0 | 9.7 | Arcilla media a firme | 23.3 | 778 | 176 |
| M10 | 9.7 | 14.4 | Arcilla media | 24.0 | 1691 | 291 |
| | 14.4 | 17.1 | Arena con nódulos calcáreos | 38.8 | 1920 | 304 |
| | 17.1 | 20.0 | Arcilla media con algo de cementación | 39.9 | 2100 | 472 |
| | 4.1 | 8.1 | Arcilla media a firme con cementación | 22.1 | 837 | 217 |
| | 8.1 | 10.0 | Arena densa con cementación | 49.6 | 1220 | 330 |
| M11 | 10.0 | 13.5 | Arcilla firme con intercalaciones arenosas | 23.3 | 1521 | 547 |
| | 14.9 | 15.8 | Arena semidensa | 37.3 | 1844 | 547 |
| | 18.5 | 20.0 | Arcilla firme | 49.5 | 2000 | 547 |
| | 0.0 | 6.0 | Arena semidensa a densa | 12.8 | 488 | 137 |
| | 6.0 | 8.2 | Arcilla blanda a firme con intercalaciones arenosas | 23.0 | 927 | 240 |
| M12 | 8.2 | 10.5 | Arcilla media con intercalaciones arenosas | 45.2 | 1221 | 332 |
| | 10.5 | 18.1 | Arena semidensa a densa | 36.6 | 1579 | 364 |
| | 18.1 | 20.0 | Arcilla firme | 39.7 | 1889 | 422 |
| | 0.0 | 7.3 | Arena densa | 14.5 | 650 | 153 |
| | 7.3 | 10.3 | Arcilla firme | 34.1 | 1295 | 255 |
| | 10.3 | 11.6 | Arena semidensa a densa | 45.3 | 1560 | 320 |
| M13 | 11.6 | 13.3 | Arcilla firme | 46.5 | 1700 | 320 |
| | 13.3 | 18.2 | Arena densa | 39.6 | 1995 | 370 |
| | 18.2 | 20.0 | Arcilla firme a media con gravas hacia el muro | 40.0 | 2265 | 370 |
| | 0.0 | 7.4 | Arena firme | 19.0 | 570 | 155 |

Descripción de las campañas de reconocimiento geofísico y geotécnico

Tabla 6-1 (continúa)

| EMPLAZAMIENTO | de (m) | a (m) | DESCRIPCIÓN LITOLÓGICA DEL ESTRATO | N_{SPT} (Sin corregir) | v_p (m/s) | v_s (m/s) |
|---------------|--------|-------|---|--------------------------|-------------|-------------|
| M14 | 0.0 | 6.3 | Arcilla blanda | 9.6 | 11.3 | 616 |
| | 6.3 | 10.8 | Arena suelta a semidensa | 21.7 | 22.6 | 1354 |
| | 10.8 | 15.3 | Arcilla media a firme | 30.1 | 30.1 | 1870 |
| | 15.3 | 20.0 | Arena semidensa | 28.6 | 39.6 | 1915 |
| M15 | 0.0 | 5.9 | Arcilla firme a media | 18.3 | 17.9 | 601 |
| | 5.9 | 10.9 | Arena semidensa | 31.9 | 33.4 | 1255 |
| | 10.9 | 17.1 | Arcilla firme con cementación | 31.2 | 37.0 | 1767 |
| | 17.1 | 20.0 | Arena densa | 32.9 | 44.3 | 2024 |
| M16 | 0.0 | 5.4 | Arcilla media a firme | 22.4 | 27.4 | 637 |
| | 5.4 | 13.3 | Arena densa | 37.1 | 39.3 | 1401 |
| | 13.3 | 15.7 | Arcilla firme a muy firme | 47.8 | 47.8 | 1753 |
| | 15.7 | 20.0 | Arena densa | 36.2 | 49.7 | 1844 |
| M17 | 2.7 | 6.0 | Arcilla media | 10.6 | 12.9 | 667 |
| | 6.0 | 12.1 | Alternancia de arenas y arcillas medias | 31.4 | 32.1 | 1352 |
| | 12.1 | 13.4 | Arena densa | 32.0 | 38.0 | 1627 |
| | 13.4 | 20.0 | Arena densa | 28.9 | 39.0 | 2026 |
| M18 | 0.0 | 6.2 | Arcilla blanda | 5.5 | 7.1 | 540 |
| | 6.2 | 9.4 | Arcilla firme | 40.7 | 42.9 | 1079 |
| | 9.4 | 12.5 | Arena semidensa a densa | 28.9 | 32.7 | 1489 |
| | 12.5 | 15.5 | Arcilla media | 23.7 | 23.7 | 1775 |
| | 15.5 | 20.0 | Arena densa | 31.2 | 43.6 | 1981 |
| M19 | 2.7 | 6.0 | Arcilla media | 10.0 | 12.6 | 750 |
| | 6.0 | 9.7 | Arena densa | 32.8 | 34.0 | 1395 |
| | 9.7 | 20.5 | Arena suelta a semidensa | 28.4 | 36.2 | 1696 |
| | 20.5 | 22.0 | Arena densa | 22.0 | 29.1 | 1920 |
| M20 | 3.6 | 3.9 | Arcilla | 17.9 | 20.4 | 419 |
| | 12.0 | 20.0 | Arcilla | 32.4 | 32.4 | 1784 |
| M21 | 0.0 | 3.1 | Arcilla de baja plasticidad pasando a arena arcillosa | 11.8 | 14.6 | 351 |
| | 3.1 | 6.6 | Arcilla media con carbonatación | 19.1 | 19.0 | 761 |
| | 6.6 | 15.6 | Arena poco arcillosa semidensa a densa | 37.4 | 35.2 | 1615 |
| | 15.6 | 20.0 | Arcilla arenosa muy firme con carbonatos | 42.0 | 39.4 | 2251 |
| M22 | 0.0 | 3.5 | Arcilla blanda | 15.2 | 13.7 | 241 |
| | 3.5 | 4.5 | Arcilla arenosa firme a media | 14.9 | 15.0 | 1036 |
| | 10.6 | 18.0 | Arena densa | 34.8 | 35.6 | 1860 |
| | 18.0 | 20.0 | Arcilla arenosa media firme | 29.4 | 34.8 | 1420 |

Descripción de las campañas de reconocimiento geofísico y geotécnico

Tabla 6-1 (continúa)

| EMPLAZAMIENTO | de (m) | a (m) | DESCRIPCIÓN LITOLÓGICA DEL ESTRATO | N_{SPT} (Sin corregir) | v_p (m/s) | v_s (m/s) |
|---------------|--------|-------|--|--------------------------|-------------|-------------|
| M23 | 0.0 | 10.8 | Arcilla poco arenosa media | 16.3 | 975 | 186 |
| | 10.8 | 13.7 | Arena semidensa a densa con algunas gravillas | 31.2 | 1827 | 408 |
| | 13.7 | 15.2 | Arcilla media | 27.0 | 2020 | 408 |
| | 15.2 | 18.2 | Arena densa | 38.5 | 2074 | 408 |
| | 18.2 | 20.0 | Arcilla media a firme | 29.6 | 2156 | 408 |
| M24 | 0.0 | 6.8 | Arcilla media a blanda | 14.2 | 615 | 152 |
| | 6.8 | 12.4 | Arena floja pasando a densa | 11.9 | 1441 | 248 |
| | 12.4 | 15.5 | Arcilla firme | 33.2 | 1892 | 248 |
| | 15.5 | 20.0 | Arena densa con gravillas | 39.0 | 2008 | 522 |
| M25 | 0.0 | 4.4 | Arcilla poco arenosa media | 17.4 | 552 | 181 |
| | 4.4 | 9.0 | Arena densa con poca arcilla | 24.1 | 1265 | 218 |
| | 9.0 | 20.0 | Arcilla poco arenosa firme | 32.3 | 1730 | 350 |
| M26 | 0.0 | 6.1 | Arcilla poco arenosa media a blanda | 9.8 | 326 | 133 |
| | 6.1 | 10.8 | Arcilla arenosa | 19.8 | 1121 | 261 |
| | 10.8 | 17.4 | Arcilla poco arenosa media a firme | 37.9 | 1796 | 261 |
| | 17.4 | 20.0 | Arena fina arcillosa densa | 43.0 | 1816 | 466 |
| M27 | 3.0 | 4.0 | Arcilla blanda a media-firme | 17.0 | 961 | 171 |
| | 10.0 | 15.4 | Arena fina semidensa con gravillas | 17.4 | 1846 | 324 |
| | 15.4 | 20.0 | Arcilla firme con gravillas ocasionales | 34.6 | 2161 | 413 |
| M28 | 3.0 | 4.0 | Arcilla media a blanda | 8.0 | 605 | 153 |
| | 7.0 | 11.2 | Arena poco arcillosa semidensa a densa | 33.5 | 1373 | 228 |
| | 11.2 | 20.0 | Arcilla firme a media carbonatada con intercalaciones muy arenosas | 29.6 | 1790 | 584 |
| M29 | 0.6 | 4.8 | Arcilla poco arenosa firme | 22.8 | 540 | 179 |
| M30 | 4.1 | 4.6 | Arcilla media a firme | 8.0 | 357 | 127 |
| | 4.6 | 11.8 | Arenas arcillosas densas | 30.3 | 1844 | 290 |
| | 11.8 | 20.0 | Arcillas arenosas muy firmes | 39.2 | 2604 | 543 |
| M31 | 3.6 | 4.2 | Arcilla de alta plasticidad | 15.9 | 897 | 237 |
| | 6.8 | 16.4 | Alternancias de arenas y arcillas | 35.4 | 2069 | 316 |
| | 16.4 | 20.0 | Arenas firmes a muy firmes, muy carbonatadas | 47.4 | 3015 | 645 |
| M32 | 0.9 | 5.4 | Arena arcillosa semidensa a densa | 20.6 | 542 | 147 |
| | 5.4 | 7.2 | Arcilla firme | 17.5 | 1280 | 297 |
| | 7.2 | 17.6 | Arena poco arcillosa | 37.7 | 1783 | 296 |
| | 17.6 | 20.0 | Arcilla de alta plasticidad | 46.8 | 1900 | 513 |

Descripción de las campañas de reconocimiento geofísico y geotécnico

Tabla 6-1 (continúa)

| EMPLAZAMIENTO | de (m) | a (m) | DESCRIPCIÓN LITOLÓGICA DEL ESTRATO | N_{SPT} (Sin corregir) | v_p (m/s) | v_s (m/s) |
|---------------|--------|-------|--|--------------------------|-------------|-------------|
| M33 | 8.6 | 9.5 | Arcillas blandas a medias-firmes | 25.5 | 850 | 186 |
| | 12.6 | 14.9 | Arenas semidensas a densas | 32.8 | 1819 | 306 |
| | 14.9 | 20.0 | Arenas densas a muy densas | 49.6 | 1895 | 639 |
| M34 | 0.0 | 6.3 | Arcillas de consistencia media a firme (0.00-6.30) | 22.1 | 456 | 183 |
| | 6.3 | 8.1 | Arcilla firme (6.30-8.10) | 51.0 | 1560 | 271 |
| | 8.1 | 15.8 | Arenas medias (8.10-15.75) | 32.9 | 1956 | 271 |
| | 18.5 | 20.0 | Arcillas firmes (15.75-20.00) | 41.3 | 2209 | 542 |
| M35 | 3.0 | 4.0 | Arcilla poco arenosa blanda | 7.0 | 319 | 112 |
| | 4.4 | 11.4 | Arcilla poco arenosa de consistencia media | 11.3 | 1051 | 196 |
| | 11.4 | 20.0 | Alternancia de arcillas firmes carbonatadas y arenas semidensas a densas | 23.1 | 2458 | 383 |
| M36 | 3.6 | 4.3 | Arcilla de alta plasticidad | 11.0 | 479 | 125 |
| | 5.5 | 8.8 | Alternancia de arcillas y arenas | 31.9 | 959 | 303 |
| | 8.8 | 20.0 | Arcillas de consistencia firme | 42.6 | 2323 | 644 |
| M37 | 0.0 | 10.0 | Arcilla blanda con carbonatos | 19.6 | 605 | 151 |
| | 10.0 | 15.4 | Arena densa con algunas gravas | 35.1 | 978 | 346 |
| | 15.4 | 18.9 | Arcilla firme con pasadas arenosas y carbonatos | 42.5 | 1151 | 427 |
| | 18.9 | 20.0 | Arena densa con algunas gravas | 46.5 | 1373 | 507 |
| M38 | 0.0 | 8.6 | Arcilla blanda | 11.7 | 745 | 153 |
| | 8.6 | 12.6 | Arena media a densa con algunas gravillas | 21.1 | 1583 | 320 |
| | 12.6 | 18.0 | Arcilla limosa firme | 31.4 | 2003 | 392 |
| | 18.0 | 20.0 | Arena limosa densa | 21.2 | 2165 | 626 |
| M39 | 0.0 | 7.0 | Arcilla blanda poco arenosa | 11.5 | 605 | 138 |
| | 7.0 | 18.6 | Arenas semidensas y sueltas a densas | 26.5 | 1407 | 257 |
| | 18.6 | 20.0 | Arcillas con betas de arena y limos cementados medias a firmes | 42.3 | 1820 | 552 |
| M40 | 0.0 | 4.7 | Arcilla firme a media | 30.0 | 851 | 168 |
| | 4.7 | 6.3 | Arcilla arenosa | 18.5 | 851 | 212 |
| | 6.3 | 14.9 | Arcilla muy arenosa | 27.9 | 1958 | 209 |
| | 14.9 | 20.0 | Alternancia de arenas densas y arcillas firmes | 37.8 | 2283 | 494 |
| M41 | 0.0 | 7.6 | Arcilla arenosa | 17.0 | 366 | 162 |
| | 7.6 | 9.8 | Alternancia de arenas densas y arcillas firmes | 30.0 | 644 | 352 |
| | 9.8 | 20.0 | Arcilla arenosa carbonatada firme | 40.6 | 2026 | 379 |

Tabla 6-1 (continúa)

| EMPLAZAMIENTO | de (m) | a (m) | DESCRIPCIÓN LITOLÓGICA DEL ESTRATO | N_{SPT} (Sin corregir) | v_p (m/s) | v_s (m/s) |
|---------------|--------|-------|---|--------------------------|-------------|-------------|
| M42 | 0.0 | 4.5 | Arena de grano grueso con gravas y gravillas | 22.2 | 390 | 115 |
| | 5.0 | 12.7 | Arcilla color café | 31.3 | 1417 | 390 |
| | 12.7 | 20.0 | Alternancia de arenas y arcillas | 36.6 | 1960 | 592 |
| M43 | 0.0 | 6.3 | Arcilla color café oscuro | 13.4 | 460 | 130 |
| | 6.3 | 17.7 | Arenas arcillosas con gravillas | 30.5 | 1480 | 405 |
| | 17.7 | 20.0 | Arcillas con algo de arenas finas | 27.5 | 2187 | 660 |
| M44 | 0.0 | 4.6 | Arcilla arenosa | 18.6 | 390 | 115 |
| | 4.6 | 18.7 | Arcilla color café claro | 30.8 | 1466 | 400 |
| | 18.7 | 20.0 | Arena de grano grueso con gravas | 57.0 | 1921 | 582 |
| M45 | 0.0 | 2.2 | Arcilla poco arenosa | 7.4 | 426 | 124 |
| | 2.2 | 20.7 | Arcilla color café | 31.1 | 1515 | 412 |
| | 20.7 | 22.0 | Arcillas arenosas a muy arenosas | 31.9 | 1921 | 580 |
| M46 | 0.0 | 4.4 | Arcillas con pasadas arenosas | 7.4 | 548 | 122 |
| | 4.4 | 14.0 | Arcillas algo arenosas con gravillas dispersas | 16.9 | 1567 | 411 |
| | 14.0 | 20.0 | Arcilla color café moteado | 33.7 | 2182 | 696 |
| M47 | 0.0 | 6.1 | Arcillas muy arenosas | 11.9 | 530 | 154 |
| | 6.1 | 15.3 | Arenas de grano fino a medio, algo arcillosas | 26.9 | 1475 | 484 |
| | 15.3 | 20.0 | Arcilla con gravillas color café | 42.5 | 2140 | 739 |
| M48 | 0.0 | 6.8 | Arena de grano medio a grueso con gravas e intercalaciones arcillosas dispersas | 15.4 | 517 | 155 |
| | 6.8 | 9.8 | Arena de grano grueso con gravillas | 23.3 | 1466 | 400 |
| | 9.8 | 20.0 | Arcilla color café | 43.8 | 1921 | 580 |
| M49 | 0.0 | 5.0 | Arcilla con gravillas color café | 8.8 | 468 | 135 |
| | 5.0 | 17.7 | Arenas arcillosas, con pasadas de arcillas arenosas | 22.0 | 1051 | 325 |
| | 17.7 | 20.0 | Arcillas limosas algo arenosas | 48.7 | 1150 | 432 |
| M50 | 0.0 | 4.6 | Arcilla color café oscuro | 14.0 | 450 | 125 |
| | 4.6 | 20.9 | Alternancia de capas arenosas y arcillosas | 41.5 | 1080 | 391 |

Tabla 6-1 (continúa)

| EMPLAZAMIENTO | de (m) | a (m) | DESCRIPCIÓN LITOLÓGICA DEL ESTRATO | N_{SPT} (Sin corregir) | v_p (m/s) | v_s (m/s) |
|---------------|--------|-------|--|--------------------------|-------------|-------------|
| M51 | 0.0 | 5.3 | Arcillas arenosas pasando a arenas arcillosas | 12.0 | 490 | 145 |
| | 5.3 | 15.0 | Arcilla color café | 39.4 | 1030 | 334 |
| | 15.0 | 20.0 | Arenas de grano fino a medio con gravillas | 54.7 | 1560 | 580 |
| M52 | 0.0 | 4.2 | Arcilla color café | 4.5 | 431 | 128 |
| | 4.2 | 13.8 | Arcillas arenosas con gravillas | 13.6 | 1110 | 362 |
| | 13.8 | 20.0 | Arcillas arenosas a muy arenosas con gravillas | 41.6 | 1617 | 597 |
| M53 | 0.0 | 4.0 | Arenas de grano grueso con gravas pasando a arenas de grano fino | 9.0 | 482 | 145 |
| | 4.5 | 13.7 | Arcilla con arena color café | 24.1 | 910 | 303 |
| | 13.7 | 20.0 | Arcillas con gravillas algo carbonatadas | 32.1 | 1476 | 547 |

Tabla 6-2. Resumen de resultados de laboratorio sobre muestras inalteradas de suelos de grano fino obtenidas en los sondeos en México

| EMPLAZAMIENTO | de | a | DESCRIPCIÓN LITOLÓGICA DEL ESTRATO | ρ_s (t/m ³) | e | ω | IP | S_r |
|---------------|-------|-------|--|------------------------------|-------|----------|------|-------|
| M01 | 8.10 | 8.60 | Arcilla muy firme con nódulos cementados ocasionales | 2.671 | 0.841 | 0.299 | 14.6 | 0.950 |
| | 15.95 | 16.40 | Arcilla muy firme con nódulos cementados ocasionales | 2.620 | 0.513 | 0.186 | 18.0 | 0.950 |
| M02 | 4.05 | 4.75 | Arcilla blanda a media | 2.672 | 0.588 | 0.208 | 32.8 | 0.948 |
| | 18.70 | 19.15 | Arcilla | 2.660 | 0.428 | 0.153 | 7.9 | 0.950 |
| M03 | 15.75 | 16.50 | Arcilla media a firme | 2.706 | 0.581 | 0.204 | 14.5 | 0.950 |
| M06 | 5.00 | 7.00 | Arcilla media | 2.610 | 0.637 | 0.232 | 56.3 | 0.950 |
| | 10.00 | 13.50 | Arcilla media | 2.625 | 0.420 | 0.152 | 10.5 | 0.950 |
| M10 | 4.10 | 8.10 | Arcilla media | 2.695 | 0.807 | 0.286 | 42.9 | 0.955 |
| | 14.85 | 15.75 | Arcilla media a firme con cementación | 2.535 | 0.584 | 0.216 | 48.9 | 0.935 |
| M22 | 3.50 | 4.50 | Arcilla arenosa firme a media | 2.62 | 0.713 | 0.271 | 59.0 | 0.995 |
| M24 | 3.00 | 4.00 | Arcilla media a blanda | 2.65 | 0.709 | 0.256 | 62.0 | 0.955 |
| M27 | 3.00 | 4.00 | Arcilla blanda a media-firme | 2.65 | 0.694 | 0.249 | 60.0 | 0.953 |
| M28 | 3.00 | 4.00 | Arcilla media a blanda | 2.587 | 0.594 | 0.221 | 56.0 | 0.962 |
| M30 | 4.05 | 4.55 | Arcilla media a firme | 2.744 | 0.752 | 0.244 | 29.4 | 0.889 |

Descripción de las campañas de reconocimiento geofísico y geotécnico

Tabla 6-2 (continúa)

| EMPLAZAMIENTO | de | a | DESCRIPCIÓN LITOLÓGICA DEL ESTRATO | ρ_s (t/m ³) | e | ω | IP | S_r |
|---------------|-------|-------|--|---------------------------------|-------|----------|------|-------|
| M31 | 3.60 | 4.20 | Arcilla de alta plasticidad | 2.721 | 0.907 | 0.287 | 39.0 | 0.861 |
| M33 | 8.55 | 9.45 | Arcillas blandas a medias-firmes | 2.645 | 0.629 | 0.226 | 16.1 | 0.950 |
| M34 | 18.50 | 19.40 | Arcillas firmes | 2.554 | 0.772 | 0.287 | 23.1 | 0.950 |
| M35 | 3.00 | 4.00 | Arcilla poco arenosa blanda | 2.66 | 0.620 | 0.230 | 20.0 | 0.988 |
| M36 | 3.60 | 4.25 | Arcilla de alta plasticidad | 2.736 | 0.850 | 0.304 | 51.6 | 0.978 |
| M40 | 4.05 | 4.65 | Arcilla firme a media | 2.625 | 0.557 | 0.194 | 55.0 | 0.912 |
| | 6.00 | 6.30 | Arcilla arenosa | 2.630 | 0.635 | 0.227 | 30.7 | 0.941 |
| | 13.95 | 14.85 | Arcilla muy arenosa | 2.639 | 0.655 | 0.230 | 30.9 | 0.926 |
| M41 | 4.95 | 5.30 | Arcilla arenosa | 2.648 | 0.676 | 0.243 | 61.6 | 0.952 |
| M20 | 3.60 | 3.90 | Arcilla poco arenosa media | 2.679 | 0.914 | 0.300 | 20.5 | 0.879 |
| | 12.00 | 12.30 | Arcilla poco arenosa firme | 2.67 | 0.612 | 0.207 | 35.2 | 0.903 |
| M42 | 6.00 | 6.60 | Arcilla color café | 2.579 | 0.527 | 0.202 | 38.8 | 0.988 |
| M43 | 3.00 | 4.00 | Arcilla color café oscuro | 2.628 | 0.608 | 0.230 | 29.3 | 0.993 |
| M46 | 14.00 | 14.60 | Arcilla color café moteado | 2.621 | 0.524 | 0.192 | 23.9 | 0.959 |
| M48 | 10.00 | 11.00 | Arcilla color café | 2.635 | 0.600 | 0.227 | 31.9 | 0.996 |
| M49 | 1.80 | 2.80 | Arcilla con gravillas color café | 2.754 | 0.666 | 0.228 | 23.1 | 0.942 |
| M51 | 6.00 | 6.80 | Arcilla color café | 2.700 | 0.645 | 0.237 | 36.2 | 0.991 |
| M53 | 3.60 | 4.60 | Arcilla con arena color café | 2.731 | 0.665 | 0.232 | 30.2 | 0.951 |
| M44 | 5.00 | 5.80 | Arcilla color café claro | 2.643 | 0.753 | 0.254 | 37.8 | 0.890 |
| M45 | 11.80 | 12.20 | Arcilla color café | 2.659 | 0.475 | 0.154 | 26.1 | 0.862 |
| M47 | 18.40 | 19.40 | Arcilla con gravillas color café | 2.710 | 0.497 | 0.149 | 24.3 | 0.812 |
| M49 | 1.80 | 2.80 | Arcilla color café | 2.754 | 0.634 | 0.228 | 23.1 | 0.990 |
| M50 | 4.20 | 5.20 | Arcilla color café oscuro | 2.667 | 0.660 | 0.226 | 54.0 | 0.914 |
| M52 | 2.40 | 3.40 | Arcilla color café | 2.720 | 0.615 | 0.217 | 39.9 | 0.960 |

6.3.FASE II: Campaña de tendidos de refracción sísmica, MASW, sondeos y ensayos en Guanacaste (Costa Rica)

Durante los meses de septiembre y octubre de 2014 se investigaron varios emplazamientos de cuatro futuros parques eólicos, de 40 turbinas en total, en la región de Guanacaste, en Costa Rica. Como en la anterior fase, la empresa MS-Enertech ha suministrado el autor los sondeos y ensayos de laboratorio realizados en varios puntos, así como asistencia en campo. El análisis geofísico fue realizado por el Área de Ingeniería del Terreno de la Universidad de Burgos, determinando la velocidad de propagación de ondas primarias y secundarias mediante sísmica de refracción y MASW. En total, se han incluido en el presente estudio los datos de 16 emplazamientos diferentes en dos zonas diferentes de la región, restringiendo el estudio de correlación y el análisis dimensional a aquellos estratos en los que se tiene simultáneamente registros sísmico y de penetración así como ensayos de laboratorio sobre muestras inalteradas.

6.3.1. Entorno geológico-geotécnico del emplazamiento investigado

Durante los trabajos de campo, se realizó el estudio de dos zonas diferentes dentro de la región de Guanacaste, junto a las localidades de Liberia y Tilarán. En concreto, se encuentran situadas en las áreas destacadas en el siguiente Mapa Geológico de Costa Rica, a escala 1:400.000 (Denyer y Alvarado, 2007), mostrado en la Figura 6-10.

En los siguientes subapartados se realizará una breve descripción de los antecedentes geológicos de cada emplazamiento.

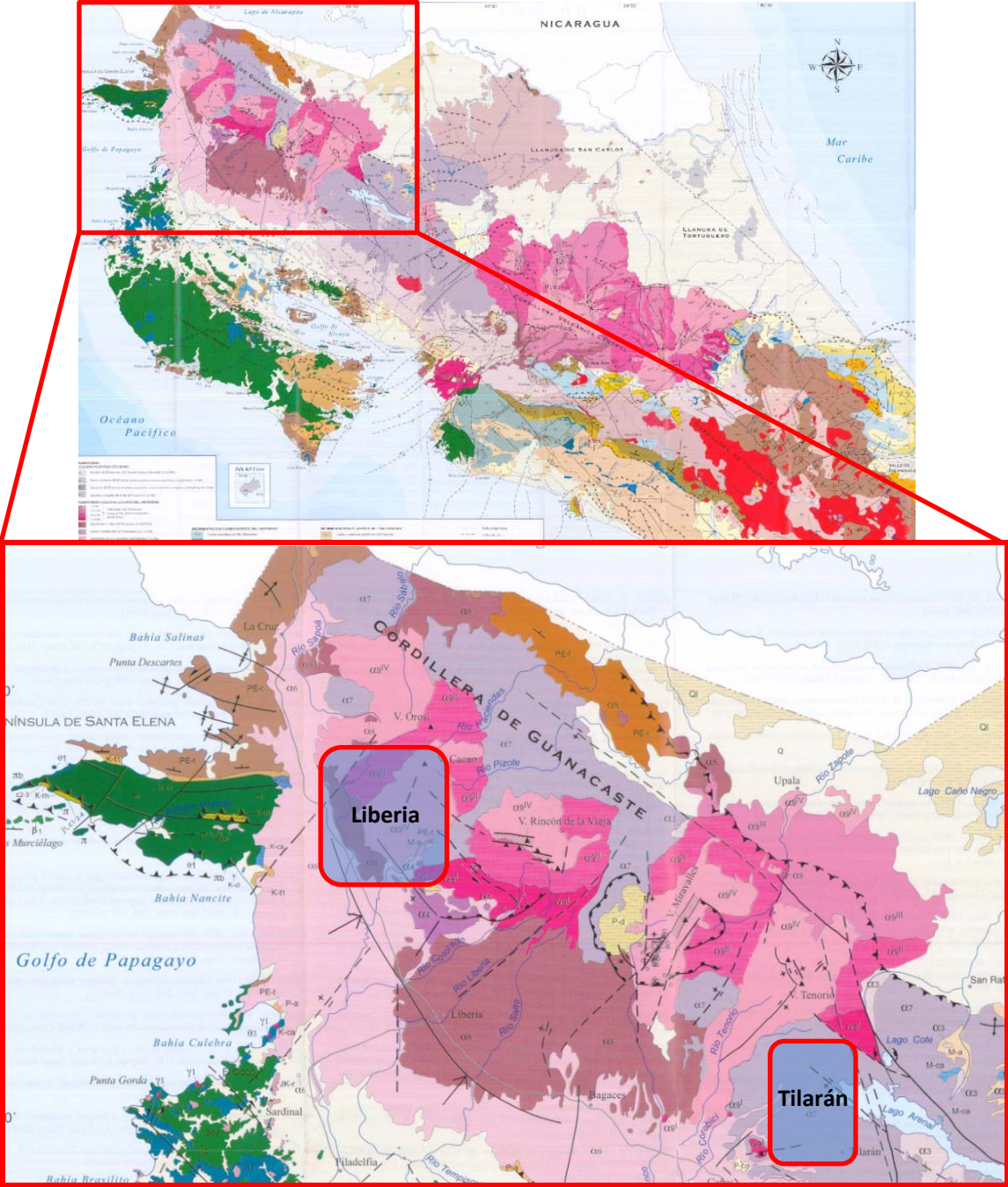


Figura 6-10: Mapa Geológico de Costa Rica –superior- con un detalle –inferior- en el que se detallan las dos zonas de estudio (Denyer y Alvarado, 2007)

6.3.1.1. Geología de la zona investigada cerca de Liberia

El entorno de estudio se encontraba en el sector noroccidental de la Cordillera de Guanacaste, entre los volcanes Cacao y Rincón de la Vieja, a unos 6 km al sur-sureste del Cacao y 13 km al oeste-noroeste del volcán Rincón de la Vieja. Dentro de esta zona, se investigaron dos áreas en la parte distal sur-sureste del macizo del volcán Cacao.

Las geoformas son de índole volcánica, regidas por coladas de lava proximales hacia el norte de los parques, que dan las pendientes de mediano a alto ángulo y por otro lado, de depósitos epiclásticos en la parte distal sur del Cacao, que dan un modelado suave de pendiente. Los valles principales muestran morfologías regidas por estructuras tectónicas, con un alineamiento del valle del río Ahogados, y de geoformas que afectan los depósitos volcánicos entre los dos macizos.

La zona de estudio se ubica, según la clasificación morfotectónica de Costa Rica en el arco interno, sector Cordillera Volcánica Cuaternaria de Guanacaste (Denyer et al., 2003). De forma más pormenorizada, se puede apreciar el entorno de la zona de estudio en el detalle geológico de la Figura 6-11:

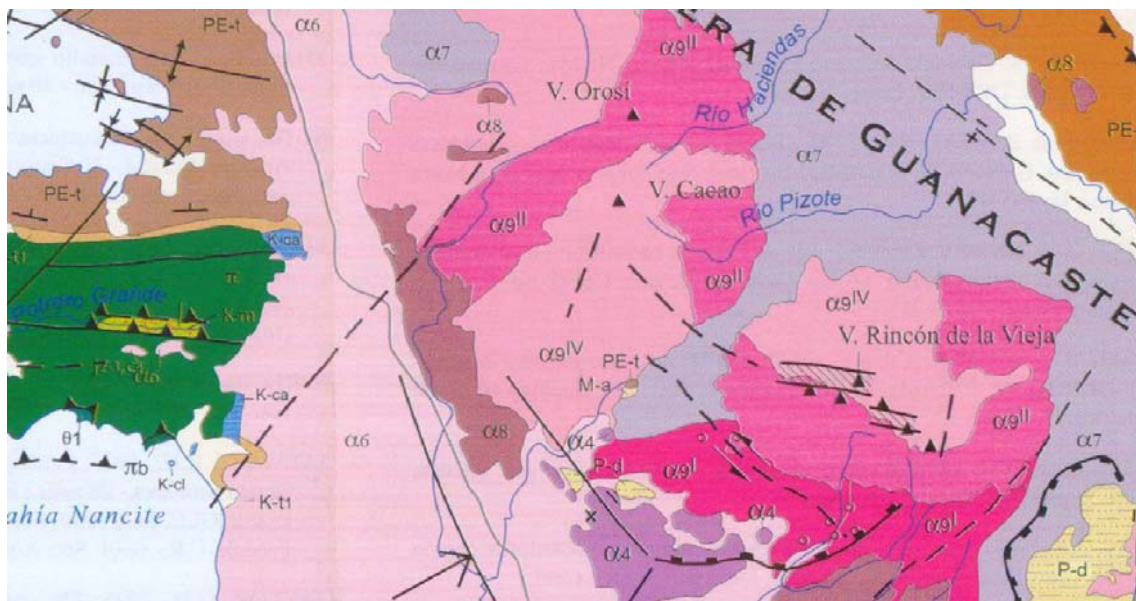


Figura 6-11: Detalle de la zona de trabajo en las cercanías de Liberia según el Mapa Geológico de Costa Rica (Denyer y Alvarado, 2007)

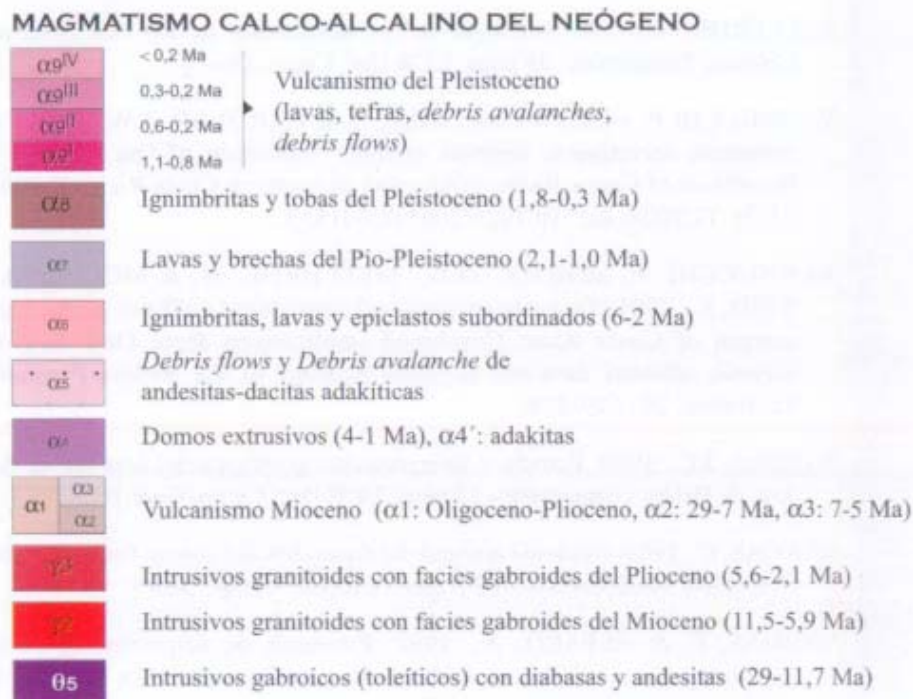


Figura 6-12: Leyenda de los materiales asociados al magmatismo calco-alkalino neogénico según el Mapa Geológico de Costa Rica (Denyer y Alvarado, 2007)

Las rocas que afloran en el área de estudio, tal y como se aprecia en el detalle y leyenda del mapa geológico de la anterior Figura 6-11 son mayoritariamente volcanitas cuaternarias (con excepción de un pequeño afloramiento de sedimentitas terciarias hidrotermalizadas, descubiertas hacia la superficie por fenómenos tectónicos) de los macizos volcánicos Rincón de la Vieja y Cacao, situándose los emplazamientos de estudios sobre rocas del Cacao. En los puntos investigados afloran una secuencia de flujos de lodo y brechas asociados con la avalancha del Cacao, un colapso sectorial del volcán Cacao, posiblemente reciente, sin edad conocida. Los espesores estimados de los depósitos en este entorno son de unos 60 m.

La geología del área periférica al entorno investigado muestra principalmente volcanitas cuaternarias (lavas, piroclastos y epiclastos) de la fase de la Neocordillera de Guanacaste (<200 mil años de antigüedad) que sobreyacen a volcanitas de fases más antiguas de la Paleocordillera (aprox. 600 mil años – 200 mil años: lavas y epiclastos principalmente, algunas con alteración hidrotermal) que afloran en el sector entre los macizos Cacao – Rincón de la Vieja. Rocas sedimentarias alteradas más antiguas afloran además de manera aislada en el extremo occidental del macizo del Rincón de la Vieja, afloradas por estructuras tectónicas antiguas.

No existen evidencias claras de fallamiento o de estructuras neotectónicas en la periferia del área de estudio, aunque varios alineamientos han sido mapeados, y hay

sismicidad reciente, posiblemente asociada con tales estructuras. La actividad registrada en los alrededores de ambos parques es de baja magnitud, y se ha registrado sobre todo en el 2011 (al noreste de la zona investigada, asociada con actividad volcánica del Rincón de la Vieja) y en el 2012 (cerca de Quebrada Grande, al suroeste del entorno de estudio, generada por el Terremoto de Sámara de septiembre de 2012).

6.3.1.2. Geología de la zona investigada cerca de Tilarán

La zona de estudio se ubica, según la clasificación morfotectónica de Costa Rica en el arco interno, sector Cordillera Volcánica Cuaternaria Monteverde (Denyer et al., 2003).

La geología del entorno muestra volcanitas cuaternarias (lavas y brechas) que sobreyacen a volcanitas terciarias (flujos piroclásticos y brechas principalmente, algunas con alteración hidrotermal) que afloran en el sector de la cordillera hacia el SW y el NE. Regionalmente, la secuencia estratigráfica de la base al techo está constituida por: Grupo Aguacate, Formación Bagaces, Formación Monteverde, Vulcanismo del Pleistoceno del Tenorio y finalmente por las Tefras del Arenal.

Desde el punto de vista geomorfológico, la zona investigada se ubica dentro de unas formas de origen volcánico, específicamente en la unidad denominada Cerros alrededor de la laguna Arenal. Estos cerros consisten en un conjunto de lomas y colinas redondeadas orientadas alrededor de la laguna, con ríos pequeños que descienden a dicha laguna.

Las rocas de esta unidad geomorfológica corresponden con andesitas y brechas que afloran en los lugares de mayor pendiente, y se encuentran en condición bastante meteorizada. Cubriendo las lavas se encuentra en superficie un espesor considerable de piroclastos y corrientes de lodo (lahares) con alto grado de meteorización.

Litológicamente, el entorno de estudio está situados dentro de una formación asociada al Vulcanismo del Plio-Pleistoceno y cuyas rocas corresponden principalmente con lavas y brechas. Estas rocas se agrupan dentro de la Formación Monteverde.

En la Figura 6-13 se muestra un detalle de la carta geológica de Costa Rica en el entorno de la zona de estudio:

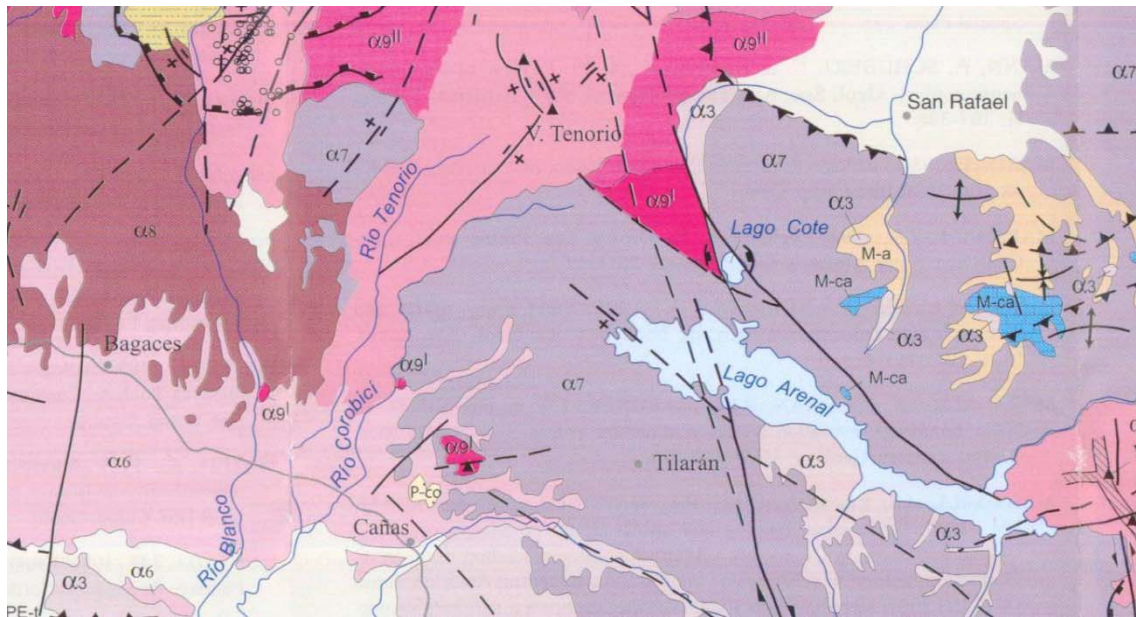


Figura 6-13: Detalle de la zona de trabajo en las cercanías de Tilarán según el Mapa Geológico de Costa Rica (Denyer y Alvarado, 2007)

Regionalmente, el basamento local corresponde con el Grupo Aguacate, que está conformado por andesitas y aglomerados, tobas y tobas andesíticas de color verde y morado y, por encima de estas, una mezcla de rocas sedimentarias cubiertas por materiales de los últimos eventos de la cordillera: lahares y depósitos piroclásticos, y lavas y brechas de la Formación Monteverde.

Esta descripción geológica es consistente con los resultados determinados en las perforaciones y de los perfiles de refracción sísmica y *MASW* analizados en la presente investigación: a nivel superficial se detecta la presencia de suelos originados de la alteración de ceniza volcánica (piroclastos), subyacidos por lahares, tobas alteradas y/o lavas meteorizadas que se detectan a partir de los 20 - 30 m por debajo del nivel actual del terreno.

Las rocas de la Formación Monteverde, donde se encuentra el emplazamiento investigado, se encuentran ligeramente basculadas hacia el NNW (buzan unos 20-30° hacia el azimut 335° aproximadamente).

El área de estudio está ubicada dentro del arco interno, con algunas fallas locales activas en su cercanía, como Chiripa, Cañas y Cote-Arenal, y otras un poco más lejanas, también asociadas con el arco interno, como la del Pie de Cordillera de Tilarán, las del Volcán Tenorio, Bijagua y Bagaces-Fortuna. Los tres estilos tectónicos son con rumbo NW (paralelas al arco), NE (transversales al arco) o bien NNW (ligeramente transversales al arco). Estas fallas son las que aportarán la mayor componente en la

integración de la amenaza sísmica, por su cercanía al sitio. Estas generan sismos por lo general menores de magnitud 7.

6.3.2. Situación de los puntos de reconocimiento

En las siguientes figuras se muestran los emplazamientos de estudio en el entorno de Liberia (Figura 6-14) y de Tilarán (Figura 6-15):

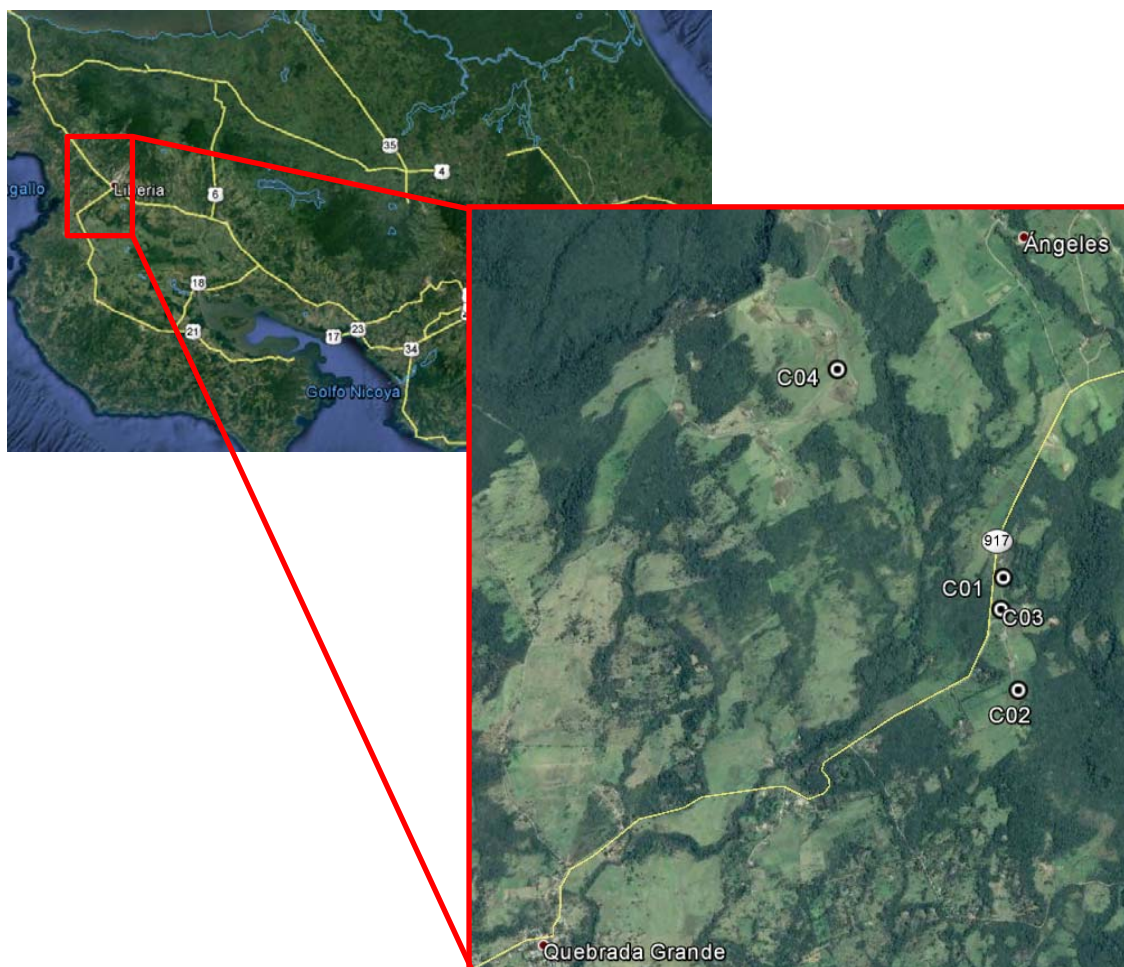


Figura 6-14: Vista área de mayor detalle de la de estudio en las cercanías de Liberia, en Costa Rica (Fuente de mapas: Google Earth)

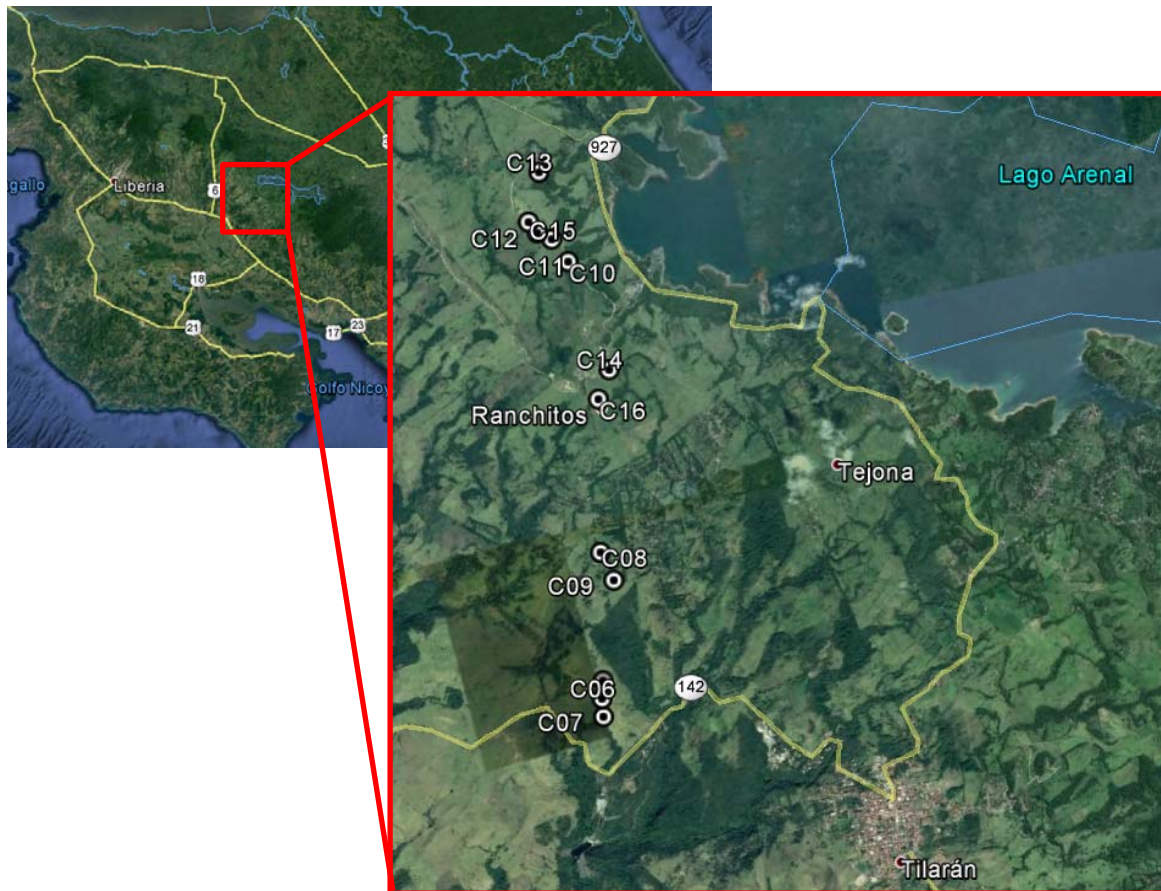


Figura 6-15: Vista área de mayor detalle de la de estudio en las cercanías de Tilarán, en Costa Rica (Fuente de mapas: Google Earth)

6.3.3. Características de la instrumentación geofísica

Teniendo en cuenta que la máxima profundidad de resolución requerida por el estudio geofísico era de 20 m, se utilizó el siguiente equipo (cuya ficha de características técnicas se incluye en el Anexo B):

- Sismógrafo PASI modelo 16S24U
- 24 geófonos de 10 Hz
- 2 cables de comunicación entre el sismógrafo y los geófonos de 60 m de longitud (para conseguir una alineación de longitud total de 120 m)
- 1 batería para alimentación eléctrica del equipo.
- 1 maza de golpeo de 6.35 kg y 1 placa de golpeo
- 1 geófono *starter*
- 1 cable de comunicación entre el sismógrafo y el *starter*

En este caso, el modelo de sismógrafo tiene características muy similares al utilizado en la Fase I de investigación en Juchitán de Zaragoza (México). La diferencia radica en que no posee una CPU interna, sino que necesita un ordenador portátil externo para realizar el registro de cada ensayo. Esto tiene la ventaja de que el sistema operativo puede ser actualizado con mayor facilidad que en el modelo 16S24P, y su velocidad y operatividad es muy superior. Además, en esta Fase se optó por la utilización de un geófono *starter* en vez de un sensor de choque, que resulta menos propenso a sufrir fallos que, de ocurrir, ralentizan la tarea de avance de la investigación. En la siguiente Figura 6-16 se muestran varias imágenes del equipo utilizado:

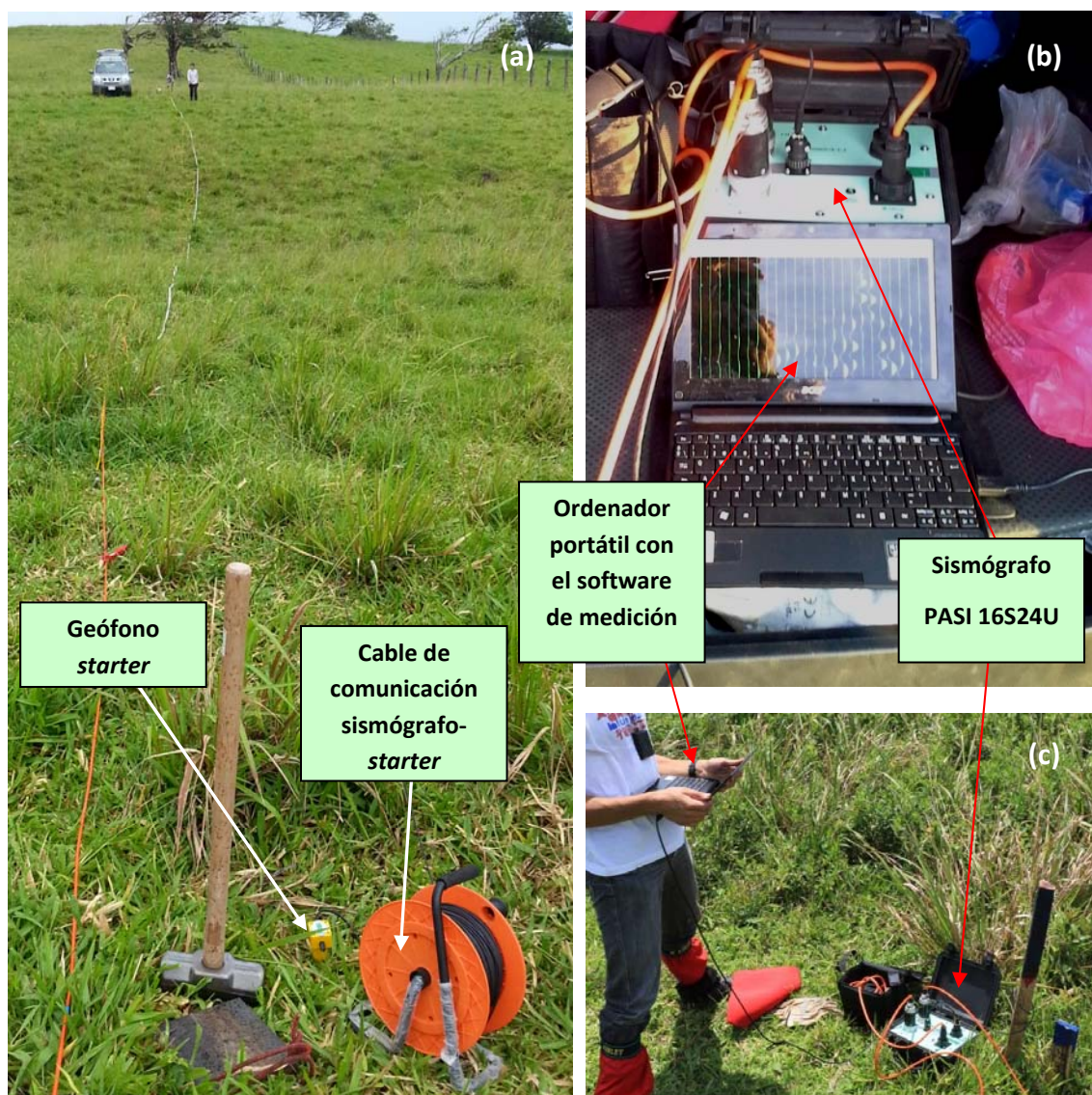


Figura 6-16: Descripción gráfica del equipo utilizado en Costa Rica

Hay que añadir que en esta fase de estudio en Costa Rica, por requerimientos de proyecto, se realizó en paralelo a cada perfil sísmico un tendido de tomografía eléctrica. Este ensayo, utilizado en combinación con el análisis sísmico, permitió realizar una mejor definición de la forma y posición de los refractores, ya que ambas metodologías permitían retroalimentarse mutuamente de información de ajuste. En la Figura 6-17 se muestran algunos ejemplos ilustrativos de los dos ensayos montados en paralelo:



Figura 6-17: Tendidos paralelos de sísmica y tomografía eléctrica en dos ubicaciones de estudio en Costa Rica

6.3.4. Campaña de sondeos y ensayos de laboratorio

Al igual que en la campaña de la Fase I, durante los trabajos de prospección se llevaron a cabo sondeos con medición de *SPT* cada metro. En este caso se utilizaron dos alternativas de perforación: por un lado (Figura 6-18), en algunas posiciones más difícilmente accesibles se utilizó un sistema de montaje manual con capacidad para realizar tan solo ensayos *SPT*, al carecer de sistema de perforación propio. Por otro lado (Figura 6-19), se empleó una sonda sobre patines que tras la ejecución de cada *SPT* con martillo de seguridad avanzaba hasta el techo del siguiente tramo de ensayo

mediante perforación con corona de diámetro BQ, preferentemente. Así se podían atravesar también los bloques de lahares que se encontraban embebidos a diferentes profundidades en el seno de los limos arcillosos que se encontraban de forma superficial en el entorno de estudio, así como algunos tramos basálticos.



Figura 6-18: Fase de montaje de tinglado de tres varillas con polea y motor con cabrestante para elevación de martillo de seguridad en Costa Rica



Figura 6-19: Sonda sobre patines en Costa Rica

6.3.5. Recopilación de resultados de ensayos

En la Tabla 6-3 se muestran los resultados de las investigaciones de campo de esta Fase II, mientras que en la Tabla 6-4 se indican los resultados de laboratorio realizados sobre muestras inalteradas.

Tabla 6-3. Resumen de resultados de la investigación in situ en Costa Rica

| EMPLAZAMIENTO | de (m) | a (m) | DESCRIPCIÓN LITOLÓGICA DEL ESTRATO | N_{SPT} (Sin corregir) | v_p (m/s) | v_s (m/s) |
|---------------|--------|-------|--------------------------------------|--------------------------|-------------|-------------|
| C01 | 0.45 | 0.90 | <i>Limo arcilloso café claro</i> | 5.5 | 365 | 182 |
| | 4.50 | 4.65 | <i>Limo arcilloso color café</i> | 20.0 | 514 | 264 |
| | 4.30 | 4.65 | <i>Limo arcilloso color café</i> | 20.0 | 514 | 264 |
| | 5.40 | 5.85 | <i>Limo arcilloso color café</i> | 20.0 | 514 | 264 |
| | 7.20 | 7.65 | <i>Limo arenoso café claro</i> | 52.0 | 1334 | 483 |
| C02 | 4.50 | 4.65 | <i>Limo arcilloso color café</i> | 19.0 | 511 | 310 |
| | 4.05 | 4.50 | <i>Limo arenoso café claro</i> | 19 | 511 | 310 |
| C03 | 3.15 | 3.60 | <i>Limo arcilloso café claro</i> | 12.5 | 650 | 211 |
| | 8.55 | 9.00 | <i>Limo arcilloso café claro</i> | 30.6 | 746 | 507 |
| | 10.35 | 10.80 | <i>Limo arcilloso café claro</i> | 30.6 | 746 | 507 |
| | 15.75 | 16.20 | <i>Limo arcilloso café claro</i> | 26.0 | 1107 | 620 |
| C04 | 4.05 | 4.20 | <i>Limo poco arcilloso con arena</i> | 18.9 | 553 | 242 |
| C05 | 1.35 | 1.80 | <i>Limo arcilloso</i> | 8.4 | 454 | 229 |
| | 13.95 | 14.40 | <i>Limo arcilloso</i> | 25.3 | 1035 | 354 |
| C06 | 4.05 | 4.50 | <i>Limo arcilloso</i> | 10 | 502 | 246 |
| | 5.40 | 5.85 | <i>Limo arcilloso</i> | 10 | 502 | 246 |
| | 11.25 | 11.70 | <i>Limo arcilloso</i> | 24.2 | 846 | 406 |
| C07 | 5.40 | 5.85 | <i>Limo arcilloso</i> | 11.1 | 418 | 259 |
| | 17.10 | 17.55 | <i>Limo arcilloso</i> | 13.5 | 847.0 | 543.0 |
| | 19.80 | 20.00 | <i>Limo arcilloso</i> | 26.5 | 847 | 543 |
| C08 | 4.05 | 4.50 | <i>Limo arcilloso</i> | 17 | 477 | 280 |
| C09 | 4.50 | 4.95 | <i>Limo arcilloso</i> | 6.3 | 490 | 235 |
| C10 | 1.80 | 2.25 | <i>Limo arcilloso</i> | 7.7 | 418 | 198 |
| | 9.45 | 9.90 | <i>Limo arcilloso</i> | 15.2 | 784 | 462 |
| | 16.65 | 17.10 | <i>Limo arcilloso</i> | 15.2 | 784 | 462 |
| C11 | 1.80 | 2.25 | <i>Limo arcilloso</i> | 16.4 | 622 | 150 |
| | 4.50 | 4.95 | <i>Limo arcilloso</i> | 11.7 | 759 | 274 |
| | 14.40 | 14.85 | <i>Limo arcilloso</i> | 29.7 | 1182 | 499 |
| | 17.10 | 17.55 | <i>Limo arcilloso</i> | 35.9 | 1612 | 499 |

Descripción de las campañas de reconocimiento geofísico y geotécnico

Tabla 6-3 (continúa)

| EMPLAZAMIENTO | de (m) | a (m) | DESCRIPCIÓN LITOLÓGICA DEL ESTRATO | N_{SPT} (Sin corregir) | v_p (m/s) | v_s (m/s) |
|---------------|--------|-------|------------------------------------|--------------------------|-------------|-------------|
| C12 | 5.40 | 5.85 | Limo arcilloso | 12.8 | 619 | 221 |
| C13 | 1.80 | 2.25 | Limo arcilloso | 12.9 | 559 | 248 |
| | 12.60 | 13.05 | Limo arcilloso | 19.0 | 880 | 335 |
| C14 | 4.50 | 4.95 | Limo arcilloso | 21.1 | 788 | 262 |
| C15 | 6.30 | 7.20 | Limo arcilloso | 9.3 | 486 | 209 |
| C16 | 3.60 | 3.85 | Limo arcilloso | 10.1 | 691 | 244 |

Tabla 6-4. Resumen de resultados de laboratorio sobre muestras inalteradas de suelos de grano fino obtenidas en los sondeos en Costa Rica

| EMPLAZAMIENTO | de | a | DESCRIPCIÓN LITOLÓGICA DEL ESTRATO | ρ_s (t/m ³) | e | ω | IP | S_r |
|---------------|-------|-------|------------------------------------|------------------------------|-------|----------|----|-------|
| C01 | 0.45 | 0.90 | Limo arcilloso café claro | 2.71 | 2.218 | 0.484 | 42 | 0.591 |
| | 4.50 | 4.65 | Limo arcilloso color café | 2.71 | 2.046 | 0.634 | 20 | 0.840 |
| | 4.30 | 4.65 | Limo arcilloso color café | 2.60 | 2.037 | 0.498 | 20 | 0.636 |
| | 5.40 | 5.85 | Limo arcilloso color café | 2.73 | 2.150 | 0.509 | 20 | 0.646 |
| | 7.20 | 7.65 | Limo arenoso café claro | 2.75 | 2.689 | 0.298 | 19 | 0.305 |
| C02 | 4.50 | 4.65 | Limo arcilloso color café | 2.64 | 2.296 | 0.380 | 10 | 0.437 |
| | 4.05 | 4.50 | Limo arenoso café claro | 2.64 | 2.213 | 0.441 | 10 | 0.526 |
| C03 | 3.15 | 3.60 | Limo arcilloso café claro | 2.70 | 2.367 | 0.384 | 30 | 0.439 |
| | 8.55 | 9.00 | Limo arcilloso café claro | 2.71 | 2.175 | 0.508 | 18 | 0.633 |
| | 10.35 | 10.80 | Limo arcilloso café claro | 2.50 | 2.205 | 0.402 | 14 | 0.456 |
| | 15.75 | 16.20 | Limo arcilloso café claro | 2.76 | 2.727 | 0.345 | 23 | 0.349 |
| C04 | 4.05 | 4.20 | Limo poco arcilloso con arena | 2.64 | 2.319 | 0.352 | 7 | 0.401 |
| C05 | 1.35 | 1.80 | Limo arcilloso | 2.68 | 2.310 | 0.362 | 17 | 0.420 |
| | 13.95 | 14.40 | Limo arcilloso | 2.73 | 2.362 | 0.413 | 18 | 0.477 |
| C06 | 4.05 | 4.50 | Limo arcilloso | 2.64 | 2.346 | 0.307 | 20 | 0.345 |
| | 5.40 | 5.85 | Limo arcilloso | 2.67 | 2.370 | 0.279 | 20 | 0.314 |
| | 11.25 | 11.70 | Limo arcilloso | 2.62 | 2.310 | 0.363 | 18 | 0.411 |
| C07 | 5.40 | 5.85 | Limo arcilloso | 2.60 | 2.161 | 0.441 | 16 | 0.531 |
| | 17.10 | 17.55 | Limo arcilloso | 2.68 | 1.876 | 0.636 | 22 | 0.909 |
| | 19.80 | 20.00 | Limo arcilloso | 2.70 | 1.971 | 0.599 | 21 | 0.820 |
| C08 | 4.05 | 4.50 | Limo arcilloso | 2.67 | 2.284 | 0.422 | 15 | 0.493 |

Tabla 6-4 (continúa)

| EMPLAZAMIENTO | de | a | DESCRIPCIÓN LITOLÓGICA DEL ESTRATO | ρ_s (t/m ³) | e | ω | IP | S_r |
|---------------|-------|-------|------------------------------------|------------------------------|-------|----------|------|-------|
| C09 | 4.50 | 4.95 | Limo arcilloso | 2.70 | 2.123 | 0.496 | 26 | 0.631 |
| C10 | 1.80 | 2.25 | Limo arcilloso | 2.80 | 2.454 | 0.442 | 22 | 0.504 |
| | 9.45 | 9.90 | Limo arcilloso | 2.70 | 1.877 | 0.698 | 40 | 1.000 |
| | 16.65 | 17.10 | Limo arcilloso | 2.48 | 1.747 | 0.667 | 23 | 0.947 |
| C11 | 1.80 | 2.25 | Limo arcilloso | 2.64 | 2.339 | 0.380 | 31 | 0.429 |
| | 4.50 | 4.95 | Limo arcilloso | 2.64 | 1.870 | 0.638 | 53 | 0.901 |
| | 14.40 | 14.85 | Limo arcilloso | 2.58 | 1.937 | 0.483 | 14 | 0.643 |
| | 17.10 | 17.55 | Limo arcilloso | 2.60 | 2.005 | 0.541 | 14 | 0.701 |
| C12 | 5.40 | 5.85 | Limo arcilloso | 2.80 | 2.080 | 0.606 | 26 | 0.816 |
| C13 | 1.80 | 2.25 | Limo arcilloso | 2.57 | 2.036 | 0.432 | 23 | 0.545 |
| | 12.60 | 13.05 | Limo arcilloso | 2.76 | 2.464 | 0.394 | 19 | 0.441 |
| C14 | 4.50 | 4.95 | Limo arcilloso | 2.63 | 2.319 | 0.372 | 12 | 0.422 |
| C15 | 6.30 | 7.20 | Limo arcilloso | 2.58 | 1.815 | 0.627 | 19 | 0.891 |
| C16 | 3.60 | 3.85 | Limo arcilloso | 2.78 | 2.230 | 0.523 | 36 | 0.652 |

6.4. FASE III: Campaña de tendidos de refracción sísmica, MASW, sondeos y ensayos en Garayalde (Chubut) y Jaramillo (Santa Cruz) en Argentina

Finalmente, en abril de 2017 se han investigado dos zonas diferentes en las regiones de Chubut y Santa Cruz, en la Patagonia Argentina. Una vez más, la empresa MS-Enertech ha suministrado el autor los sondeos y ensayos de laboratorio realizados en cada punto, así como asistencia en campo durante las prospecciones de sísmica de refracción y MASW. En total, se han incluido en el presente estudio los datos de 13 emplazamientos.

6.4.1. Entorno geológico-geotécnico del emplazamiento investigado

Durante los trabajos de campo, se realizó el estudio de dos zonas diferentes dentro de la regiones de Chubut y Santa Cruz, como muestra la Figura 6-20:

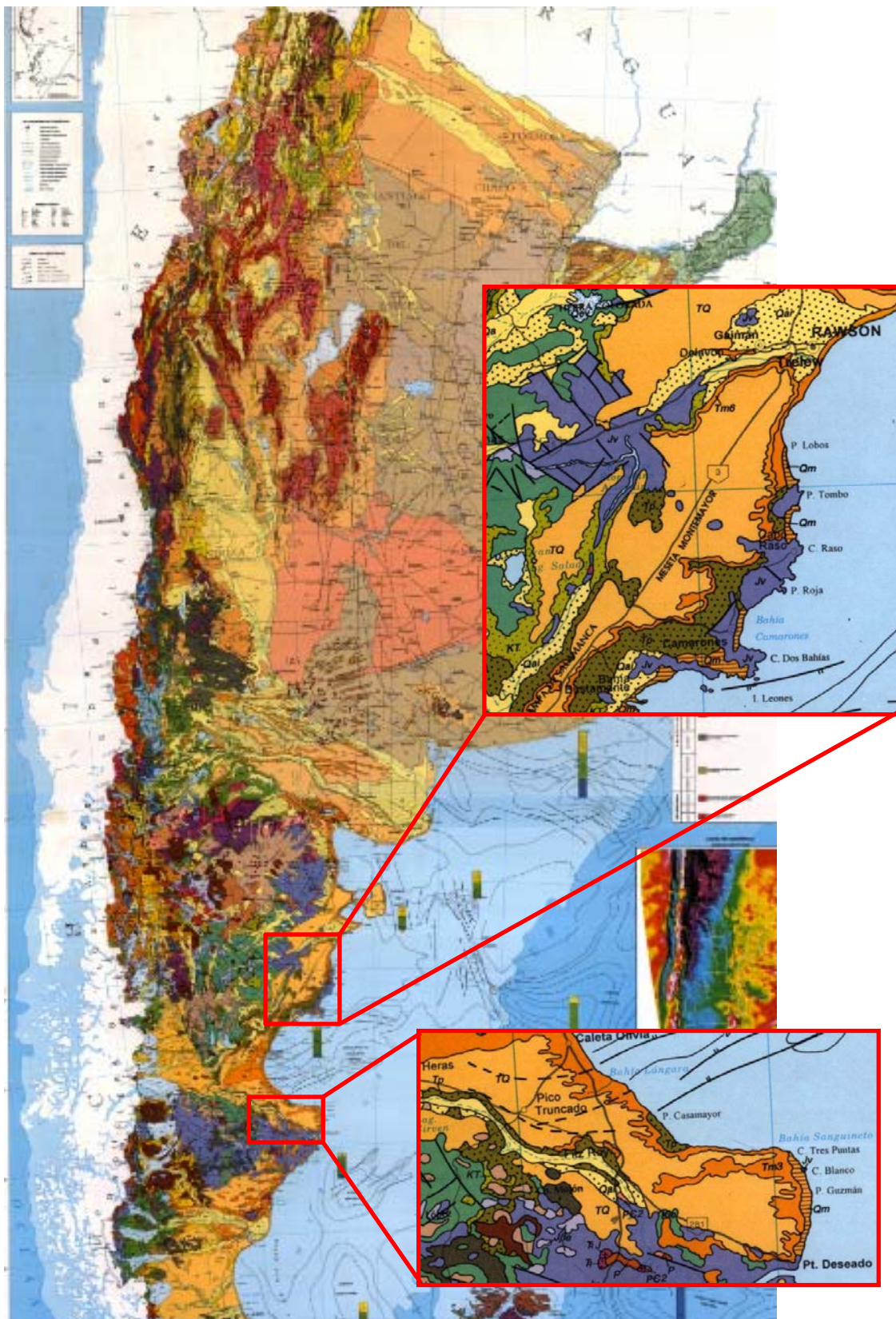


Figura 6-20: Zonas de estudio destacadas en el mapa geológico general de Argentina a escala 1:2.500.000 (Fuente: Lizuáin et al., 1997)

Según Caminos (1999), los emplazamientos prospeccionados se encuentran en dos regiones geológicas diferentes, tal y como se observa en la Figura 6-21, y que son:

- Emplazamiento Garayalde: se encuentra en la región del Macizó de Somún Curá
- Emplazamiento Jaramillo: se localiza al sur de la Meseta Patagónica norte, justo al borde del Macizo del Deseado.

