



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO**



FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA

CAMPO DE CONOCIMIENTO: INGENIERÍA CIVIL

**CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DE DOS SITIOS EN
CONDICIONES DE INESTABILIDAD QUE AFECTAN A LA
CARRETERA FEDERAL 1D EN ENSENADA, BAJA CALIFORNIA,
MÉXICO.**

T E S I N A

Vo. Bo. 20/09/2024

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

Dr. Rigoberto Rivera Constantino

ESPECIALISTA EN GEOTECNIA

Vo. Bo. 30-08-2024

Vo. Bo. sep. 23 de 2024

PRESENTA:

M.I. Reginaldo José Hernández Romero

MOISÉS FRANCISCO GUZMÁN VILLA

Ing. Bardoniano Soria Castañeda

Vo. Bo. M. I. Valentin Castellanos Pedroza
23-sep-2024

DIRECTOR DE TESINA: M.I. REGINALDO JOSÉ HERNÁNDEZ ROMERO

MÉXICO, D.F.

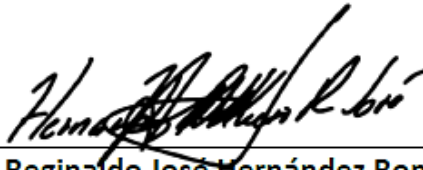
AGOSTO 2024

Dr. Raúl Aguilar Becerril

Vo.Bo. 23/sep/2024

Tesina elaborada por
Moisés Francisco Guzmán Villa

y aprobada por

A handwritten signature in black ink, appearing to read 'Reginaldo José Hernández Romero', written over a horizontal line.

M.I. Reginaldo José Hernández Romero
Tutor y Director de tesina

Resumen

La Región Bahía Salsipuedes (RBS) es una zona potencialmente inestable que afecta considerablemente la operación e infraestructura de la Carretera Federal 1D (CF1D), a lo largo de 14 km de su extensión. Estas condiciones, vulneran vidas humanas, la propiedad y las actividades socioeconómicas de la región. Es así que, ante el alto riesgo y complejidad geológica de estos fenómenos se requiere investigarlos de manera detallada. En este estudio, mediante la velocidad de ondas de compresión (V_p) y de corte (V_s) se estimaron la densidad, las constantes elásticas y parámetros geotécnicos y petrofísicos; además, a través de funciones y correlaciones empíricas se obtuvieron aproximaciones de los parámetros de resistencia e índices geomecánicos. De esta manera, se determinaron las propiedades elásticas, geomecánicas y geotécnicas de dos sitios inestables. Las capas superficiales están conformadas por materiales no consolidados y muy incompetentes que están sometidas a fuertes tensiones y comprensiones. Estas unidades suprayacen discordantemente sobre facies sedimentarias alteradas, deformadas y meteorizadas, donde se desarrollaron superficies de deslizamiento. Las anteriores características son resultado de la baja rigidez y resistencia a los esfuerzos cortantes y deformacionales que poseen los materiales; condiciones que, a su vez, producen discontinuidades, deformaciones y hundimientos en los cuerpos del terraplén. El origen de los deslizamientos y de las actuales condiciones de inestabilidad están determinadas principalmente por la contrastante competencia de las facies litológicas, las características del relieve y por fuertes cambios en el estado de esfuerzos; ocasionados en esencia, por sobrecargas estáticas y dinámicas antrópicas, la variación del comportamiento hidrogeológico, la fuerte actividad tectónica-sísmica y por intensos procesos de meteorización y erosión. Los anteriores factores establecen en cierto grado y manera la reducción de resistencia al corte y el aumento de esfuerzos cortantes. En este sentido, se infiere la potencial formación de nuevas superficies de falla y la aceleración súbita de los deslizamientos existentes. Ante este escenario, se recomienda el cierre y reubicación del tramo de la CF1D que cruza por la RBS y, asimismo, esta zona no debe considerarse para propósitos de ingeniería e infraestructura civil. Los resultados de este trabajo, proporcionaron datos concluyentes que permitieron definir las características de dos deslizamientos. Lo que, establece un avance significativo en la comprensión y conocimiento de las condiciones de inestabilidad de estos sitios. Finalmente, la aplicación de este poderoso enfoque metodológico demuestra y destaca los beneficios del empleo de V_p , V_s y de relaciones empíricas capaces de proporcionar fuertes aproximaciones y, por consiguiente, es posible realizar de manera efectiva y confiable caracterizaciones geotécnicas para el estudio de deslizamientos.