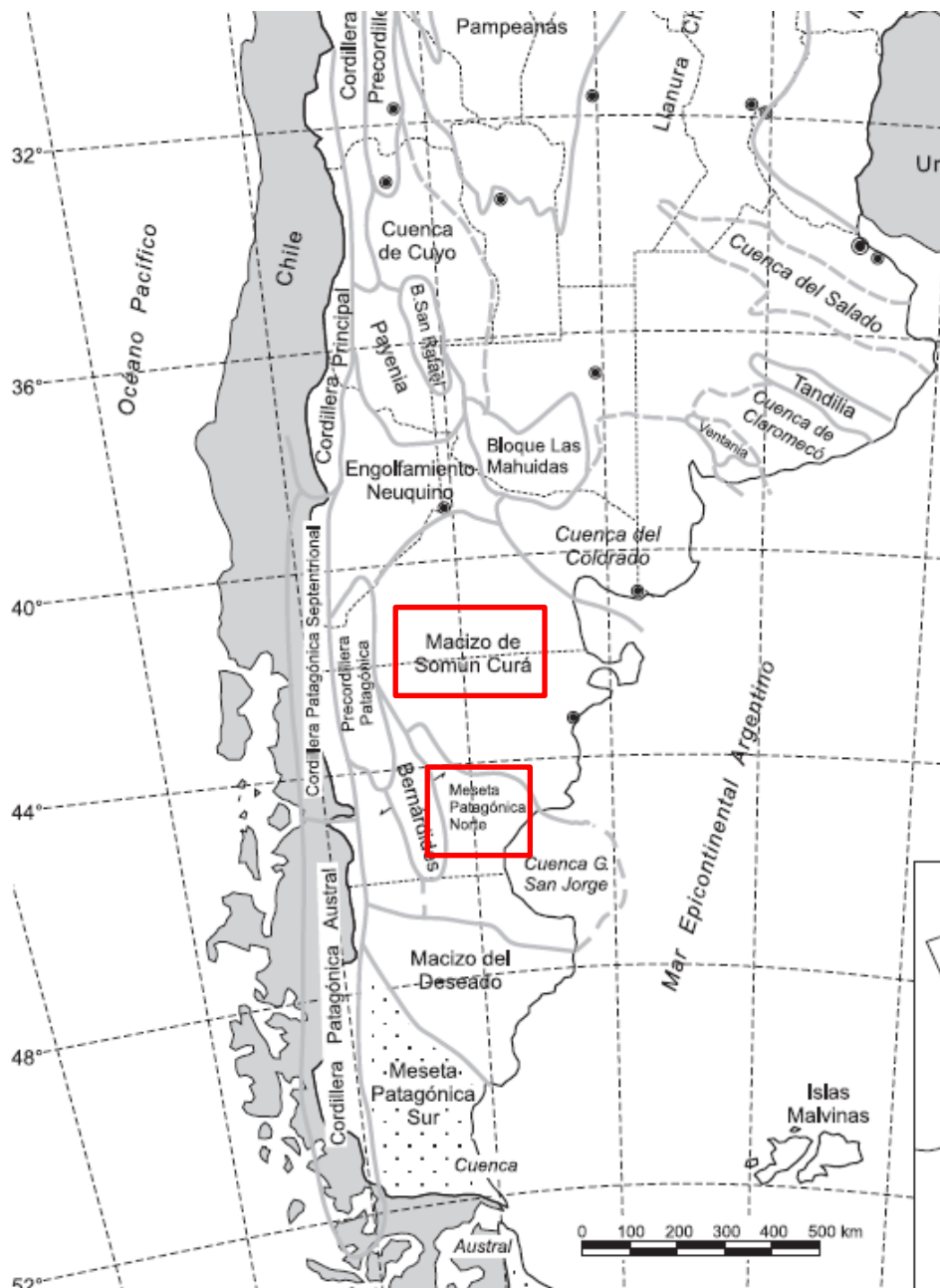


Figura 6-21: Regiones geológicas de Argentina. Se destacan las correspondientes a los dos emplazamientos investigados (Fuente: Caminos, 1999)

A continuación revisaremos la geología local de cada emplazamiento.

6.4.1.1. Geología de la zona investigada en Garayalde (Chubut)

Según Camino (1999), el Macizo de Somún Curá se corresponde con una región desarrollada sobre un zócalo precámbrico muy metamorfizado, con profusión de gneises y anfibolitas con micacitas, con depósitos marinos paleozoicos de contacto discordante en la zona este de la región –en el entorno donde se encuentra la zona de trabajo. En su zona central, el zócalo aparece intrusionado por plutones aparecidos durante el Paleozoico medio a superior.

Sobre los materiales paleozoicos se desarrollan en la zona noroeste de la región depósitos del Terciario Medio a Superior, de naturaleza riolítica, siendo más recientes al acercarse a la costa. En estos depósitos también se aprecian intrusiones plutónicas jurásicas. Sin embargo, en la zona noreste, se producen depósitos triásicos, con flora triásica intercalada entre piroclastitas dacíticas. Finalmente, estas secuencias se cubren de forma más moderna por depósitos cretácicos, que en su franja este y suroeste son invadidas por varias transgresiones deposicionales marinas (maastrichtiana, daniana, eocénica y neogénicas).

El relieve de este conjunto de eventos es transformado desde el eoceno por un vulcanismo, que aparece tímidamente en sus primeras etapas, para ir incrementando su intensidad progresivamente hasta el mioceno. Así, aparecen interdigitados materiales terciarios y basaltos cenozoicos más recientes.

Finalmente, en la zona investigada se localizan sedimentitas tanto cretácicas, del denominado grupo Chubut, como sedimentitas más jóvenes, formadas por conglomerados del plioceno al pleistoceno, entre los que aparecen los denominados *rodados patagónicos*, intercalados con algunos sedimentos más areno-limosos.

En la Figura 6-22 se detalla el entorno geológico del emplazamiento de estudio.

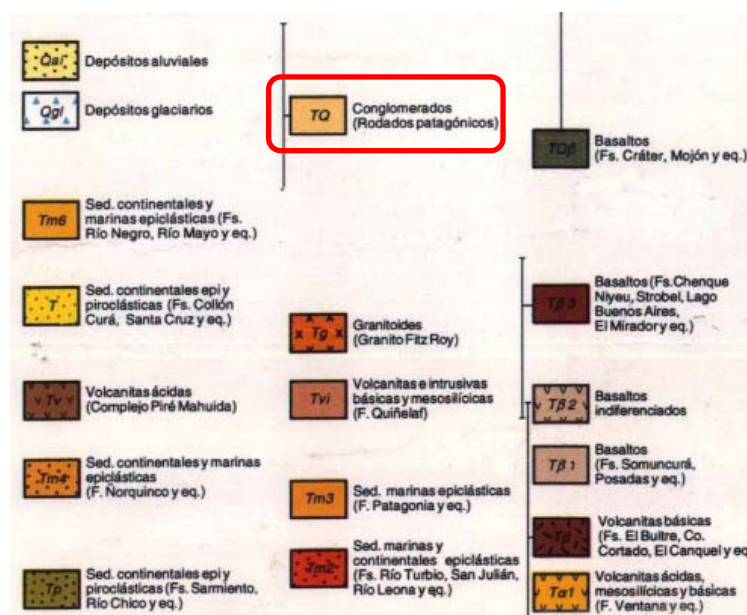
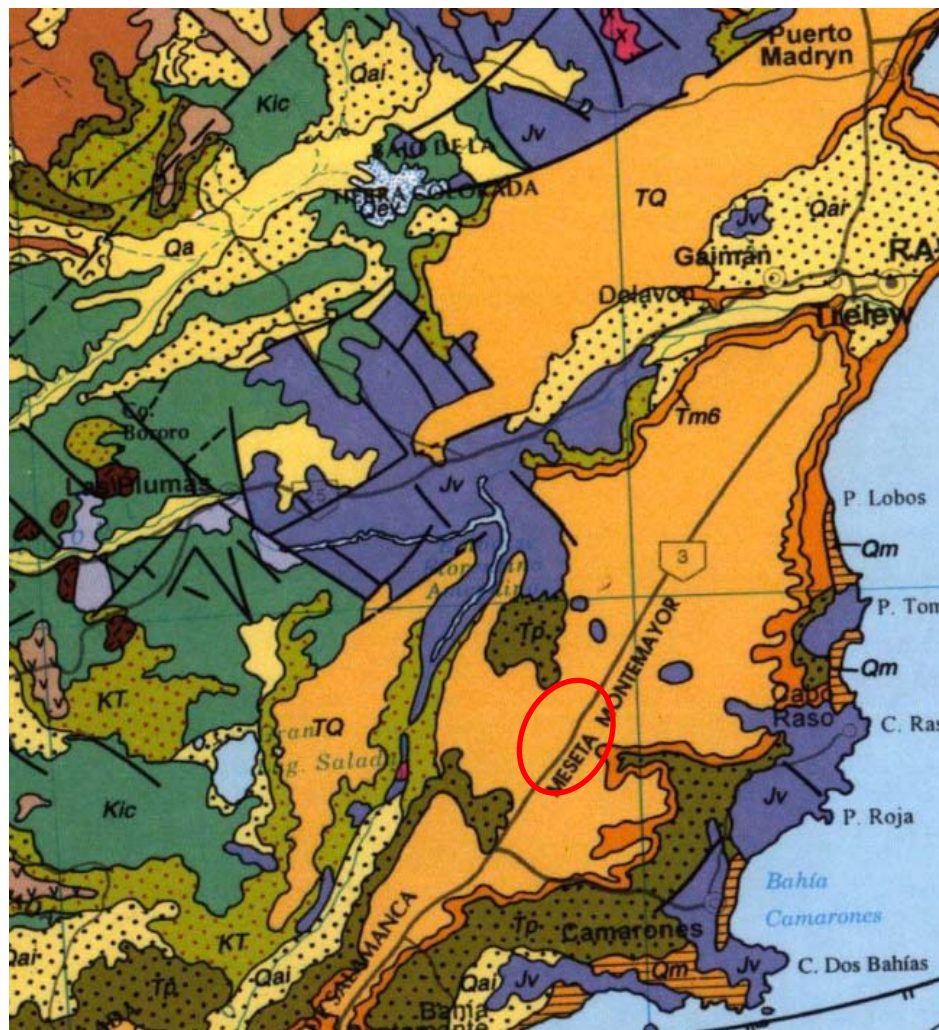


Figura 6-22: Detalle geológico en el entorno de Garayalde –se destaca la zona investigada- y leyenda de las facies más comunes en su entorno (Fuente: Lizuáin et al., 1997)

6.4.1.2. Geología de la zona investigada en Jaramillo (Santa Cruz)

Esta zona se encuentra enclavada en el borde sur de la Meseta Patagónica Norte, que es una de las subdivisiones de la región patagónica extrandina (Camino, 1999). Los macizos rocosos más antiguos que afloran en la región son de la época paleocénica, de naturaleza tanto continental como marina (siendo más abundantes en extensión los sedimentos epiclásticos de la Facies Patagonia, que los continentales piroclásticos de las Facies Sarmiento y Río Chico). En las zonas en las que no afloran a la superficie se encuentran cubiertas por productos de un vulcanismo intenso de las épocas eocénicas a oligocénicas, por lo que en general, una buena parte de la región está formada por mesetas basálticas (en algunos sondeos se han localizado hacia el fondo de los mismos volcanitas residuales en forma de limos). Sin embargo en la parte sureste, donde se han llevado a cabo las investigaciones, se localizan de forma superficial principalmente sedimentos rodados patagónicos, producto del acarreo fluvial y glaciario en épocas de deshielo, que han formado grandes planicies o pampas desde el Mioceno Superior-Plioceno hasta el Pleistoceno Inferior, así como franjas aluviales más recientes. En la Figura 6-23 se muestra el detalle de la carta geológica en la región:

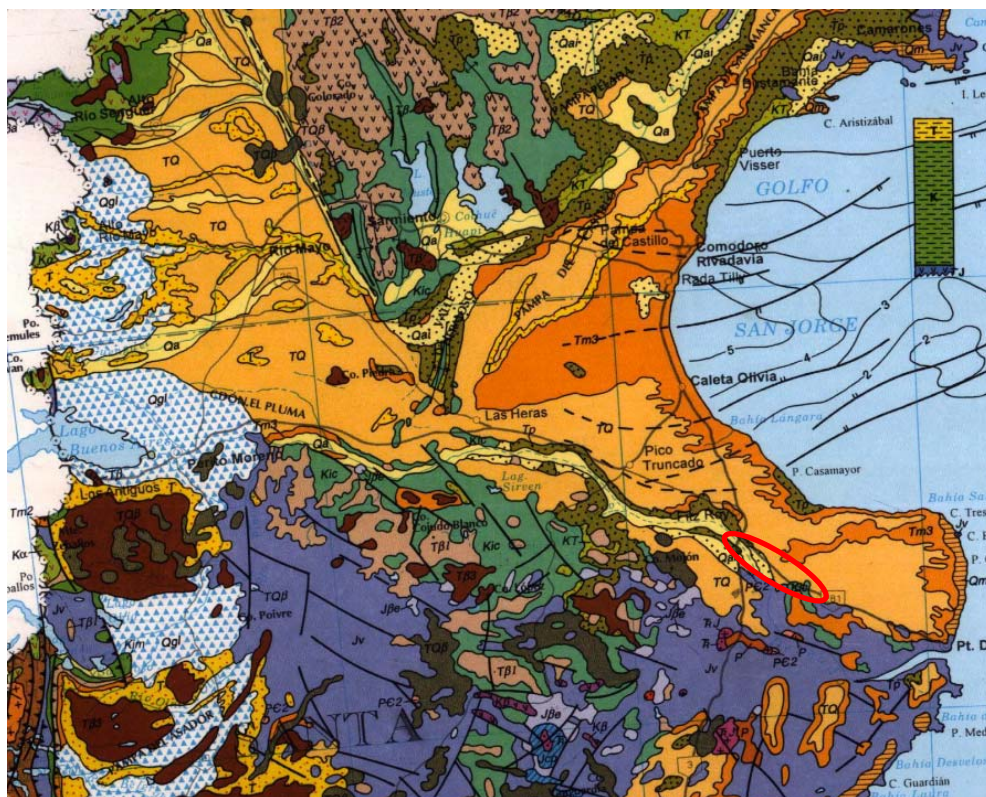


Figura 6-23: Detalle geológico en el entorno de Jaramillo –se destaca la zona investigada- en el Mapa Geológico de Argentina 1:2.500.000 (Fuente: Lizaín et al., 1997)

6.4.2. Situación de los puntos de reconocimiento

Las dos zonas investigadas mediante geofísica sísmica y sondeos mecánicos, con indicación expresa de los puntos investigados, han sido las siguientes:

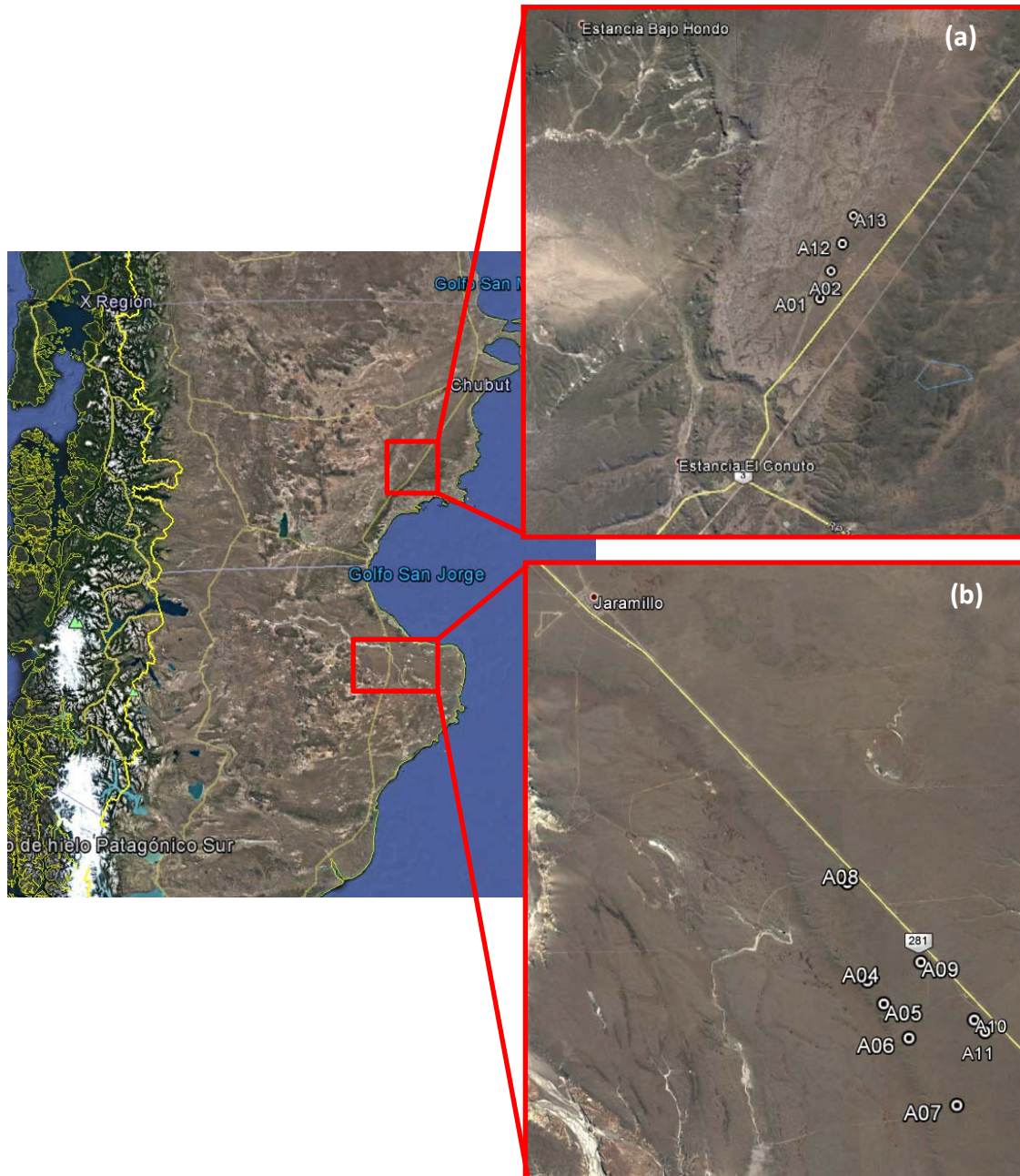


Figura 6-24: Zonas de estudio destacadas en: (a) Garayalde (provincia de Chubut) y (b) Jaramillo (provincia de Santa Cruz) en Argentina

6.4.3. Características de la instrumentación geofísica

En este caso, la investigación requería una mayor profundización de la instrumentación durante la ejecución del análisis MASW, por lo que en este caso se utilizaron geófonos de 4.5 Hz para el análisis de ondas superficiales y una maza de impacto de peso superior a las fases I y II. Así, en esta fase se ha utilizado el equipamiento siguiente (cuya ficha de características técnicas, recordamos, se incluye en el Anexo B):

- Sismógrafo PASI modelo 16S24U
- 24 geófonos de 4.5 Hz y 10 Hz
- 2 cables de comunicación entre el sismógrafo y los geófonos de 60 m de longitud (para conseguir una alineación de longitud total de 120 m)
- 1 batería para alimentación eléctrica del equipo.
- 1 maza de golpeo de 10 kg y 1 placa de golpeo
- 1 geófono *starter*
- 1 cable de comunicación entre el sismógrafo y el *starter*



Figura 6-25: Momento anterior al impacto con maza de 10 kg, con geófono starter y cable de comunicación con el sismógrafo PASI en Jaramillo (Santa Cruz, Argentina) (Fuente: V. López)



(a)

(b)

Figura 6-26: (a) Tendido de geófonos de 4.5 Hz. (b) Tendido de geófonos de 10 Hz



Figura 6-27: Sismógrafo PASI 16S24U junto a ordenador con software de registro incorporado en el centro de un tendido sísmico

6.4.4. Campaña de sondeos y ensayos de laboratorio

Las particularidades de los sondeos realizados ya fueron referidas en el apartado 2.3.3., cuando se describieron los diferentes tipos de tomamuestras SPT que siguen conviviendo en la práctica habitual con el tomamuestras estándar en diferentes regiones del mundo. En concreto, los ensayos se realizaron mediante sondas sobre camión, con sistema de izado y caída de maza *pinweight* de tipo semi-automático (ver Figura 2-21 con el esquema teórico del sistema *pinweight* y la Figura 2-22 con un ejemplo de la realización de uno de los ensayos en Garayalde). Además, se emplearon zapatas de tipo Moretto, en función del terreno atravesado, y puntazas cónicas macizas al atravesar gravas.

Además, las labores de perforación se realizaban sin el amparo de una camisa de sostenimiento, utilizándose bentonita en su lugar. Esto provocó que una gran parte de las muestras obtenidas estuvieran contaminadas por lodos tixotrópicos, por lo que no han podido recopilarse ensayos de laboratorio adecuados para la presente investigación. Por ello, el estudio de la correlación SPT-velocidades sísmicas se restringirá en este caso tan sólo a su relación directa, sin intervenir otras variables del terreno en el estudio.

6.4.5. Recopilación de resultados de ensayos

En la siguiente Tabla 6-5 se resumen los resultados de los ensayos y prospecciones in situ recopilados en esta fase:

Tabla 6-5. Resumen de resultados de la investigación in situ en Argentina

| EMPLAZAMIENTO | de (m) | a (m) | DESCRIPCIÓN LITOLÓGICA DEL ESTRATO | N_{SPT} (Sin corregir) | v_p (m/s) | v_s (m/s) |
|---------------|--------|-------|------------------------------------|--------------------------|-------------|-------------|
| A01 | 0.00 | 3.60 | Gravas | 21.0 | 602 | 387 |
| | 3.60 | 14.50 | Arenas y limos | 35.7 | 1455 | 485 |
| | 14.50 | 20.00 | Arenas limosas | 29.8 | 1455 | 755 |
| A02 | 0.00 | 4.00 | Gravas arenosas | 26.6 | 620 | 410 |
| | 4.00 | 20.00 | Arenas limosas con gravas | 30.9 | 1603 | 742 |
| A03 | 0.0 | 5.0 | Gravas mal graduadas | 12.7 | 1276 | 569 |
| | 5.0 | 10.4 | Gravas mal graduadas | 9.6 | 645 | 213 |
| | 10.4 | 19.3 | Limos de alta compresibilidad | 11.0 | 1633 | 434 |
| | 19.3 | 30.0 | Limos de alta compresibilidad | 20.1 | 1903 | 796 |

Descripción de las campañas de reconocimiento geofísico y geotécnico

Tabla 6-5 (continúa)

| EMPLAZAMIENTO | de (m) | a (m) | DESCRIPCIÓN LITOLÓGICA DEL ESTRATO | N_{SPT} (Sin corregir) | v_p (m/s) | v_s (m/s) |
|---------------|--------|-------|--|--------------------------|-------------|-------------|
| A04 | 0.0 | 11.6 | Gravas mal graduadas | 15.8 | 755 | 396 |
| | 11.6 | 14.9 | Gravas mal graduadas | 7.3 | 755 | 246 |
| | 14.9 | 30.0 | Limos de alta compresibilidad | 7.5 | 1419 | 755 |
| A05 | 0.0 | 3.5 | Gravas mal graduadas | 24.2 | 577 | 285 |
| | 3.5 | 17.6 | Gravas mal graduadas | 24.8 | 1261 | 553 |
| | 17.6 | 30.0 | Limos de alta compresibilidad | 27.8 | 1655 | 820 |
| A06 | 0.0 | 3.9 | Gravas mal graduadas | 25.6 | 562 | 289 |
| | 3.9 | 9.9 | Gravas mal graduadas | 20.5 | 1105 | 452 |
| | 9.9 | 30.0 | Gravas mal graduadas y limos de alta compresibilidad | 28.9 | 1548 | 459 |
| A07 | 0.0 | 3.7 | Arenas mal graduadas | 21.2 | 713 | 449 |
| | 3.7 | 13.5 | Arenas con gravas mal graduadas | 26.3 | 1025 | 290 |
| | 13.5 | 30.0 | Limos de alta compresibilidad | 40.7 | 1612 | 670 |
| A08 | 0.0 | 3.5 | Arenas mal graduadas | 23.5 | 859 | 459 |
| | 3.5 | 18.1 | Gravas mal graduadas | 29.6 | 1350 | 306 |
| | 18.1 | 30.0 | Limos de alta compresibilidad | 39.3 | 1887 | 847 |
| A09 | 0.0 | 13.0 | Gravas arenosas mal graduadas | 25.3 | 787 | 480 |
| | 13.0 | 17.0 | Gravas arenosas mal graduadas | 23.5 | 568 | 211 |
| | 17.0 | 30.0 | Limos de alta compresibilidad | 38.7 | 1661 | 909 |
| A10 | 0.0 | 12.0 | Gravas mal graduadas | 23.3 | 831 | 510 |
| | 12.0 | 19.7 | Limos de alta compresibilidad | 28.1 | 685 | 279 |
| | 19.7 | 30.0 | Limos de alta compresibilidad | 40.3 | 2379 | 891 |
| A11 | 0.0 | 3.9 | Gravas arenosas mal graduadas | 25.4 | 838 | 260 |
| | 3.9 | 20.7 | Gravas arenosas mal graduadas | 31.3 | 1539 | 555 |
| | 20.7 | 30.0 | Arenas arcillosas | 37.9 | 2697 | 957 |
| A12 | 0.00 | 6.90 | Gravas arenosas y arenas limosas | 24.6 | 639 | 420 |
| | 6.90 | 20.00 | Arenas limosas | 27.9 | 1545 | 647 |
| A13 | 0.00 | 6.60 | Gravas arenosas mal graduadas | 21.6 | 571 | 367 |
| | 6.60 | 20.00 | Arenas limosas | 29.1 | 1544 | 697 |

Capítulo 7. Análisis dimensional de la relación entre *SPT* y las velocidades sísmicas v_s y v_p

7.1. Estudio mediante regresión simple no lineal

Antes de comenzar el desarrollo del análisis dimensional aplicado al estudio de interrelación entre las velocidades de propagación de ondas internas y el *SPT* medio de cada capa utilizando otras variables explicativas de las características del terreno, podemos realizar previamente un estudio convencional mediante ajuste por mínimos cuadrados de fórmulas potenciales para las relaciones *SPT*- v_p y *SPT*- v_s , y compararlos con algunas de las formulaciones mostradas en el capítulo 5. Este análisis, inicialmente, lo realizaremos de forma global para cada fase, obteniendo las curvas de correlación para el conjunto de los suelos así como de forma individual para suelos de grano fino, arenas o gravas. A continuación, realizaremos un análisis de los datos obtenidos en las fases I y II de investigación de campo para suelos arcillosos y limosos en los que se han podido realizar ensayos de caracterización sobre muestras inalteradas. Además, realizaremos un estudio de sensibilidad de otros parámetros del terreno, así como sobre la influencia de utilizar como variable explicativa de las correlaciones potenciales los valores medios del *SPT* en cada capa para el conjunto completo de datos de las fases I y II, o los valores puntuales sobre el subconjunto de muestras inalteradas en las que se han obtenido otros parámetros adicionales en dichas fases.

De esta forma, antes de acometer el estudio multivariable mediante análisis dimensional en suelos de grano fino, estaremos en condiciones de comprender cuál es la capacidad explicativa estimable del *SPT* en las velocidades de propagación de ondas internas para los datos obtenidos y tratados en la presente investigación, realizando una discusión sobre los resultados en cada apartado.

7.1.1. Correlaciones obtenidas para los suelos de la Fase I (México)

En el presente epígrafe realizaremos un estudio de regresión no lineal para el conjunto de datos, sin distinguir entre los correspondientes a arenas o a arcillas, para, a continuación, distinguir entre las fórmulas potenciales que mejor se ajustan a suelos granulares o coherentes por separado. El estudio en esta primera fase lo realizaremos tanto a partir de los valores del *SPT* sin corregir (por energía, longitud de varillaje, etc.), como los correspondientes al *SPT* corregido.

7.1.1.1. Resumen de resultados de correlación potencial

En las siguientes Figuras 7-1 a 7-4 se muestran, en primer lugar, las correlaciones para el conjunto de los datos obtenidos en la Fase I en México sin distinción entre naturalezas de suelo, tanto para el *SPT* sin corregir como el *SPT* corregido para cada capa, tanto para las velocidades primarias como para las secundarias. A continuación, las figuras 7-5 a 7-12 muestran las correlaciones distinguiendo entre las correspondientes a suelos de grano fino como las obtenidas a partir de capas arenosas.

Como ya fue descrito en el capítulo 5, la mayor parte de los autores coinciden en señalar cómo las correlaciones potenciales con mejores coeficientes de determinación son las correspondientes a aquellas que utilizan los valores de *SPT* sin corregir. En este caso, los grados de correlación obtenidos mediante un ajuste no lineal mediante mínimos cuadrados de expresiones potenciales confirman un mejor ajuste para registros de *SPT* no corregidos salvo en el caso de la correlación $SPT-v_p$ en suelos arcillosos, en los que el coeficiente de determinación resulta ligeramente más alto (aunque hay que reseñar que su valor es tan sólo un 3% superior, como se puede observar comparando las Figuras 7-5 y 7-6, por lo que se puede considerar poco significativo). Sin embargo, hay que tener en cuenta que el valor de ER sólo era realmente conocido para algunos equipos, por lo que se ha utilizado un valor de ER=60% para el resto de máquinas *SPT* sin certificado específico por indicación de los técnicos responsables de las empresas de perforación, como fue indicado en el capítulo 6. Así, aunque para todos los suelos se obtienen valores del coeficiente de determinación $r^2=0.615$ y $r^2=0.572$ para la correlación $SPT-v_p$ y $SPT-v_s$, respectivamente, teniendo en cuenta el valor real ER de algunos equipos, si se hubieran supuesto todos los rendimientos ER=60%, el grado de correlación hubiera sido mucho menor. En concreto, se obtendrían valores de $r^2=0.572 < 0.615$ y $r^2=0.481 < 0.572$, para $SPT-v_p$ y $SPT-v_s$, respectivamente. Esto permite resaltar la gran importancia que tiene la correcta calibración energética del *SPT* utilizado en cada caso.

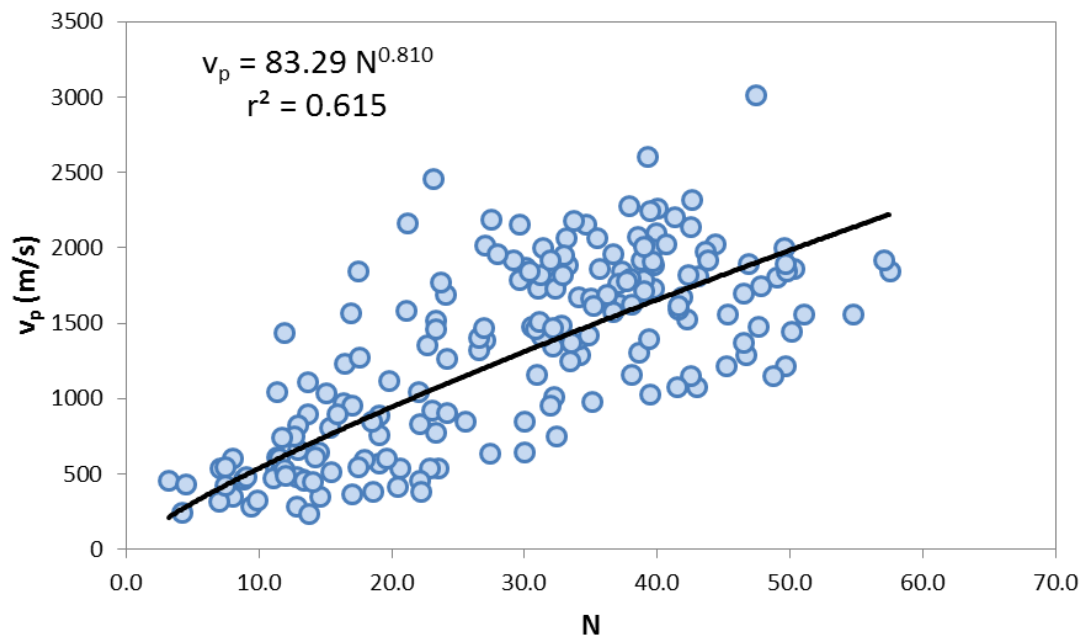


Figura 7-1. Correlación entre v_p y SPT sin corregir para todos los suelos en Juchitán de Zaragoza (México)

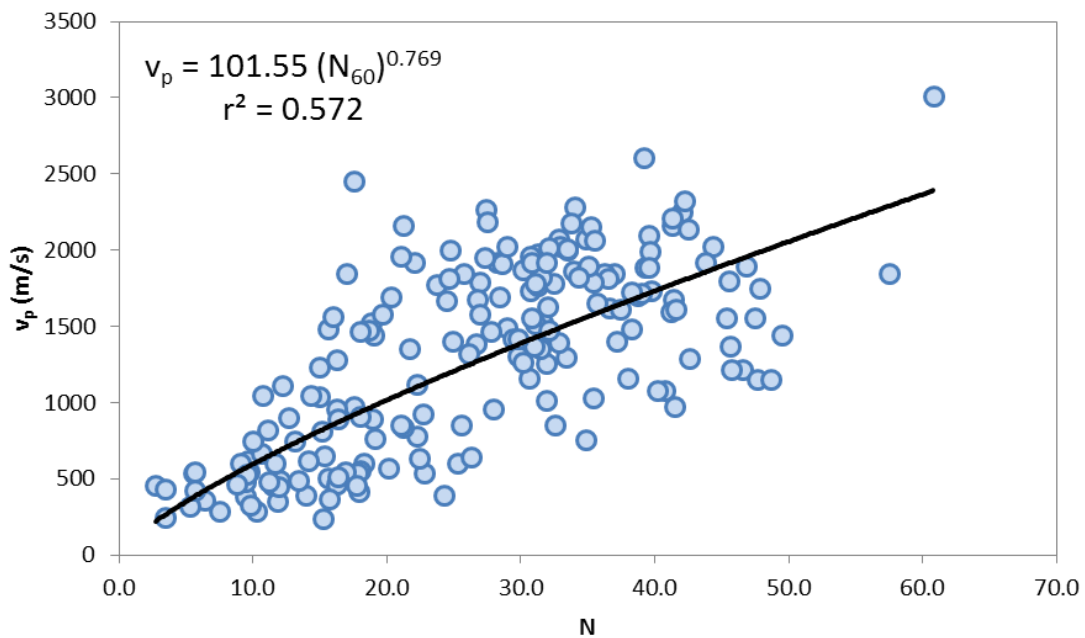


Figura 7-2. Correlación entre v_p y SPT corregido para todos los suelos en Juchitán de Zaragoza (México)

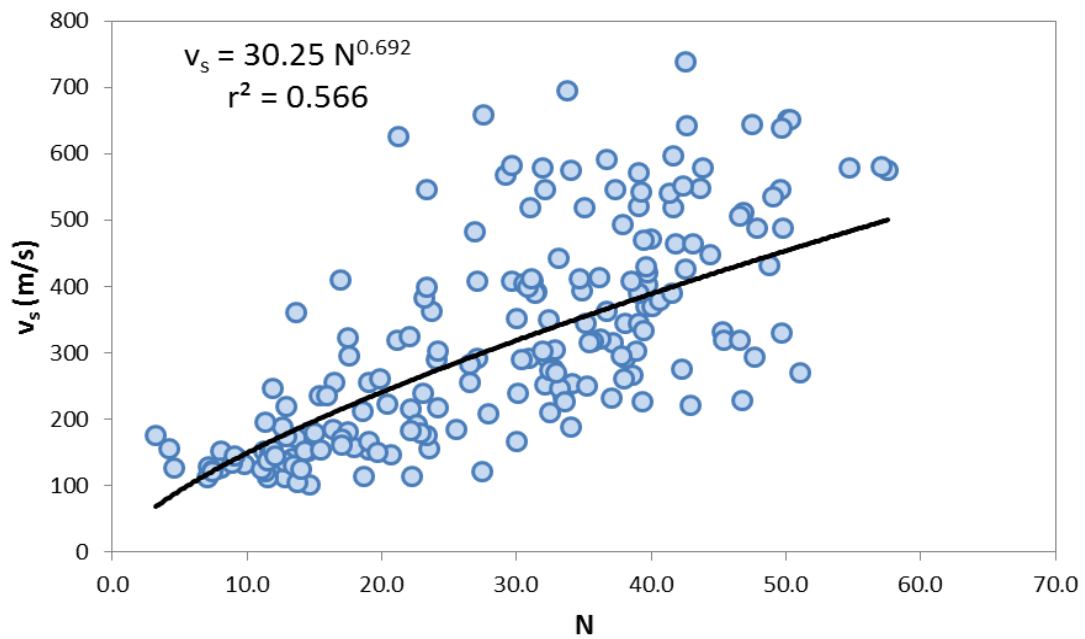


Figura 7-3. Correlación entre v_s y SPT sin corregir para todos los suelos en Juchitán de Zaragoza (México)

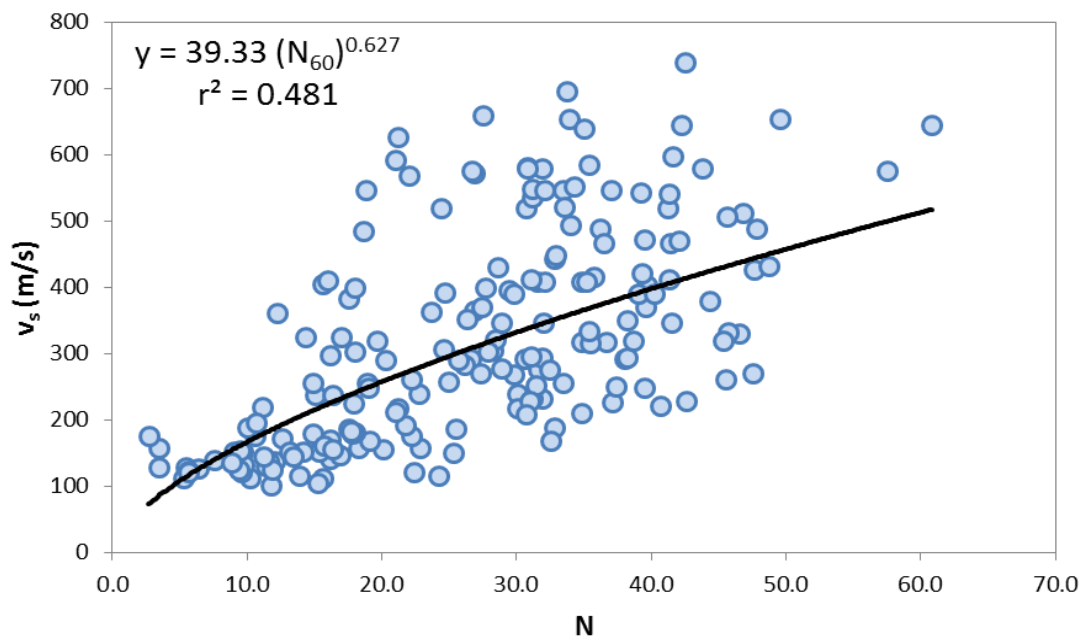


Figura 7-4. Correlación entre v_s y SPT corregido para todos los suelos en Juchitán de Zaragoza (México)

Análisis dimensional de la relación entre el SPT y las velocidades sísmicas v_p y v_s

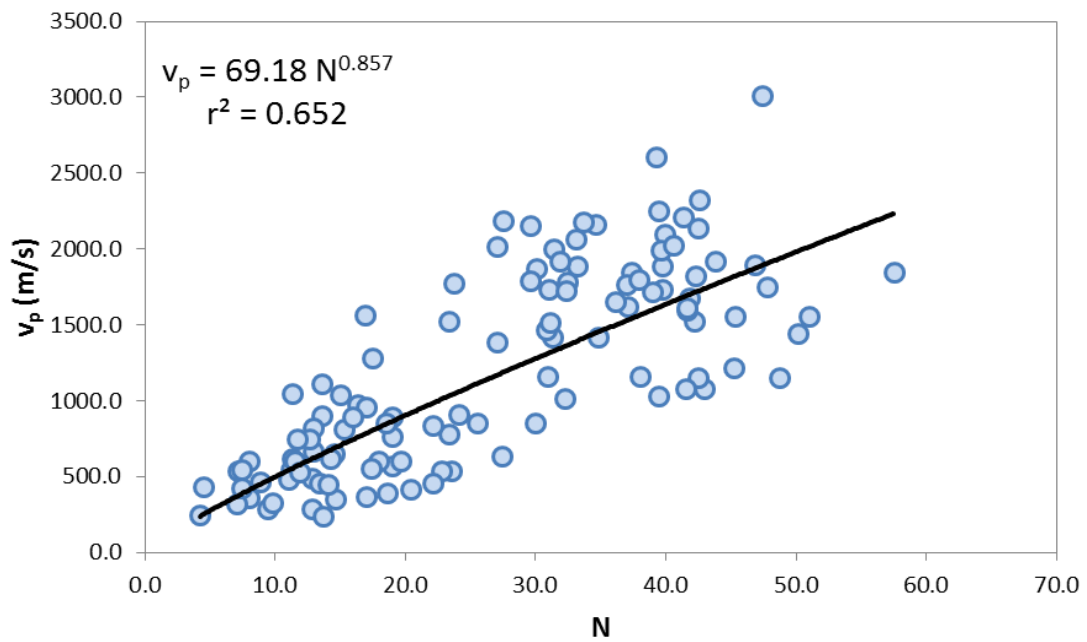


Figura 7-5. Correlación entre v_p y SPT sin corregir para suelos arcillosos en Juchitán de Zaragoza (México)

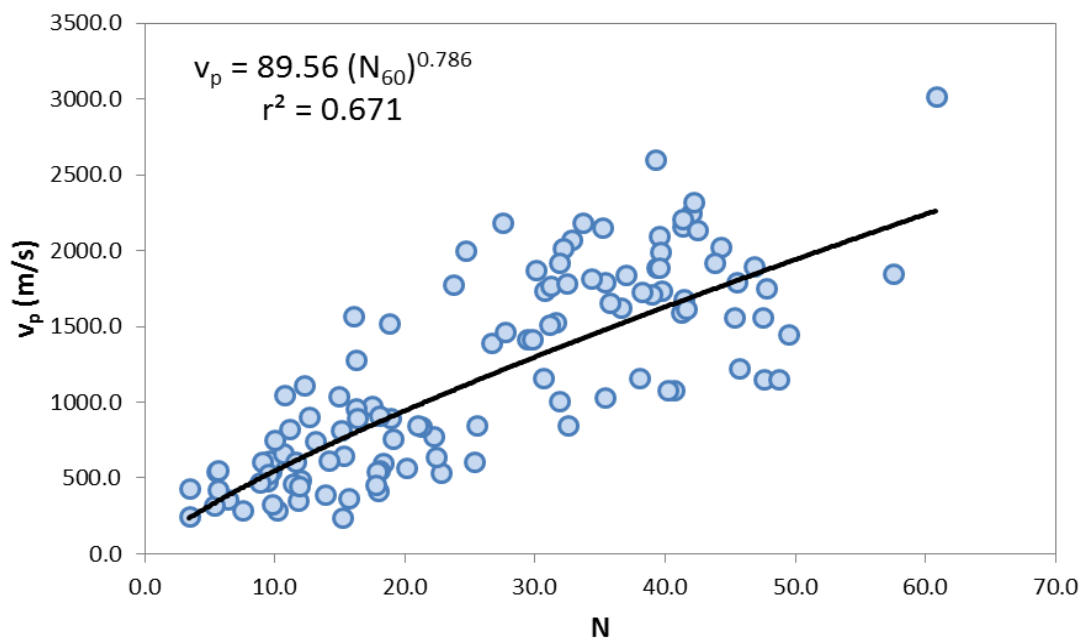


Figura 7-6. Correlación entre v_p y SPT corregido para suelos arcillosos en Juchitán de Zaragoza (México)

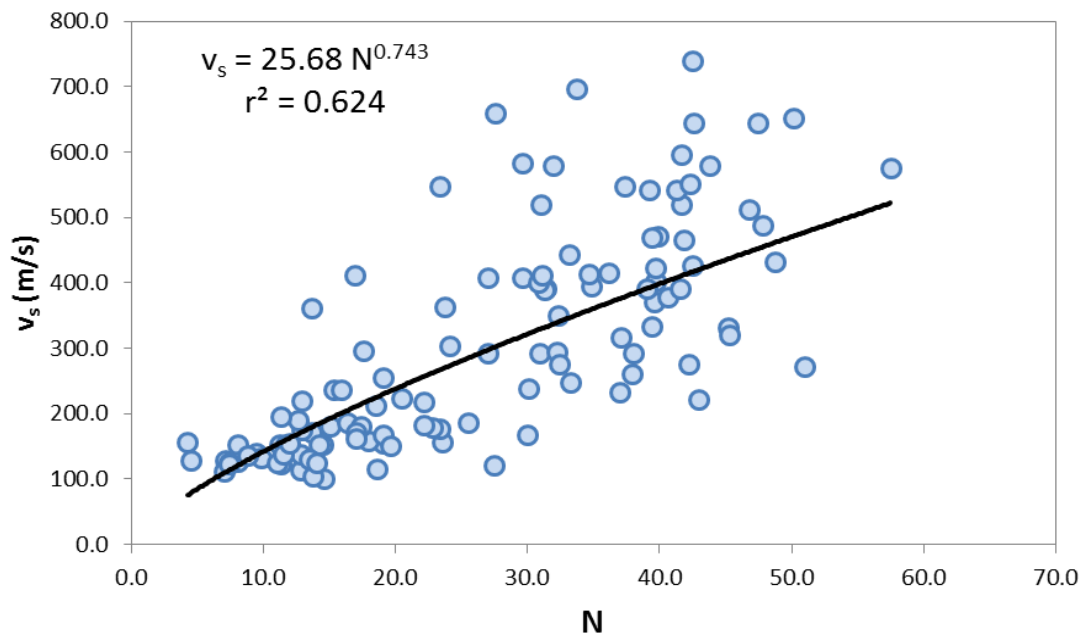


Figura 7-7. Correlación entre v_s y SPT sin corregir para suelos arcillosos en Juchitán de Zaragoza (México)

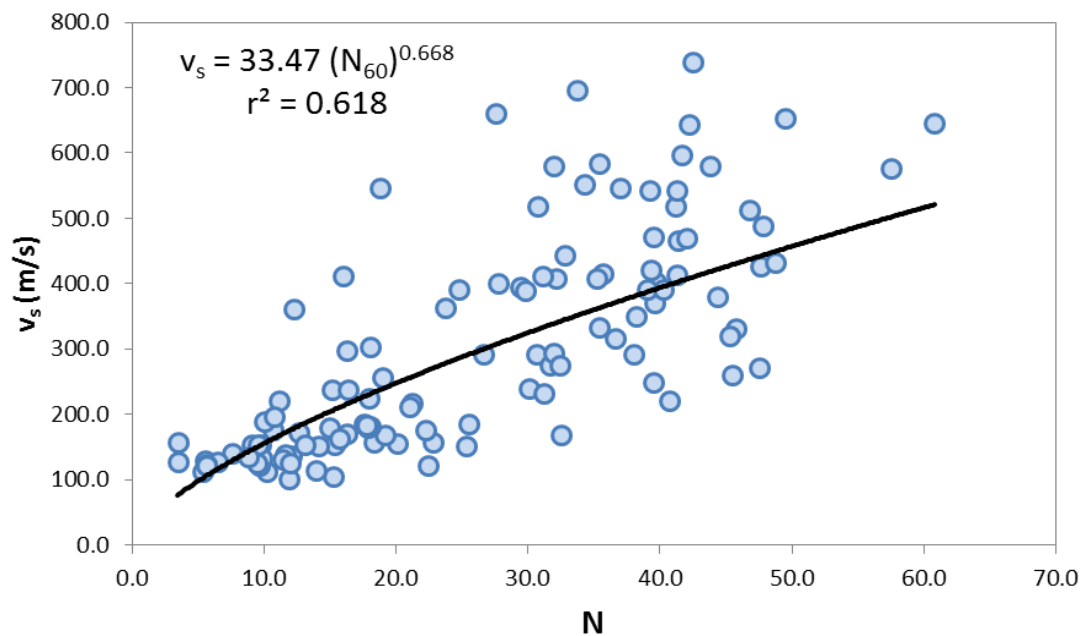


Figura 7-8. Correlación entre v_s y SPT corregido para suelos arcillosos en Juchitán de Zaragoza (México)

Análisis dimensional de la relación entre el SPT y las velocidades sísmicas v_p y v_s

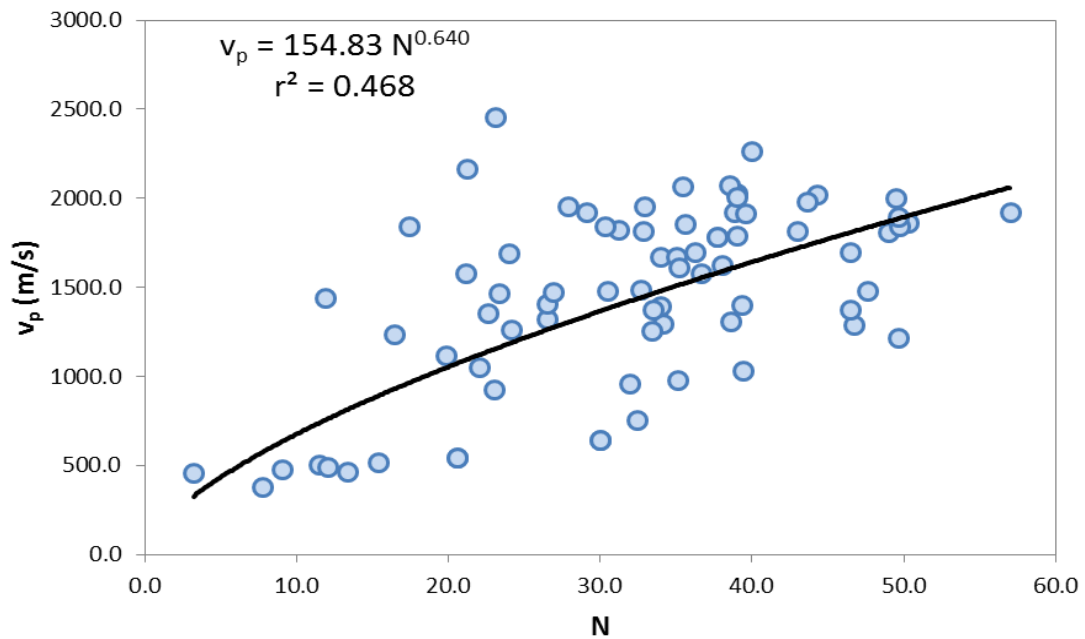


Figura 7-9. Correlación entre v_s y SPT sin corregir para suelos arenosos en Juchitán de Zaragoza (México)

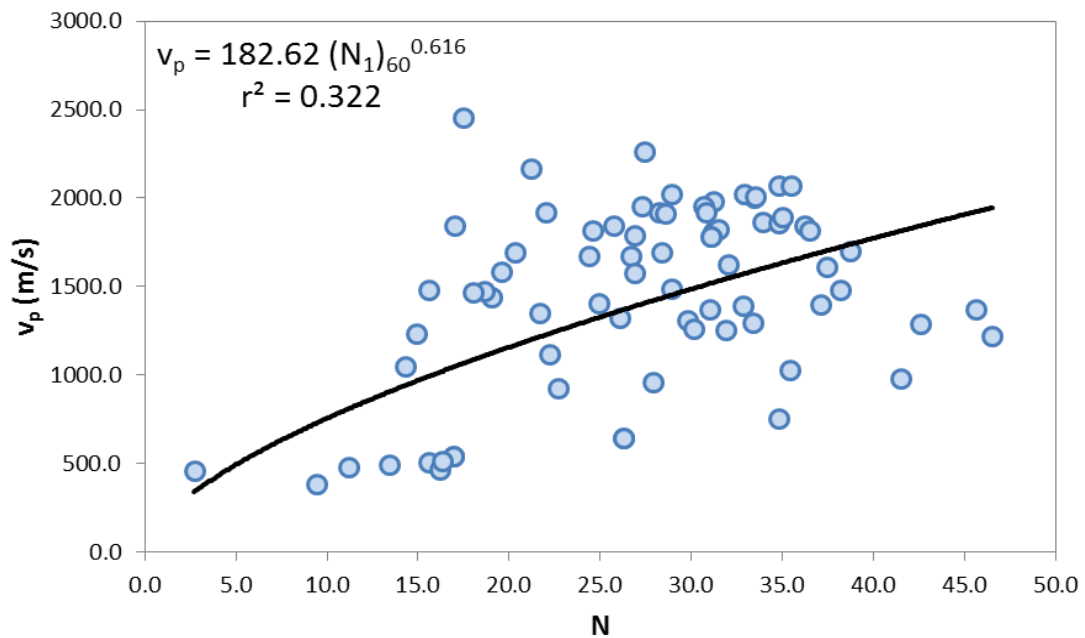


Figura 7-10. Correlación entre v_p y SPT corregidos para suelos arenosos en Juchitán de Zaragoza (México)

Análisis dimensional de la relación entre el SPT y las velocidades sísmicas v_p y v_s

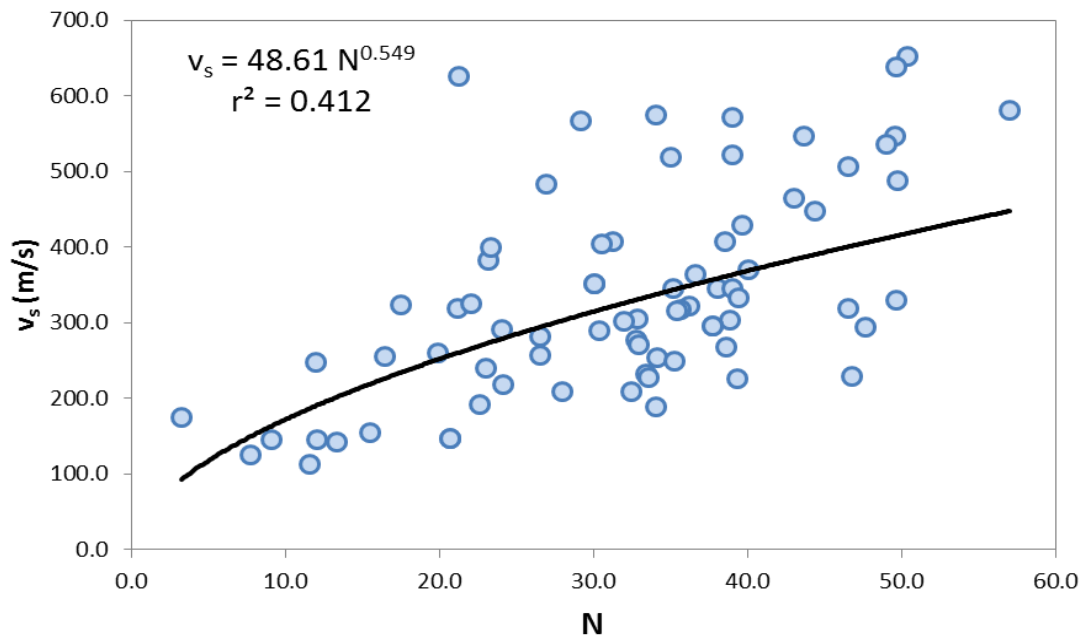


Figura 7-11. Correlación entre v_s y SPT sin corregir para suelos arenosos en Juchitán de Zaragoza (México)

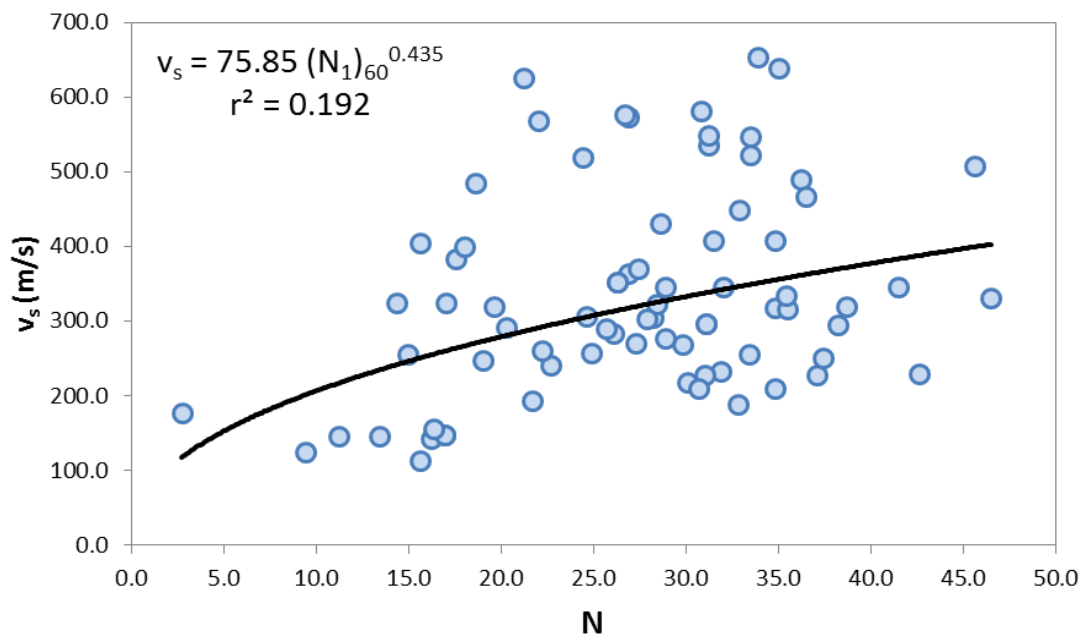


Figura 7-12. Correlación entre v_s y SPT corregido para suelos arenosos en Juchitán de Zaragoza (México)

7.1.1.2. Análisis de la capacidad predictiva de las correlaciones

En las Figuras 7-13 a 7-15 se muestran los valores estimados mediante cada fórmula de correlación potencial obtenida en el anterior apartado en comparación a los valores realmente medidos en la Fase I:

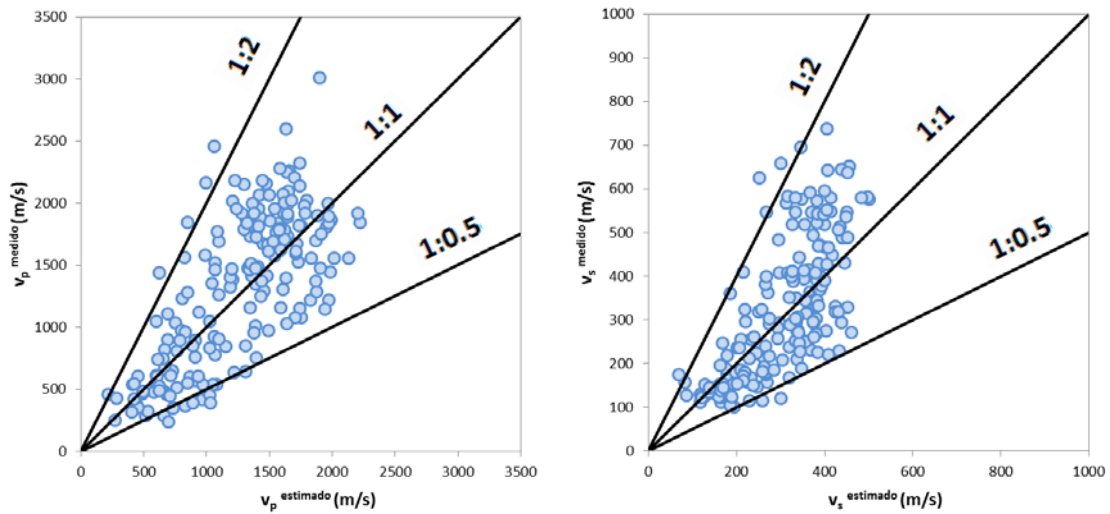


Figura 7-13. Valores medidos de v_p y v_s en función de los valores que predicen las fórmulas de correlación potencial para todos los suelos en Juchitán de Zaragoza (México)

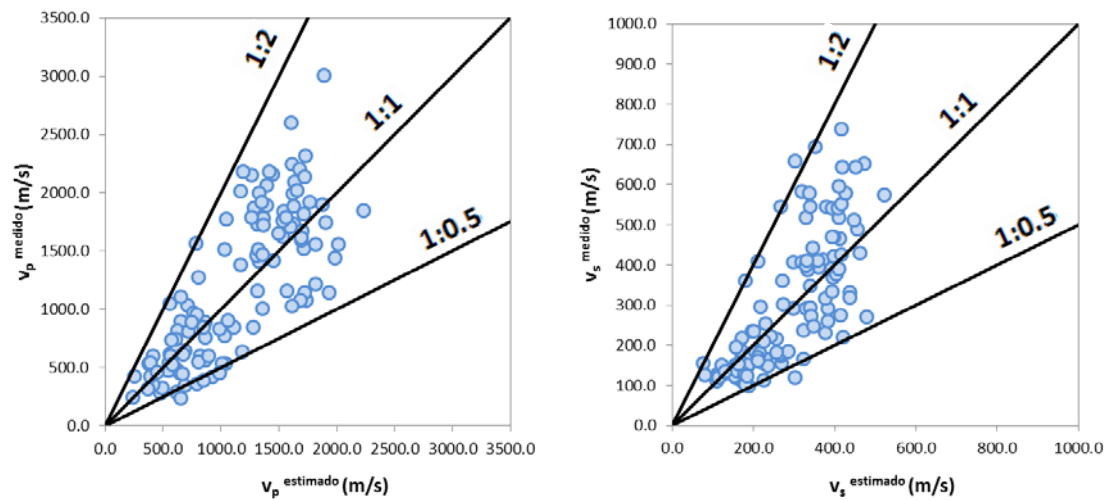


Figura 7-14. Valores medidos de v_p y v_s en función de los valores que predicen las fórmulas de correlación potencial para suelos arcillosos en Juchitán de Zaragoza (México)

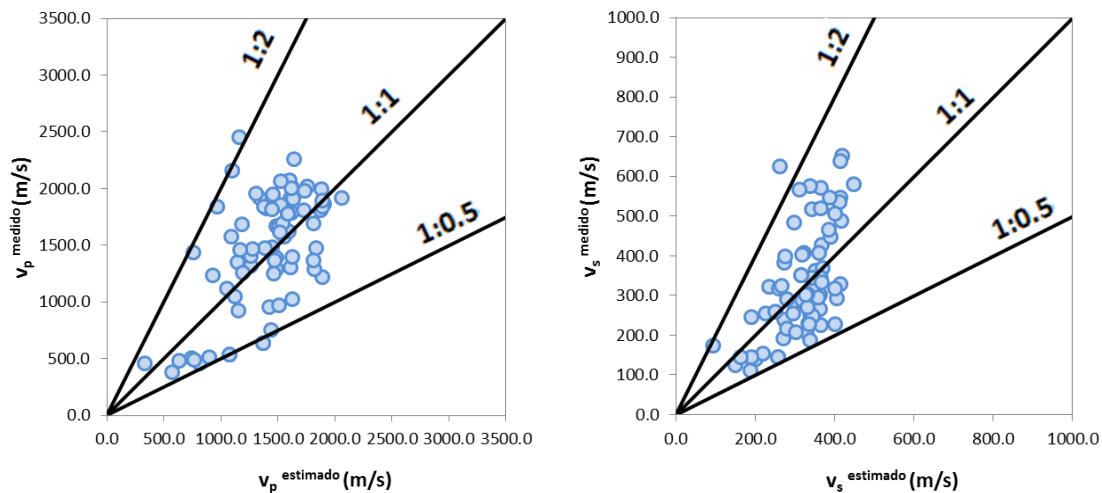


Figura 7-15. Valores medidos de v_p y v_s en función de los valores que predicen las fórmulas de correlación potencial para suelos arenosos en Juchitán de Zaragoza (México)

En estas gráficas se puede observar que, en general, la mayor parte de los puntos correspondientes a cada pareja de datos SPT-velocidad se encuentran comprendidos entre las rectas de pendiente 1:0.5 a 1:2, por lo que los niveles de predicción son aceptables, aunque todavía presentan de una dispersión apreciable.

Otra forma de determinar la capacidad predictiva de los ajustes propuestos por las fórmulas de correlación potenciales obtenidas en cada caso es dibujar la curva de frecuencias acumuladas del error relativo entre el valor medido y el estimado de la velocidad primaria o secundaria, según el caso. En la siguiente Figura 7-16 se muestran dichas curvas en una misma gráfica tanto para la estimación de v_p como de v_s para el conjunto de los suelos ensayados en la Fase I, sin distinción sobre su naturaleza. Se puede observar cómo el 55% de las estimaciones se encuentran en el rango de error del $\pm 25\%$ respecto a las velocidades realmente medidas en cada caso, por lo que se puede concluir que la estimación de velocidades no tiene todavía una resolución suficientemente alta en este enfoque de correlación a partir del SPT como única variable explicativa.

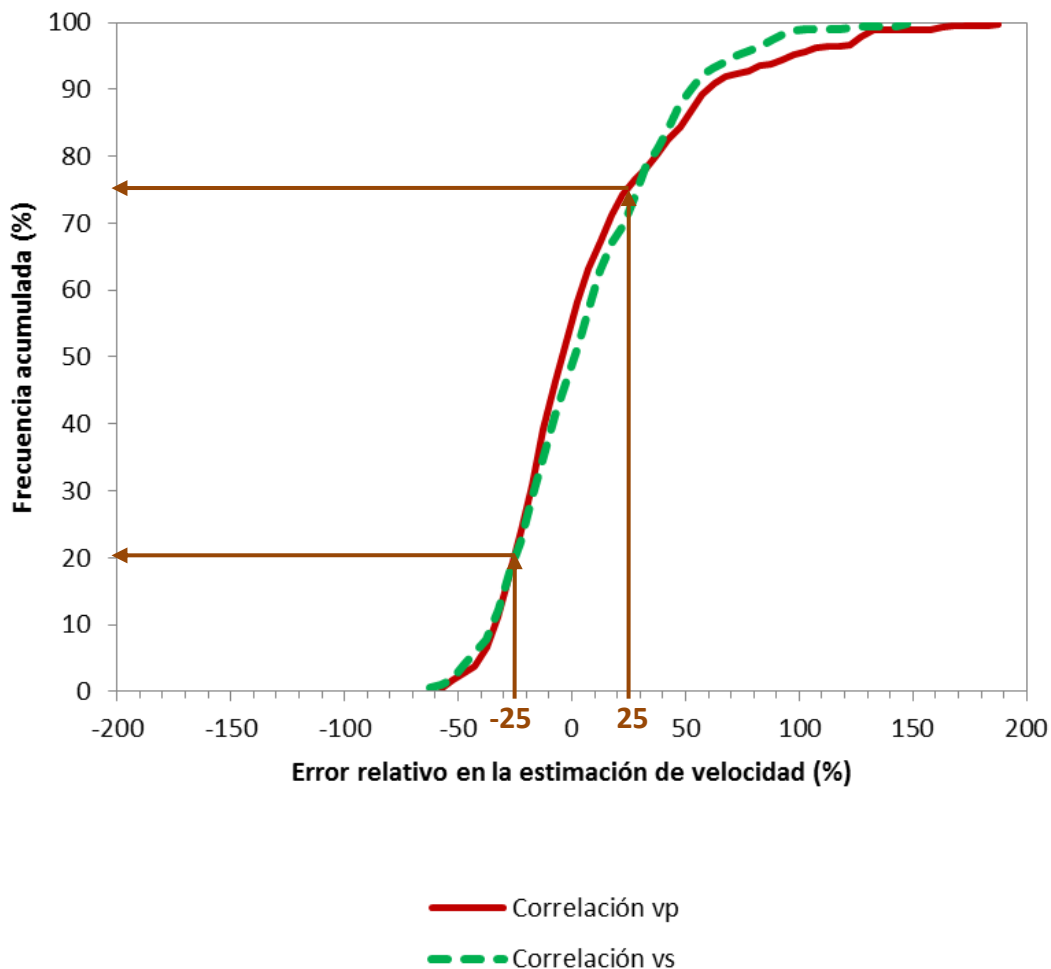


Figura 7-16. Frecuencia acumulada de errores relativos en la estimación de v_p y de v_s para todos los suelos investigados en Juchitán de Zaragoza (México) según las correlaciones basadas en el SPT sin corregir

Finalmente, para constatar las limitaciones de esta correlación directa entre el SPT y las velocidades primaria y secundaria, respectivamente, se pueden observar las gráficas residuales de las correlaciones realizadas en función del SPT. Como se puede observar en la Figura 7-17, la banda de residuales de la predicción de velocidades primarias se vuelve más estrecha para valores por debajo de $N=10$ (presenta una cierta tendencia a la infraestimación de los valores de v_p) y para valores por encima de $N=50$ (con una tendencia a la sobreestimación de v_p). Esto que indica que en esas franjas el modelo predictivo potencial tiene poca capacidad de ajuste, con variaciones en la desviación estándar de la distribución de los valores de predicción de las velocidades para esos rangos extremos de N :

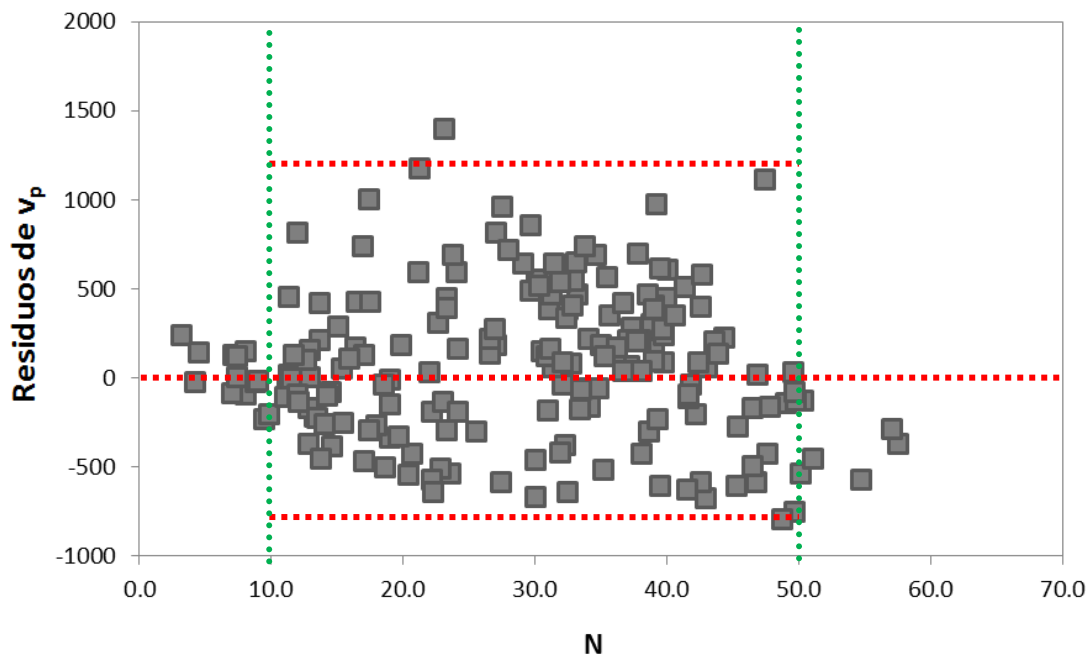


Figura 7-17. Gráfica de residuos de la correlación *SPT*- v_p en función de la variable independiente *N* (sin corregir) para todos los suelos investigados en Juchitán de Zaragoza (México)

Si se grafican los residuos de las estimaciones de las velocidades secundarias (ver Figura 7-18), se puede observar de forma análoga que la gráfica muestra zonas más estrechas de dispersión por debajo de $N=20$ (con un cierto patrón de residuos decrecientes al aumentar N) y por encima de $N=45$, lo que confirma que el modelo no tiene una buena capacidad de ajuste en esos rangos.

Por otra parte, también se pueden examinar las gráficas de residuos para las correlaciones separadas entre arcillas y arenas. En ellas, sin embargo, se siguen observando los mismos estrechamientos en la banda de residuos para los franjas de valores extremos de N (ver Figura 7-22).

Estas limitaciones de las correlaciones potenciales de una sola variable confirman las conclusiones de otros estudios que fueron analizados en el capítulo 5 (Dikmen, 2009; Pérez-Santisteban et al., 2012; Thaker y Rao, 2011).

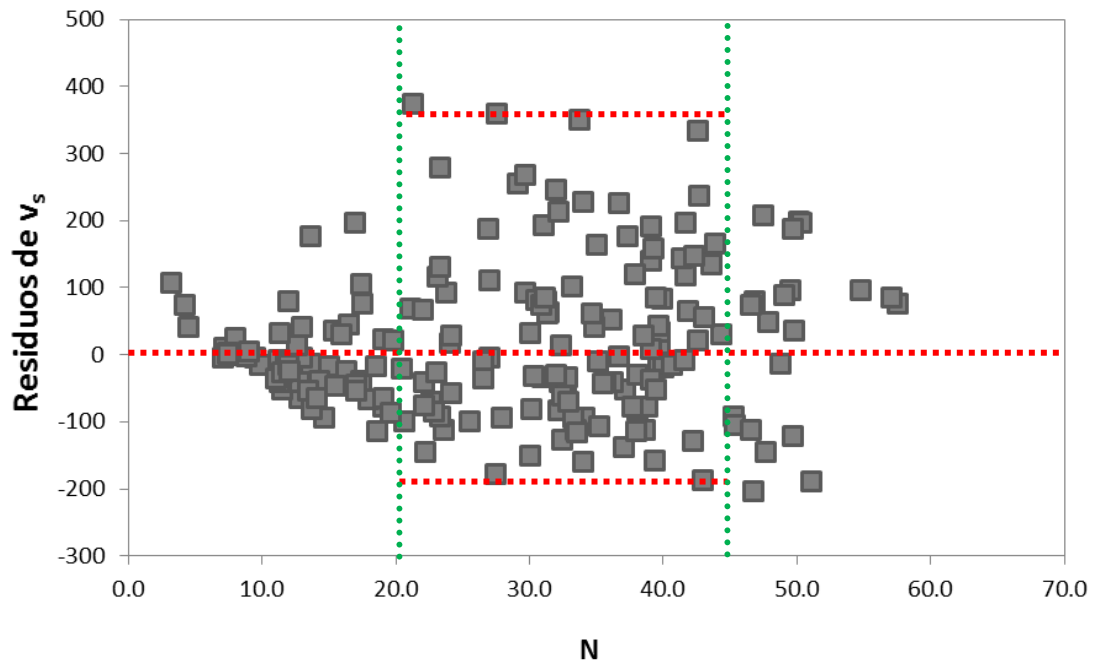


Figura 7-18. Gráfica de residuos de la correlación SPT- v_s en función de la variable independiente N (sin corregir) para todos los suelos investigados en Juchitán de Zaragoza (México)

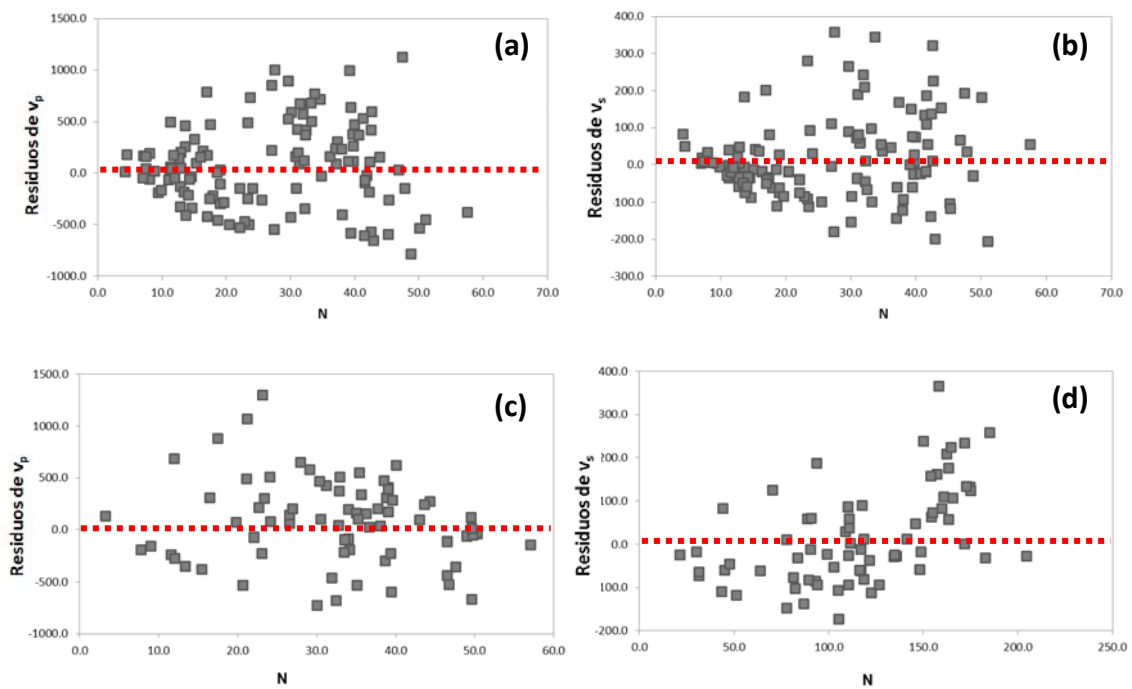


Figura 7-19. Gráfica de residuos de las correlaciones SPT- v_p y SPT- v_s en función de la variable independiente N (sin corregir): (a) y (b) para suelos arcillosos; (c) y (d) para suelos arenosos investigados en Juchitán de Zaragoza (México)

7.1.1.3. Estudio paramétrico de la influencia de otras variables explicativas en la predicción de velocidades

Como se describió en el capítulo 6, muchos autores coinciden en señalar la influencia de la profundidad de cada punto de estudio en la predicción de las velocidades secundarias. Esto, como veremos a continuación, se puede extender también a la predicción de las velocidades primarias. Así, se pueden representar las curvas de dispersión entre los valores residuales de la estimación de cada velocidad según los valores de la presión efectiva vertical para cada pareja de datos *SPT*- v_p y *SPT*- v_s . Se puede observar en las Figuras 7-20 a 7-22 una apreciable influencia de la profundidad en la estimación de los valores de velocidades de propagación sísmica:

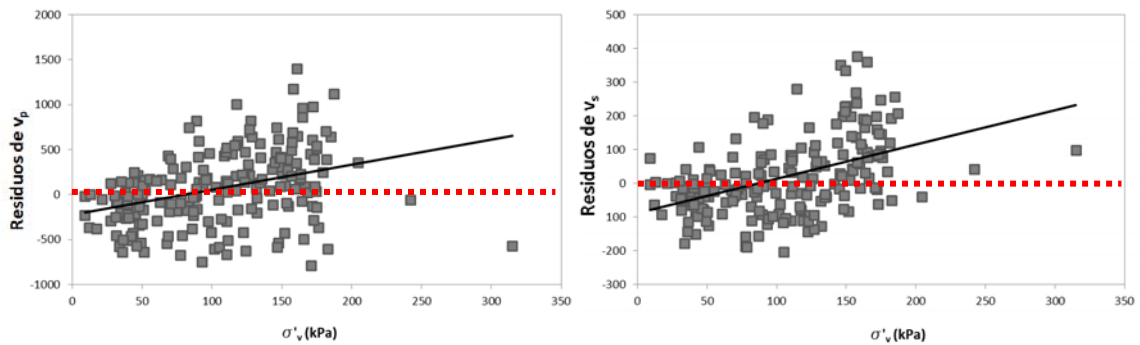


Figura 7-20. Residuos de las correlaciones *SPT*- v_p y *SPT*- v_s en función de la presión efectiva vertical en cada punto correspondiente a cada pareja de datos, para todos los suelos en Juchitán de Zaragoza (México)

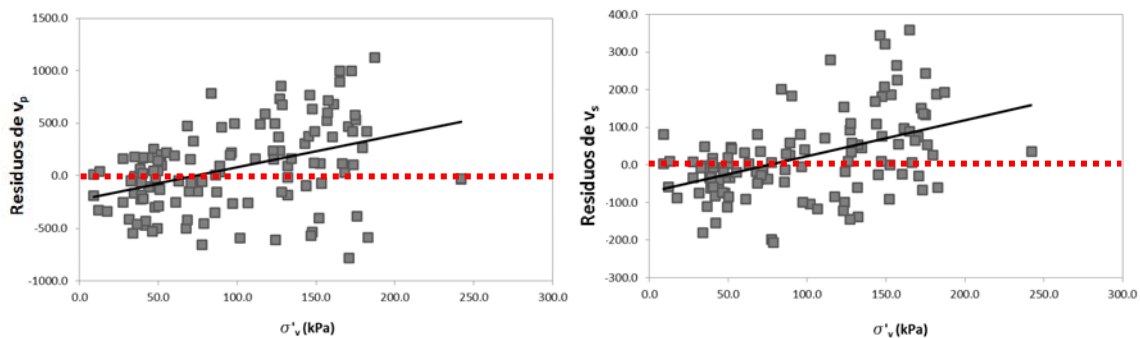


Figura 7-21. Residuos de las correlaciones *SPT*- v_p y *SPT*- v_s en función de la presión efectiva vertical en cada punto correspondiente a cada pareja de datos, para suelos arcillosos en Juchitán de Zaragoza (México)

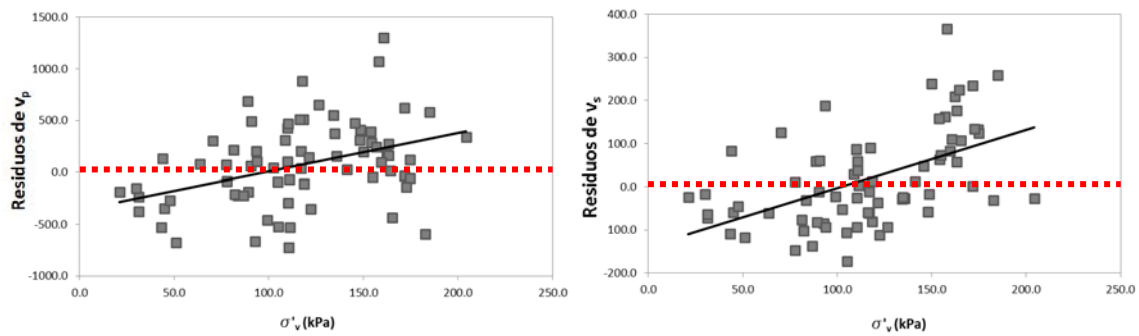


Figura 7-22. Residuos de las correlaciones SPT- v_p y SPT- v_s en función de la presión efectiva vertical en cada punto correspondiente a cada pareja de datos, para suelos arenosos en Juchitán de Zaragoza (México)

Por otro lado, como fue indicado en el capítulo 2, según Clayton (1995), la resistencia al corte y la respuesta elástica del terreno durante la penetración del tomamuestras SPT se encuentra relacionada por el índice de poros. Sin embargo las gráficas de residuos no reflejan en este caso un patrón claro para la influencia del índice de poros, como se puede comprobar en la Figura 7-23a y en la Figura 7-23b (en estas gráficas, los residuos se han calculado para el subconjunto de muestras arcillosas inalteradas sobre las que se realizaron ensayos de laboratorio –cuyo resumen de resultados se relacionó en la Tabla 6-2-, y aplicando las fórmulas de regresión potencial mostradas en las figuras 7-5 y 7-7 para la determinación de los residuos).

También se han graficado los residuos respecto a la densidad de partículas de cada suelo (Figura 7-23c y Figura 7-23d) y así como en función del grado de saturación (Figura 7-23e y Figura 7-23f). Del análisis de estas gráficas, se puede inferir que sobre la correlación con la velocidad v_p existirá una cierta influencia del índice de poros, de la densidad de partículas y del grado de saturación, analizadas de forma independiente, mientras que en la correlación de la velocidad v_s solo el grado de saturación parece mostrar un cierto patrón significativo en la dispersión de residuos.

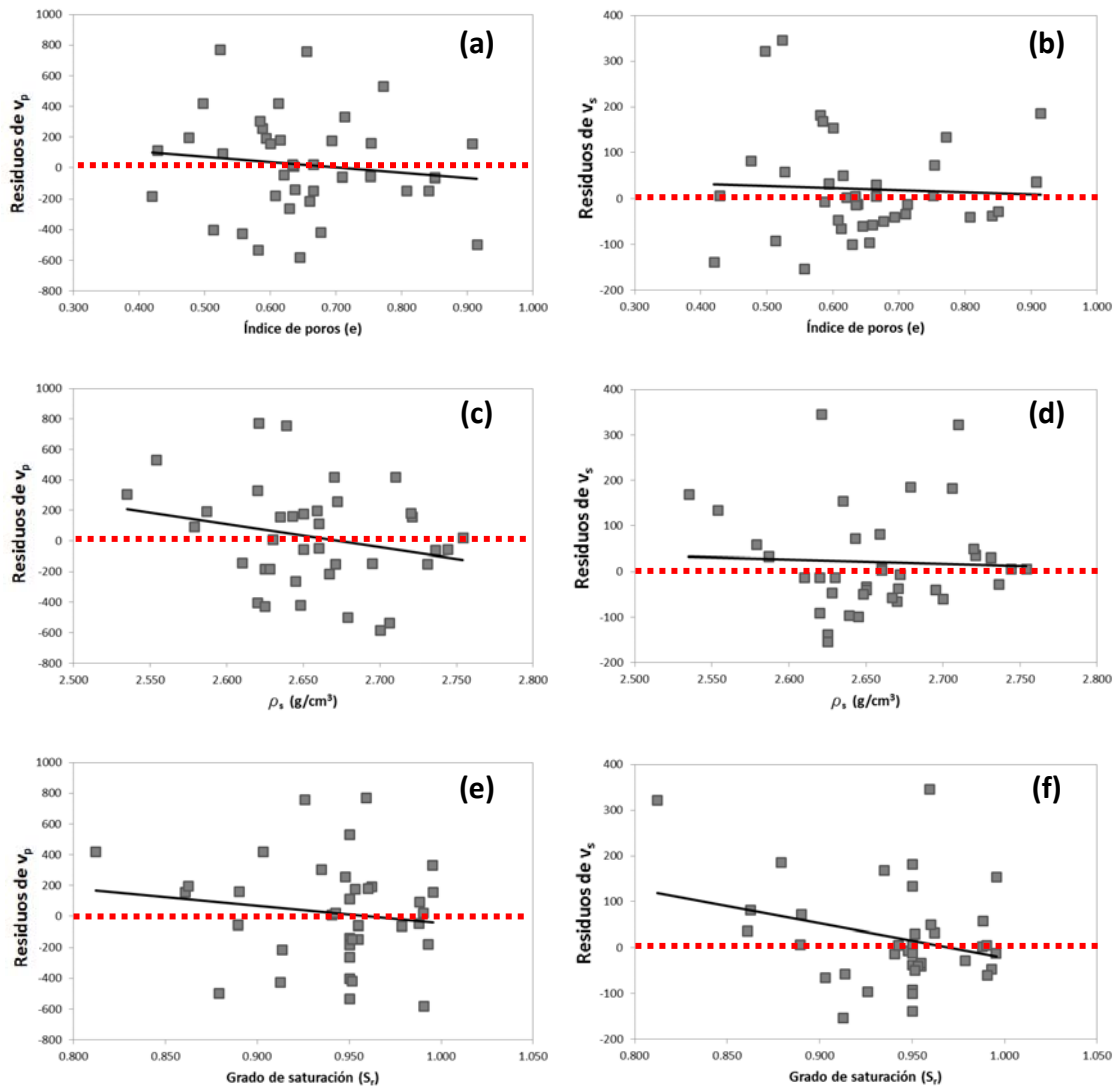


Figura 7-23. Residuos de las correlaciones SPT- v_p y SPT- v_s para el subconjunto de suelos arcillosos ensayados en laboratorio en Juchitán de Zaragoza (México) en función de: (a) y (b) índice de poros; (c) y (d) densidad de las partículas; (e) y (f) grado de saturación

Finalmente, para completar el análisis de esta primera fase de estudio, se puede analizar si los grados de correlación correspondiente a los SPT puntualmente obtenidos para las muestras correspondiente al subconjunto de datos mostrado en la Tabla 6-2 es o no comparable al obtenido sobre el conjunto total de parejas de datos de esta fase I, en el que el SPT obtenido se determina como la media de cada estrato.

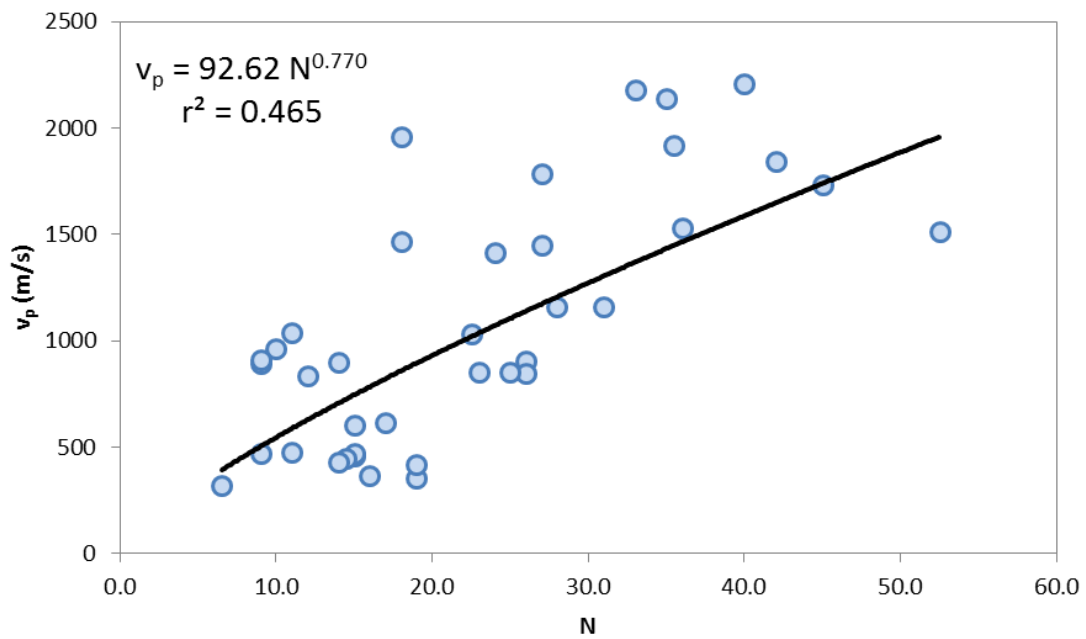


Figura 7-24. Correlación entre v_p y *SPT* puntual para suelos arcillosos en Juchitán de Zaragoza (México)

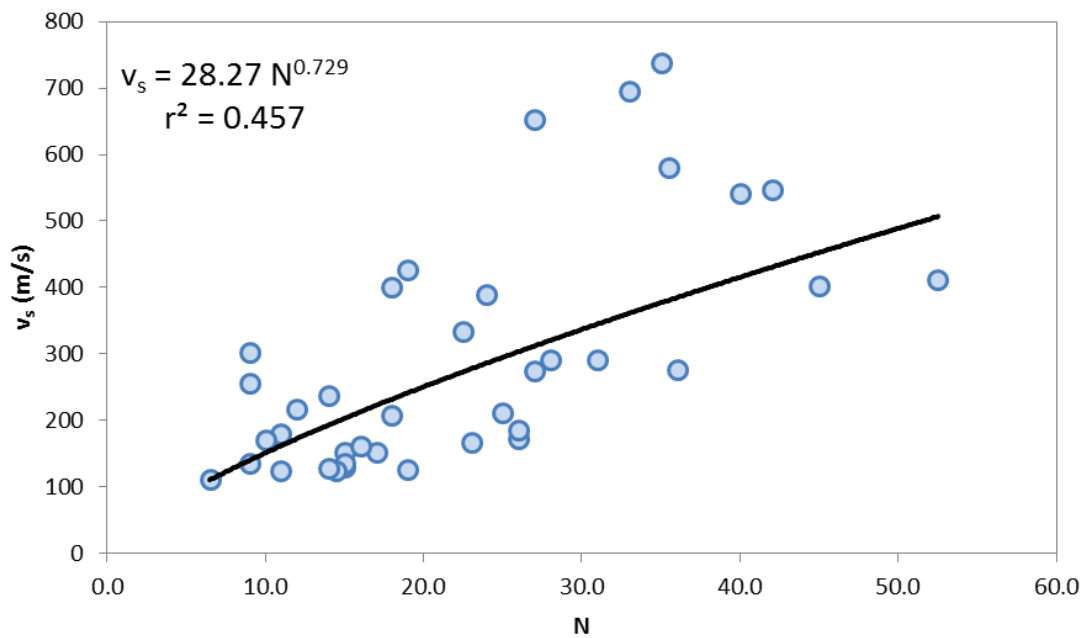


Figura 7-25. Correlación entre v_s y *SPT* puntual para suelos arcillosos en Juchitán de Zaragoza (México)

En principio, estas correlaciones basadas en SPT puntuales presentan unos menores grados de correlación que las correspondientes a los valores medios de SPT en cada estrato ensayado. Sin embargo hay que tener en cuenta que el empleo de valores medios como variable independiente puede dar lugar a aumentos artificiales del coeficiente de determinación (Triola, 2011). Por ello, es conveniente no utilizar tan solo el coeficiente de determinación r^2 como parámetro de comparación, sino también realizar una estimación de la frecuencia acumulada de errores relativos para esta correlación, cotejándola con la descrita en la Figura 7-16 para valores de SPT medios (ver Figura 7-26).

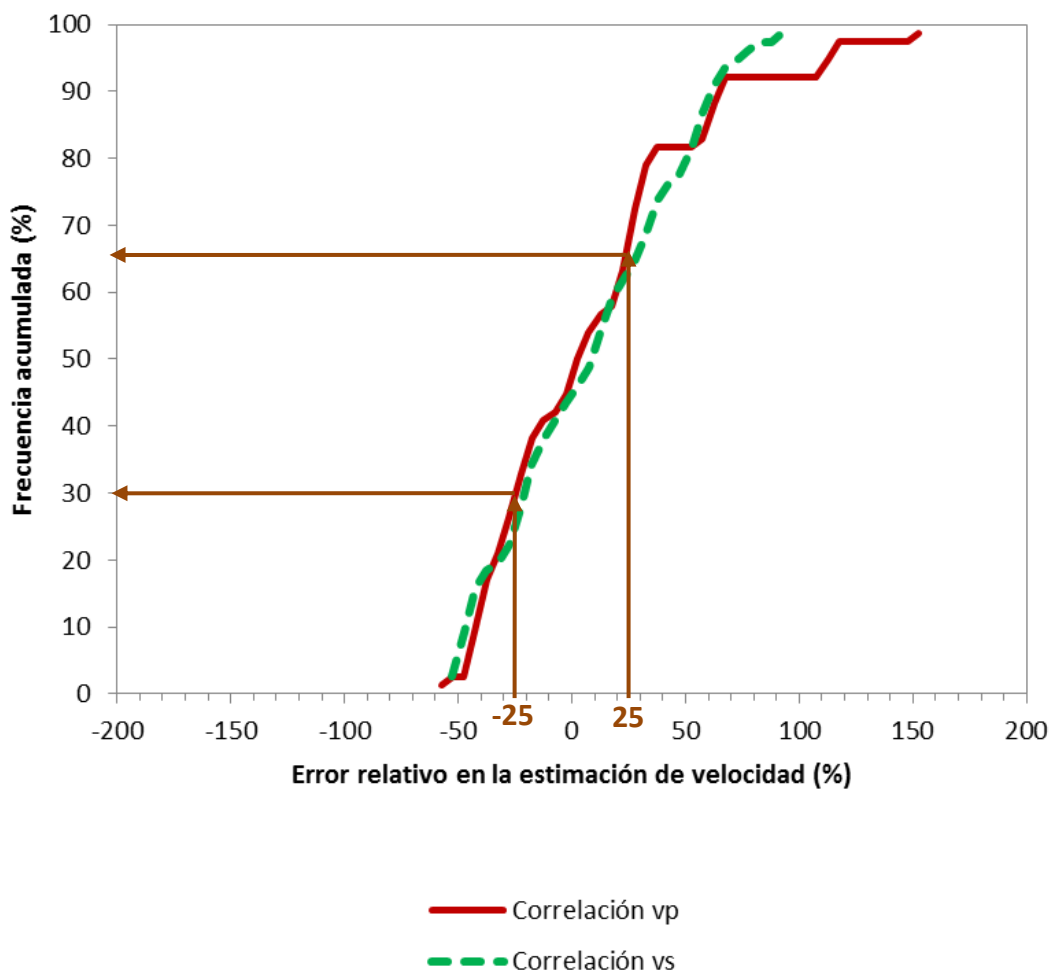


Figura 7-26. Frecuencia acumulada de errores relativos en la estimación de v_p y de v_s para el subconjunto de suelos arcillosos de la tabla 6-2 investigados en Juchitán de Zaragoza (México) según las correlaciones basadas en el SPT puntual de cada pareja de datos

Se puede observar que, en este caso, solo el 35% de los datos muestrales presentan un error relativo contenido en el rango $\pm 25\%$, a diferencia de la correlación con los valores

de SPT medio por estrato, que aumentaban hasta el 55% del número de muestras totales del espacio muestral analizado (ver Figura 7-16).

7.1.2. Correlaciones obtenidas para los suelos de la Fase II (Costa Rica)

7.1.2.1. Resumen de resultados de correlación potencial

En el caso de los suelos ensayados en los dos emplazamientos investigados en Costa Rica durante esta Fase II, en todo caso eran limos arcillosos. Ocasionalmente existían embebidos en el seno de estos limos bloques de lahares en los que se registraba el rechazo, que no han sido incluidos en el cálculo del SPT en cada uno de los estratos por no ser representativos del comportamiento mecánico medio de los mismos. Las correlaciones directas potenciales entre el SPT sin corregir y las velocidades de propagación de ondas sísmicas primaria y secundaria se recogen en las figuras 7-27 y 7-28, respectivamente:

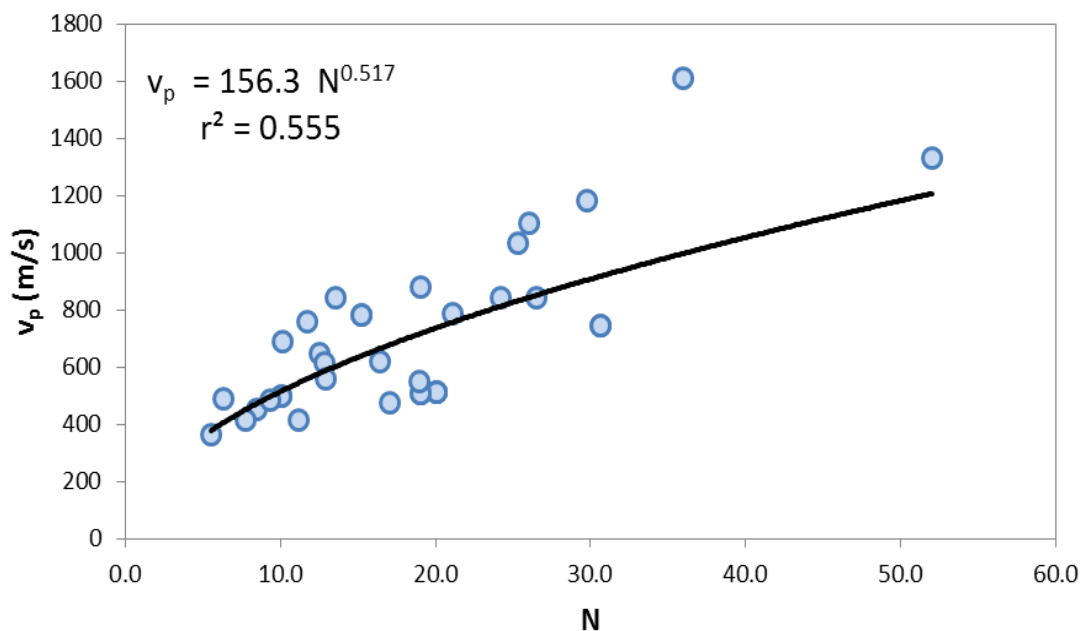


Figura 7-27. Correlación entre v_p y SPT sin corregir para suelos limo-arcillosos en Guanacaste (Costa Rica)

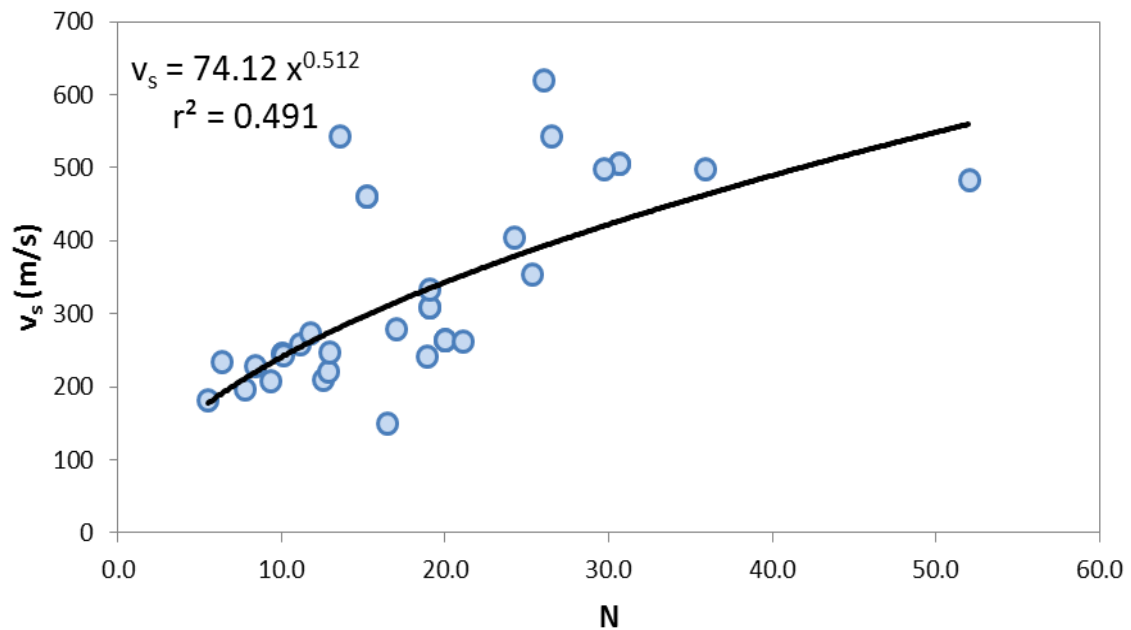


Figura 7-28. Correlación entre v_p y *SPT* sin corregir para suelos limo-arcillosos en Guanacaste (Costa Rica)

7.1.2.2. Análisis de la capacidad predictiva de las correlaciones

En las Figuras 7-29 y 7-30 se muestran los valores estimados mediante cada fórmula de correlación potencial obtenida en el anterior apartado, para v_p y v_s , respectivamente, en comparación a los valores realmente medidos en esta Fase II. Se puede observar que las estimaciones de v_p se encuentran en el entorno de la recta 1:1, y acotadas entre las rectas 1:0.65 y 1:1.5, lo que indica un mejor ajuste que para los datos de la fase I –aunque en este caso tampoco se puede concluir se forma rigurosa que la correlación sea objetivamente mejor, ya que el número de datos de la muestra de estudio es muy diferente-. Sin embargo, en la predicción de las velocidades v_s se observa más dispersión, con los pares de puntos estimado-real entre las rectas 1:0.5 y 1:2. Además, se puede observar como la correlación tiende a infraestimar el valor de las velocidades secundarias para $v_s > 350$ m/s.

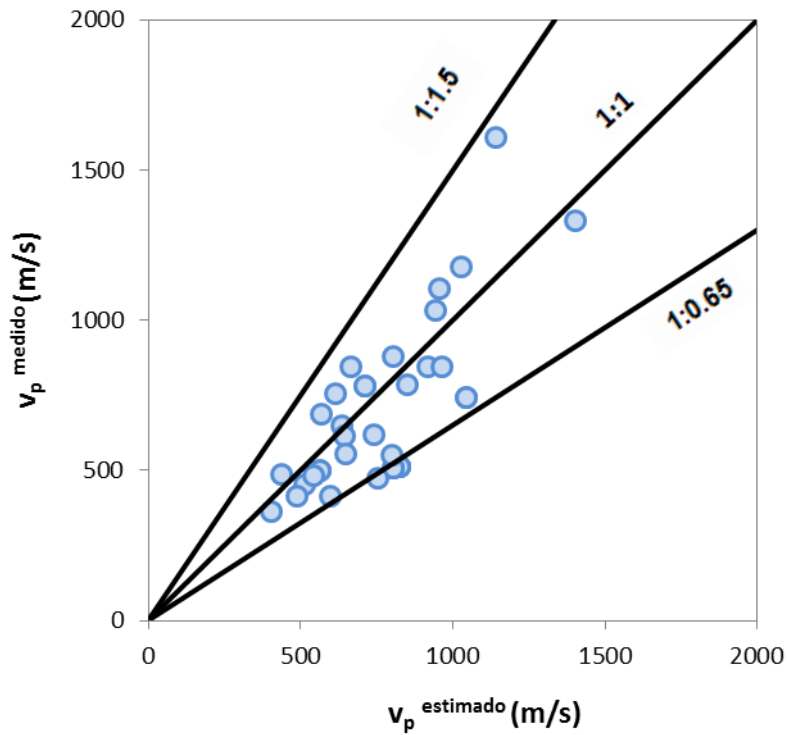


Figura 7-29. Valores medidos de v_p en función de los valores que predice la fórmula de correlación potencial para suelos limo-arcillosos en Guanacaste (Costa Rica)

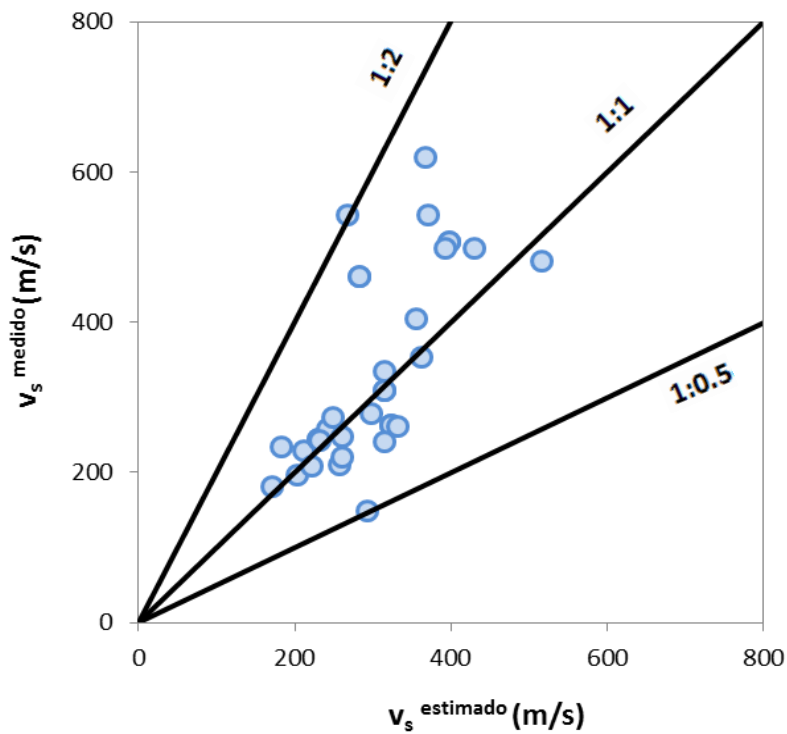


Figura 7-30. Valores medidos de v_s en función de los valores que predice la fórmula de correlación potencial para suelos limo-arcillosos en Guanacaste (Costa Rica)

Por otra parte, la gráfica de residuos de velocidades primarias estimadas de la Figura 7-31 muestran que, en general, la correlación tiene una desviación estándar de la distribución de valores de velocidad v_p bastante uniforme en el rango de $N=12-30$. Por debajo de $N=12$, sin embargo, la banda de residuos presenta un estrechamiento y por encima de $N=30$ no existen datos suficientes como para que sea significativo el estudio en ese rango de valores de *SPT*.

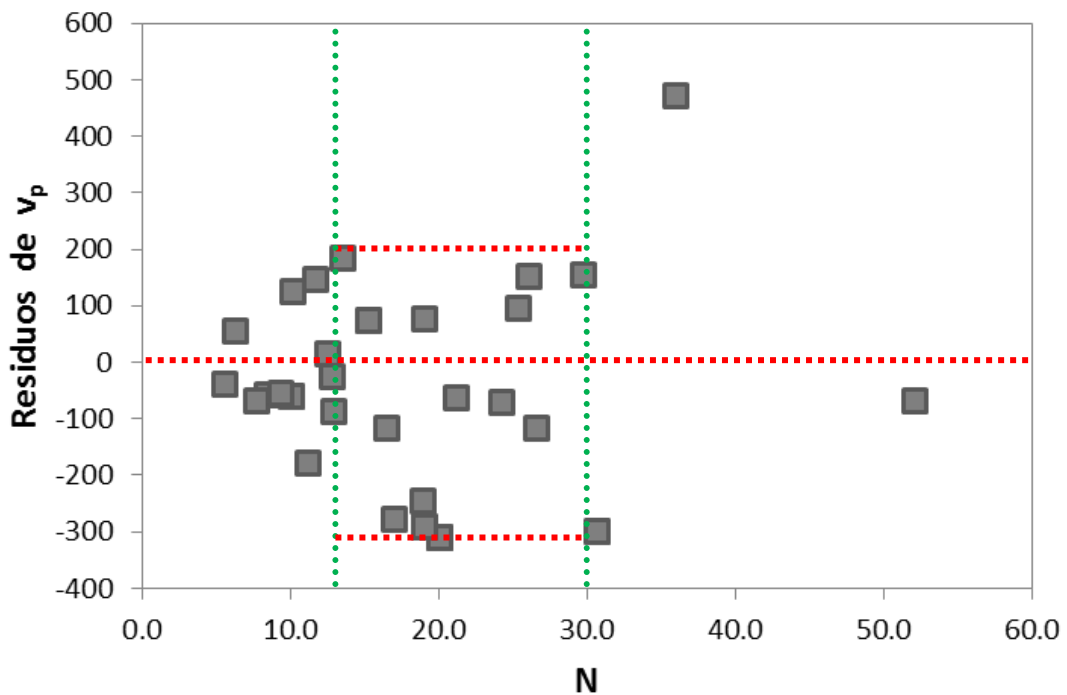


Figura 7-31. Gráfica de residuos de la v_p en función de la variable independiente N (sin corregir) para todos los suelos investigados en Juchitán de Zaragoza (México)

Si, a su vez, se analiza la gráfica de residuos de velocidades secundarias estimadas de la Figura 7-32 se puede observar la tendencia a la subestimación de velocidades v_s para valores de $N>25$, además de un considerable estrechamiento de la banda de residuos por debajo de $N=12$,

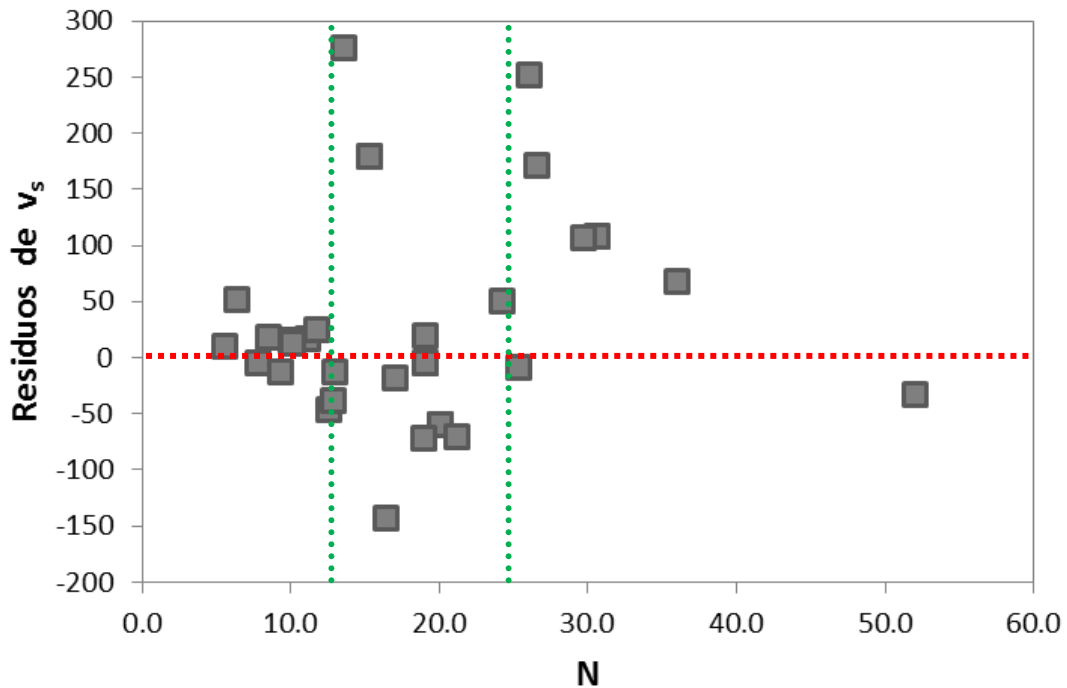


Figura 7-32. Gráfica de residuos de la v_s en función de la variable independiente N (sin corregir) para todos los suelos investigados en Juchitán de Zaragoza (México)

Finalmente, se puede completar el estudio de ajuste elaborando las curvas de frecuencias acumuladas de errores relativos en la estimación de cada velocidad, como se muestra en la Figura 7-33. Así, se puede observar como el 75% de las parejas de datos $SPT-v_s$ dan lugar a correlaciones con errores relativos en el rango de $\pm 25\%$, mientras que en el caso de las parejas $SPT-v_p$ el porcentaje de datos en ese rango es algo menor, del 70%.

Todas estas determinaciones permiten inferir un menor grado de error en las correlaciones de la fase II que las obtenidas en la fase I.

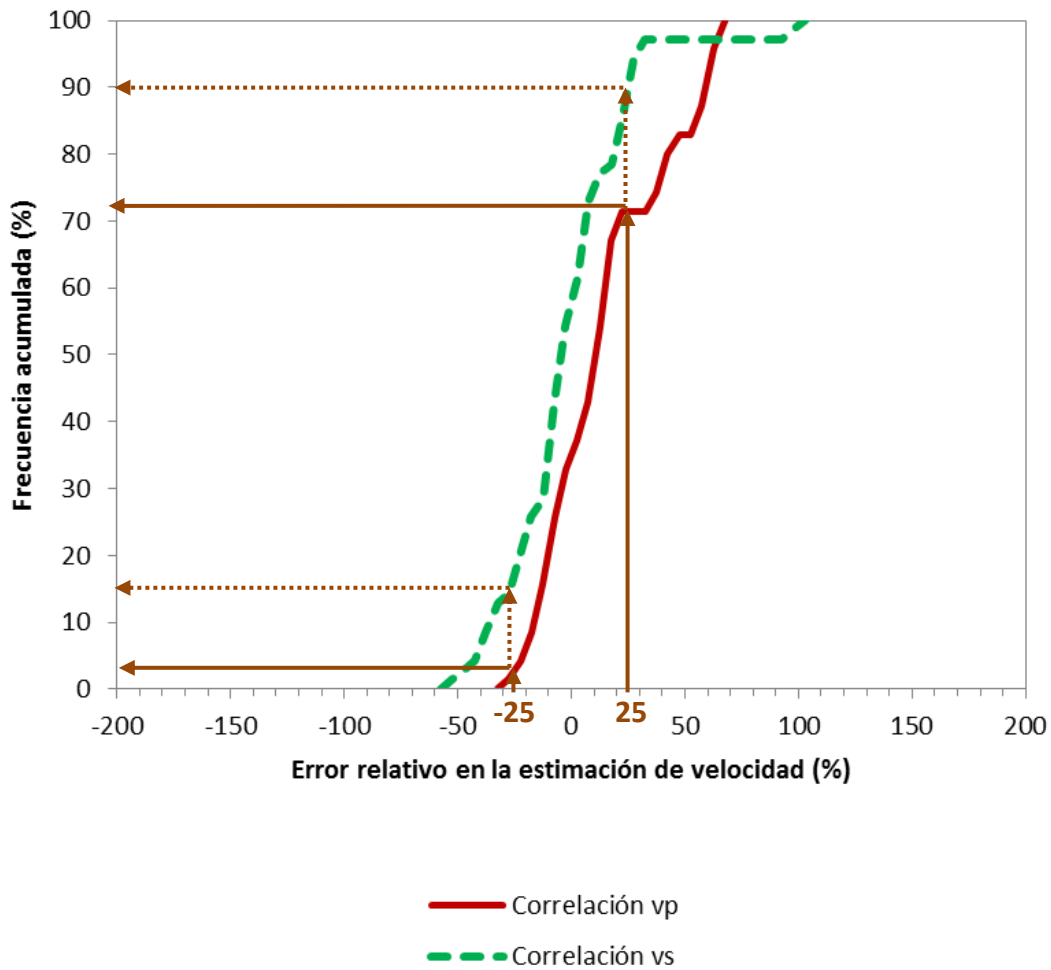


Figura 7-33. Frecuencia acumulada de errores relativos en la estimación de v_p y de v_s para los suelos limo-arcillosos investigados en Guanacaste (Costa Rica)

7.1.2.3. Estudio paramétrico de la influencia de otras variables explicativas en la predicción de velocidades

Análogamente al análisis realizado para la fase I, se puede observar en la Figura 7-34 una marcada influencia de la profundidad en la estimación de los valores de velocidades de propagación sísmica, como indica la tendencia creciente de los residuos en función de la presión efectiva vertical para cada pareja de datos. Adicionalmente, también se pueden graficar también los residuos para el índice de poros (Figura 7-35a y b), la densidad de partículas (Figura 7-35c y d) y el grado de saturación (Figura 7-35e y f). En todos los casos, se observan ciertas tendencias de variación entre cada parámetro y los residuos.

Análisis dimensional de la relación entre el SPT y las velocidades sísmicas v_p y v_s

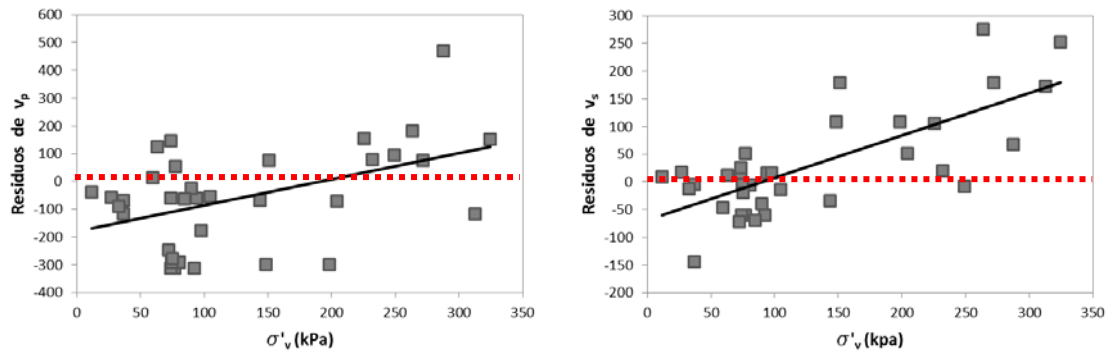


Figura 7-34. Residuos de las correlaciones SPT- v_p y SPT- v_s en función de la presión efectiva vertical, para suelos limo-arcillosos en Guanacaste (Costa Rica)

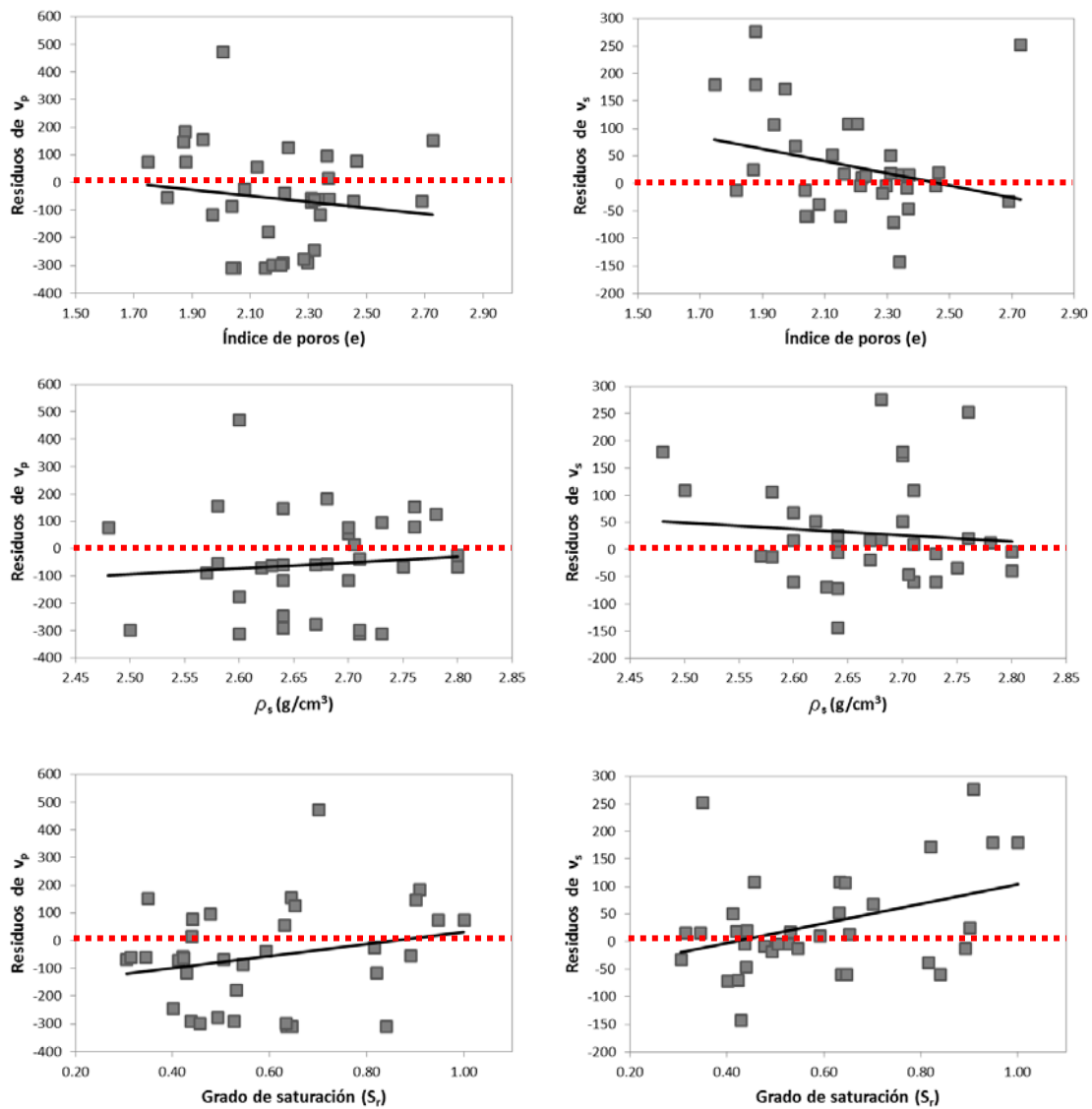


Figura 7-35. Residuos de las correlaciones SPT- v_p y SPT- v_s para suelos limo-arcillosos ensayados en laboratorio en Guanacaste (México) en función de: (a) y (b) índice de poros; (c) y (d) densidad de las partículas; (e) y (f) grado de saturación

7.1.3. Correlaciones obtenidas para los suelos de la Fase III (Argentina)

En este caso, los ensayos fueron realizados con sacamuestras de zapata intercambiable, tipo Moretto para arenas y limos, mientras que se utilizó puntaza cónica sólida para el ensayo de las capas de gravas (rodados patagónicos). En este caso, se podrá comprobar cómo estas capas de gravas presentan muy pobres grados de correlación, lo que confirma la conocida incertidumbre del método de la puntaza ciega en la caracterización de estratos de gravas. Además, los suelos arenosos o limosos presentan grados de correlación muy bajos dada la utilización de diferentes zapatas en función de la densidad/consistencia del terreno a ensayar.

Así mismo, durante la ejecución de los ensayos SPT, se pudo comprobar cómo el sistema de caída libre tiene una componente de decisión por parte del operador bastante importante, por lo que son esperables desviaciones en cuanto a la energía de cada golpeo para cada serie de ensayos de penetración.

7.1.3.1. Resumen de resultados de correlación potencial

En las Figuras 7-36 y 7-37 se muestran las curvas de correlación para todo el conjunto de suelos ensayados, mientras que en las Figuras 7-38 y 7-39 se especifica para las capas de gravas y en las Figuras 7-40 y 7-41 se muestran las correspondientes a arenas y limos:

Análisis dimensional de la relación entre el SPT y las velocidades sísmicas v_p y v_s

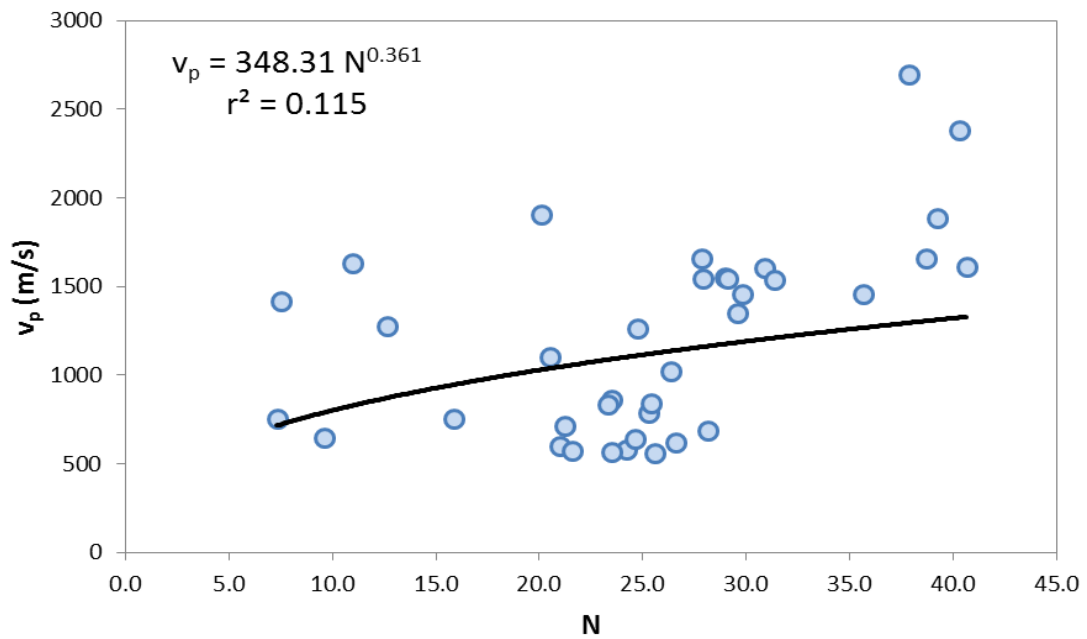


Figura 7-36. Correlación entre v_p y SPT sin corregir para todos los suelos en Chubut y Santa Cruz (Argentina)

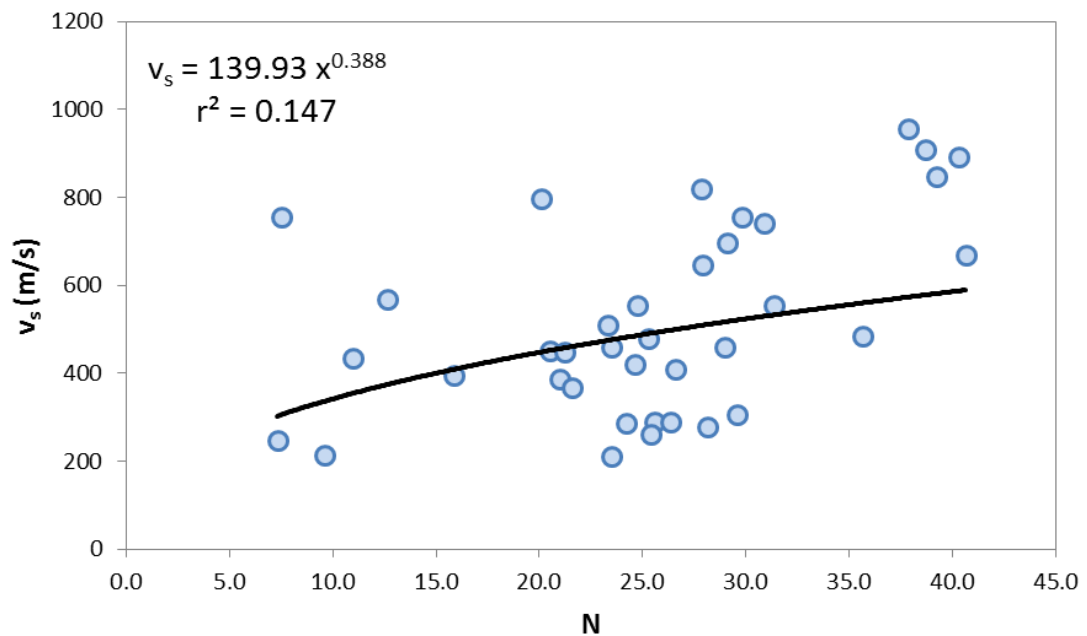


Figura 7-37. Correlación entre v_s y SPT sin corregir para todos los suelos en Chubut y Santa Cruz (Argentina)

Análisis dimensional de la relación entre el SPT y las velocidades sísmicas v_p y v_s

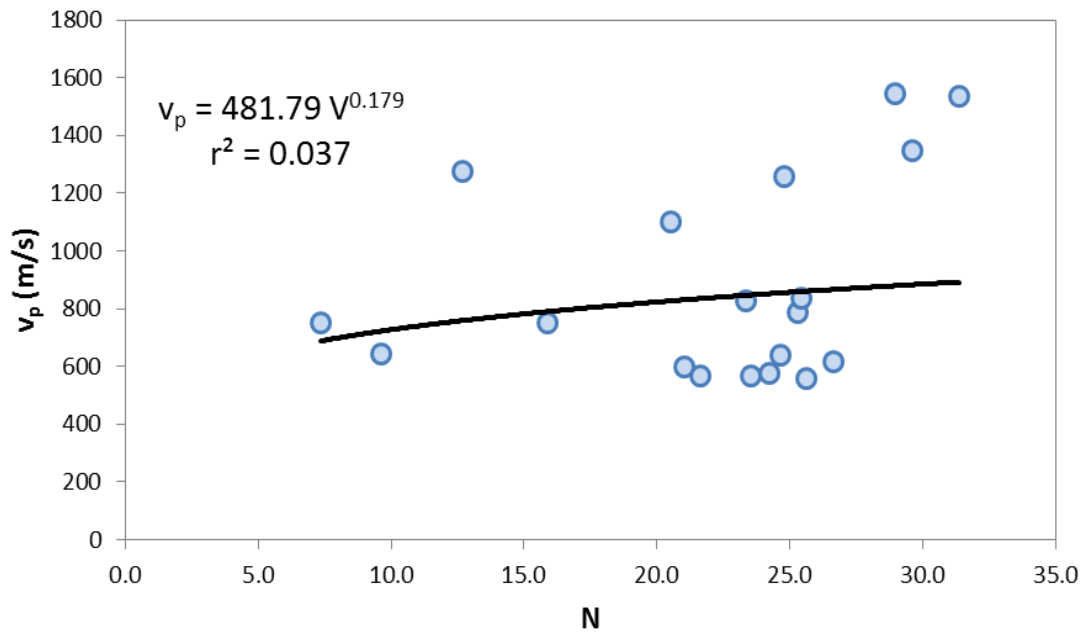


Figura 7-38. Correlación entre v_p y SPT sin corregir para gravas (cantos rodados) en Chubut y Santa Cruz (Argentina)

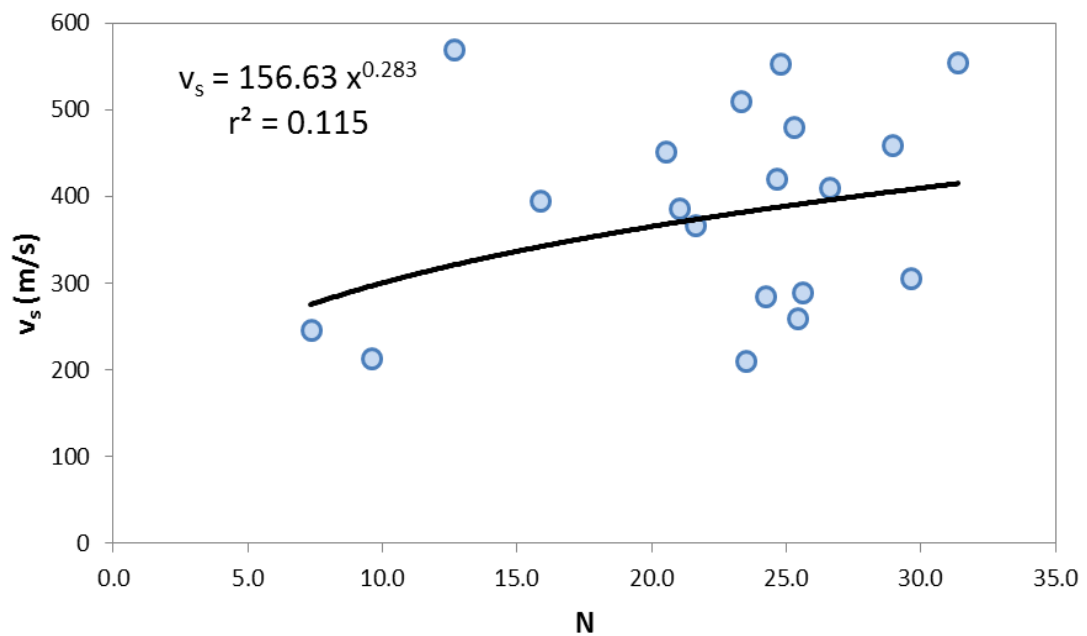


Figura 7-39. Correlación entre v_s y SPT sin corregir para gravas (cantos rodados) en Chubut y Santa Cruz (Argentina)

Análisis dimensional de la relación entre el SPT y las velocidades sísmicas v_p y v_s

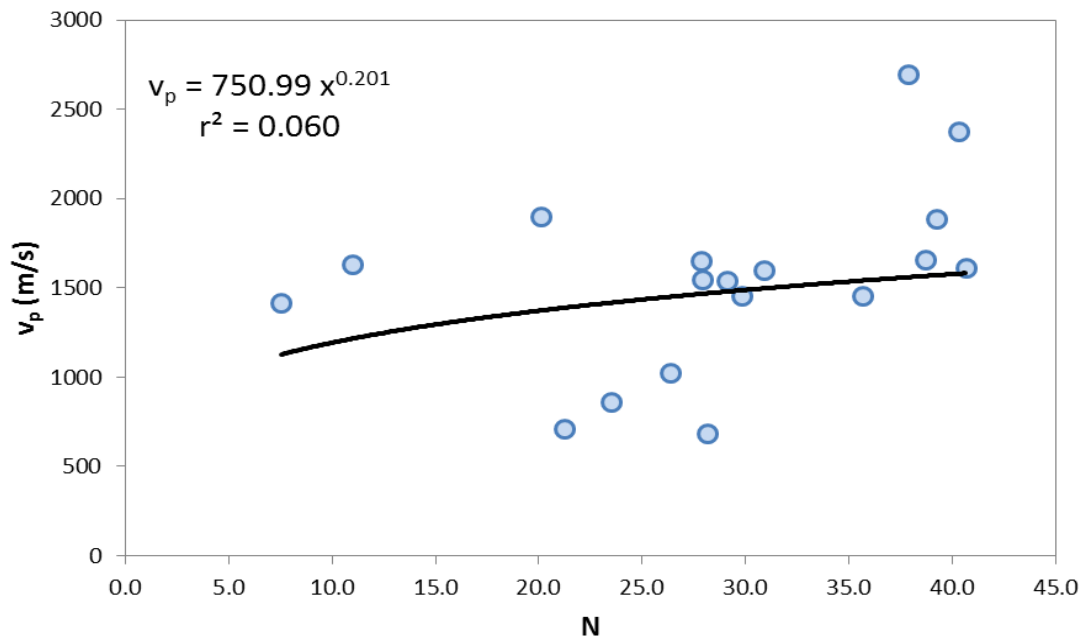


Figura 7-40. Correlación entre v_p y SPT sin corregir para arenas y limos en Chubut y Santa Cruz (Argentina)

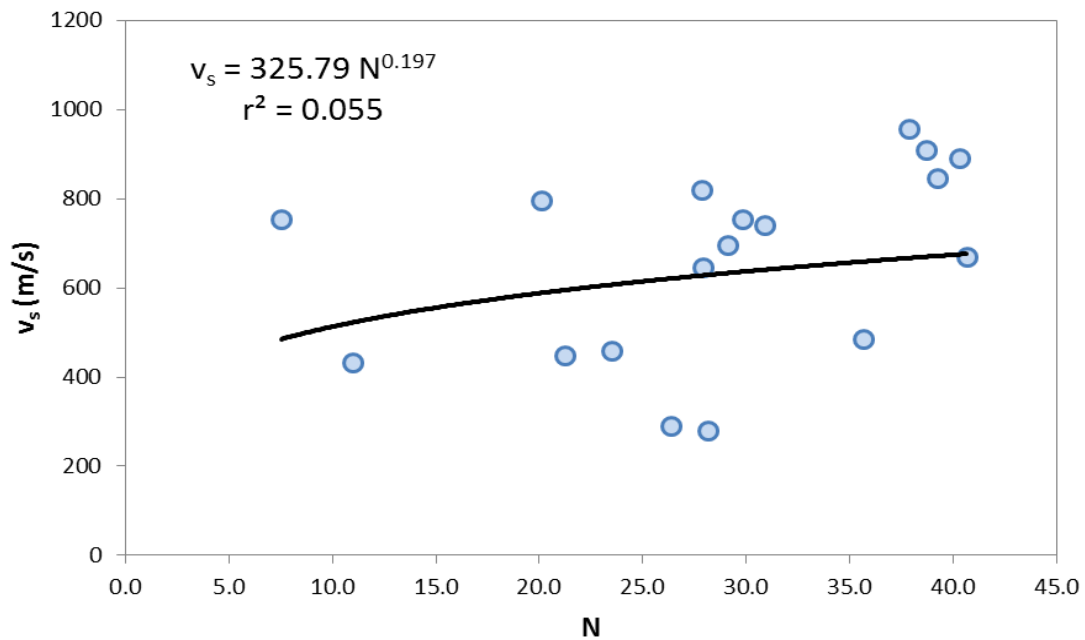


Figura 7-41. Correlación entre v_s y SPT sin corregir para arenas y limos en Chubut y Santa Cruz (Argentina)

Se puede concluir que los sistemas de penetración no estándar, en los que un mismo conjunto de estratos pueden ser ensayados mediante tomamuestras de diferentes geometrías, hincados por golpes de energía variable, no tienen un grado de correlación adecuado con otros ensayos, como son, en la presente investigación, los de geofísica superficial.

7.1.4. Correlación conjunta de los suelos investigados en las Fases I (México) y II (Costa Rica)

Sin tener en cuenta los resultados de la Fase III, en la que los intentos de regresión muestran que no existe una buena correlación entre el *SPT* (obtenido con las zapatas intercambiables de Moretto y con puntaza cónica sólida, y con energías de golpeo de notable variabilidad) y las velocidades v_s y v_p , se puede realizar un estudio conjunto de los suelos analizados en las Fases I y II, que han mostrado coeficientes de determinación más altos. Así, realizaremos un estudio global de correlación v_p -*SPT* y v_s -*SPT* para el conjunto completo de suelos, como muestran las Figuras 7-42 y 7-43:

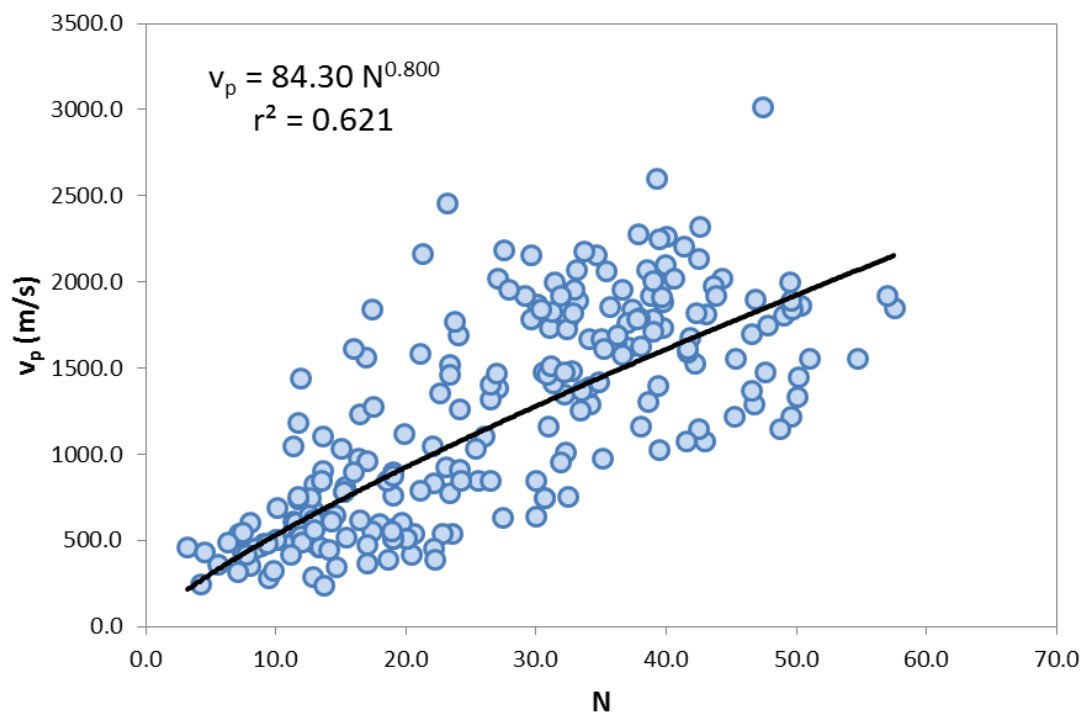


Figura 7-42. Correlación entre v_p y *SPT* sin corregir para el conjunto de suelos de las Fases I (México) y II (Costa Rica)

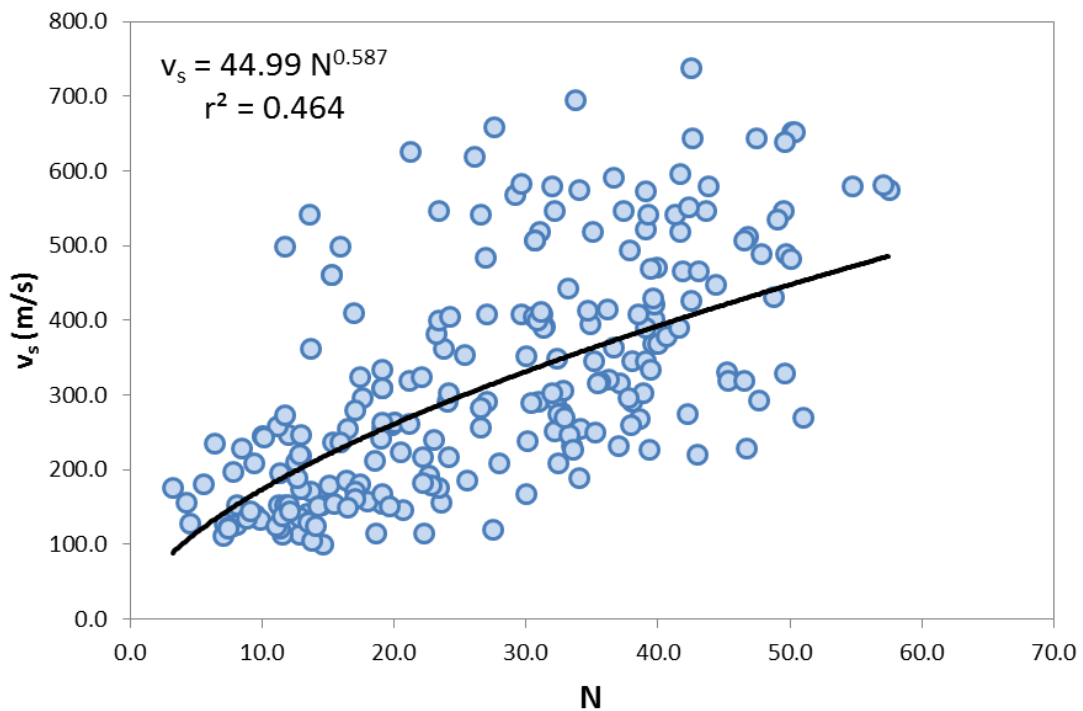


Figura 7-43. Correlación entre v_s y *SPT* sin corregir para el conjunto de suelos de las Fases I (México) y II (Costa Rica)

Aunque el coeficiente de determinación de la correlación *SPT*- v_p ($r^2=0.621$) es sensiblemente superior al de la regresión *SPT*- v_s ($r^2=0.464$), sin embargo el estudio comparativo de valores estimados y reales de velocidad, registra un menor rango de variabilidad para la predicción de las velocidades secundarias. Así, en la Figura 7-44 se puede observar que una importante proporción de datos de predicción de v_p quedan fuera del ábaco formado por las rectas de pendiente 1:2 y 1:0.5, mientras que en la Figura 7-45 se aprecia cómo las rectas con esas mismas pendientes contienen en su franja interior la práctica totalidad de las predicciones de v_s :

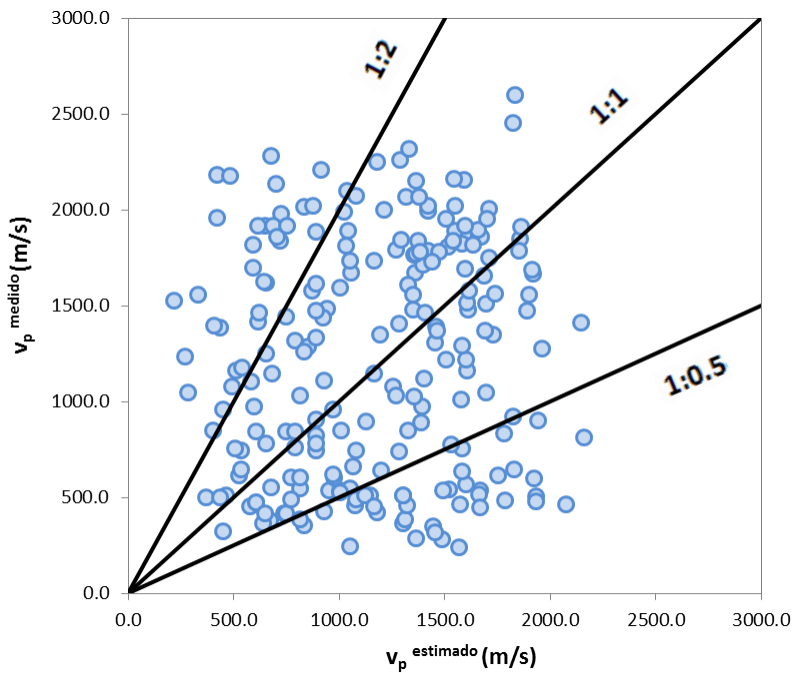


Figura 7-44. Valores medidos de v_s en función de los valores que predice la fórmula de correlación potencial para el conjunto de suelos de la fase I (México) y de la fase II (Costa Rica)

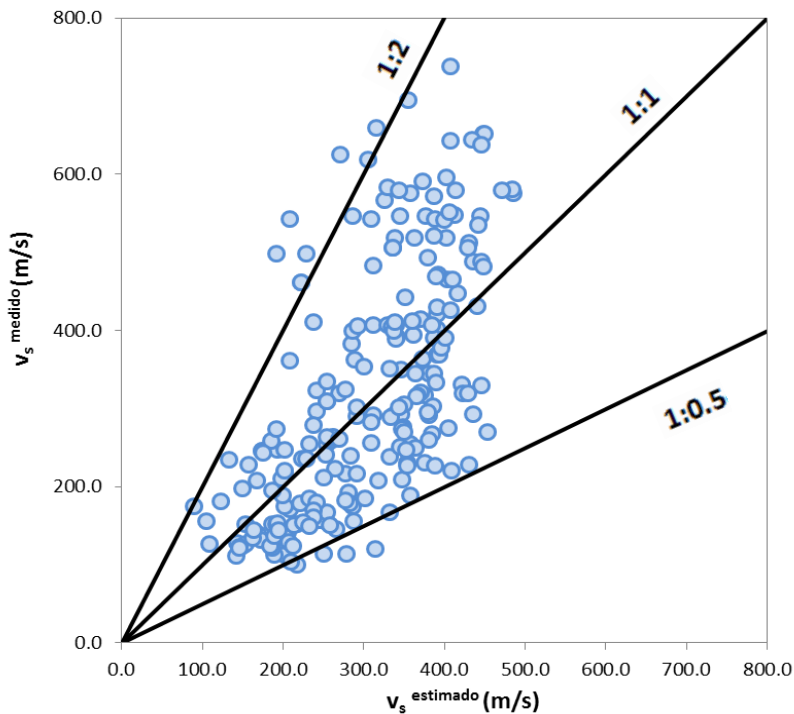


Figura 7-45. Valores medidos de v_s en función de los valores que predice la fórmula de correlación potencial para el conjunto de suelos de la fase I (México) y de la fase II (Costa Rica)

7.1.5. Comparación con estudios de correlación anteriores

Antes de comenzar con el análisis dimensional de los datos, se pueden representar las formulaciones que se han centrado en la correlación $SPT-v_p$ (ver apartado 5.3), proyectándolas sobre el conjunto de todos los datos combinados de las fases I y II de la presente investigación en la Figura 7-46. Así se puede observar cómo el límite superior de la relación definido por Ulugergerli y Uyanik (2007) acota adecuadamente la mayor parte de los pares de datos, mientras que la fórmula propuesta por Bery y Saad (2012) constituye un límite inferior de la nube de datos de la presente investigación (que supone en este caso mejor ajuste inferior que el propuesto por Ulugergerli y Uyanik, 2007):

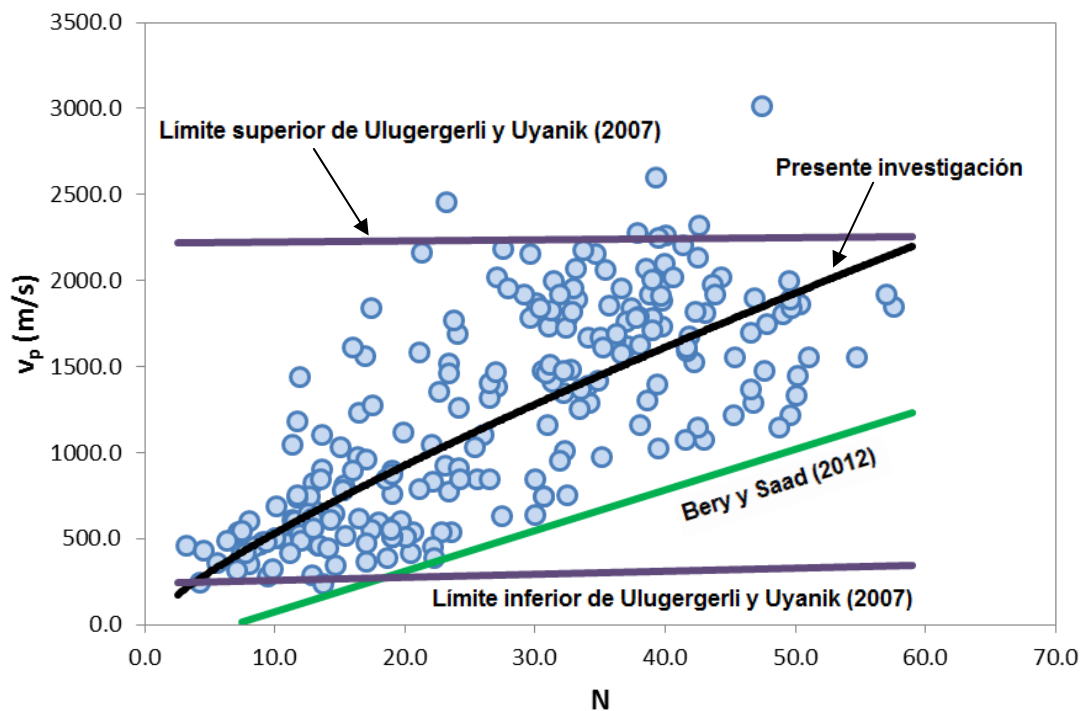


Figura 7-46. Comparativa de las correlaciones v_p -SPT existentes con la obtenida en la presente investigación, proyectadas sobre el conjunto de pares de datos de las fases I y II combinada

Además, también se pueden graficar todas las curvas de correlación v_s -SPT descritas en la Tabla 5-3 junto a la obtenida en el presente estudio para el conjunto combinado de todos los datos recopilados en las fases I y II de la investigación (ver Figura 7-47). Así, se puede observar que la misma se encuentra ajustada en la zona media baja del conjunto de correlaciones para valores de SPT inferiores a 10, aproximadamente, mientras que se encuentra en la zona media de las mismas para valores superiores.

Análisis dimensional de la relación entre el SPT y las velocidades sísmicas v_p y v_s

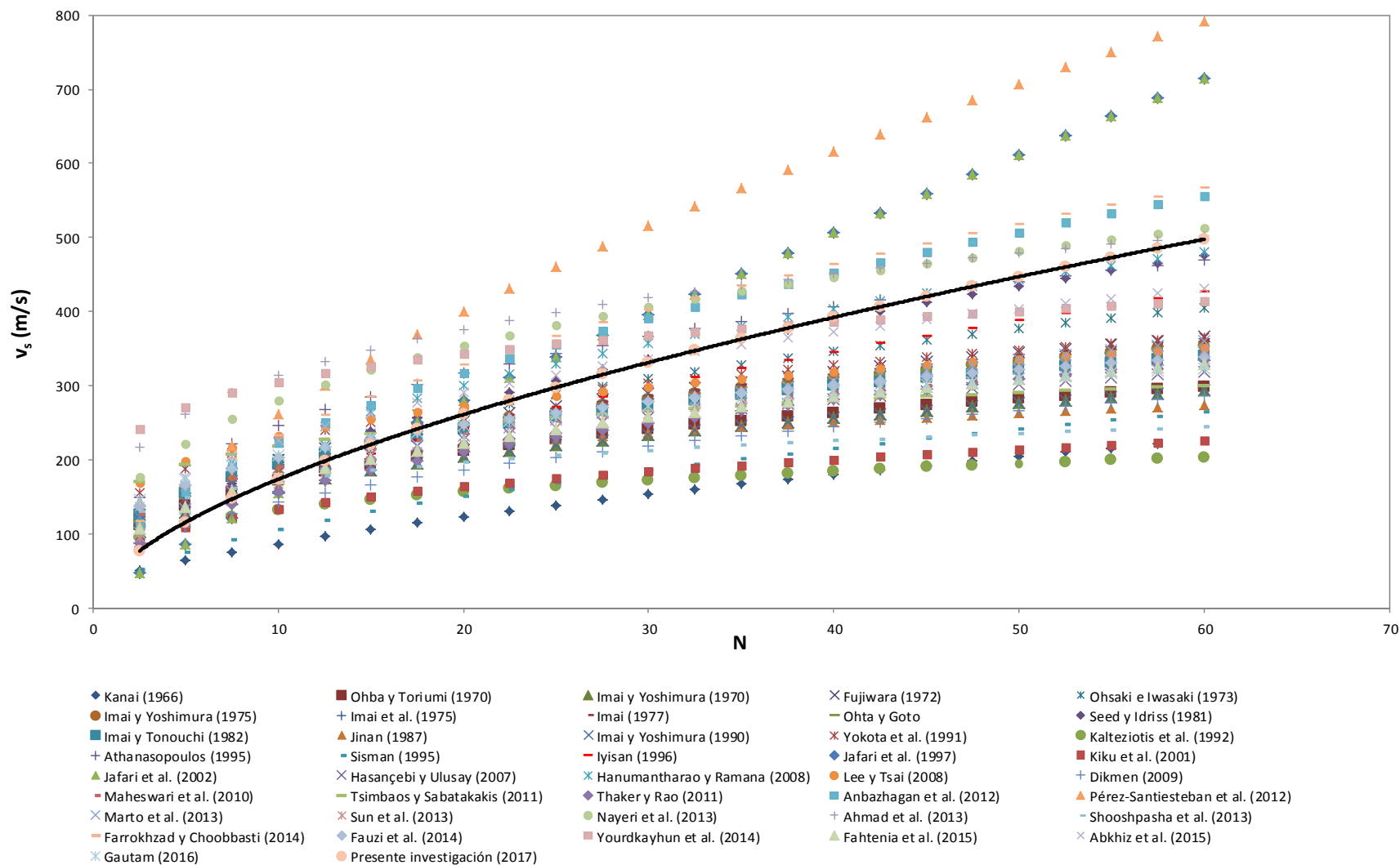


Figura 7-47. Comparativa de las principales correlaciones v_s -SPT con la obtenida en el presente estudio para cualquier tipo de suelo

7.1.6. Resumen de fórmulas de correlación potencial simple

En la Tabla 7-1 que aparece a continuación se recopilan, a modo de resumen, los resultados de las correlaciones potenciales directas entre el SPT sin corregir y las velocidades de propagación sísmica primaria y secundaria para cada campaña de estudio, así como para el tratamiento conjunto de los datos de las Fases I y II (teniendo en cuenta que los datos obtenidos con la metodología de penetración en Argentina han arrojado grados de correlación bastante bajos debido a las incertidumbres inherentes a sus técnicas de obtención, por los que se omitirán del estudio global).

Tabla 7-1. Resumen de resultados de regresión potencial simple para cada fase de investigación. Se incluye, también, el estudio conjunto de la correlación para las Fases I y II combinadas

| Campaña | Tipo de suelo | Fórmula de correlación | Coefficiente de determinación (r^2) |
|------------------------------------|------------------|--------------------------|---|
| Fase I (México) | Arcillas | $v_p = 69.18 N^{0.857}$ | 0.652 |
| | | $v_s = 25.68 N^{0.743}$ | 0.624 |
| | Arenas | $v_p = 154.83 N^{0.640}$ | 0.468 |
| | | $v_s = 48.61 N^{0.549}$ | 0.412 |
| | Todos los suelos | $v_p = 83.29 N^{0.810}$ | 0.615 |
| | | $v_s = 30.25 N^{0.692}$ | 0.566 |
| Fase II (Costa Rica) | Limos arcillosos | $v_p = 156.3 N^{0.517}$ | 0.555 |
| | | $v_s = 74.12 N^{0.512}$ | 0.491 |
| Fase III (Argentina) | Gravas | $v_p = 481.79 N^{0.179}$ | 0.037 |
| | | $v_s = 156.63 N^{0.283}$ | 0.115 |
| | Arenas y limos | $v_p = 750.99 N^{0.201}$ | 0.060 |
| | | $v_s = 325.79 N^{0.197}$ | 0.055 |
| | Todos los suelos | $v_p = 348.31 N^{0.361}$ | 0.115 |
| | | $v_s = 139.93 N^{0.388}$ | 0.147 |
| Combinación de las campañas I y II | Todos los suelos | $v_p = 84.3 N^{0.800}$ | 0.621 |
| | | $v_s = 44.99 N^{0.587}$ | 0.464 |

En el apartado 7.2. se realizará un enfoque multivariable de la relación entre el *SPT* y las velocidades sísmicas, a través del análisis dimensional.

7.2. Análisis dimensional de la relación entre el *SPT* y las velocidades sísmicas

7.2.1. Conceptos fundamentales sobre el análisis dimensional

Son muchos los fenómenos de interacción de la naturaleza para los que el avance actual de la ciencia no ha permitido desarrollar todavía las herramientas necesarias para diseccionar adecuadamente su estructura. En esos casos no se dispone aún de un esqueleto analítico o empírico que pueda describir adecuadamente esos fenómenos y que permita, en última instancia, generar métodos de predicción de sus manifestaciones. Esto puede ser debido, en muchas ocasiones, a la complejidad intrínseca de los problemas que esos fenómenos plantean, o porque están gobernados por un número excesivo de variables que hacen imposible una experimentación exhaustiva de todos sus rangos de variación en un tiempo razonable. En estos casos -especialmente en el segundo en lo que al ámbito de la ingeniería se refiere-, las técnicas de análisis dimensional surgen como una potente herramienta de investigación, que sin aspirar a ofrecer soluciones completas a los problemas planteados, sí son capaces de perfilar soluciones aproximadas pero de gran utilidad práctica con un coste de tiempo de experimentación muy reducido (Kline, 1965). Esto redundará en la eficiencia de la metodología.

Aunque los extensos tratados sobre análisis dimensional no se ponen de acuerdo en ofrecer una definición rigurosa y común de este procedimiento, podemos utilizar la de Langhaar (1951) como una de las que mejor describen su finalidad: define el análisis dimensional como el método mediante el cual se puede obtener información sobre un determinado fenómeno desde la premisa de que puede ser descrito por una ecuación dimensionalmente correcta que incorpore ciertas variables. Otros autores, en cambio, prefieren definirlo de forma amplia como el método que permite extraer de un sistema dimensional las magnitudes superfluas para poder hacer un estudio de un conjunto menor de variables adimensionales significativas.

La base de partida del análisis dimensional es considerar que en cualquier ecuación que describa la interrelación entre diversas magnitudes físicas su validez se mantiene intacta con independencia de las unidades utilizadas. En otras palabras, según los procedimientos propuestos por el análisis dimensional, sólo resulta coherente sumar magnitudes que sean dimensionalmente homogéneas y que se encuentren expresadas

en las mismas unidades, como indica Gibbings (2011). Así, se trabajará siempre con ecuaciones dimensionalmente consistentes o, como se suelen denominar habitualmente, racionales.

A su vez, el análisis dimensional se apoya y se entremezcla hasta hacerse difícilmente distinguible con el teorema de similitud, que Kline enunció así (Canizalez Casillas, 1988): *“si dos sistemas obedecen al mismo grupo de ecuaciones y condiciones gobernantes, y si los valores de todos los parámetros y las condiciones se hacen idénticas, los dos sistemas deben exhibir comportamientos similares con tal de que exista una solución única para el grupo de ecuaciones y condiciones”*. Desde el punto de vista práctico, esta metodología se engloba entre los métodos de análisis fraccionario, incompleto o aproximado, entendiéndose como tales aquellos en los que se obtiene la respuesta a un problema físico en la ausencia de métodos o tiempo suficiente para encontrar una solución completa.

Como señala Kline (1965), entre las aplicaciones más comunes del cálculo dimensional, destacan las siguientes:

- Comprobación de homogeneidad de unidades, que permita asegurar que los procedimientos numéricos empleados son apropiados
- Comprobación algebraica
- Conversión de unidades de magnitudes físicas de forma sistemática
- Reducción del número de parámetros independientes de un fenómeno
- Generalización y correlación de resultados de laboratorio y teorías (incluyendo (a) el mínimo uso de datos, modelos de ensayo y fórmulas, (b) determinación de coeficientes generales incógnita y (c) elección óptima de variables y/o parámetros por simplicidad y significado físico)
- Derivar leyes a partir de modelos verdaderos y varias clases de modelos especiales
- Determinar los parámetros independientes que gobiernan un fenómeno
- Construcción de técnicas matemáticas análogas

Para Kuneš (2012), el análisis dimensional resulta una metodología extraordinariamente efectiva para obtener una idea del comportamiento de un fenómeno si no son completamente conocidos sus descripciones matemáticas o físicas. El autor resume las principales utilidades del análisis dimensional en dos epígrafes funcionales, ya recogidos por Kline (1965):

- Determinar el número y forma de las magnitudes adimensionales que representan los criterios de similitud
- Reducir el número de variables independientes de un experimento, simplificando

Concretando sus posibilidades de aplicación, podemos inferir que esta técnica nos permitirá convertir un conjunto de magnitudes físicas fundamentales que definen la propagación de las ondas sísmicas internas y la resistencia a la penetración dinámica en un conjunto más reducido de variables independientes. Así podremos describir el fenómeno en términos de variación de una forma más sencilla, y podremos simplificar la solución y poder generalizar los resultados. Es especialmente efectivo cuando el proceso investigado está regido por un modelo matemático no conocido, como es el fenómeno objeto de la investigación: el *SPT* es una magnitud secundaria que mide de forma indirecta las características resistentes y deformacionales del terreno, que en principio no está directamente relacionada con los mecanismos de propagación de las ondas sísmicas y por ello no existen modelos que integren esta magnitud como variable constitutiva de ese fenómeno físico. Sin embargo, como hemos visto en el capítulo 2, el *SPT* encierra en su contenido constitutivo información sobre las cualidades elásticas del terreno.

Como indica, la base fundamental de esta teoría es que no resulta adecuado sumar magnitudes que tienen diferentes medidas. Es decir, sólo resulta significativo sumar cantidades que tengan las mismas dimensiones y las mismas unidades.

Adicionalmente, el análisis dimensional nos brinda otras ventajas. Como veremos en el capítulo 8, una de las líneas futuras de investigación que serán propuestas es la experimentación a escala reducida en laboratorio de muestras de laboratorio en las que se determinen resistencias a la penetración y velocidades de propagación sísmica. En nuestro caso, el número de variables que intervienen en la propagación de ondas sísmicas y en la resistencia a la penetración es bastante amplio, lo que hace complicado llevar a cabo una experimentación exhaustiva de todas las permutaciones de las diferentes magnitudes para llegar a un modelo experimental completo que defina el fenómeno. Para simplificar nuestra labor, el análisis dimensional nos permitirá realizar agrupaciones adimensionales de varias variables y trabajar con ellas en lugar de con las magnitudes físicas reales. Así, al ser el número de grupos adimensionales más reducido que el número de variables original, la fase de experimentación en laboratorio podrá verse muy reducida.

7.2.2. Breve reseña histórica sobre el análisis dimensional

La primera combinación adimensional de varias magnitudes físicas, aunando longitud, viscosidad dinámica, densidad y velocidad de flujo de un fluido viscoso fue descrita por Reynolds (1883), en el ámbito de la hidráulica. Sin embargo, el origen de esta metodología hay que buscarlo en las primeras ideas sobre sistemas similares. Según Gibbings (2011), ya se encuentran con Euclides los primeros estudios de semejanza de

figuras geométricas, sería una noción primigenia del análisis dimensional lo que permitiría a Pitágoras enunciar su teorema sobre triángulos rectángulos.

Para un verdadero desarrollo de las bases sobre las que se sustentaría esta metodología, habría que esperar a Newton (1686), que comenzó a utilizar los principios de similitud entre sistemas cinemáticos y fuerzas. Sin embargo, estas ideas no fueron verdaderamente utilizadas hasta el siglo XIX. Tuvo que pasar un siglo desde los primeros pasos de Newton para que comenzaran a fraguarse las bases del análisis dimensional en su forma moderna. Así, Gibbings (2011) relata cómo Fourier introdujo la idea de que una ecuación debe presentar las mismas dimensiones en todos sus sumandos, por lo que ambos lados de la ecuación deben tener las mismas dimensiones. Esto debía ser independiente de los cambios en el tamaño de las unidades utilizadas. Posteriormente, Stokes utilizó las ecuaciones que gobiernan el flujo viscoso de un fluido de Navier para describir la fricción viscosa del aire en oposición a la oscilación de un péndulo. Así, Stokes demostró que el fenómeno estaba gobernado por un único grupo adimensional de variables, que hoy en día conocemos con el número de Reynolds.

Posteriormente, Maxwell introdujo la simbología que hoy en día seguimos utilizando para representar las dimensiones de una magnitud, es decir: M (masa), L (longitud) y T (tiempo). Finalmente, fue Lord Rayleigh en 1871, cuando utilizó las ideas de similitud en el estudio del color del cielo, quien acuñó el término “método de dimensiones” para referirse en ocasiones al método de similitud.

Unos años después, durante la última década del siglo XIX, Vaschy allanó el camino para que se pudiera enunciar una de las principales herramientas en la construcción de procedimientos de análisis dimensional, conocido como “teorema π ” y que fue descrito por Buckingham (1914).

Posteriormente, Palacios (1956) enunció una serie de postulados que permitirían, a nivel conceptual, fundamentar el sentido del análisis dimensional y del *teorema π* :

- Primer postulado: *“pueden escogerse leyes fundamentales de modo que consistan en relaciones de proporcionalidad entre potencias determinadas de las cantidades que intervienen en el fenómeno considerado”*. Así, añade Palacios, no solamente se pueden utilizar leyes basadas en dimensiones primarias, sino también en combinaciones independientes de las mismas (que denomina dimensiones secundarias)
- Segundo postulado: *“son inevitables las constantes universales que relacionan dos magnitudes inseparables, y superfluas todas las demás”*. Así, Palacios (1956) señala que sólo quedan en las ecuaciones de la física actual seis constantes universales: constante de gravitación universal (G), número de

Avogadro (N_A), constante de Boltzmann (k), constante de Planck (h), velocidad de la luz (c) y la permitividad eléctrica en el vacío (ϵ_0).

7.2.3. Aplicabilidad en mecánica de suelos

El análisis dimensional, aunque común en muchos campos experimentales (Kuneš, 2012; Sonin, 2001), no ha sido una herramienta demasiado utilizada en el ámbito geotécnico. Sin embargo, en la actualidad varios autores están promoviendo su uso como una buena herramienta para resolver problemas complejos en los que intervienen muchas variables con resultados bastante prometedores (Butterfield, 1999; Muir Wood, 2003; Reynolds, 2011; Tanaka et al., 1987).

En general, en la geotecnia muchas magnitudes son ensayadas con métodos híbridos en los que se entremezclan metodologías in situ y ensayos de laboratorio con muestras con diversos grados de alteración, como es el caso de las campañas de investigación utilizadas en la elaboración de la presente investigación. Por otra parte, esencialmente no existen dos suelos iguales, y los rangos de variación de las magnitudes físicas que los gobiernan es muy amplia.

7.2.4. Variables explicativas de las velocidades de propagación de ondas sísmica primarias y secundarias

Como indica Foti, 2012, el mecanismo de propagación de las ondas primarias a través de un suelo tiene un sistema de dependencia con las características constitutivas del terreno más complejo que el correspondiente a la velocidad de propagación de las ondas secundarias. En efecto, mientras en suelos saturados la velocidad secundaria se encuentra principalmente controlada por el módulo de deformación transversal, con cierta influencia de la porosidad del medio y de la densidad de las partículas sólidas que lo componen y del fluido intersticial, la velocidad primaria se ve también influenciada por el módulo de compresibilidad volumétrica tanto del esqueleto sólido del suelo como del fluido intersticial, en condiciones de saturación. Estas relaciones de dependencia se muestran en las Ecs. 7.1 y 7.2:

$$v_p = \sqrt{\frac{m_{v,s} + \frac{4}{3}G + \frac{m_{v,w}}{n}}{(1-n)\rho_s + n\rho_w}} \quad (\text{Ec. 7.1})$$

$$v_s = \sqrt{\frac{G}{(1-n)\rho_s + n\rho_w}} \quad (\text{Ec. 7.2})$$

Donde:

- $m_{v,s}$: Módulo de compresibilidad volumétrica del suelo
- $m_{v,w}$: Módulo de compresibilidad volumétrica del agua
- G : Módulo de rigidez transversal
- n : Porosidad
- ρ_s : Densidad de las partículas sólidas del suelo
- ρ_w : Densidad del agua.

Debido a la importante dependencia entre la velocidad v_p y la compresibilidad volumétrica del agua en capas saturadas, Foti (2012) indica que la velocidad de ondas primarias, por sí sola, no suele ser suficientemente potente como para predecir adecuadamente la rigidez de un determinado estrato. Sin embargo, el agua intersticial tendrá una menor influencia en la velocidad v_s (Qiu y Fox, 2008), hasta el punto de poder considerarse despreciable en suelos arcillosos (Foti, 2012). Por ello, la medida de la porosidad aparece solamente en el denominador de la v_s (como factor de influencia en la densidad del suelo), pero también aparece en el numerador de la expresión de v_p , afectando al peso que tendrá la compresibilidad volumétrica del agua en su valor (ya que al aumentar la porosidad n , disminuirá el cociente $m_{v,w}/n$ y, por ello, disminuirá la velocidad v_p). Es decir, la porosidad tiene una influencia mayor en el caso de las velocidades primarias que en el de las secundarias.

Para introducir una mayor complejidad en el fenómeno de deformación sísmica de baja distorsión, Conte et al. (2009) introducen cinco nuevas variables independientes dominando las velocidades primarias en suelos parcialmente saturados, mientras que sólo añaden una nueva variable explicativa en la función de dependencia de las velocidades secundarias, como se observa en las Ecs. 7.3 y 7.4:

$$v_p = f_1(m_{v,s}, G, m_{v,w}, n, \rho_s, \rho_w, v_s, S_r, m_{v,a}, \rho_a, m_2^w) \quad (\text{Ec. 7.3})$$

$$v_s = f_2(G, n, \rho_s, \rho_w, S_r) \quad (\text{Ec. 7.4})$$

Donde:

- S_r : Grado de saturación del suelo

- ν_s : Coeficiente de Poisson del esqueleto sólido del suelo
- $m_{v,a}$: Módulo de compresibilidad volumétrica del aire
- ρ_a : Densidad del aire
- m_2^ω : Coeficiente de cambio volumétrico de agua por variaciones en la succión matricial

7.2.5. Algoritmo de cálculo

El *teorema pi* de Buckingham (1914) establece que si la ecuación de un fenómeno en el que intervienen m dimensiones físicas incluye n variables, la misma se puede replantear con un subconjunto de $N=n-m$ variables adimensionales (denominadas $\pi_1, \pi_2, \dots, \pi_N$ originalmente por Buckingham) construidas a partir del conjunto de las n variables de partida.

Sin embargo, según demuestra Butterfield (1999), el *teorema pi* es una condición necesaria para generar grupos dimensionales, pero no suficiente. Por ello, deberíamos explorar magnitudes secundarias para obtener el mínimo número de dimensiones necesarias para definir correctamente el fenómeno, con independencia de que estas dimensiones sean primarias o secundarias.

En este caso, se pueden replantear estas relaciones funcionales entre la velocidad de propagación de ondas sísmicas primarias y secundarias y otras variables, condensando en el *SPT* algunas de las variables explicativas gracias a la influencia que sobre él tienen algunas de ellas, ya que no suelen ser obtenidas de forma práctica habitualmente en estudios de geotécnica convencional. Así, el papel predictivo de los módulos de compresibilidad y del coeficiente de Poisson de la Ec. 7.3 y el módulo de deformación tangencial de las Ecs. 7.3 y 7.4 será asumido por el *SPT* en nuestra investigación dimensional.

Por otro lado, como ya indicaron anteriormente varios estudios previos (ver por, ejemplo, Brandenberg et al. (2010) o Ghazi et al., 2015), y como ha sido confirmado por la presente investigación (ver Figuras 7-20 a 7-22 en el apartado 7.1.1.3.), la relación entre el *SPT* y las velocidades sísmicas está influenciada por la profundidad y la posición del nivel freático, materializada a través de la presión efectiva vertical, lo que nos lleva a incluir a la tensión σ'_v como nueva variable independiente: no se trata, en principio, de un factor de dependencia entre las velocidades sísmicas y otros parámetros del suelo, pero debe ser incluido por estar intrínsecamente unido a la relación entre el *SPT* y las velocidades.

Esta aparición de una variable secundaria, que no es fruto de las dependencias físicas reales mostradas en las Ecs. 7.3 y 7.4 sino de la relación intrínseca entre el *SPT* y las velocidades sísmicas, es aplicable también al concepto de plasticidad: como fue indicado por autores como Kalantary et al. (2009), el *SPT* se ve influenciado por la plasticidad del suelo en su relación con otros parámetros de caracterización del mismo. Por ello, se puede considerar necesario introducir el índice de plasticidad como variable explicativa secundaria en un nuevo sistema de dependencia.

Adicionalmente, en este tipo de análisis dimensionales, suele ser muy útil incluir la presión atmosférica como nivel de referencia para la adimensionalización de las variables independientes, así como la aceleración de la gravedad –que tendrá una notable importancia si este tipo de investigaciones se trasladan al laboratorio en modelos de escala reducida-.

Así, finalmente, se puede proponer reformular las relaciones de dependencia señaladas en la Ecs. 7.3 y 7.4, transformándolas en las que aparecen en las Ecs. 7.5 y 7.6 (sustituyendo la variable porosidad n por el índice de poros e , ya que son definiciones equivalentes del volumen específico de poros, siendo el segundo más habitual en cálculos geotécnicos):

$$v_p = f_1(N, \sigma'_v, p_o, \rho_s, \rho_w, e, S_r, g, IP) \quad (\text{Ec. 7.5})$$

$$v_s = f_2(N, \sigma'_v, p_o, \rho_s, \rho_w, e, S_r, g, IP) \quad (\text{Ec. 7.6})$$

Donde:

- N : *SPT* en cada estrato
- σ'_v : Presión efectiva vertical en cada punto de ensayo
- p_o : Presión atmosférica
- ρ_s : Densidad de las partículas sólidas del suelo
- ρ_w : Densidad del agua.
- e : Índice de poros
- S_r : Grado de saturación
- g : Aceleración de la gravedad
- IP : Índice de plasticidad

Nuestro objetivo será reducir lo máximo posible de variables que pueden definir el problema. Para definir los grupos dimensionales, a partir de los cuales podemos

formar las variables adimensionales o criterios de similitud, seguiremos estos pasos según el procedimiento de Butterfield (1999):

- (1) Primero, tenemos que determinar la lista **Q** de las variables que se repiten en este fenómeno. Para ello, Butterfield indica que es muy conveniente definir, primero, un subconjunto **R** con elementos de la lista original **V** de variables, mientras que no existan magnitudes adimensionales o que tengan las dimensiones exactas de otros elementos en el subconjunto.
- (2) A continuación, a partir de la lista **R**, se deberían escoger un número de **m** elementos para formar la lista **Q**, incluyendo variables que puedan ser repetidas en todos los grupos dimensionales.
- (3) Posteriormente, se deberá determinar la lista **V-Q**, formada por todas las variables aisladas que pueden ser utilizadas para construir grupos dimensionales.
- (4) El último paso consiste en combinar cada una de las magnitudes en los grupos dimensionales para crear variables adimensionales.

Antes de definir las listas de variables, tenemos que asignar una naturaleza dimensional al *SPT*. Teniendo en cuenta que cada ensayo implica la aplicación de una energía de golpeo que provoca el corte de una superficie cilíndrica de un terreno, podemos definir cada golpe como una medida de energía por unidad de superficie.

Así, la lista de las $n=10$ variables de partida *V* según el algoritmo propuesto para el fenómeno de propagación de ondas sísmicas primarias será (utilizando el *SPT* como variable explicativa en sustitución de otras variables de más difícil obtención):

$$V = (v_p, N, \sigma'_v, p_o, \rho_s, \rho_w, e, S_r, g, IP); \quad n = 10 \quad (\text{Ec. 7.7})$$

En este caso, el número mínimo de dimensiones del problema será:

$$D_{\text{mín}} = \{L, T, M\}; \quad m = 3 \quad (\text{Ec. 7.8})$$

Por ello, se podrá determinar que el número mínimo de grupos dimensionales será $N=n-m=7$. En este caso, es sencillo observar que no es posible obtener un número

menor de dimensiones independientes. Por ejemplo, utilizando la fuerza como dimensión secundaria independiente se obtendría el mismo número de dimensiones:

$$D = \{F, L, T\}; \quad m = 3 \quad (\text{Ec. 7.9})$$

A continuación se puede obtener el subconjunto R de variables con dimensiones no repetidas:

$$R = (v_p, N, p_o, \rho_w, g) \quad (\text{Ec. 7.10})$$

De este subconjunto escogeremos otro subconjunto de $m=3$ variables que se podrán repetir en todos los grupos dimensionales:

$$Q = \{p_o, \rho_w, g\} \quad (\text{Ec. 7.11})$$

Y así, finalmente, el conjunto de $N=7$ variables que definirán cada grupo dimensional vendrá dado por:

$$V - Q = (v_p, N, \sigma'_v, \rho_s, e, S_r, IP) \quad (\text{Ec. 7.12})$$

Así, quedarán estos 7 grupos dimensionales de los que se podrán crear las variables adimensionales que acotan el problema:

$$\begin{aligned} & \{v_p, p_o, \rho_w, g\} \\ & \{N, p_o, \rho_w, g\} \\ & \{\sigma'_v, p_o, \rho_w, g\} \\ & \{\rho_s, p_o, \rho_w, g\} \\ & \{e, p_o, \rho_w, g\} \\ & \{S_r, p_o, \rho_w, g\} \\ & \{IP, p_o, \rho_w, g\} \end{aligned} \quad (\text{Ec. 7.13})$$

Manipulando estos grupos dimensionales, se puede llegar a esta relación funcional adimensional final:

$$\frac{v_p}{\sqrt{\frac{p_o \cdot g}{\rho_w}}} = f_1 \left(\frac{N \cdot \rho_w}{p_o}, \frac{\sigma'_v}{p_o}, \frac{\rho_s}{\rho_w}, e, S_r, IP \right) \quad (\text{Ec. 7.14})$$

Las unidades de N en esta relación deben ser tratadas de forma singularizada, ya que el SPT-N se mide en “golpes”, por lo que si se introduce en las ecuaciones de calibración en sus unidades nativas, la ecuación sería no homogénea. Por ello, para que las relaciones entre variables puedan ser dimensionalmente homogéneas, se debe introducir el valor de N en unidades de trabajo específico. Para ello, se hará uso de un factor de conversión B [kJ/(m²·golpe)], sustituyendo en la Ec. 7.14 la variable no homogénea N por siendo la homogénea $N_e = N \cdot B$. Por ello, la relación funcional de la velocidad primaria (y, de forma análoga, para la velocidad secundaria siguiendo el mismo procedimiento) será:

$$\frac{v_p}{\sqrt{\frac{p_o \cdot g}{\gamma_w}}} = f_1 \left(\frac{N_e \cdot \rho_w}{p_o}, \frac{\sigma'_v}{p_o}, \frac{\rho_s}{\rho_w}, e, S_r, IP \right) \quad (\text{Ec. 7.15})$$

$$\frac{v_s}{\sqrt{\frac{p_o \cdot g}{\gamma_w}}} = f_2 \left(\frac{N_e \cdot \rho_w}{p_o}, \frac{\sigma'_v}{p_o}, \frac{\rho_s}{\rho_w}, e, S_r, IP \right) \quad (\text{Ec. 7.16})$$

En este caso, durante la campaña de campo de la fase I algunos los aparatos SPT utilizados durante la ejecución de los sondeos fueron debidamente calibrados de acuerdo con la metodología especificada en la ASTM D4633-11 (con resultados variables entre el 60 y el 80% de eficiencia energética), por lo que el cociente de transferencia de energía (*ETR, energy transfer ratio*) resultaba conocido para algunos de los ensayos de penetración que fueron llevados a cabo. En aquellos casos en los que no se dispuso de información sobre la eficiencia energética, se ha supuesto un valor del 60%. Dado que la energía potencial proporcionada por un aparato SPT es de 473 kJ/golpe, el factor de conversión será en este caso, refiriéndolo a la superficie lateral de la muestra obtenida en un avance de 30 cm por el tomamuestras SPT (es decir, será igual al perímetro interior de la zapata multiplicada por 0.3 m):

$$B = 473 \text{ ETR} \left[\frac{J}{\text{golpe}} \right] = 473 \frac{\text{ETR}}{A} \left[\frac{J}{m^2 \cdot \text{golpe}} \right] \quad (\text{Ec. 7.17})$$

Así, el *SPT* expresado en medidas de energía según el sistema internacional será (denominándolo N_e para resaltar su carácter energético):

$$N_e = (B \cdot N) \left[\frac{J}{m^2} \right] \quad (\text{Ec. 7.18})$$

En el caso de las campañas de las fases II y III, las máquinas *SPT* utilizadas carecían de certificados de calibración. Sin embargo, los técnicos responsables a pie de sonda indicaron rendimientos en el entorno del 60% para los equipos utilizados, que han sido los valores utilizados en el tratamiento de regresión de los datos disponibles.

7.3. Regresión multivariable no lineal de las variables adimensionales

Una forma común de interrelacionar la variable dependiente con las independientes adimensionalizadas suele ser una ecuación multipotencial del tipo:

$$\frac{v_p}{\sqrt{\frac{p_o \cdot g}{\gamma_w}}} = b_o \cdot \left(\frac{N_e \cdot \rho_w}{p_o} \right)^{b_1} \cdot \left(\frac{\sigma'_v}{p_o} \right)^{b_2} \cdot \left(\frac{\rho_s}{\rho_w} \right)^{b_3} \cdot e^{b_4} \cdot S_r^{b_5} \cdot IP^{b_6} \quad (\text{Ec. 7.19})$$

$$\frac{v_s}{\sqrt{\frac{p_o \cdot g}{\gamma_w}}} = c_o \cdot \left(\frac{N_e \cdot \rho_w}{p_o} \right)^{c_1} \cdot \left(\frac{\sigma'_v}{p_o} \right)^{c_2} \cdot \left(\frac{\rho_s}{\rho_w} \right)^{c_3} \cdot e^{c_4} \cdot S_r^{c_5} \cdot I^{c_6} \quad (\text{Ec. 7.20})$$

Por mayor comodidad de notación, se pueden adoptar denominaciones más compactas para las variables adimensionales, que serán (lógicamente, no se cambia la nomenclatura del índice de poros y del grado de saturación, puesto que ya son adimensionales de partida):

$$v_p^* = \frac{v_p}{\sqrt{\frac{p_o \cdot g}{\gamma_w}}} \quad (\text{Ec. 7.21})$$

$$v_s^* = \frac{v_s}{\sqrt{\frac{\rho_o \cdot g}{\gamma_w}}} \quad (\text{Ec. 7.22})$$

$$N^* = \frac{N_e \cdot \rho_w}{p_o} \quad (\text{Ec. 7.23})$$

$$\sigma'_v{}^* = \frac{\sigma'_v}{p_o} \quad (\text{Ec. 7.24})$$

$$\rho_s^* = \frac{\rho_s}{\rho_w} \quad (\text{Ec. 7.25})$$

De esta forma, las Ecs. 7.19 y 7.20 quedarán así:

$$v_p^* = b_o \cdot (N^*)^{b_1} \cdot (\sigma'_v{}^*)^{b_2} \cdot (\rho_s^*)^{b_3} \cdot e^{b_4} \cdot S_r^{b_5} \cdot IP^{b_6} \quad (\text{Ec. 7.26})$$

$$v_s^* = c_o \cdot (N^*)^{c_1} \cdot (\sigma'_v{}^*)^{c_2} \cdot (\rho_s^*)^{c_3} \cdot e^{c_4} \cdot S_r^{c_5} \cdot IP^{c_6} \quad (\text{Ec. 7.27})$$

Para resolver la regresión multivariable se debe de recordar que las formulaciones potenciales son intrínsecamente lineales, por lo que con una pequeña manipulación se pueden linealizar fácilmente. En efecto, tomando logaritmos de base natural a ambos lados de cada igualdad, se puede proponer:

$$\text{Ln}(v_p^*) = \text{Ln}(b_o) + b_1 \text{Ln}(N^*) + b_2 \text{Ln}(\sigma'_v{}^*) + b_3 \text{Ln}(\rho_s^*) + b_4 \text{Ln}(e) + b_5 \text{Ln}(S_r) + b_6 \text{Ln}(IP) \quad (\text{Ec. 7.28})$$

$$\text{Ln}(v_s^*) = \text{Ln}(c_o) + c_1 \text{Ln}(N^*) + c_2 \text{Ln}(\sigma'_v{}^*) + c_3 \text{Ln}(\rho_s^*) + c_4 \text{Ln}(e) + c_5 \text{Ln}(S_r) + c_6 \text{Ln}(IP) \quad (\text{Ec. 7.29})$$

Estas ecuaciones se pueden resolver mediante regresión múltiple no lineal, con las variables adimensionales transformadas en sus logaritmos naturales. Tras estimar los coeficientes que multiplican a cada variable y el término independiente de cada ecuación, se deberán tomar deshacer los cambios logarítmicos, volviendo a las ecuaciones potenciales, de forma que se pueda realizar un estudio de la capacidad predictiva de las ecuaciones resultantes. En los siguientes apartados realizaremos el estudio por separado para los datos obtenidos en las fases I (México) y II (Costa Rica), para terminar realizando un estudio combinado de todos los suelos caracterizados mediante *SPT*, geofísica sísmica y ensayos de laboratorio sobre muestras inalteradas.

7.3.1. Campaña I (México)

En la siguiente Tabla 7-2 se muestran los datos de partida del ajuste lineal, escogidos como un subconjunto de los suelos existentes en los que había disponibles ensayos de laboratorio:

Tabla 7-2. Valores de entrada para la regresión lineal múltiple de los datos obtenidos en la Fase I (México)

| $\ln(N^*)$ | $\ln(\sigma_v^*)$ | $\ln(\rho_s^*)$ | $\ln(e)$ | $\ln(S_r)$ | $\ln(IP)$ | $\ln(v_p^*)$ | $\ln(v_s^*)$ |
|------------|-------------------|-----------------|----------|------------|-----------|--------------|--------------|
| 12.471 | -0.219 | 0.982 | -0.174 | -0.051 | 2.681 | 8.209 | 6.293 |
| 12.678 | 0.560 | 0.963 | -0.668 | -0.051 | 2.890 | 8.209 | 6.182 |
| 11.651 | -0.580 | 0.983 | -0.532 | -0.054 | 3.490 | 7.958 | 5.995 |
| 12.722 | 0.808 | 0.978 | -0.848 | -0.051 | 2.067 | 8.611 | 6.619 |
| 12.955 | 0.620 | 0.995 | -0.543 | -0.051 | 2.674 | 8.429 | 6.377 |
| 12.198 | -0.062 | 0.959 | -0.450 | -0.051 | 4.031 | 7.949 | 7.447 |
| 12.783 | 0.516 | 0.965 | -0.868 | -0.051 | 2.351 | 8.483 | 5.870 |
| 12.136 | -0.287 | 0.991 | -0.214 | -0.046 | 3.759 | 7.881 | 5.980 |
| 12.660 | 0.482 | 0.930 | -0.537 | -0.068 | 3.890 | 8.671 | 6.275 |
| 11.921 | -0.271 | 0.963 | -0.339 | -0.005 | 4.078 | 8.094 | 6.508 |
| 11.867 | -0.815 | 0.975 | -0.343 | -0.046 | 4.127 | 7.573 | 6.494 |
| 12.047 | -0.724 | 0.975 | -0.366 | -0.048 | 4.094 | 8.019 | 6.239 |
| 11.293 | -0.429 | 0.950 | -0.521 | -0.039 | 4.025 | 7.557 | 7.208 |
| 11.120 | -0.196 | 1.009 | -0.285 | -0.117 | 3.381 | 7.029 | 6.768 |
| 11.807 | -0.353 | 1.001 | -0.097 | -0.150 | 3.664 | 7.950 | 7.117 |
| 12.279 | 0.113 | 0.973 | -0.463 | -0.051 | 2.779 | 7.897 | 6.019 |
| 12.762 | 0.586 | 0.938 | -0.259 | -0.051 | 3.140 | 8.852 | 7.697 |
| 10.987 | -0.366 | 0.978 | -0.477 | -0.012 | 2.996 | 6.916 | 7.514 |
| 11.439 | -0.298 | 1.006 | -0.163 | -0.022 | 3.944 | 7.323 | 6.057 |
| 12.442 | -0.170 | 0.965 | -0.585 | -0.092 | 4.007 | 7.898 | 6.962 |
| 11.959 | 0.000 | 0.967 | -0.454 | -0.061 | 3.424 | 7.898 | 6.865 |
| 12.369 | 0.570 | 0.970 | -0.423 | -0.077 | 3.431 | 8.731 | 7.143 |
| 11.907 | -0.120 | 0.974 | -0.391 | -0.050 | 4.121 | 7.054 | 7.172 |
| 12.056 | -0.402 | 0.985 | -0.090 | -0.129 | 3.020 | 7.189 | 7.757 |
| 12.519 | 0.490 | 0.982 | -0.491 | -0.102 | 3.561 | 8.638 | 6.057 |
| 12.484 | -0.207 | 0.947 | -0.641 | -0.012 | 3.658 | 8.408 | 5.980 |
| 11.636 | -0.725 | 0.966 | -0.498 | -0.007 | 3.378 | 7.283 | 6.003 |
| 12.558 | 0.452 | 0.964 | -0.647 | -0.042 | 3.174 | 8.839 | 6.293 |

Tabla 7-2 (continúa)

| $\ln(N^*)$ | $\ln(\sigma_v^*)$ | $\ln(\rho_s^*)$ | $\ln(e)$ | $\ln(S_r)$ | $\ln(IP)$ | $\ln(v_p^*)$ | $\ln(v_s^*)$ |
|------------|-------------------|-----------------|----------|------------|-----------|--------------|--------------|
| 12.820 | 0.086 | 0.969 | -0.510 | -0.004 | 3.463 | 8.712 | 6.182 |
| 11.215 | -0.847 | 1.013 | -0.407 | -0.059 | 3.140 | 7.300 | 5.995 |
| 12.715 | 0.243 | 0.993 | -0.439 | -0.009 | 3.589 | 8.089 | 6.619 |
| 12.223 | -0.602 | 1.005 | -0.407 | -0.050 | 3.408 | 7.965 | 6.377 |
| 12.468 | -0.434 | 0.972 | -0.284 | -0.116 | 3.632 | 8.442 | 7.447 |
| 12.478 | 0.270 | 0.978 | -0.743 | -0.148 | 3.263 | 8.474 | 5.870 |
| 12.790 | 0.733 | 0.997 | -0.699 | -0.208 | 3.192 | 8.820 | 5.980 |
| 11.215 | -0.826 | 1.013 | -0.456 | -0.010 | 3.140 | 7.300 | 6.275 |
| 11.680 | -0.411 | 0.981 | -0.416 | -0.090 | 3.989 | 7.261 | 6.508 |
| 10.545 | -0.744 | 1.001 | -0.487 | -0.041 | 3.686 | 7.217 | 6.494 |

Realizando sendos ajustes lineales convencionales para la obtención de las velocidades adimensionales v_p^* y v_s^* , se obtienen los siguientes coeficientes de ajuste:

Tabla 7-3. Coeficientes de ajuste de la velocidad adimensional v_p^* para los datos obtenidos en la Fase I (México)

| | |
|------------|--------|
| $\ln(b_0)$ | 1.890 |
| b_1 | 0.643 |
| b_2 | 0.210 |
| b_3 | -2.075 |
| b_4 | -0.296 |
| b_5 | -0.578 |
| b_6 | 0.053 |

Tabla 7-4. Coeficientes de ajuste de la velocidad adimensional v_s^ para los datos obtenidos en la Fase I (México)*

| | |
|------------------------------|--------|
| $\ln(c_0)$ | 0.151 |
| c_1 | 0.660 |
| c_2 | 0.081 |
| c_3 | -1.093 |
| c_4 | -0.140 |
| c_5 | -1.790 |
| c_6 | -0.128 |

Para estos coeficientes de ajuste, las ecuaciones predictivas 7.26 y 7.27 quedarán así (junto al coeficiente de correlación R y sus correspondientes coeficientes de determinación R^2 y $R^2_{ajustado}$ —reducido en función del tamaño de la muestra de estudio y el número de variables implicadas-):

$$v_p^* = 6.619 \cdot (N^*)^{0.643} \cdot (\sigma'_v)^{0.210} \cdot (\rho_s^*)^{-2.075} \cdot e^{-0.296} \cdot S_r^{-0.578} \cdot IP^{0.053}$$

$$R = 0.869$$

$$R^2 = 0.755$$

$$R^2_{ajustado} = 0.708$$

(Ec. 7.30)

$$v_s^* = 1.163 \cdot (N^*)^{0.660} \cdot (\sigma'_v)^{0.081} \cdot (\rho_s^*)^{-1.093} \cdot e^{-0.140} \cdot S_r^{-1.790} \cdot IP^{-0.128}$$

$$R = 0.847$$

$$R^2 = 0.717$$

$$R^2_{ajustado} = 0.662$$

(Ec. 7.31)

Estas correlaciones suponen una mejora bastante apreciable en la capacidad predictiva de las velocidades investigadas. En efecto, se pueden analizar los gráficos de velocidades estimadas en función de las realmente medidas, comparándolos con los vistos en el apartado 7.1 y comprobando que se encuentran en una banda de error de estimación más estrecha que las correspondientes a las relaciones lineales de una sola variable:

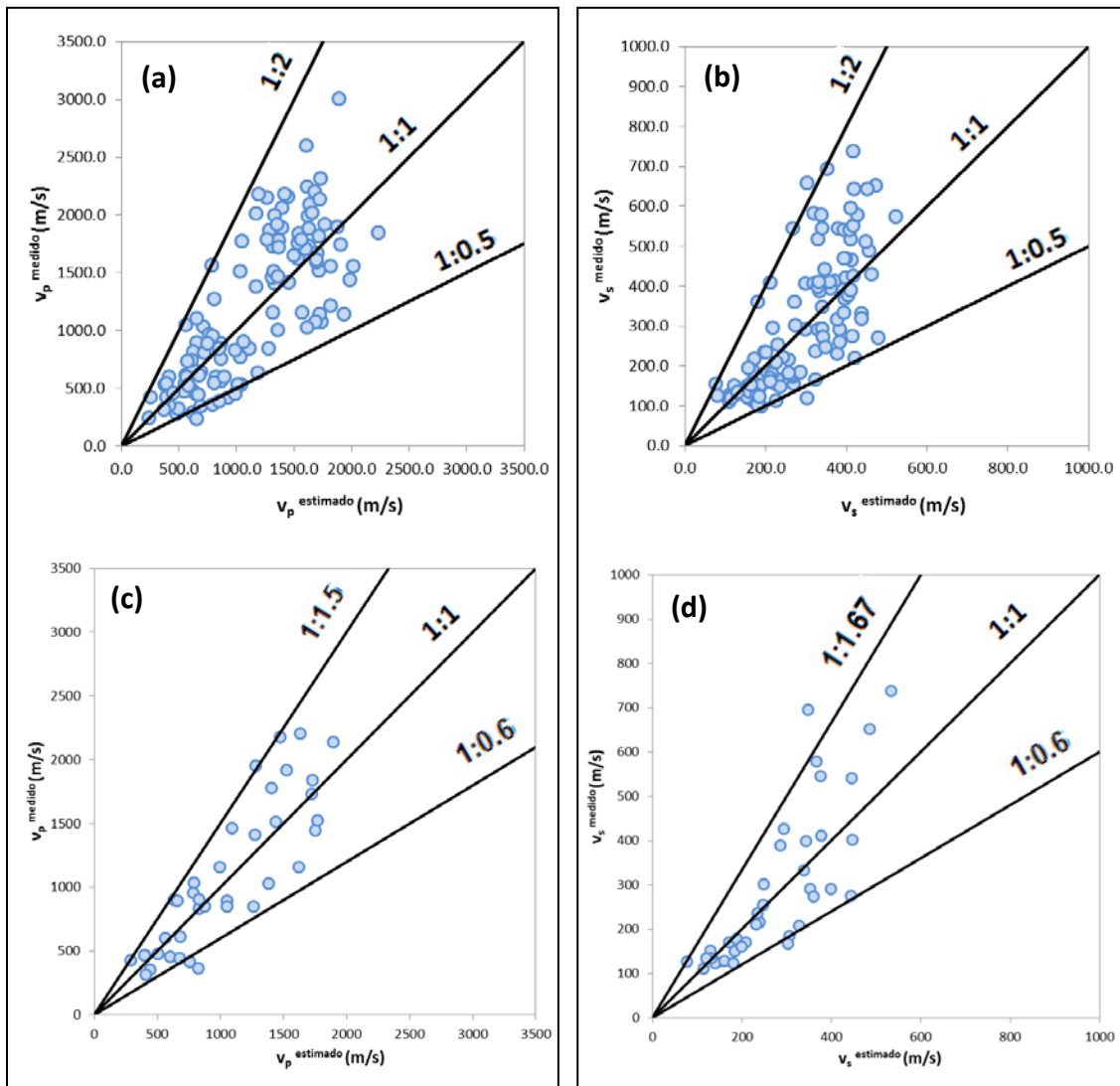


Figura 7-48. Valores estimados de velocidades frente a valores realmente medidos en los suelos arcillosos de la fase I (México): (a) correlación simple de v_p ; (b) correlación simple de v_s ; (c) regresión múltiple de v_p ; (d) regresión múltiple de v_s .

Respecto a la figura 7-48, hay que señalar que la nube de puntos de las Figuras 7-48c y 7-48d es un subconjunto de la de las Figuras 7-48a y 7-48b, en la que existían disponibles parámetros de laboratorio para esas capas.

7.3.2. Campaña II (Costa Rica)

En este caso, los valores de los logaritmos de base natural de las variables adimensionales utilizadas en los cálculos han sido (también se trata de un subconjunto de los datos totales en los que se encontraban disponibles ensayos de laboratorio):

Tabla 7-5. Valores de entrada para la regresión lineal múltiple de los datos obtenidos en la Fase II (Costa Rica)

| $\ln(N^*)$ | $\ln(\sigma_v^*)$ | $\ln(\rho_s^*)$ | $\ln(e)$ | $\ln(S_r)$ | $\ln(IP)$ | $\ln(v_p^*)$ | $\ln(v_s^*)$ |
|------------|-------------------|-----------------|----------|------------|-----------|--------------|--------------|
| 3.842 | -2.161 | 0.997 | 0.797 | 3.738 | -0.525 | 7.051 | 6.355 |
| 5.133 | -0.265 | 0.997 | 0.716 | 2.996 | -0.175 | 7.394 | 6.727 |
| 5.133 | -0.304 | 0.956 | 0.712 | 2.996 | -0.453 | 7.394 | 6.727 |
| 5.133 | -0.082 | 1.004 | 0.765 | 2.996 | -0.436 | 7.394 | 6.727 |
| 6.088 | 0.361 | 1.012 | 0.989 | 2.944 | -1.188 | 8.347 | 7.331 |
| 5.082 | -0.219 | 0.971 | 0.831 | 2.303 | -0.828 | 7.388 | 6.888 |
| 5.082 | -0.298 | 0.971 | 0.794 | 2.303 | -0.642 | 7.388 | 6.888 |
| 4.663 | -0.523 | 0.995 | 0.862 | 3.401 | -0.824 | 7.628 | 6.503 |
| 5.558 | 0.392 | 0.997 | 0.777 | 2.890 | -0.458 | 7.766 | 7.380 |
| 5.558 | 0.684 | 0.916 | 0.791 | 2.639 | -0.786 | 7.766 | 7.380 |
| 5.395 | 1.177 | 1.015 | 1.003 | 3.135 | -1.052 | 8.161 | 7.581 |
| 5.076 | -0.328 | 0.971 | 0.841 | 1.902 | -0.915 | 7.467 | 6.640 |
| 4.265 | -1.319 | 0.986 | 0.837 | 2.803 | -0.867 | 7.269 | 6.585 |
| 5.368 | 0.912 | 1.004 | 0.860 | 2.907 | -0.740 | 8.093 | 7.021 |
| 4.440 | -0.309 | 0.971 | 0.853 | 2.976 | -1.064 | 7.370 | 6.657 |
| 4.440 | -0.064 | 0.982 | 0.863 | 2.996 | -1.158 | 7.370 | 6.657 |
| 5.324 | 0.712 | 0.963 | 0.837 | 2.862 | -0.889 | 7.892 | 7.158 |
| 4.544 | -0.029 | 0.956 | 0.770 | 2.741 | -0.634 | 7.187 | 6.708 |
| 4.740 | 0.969 | 0.986 | 0.629 | 3.105 | -0.096 | 7.893 | 7.448 |
| 5.414 | 1.139 | 0.993 | 0.679 | 3.049 | -0.198 | 7.893 | 7.448 |
| 4.970 | -0.287 | 0.982 | 0.826 | 2.695 | -0.707 | 7.319 | 6.786 |
| 3.978 | -0.262 | 0.993 | 0.753 | 3.270 | -0.461 | 7.346 | 6.611 |
| 4.178 | -1.006 | 1.030 | 0.898 | 3.091 | -0.685 | 7.187 | 6.440 |
| 4.859 | 0.412 | 0.993 | 0.634 | 3.689 | 0.000 | 7.816 | 7.287 |
| 4.859 | 0.999 | 0.908 | 0.558 | 3.135 | -0.055 | 7.816 | 7.287 |
| 4.935 | -1.006 | 0.971 | 0.850 | 3.434 | -0.846 | 7.584 | 6.162 |
| 4.597 | -0.308 | 0.971 | 0.626 | 3.970 | -0.105 | 7.783 | 6.764 |
| 5.528 | 0.812 | 0.948 | 0.661 | 2.639 | -0.441 | 8.226 | 7.364 |
| 5.718 | 1.055 | 0.956 | 0.696 | 2.639 | -0.355 | 8.537 | 7.364 |
| 4.687 | -0.110 | 1.030 | 0.732 | 3.258 | -0.204 | 7.579 | 6.549 |
| 4.694 | -1.122 | 0.944 | 0.711 | 3.135 | -0.606 | 7.477 | 6.665 |
| 5.082 | 0.839 | 1.015 | 0.902 | 2.944 | -0.818 | 7.931 | 6.965 |
| 5.186 | -0.170 | 0.967 | 0.841 | 2.485 | -0.863 | 7.821 | 6.720 |
| 4.367 | 0.041 | 0.948 | 0.596 | 2.944 | -0.115 | 7.338 | 6.494 |
| 4.450 | -0.466 | 1.022 | 0.802 | 3.584 | -0.428 | 7.689 | 6.648 |

Los ajustes en este caso permiten obtener los siguientes coeficientes para cada ecuación de regresión:

Tabla 7-6. Coeficientes de ajuste de la velocidad adimensional v_p^ para los datos obtenidos en la Fase II (Costa Rica)*

| | |
|-----------------------------|--------|
| $Ln(b_0)$ | 0.759 |
| b_1 | 0.421 |
| b_2 | 0.213 |
| b_3 | 1.678 |
| b_4 | -1.212 |
| b_5 | 0.317 |
| b_6 | -0.439 |

Tabla 7-7. Coeficientes de ajuste de la velocidad adimensional v_s^ para los datos obtenidos en la Fase II (Costa Rica)*

| | |
|-----------------------------|--------|
| $Ln(c_0)$ | 4.917 |
| c_1 | 0.219 |
| c_2 | 0.314 |
| c_3 | -1.083 |
| c_4 | 0.358 |
| c_5 | 0.081 |
| c_6 | 0.138 |

Para estos coeficientes de ajuste, las ecuaciones predictivas 7.26 y 7.27 quedarán así (junto al coeficiente de correlación R y sus correspondientes coeficientes de determinación R^2 y $R^2_{ajustado}$ —reducido según el tamaño de la muestra de estudio y el número de variables implicadas-):

$$v_p^* = 2.136 \cdot (N^*)^{0.421} \cdot (\sigma'_v)^{0.213} \cdot (\rho_s^*)^{1.678} \cdot e^{-1.212} \cdot S_r^{0.317} \cdot IP^{-0.439}$$

$$R = 0.882$$

$$R^2 = 0.778$$

$$R_{ajustado}^2 = 0.731$$

(Ec. 7.32)

$$v_s^* = 136.6 \cdot (N^*)^{0.219} \cdot (\sigma'_v)^{0.314} \cdot (\rho_s^*)^{-1.083} \cdot e^{-0.358} \cdot S_r^{0.081} \cdot IP^{0.138}$$

$$R = 0.874$$

$$R^2 = 0.763$$

$$R_{ajustado}^2 = 0.713$$

(Ec. 7.33)

Se puede observar que la mejora en el coeficiente de determinación es muy notable (ver Tabla 8-3 con el resumen de resultados para apreciar mejor la mejora).

Es importante en este punto analizar la importancia que pueden tener los valores atípicos (*outliers*) en el resultado final de la regresión. Por ejemplo, en el caso de la predicción de las velocidades secundarias si se consideran, simplifadamente, como valores atípicos los puntos en los que el error relativo es superior a dos desviaciones típicas (Triola, 2011) del error relativo medio del conjunto de determinaciones, entonces se podrán eliminar todos los valores de error fuera del rango [-55 %, +55 %]. En este caso, solo existe según este criterio un valor atípico: en el emplazamiento C11 de la fase II en Costa Rica existe un vector de datos en el que $v_s^{medida} = 150$ m/s y $N = 16.4$. En ese punto, el valor estimado por la fórmula predictiva propuesta en la Ec. 7.33 tiene un error relativo del 95%, frente al rango [-51, 29.7] en el que se engloban el resto de predicciones. Eliminando este punto del análisis, la fórmula de correlación de la Ec. 7.33 y los coeficientes de ajuste se transforman en:

$$v_s^* (\sin outlier) = 118.75 \cdot (N^*)^{0.284} \cdot (\sigma'_v)^{0.267} \cdot (\rho_s^*)^{-2.213} \cdot e^{-0.657} \cdot S_r^{0.173} \cdot IP^{0.159}$$

$$R = 0.891$$

$$R^2 = 0.795$$

$$R_{ajustado}^2 = 0.749$$

(Ec. 7.34)

Se puede observar cómo, quitando un solo punto del conjunto de datos, se obtiene un incremento en el coeficiente de determinación ajustado del 5%.

Sin embargo, aunque la eliminación de valores atípicos de la regresión genera unas considerables mejoras, teóricamente, en la capacidad predictiva de las fórmulas

obtenidas, esta operación no se puede hacer por consideraciones puramente numéricas. Al eliminar algún dato de la correlación, siempre nos tenemos que preguntar si realmente se trata de un valor anómalo, fruto de algún error en la determinación de alguno de los datos de ensayos o si, por otro lado, realmente refleja una combinación de parámetros reales del terreno en algún punto. Por ello, si no se tienen garantías suficientes de que un dato o conjunto de datos atípicos sean productos de algún tipo de error, no se recomienda su eliminación sin un análisis geotécnico riguroso de su significado descriptivo.

7.3.3. Cálculo conjunto de los datos de las campañas realizadas en las fases I y II

Realizando un tratamiento de regresión multivariable de todo el conjunto de variables adimensionales de las Tablas 7-2 y 7-5, se pueden proponer los siguientes coeficientes de ajuste globales, así como las fórmulas de regresión que se recogen a continuación:

Tabla 7-8. Coeficientes de ajuste de la velocidad adimensional v_p^ para los datos obtenidos en la Fase II (Costa Rica)*

| | |
|------------------------------|--------|
| $\ln(b_0)$ | 0.538 |
| b_1 | 0.574 |
| b_2 | 0.198 |
| b_3 | -0.053 |
| b_4 | -0.171 |
| b_5 | -0.110 |
| b_6 | 0.143 |

Tabla 7-9. Coeficientes de ajuste de la velocidad adimensional v_s^ para los datos obtenidos en la Fase II (Costa Rica)*

| | |
|-----------|--------|
| $Ln(c_0)$ | 1.581 |
| c_1 | 0.482 |
| c_2 | 0.240 |
| c_3 | -0.427 |
| c_4 | 0.318 |
| c_5 | 0.190 |
| c_6 | -0.044 |

$$v_p^* = 1.713 \cdot (N^*)^{0.574} \cdot (\sigma'_v)^{0.198} \cdot (\rho_s^*)^{-0.053} \cdot e^{-0.171} \cdot S_r^{-0.110} \cdot IP^{0.143}$$

$$R = 0.857$$

(Ec. 7.35)

$$R^2 = 0.735$$

$$R^2_{ajustado} = 0.710$$

$$v_s^* = 4.860 \cdot (N^*)^{0.482} \cdot (\sigma'_v)^{0.240} \cdot (\rho_s^*)^{-0.427} \cdot e^{-0.318} \cdot S_r^{0.190} \cdot IP^{-0.044}$$

$$R = 0.821$$

(Ec. 7.36)

$$R^2 = 0.675$$

$$R^2_{ajustado} = 0.645$$

La comparativa de errores relativos de predicción muestra un mejor ajuste en este caso que el obtenido originalmente por regresión lineal simple, como se observa en la Figura 7-49 (hay que recordar que la nube de puntos de las Figuras 7-49c y 7-49d es un subconjunto de la de las Figuras 7-49a y 7-49b, en la que existían disponibles parámetros de laboratorio para esas capas):

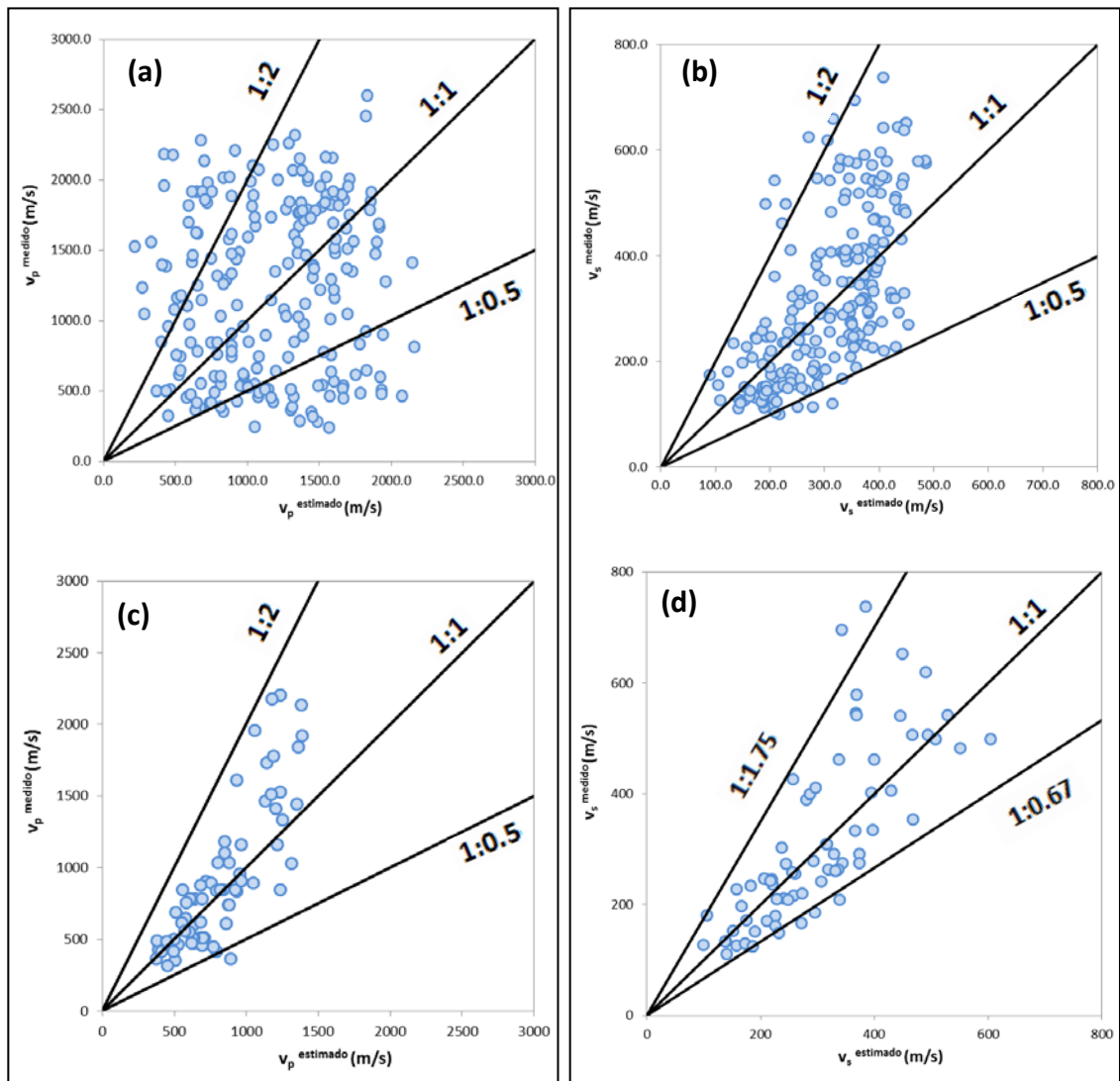


Figura 7-49. Valores estimados de velocidades frente a valores realmente medidos en los suelos combinados de las fases I (México) y II (Costa Rica): (a) correlación simple de v_p ; (b) correlación simple de v_s ; (c) regresión múltiple de v_p ; (d) regresión múltiple de v_s

También podemos realizar aquí un estudio de sensibilidad a los valores atípicos. Así, eliminando aquellos que se alejen más de dos desviaciones típicas del valor absoluto medio de los errores relativos de predicción. En este caso, en el conjunto de predicciones de v_p se pueden considerar como atípicos todos los errores relativos fuera del rango [-67 %, +67%], por lo que se eliminarían tres vectores de datos de la regresión. A su vez, en la predicción de las velocidades v_s se pueden considerar atípicos los datos cuyo error relativo se encuentre fuera del rango [-53.8 %, +53.8%], por lo que se eliminarán en este caso 4 puntos de la nube de dispersión multivariable. Así, los

cambios en los coeficientes de correlación y de determinación en cada caso se pueden resumir en la tabla siguiente:

Tabla 7-10. Coeficientes de ajuste de las velocidades para los resultados conjuntos de las fases I y II, con valores atípicos y sin valores atípicos

| Coeficientes de regresión | Predicción de v_p | | | Predicción de v_s | | |
|---------------------------|----------------------|----------------------|-------------|----------------------|----------------------|-------------|
| | Con valores atípicos | Sin valores atípicos | Aumento (%) | Con valores atípicos | Sin valores atípicos | Aumento (%) |
| R | 0.857 | 0.888 | 3.6 | 0.821 | 0.846 | 3.0 |
| R^2 | 0.735 | 0.789 | 7.3 | 0.675 | 0.716 | 6.1 |
| $R^2_{ajustado}$ | 0.710 | 0.769 | 8.3 | 0.645 | 0.689 | 6.8 |

Es decir, con un criterio simple de eliminación de valores atípicos se observan ciertos incrementos de interés en la capacidad de ajuste de las correlaciones. Sin embargo, se debe volver a reiterar la necesidad de desarrollar procedimientos híbridos numérico-geotécnicos para la eliminación de estos *outliers* de las regresiones. De lo contrario, se corre el riesgo de no incluir en las correlaciones valores que representan las variaciones de los parámetros en ciertos emplazamientos de una zona investigada.

Capítulo 8. Conclusiones y líneas futuras de investigación

8.1. Resumen final de la investigación y conclusiones

Tras haber repasado los fundamentos teóricos, los procedimientos prácticos y el estado del arte sobre las técnicas de análisis de los ensayos de penetración estándar (*SPT*) y de la obtención de velocidades de propagación de ondas sísmicas primarias (v_p) y secundarias (v_s), se pueden realizar las siguientes observaciones a modo de resumen:

8.1.1. Grado de cumplimiento de objetivos de la investigación

El principal objetivo de la investigación es poder predecir velocidades de propagación de ondas sísmicas a través de diferentes tipos de suelos a partir de los registros del ensayo de penetración estándar. Teniendo en cuenta la relación entre v_p y v_s con los parámetros elásticos del terreno, podremos predecir los módulos de deformación elástica longitudinal y transversal del terreno a partir del *SPT*, lo que ha sido avalado por los resultados empíricos de la investigación, que han arrojado unos grados de correlación bastante significativos.

La obtención de una relación con un buen ajuste entre el *SPT* y las velocidades sísmicas tendrá una especial utilidad en estos casos:

- Cuando los **condicionantes técnicos o psicoambientales** no hagan factible la realización de campañas de geofísica sísmica: la **ejecución de ensayos de penetración estándar permitirá obtener el orden de magnitud de las velocidades v_p y v_s** , dotando al estudio de información sobre las cualidades elásticas del terreno inspeccionado, así como revelando datos muy valiosos

para la microzonificación sísmica, cálculo del potencial de licuefacción, etc., en zonas susceptibles de sufrir terremotos.

- Cuando se realizan **estudios de rehabilitación de estructuras antiguas** o determinaciones de **vulnerabilidad sísmica de edificios e infraestructuras** a partir de **estudios geotécnicos antiguos**: en muchos casos estarán documentados los registros de SPT del subsuelo, mientras que los estudios geofísicos tendrán una presencia mucho más marginal. En estos casos, la información de **viejos perfiles de penetración SPT** permitirá su **correlación con las velocidades sísmicas con la metodología aquí mostrada**.
- En **zonas inaccesibles para maquinaria** de penetración dinámica por condicionantes físicos, como la orografía, la presencia de vegetación densa, los entornos urbanos consolidados, etc., o en **zonas en vías de desarrollo** en la que no haya disponibilidad de máquinas para este tipo de investigaciones, pueden realizarse ensayos de geofísica sísmica superficial (como la sísmica de refracción y el análisis MASW combinados que, en el caso de las zonas en vías de desarrollo, pueden gestionarse a través de ayudas internacionales al desarrollo, ONGs, etc.). Así, a partir de las velocidades v_p y v_s se podrán acotar los rangos de variación esperables del SPT a diferentes profundidades, lo que permitirá hacer uso, en última instancia, de la amplia literatura de correlación con parámetros geotécnicos y diseño basados en el ensayo de penetración estándar. Esto podría ser extendido a los estudios preliminares de caracterización de entornos geotécnicos para la toma de decisión sobre tipologías más adecuadas de cimentación, ajuste de presupuestos, etc.

Desde el punto de vista físico, la presente investigación ha permitido concluir que los **fenómenos mecánicos** involucrados tienen las siguientes características:

- El resultado del ensayo **SPT** se realiza en el dominio de las **altas deformaciones**, y tiene una dependencia intrínseca con la **resistencia a la rotura y la respuesta elástica del terreno**.
- La propagación de las **ondas sísmicas internas**, primarias y secundarias, se produce en el dominio de las **bajas deformaciones**, con una fuerte dependencia de las **propiedades elásticas** de los medios atravesados

Teniendo en cuenta los **grados de ajuste obtenidos durante la presente investigación en las fórmulas de correlación desarrolladas empíricamente a partir del SPT sin corrección** (ver las Tablas 7-1 y 7-10 con una recopilación de los coeficientes de correlación en las principales hipótesis investigadas), se puede concluir que **el SPT es una herramienta con una elevada capacidad explicativa sobre la velocidad de propagación de ondas sísmicas internas**. Además, tras el tratamiento de los datos

experimentales a través del **análisis dimensional**, al **introducir la influencia de otras variables** como el índice de poros, el grado de saturación, la densidad de las partículas sólidas del suelo, la presión efectiva a cada profundidad de ensayo, el índice de plasticidad o la eficiencia energética del sistema de golpeo del ensayo de penetración, **la capacidad predictiva del SPT se ve reforzada.**

8.1.2. Correlaciones mediante regresión simple

Inicialmente, se han realizado **cálculos de regresión simple** mediante fórmulas potenciales del tipo $y = a x^b$, para las relaciones $SPT-v_p$ y $SPT-v_s$. Este enfoque ha permitido obtener **coeficientes de determinación de entre $r^2=0.41$ a 0.65** para las fases I y II de la investigación, mostrando en casi todos los casos estudiados que **las predicciones basadas en el SPT sin corrección proporcionan mejores grados de correlación que aquellas en las que el SPT aparece corregido** para los datos utilizados en la investigación (incluyendo las correcciones de energía, longitud de varillaje, normalización por profundidad en el caso de los suelos arenosos, etc.).

En este punto, sin embargo, hay que recordar que, al contrario de lo que parecen indicar los resultados, el análisis dimensional revela que **la medición de la energía de golpeo SPT es un parámetro fundamental para asegurar el mejor ajuste posible en las fórmulas de correlación**, así como una mayor capacidad de universalización de los resultados. Así, aunque los registros SPT sin corregir han revelado mejores grados de correlación intramuestral en esta investigación, esto habrá sido debido a que solo se ha dispuesto de datos reales de calibración específica de algunas de las máquinas SPT utilizadas en la fase I, habiéndose empleado en la mayor parte de equipos un valor de $ER=60\%$, indicado como referencia por el personal técnico de las empresas de sondeos, pero seguramente sin base objetiva.

Como fue indicado en el apartado 7.1.1.1, en la fase I se obtuvieron valores del coeficiente de determinación $r^2=0.615$ y $r^2=0.572$ para las correlaciones $SPT-v_p$ y $SPT-v_s$, respectivamente, con valores de SPT corregidos teniendo en cuenta el valor real ER de algunos equipos. Si se hubieran supuesto todos los rendimientos de valor $ER=60\%$, se habrían obtenido valores de $r^2=0.571 < 0.615$ y $r^2=0.481 < 0.572$, para $SPT-v_p$ y $SPT-v_s$, respectivamente. Esta pérdida de grado de correlación confirma la importancia de la medida de la eficiencia energética: cuanto mayor sea el número de datos obtenidos con equipos sin sistema de calibración energética, peores serán los coeficientes de determinación y, por ello, se verá disminuida la capacidad predictiva del SPT .

Para aspirar a un buen grado de correlación intramuestral e intermuestral cuando se disponga de datos de diferentes emplazamientos con diversos suelos, diferentes

sistemas de golpeo, etc., se deberá tratar de generalizar en el futuro el empleo de sistemas de calibración de martillos *SPT*. Esto deberá ser confirmado por nuevas campañas de investigación en las que todos los equipos de penetración se encuentren calibrados (que se corresponde con una de las propuestas de líneas futuras de investigación, tal y como se señala en el apartado 8.2.1).

Finalmente, para terminar de resumir las principales conclusiones sobre el análisis de este enfoque de correlación directa mediante regresión simple de $SPT-v_p$ y de $SPT-v_s$, se puede indicar que se ha podido observar que **los grados de correlación en la predicción de las velocidades primarias han resultado superiores a los correspondientes a las velocidades secundarias.**

8.1.3. Utilidad del análisis dimensional

Se ha descrito a lo largo de la investigación que la **velocidad de ondas primarias** en suelos saturados o parcialmente saturados **depende de un número de características del suelo sensiblemente superior a la velocidad de ondas secundarias**, lo que hace su estudio paramétrico especialmente complejo. Algunos de estos parámetros de influencia no suelen obtenerse en la práctica habitual de los trabajos de reconocimiento geotécnico. Por ello, la disponibilidad práctica de variables explicativas de los fenómenos de propagación de ondas suele ser más restringida de lo teóricamente posible. Para resolver esta problemática, se ha comprobado que en los casos en los que en un fenómeno intervienen muchas variables con una interacción compleja, o cuando los valores de esas variables no suelen estar disponibles para su tratamiento numérico, el **análisis dimensional permite realizar una simplificación en su estudio, reduciendo el número de variables necesario.**

Adicionalmente, **considerando el *SPT* como una herramienta condensadora de condiciones elásticas del medio** (módulos de compresibilidad, módulo de rigidez transversal y coeficiente de Poisson), junto a otros parámetros característicos del terreno obtenidos en ensayos comunes en la práctica geotécnica habitual, **se han podido definir las dependencias de v_p y v_s mediante unas variables explicativas más cómodas, pero que, aun así, han revelado una notable capacidad predictiva y, por ello, de gran utilidad práctica.**

Tras realizar una **reducción de las variables mediante un algoritmo de análisis dimensional** (en la Tabla 8-1 se resumen los valores de las variables adimensionales empleadas), se ha procedido a determinar las fórmulas de regresión que permiten estimar el valor de las velocidades primaria y secundaria, en sus formas adimensionalizadas, en función del producto del resto de variables independientes

adimensionales elevadas a unos coeficientes de ajuste. Teniendo en cuenta que este tipo de fórmulas potenciales puede ser linealizado con una sencilla transformación logarítmica, se han llevado a cabo cálculos de regresión lineal multivariable.

Tabla 8-1: Variables adimensionales de los modelos de regresión no lineal multivariable

| | |
|---|------------------------------------|
| $v_p^* = \frac{v_p}{\sqrt{\frac{p_o \cdot g}{\gamma_w}}}$ | $\rho_s^* = \frac{\rho_s}{\rho_w}$ |
| $v_s^* = \frac{v_s}{\sqrt{\frac{p_o \cdot g}{\gamma_w}}}$ | e |
| $N^* = \frac{N_e \cdot \rho_w}{p_o}$ | S_r |
| $\sigma'_{v^*} = \frac{\sigma'_v}{p_o}$ | IP |

Los grados de ajuste de estas fórmulas son superiores a los de las regresiones simples directas entre $SPT-v_p$ y $SPT-v_s$, en algunos casos –como en la fase II-, con mejoras muy notables.

8.1.4. Valores atípicos

La fase III, cuya fase de campo fue realizada en Argentina, ha evidenciado el problema inherente a la utilización de **métodos no estándar de penetración**: los resultados de regresión no muestran evidencias de una buena correlación entre los registros de penetración y las velocidades sísmicas, lo que es debido la **utilización de diferentes tomamuestras** en un mismo sondeo –incluyendo puntas cónicas macizas- y **energías variables de golpeo** durante los ensayos de penetración. De aquí se puede inferir que los estudios de correlación deben ser realizados a partir de resultados de penetración ejecutados con aparatos y energías de golpeo lo menos variables posibles, puesto que de lo contrario los valores de **SPT obtenidos serán poco fiables**.

Por otro lado, se ha realizado un estudio de la **influencia de datos atípicos (outliers)** en las correlaciones, descubriendo que las regresiones muestran una **notable sensibilidad a la eliminación de dichos datos**, aun cuando su número no sea muy elevado (ver Tabla 8-3). Sin embargo, en este punto conviene recordar que los datos atípicos no tienen por qué representar determinaciones anómalas de alguno de los resultados de ensayos, sino que pueden recoger las variaciones reales de una o varias de las magnitudes involucradas en el fenómeno en ciertos emplazamientos de investigación.

Por ello, **el estudio de eliminación de datos atípicos en los tratamientos de regresión debe ser acompañado de un análisis geotécnico que defina si la anomalía es debida a algún tipo de error en la obtención de los resultados de ensayo o si tienen una posible dependencia geotécnica.** En este último caso, el valor atípico no debería eliminarse de los cálculos de ajuste, pues representa una combinación posible de los parámetros que acotan el comportamiento del suelo en ese emplazamiento.

Tabla 8-2. Coeficientes de determinación ajustados para los resultados conjuntos de las fases I y II, con valores atípicos y sin valores atípicos

| Coeficientes de regresión | Predicción de v_p | | | Predicción de v_s | | |
|---------------------------|----------------------|----------------------|-------------|----------------------|----------------------|-------------|
| | Con valores atípicos | Sin valores atípicos | Aumento (%) | Con valores atípicos | Sin valores atípicos | Aumento (%) |
| $R^2_{ajustado}$ | 0.710 | 0.769 | 8.3 | 0.645 | 0.689 | 6.8 |

8.1.5. Resumen final de fórmulas de correlación

De forma resumida, en la siguiente Tabla 8-3 se muestra el conjunto de fórmulas obtenidas para cada grupo de datos según el enfoque de regresión simple o mediante regresión multivariable de variables adimensionales obtenidas mediante análisis dimensional:

Tabla 8-3: Resumen de fórmulas de correlación SPT- v_p y SPT- v_s obtenidas en la investigación

| Campaña | Tipo de suelo | Método de regresión | Fórmula de correlación | Coefficiente de determinación |
|---------------------------------|-----------------------------|-------------------------|--|-------------------------------|
| Fase I (México) | Arcillas | Simple | $v_p = 69.18 N^{0.857}$ | $r^2 = 0.652$ |
| | | | $v_s = 25.68 N^{0.743}$ | $r^2 = 0.624$ |
| | | Multivariable | $v_p^* = 6.619 \cdot (N^*)^{0.643} \cdot (\sigma_v^*)^{0.210} \cdot (\rho_s^*)^{-2.075} \cdot e^{-0.296 \cdot S_r^{-0.578}} \cdot IP^{0.053}$ | $R^2_{ajustado} = 0.708$ |
| | | | $v_s^* = 1.163 \cdot (N^*)^{0.660} \cdot (\sigma_v^*)^{0.081} \cdot (\rho_s^*)^{-1.093} \cdot e^{-0.140 \cdot S_r^{-1.790}} \cdot IP^{-0.128}$ | $R^2_{ajustado} = 0.662$ |
| | Arenas | Simple | $v_p = 154.83 N^{0.640}$ | $r^2 = 0.468$ |
| | | | $v_s = 48.61 N^{0.549}$ | $r^2 = 0.412$ |
| Todos los suelos | Simple | $v_p = 83.29 N^{0.810}$ | $r^2 = 0.615$ | |
| | | $v_s = 30.25 N^{0.692}$ | $r^2 = 0.566$ | |
| Fase II (Costa Rica) | Limos arcillosos | Simple | $v_p = 156.3 N^{0.517}$ | $r^2 = 0.555$ |
| | | | $v_s = 74.12 N^{0.512}$ | $r^2 = 0.491$ |
| | | Multivariable | $v_p^* = 2.136 \cdot (N^*)^{0.421} \cdot (\sigma_v^*)^{0.213} \cdot (\rho_s^*)^{1.678} \cdot e^{-1.212 \cdot S_r^{0.317}} \cdot IP^{-0.439}$ | $R^2_{ajustado} = 0.731$ |
| | | | $v_s^* = 136.6 \cdot (N^*)^{0.219} \cdot (\sigma_v^*)^{0.314} \cdot (\rho_s^*)^{-1.083} \cdot e^{-0.358 \cdot S_r^{0.081}} \cdot IP^{0.138}$ | $R^2_{ajustado} = 0.713$ |
| Fase III (Argentina) | Gravas | Simple | $v_p = 481.79 N^{0.179}$ | $r^2 = 0.037$ |
| | | | $v_s = 156.63 N^{0.283}$ | $r^2 = 0.115$ |
| | Arenas y limos | Simple | $v_p = 750.99 N^{0.201}$ | $r^2 = 0.060$ |
| | | | $v_s = 325.79 N^{0.197}$ | $r^2 = 0.055$ |
| | Todos los suelos | Simple | $v_p = 348.31 N^{0.361}$ | $r^2 = 0.115$ |
| | | | $v_s = 139.93 N^{0.388}$ | $r^2 = 0.147$ |
| Combinación de las Fases I y II | Todos los suelos | Simple | $v_p = 84.3 N^{0.800}$ | $r^2 = 0.621$ |
| | | | $v_s = 44.99 N^{0.587}$ | $r^2 = 0.464$ |
| | Arcillas y limos arcillosos | Multivariable | $v_p^* = 1.713 \cdot (N^*)^{0.574} \cdot (\sigma_v^*)^{0.198} \cdot (\rho_s^*)^{-0.053} \cdot e^{-0.171 \cdot S_r^{-0.110}} \cdot IP^{0.143}$ | $R^2_{ajustado} = 0.735$ |
| | | | $v_s^* = 4.860 \cdot (N^*)^{0.482} \cdot (\sigma_v^*)^{0.240} \cdot (\rho_s^*)^{-0.427} \cdot e^{-0.318 \cdot S_r^{0.190}} \cdot IP^{-0.044}$ | $R^2_{ajustado} = 0.645$ |

8.2. Líneas futuras de investigación

8.2.1. Universalización de las fórmulas predictivas de las velocidades en función del SPT

Uno de los principales objetivos de las futuras ampliaciones de la presente investigación es el conseguir universalizar las correlaciones. El principal escollo para

conseguirlo es que en la actualidad no está demasiado extendido el calibrado de equipos de penetración estándar en la práctica geotécnica habitual, por lo que la integración y comparación de dos series de resultados obtenidos en uno o varios emplazamientos con máquinas con rendimiento energético diferente no puede realizarse directamente, debido a la variabilidad esperable en los resultados.

Por ello, el siguiente paso lógico de investigación sería realizar campañas de *SPT* con sistema de medición energética *EFV* de forma continua (es decir, que incorpore un sistema automático que permita registrar el rendimiento de cada ensayo, de forma que en el registro final del sondeo aparezca no solamente el valor del *SPT* a cada profundidad, sino también su valor de eficiencia energética de referencia, lo que permitirá corregirlo posteriormente en fase de gabinete para su uso en algún tipo de diseño).

En el futuro, como muchas voces autorizadas en el ámbito de los reconocimientos *in situ* llevan varios años recordando, las mejoras en la capacidad predictiva del *SPT* como herramienta de diseño geotécnico deben llevar equiparada, necesariamente, la incorporación de sistemas automáticos de medición de rendimientos energéticos. Esto, como hemos visto, ya está indicado por la normativa vigente, aunque no suele cumplirse.

8.2.2. Ensayo a escala en laboratorio

En la actualidad, se está diseñando un ensayo a escala de suelos remoldeados, en los que se harán variar sus condiciones de humedad, índice de poros, densidad, etc. Sobre estos especímenes, añadiendo unas condiciones de confinamiento lateral y de presión efectiva vertical controlados, se podrán medir las variaciones de las resistencias a la penetración dinámica, mediante un tomamuestras de tamaño reducido, en función de las velocidades de propagación sísmica –medidas con sondas de vibración en el laboratorio-. En las labores de diseño de los experimentos, se podrán utilizar las variables adimensionales descritas en el capítulo 7 como parámetros de correlación.

En una fase más avanzada de la investigación, se podrían realizar ensayos de laboratorio sobre muestras inalteradas con los mismos instrumentos para comprobar, *in situ*, si los ensayos a escala son capaces de predecir la relación entre el *SPT* y las velocidades sísmicas obtenidas en los puntos de reconocimiento reales.

El objetivo de esa línea de investigación, en última instancia, será el desarrollo de una técnica de calibración rápida en laboratorio de campañas sísmicas *in situ*, a partir de ensayos puntuales sobre muestras inalteradas del terreno, que añadirán más

información de ajuste predictivo del fenómeno. Incluso, una testificación a pie de sonda con equipo portátil de ultrasonidos permitiría definir los rangos de variación del *SPT* a lo largo de toda la columna litológica a partir de la velocidad v_p , que se puede medir de una forma económica y rápida.

8.2.3. Técnicas avanzadas de optimización de las fórmulas predictivas

Como describimos durante el análisis del estado del arte de las correlaciones *SPT*-*vs*, en los últimos años están siendo aplicadas con éxito creciente métodos de optimización de fórmulas de correlación multiparamétricas, entre las que podemos destacar, sin ser exhaustivos:

- Algoritmos genéticos
- Redes neuronales
- Enjambres de Partículas
- Otros

El estudio puede realizarse tanto sobre las variables originales del conjunto de datos examinados, como sobre las variables adimensionales obtenidas mediante el procedimiento de reducción de variables y adimensionalización descrito en el capítulo 7.

8.2.4. Comparativa del ajuste predictivo de fórmulas basadas en resultados medios por estrato o puntuales a cada profundidad

En la presente investigación se han caracterizado diferentes estratos mediante los valores medios de golpeo *SPT* y de velocidad de propagación de las ondas sísmicas a través de ellos. Para comprobar la idoneidad de este enfoque, una línea de investigación que puede ser muy productiva sería la comparativa en los mismos emplazamientos de dos campañas de ensayos in situ con estas características:

- Obtención de *SPT* medio en un estrato, y velocidades medias de propagación de ondas sísmicas mediante sísmica de refracción y análisis de onda superficiales (*SASW*, *MASW*, *ReMI*, etc.)

- Determinación del SPT en intervalos de poco espesor (por ejemplo, cada metro) y su correlación con los valores de v_p y v_s a cada una de esas profundidades (obtenidos mediante *crosshole*, *downhole*, *PS Logging*, etc.)

Así se podría investigar si existe una gran influencia al utilizar valores medios en vez de valores puntuales como herramientas de predicción.

8.2.5. Desarrollo de técnicas de eliminación de valores atípicos sin representatividad geotécnica

Como hemos visto en el capítulo 7, la aparición de algunos valores atípicos (*outliers*) entre la nube de puntos investigados pueden generar cambios de cierta importancia en el grado de ajuste de las correlaciones. Sin embargo, estos valores no se pueden eliminar sin establecer previamente si resultan simplemente valores erróneos no representativos de las condiciones geotécnicas del terreno en ningún punto. En algún caso, estos datos atípicos pueden ser correctos y representar las condiciones de algún terreno de entre los ensayados, por lo que al eliminarlos de las regresiones puede estarse restando información predictiva a la misma en esos terrenos más marginales en cuanto a su presencia entre el resto de datos.

Por ello, se puede proponer como línea futura de estudio el desarrollo de criterios geotécnico-numéricos que permitan al investigador que esté tratando los datos decidir cuáles de los valores atípicos pueden ser considerados como poco útiles desde el punto de vista geotécnico. Los factores para la aplicación de este criterio y que deberán ser ponderados adecuadamente para dar lugar a un sistema lo más objetivo posible de clasificación de *outliers* en función de su representatividad podrán ser:

- *Ensayos de penetración estándar (SPT)*:
 - Experiencia del operador
 - Presencia de uno o más operadores
 - Tipo de equipo de penetración
 - Existencia de calibración del equipo
 - Tipo y estado de conservación del tomamuestras
 - Clases de suelos atravesados
 - Presencia del nivel freático

- Otros
- Ensayos geofísicos:
 - Tipo de ensayo realizado
 - Clase de suelos prospeccionados
 - Experiencia de los operadores de campo
 - Experiencia del analista de gabinete
 - Métodos utilizados en el análisis de los sismogramas
 - Otros

Referencias Bibliográficas

- Abdulabbas, A.A. and Bind, Y., Estimation of shear strength parameters of soils using ANN technique. *International Journal of Civil, Structural, Environmental and Infrastructure Engineering Research and Development (IJCSEIERD)*, 1(4): 1-10.
- Abkhiz, S., Janalizade, A. y Zolfaghari, M., 2015. Empirical correlations between shear wave velocity (V_s) and Standard Penetration Test (SPT-N): A case study of Robot Karim. *Fifth International Conference on Geotechnique, Construction Materials and Environment*, Osaka, Japan.
- Abou-matar, H. y Goble, G., 1997. SPT dynamic analysis and measurements. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 123(10): 921-928.
- Abou-Matar, H., Rausche, F., Thendean, G., Likins, G. y Goble, G., 1996. Wave equation soil constants from dynamic measurements on SPT, *Proc. 5th International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles*, Orlando, FL, USA, pp. 163-175.
- Abu zeid, M.M., Radwan, A.M., Osman, E.A., Abu-bakr, A.M. y Hassan, A.M., 2013. Measurement of Soil Parameters by Using Penetrometer Needle Apparatus. *International Journal of Modern Engineering Research (IJMER)*, 3(1): 284-290.
- Abuel-Naga, H., Bouazza, A. y Holtrigter, M., 2011. On use of dynamic probing in sandy soils. *Lowland technology international: the officisl journal of the International Association of Lowland Technology (IALT)/Institute of Lowland Technology*, Saga University, 13(2): 40-50.
- Achenbach, J., 1984. *Wave Propagation in Elastic Solids*. Elsevier Science.
- Adachi, R., 1954. On a Proof of Fundamental Formura concerning Refraction Method of Geophysical Prospecting and some Remarks. *熊本大學理學部紀要. 第 1 部*, 2(1): 18-23.
- Adell Argilés, F., Bascones Alvira, L., Martínez Álvarez, F., Tena-Dávila Ruiz, M., Ballenilla Viciano, A. y Rodríguez González, A., 1978. Hoja nº 463. MILMARCOS, Mapa Geológico de España E. 1:50.000. Instituto Geológico y Minero de España, Madrid.

- AENOR, 2006. Investigación y ensayos geotécnicos. Ensayos de campo. Parte 3: Ensayo de penetración estándar (ISO 22476-3:2005). AENOR (Asociación Española de Normalización y Certificación), Madrid.
- Aggour, M.S. y Radding, W.R., 2001. Standard penetration test (SPT) correction. Report No. MD02-007B48, Maryland State Highway Administration, Baltimore.
- Aizawa, T. y Sasaki, K., 1995. The relationship between ground characteristics and P- and S-wave velocities measured by the PS sonic logging system. Rock Foundation. A a Balkema, Rotterdam, 185-189 pp.
- Aki, K., 1957. Space and time spectra of stationary stochastic waves, with special reference to microtremors. Bull. Earthq. Res. Inst., 35: 415-456.
- Akin, M.K., Kramer, S.L. y Topal, T., 2011. Empirical correlations of shear wave velocity (V_s) and penetration resistance (SPT-N) for different soils in an earthquake-prone area (Erbaa-Turkey). Engineering Geology, 119(1-2): 1-17.
- Amoly, R., Bilsel, H. y Ishihara, K., 2015. Cyclic Resistance versus Shear Wave Velocity as Affected by Aging of Sandy Deposits.
- Amoroso, S., 2011. G- γ decay curves by seismic dilatometer (SDMT), Dissertation for the Doctoral Degree, L'Aquila: University of L'Aquila.
- Anbazhagan, P., Parihar, A. y Rashmi, H.N., 2012. Review of correlations between SPT N and shear modulus: A new correlation applicable to any region. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 36(0): 52-69.
- Anbazhagan, P. y Sitharam, T., 2010. Relationship between Low Strain Shear Modulus and Standard Penetration Test N Values. Geotechnical Testing Journal, 33(2): 150-164.
- Anderson, N., Thitimakorn, T., Ismail, A. y Hoffman, D., 2007. A comparison of four geophysical methods for determining the shear wave velocity of soils. Environmental & Engineering Geoscience, 13(1): 11-23.
- Andrus, R.D., Stokoe, K.H. y Hsein Juang, C., 2004. Guide for shear-wave-based liquefaction potential evaluation. Earthquake Spectra, 20(2): 285-308.
- Arranz de la Peña, J. y Parra Truyol, A., 2007. Algoritmos genéticos. Universidad Carlos III.

- Ashfield, D., Ashby, G., Power, P., Fitch, N., Ladley, E. y Smith, T., 2013. Use of the dynamic cone penetrometer to assess the liquefaction susceptibility of Christchurch alluvial soils. Proc. 19th NZGS Geotechnical Symposium. Ed. C Y Chin, Queenstown.
- ASTM, 2011a. D5777-00(2011)e1, Standard guide for using the seismic refraction method for subsurface investigation. ASTM International, West Conshohocken, PA.
- ASTM, 2011b. D6429-99(2011)e1, Standard Guide for Selecting Surface Geophysical Methods. ASTM International, West Conshohocken, PA.
- ASTM, 2015. D6951M-09(2015), Standard Test Method for Use of the Dynamic Cone Penetrometer in Shallow Pavement Applications, West Conshohocken, PA.
- Ataee, O., Hafezi, N., Reza, G. y Jabbari, M., 2017. Predicting Shear Wave Velocity of Soil Using Multiple Linear Regression Analysis and Artificial Neural Networks. International Journal of Science and Technology. Scientia Iranica.
- Awang, H. y Mohamad, M.N.N., 2016. A Correlation Between P-Wave Velocities and Standard Penetration Test (Spt-N) Blows Count for Meta-Sedimentary Soils of Tropical Country, InCIEC 2015. Springer, pp. 343-354.
- Bahadori, H. y Momeni, M., 2016. ANN FOR CORRELATION BETWEEN SHEAR WAVE VELOCITY OF SOIL AND SOME GEOTECHNICAL PARAMETERS. Iran University of Science & Technology, 6(3): 455-467.
- Barentsen, P., 1936. Short description of a field testing method with cone-shaped sounding apparatus, Proc. 1st Int. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cambridge, pp. 7-10.
- Barry, K.M., 1967. Delay time and its application to refraction profile interpretation. Seismic refraction prospecting: Soc. Expl. Geophys: 348-361.
- Begemann, H., 1965. The friction jacket cone as an aid in determining the soil profile, Proceedings of the 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, ICSMFE, Montreal, September, pp. 8-15.
- Biot, M.A., 1956. Theory of propagation of elastic waves in a fluid - saturated porous solid. II. Higher frequency range. The Journal of the Acoustical Society of America, 28: 179.

- Braga, A.C., Malagutti, W., Dourado, J.C. y Chang, H.K., 1999. Correlation of electrical resistivity and induced polarization data with geotechnical survey standard penetration test measurements. *Journal of Environmental and Engineering Geophysics*, 4(2): 123-130.
- Brandenberg, S.J., Bellana, N. y Shantz, T., 2010. Shear wave velocity as function of standard penetration test resistance and vertical effective stress at California bridge sites. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30(10): 1026-1035.
- Brouwer, J., 2007. In-situ soil testing. IHS BRE Press.
- Buckingham, E., 1914. On Physically Similar Systems; Illustrations of the Use of Dimensional Equations. *Physical Review*, 4(4): 345-376.
- Burmister, D.M., 1948. The importance and practical use of relative density in soil mechanics, *Proceedings-American Society for Testing and Materials*. AMER SOC TESTING MATERIALS 100 BARR HARBOR DR, W CONSHOCKEN, PA 19428-2959, pp. 1249-1268.
- Burnham, T. y Johnson, D., 1993. In situ foundation characterization using the dynamic cone penetrometer. Citeseer.
- Butterfield, R., 1999. Dimensional analysis for geotechnical engineers. *Geotechnique*, 49(3): 357-366.
- Camino, R., 1999. *Geología argentina*. SEGEMAR Buenos Aires.
- Canizalez Casillas, R., 1988. Apuntes sobre teoría de modelos de obras hidráulicas a superficie libre. Universidad de Sonora, México.
- Clayton, C.R., 1995. The standard penetration test (SPT): methods and use. Construction Industry Research and Information Association.
- Conte, E., Cosentini, R.M. y Troncone, A., 2009. Shear and dilatational wave velocities for unsaturated soils. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 29(6): 946-952.
- Dai, J., Xu, H., Snyder, F. y Dutta, N., 2004. Detection and estimation of gas hydrates using rock physics and seismic inversion: Examples from the northern deepwater Gulf of Mexico. *The Leading Edge*, 23(1): 60-66.

- Dal Moro, G., 2014. Surface Wave Analysis for Near Surface Applications. Elsevier Science.
- Daniel, C., Howie, J., Campanella, R. y Sy, A., 2004. Characterization of SPT grain size effects in gravels. Second International Conference on Site Characterization (ISC'2).
- Daniel, C.R., 2000. Split spoon penetration testing in gravels. University of British Columbia.
- Daniel, C.R., Howie, J.A. and Sy, A., 2003. A method for correlating large penetration test (LPT) to standard penetration test (SPT) blow counts. Canadian geotechnical journal, 40(1): 66-77.
- Das, B.M., 2009. Principles of Geotechnical Engineering Global Engineering.
- Das, U.K., 2014. A Study on the Effect of Distorted Sampler Shoe on Standard Penetration Test Results in Cohesionless Soil. International journal of innovation research in science, engineering and technology, 3(10).
- Décourt, L., 1990. The Standard Penetration Test: State-of-the-Art-Report vol. Norwegian Geotechnical Institute Publication No. 179, Part II, pp. 1–12. Oslo, Norway.
- Denyer, P. y Alvarado, G., 2007. Mapa Geológico de Costa Rica. Escala, 1:400.000.
- Denyer, P., Montero, W. e Induni, G.E.A., 2003. Atlas tectónico de Costa Rica. Editorial de la Universidad de Costa Rica.
- Dewey, J. y Byerly, P., 1969. The early history of seismometry (to 1900). Bulletin of the Seismological Society of America, 59(1): 183-227.
- Dobry, R., Stokoe, K., Ladd, R. y Youd, T., 1981. Liquefaction susceptibility from S-wave velocity, Proc., ASCE Nat. Convention, In Situ Tests to Evaluate Liquefaction Susceptibility, ASCE, New York.
- Eberhart, R. y Kennedy, J., 1995. A new optimizer using particle swarm theory, Micro Machine and Human Science, 1995. MHS'95., Proceedings of the Sixth International Symposium on IEEE, pp. 39-43.
- Egaña, A.A., 2009. Geofísica, economía y sociedad en la España contemporánea. Consejo Superior de Investigaciones Científicas.

- Elnashai, A. y Di Sarno, L., 2008. *Fundamentals of Earthquake Engineering*. Wiley.
- Everett, M.E., 2013. *Near-Surface Applied Geophysics*. Cambridge University Press.
- Farrar, J., 1999. *SPT Driller/Operators guide*. US Department of Interior. Bureau of Reclamation. Dam Safety Office.
- Fatehnia, M., Hayden, M. y Landschoot, M., 2015. Correlation between shear wave velocity and SPT-N values for North Florida soils. *Elec J Geotech Eng*, 20: 12421-12430.
- Fatherree, B.H., 2006. *The History of Geotechnical Engineering at the Waterways Experiment Station 1932-2000*, U.S. Army Engineer Research and Development Center Vicksburg, Mississippi.
- Fessenden, R.A., 1917. *Method and apparatus for locating ore-bodies*. Google Patents.
- Fleisch, D. y Kinnaman, L., 2015. *A student's guide to waves*. Cambridge University Press.
- Fletcher, G.F.A., 1965. Standard Penetration Test: Its uses and abuses. *Journal Soil Mechanics Foundations Division, ASCE*, 91(SM4): 67-75.
- Flodin, N. y Broms, B., 1981. History of civil engineering in soft clay. *Soft clay engineering*: 27-156.
- Foti, S., 2012. Combined use of geophysical methods in site characterization. *Geotechnical and Geophysical Site Characterization (ISC-4, Brazil)*: 43-61.
- Foti, S., Comina, C., Boiero, D. y Socco, L., 2009. Non-uniqueness in surface-wave inversion and consequences on seismic site response analyses. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 29(6): 982-993.
- Gamache, R.W., Kianirad, E., Pluta, S.E., Jersey, S. y Alshawabkeh, A.N., 2009. Rapid Field Soil Characterization System for Construction Control. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 617: 1-12.
- Gardner, L.W., 1939. An areal plan of mapping subsurface structure by refraction shooting. *Geophysics*, 4(4): 247-259.

- Gautam, D., 2016. Empirical correlation between uncorrected standard penetration resistance (N) and shear wave velocity (VS) for Kathmandu Valley, Nepal. *Geomatics, Natural Hazards and Risk*: 1-13.
- Ghafghazi, M., Thurairajah, A., DeJong, J.T., Wilson, D.W. y Armstrong, R., 2014. Instrumented Becker penetration test for improved characterization of gravelly deposits, *Geo-Congress 2014: Geo-characterization and Modeling for Sustainability*, pp. 37-46.
- Ghazi, A., Moghadas, N.H., Sadeghi, H., Ghafoori, M. y Lashkaripur, G.R., 2015. Empirical relationships of shear wave velocity, SPT-N value and vertical effective stress for different soils in Mashhad, Iran. *Annals of Geophysics*, 58(3): S0325.
- Ghorbani, A., Jafarian, Y. y Maghsoudi, M.S., 2012. Estimating shear wave velocity of soil deposits using polynomial neural networks: Application to liquefaction. *Computers & Geosciences*, 44: 86-94.
- Gibbins, J.C., 2011. *Dimensional analysis*. Springer Science & Business Media.
- Green, R., 1974. The seismic refraction method—A review. *Geoexploration*, 12(4): 259-284.
- Griffin, R.H., 1995. *Geophysical exploration for engineering and environmental investigations*. US Army Corps of Engineers.
- Gurney, K., 1997. *An introduction to neural networks*. CRC press.
- Habibi, M., Cheshomi, A. y Fakher, A., 2007. Advantages and disadvantages of using Swedish Weight Sounding for liquefaction assesment, 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Thessaloniki (Greece).
- Hagedoorn, J., 1959. THE PLUS - MINUS METHOD OF INTERPRETING SEISMIC REFRACTION SECTIONS. *Geophysical prospecting*, 7(2): 158-182.
- Hagiwara, T. y Omote, S.i., 1939. Land Creep at Mt. Tyausu-yama.: Determination of Slip Plane by Seismic Prospecting. *Tokyo University Earthquake Research Institute Bulletin*, 17(118-137).
- Hales, F., 1958. An accurate graphical method for interpreting seismic refraction lines. *Geophysical prospecting*, 6(3): 285-294.

- Hanumantharao, C. y Ramana, G., 2008. Dynamic soil properties for microzonation of Delhi, India. *Journal of earth system science*, 117(2): 719-730.
- Hara, A., 1973. Experimental studies on dynamic characteristics of soils. Kajima Institute of Construction Technology.
- Harder, L.F. y Seed, H.B., 1986. Determination of penetration resistance for coarse-grained soils using the Becker hammer drill. College of Engineering, University of California.
- Hartel, K., Burrows, M. y Colgan, T., 2015. Effects of Percussion Drilling and Non-Standard Testing Equipment on Penetration Resistance and Liquefaction Assessment in Gravelly Soils.
- Haskell, N.A., 1953. The dispersion of surface waves on multilayered media. *Bulletin of the seismological Society of America*, 43(1): 17-34.
- Hebra, A., 2010. *The Physics of Metrology: All about Instruments: From Trundle Wheels to Atomic Clocks*. Springer Vienna.
- Heisey, J., Stokoe, K., Hudson, W. y Meyer, A., 1982. Determination of in situ shear wave velocities from spectral analysis of surface waves. NASA STI/Recon Technical Report N, 83.
- Herle, I., 2004. *History of Geotechnical Engineering*, Institute of Geotechnical Engineering TU Dresden.
- Holland, J.H., 1975. Adaptation in natural and artificial systems. an introductory analysis with applications to biology, control and artificial intelligence. Ann Arbor, University of Michigan Press, 1975, 1.
- Hsiao, K.-H. y Yan, H.-S., 2009. The Review Of Reconstruction Designs Of Zhang Heng's Seismoscope. *Journal of Japan Association for Earthquake Engineering*, 9(4).
- Hutchinson, P.J., Teschke, B.J., Zollinger, K.M. y Dereume, J.M., 2008. Field applicability of MASW data. *Symposium on the Application of Geophysics to Engineering and Environmental Problems 2008*. Society of Exploration Geophysicists, pp. 1226-1231.
- Hvorslev, H., 1940. *The Present Status of the Art of Obtaining Undisturbed Samples of Soils: Soil Mechanics Series No. 14: Graduate School of Engineering*. Harvard University, Cambridge, MA, 88.

- Hvorslev, M.J., 1949. Subsurface exploration and sampling of soils for civil engineering purposes: report on a research project. Waterways Experiment Station, ASCE.
- Ibáñez, S.J., 2009. Análisis de ensayos de penetración dinámica a través de su rendimiento energético, Universidad de Cantabria, Santander.
- Ibáñez, S.J., Porres, J.A. y López-Ausín, V., 2009. Modelo de utilidad: "Barra instrumentada para medir energía real en ensayos de penetración dinámica de registro continuo". Oficina Española de Patentes y Marcas (Editor).
- IBC, 2014. 2015 International building code. International Code Council, Inc.
- Imai, T. y Tonouchi, K., 1982. Correlation of N-value with S-wave velocity and shear modulus, Proceedings of the 2nd European symposium of penetration testing, Amsterdam, pp 67–72.
- Ireland, H., Moretto, O. y Vargas, M., 1970. The Dynamic Penetration Test: A standard that is not standardized. *Geotechnique*, 20(2): 185-192.
- Ishihara, K., 1996. Soil behaviour in earthquake geotechnics. Clarendon Press.
- Jafari, M.K., Shafiee, A. y Razmkhah, A., 2002. Dynamic properties of fine grained soils in south of Tehran. *Journal of Seismology and Earthquake Engineering*, 4(1): 25.
- Jones, D. y Harvey, J.T., 2005. Relationship between DCP, Stiffness, Shear Strength, and R-value. Institute of Transportation Studies.
- Jung, J.-S., Sim, Y., Park, J.-B. y Park, Y.-B., 2012. A Comparative Study on Borehole Seismic Test Methods for Site Classification. *LHI Journal of Land, Housing, and Urban Affairs*, 3(4): 389-397.
- Kalantary, F., Ardalan, H. y Nariman-Zadeh, N., 2009. An investigation on the S_u-N_{SPT} correlation using GMDH type neural networks and genetic algorithms. *Engineering Geology*, 104(1): 144-155.
- Kianirad, E., 2011. Development and testing of a portable in-situ near-surface soil characterization system, NORTHEASTERN UNIVERSITY.
- Kinney, A.B., 2003. The Annals of the Bamboo books, Traditions of Exemplary Women. University of Virginia, The Institute for Advanced Technology in the Humanities.

- Kishida, T. y Tsai, C.-C., 2016. Prediction Model of Shear Wave Velocity by Using SPT Blow Counts Based on the Conditional Probability Framework. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*.
- Kline, S.J., 1965. *Similitude and Approximation Theory*. McGraw-Hill.
- Knott, C.G., 1899. III. Reflexion and refraction of elastic waves, with seismological applications. *The London, Edinburgh, and Dublin Philosophical Magazine and Journal of Science*, 48(290): 64-97.
- Kovacs, W., Yokel, F., Salomone, L. y Holtz, R., 1984. Liquefaction potential and the international SPT, *Proceedings of the Eighth World Conference on Earthquake Engineering*, pp. 263-268.
- Kovacs, W.D. y Salomone, L.A., 1982. SPT hammer energy measurement. *J. Geotech. Eng. Div., Am. Soc. Civ. Eng.*, 108.
- Koza, J.R., 1994. Introduction to genetic programming. *Advances in genetic programming*, 1: 21-45.
- Kramer, S.L., 2013. *Geotechnical earthquake engineering*. Pearson Education.
- Kulhawy, F.H. y Mayne, P.W., 1990. *Manual on estimating soil properties for foundation design*. EPRI EL-6800, Geotechnical Engineering Group. Cornell University Ithaca, New York.
- Kuneš, J., 2012. *Similarity and Modeling in Science and Engineering*. Cambridge International Science Publishing Limited.
- Lacroix, Y. y Horn, H., 1973. Direct determination and indirect evaluation of relative density and its use on earthwork construction projects, *Evaluation of Relative Density and its Role in Geotechnical Projects Involving Cohesionless Soils*. ASTM International.
- Langhaar, H.L., 1951. *Dimensional analysis and theory of models*. John Wiley and Sons, Inc.
- Lau, K., 2000. *A review of downhole geophysical methods for ground investigation*. The Government of The Hong Kong Special Administrative Region Geotechnical Engineering Office, Civil Engineering Department.

- Leoni, A.J., 2015. Parametrización de suelos. Universidad Nacional de La Plata, Argentina.
- Lizuaín, A., Leanza, H.A. y Panza, J.L., 1997. Mapa geológico de la República Argentina Escala 1:2.500.000. Servicio Geológico Minero Argentino. Instituto de Geología y Recursos Minerales.
- Luna, R. y Jadi, H., 2000. Determination of dynamic soil properties using geophysical methods, First International Conference on the Application of Geophysical and NDT Methodologies to Transportation Facilities and Infrastructure, St. Louis, MO.
- Luo, X., Salgado, R. y Altschaeffl, A., 1998. Dynamic cone penetration test to assess the mechanical properties of the subgrade soil.
- MacLeamy, P., 2004. The future of the building industry: The effort curve. HOK Network.
- Maraschini, M., Ernst, F., Foti, S. y Socco, L.V., 2010. A new misfit function for multimodal inversion of surface waves. *Geophysics*, 75(4): G31-G43.
- Marchetti, S., Monaco, P., Totani, G. y Marchetti, D., 2008. In situ tests by seismic dilatometer (SDMT), From research to practice in geotechnical engineering, pp. 292-311.
- Martin, G.K. y Mayne, P.W., 1997. Seismic flat dilatometer tests in Connecticut valley varved clay.
- Martínez Amador, H., Motolinía García, O., Castro Rodríguez, M.G., Aranda Osorio, J.N., Zárate Barradas, R. y Salinas Rodríguez, J.M., 2000. Juchitán-E15-10 D15-1, Carta Geológico-Minera Escala 1:250.000. Servicio Geológico Mexicano, Mexico.
- Marto, A., Tan, C.S. y Leong, T.K., 2013. Universal Correlation of Shear Wave Velocity and Standard Penetration Resistance.
- Massarsch, K., 2014. Cone penetration testing—a historic perspective, Proceedings 3rd international symposium on cone penetration testing. Las Vegas, Nevada, USA, pp. 13-14.
- Mayne, P., 2013. Updating our geotechnical curricula via a balanced approach of in-situ, laboratory, and geophysical testing of soil, Proceedings, 61st Annual Geotechnical Conference, pp. 65-86.

- Mayne, P. y Kemper Jr, J., 1988. Profiling OCR in stiff clays by CPT and SPT. *ASTM Geotechnical Testing Journal*, 11(2).
- Mayne, P.W., Christopher, B.R. y DeJong, J., 2001. *Manual on Subsurface Investigations*. National Highway Institute Publication No, FHWA NHI-01-031, Federal Highway Administration, Washington, DC.
- Mayne, P.W., Schneider, J.A. y Martin, G., 1999. Small-and large-strain soil properties from seismic flat dilatometer tests, *Proc. 2nd Int. Symp. on Pre-Failure Deformation Characteristics of Geomaterials*, pp. 419-427.
- Melanie, M., 1999. *An introduction to genetic algorithms*. Cambridge, Massachusetts London, England, Fifth printing, 3: 62-75.
- Mena, U. y Pérez, L.E., 2015. *Manual de Diseño de Obras Civiles - Diseño por Sismo*, México.
- Menardi, R.L., 2003. *Determinación in situ de propiedades ingenieriles de los suelos y su relación con el ensayo normal de penetración*. Universidad Tecnológica Nacional. Buenos Aires. Septiembre 2003.
- Milsom, J. y Eriksen, A., 2011. *Field geophysics*, 36. John Wiley & Sons.
- Ministerio de Fomento, 2008. *Norma de Construcción Sismorresistente: Puentes (NCSP-07)*. Centro de Publicaciones. Secretaría General Técnica. Ministerio de Fomento.
- Mohr, H.A., 1966. Discussion of Standard Penetration Test: Its uses and abuses, by G.F.A. Fletcher. *Journal Soil Mechanics Foundations Division, ASCE*, 92(SM1): 196-199.
- Monnet, J., 2015. *In Situ Tests in Geotechnical Engineering*. John Wiley & Sons.
- Moretto, O., 1967. Minimum requirements for a subsoil investigation for foundation purposes, *Symp. on site investigation for foundation*, Cen. Buil. Res. Inst., Roorkee, India, pp. 120-136.
- Muir Wood, D., 2003. *Geotechnical Modelling*. Taylor & Francis.
- Nagaraj, T., 1993. *Principles of testing soils, rocks and concrete*, 66. Elsevier.

- Nakamura, A., Tanaka, H. y Fukasawa, T., 2009. Applicability of T-bar and ball penetration tests to soft clayey grounds. *Soils and foundations*, 49(5): 729-738.
- Nayeri, G.D., Nayeri, D.D. y Barkhordari, K., 2013. A new statistical correlation between shear wave velocity and penetration resistance of soils using genetic programming. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering K*, 18: 2071-2078.
- Nazarian, S. y Stokoe, K., 1984. In situ shear wave velocities from spectral analysis of surface waves.
- Newton, I., 1686. *Philosophiae Naturalis Principia Mathematica* Trans. University of California Press, Berkeley, CA (1962).
- Nigbor, R.L. e Imai, T., 1994. The suspension PS velocity logging method, Proc. XIII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp. 5-10.
- Novotny, O., 1999. *Seismic surface waves*. Bahia, Salvador: Instituto de Geociencias.
- Ogura, K., 1979. The development of suspension type S—Wave log system. Technical Note TN-34, OYO corporation, Tokyo, Japan.
- Ohsaki, Y. e Iwasaki, R., 1973. On dynamic shear moduli and Poisson's ratios of soil deposits. *Soils and Foundations*, 13(4): 61-73.
- Ohta, Y. y Goto, N., 1978. Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 6(2): 167-187.
- Okada, H. y Suto, K., 2003. *The microtremor survey method*. Society of Exploration Geophysicists.
- Olsson, J., 1915. *Banlära. Järnvägars byggnad och underhåll (Railway construction rules. Construction and maintenance of railways)*. Swedish Railways. Stockholm (2 volumes).
- Orense, R., Mirjafari, Y. y Suemasa, N., 2014. Geotechnical site characterisation using Screw Driving Sounding method. *Soil Liquefaction during Recent Large-Scale Earthquakes*: 13.
- Ortiz-Palacio, S., 2013. *Sísmica de Refracción. Apuntes de Trabajo Geológico de Campo*. Universidad de Burgos.

- Ortiz-Palacio, S., Ibáñez, S., López-Ausín, V. y Porres, J., 2015. Earthquake Vulnerability and the State-of-the-Art of Hybrid Structural Reinforcement and Soil Improvement Methods for Non-Engineered Structures.
- Palacios, J., 1956. Análisis dimensional. Espasa-Calpe Madrid.
- Palmer, D., 1980. The generalized reciprocal method of seismic refraction interpretation. Society of Exploration Geophysicists.
- Palmer, D., 2009. Exploiting lateral resolution of near-surface seismic refraction methods. *Journal of Earth Science*, 20(3): 526-545.
- Palladio, A., 2008. Los cuatro libros de la arquitectura. Ediciones Akal.
- Parasnis, D.S., 1997. Principles of applied geophysics. Chapman & Hall.
- Park, C.B., Miller, R.D. y Miura, H., 2002a. Optimum field parameters of an MASW survey. SEG Technical Program Expanded Abstracts 2002. Society of Exploration Geophysicists. Tokyo, Japan.
- Park, C.B., Miller, R.D. y Xia, J., 1998. Imaging dispersion curves of surface waves on multi-channel record. SEG Technical Program Expanded Abstracts 1998. Society of Exploration Geophysicists, pp. 1377-1380. Tokyo, Japan.
- Park, C.B., Miller, R.D. y Xia, J., 1999. Multichannel analysis of surface waves. *Geophysics*, 64(3): 800-808.
- Park, C.B., Miller, R.D., Xia, J. e Ivanov, J., 2007. Multichannel analysis of surface waves (MASW)—active and passive methods. *The Leading Edge*, 26(1): 60-64.
- Park, C.B., Ryden, N., Westerhoff, R. y Miller, R.D., 2002b. Lamb waves observed during MASW surveys, SEG Technical Program Expanded Abstracts 2002. Society of Exploration Geophysicists, pp. 1400-1403.
- Peck, R.B., Hanson, W.E. y Thornburn, T.H., 1953. Foundation Engineering. John Wiley & Sons, New York.
- Pérez-Santesteban, I., Muñoz Martín, A., Carbó Gorosabel, A. y Ruiz Fonticiella, J.M., 2012. Correlaciones empíricas entre la velocidad de propagación de las ondas S (Vs) y otros parámetros geotécnicos para los suelos de Madrid, 7ª Asamblea Hispano-Portuguesa de Geodesia y Geofísica, San Sebastián.

- Qiu, T. y Fox, P., 2008. Effective Soil Density for Small Strain Shear Wave Propagation, *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics IV*, pp. 1-9.
- Rausche, F., Goble, G. y Likins, G., 1992. Investigation of dynamic soil resistance on piles using GRLWEAP, *Proceedings of the Fourth International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles*, pp. 137-142.
- Rechenberg, E., 1973. *Optimierung technischer Systeme nach Prinzipien der biologischen Evolution*. Frommann-Holzboog Verlag, Stuttgart.
- Rechenberg, I., 1965. Cybernetic solution path of an experimental problem. Royal Aircraft Establishment, Farnborough p. Library Translation 1122.
- Reddy, P., 2012. Historical development of seismic imaging technique—an overview. *Journal of the Indian Geophysical Union*, 16: 71-86.
- Reitherman, R.K., 2012. *Earthquakes and engineers: an international history*. American Society of Civil Engineers.
- Restrepo, V., Rodriguez, J. y Nicolas, E., 2012. Measurements of energy and dynamic force using instrumented SPT in a soil profile and wavepropagation analysis, *Geotechnical and Geophysical Site Characterization 4*. CRC Press, pp. 319-327.
- Reynolds, J.M., 2011. *An Introduction to Applied and Environmental Geophysics*. Wiley.
- Reynolds, O., 1883. An experimental investigation of the circumstances which determine whether the motion of water shall be direct or sinuous, and of the law of resistance in parallel channels. *Proceedings of the royal society of London*, 35(224-226): 84-99.
- Richart, F.E., Hall, J.R. y Woods, R.D., 1970. *Vibrations of soils and foundations*. Prentice-Hall.
- Riggs, C.O., 1986. North American standard penetration test practice: an essay, *Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering*:. ASCE, pp. 949-967.
- Robertson, P., Woeller, D. y Finn, W., 1992. Seismic cone penetration test for evaluating liquefaction potential under cyclic loading. *Canadian Geotechnical Journal*, 29(4): 686-695.
- Robertson, P.K., 1986. In situ testing and its application to foundation engineering. *Canadian Geotechnical Journal*, 23(4): 573-594.

- Rogers, J.D., 2006. Subsurface exploration using the standard penetration test and the cone penetrometer test. *Environmental & Engineering Geoscience*, 12(2): 161-179.
- Rogers, J.D., 2009. Gow, Mohr, Terzaghi, and the origins of the Standard Penetration Test, Joint Meeting of the Association of Environmental & Engineering Geologists and the American Society of Civil Engineers. Missouri University of Science and Technology, Chicago.
- Sanglerat, G., 1972. The penetrometer and soil exploration: Interpretation of penetration diagrams - theory and practice. Elsevier Pub. Co.
- Scala, A., 1956. Simple methods of flexible pavement design using cone penetrometers. *New Zealand Engineering*, 11(2): 34.
- Schmertmann, J., 1978. Use the SPT to measure dynamic soil properties?—yes, but..!, *Dynamic Geotechnical Testing*. ASTM International.
- Schmertmann, J.H. y Palacios, A., 1979. Energy dynamics of SPT. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 105(8): 909-926.
- Schuster, G.T. y Quintus-Bosz, A., 1993. Wavepath eikonal travelttime inversion: Theory. *Geophysics*, 58(9): 1314-1323.
- Schwab, F. y Knopoff, L., 1972. Fast surface wave and free mode computations. *Methods in computational physics*, 11: 87-180.
- Schwenk, J.T., Miller, R.D., Ivanov, J., Sloan, S.D. y McKenna, J.R., 2012. Joint shear-wave analysis using MASW and refraction travelttime tomography, *Symposium on the Application of Geophysics to Engineering and Environmental Problems 2012*. Society of Exploration Geophysicists, pp. 197-206.
- Seed, H.B., Idriss, I. y Arango, I., 1983. Evaluation of liquefaction potential using field performance data. *Journal of Geotechnical Engineering*, 109(3): 458-482.
- Seisa, H., 2012. Credibility of the Optimum XY Spacing of the Generalized Reciprocal Method in Interpretation of Shallow Refraction Seismic Data, *Symposium on the Application of Geophysics to Engineering and Environmental Problems 2012*. Society of Exploration Geophysicists, pp. 237-237.
- Shahien, M.M. y Farouk, A., 2012. Correlation between compressibility of gravely deposits and dynamic cone penetration tests. *3rd International Conference on*

- New Developments in Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Near East University, Nicosia, North Cyprus.
- Shearer, P.M., 2009. Introduction to seismology. Cambridge University Press.
- Shedlock, K.M., Pakiser, L.C. y Survey, G., 1995. Earthquakes. U.S. Department of the Interior, U.S. Geological Survey.
- Sheehan, J.R., Doll, W.E. y Mandell, W.A., 2005. An evaluation of methods and available software for seismic refraction tomography analysis. *Journal of Environmental & Engineering Geophysics*, 10(1): 21-34.
- Sheriff, R.E. y Geldart, L.P., 1995. Exploration seismology. Cambridge university press.
- Shields Harper & Co., 2017. Titanic Change for the Petroleum Industry.
- Shirgiri, N., 2014. Correlation between geotechnical and geophysical properties of soil. University of Birmingham.
- Shooshpasha, I., Mola-Abasi, H., Jamalian, A., Dikmen, Ü. y Salahi, M., 2013. Validation and Application of Empirical Shear Wave Velocity Models based on Standard Penetration Test.
- Sirles, P.C. y Viksne, A., 1990. Site-Specific Shear Wave Velocity Determinations for Geotechnical Engineering Applications, *Geotechnical an Environmental Geophysics: Volume III: Geotechnical*. Society of Exploration Geophysicists, pp. 121-132.
- Sivrikaya, O. y Toğrol, E., 2006. Determination of undrained strength of fine-grained soils by means of SPT and its application in Turkey. *Engineering geology*, 86(1): 52-69.
- Skempton, A., 1986. Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation. *Geotechnique*, 36(3): 425-447.
- Smith, E., 1960. Pile-Driving Analysis by the Wave Equation. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 127(1): 1145-1170.
- Socco, L.V., Foti, S. y Boiero, D., 2010. Surface-wave analysis for building near-surface velocity models—Established approaches and new perspectives. *Geophysics*, 75(5): 75A83-75A102.

- Sonin, A.A., 2001. The physical basis of dimensional analysis, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, MA, 56 pp.
- Stefanoff, G., Sanglerat, G., Bergdahl, U. y Melzer, K., 1990. Dynamic probing: international reference test procedure. Proc 1st International Symposium on Penetration Testing, ISOPT-1, Orlando, 20–24 March 1988V1, P53–70. Balkema, Rotterdam.
- Stephenson, F.R., 1997. Historical Eclipses and Earth's Rotation. Historical Eclipses and Earth's Rotation, by F. Richard Stephenson, pp. 573. Cambridge University Press.
- Stokoe, K.H., Wright, S., Bay, J. y Roesset, J., 1994. Characterization of geotechnical sites by SASW method. Geophysical characterization of sites: 15-25.
- Stroud, M.A., 1974. The Standard Penetration Test in insensitive clays an soft rocks, Proceedings of the 1st European Symposium on Penetration Testing, Stockholm, Sweden, pp. 367-375.
- Strukel, M., 1895. Der grundbau, dargestellt auf grundlage einer systematisch geordneten sammlung zahlreicher anschaulicher beispiele aus der praxis. W. Hagelstam.
- Sully, J. y Campanella, R., 1992. In situ shear wave velocity determination using seismic cone penetrometer for evaluating soil anisotropy, Earthquake Engineering, Proceedings of the Tenth World Conference', Balkema, Rotterdam.
- Sun, C.G., Cho, C.S., Son, M. y Shin, J.S., 2013. Correlations Between Shear Wave Velocity and In-Situ Penetration Test Results for Korean Soil Deposits. Pure and Applied Geophysics, 170(3): 271-281.
- Sy, A., 1993. Energy measurements and correlations of the Standard penetration test (SPT) and the Becker penetration test (BPT), University of British Columbia.
- Sykora, D.E. y Stokoe, K.H., 1983. Correlations of in-situ measurements in sands of shear wave velocity. Soil Dynamics and Earthquake Engineering (20): 125–136.
- Sykora, D.W., 1987. Creation of a data base of seismic shear wave velocities for correlation analysis. US Army Engineer Waterways Experiment Station.
- Takahashi, T., Takeuchi, T. y Sassa, K., 2006. ISRM suggested methods for borehole geophysics in rock engineering. International journal of rock mechanics and mining sciences, 43(3): 337-368.

- Tanaka, K., Inoue, S. y Ogura, K., 1987. Development of a Suspension PS Logging systems seismic source for hard ground. *Geophysics*, 52(3): 381-381.
- Tanaka, T., Suemasa, N., Ikegame, A. y Yamato, S., 2012. Classification of strata using screwdriver sounding test, The Twenty-second International Offshore and Polar Engineering Conference. International Society of Offshore and Polar Engineers.
- Tarawneh, B., 2014. Correlation of standard and cone penetration tests for sandy and silty sand to sandy silt soil. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 19: 6717-6727.
- Tarrant, L.H., 1956. A rapid method of determining the form of a seismic refractor from line profile results. *Geophysical Prospecting*, 4(2): 131-139.
- Telford, W.W.M., Telford, W.M., Geldart, L.P. y Sheriff, R.E., 1990. *Applied Geophysics*. Cambridge University Press.
- Terzaghi, K., 1947. Recent trends in subsoil exploration. Proc. 7th ConJ Soil Mech. Foundation Engng, Texas.
- Terzaghi, K. y Peck, R.B., 1948. *Soil Mechanics in Engineering Practice* (1st Edition). John Wiley & Sons, New York.
- Terzaghi, K. y Peck, R.B., 1967. *Soil mechanics in engineering practice*. Wiley.
- Thaker, T.P. y Rao, K.S., 2011. Development of statistical correlations between shear wave velocity and penetration resistance using MASW technique, 2011 Pan-Am CGS Geotechnical Conference, Toronto, Ontario, Canada.
- Thomson, W.T., 1950. Transmission of elastic waves through a stratified solid medium. *Journal of applied Physics*, 21(2): 89-93.
- Timoshenko, S.P. y Goodier, J., 1951. *Theory of elasticity*. McGraw-Hill Book Company.
- Totani, G., Monaco, P., Marchetti, S. y Marchetti, D., 2009. VS measurements by seismic dilatometer (SDMT) in non-penetrable soils, Proc. 17th Int. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Alexandria, pp. 977-980.
- Towhata, I., 2008. *Geotechnical Earthquake Engineering*. Springer Berlin Heidelberg.
- Trifunac, M.D., 2009. 75th anniversary of strong motion observation—A historical review. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 29(4): 591-606.

- Triola, M.F., 2011. Elementary statistics. Technology update. Pearson Higher Ed.
- Tsai, C. y Kishida, T., 2015. Unified Correlation between SPT-N and Shear Wave Velocity for all Soil Types, 6th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Christchurch, New Zealand.
- Tsang, K.-M., 2004. Relationship between P-wave velocity & SPT N values and application to assessment of excavatability of terrain. HKU Theses Online (HKUTO).
- Tsiambaos, G. y Sabatakakis, N., 2011. Empirical estimation of shear wave velocity from in situ tests on soil formations in Greece. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 70(2): 291-297.
- Tsukamoto, Y., Ishihara, K. y Sawada, S., 2004. Correlation between penetration resistance of Swedish weight sounding tests and SPT blow counts in sandy soils. *Soils and Foundations*, 44(3): 13-24.
- Ulugergerli, E.U. y Uyanik, O., 2007. Statistical correlations between seismic wave velocities and SPT blow counts and the relative density of soils. *Journal of Testing and Evaluation*, 35(2): 187-191.
- US Army Corps of Engineers, 2001. Geotechnical Investigations. USACE Publications, Washington, DC.
- US Department of Agriculture. Natural Resources Conservation Service, 2012. Chapter 11. Cone Penetrometer, Part 61 Geology. National Engineering Handbook.
- Viksne, A., 1976. Evaluation of In Situ Shear Wave Velocity Measurement Techniques. Report REC-ERC-76-6 April 1976. 40 p, 30 fig, 29 ref.
- Villaverde, R., 2009. Fundamental concepts of earthquake engineering. CRC Press, Boca Raton, FL.
- Wair, B.R., DeJong, J.T. y Shantz, T., 2012. Guidelines for estimation of shear wave velocity profiles. Report No. 2012/08. Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- Wang, Q., 2014. Geoscience. In: A History of Chinese Science and Technology. Springer Berlin Heidelberg.

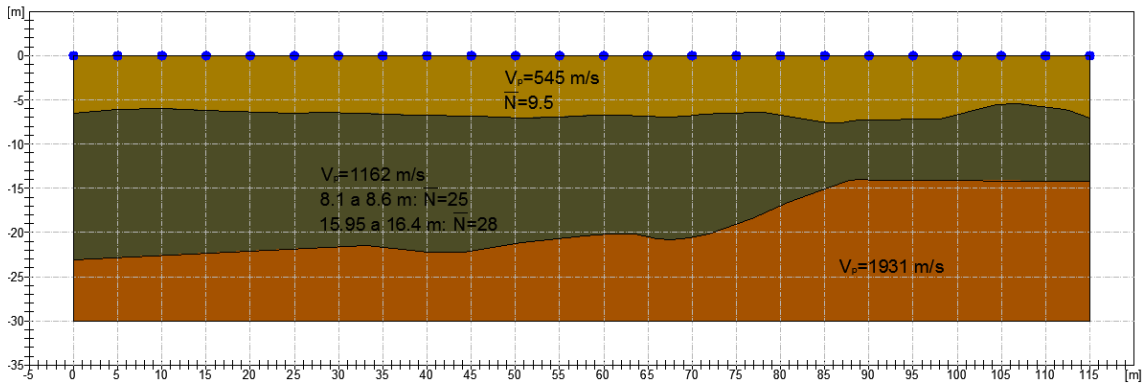
- Wightman, W.E., 2004. Application of Geophysical Methods to Highway Related Problems. United States. Central Federal Lands Highway Division
- Wyrobek, S., 1956. Application of delay and intercept times in the interpretation of multilayer refraction time distance curves. *Geophysical Prospecting*, 4(2): 112-130.
- Xia, J., Miller, R.D. y Park, C.B., 1999. Estimation of near-surface shear-wave velocity by inversion of Rayleigh waves. *Geophysics*, 64(3).
- Xia, Z., Zhang, X., Chu, X. y Zhang, J., 2010. Discovery and significance of buried paleoearthquake of the early Shang Dynasty (1260–1520 BC) in Xuecun, Xingyang, Henan Province, China. *Chinese Science Bulletin*, 55(12): 1186-1192.
- Yordkayhun, S., Sujitapan, C. y Chalermyanont, T., 2014. Joint analysis of shear wave velocity from SH-wave refraction and MASW techniques for SPT-N estimation. *Songklanakarin J. Sci. Technol*, 36: 333-44.
- Zhang, J. y Toksöz, M.N., 1998. Nonlinear refraction travelttime tomography. *Geophysics*, 63(5): 1726-1737.

**ANEXO A: PERFILES DE SÍSMICA DE REFRACCIÓN Y DE
ANÁLISIS MULTICANAL DE ONDAS SUPERFICIALES
(MASW)**

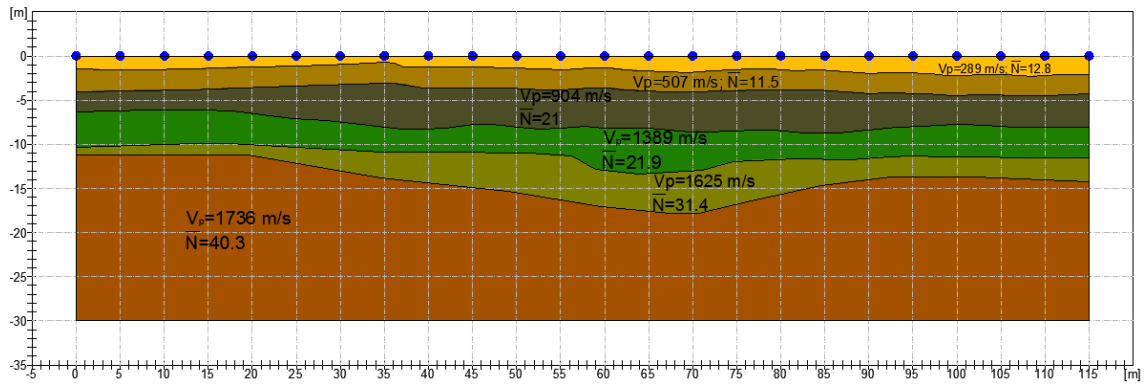
FASE I:

I-1: PERFILES DE SÍSMICA DE REFRACCIÓN Y SPT DE CADA ESTRATO EN JUCHITÁN DE ZARAGOZA (OAXACA, MÉXICO)

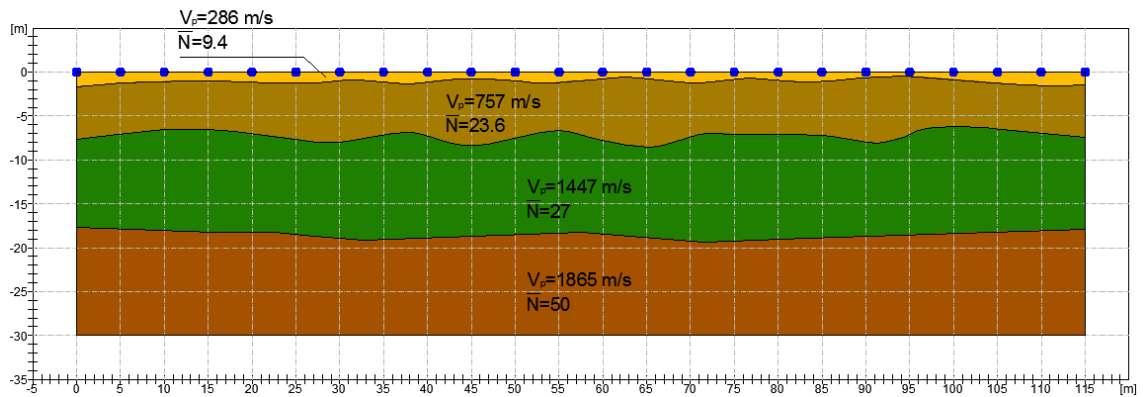
PERFIL M01



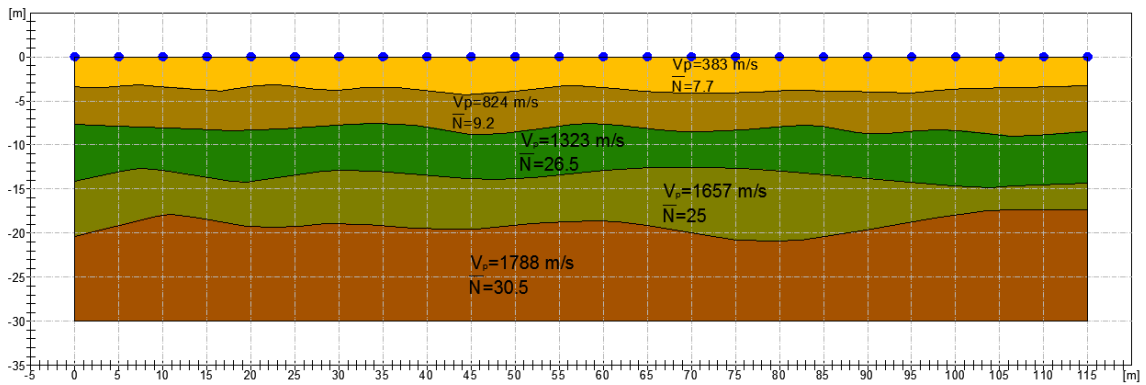
PERFIL M02



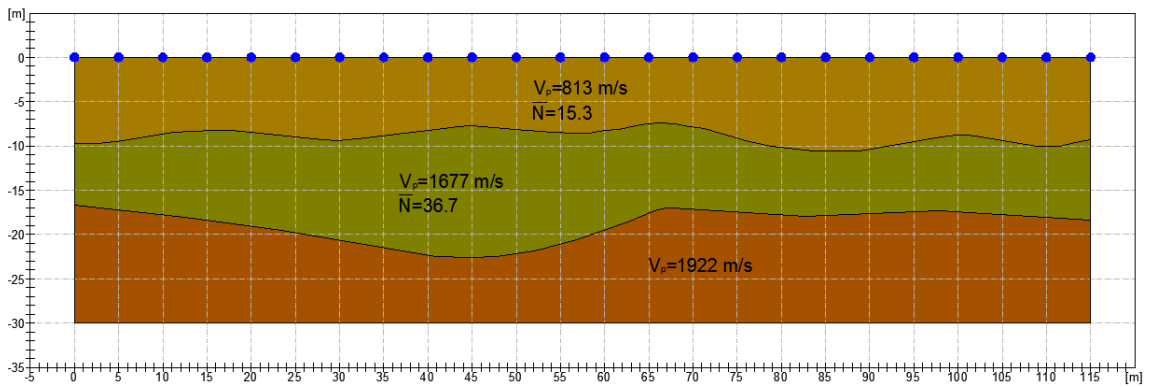
PERFIL M03



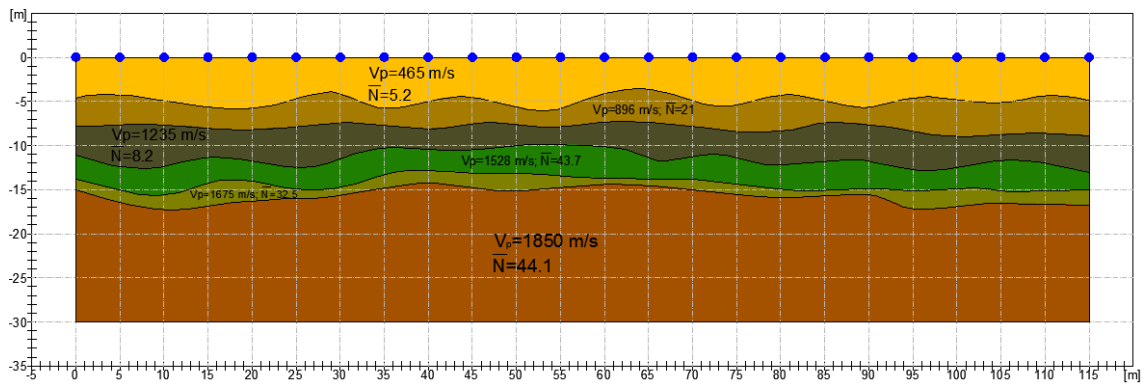
PERFIL M04



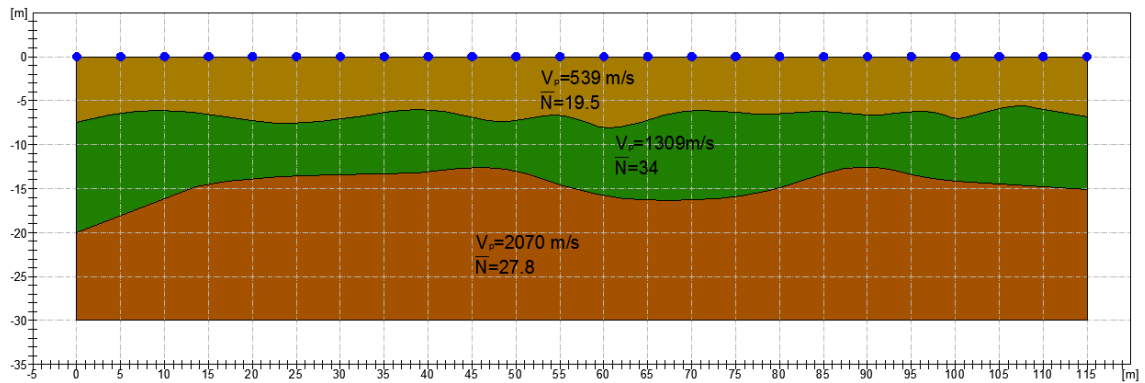
PERFIL M05



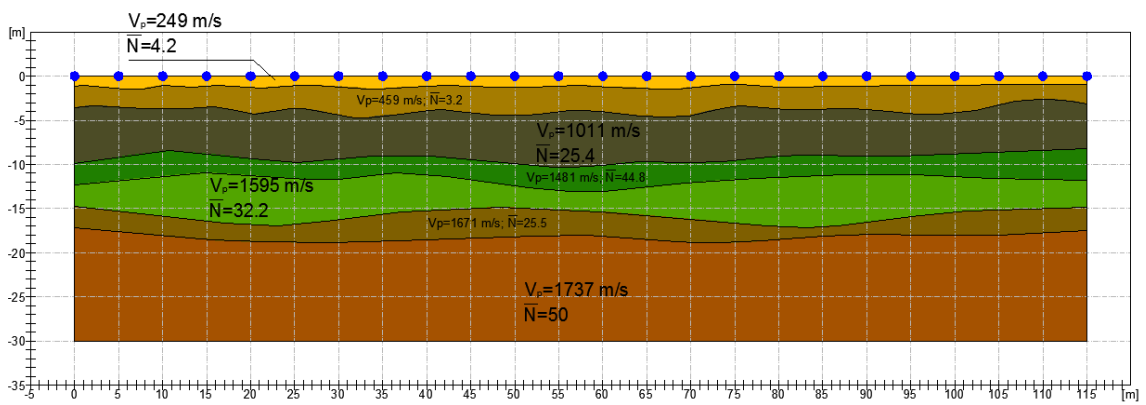
PERFIL M06



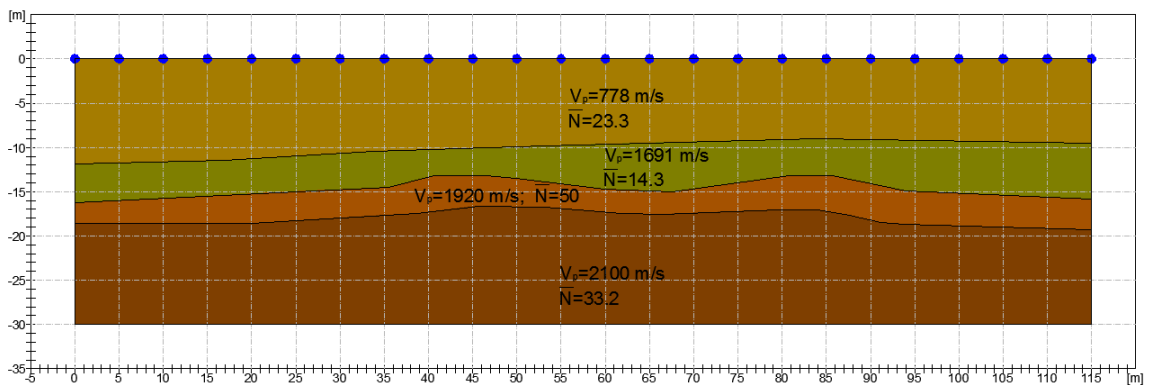
PERFIL M07



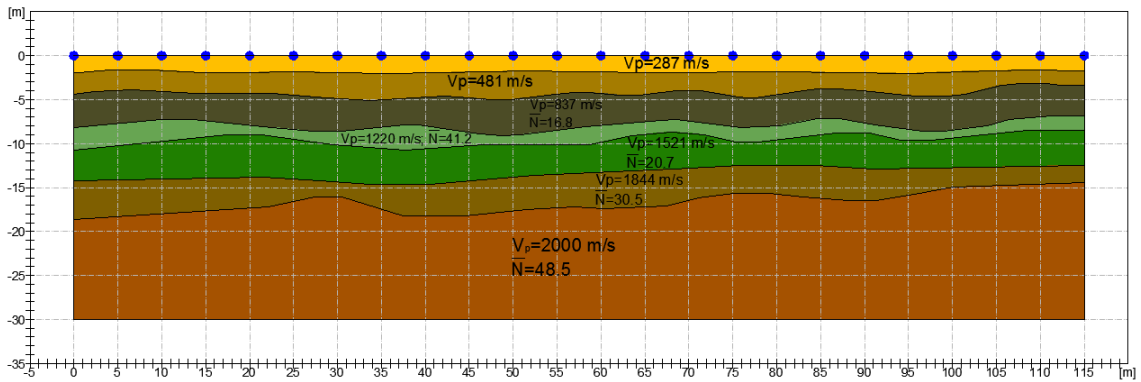
PERFIL M08



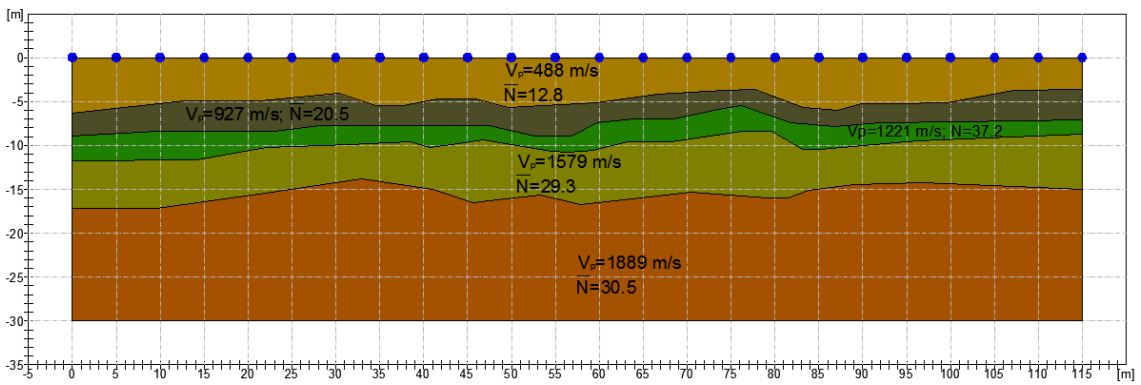
PERFIL M09



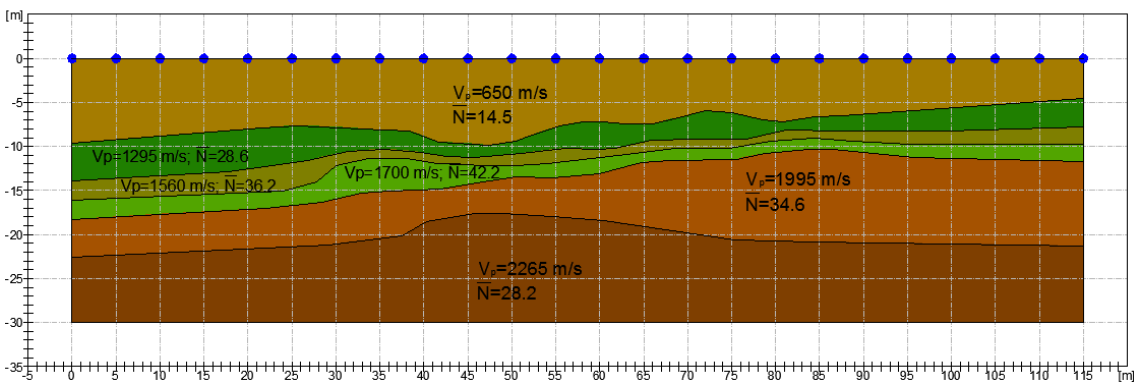
PERFIL M10



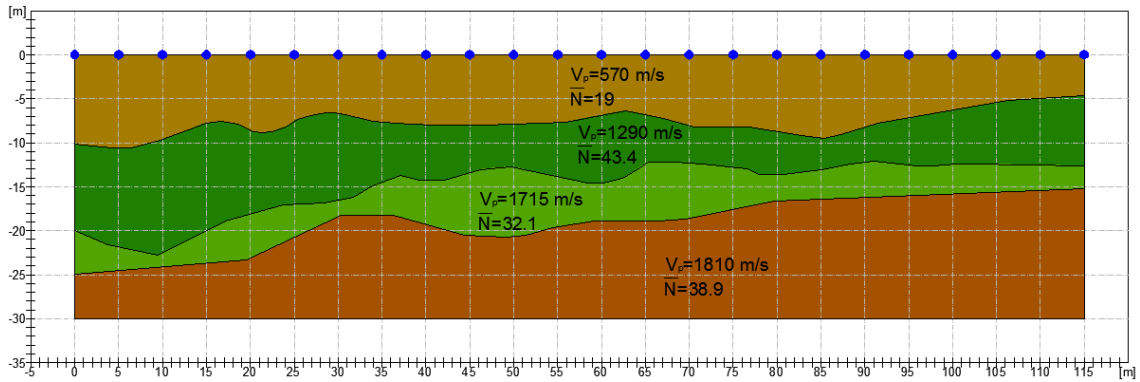
PERFIL M11



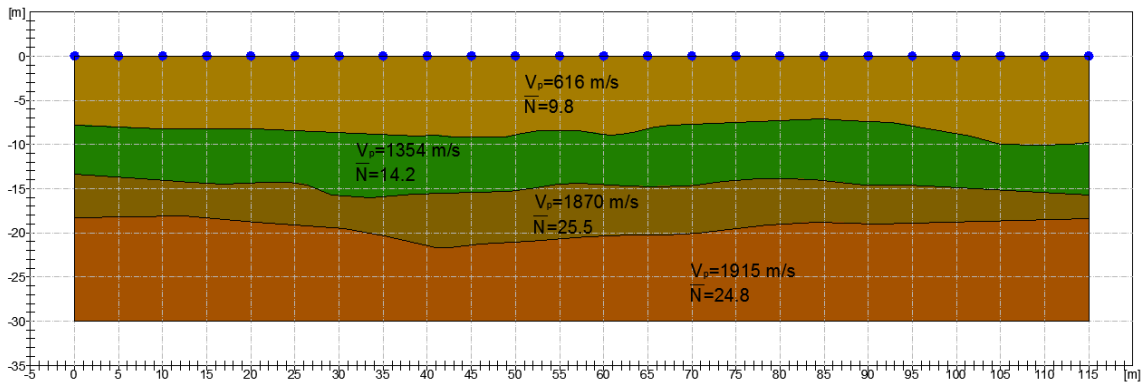
PERFIL M12



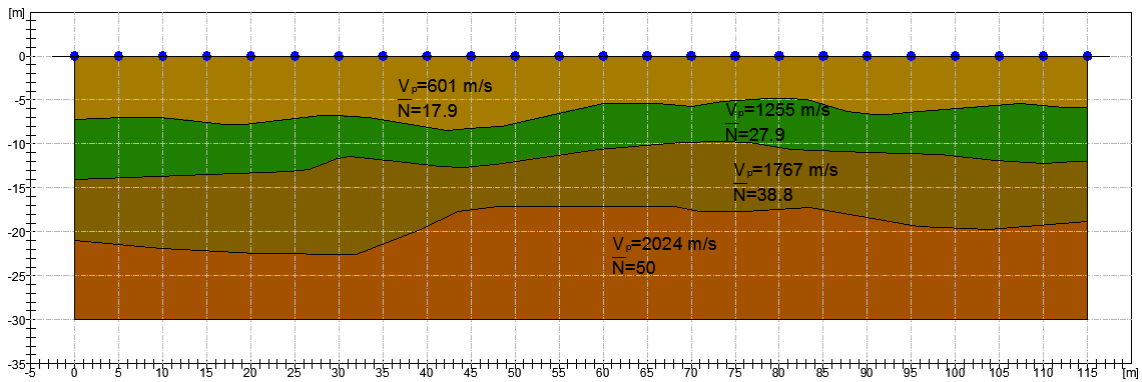
PERFIL M13



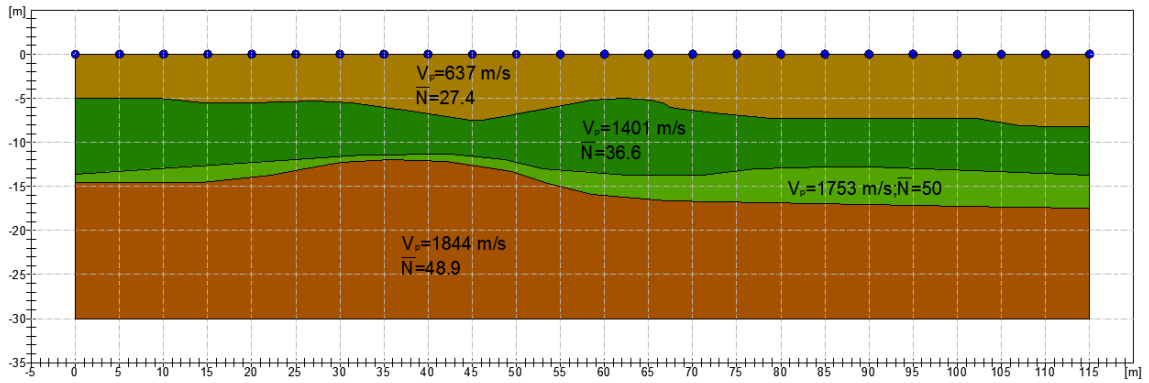
PERFIL M14



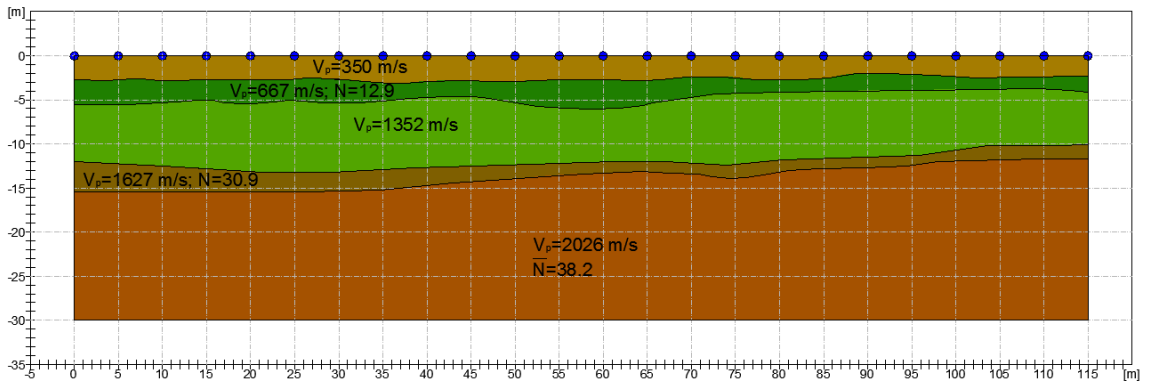
PERFIL M15



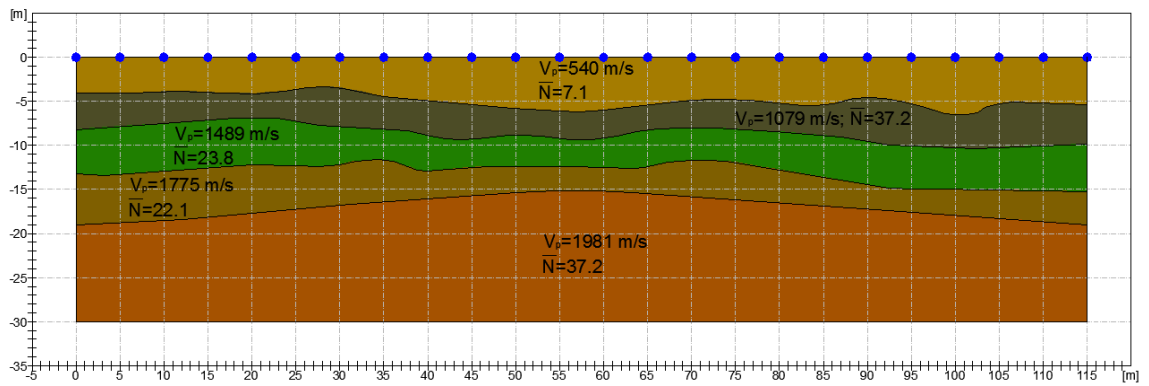
PERFIL M16



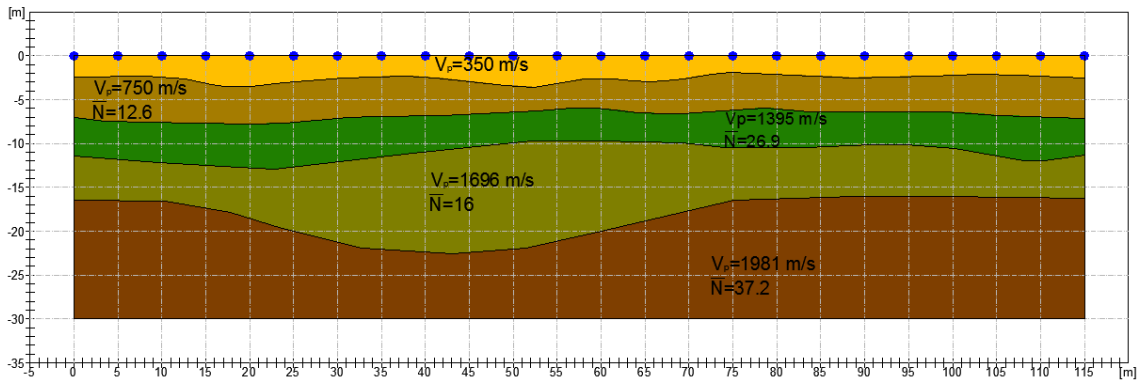
PERFIL M17



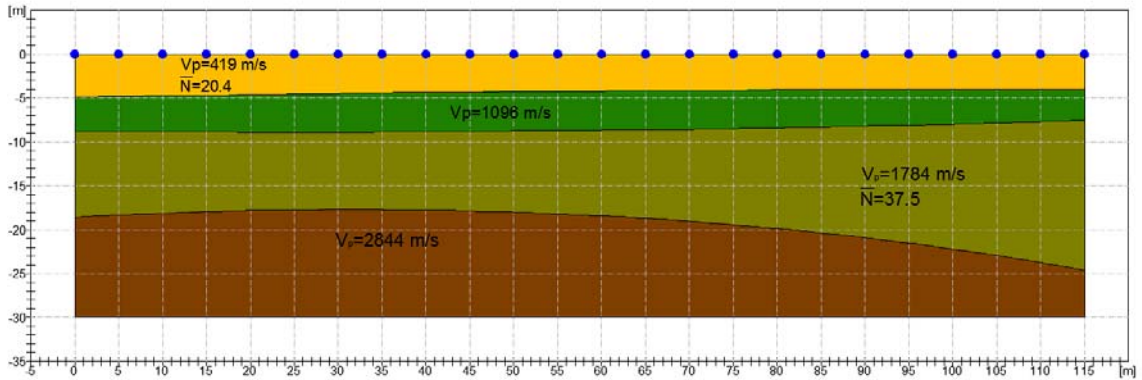
PERFIL M18



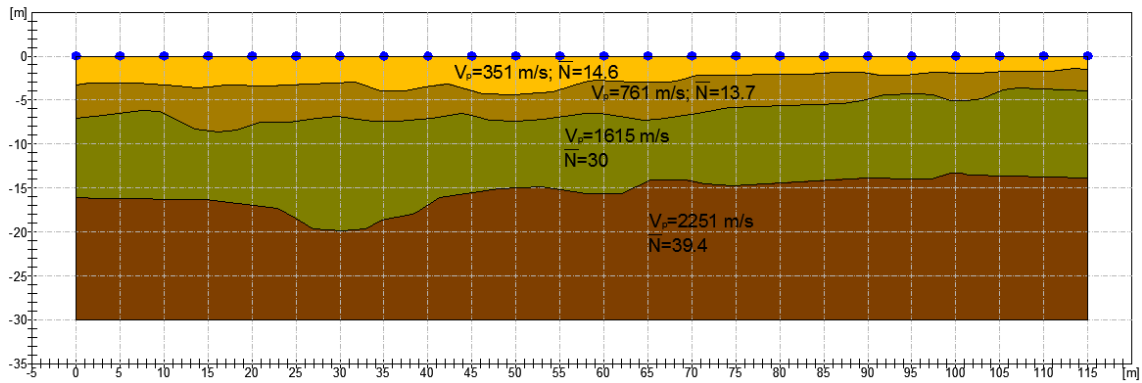
PERFIL M19



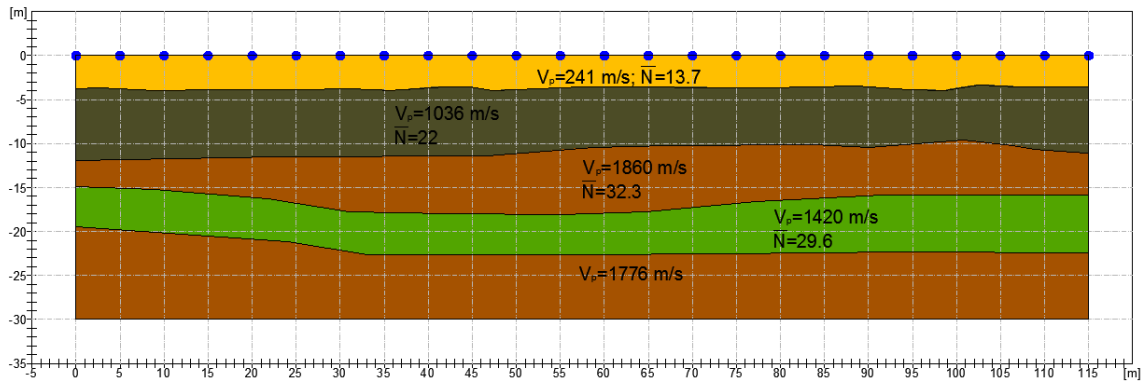
PERFIL M20



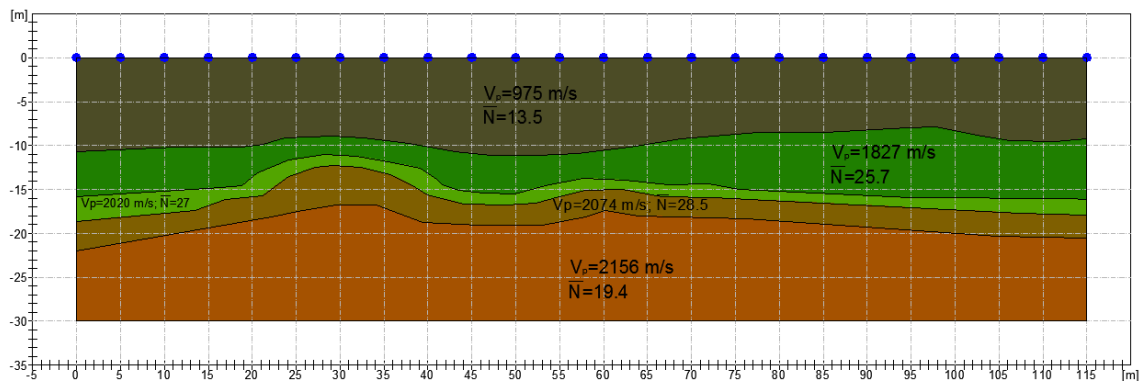
PERFIL M21



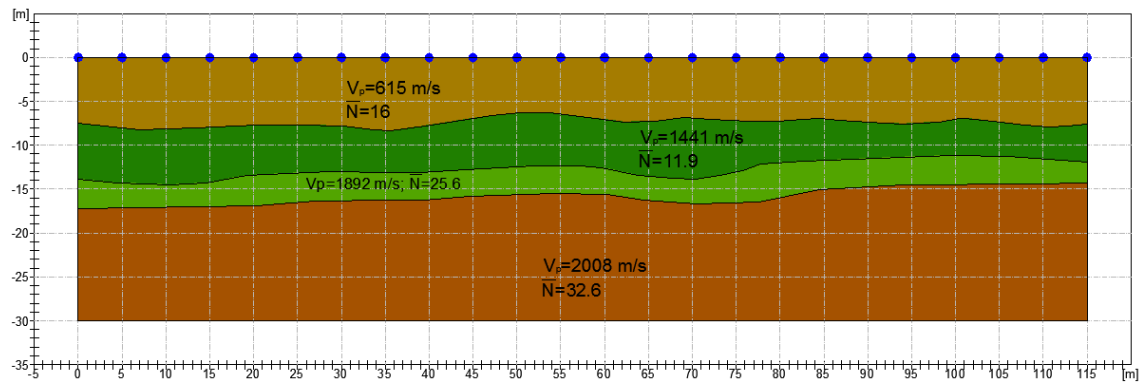
PERFIL M22



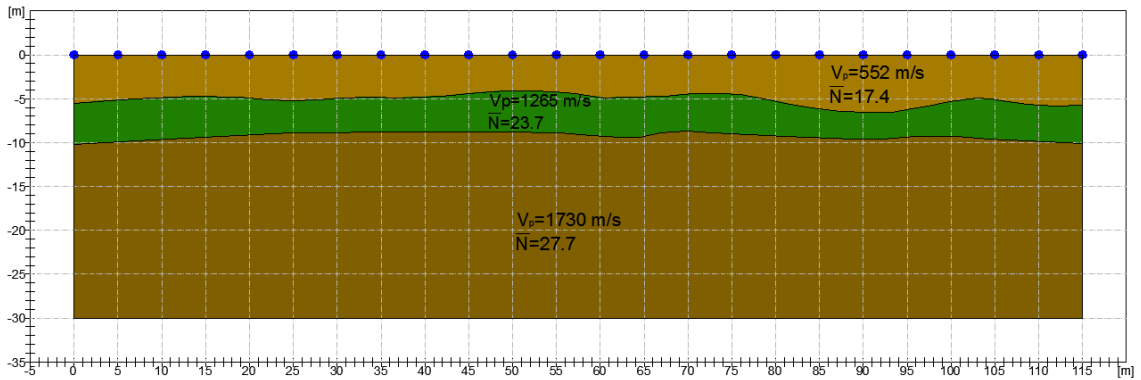
PERFIL M23



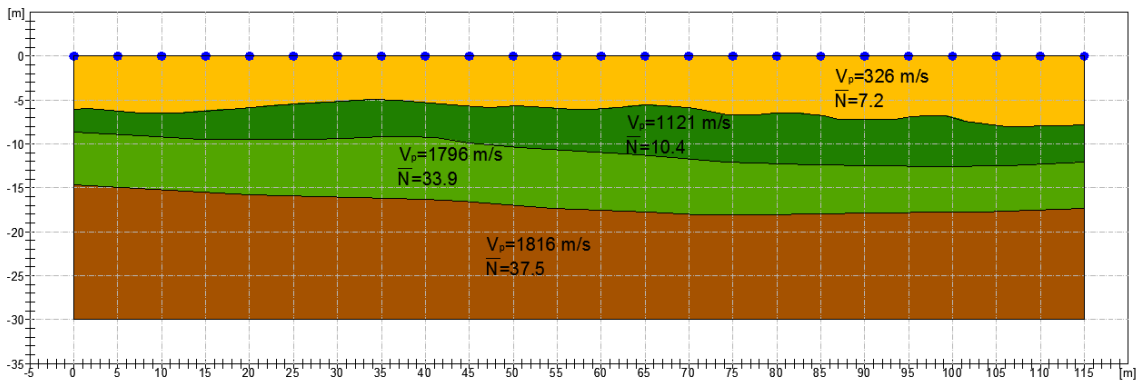
PERFIL M24



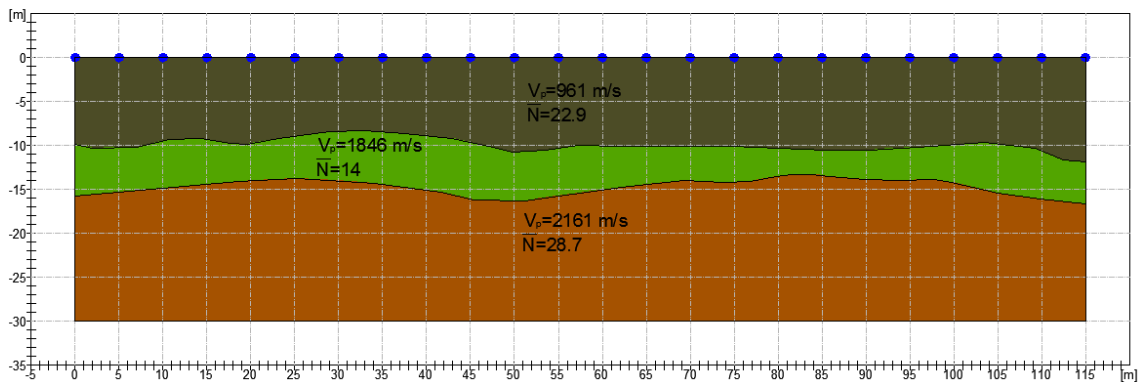
PERFIL M25



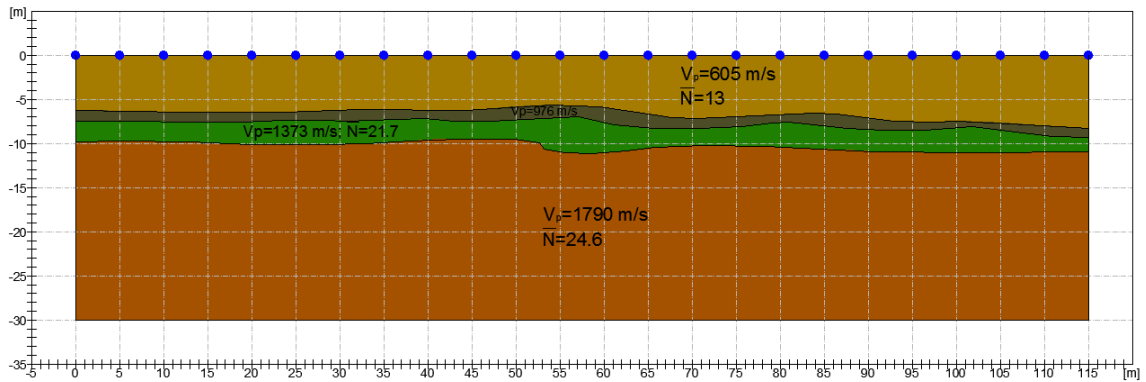
PERFIL M26



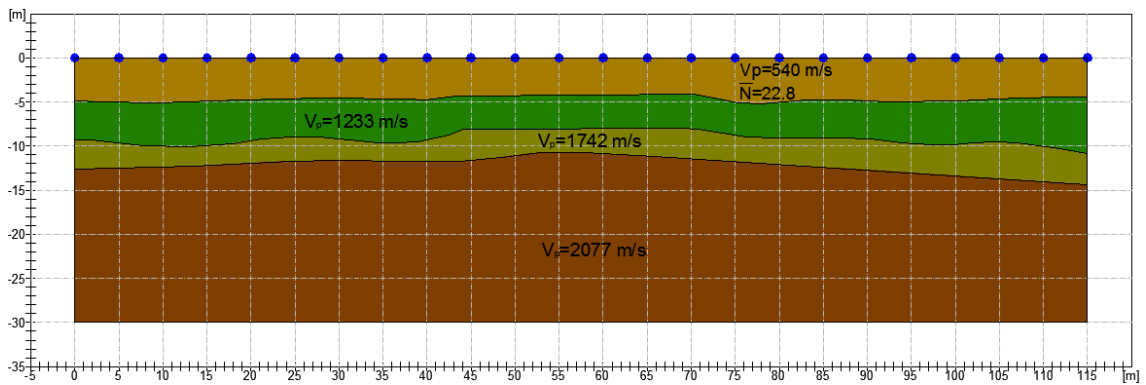
PERFIL M27



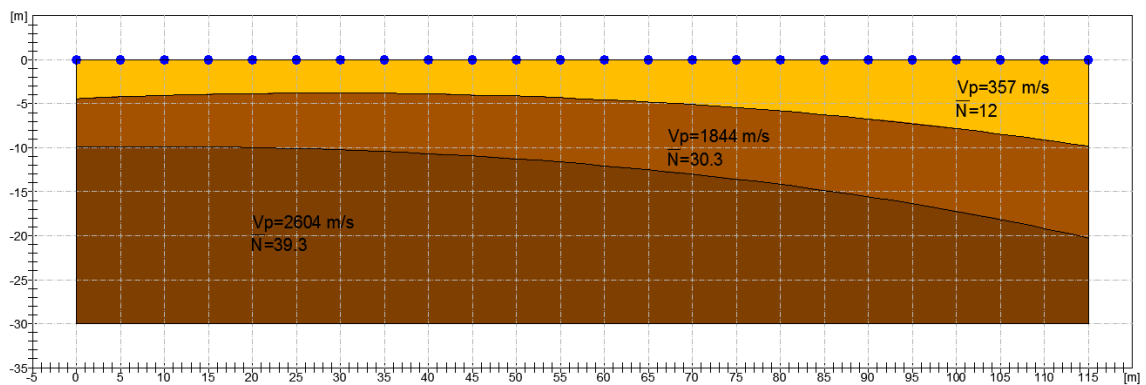
PERFIL M28



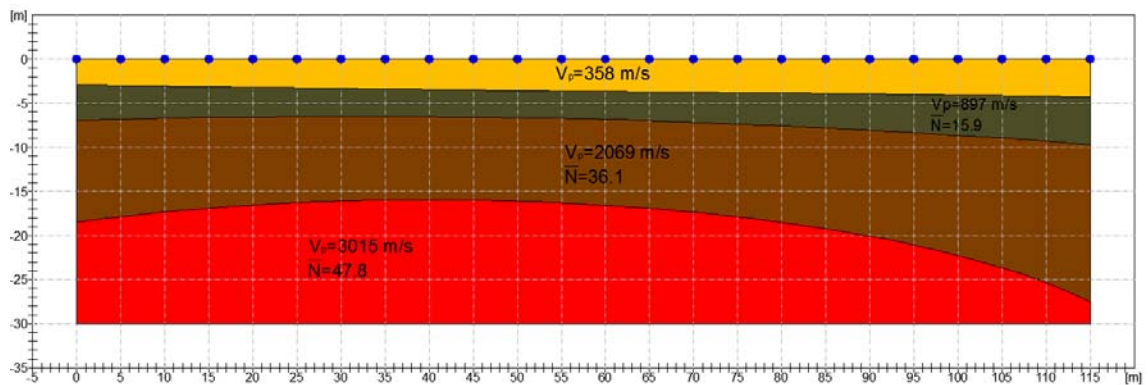
PERFIL M29



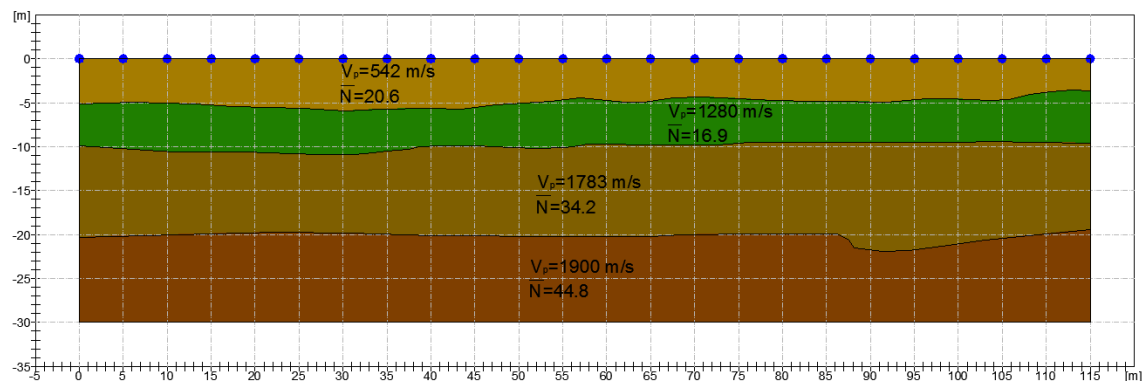
PERFIL M30



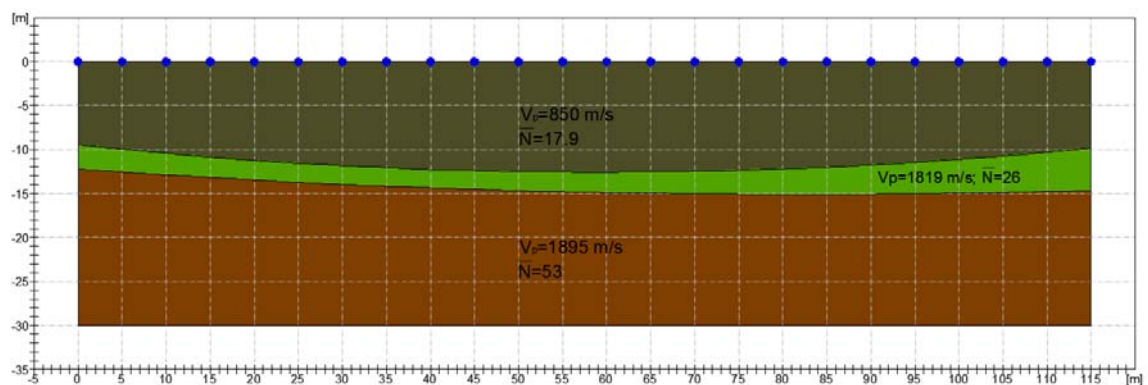
PERFIL M31



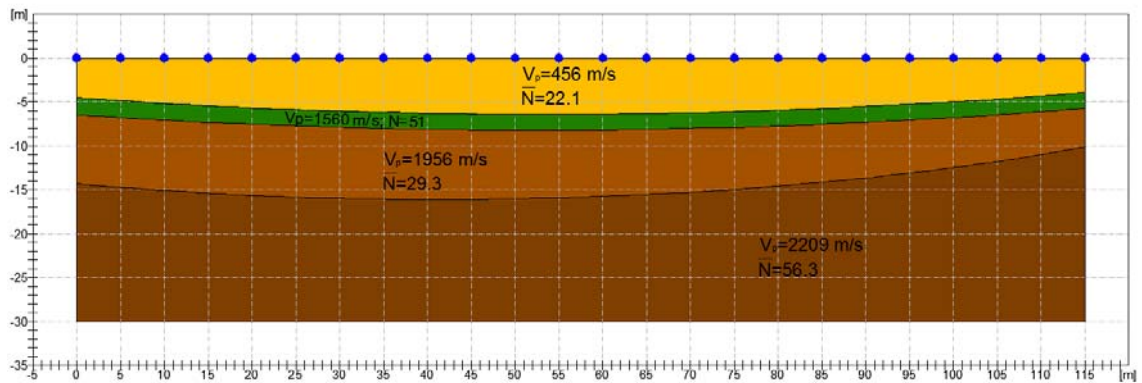
PERFIL M32



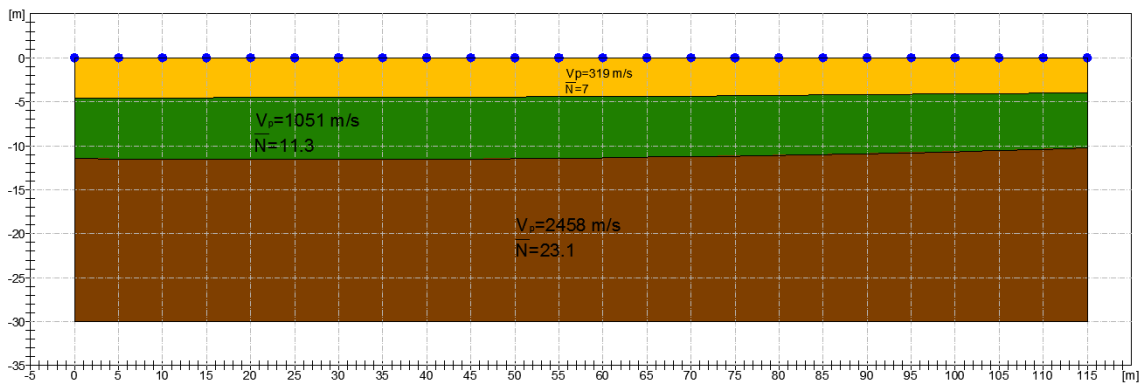
PERFIL M33



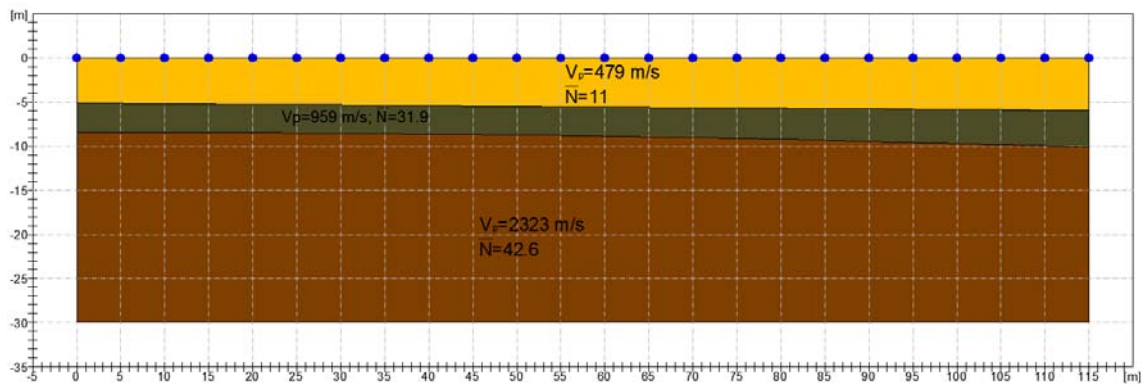
PERFIL M34



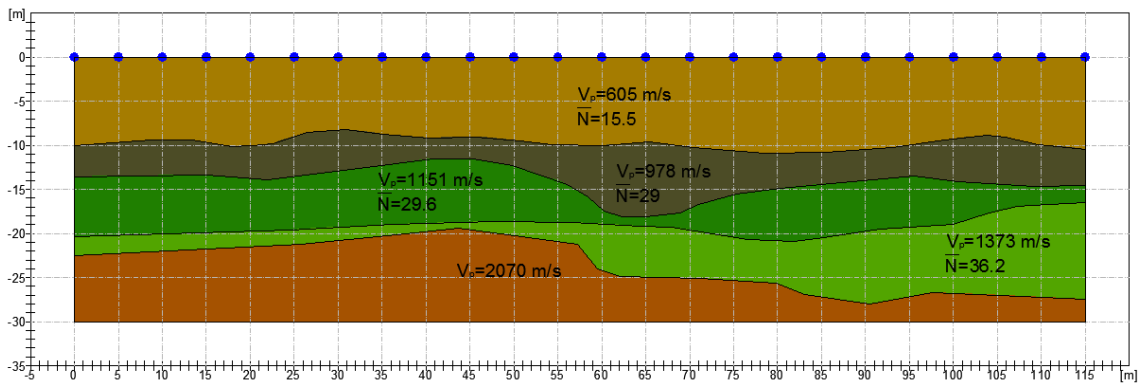
PERFIL M35



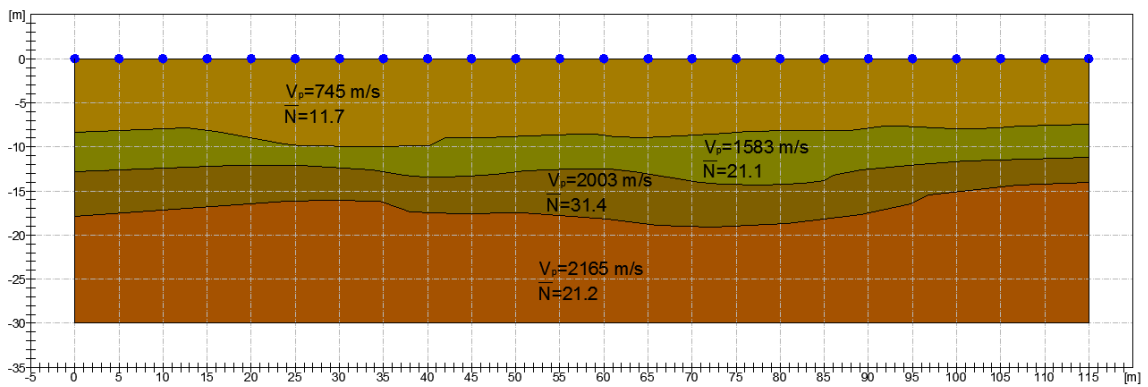
PERFIL M36



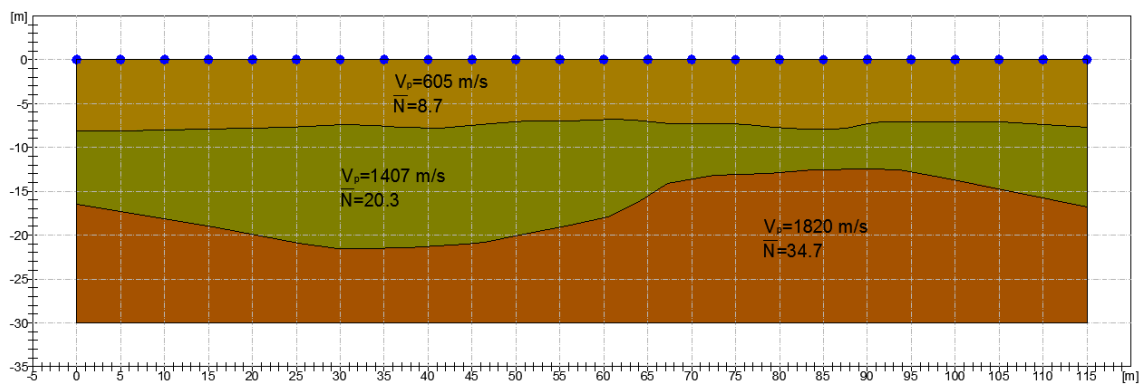
PERFIL M37



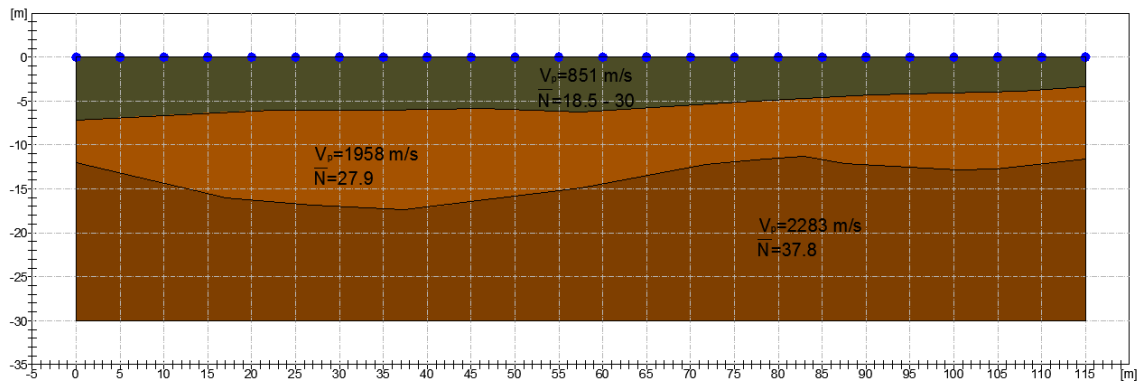
PERFIL M38



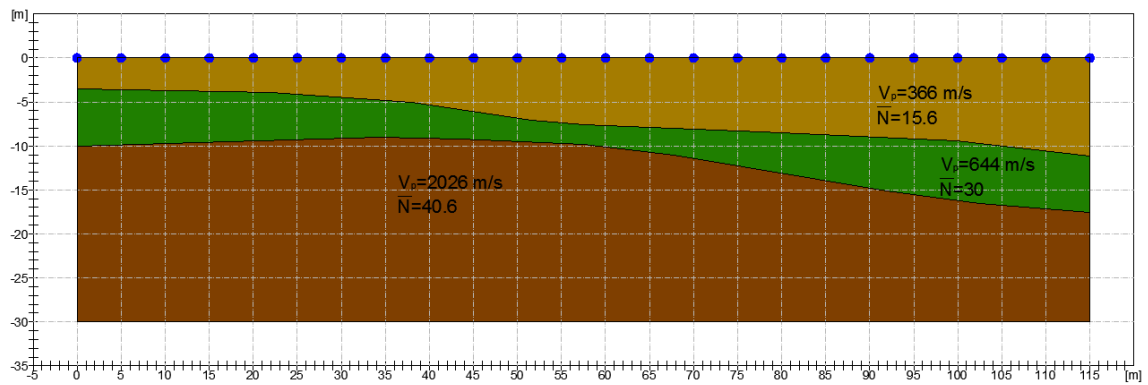
PERFIL M39



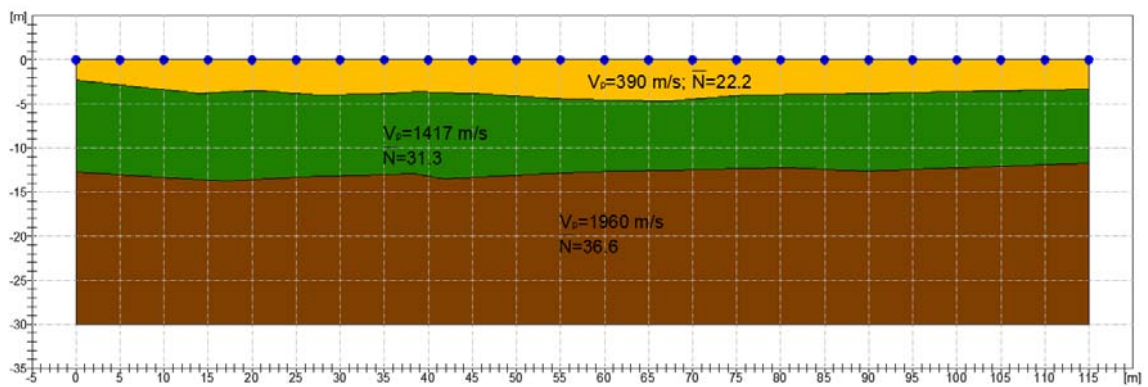
PERFIL M40



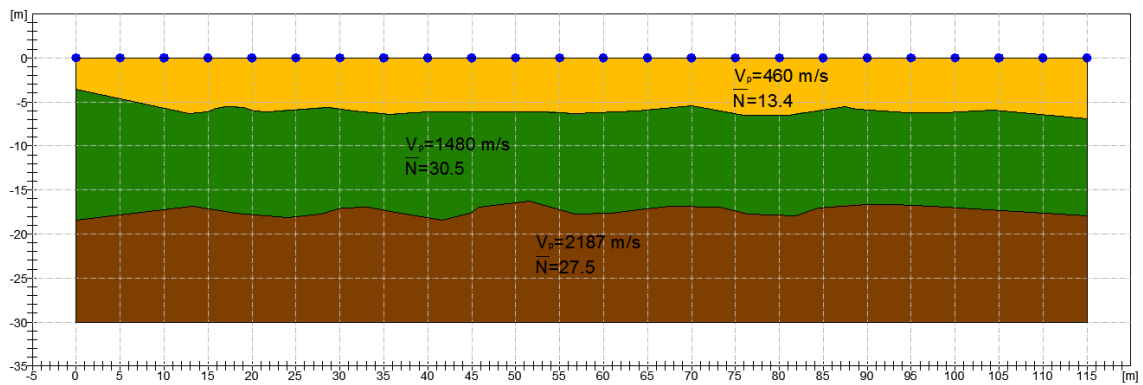
PERFIL M41



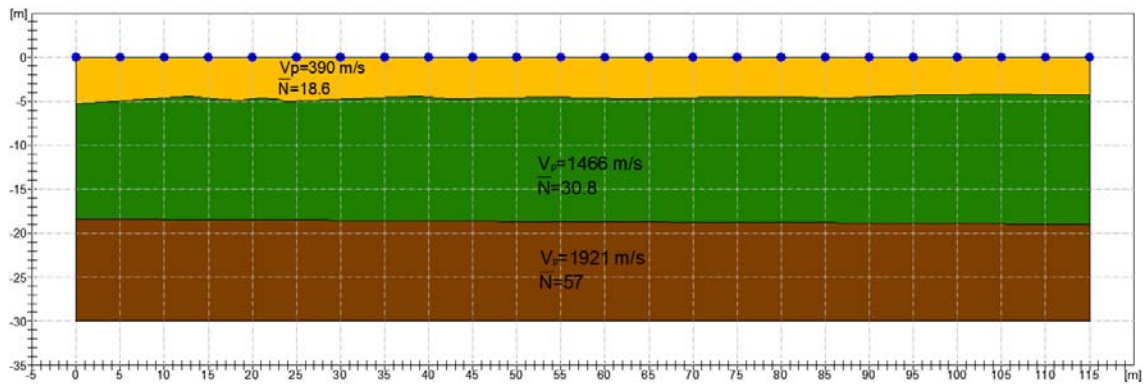
PERFIL M42



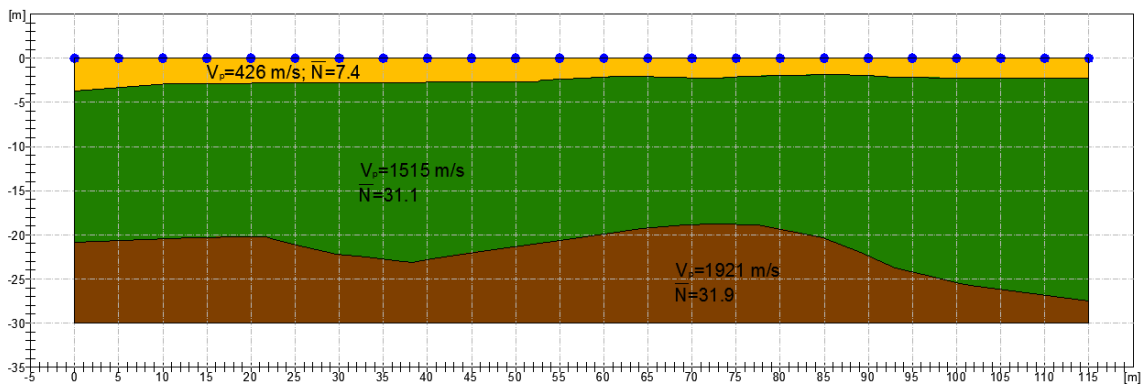
PERFIL M43



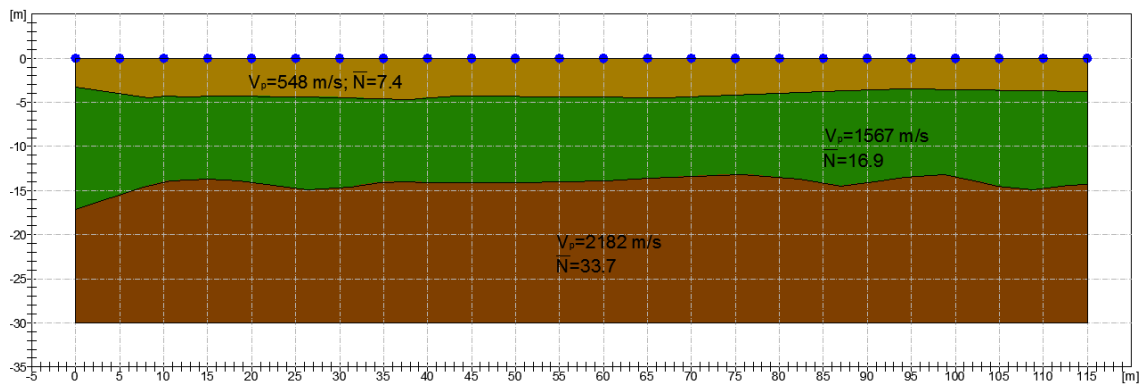
PERFIL M44



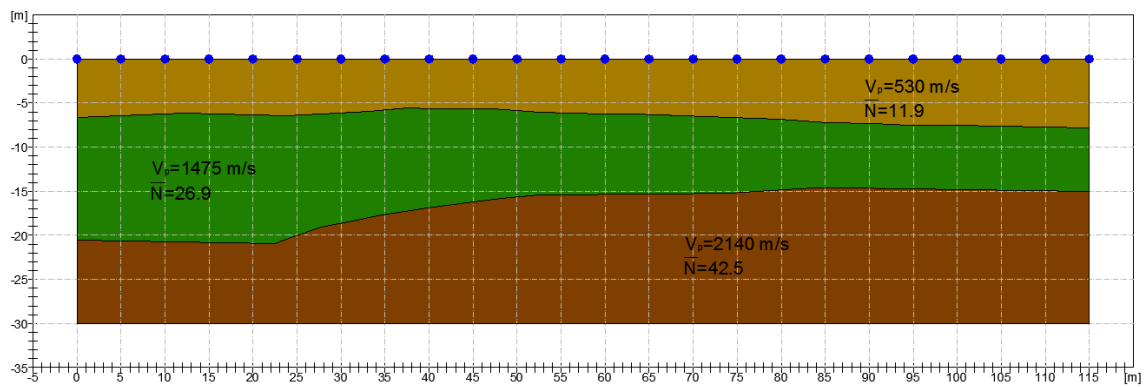
PERFIL M45



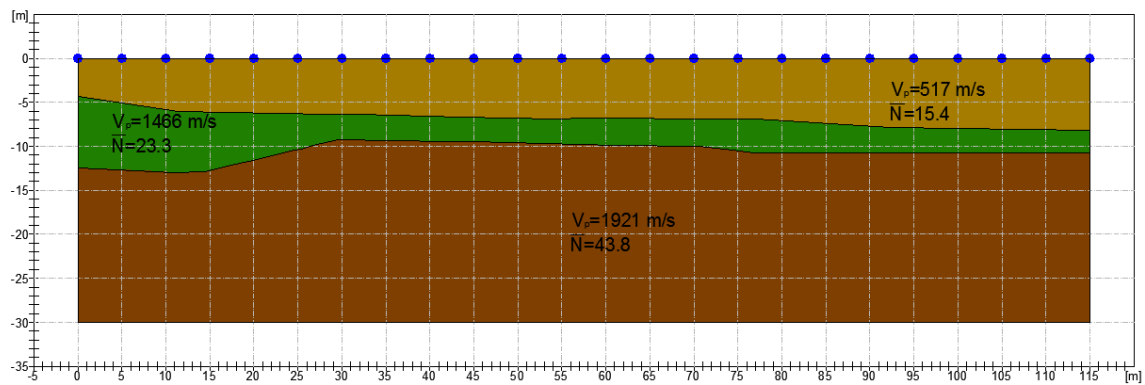
PERFIL M46



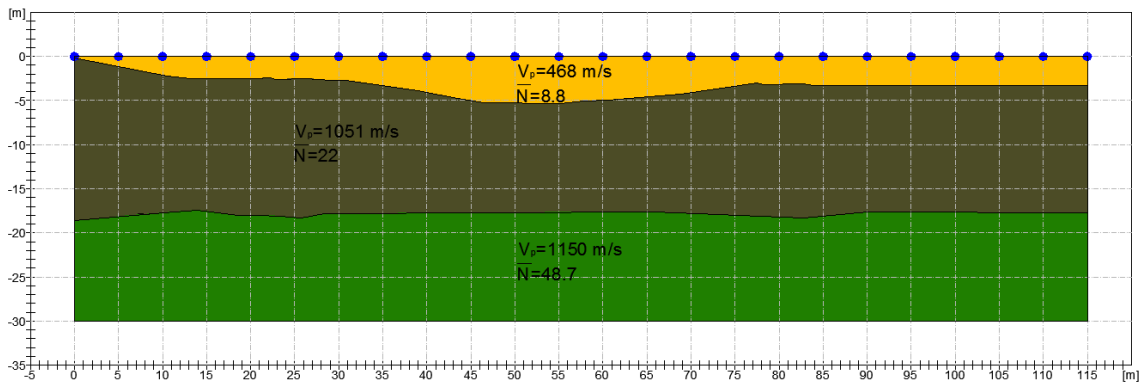
PERFIL M47



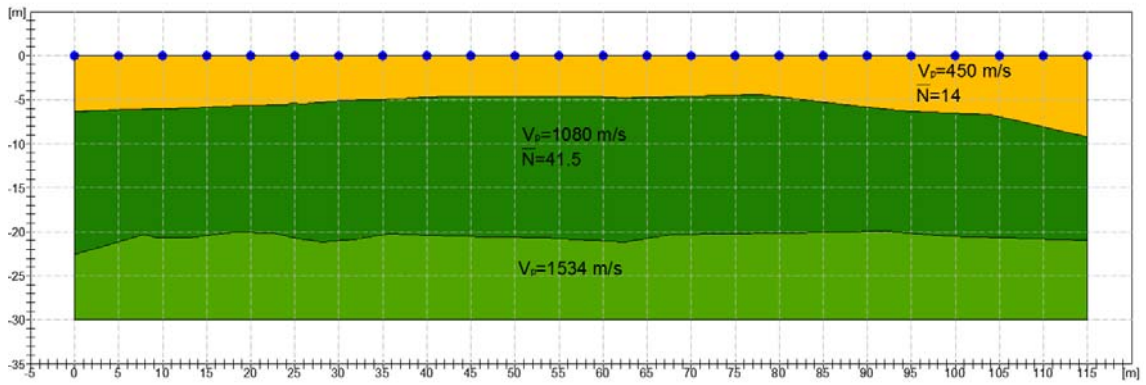
PERFIL M48



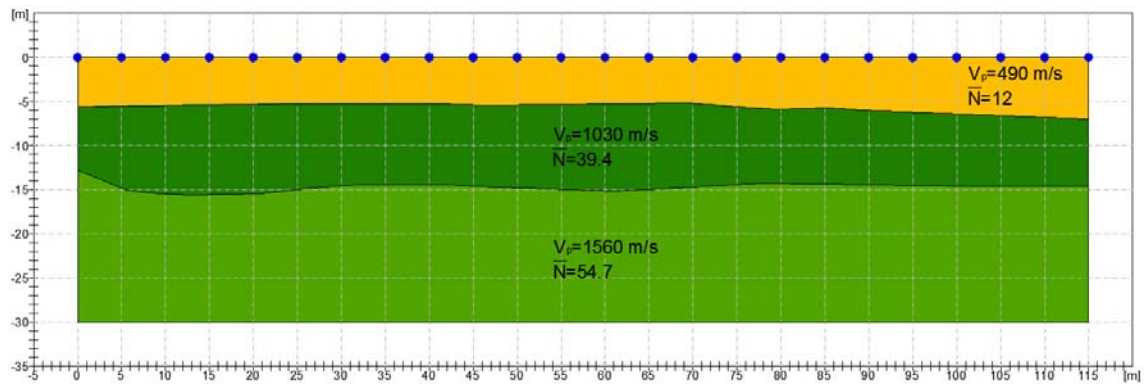
PERFIL M49



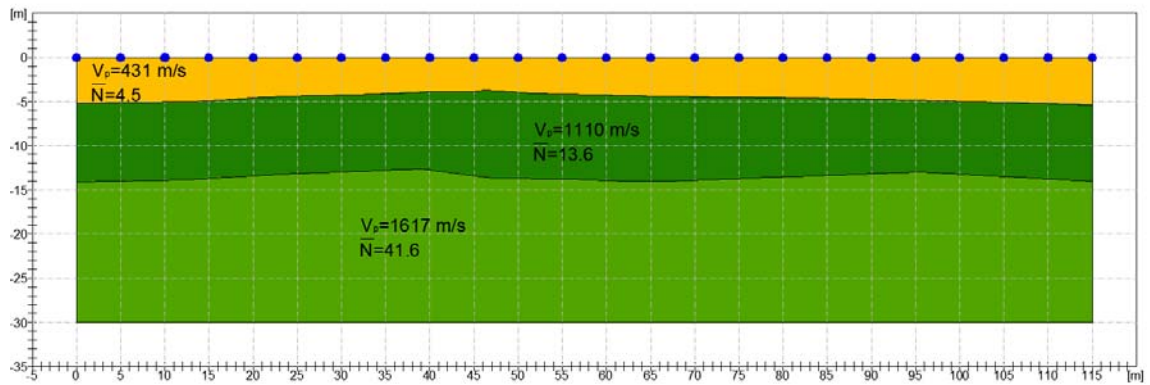
PERFIL M50



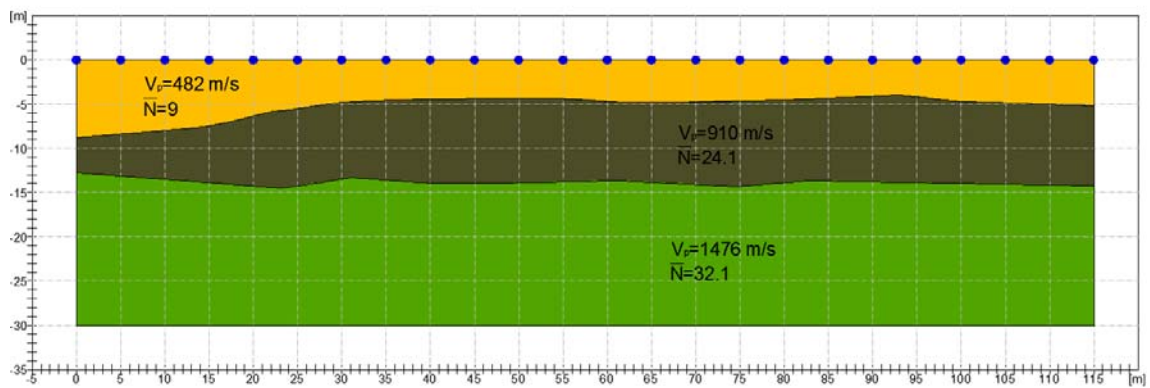
PERFIL M51



PERFIL M52



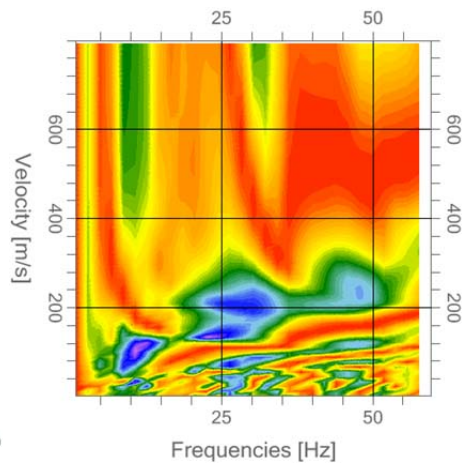
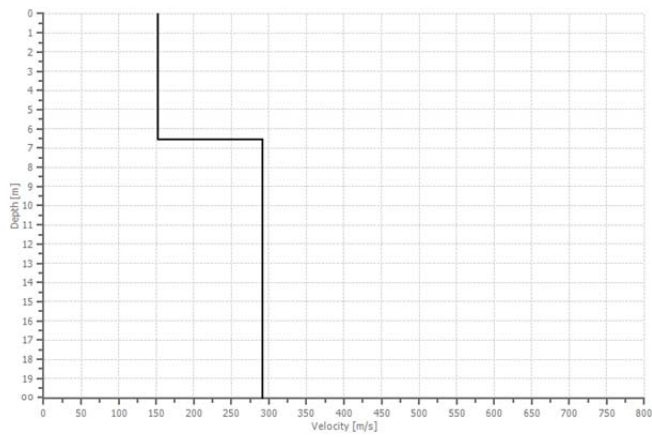
PERFIL M53



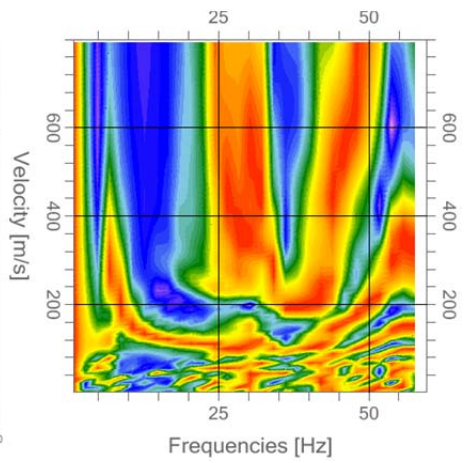
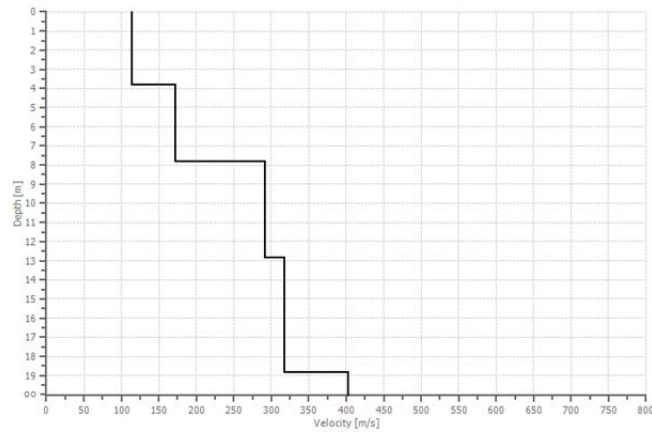
FASE I:

I-2: PERFILES DE MASW EN JUCHITÁN DE ZARAGOZA (OAXACA, MÉXICO)

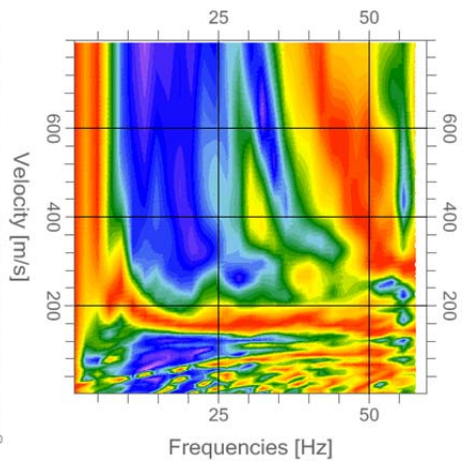
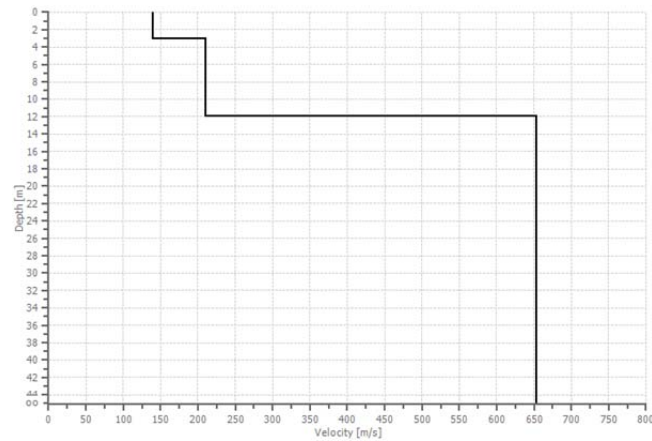
PERFIL M01



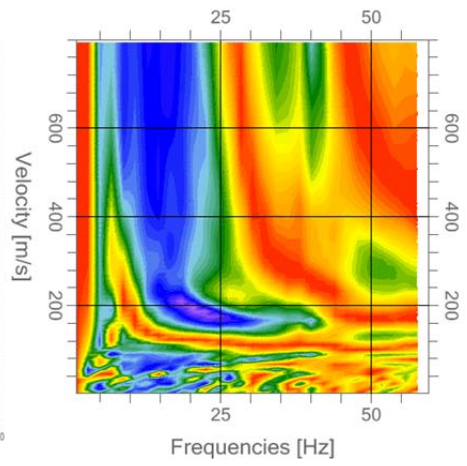
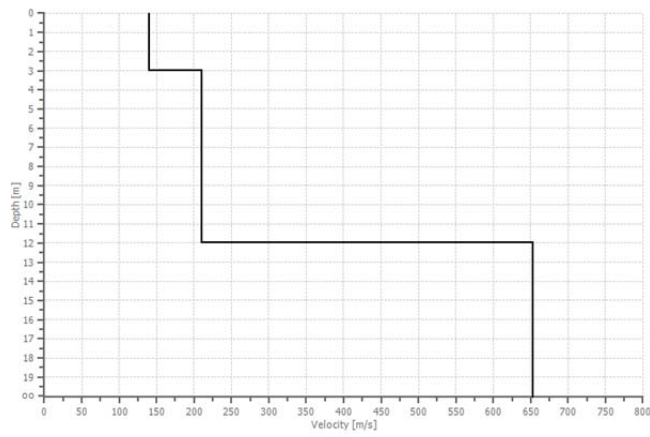
PERFIL M02



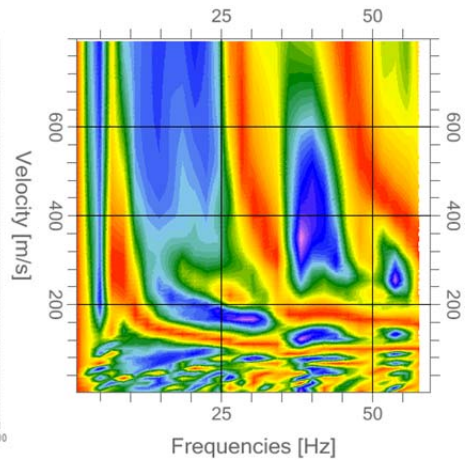
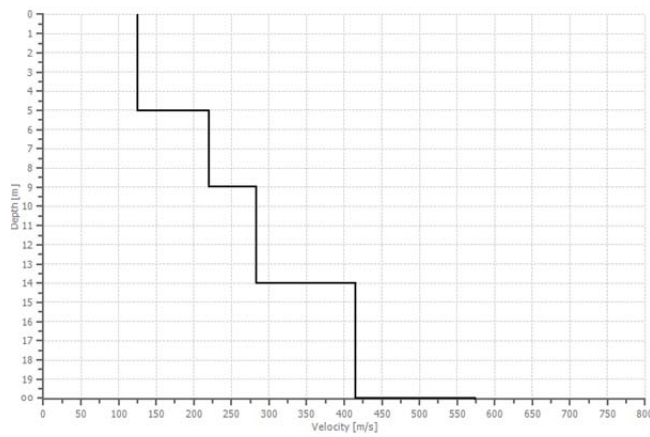
PERFIL M03



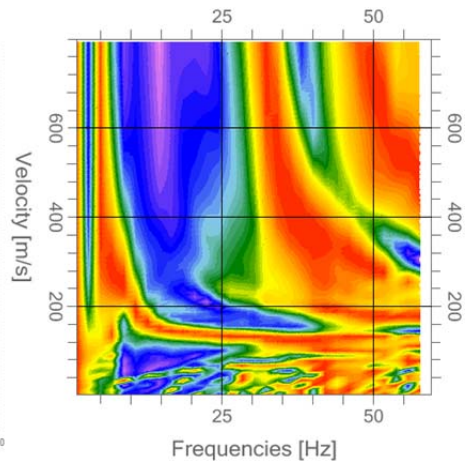
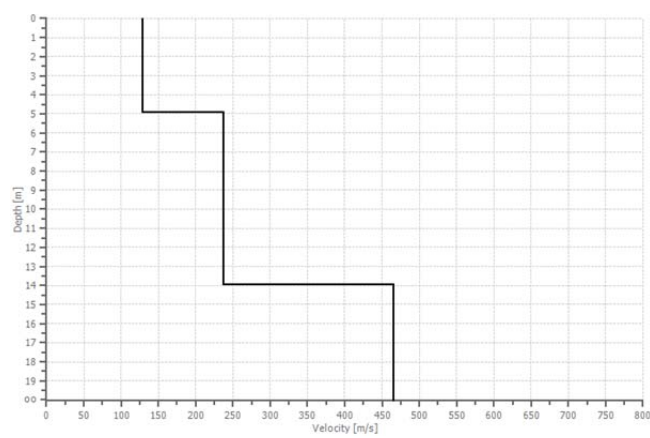
PERFIL M04



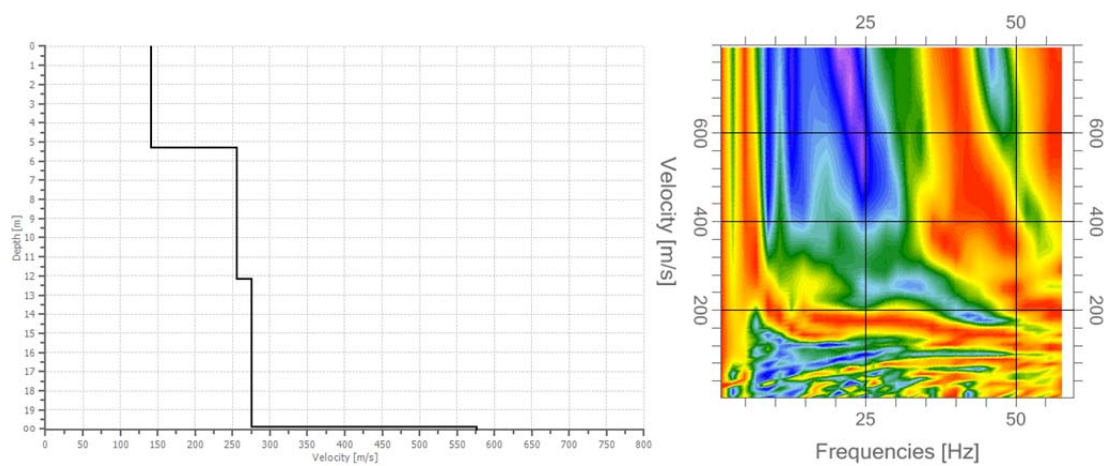
PERFIL M05



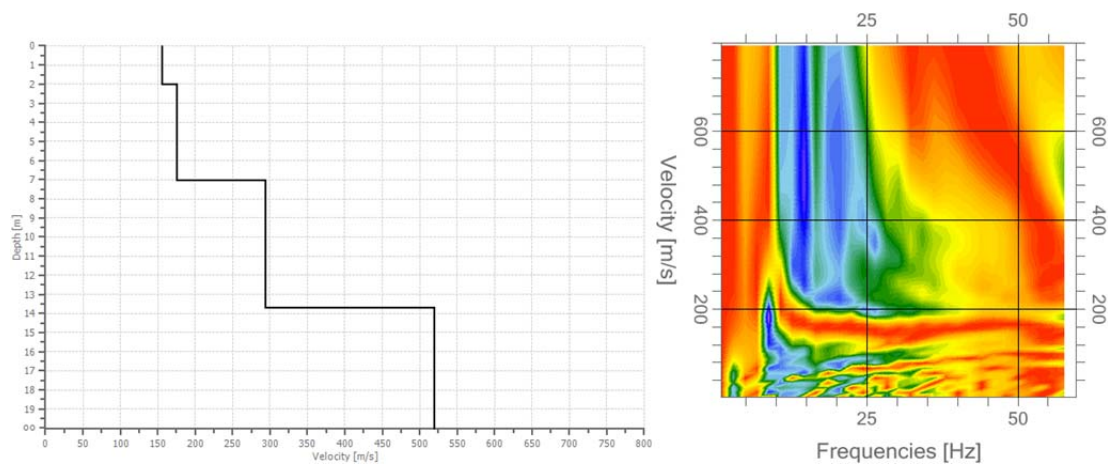
PERFIL M06



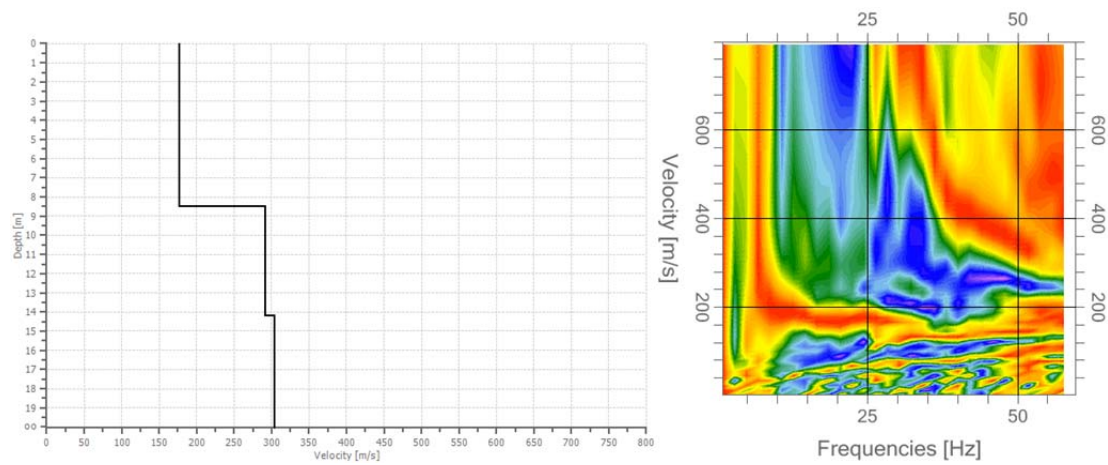
PERFIL M07



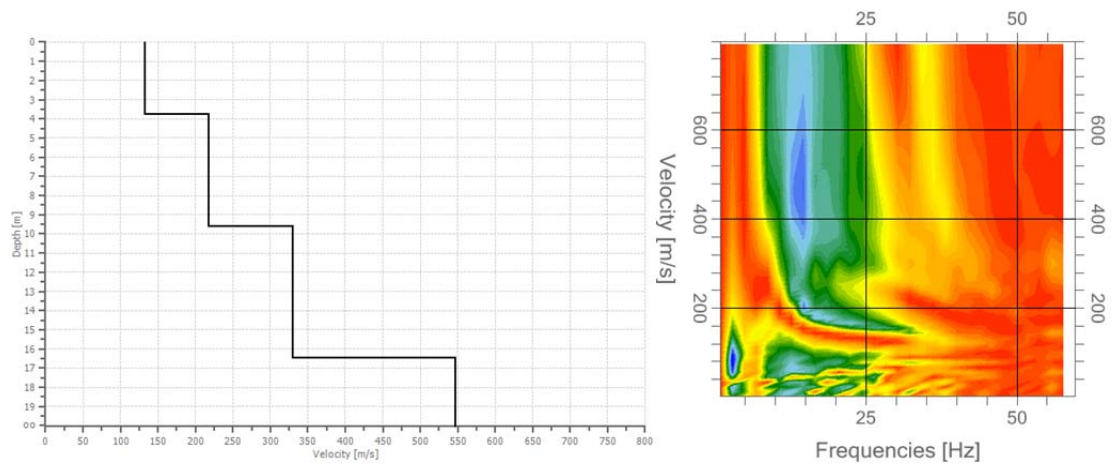
PERFIL M08



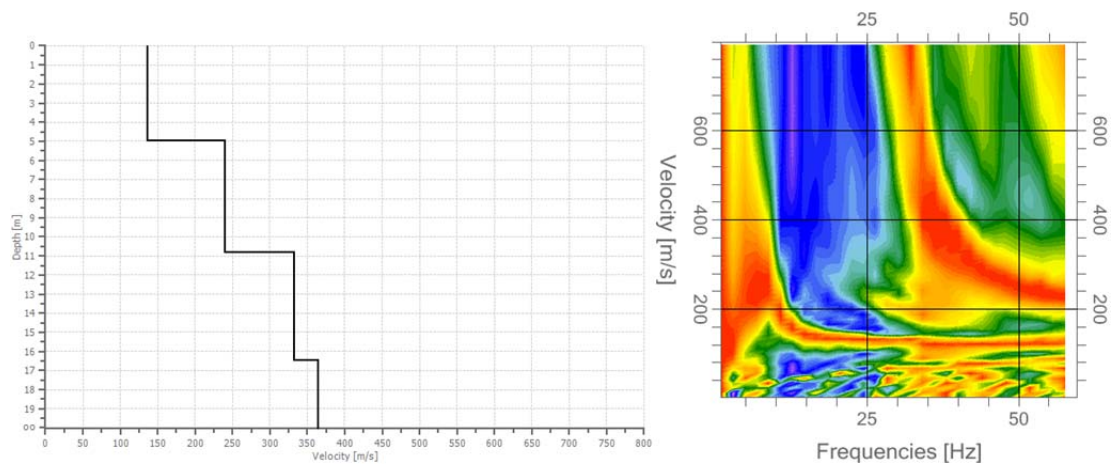
PERFIL M09



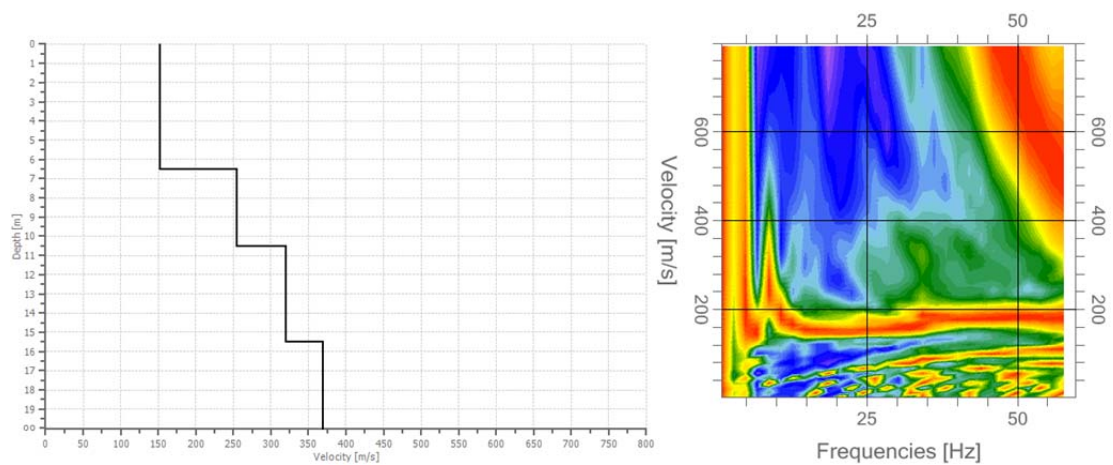
PERFIL M10



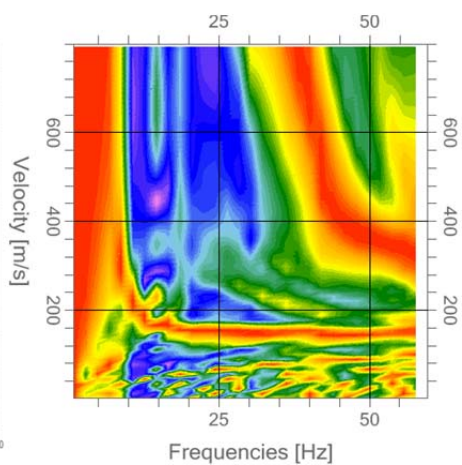
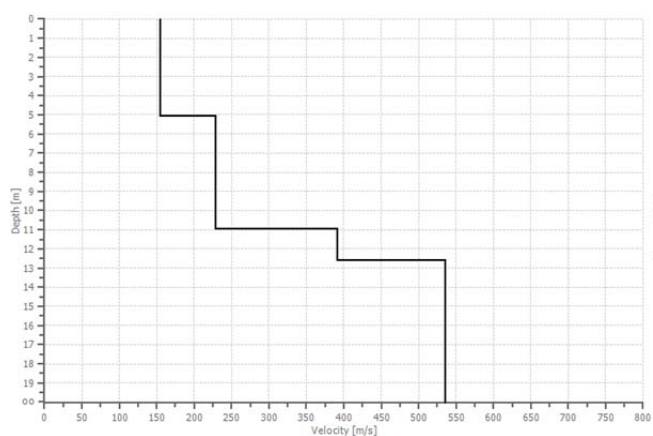
PERFIL M11



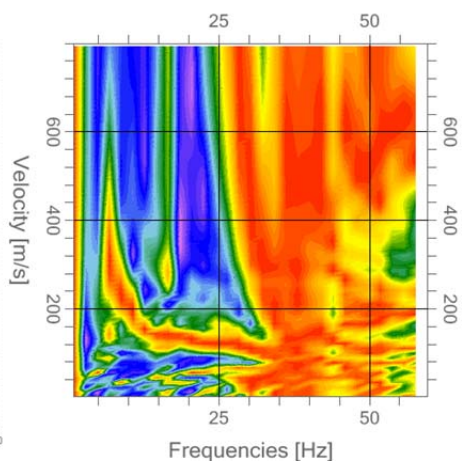
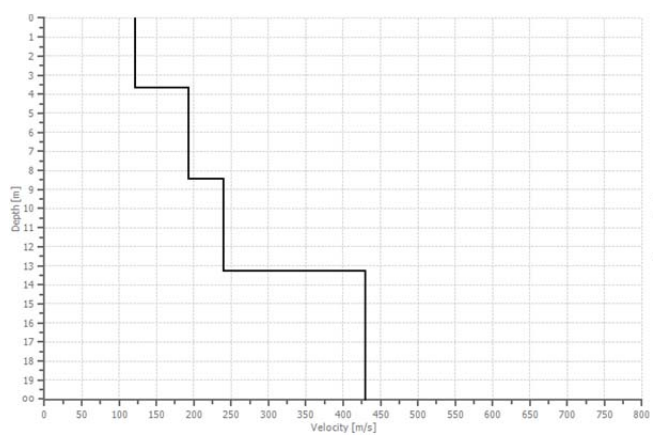
PERFIL M12



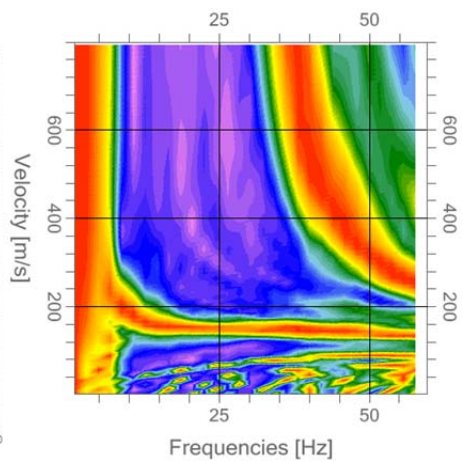
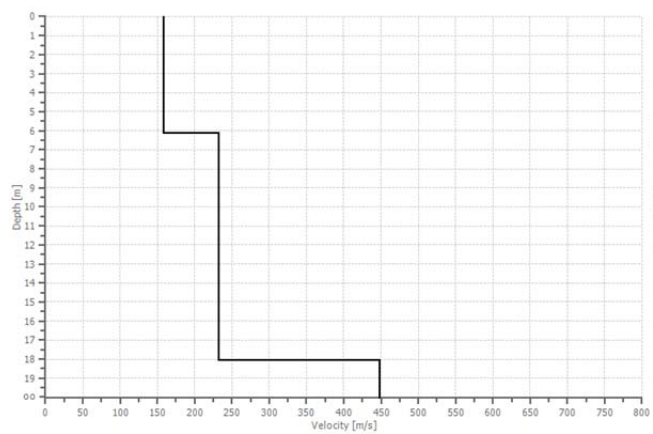
PERFIL M13



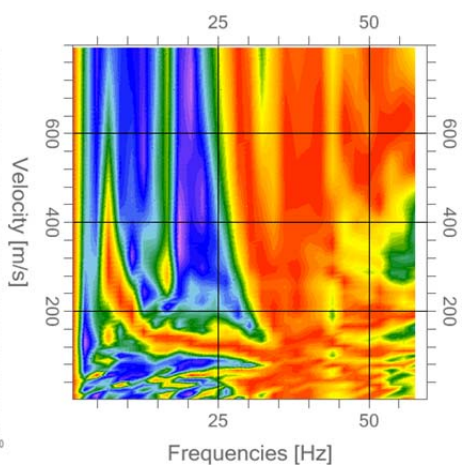
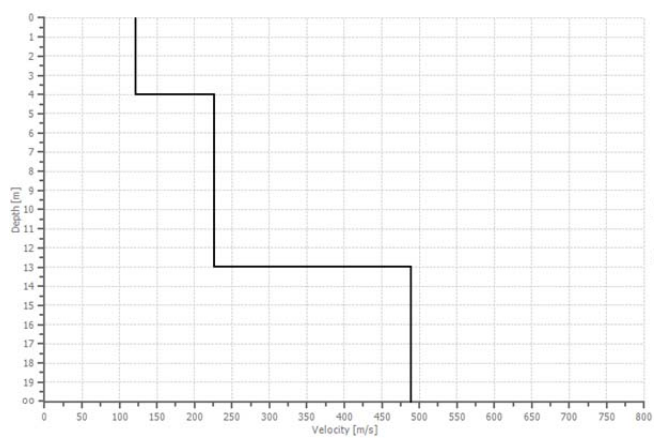
PERFIL M14



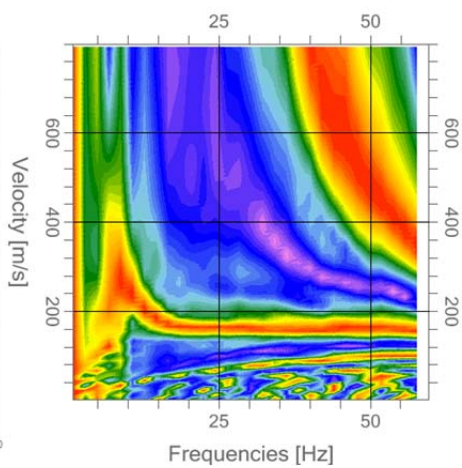
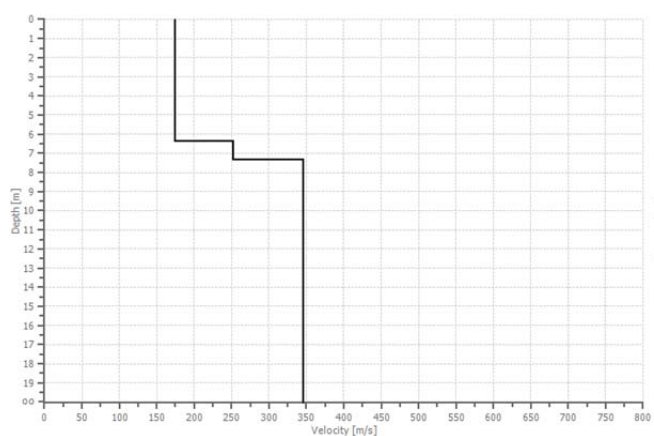
PERFIL M15



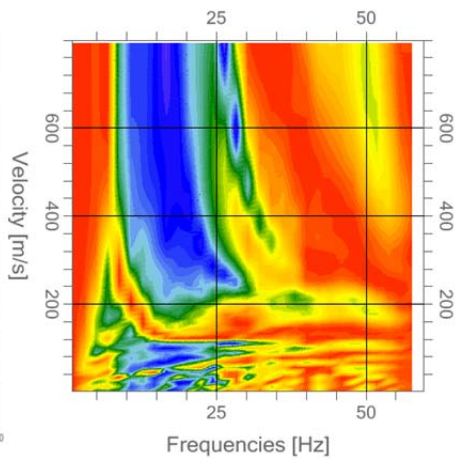
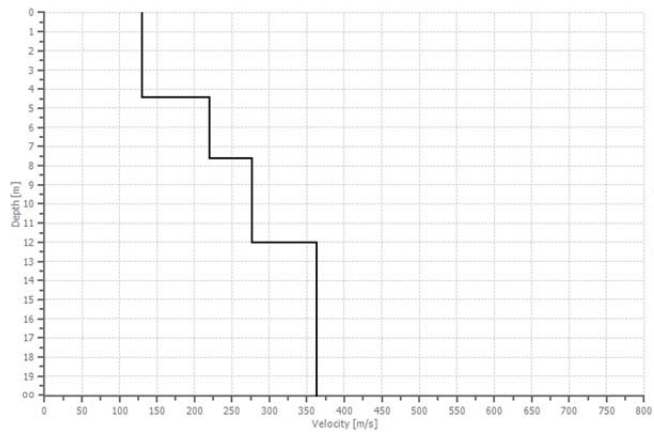
PERFIL M16



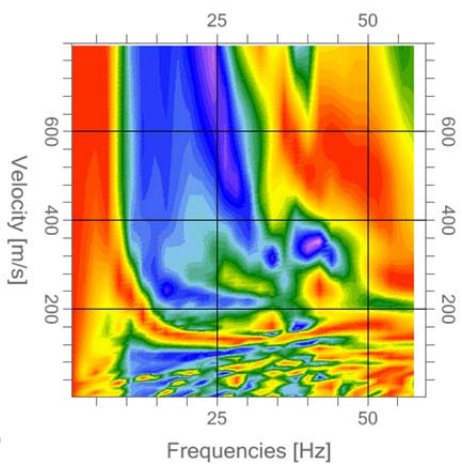
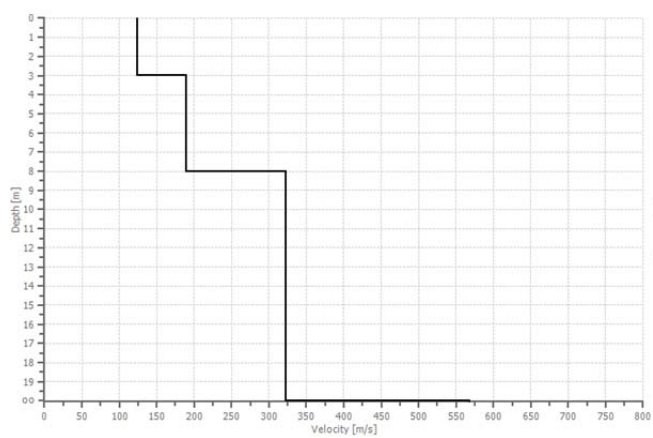
PERFIL M17



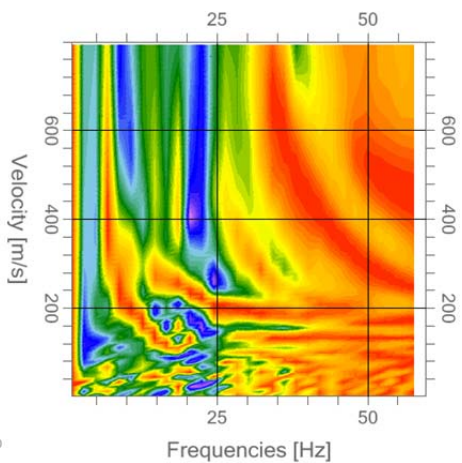
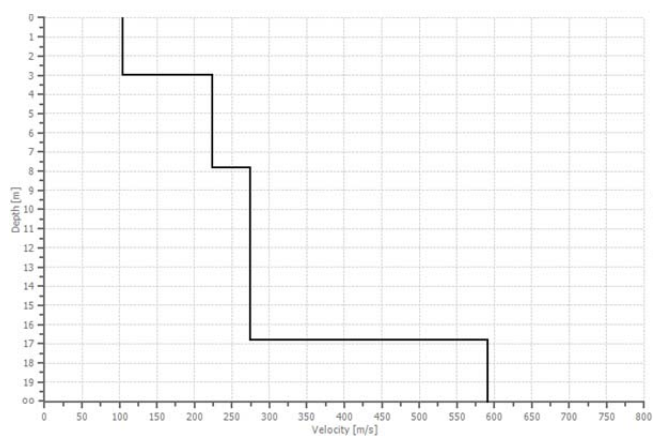
PERFIL M18



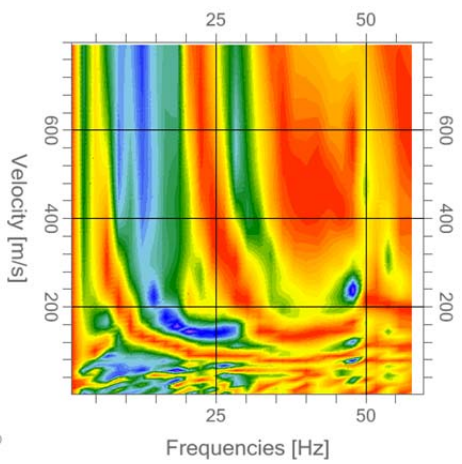
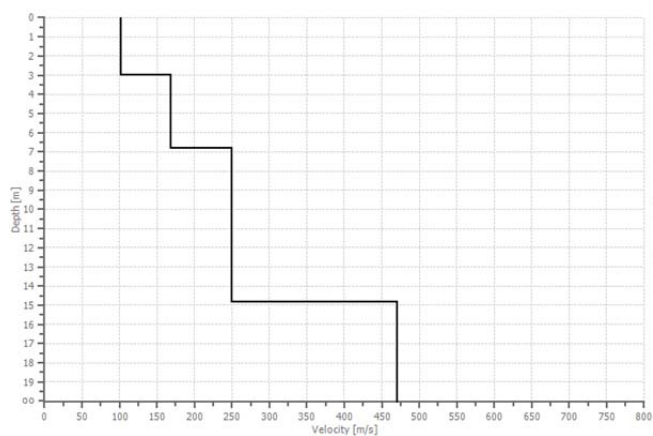
PERFIL M19



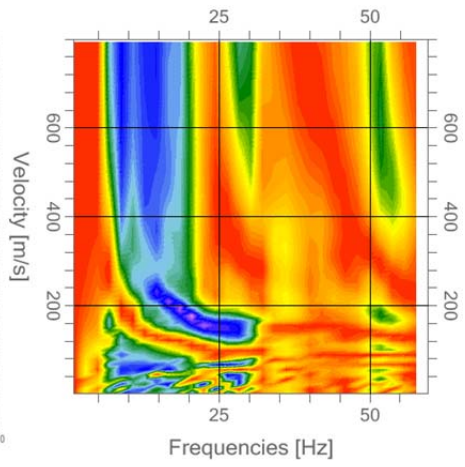
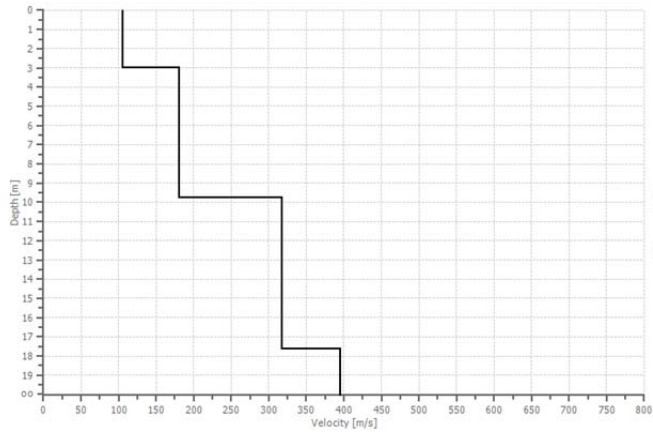
PERFIL M20



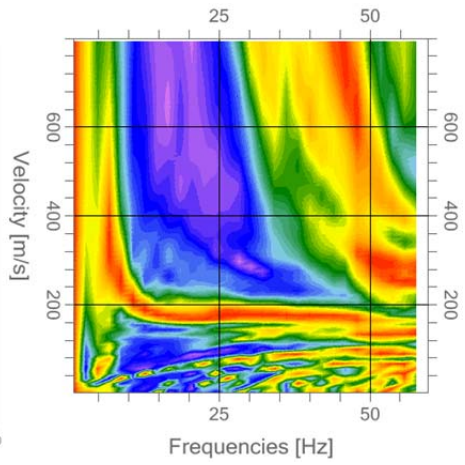
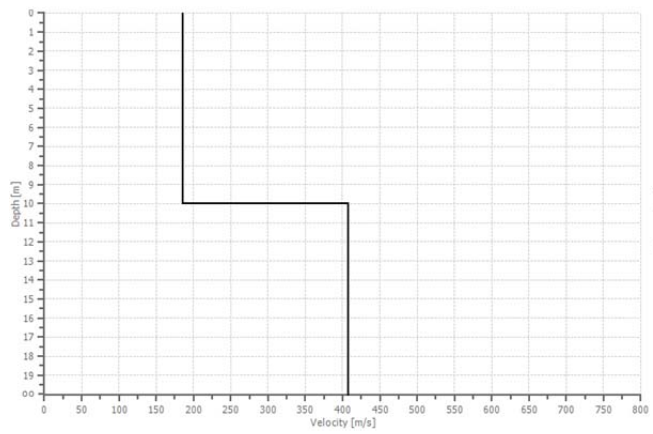
PERFIL M21



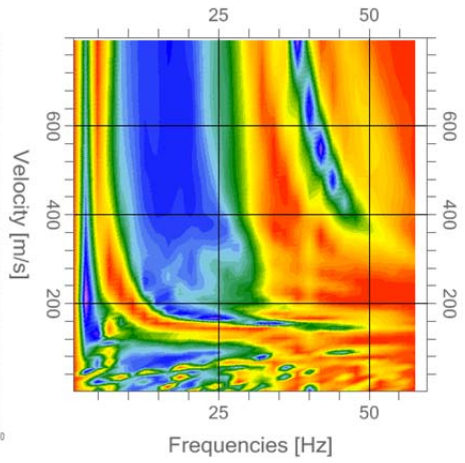
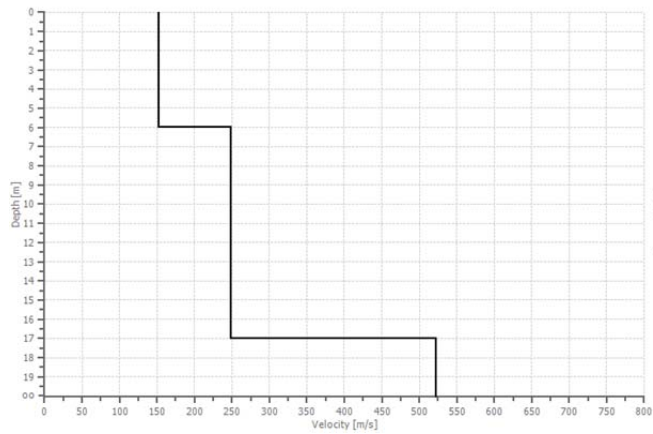
PERFIL M22



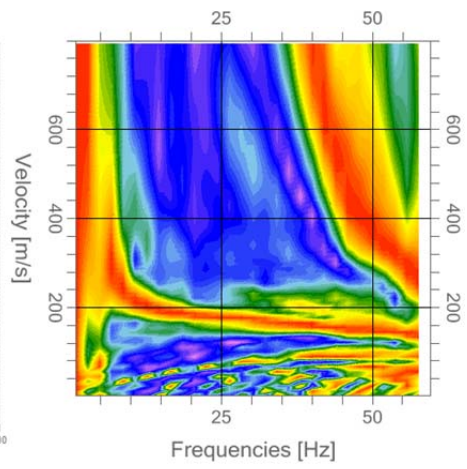
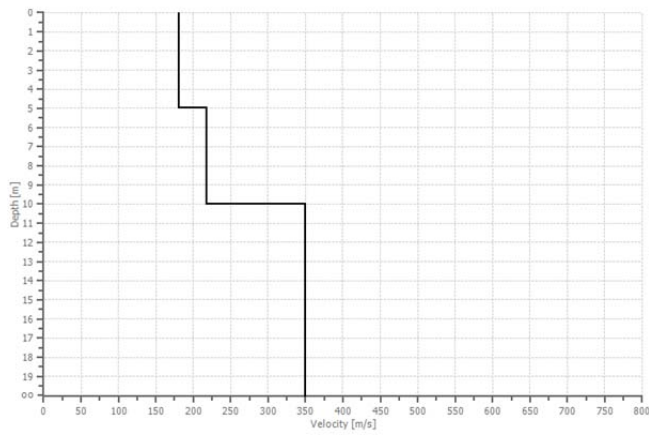
PERFIL M23



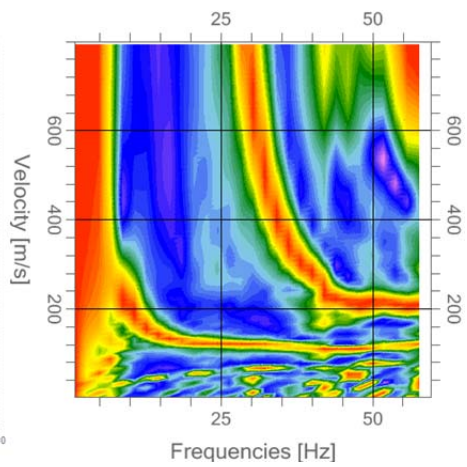
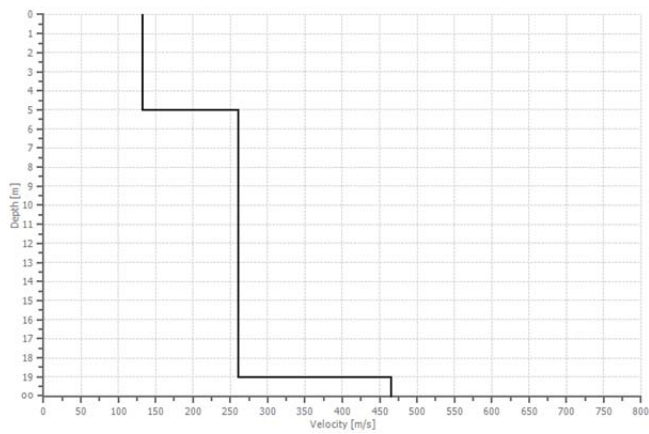
PERFIL M24



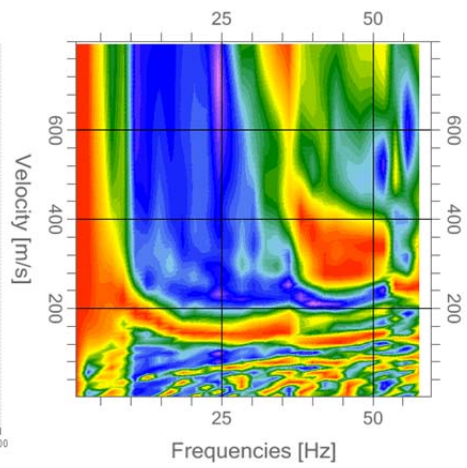
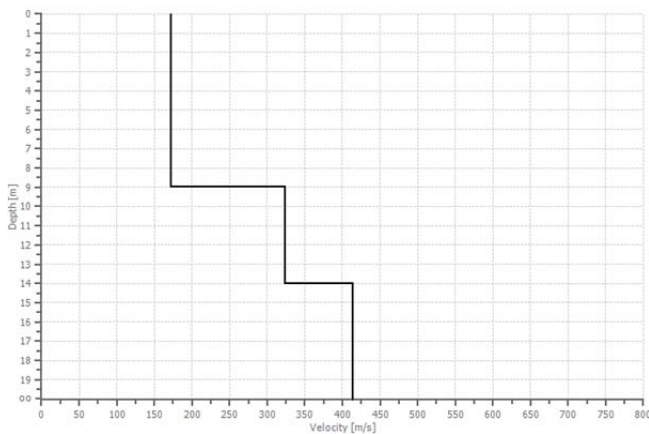
PERFIL M25



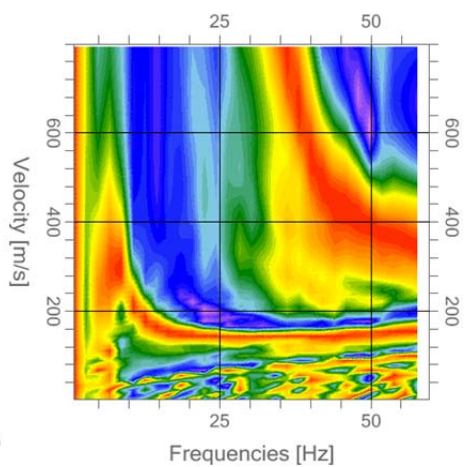
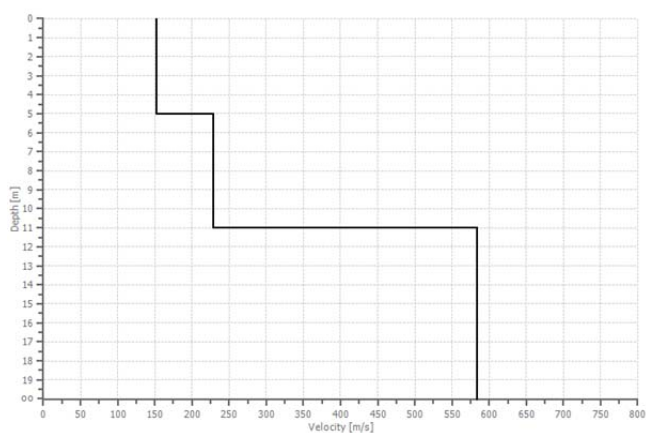
PERFIL M26



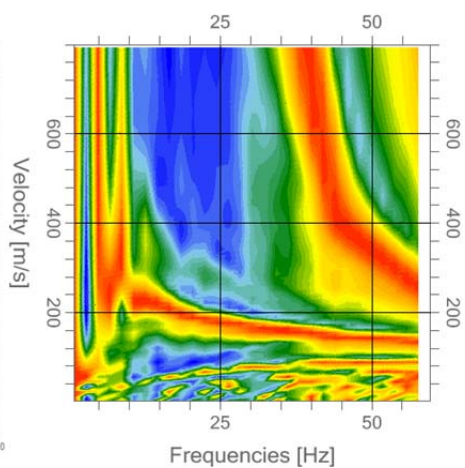
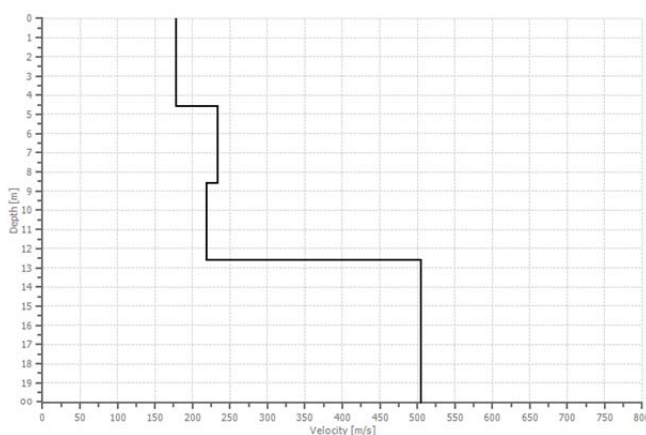
PERFIL M27



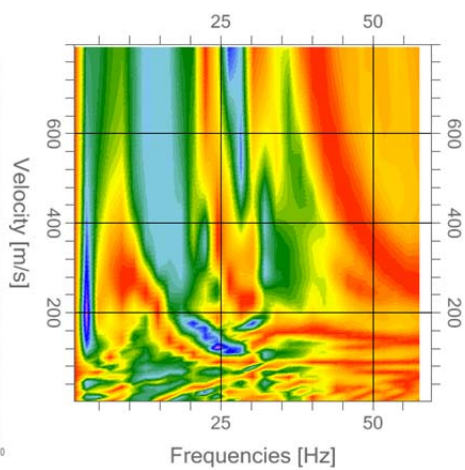
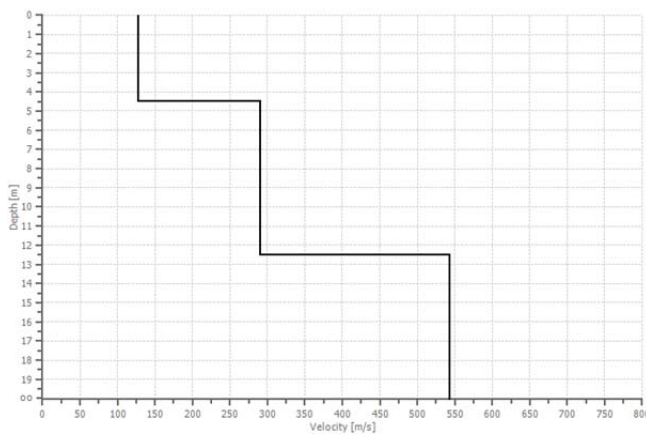
PERFIL M28



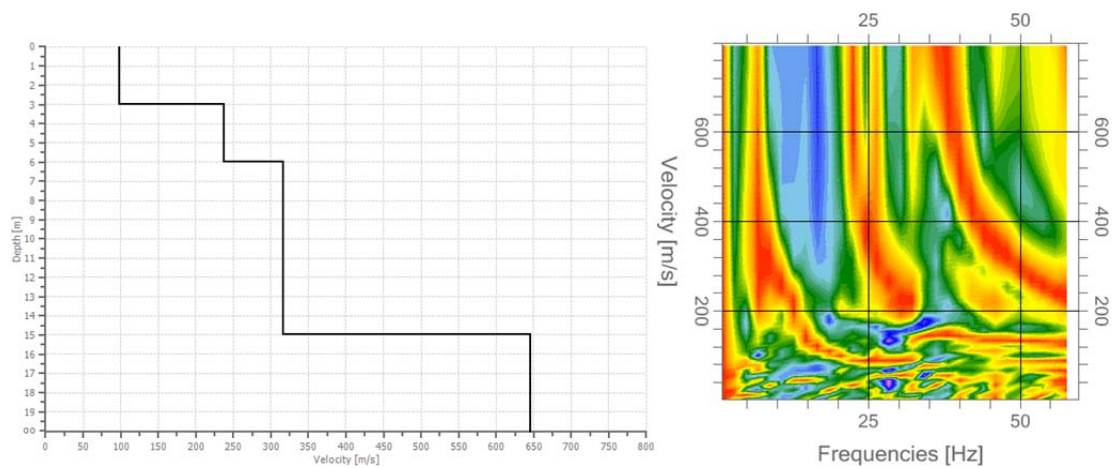
PERFIL M29



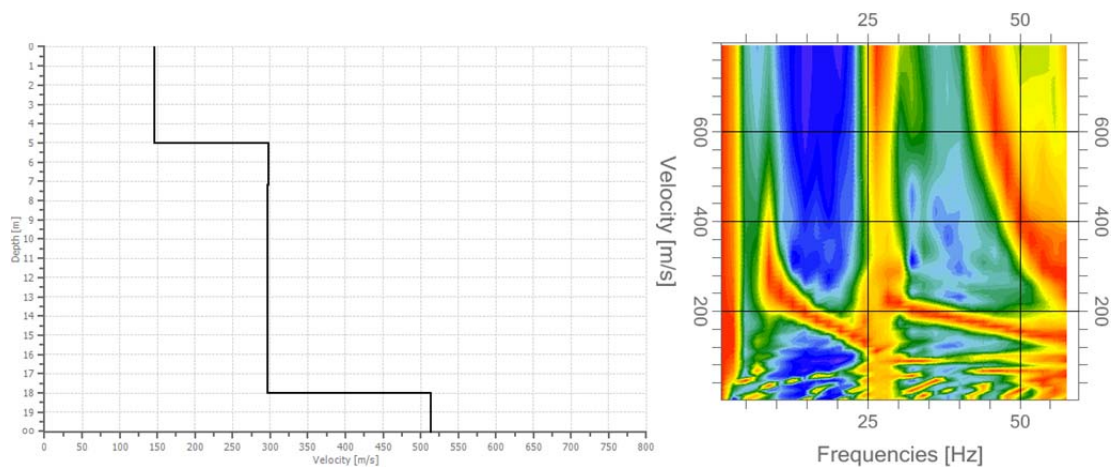
PERFIL M30



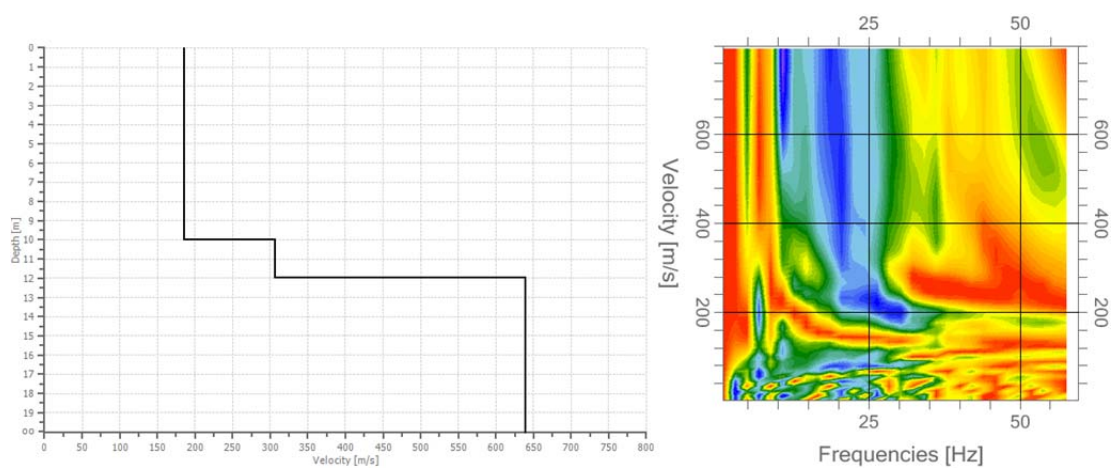
PERFIL M31



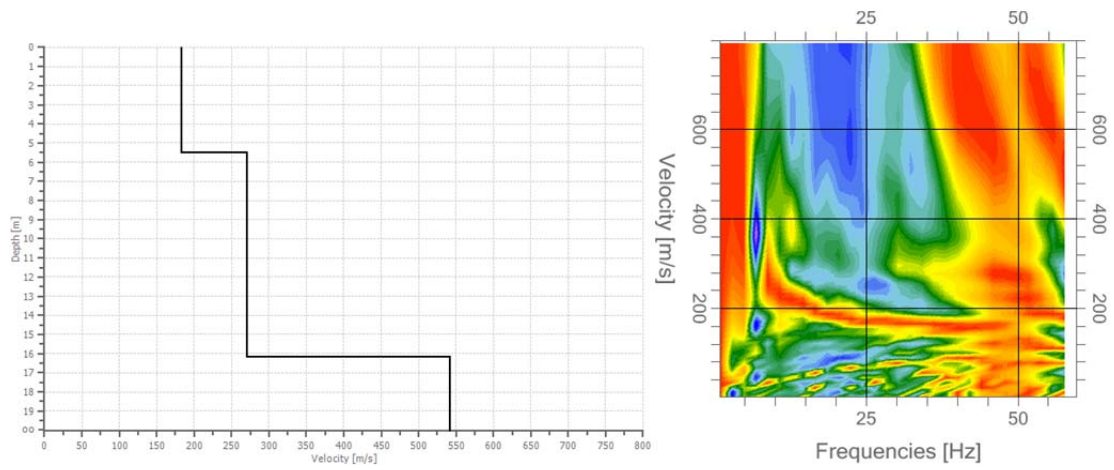
PERFIL M32



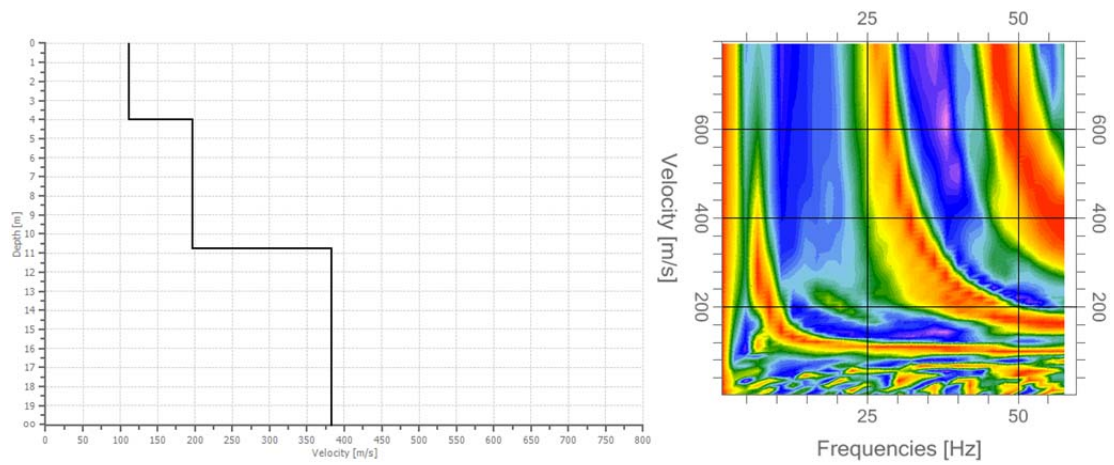
PERFIL M33



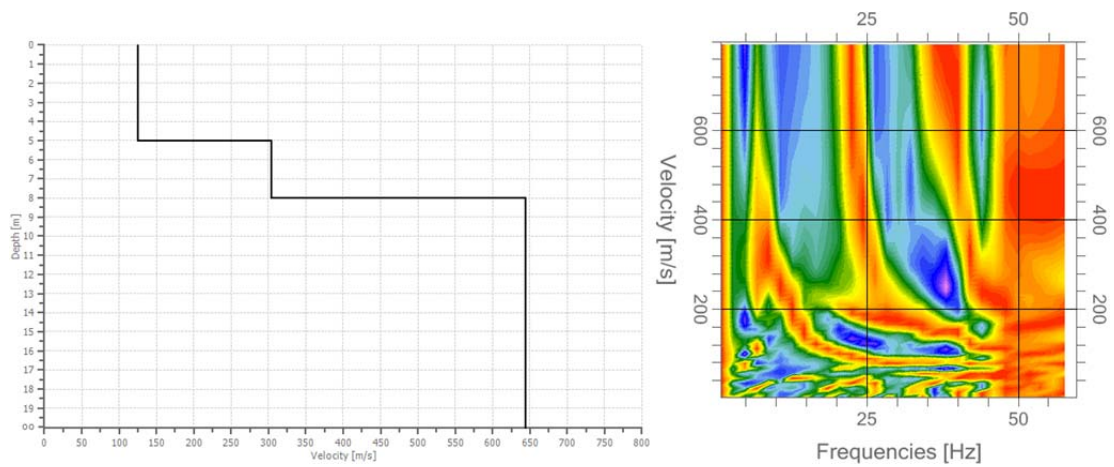
PERFIL M34



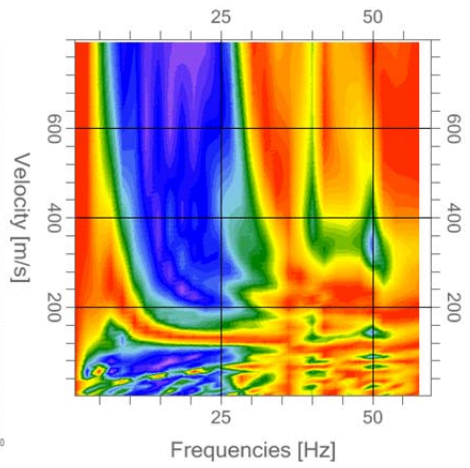
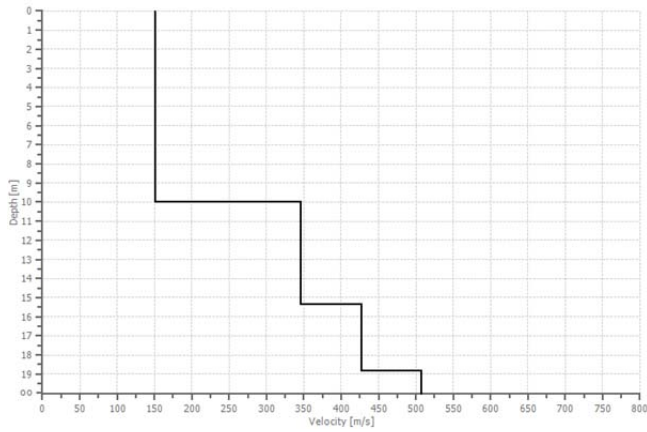
PERFIL M35



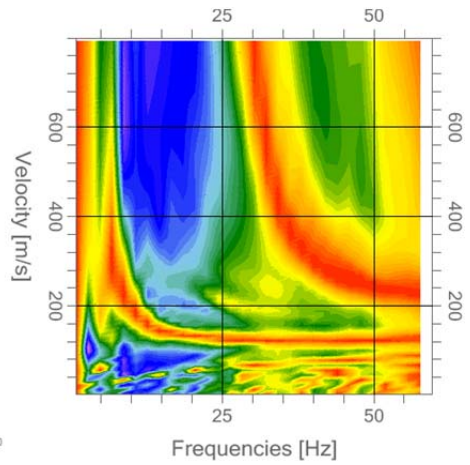
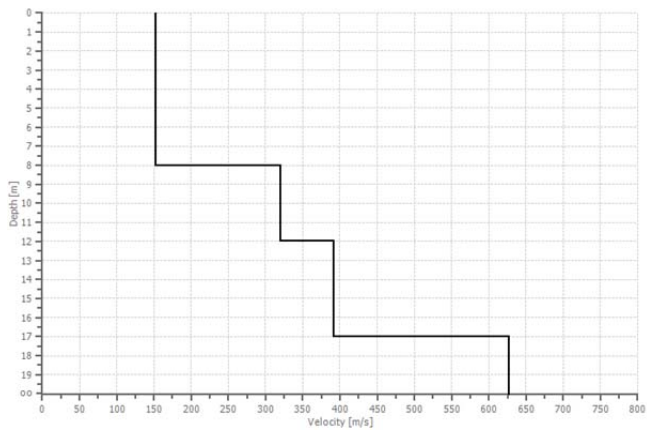
PERFIL 36



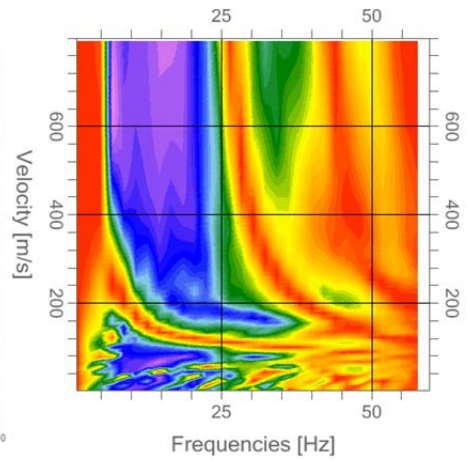
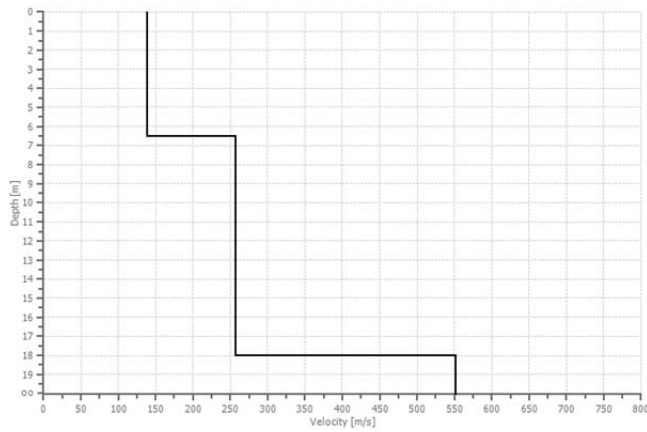
PERFIL 37



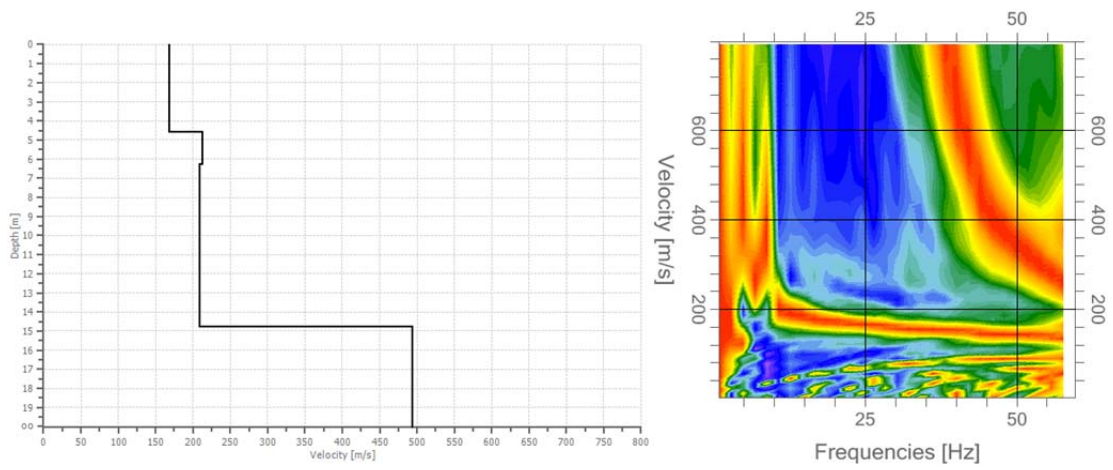
PERFIL 38



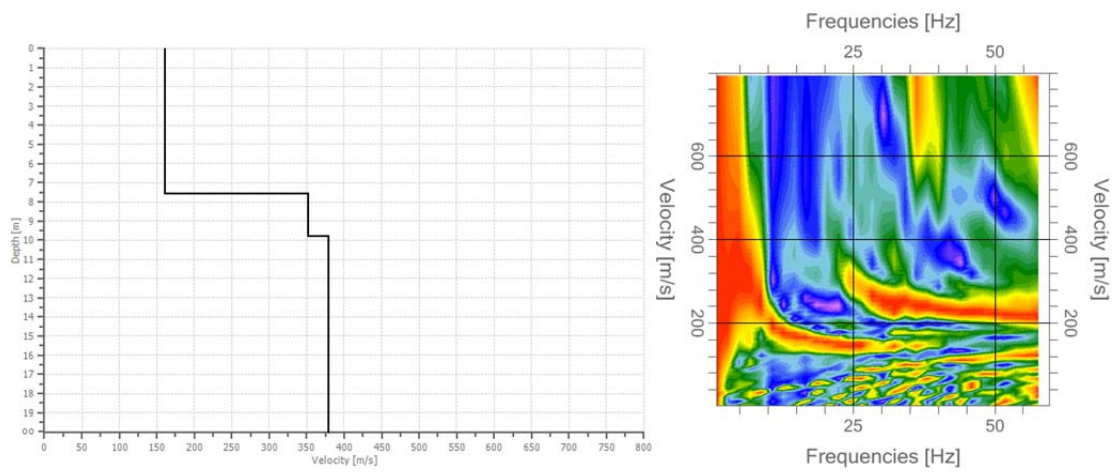
PERFIL 39



PERFIL 40



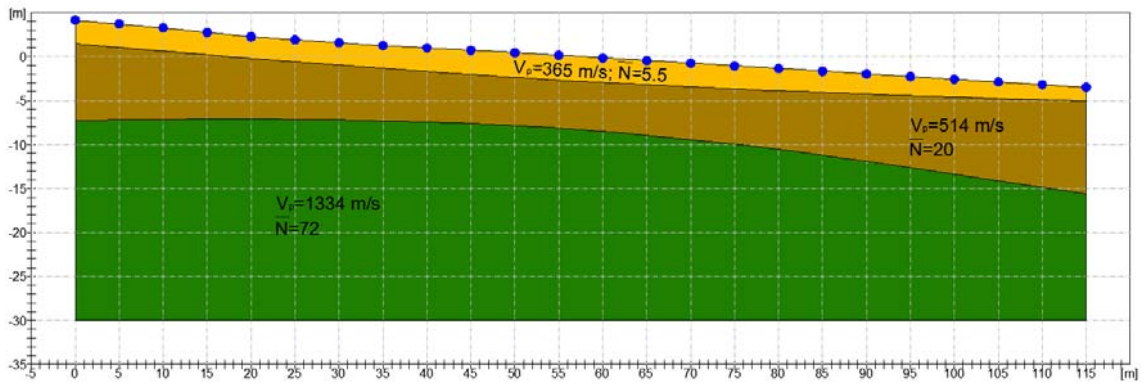
PERFIL 41



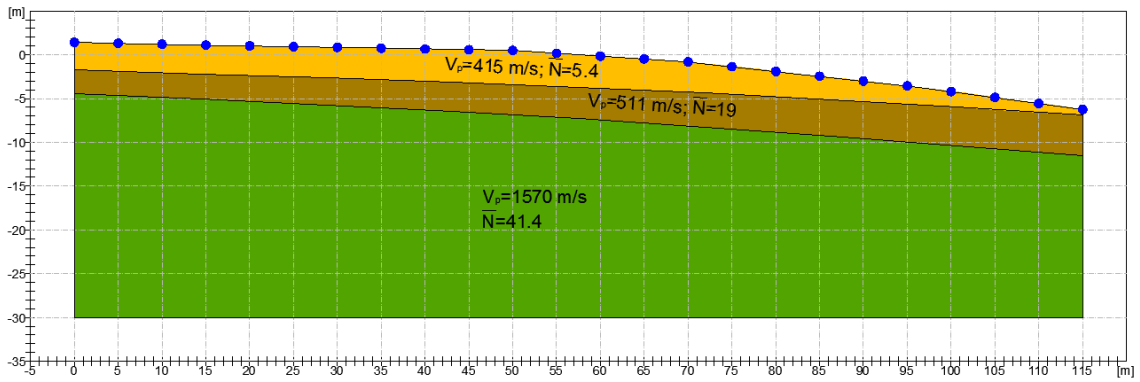
FASE II:

**II-1: PERFILES DE SÍSMICA DE REFRACCIÓN Y SPT DE CADA
ESTRATO EN TILARÁN Y LIBERIA (GUANACASTE, COSTA
RICA)**

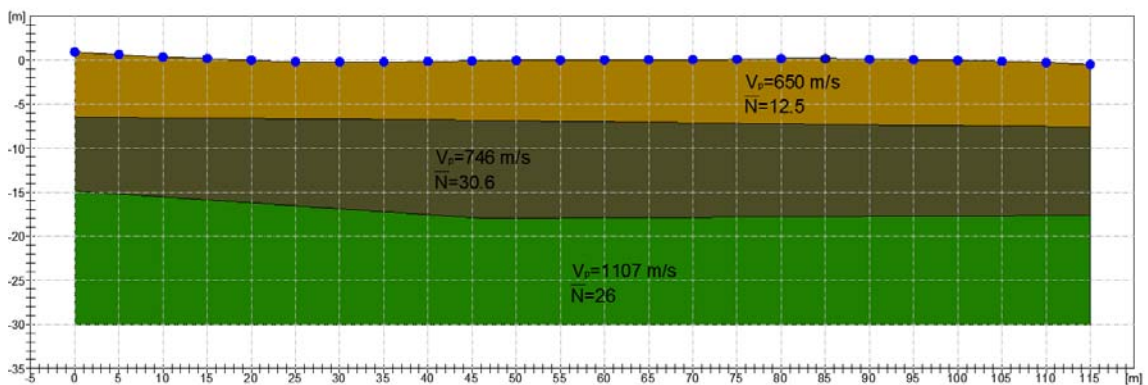
PERFIL C01



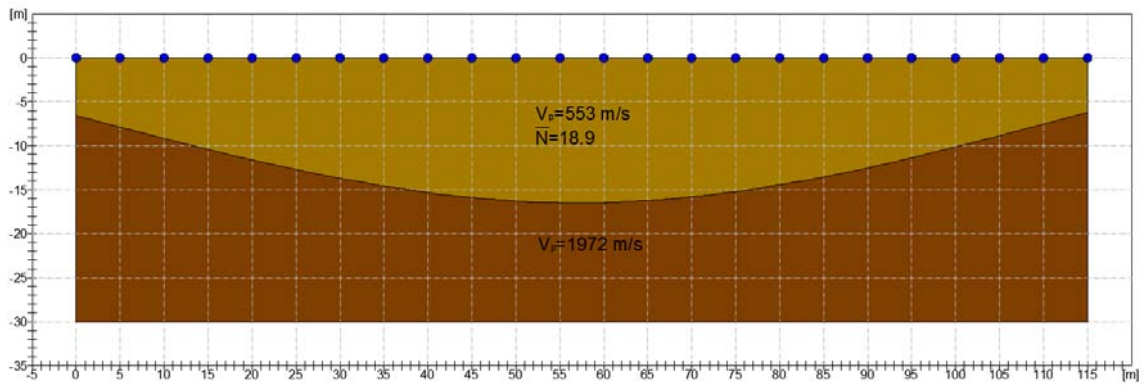
PERFIL C02



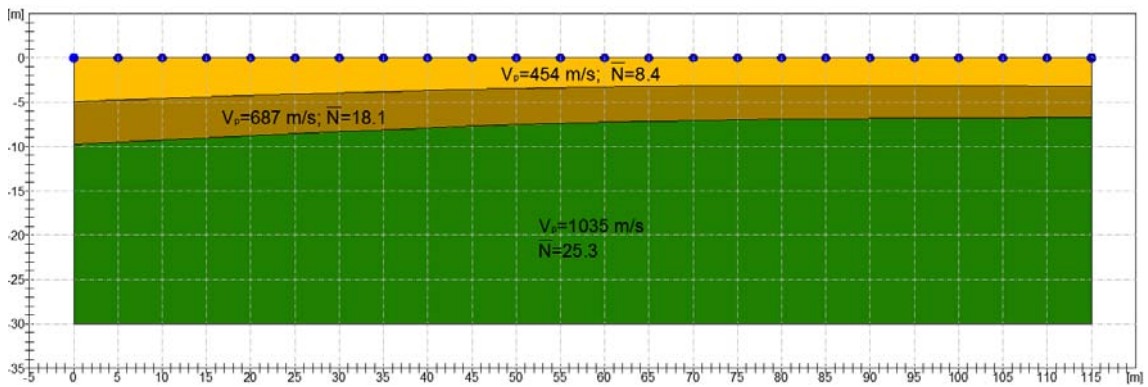
PERFIL C03



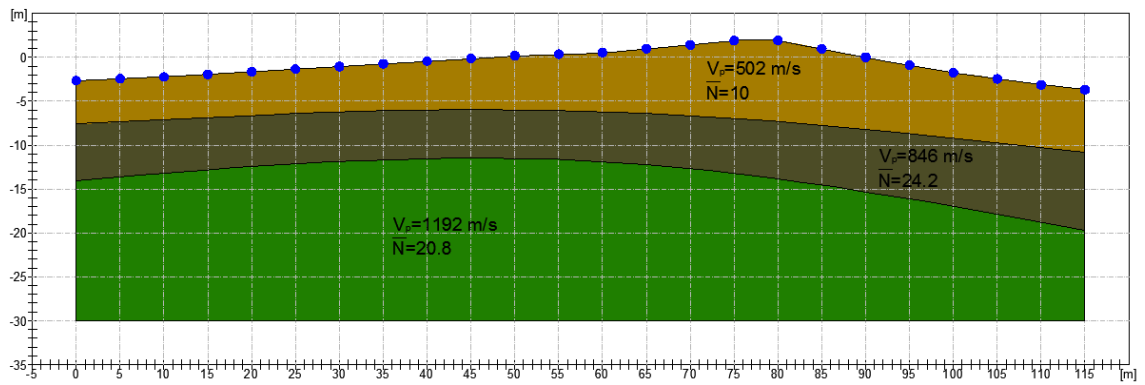
PERFIL C04



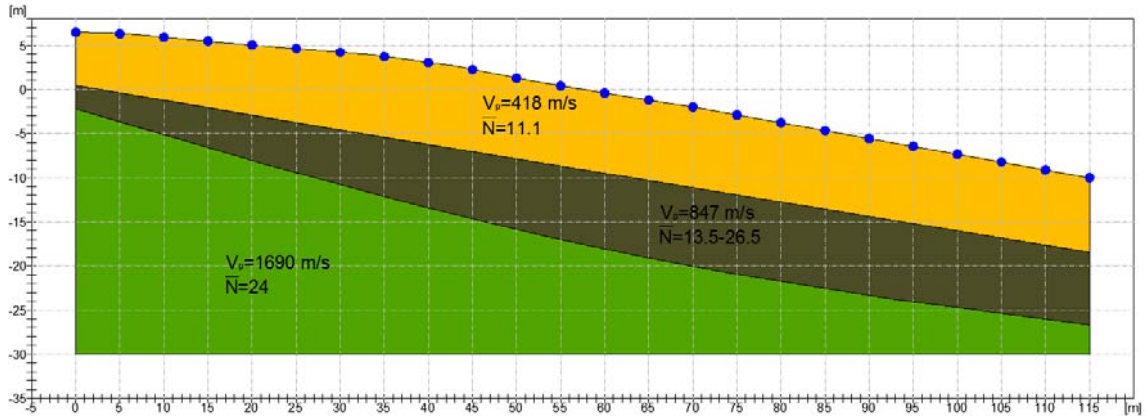
PERFIL C05



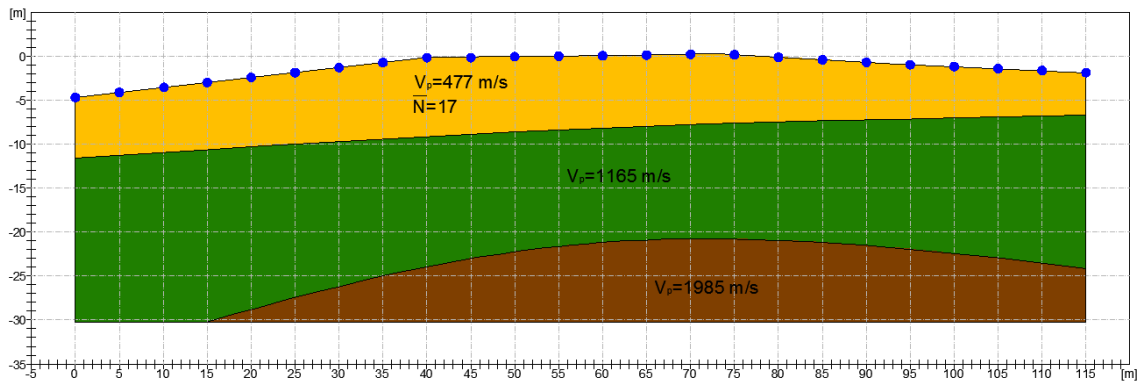
PERFIL C06



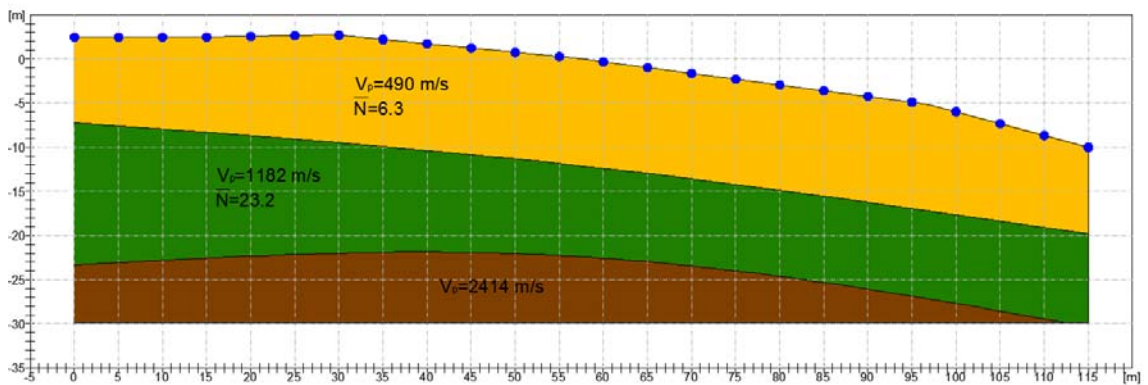
PERFIL C07



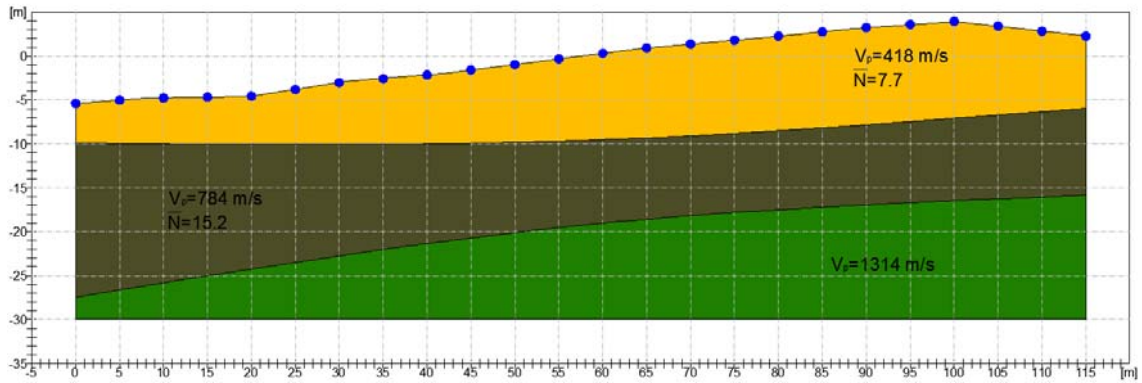
PERFIL C08



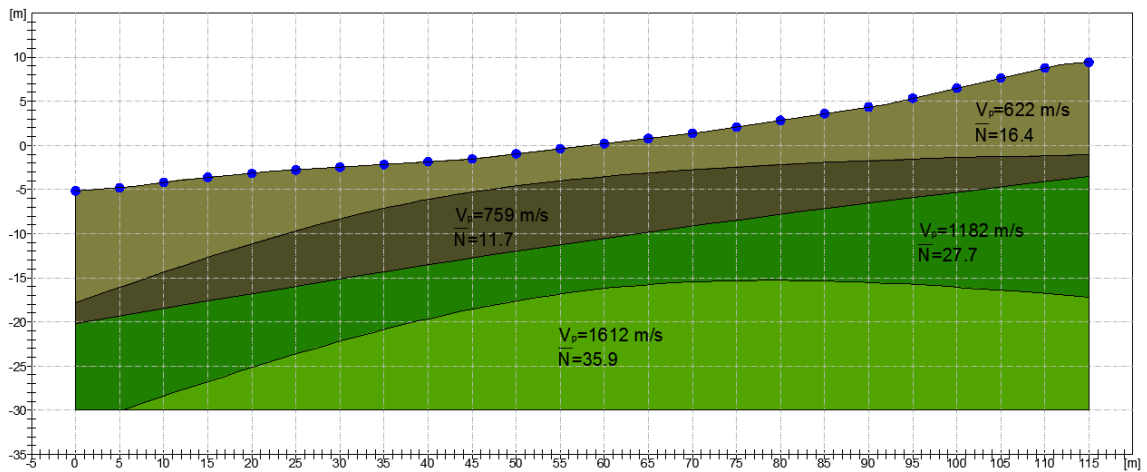
PERFIL C09



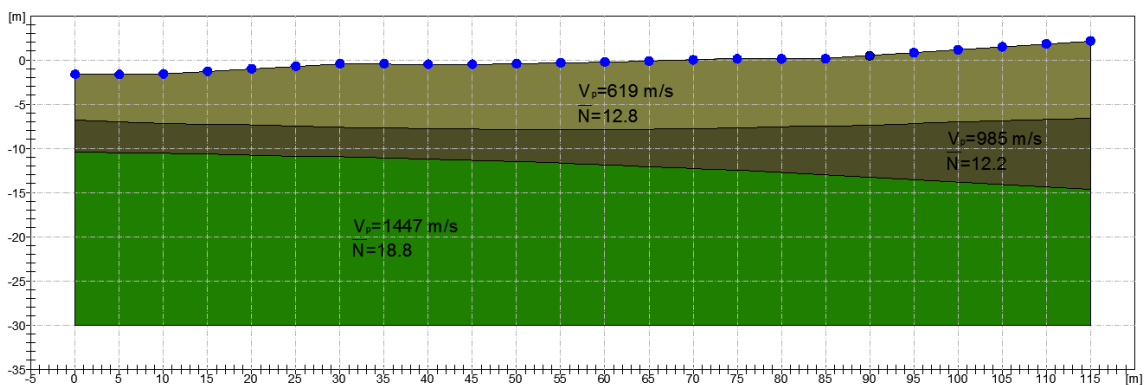
PERFIL C10



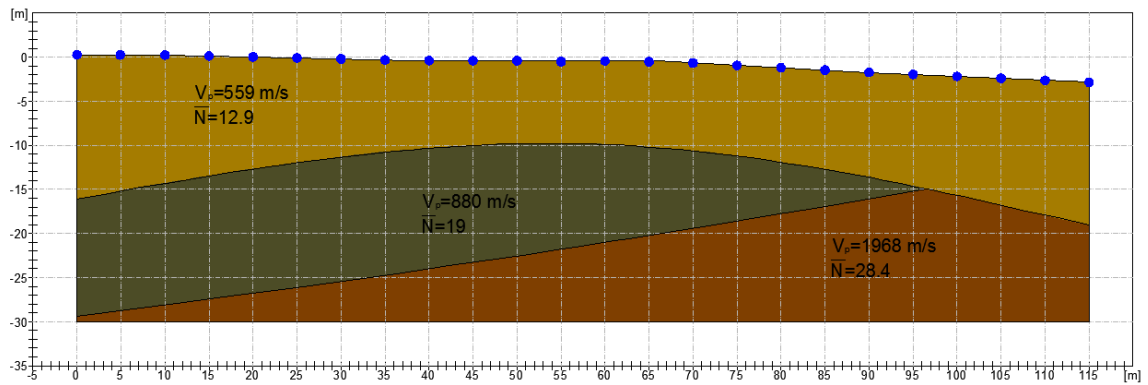
PERFIL C11



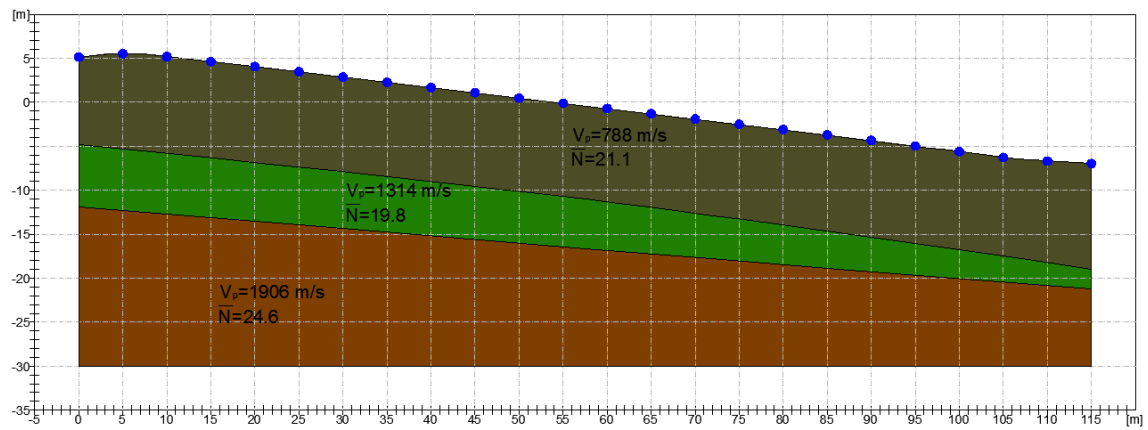
PERFIL C12



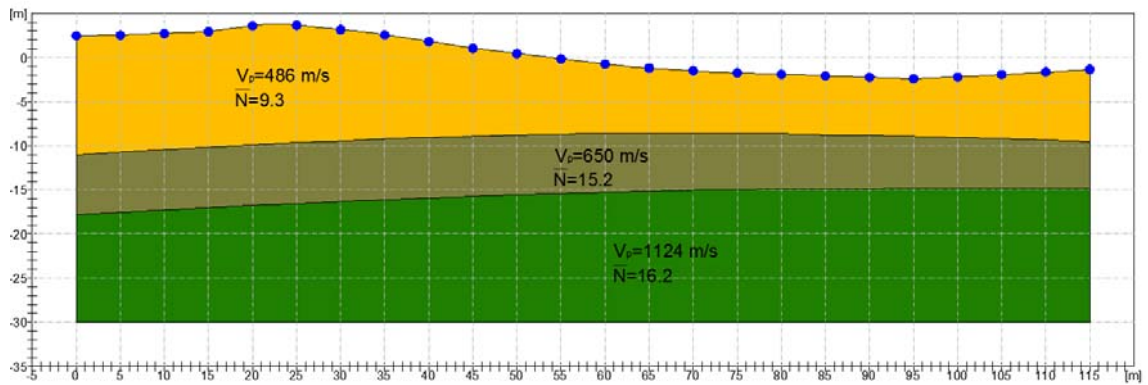
PERFIL C13



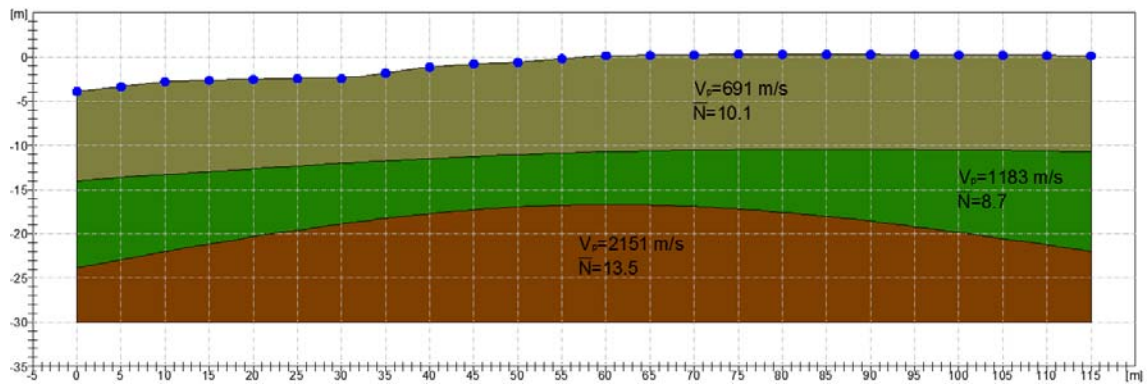
PERFIL C14



PERFIL C15



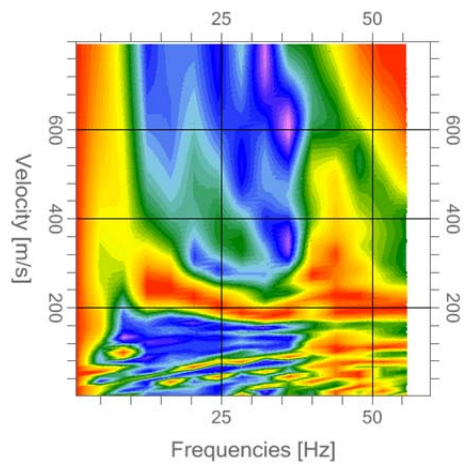
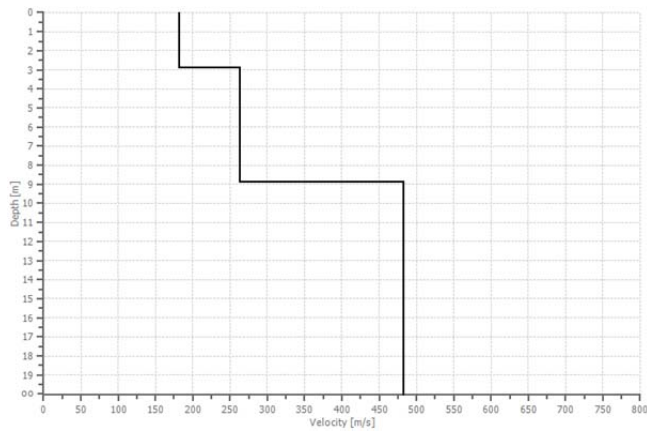
PERFIL C16



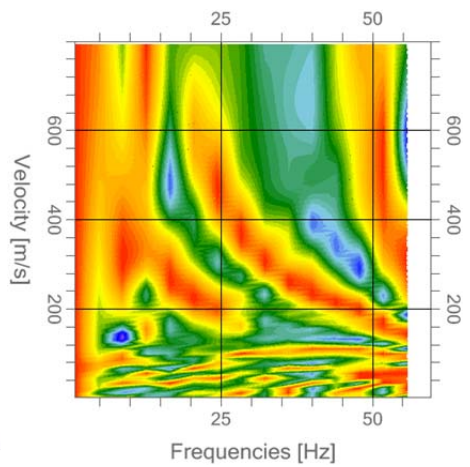
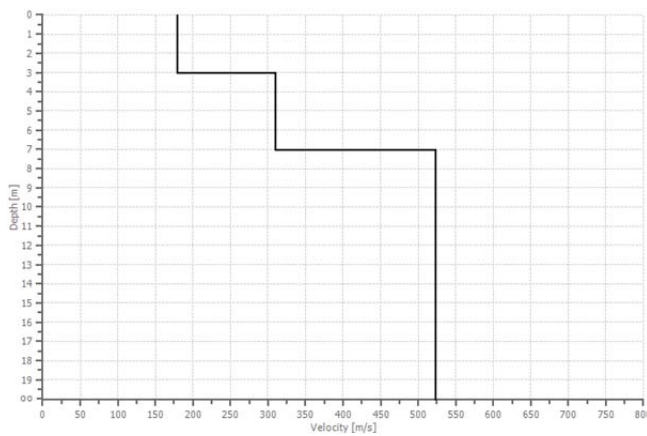
FASE II:

II-2: PERFILES DE MASW EN TILARÁN Y LIBERIA (GUANACASTE, COSTA RICA)

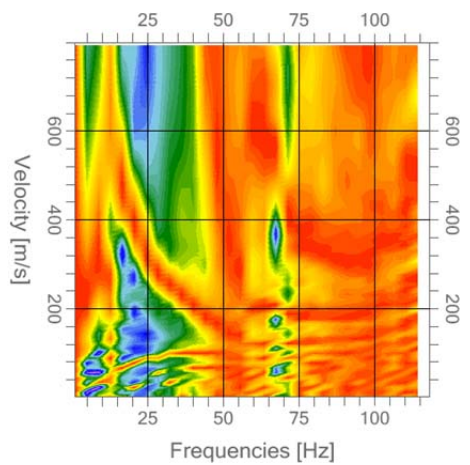
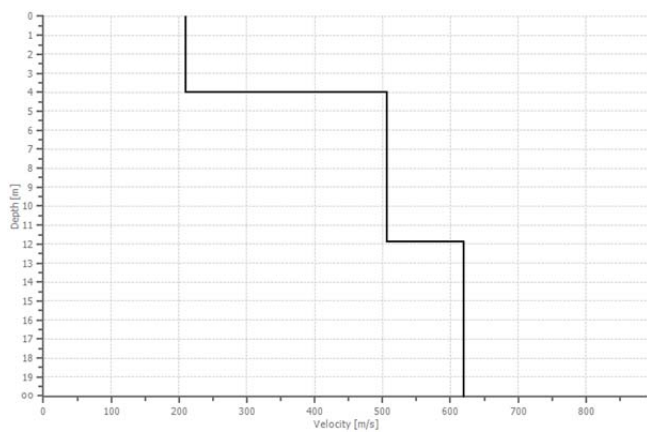
PERFIL C01



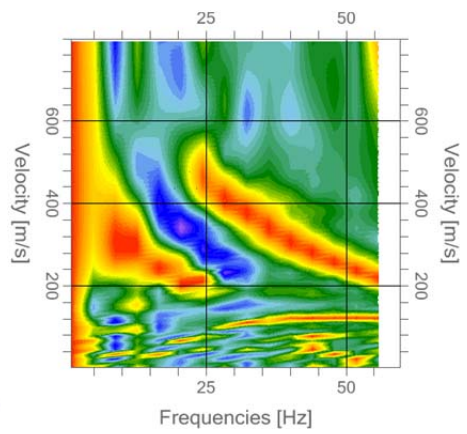
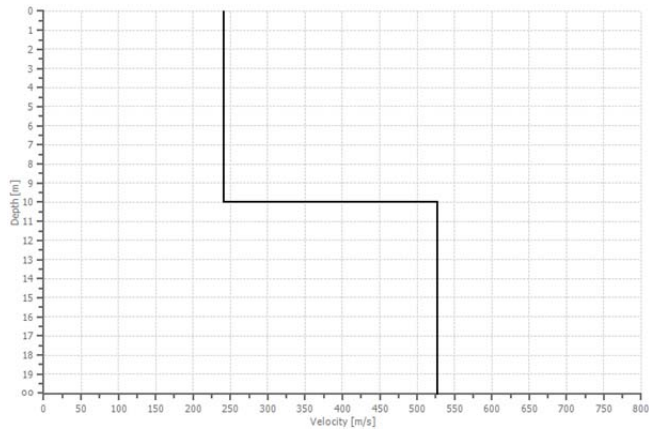
PERFIL C02



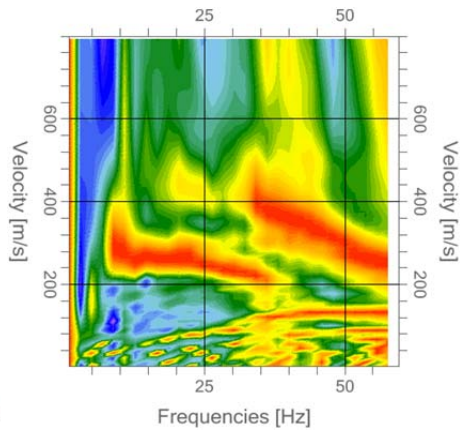
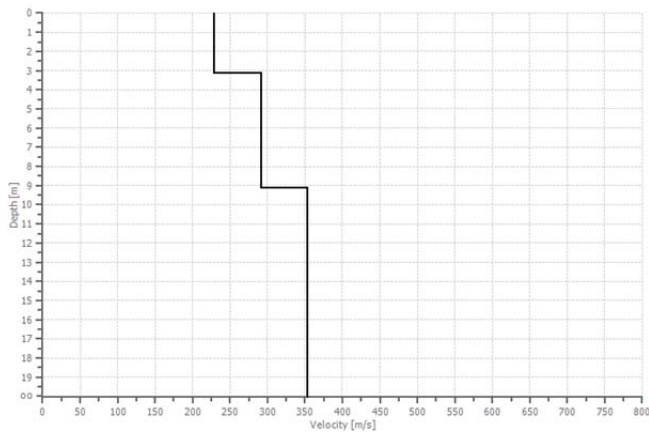
PERFIL C03



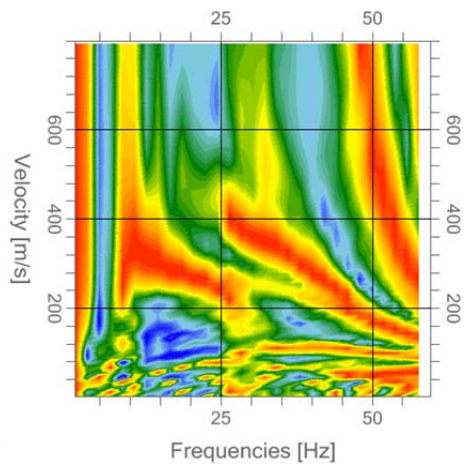
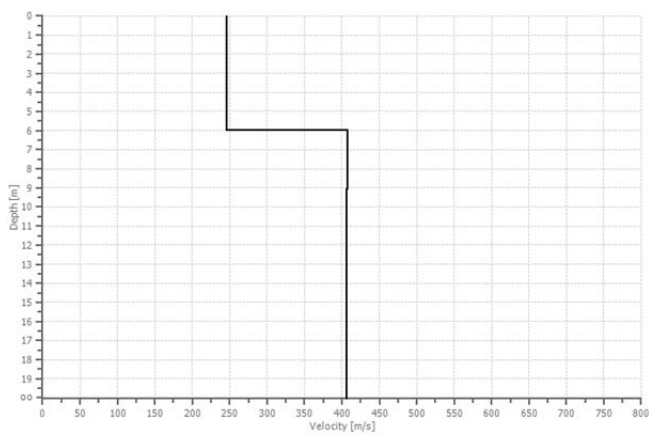
PERFIL C04



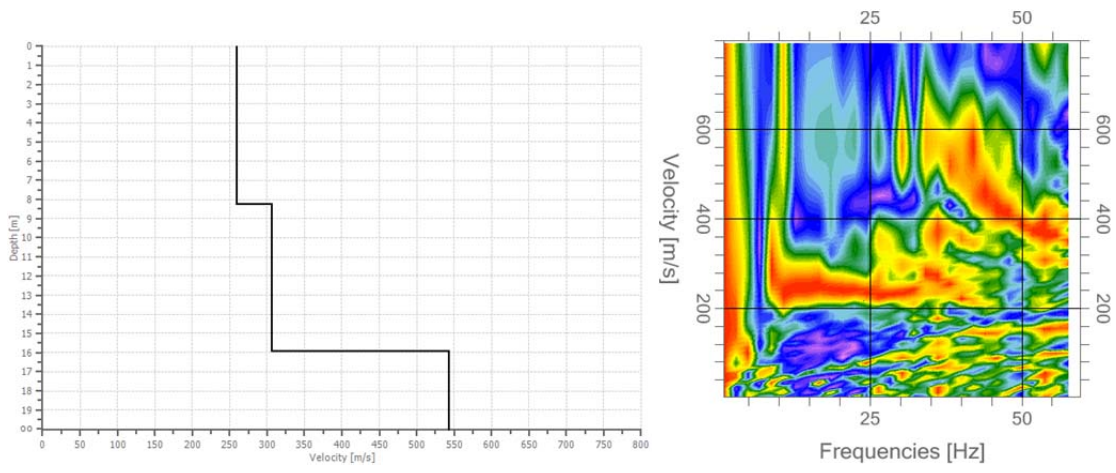
PERFIL C05



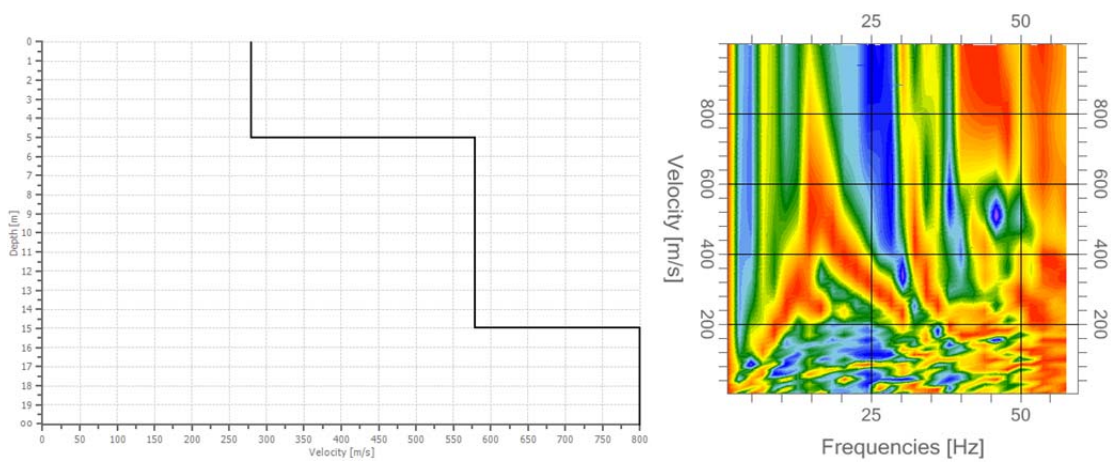
PERFIL C06



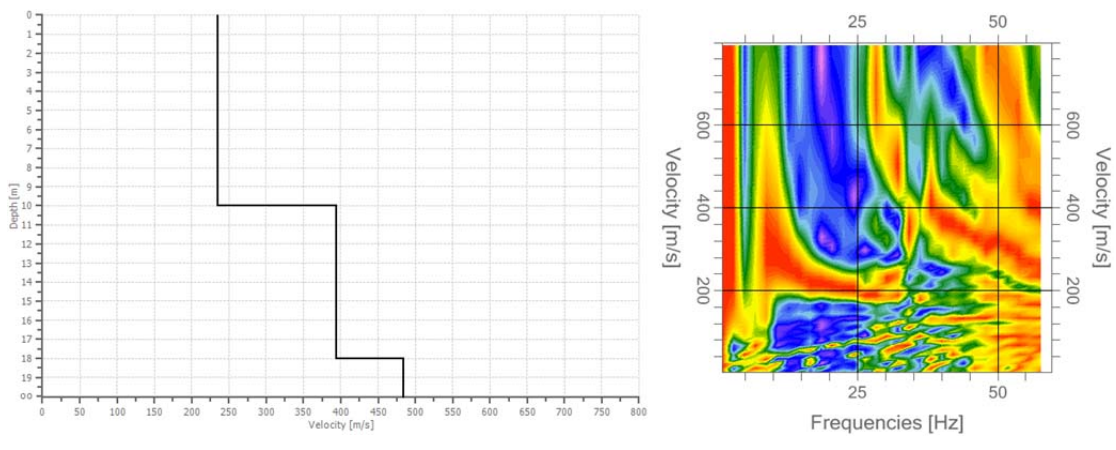
PERFIL C07



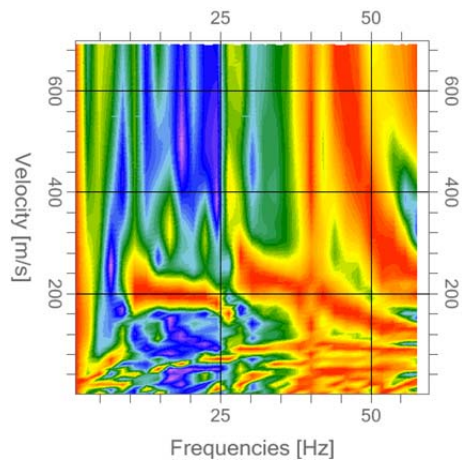
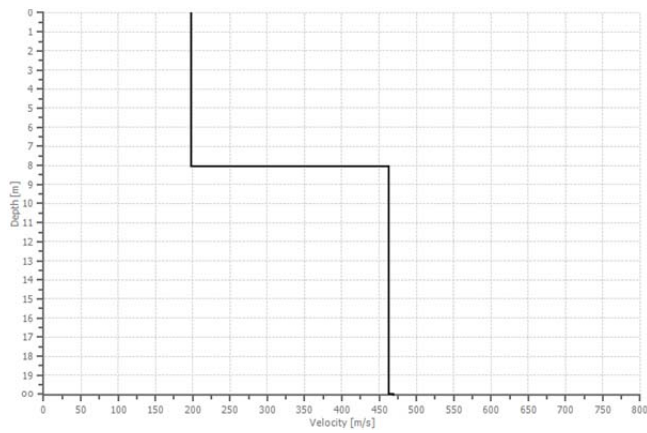
PERFIL C08



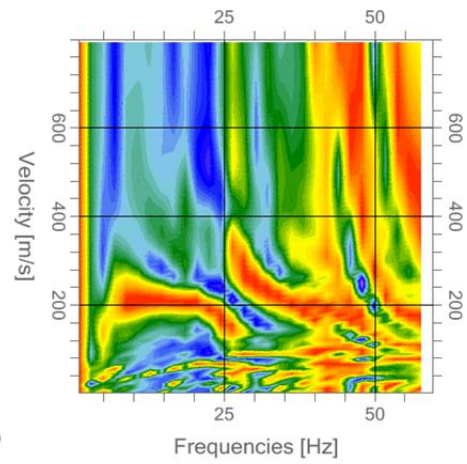
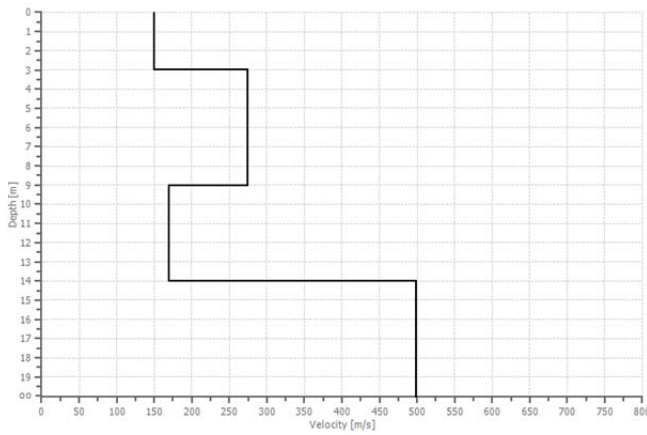
PERFIL C09



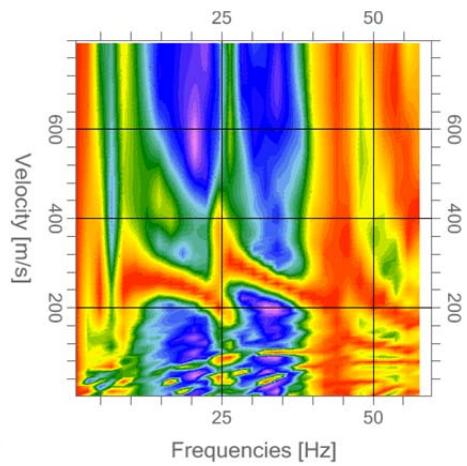
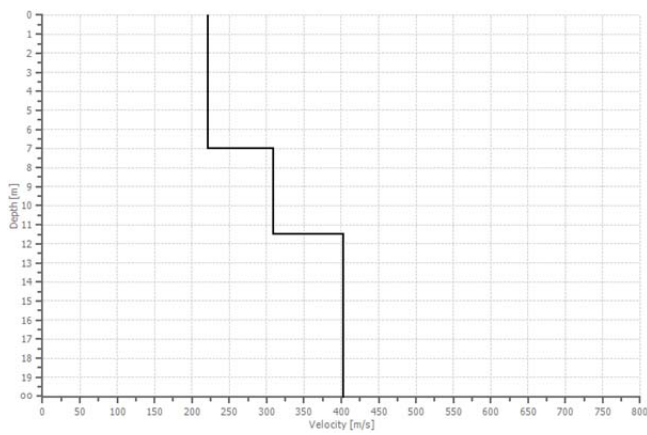
PERFIL C10



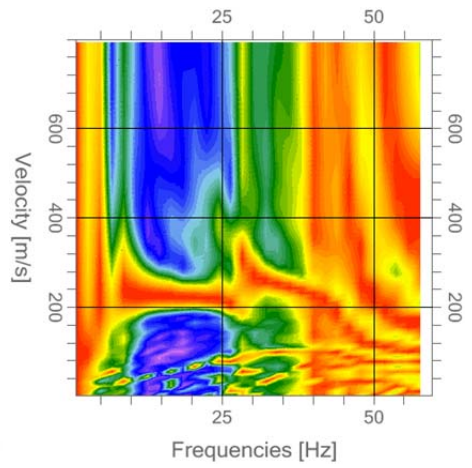
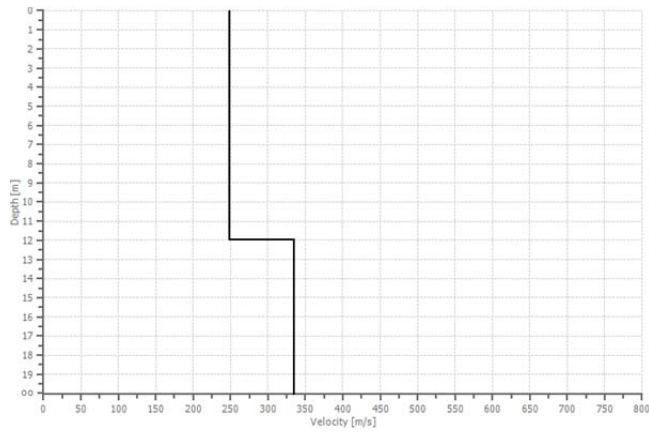
PERFIL C11



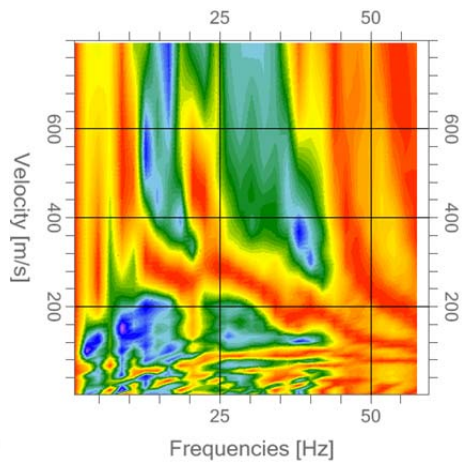
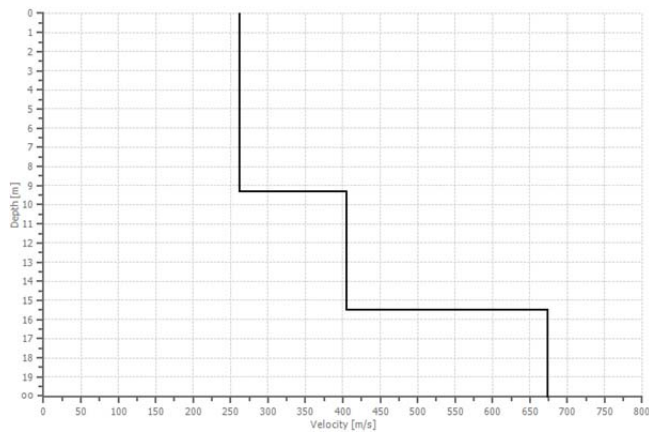
PERFIL C12



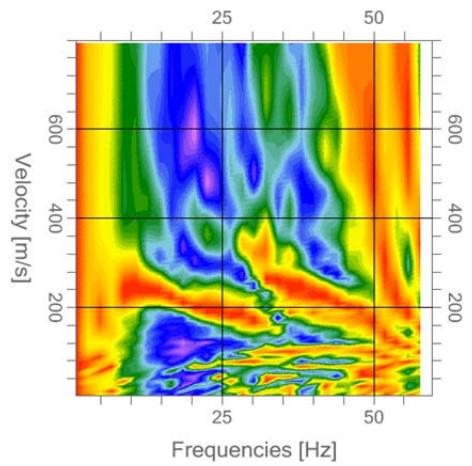
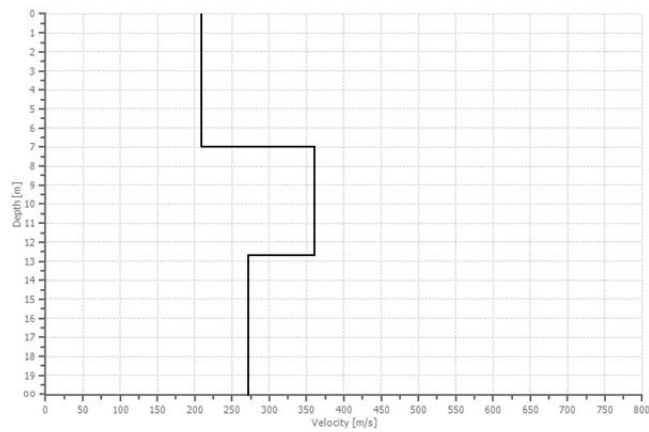
PERFIL C13



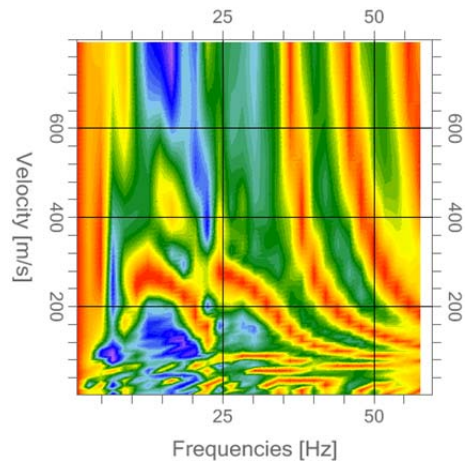
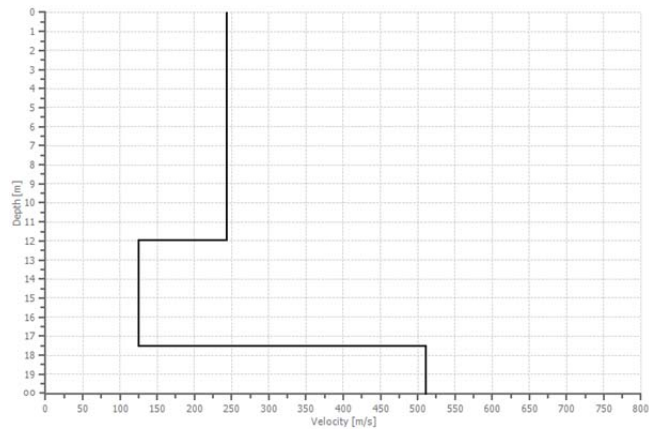
PERFIL C14



PERFIL C15



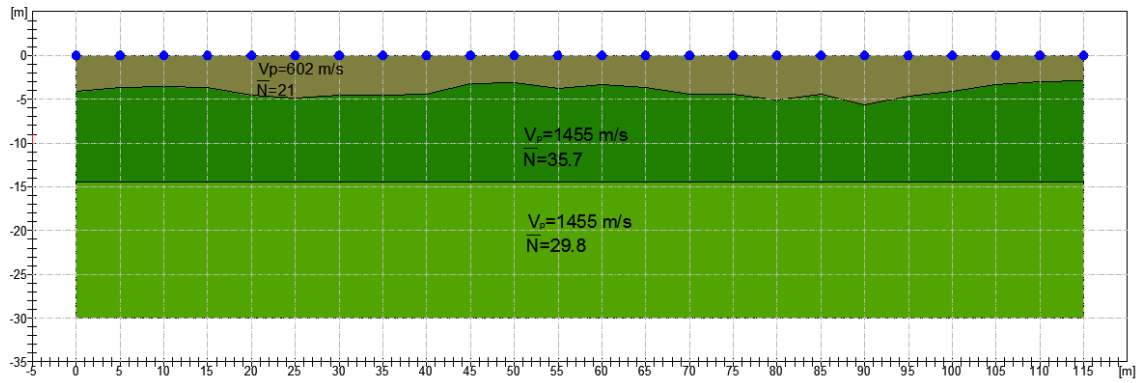
PERFIL C16



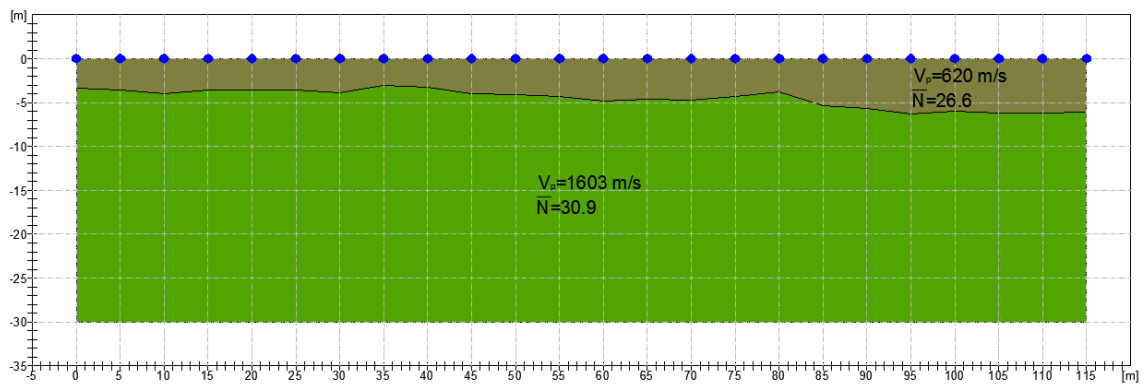
FASE III:

**III-1: PERFILES DE SÍSMICA DE REFRACCIÓN Y SPT DE CADA
ESTRATO EN GARAYALDE (CHUBUT) Y JARAMILLO (SANTA
CRUZ) EN ARGENTINA**

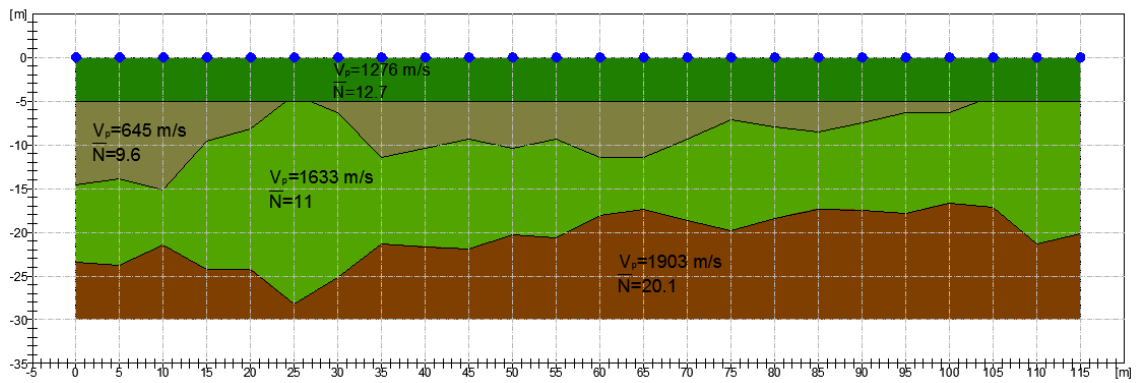
PERFIL A01



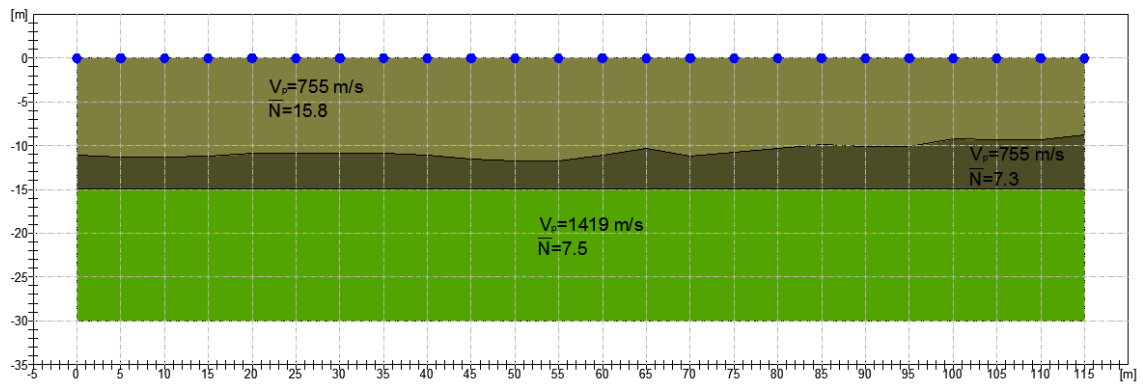
PERFIL A02



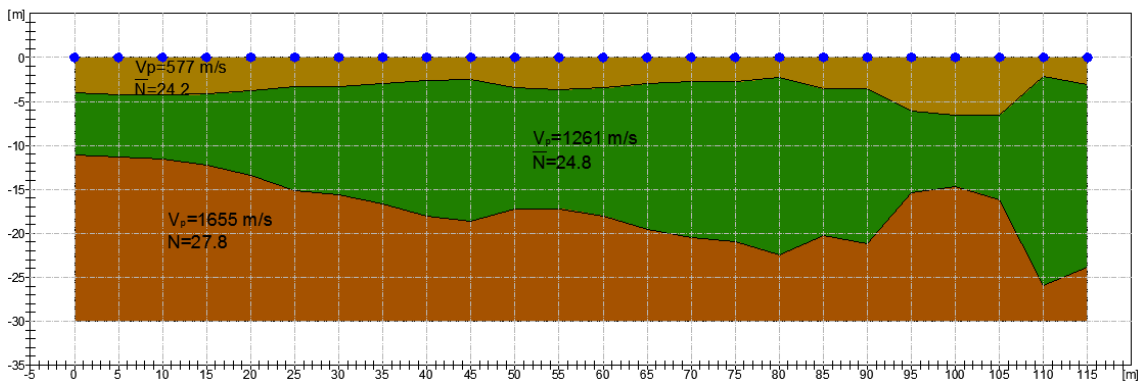
PERFIL A03



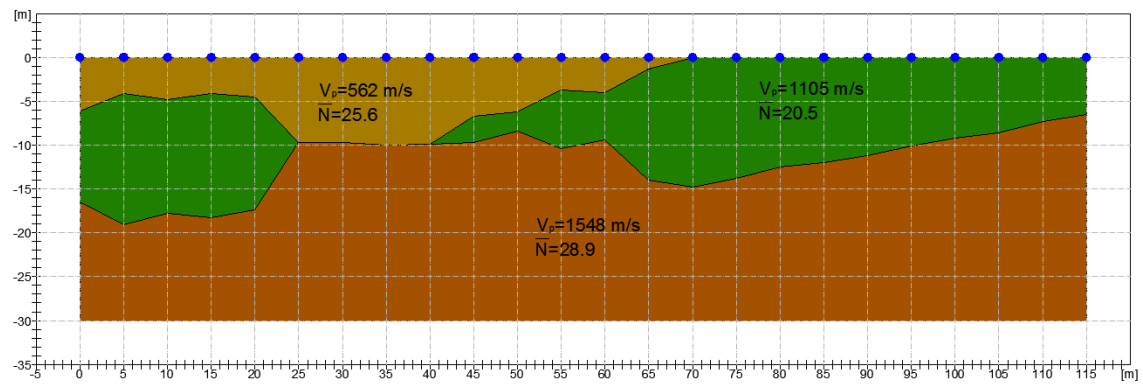
PERFIL A04



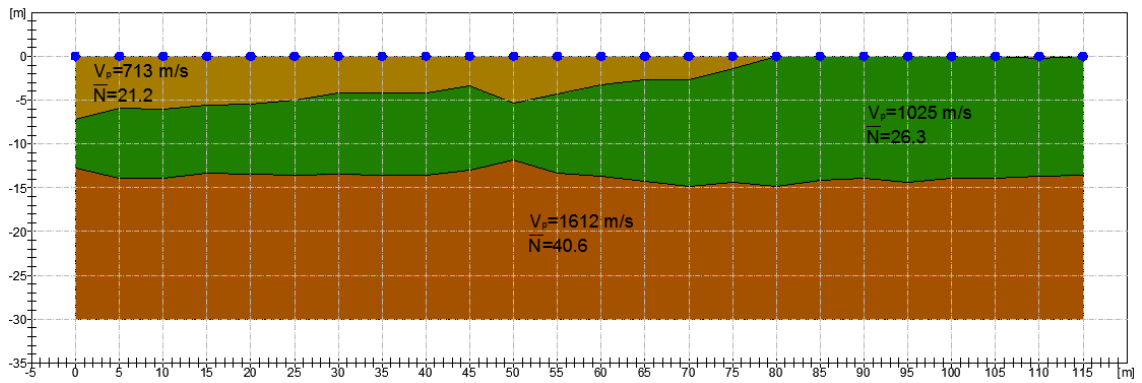
PERFIL A05



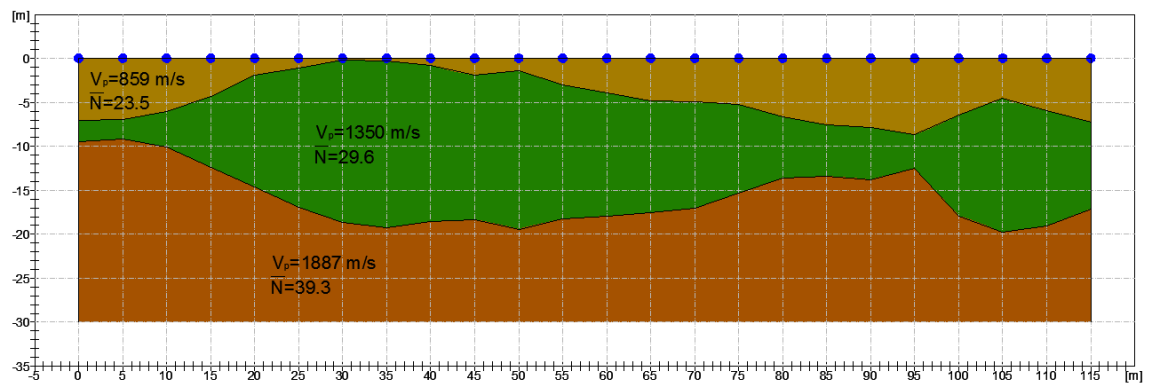
PERFIL A06



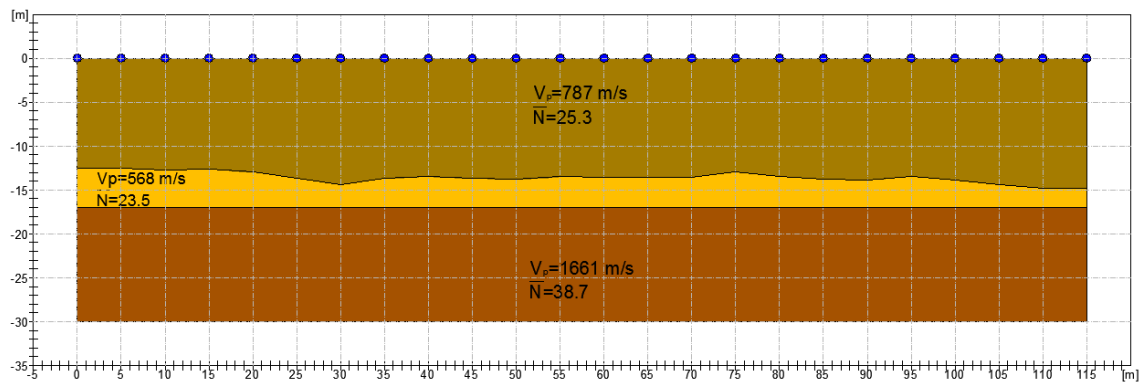
PERFIL A07



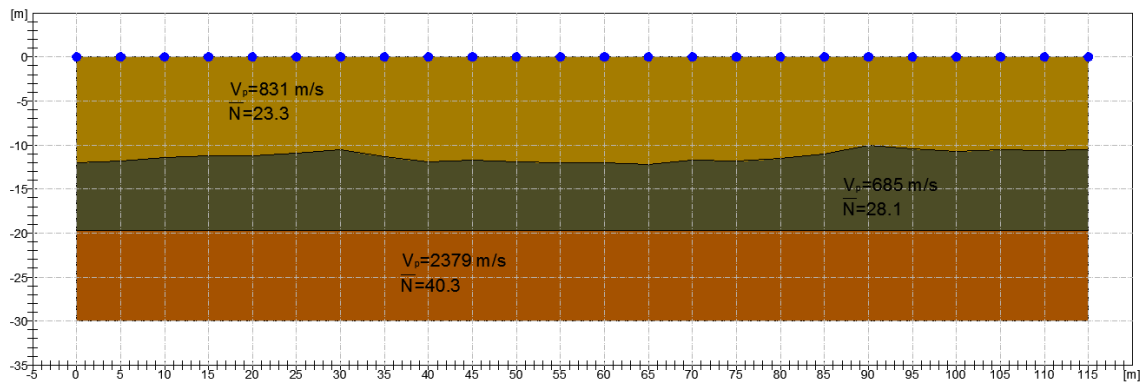
PERFIL A08



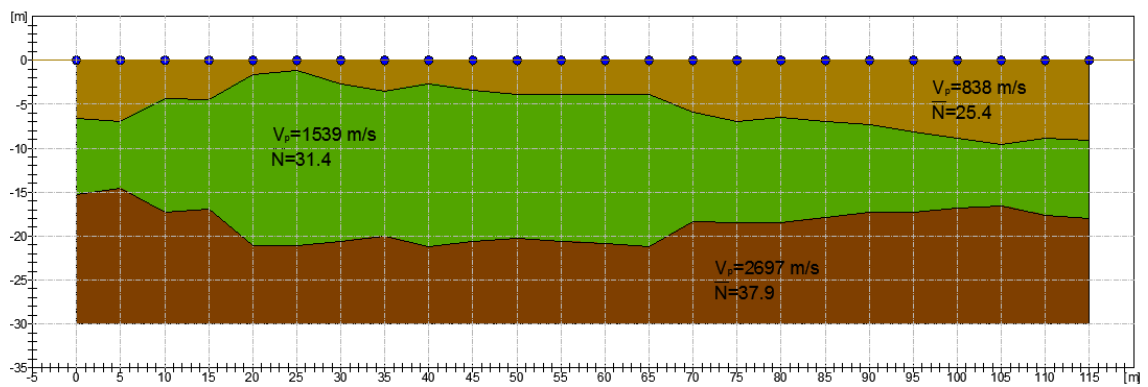
PERFIL A09



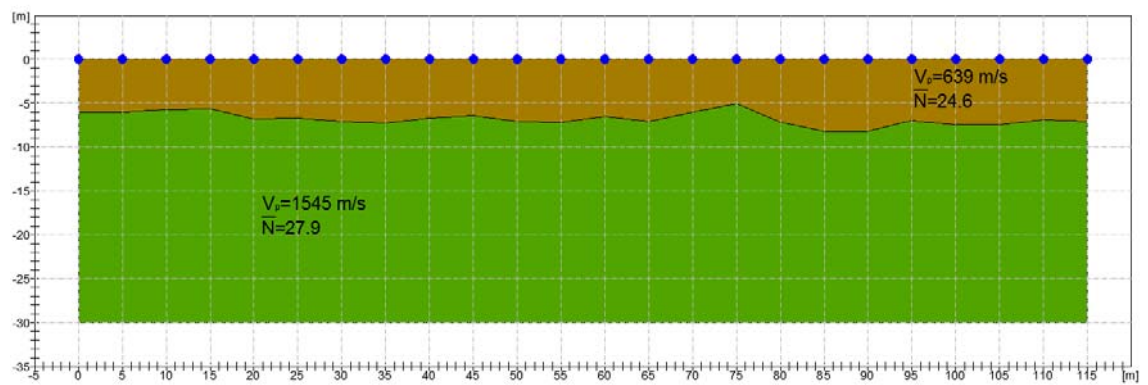
PERFIL A10



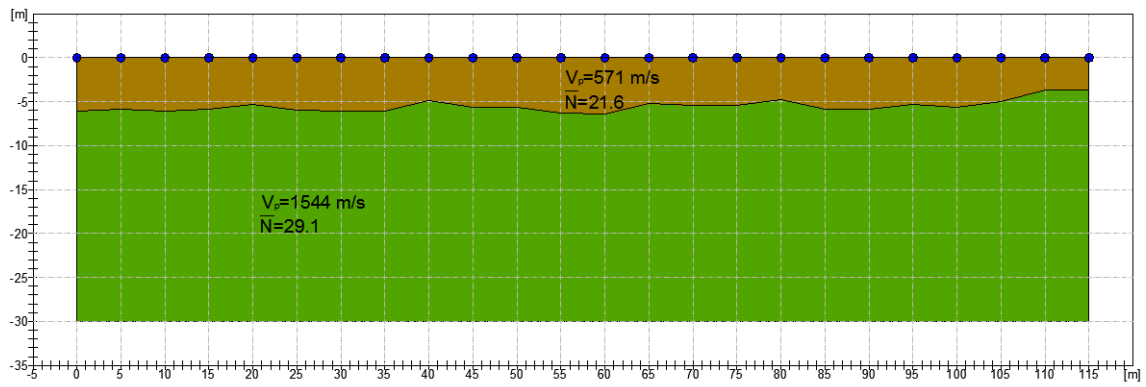
PERFIL A11



PERFIL A12



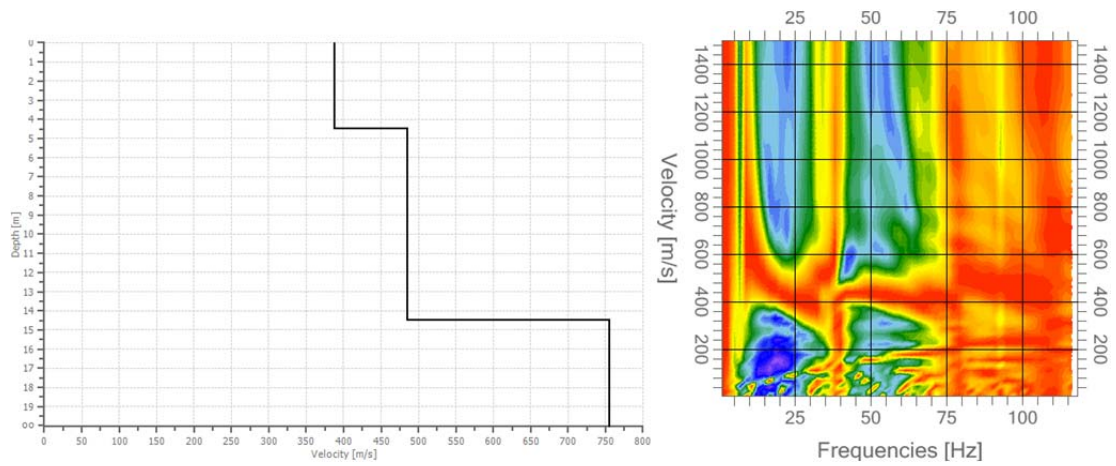
PERFIL A13



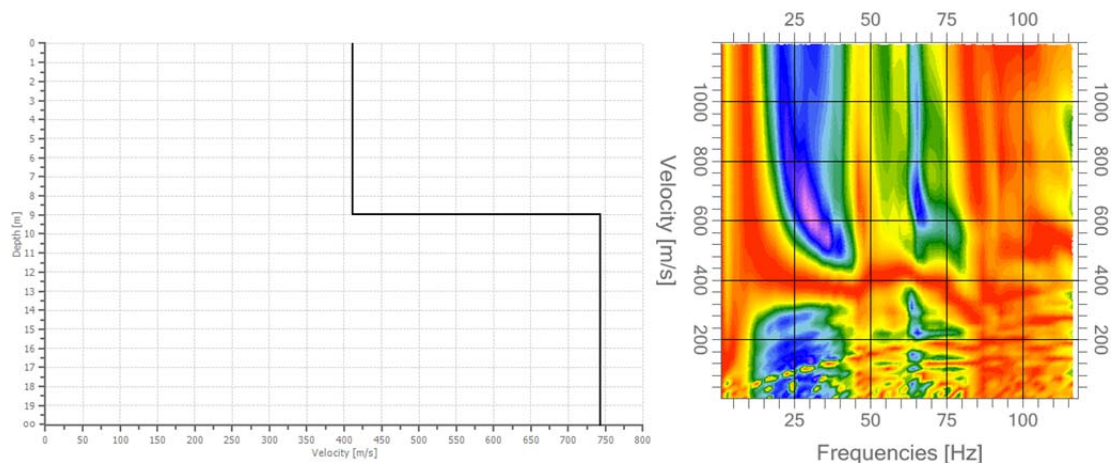
FASE III:

**III-1: PERFILES DE MASW EN GARAYALDE (CHUBUT) Y
JARAMILLO (SANTA CRUZ) EN ARGENTINA**

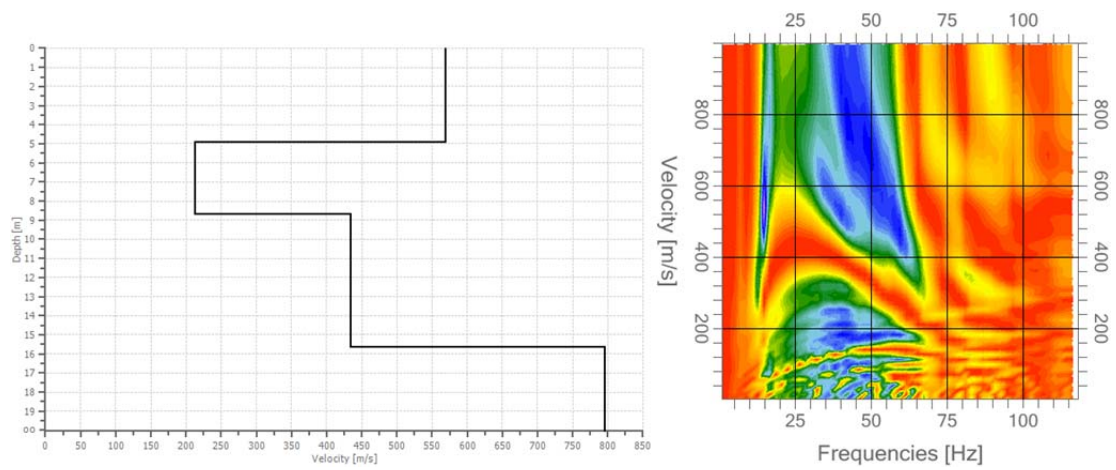
Perfil A01



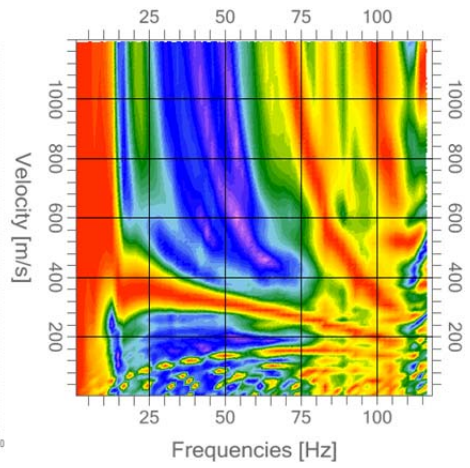
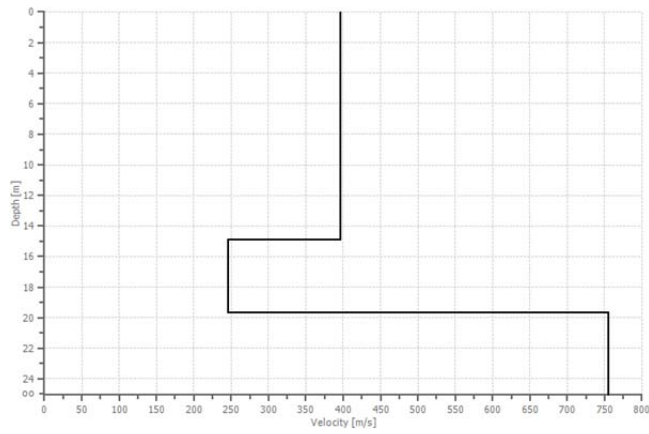
PERFIL A02



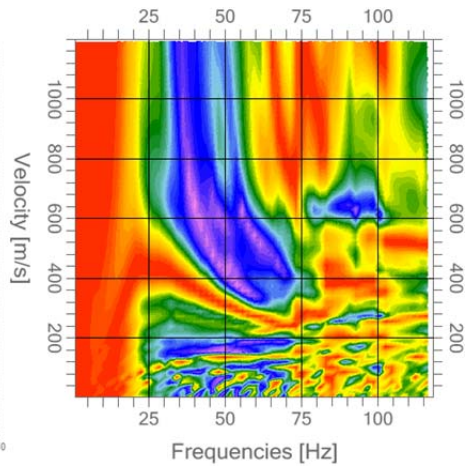
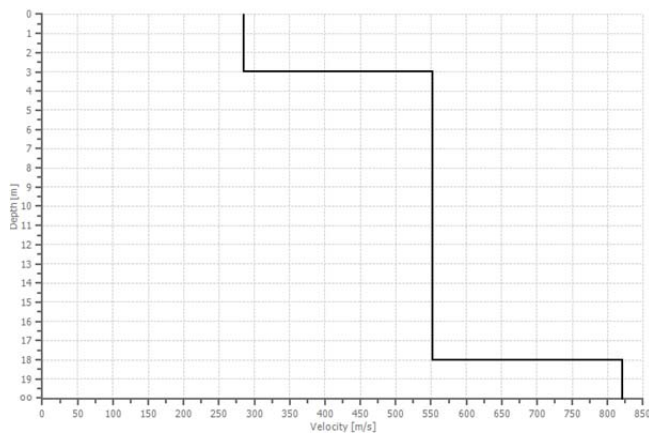
PERFIL A03



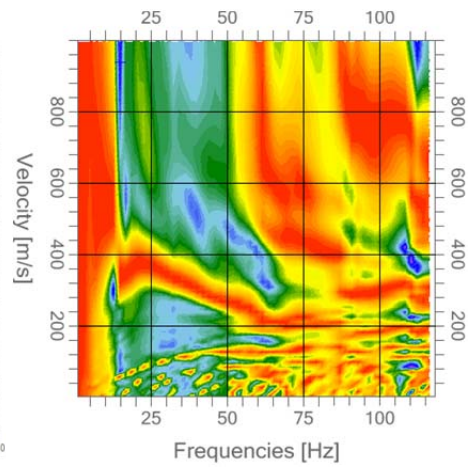
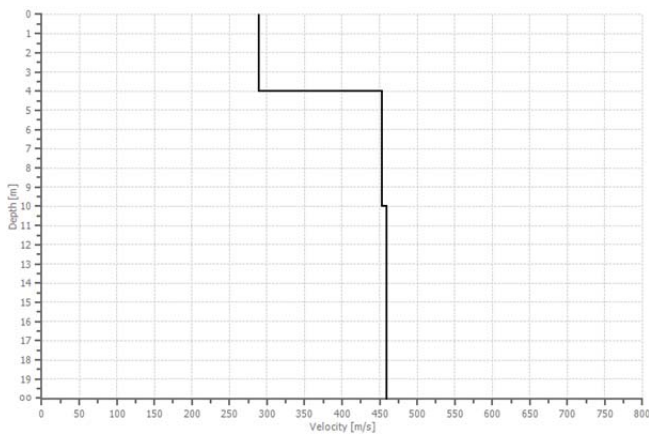
PERFIL A04



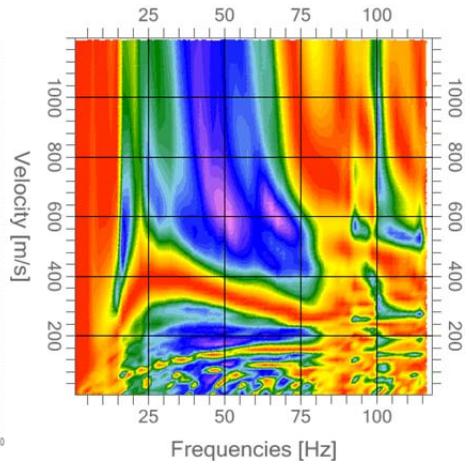
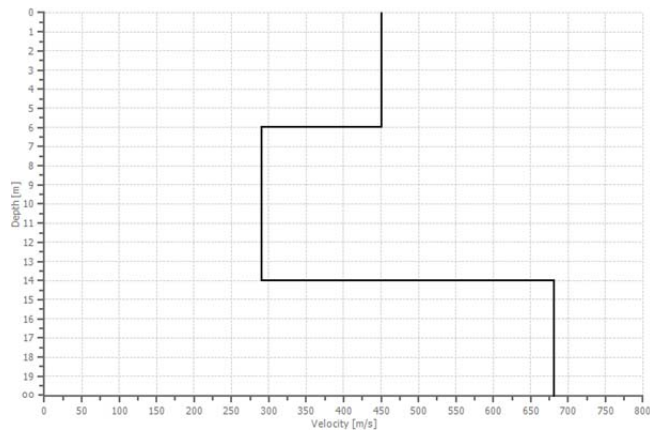
PERFIL A05



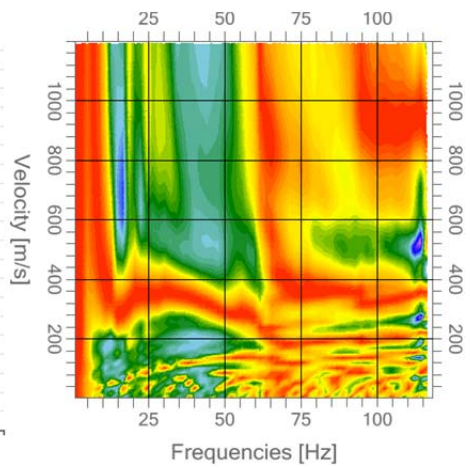
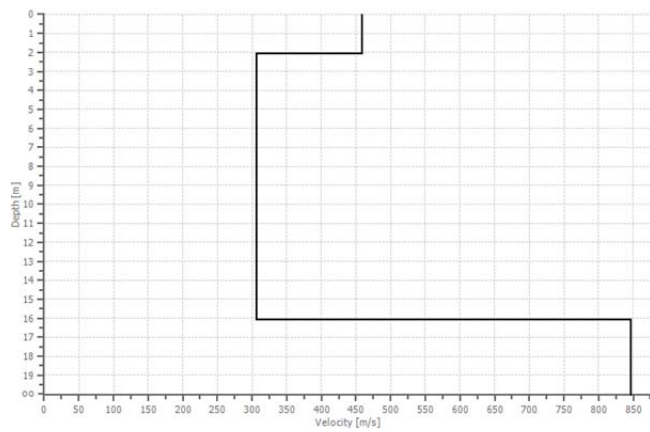
PERFIL A06



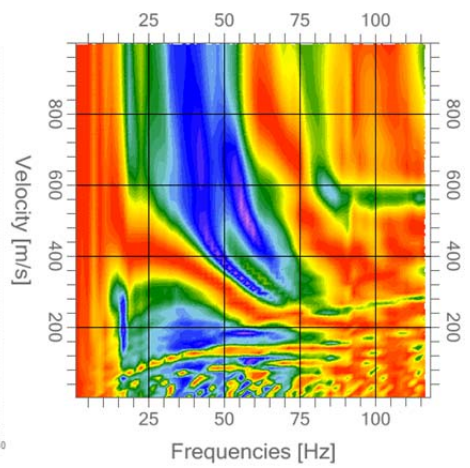
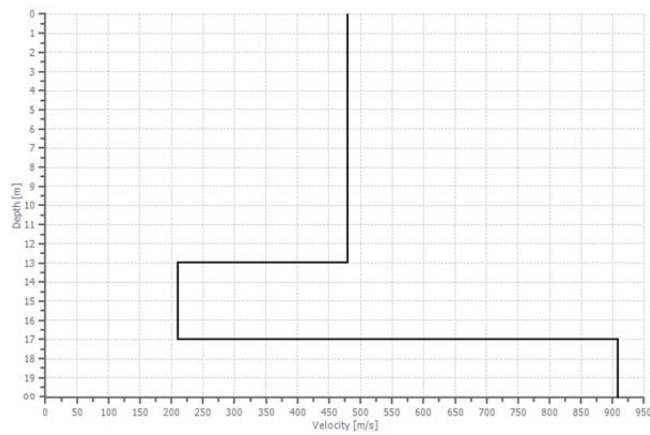
PERFIL A07



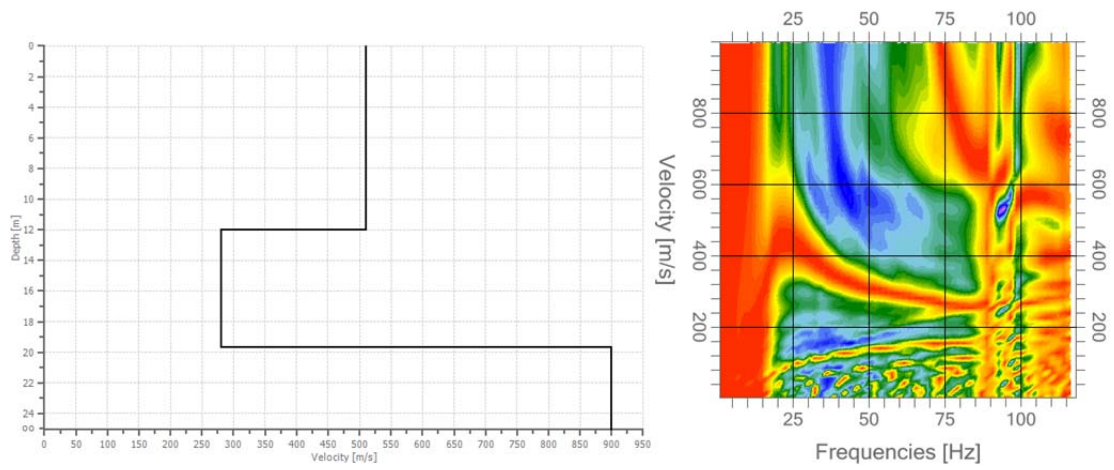
PERFIL A08



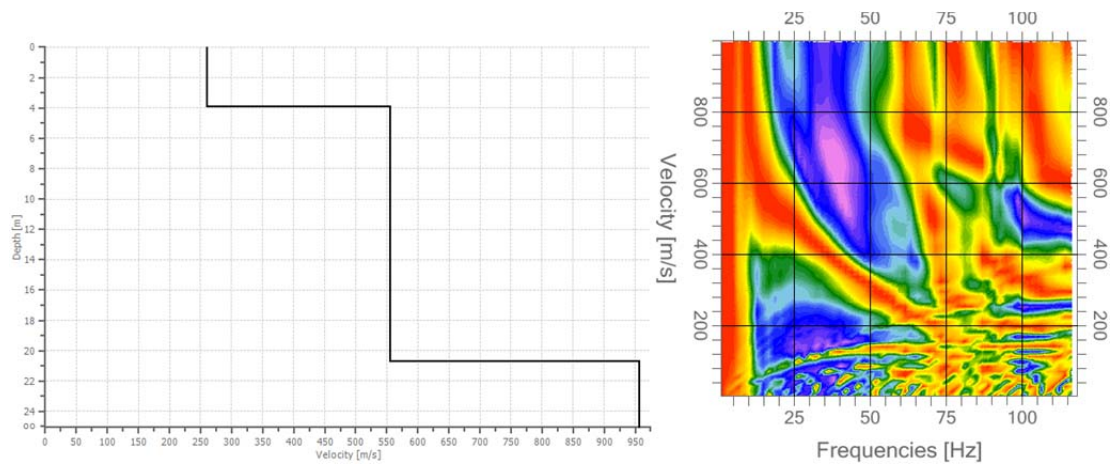
PERFIL A09



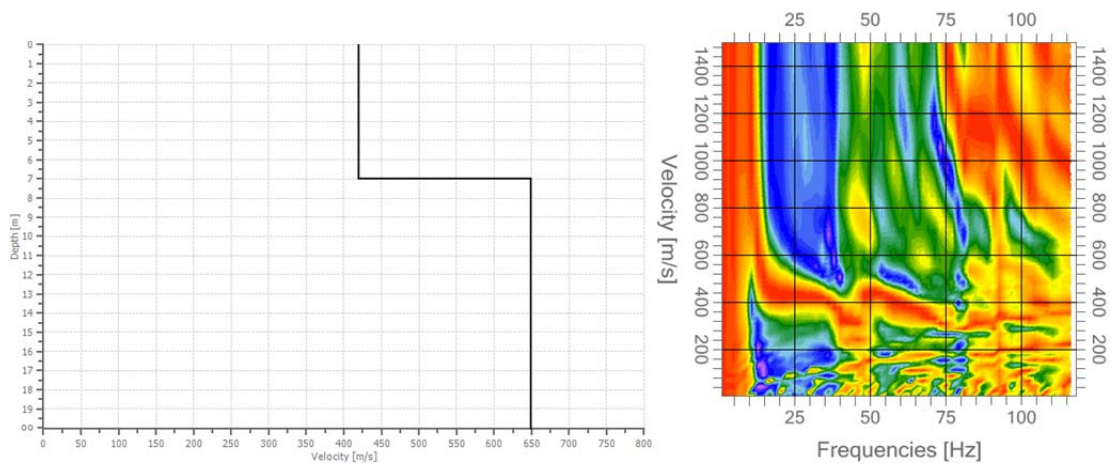
PERFIL A10



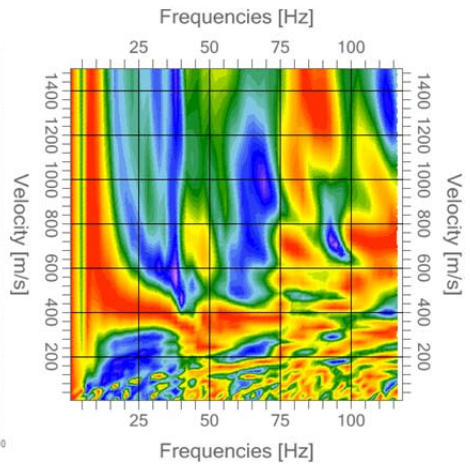
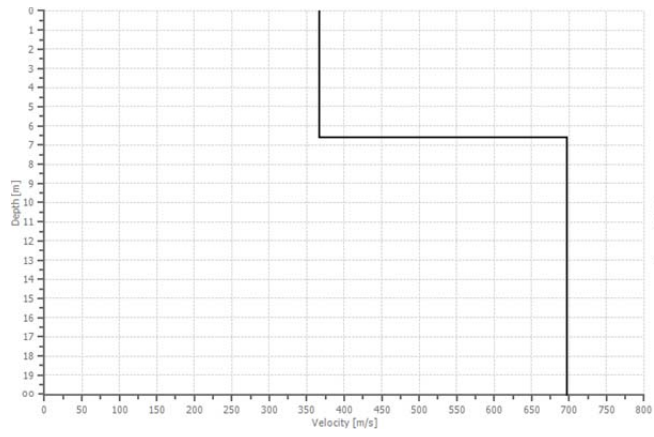
PERFIL A11



PERFIL A12



PERFIL A13



**ANEXO B: FICHA DE CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DE LOS
EQUIPOS DE REGISTRO SÍSMICO UTILIZADOS**



**EXPLORATION SEISMOGRAPHS
PASI MOD. 16S-U & 16S-P**

www.pasigeophysics.com

TECHNICAL FEATURES OF 16S-U and 16S-P

| Model | 16S12-U | 16S24-U | 16S12-P | 16S24-P |
|------------------------------------|--|-------------|---|-------------|
| Codice | SIS-401-000 | SIS-402-000 | SIS-301-000 | SIS-302-000 |
| Integrated PC | No | No | Yes | Yes |
| Number of channels | 12 | 24 | 12 | 24 |
| With 2nd unit connected in series | Up to 48 channels | | | |
| Acquisition board | National Instruments® | | | |
| Processor | -- | -- | Via Eden 500MHz or better | |
| Resolution | 24 bit with propriator algorithm | | | |
| Operating system | -- | -- | Windows-XP® Embedded and 32 bit data acquisition software | |
| Display | -- | -- | Touch Screen | |
| Memory | -- | -- | Solid state memory | |
| Sampling time | From 125 µs to 2 ms for all 24 channels | | | |
| Record Length | from 32 ms to 65536 ms | | | |
| Filters | Digital Filters: in post-acquisition (50-60 Notch, 250LP) antialiasing: active, LPF, 8° Butterworth order; atenuation -48dB/oct (-160dB/dec); f0=5/8fnyq; accuracy ±1% cutting frequency | | | |
| Enhancement (stacking) | With/without total/partial preview | | | |
| Delay | 0-8000ms (step di 1ms) | | | |
| Geophone polarity inversion | Yes | | | |
| First Picking | marker to find out the position on the video points on the time scale; possibility to save first arrivals on the file for data transfer to PC | | | |
| Seismic Wave Display | wiggle-trace / variable area | | | |
| Noise-monitor | Yes, with real time "cascade" display | | | |
| Trace-size | Automatic or manual for each channel | | | |
| External Data Output | 1x USB for connecting an external PC | | 1xUSB for data download 1xUSB for the connection to a "slave" unit | |
| Automatic Calibration | Yes | | | |
| Data Format | SEG-2, PASI | | | |
| Power Supply | 12V external battery | | | |
| Dimension | 27x24.6x17.4 cm | | 33.9x29.5x15.2 cm | |
| Weight (ext. Battery not included) | < 3 kg | | < 5 kg | |

PASI S.R.L. — Via Galliani 5/E — 10125 Torino
tel. +39 011 6507033 — fax +39 011 658646
e-mail: sales@pasisrl.it
www.pasisrl.it