Palabras clave: Deslizamientos, caracterización geotécnica, V_p y V_s , propiedades elásticas y mecánicas, movimientos del terreno.

Abstract

The Salsipuedes Bay Region (RBS) is a potentially unstable area that significantly affects the operation and infrastructure of Federal Highway 1D (CF1D) along 14 km of its length. These conditions affect human lives, property and socioeconomic activities in the region. Thus, given the high risk and geological complexity of these phenomena, it is necessary to research them in detail. In this study, density, elastic constants and geotechnical and petrophysical parameters were estimated using compression wave velocity (V_p) and shear wave velocity (V_s); in addition, approximations of strength parameters and geomechanical indices were obtained through empirical functions and correlations. In this way, the elastic, geomechanical and geotechnical properties of two unstable sites will be determined. The surface layers are integrated up of unconsolidated and very incompetent materials that are subjected to strong tensions and compressions. These layers unconformably overlie altered, deformed and weathered sedimentary facies where gradual surfaces developed. The above characteristics are the result of the low stiffness and strength to shear stresses and deformations that the materials possess, conditions that in turn produce discontinuities, deformations and subsidence in the embankment bodies. The origin of the slides and the current conditions of instability are mainly determined by the contrasting competence of the lithological facies, the characteristics of the relief and by strong changes in the stress state, caused essentially by static and dynamic anthropic overloads, the variation of the hydrogeological behavior, the strong tectonic-seismic activity and by intense weathering and erosion processes. The above factors established to a certain degree and manner the reduction of shear resistance and the increase of shear stresses. In this sense, the potential formation of new fault surfaces and the sudden acceleration of the existing slides is inferred. Given this scenario, the closure and relocation of the CF1D section that crosses the RBS is recommended, and this area should not be considered for civil engineering and infrastructure purposes. The results of this work will provide conclusive data that allowed defining the characteristics of two slides. This establishes a significant advance in the understanding and knowledge of the instability conditions of these sites. Finally, the application of this powerful methodological approach demonstrates and highlights the benefits of using V_p , V_s and empirical relationships capable of providing strong approximations. Consequently, it is possible to effectively and reliably perform geotechnical characterizations for the study of landslides.

Keywords: Slides, geotechnical characterization, V_p y V_s , elastic and mechanical properties, landslides.

Dedicatoria

Para mi madre y padre, creadores, forjadores y escultores de mi ser, cimientos inmutables que continúan determinando la estabilidad de mi existir. A mis hermanas y hermano, virtuosos individuos que me han escoltado y acarreado desde mis primeras marchas en la superficie terrestre. Para los poderosos sucesores de la extirpe, que avanzan incesantes hacia la comprensión de la razón. Para ustedes, que se han integrado de nuevo al origen de la vida y que son fuente potencial de mi inspiración.

Si supiéramos lo que estamos haciendo, no se llamaría investigación, ¿verdad?

Albert Einstein

Agradecimientos

A la Universidad Nacional Autónoma de México, a la Facultad de Ingeniería y al Programa Único de Especializaciones de Ingeniería, por brindarme la oportunidad de cursar la especialización en geotecnia.

Al Consejo Nacional de Humanidades Ciencias y Tecnologías por la beca de manutención otorgada.

Al M.I. Reginaldo José Hernández Romero, por fungir como tutor y director del presente trabajo y por su comprensión, confianza, apoyo y colaboración en el desarrollo de este estudio.

A los profesores de la especialización en geotecnia, por los valiosos conocimientos impartidos y por el tiempo y atención conferido.

A la Dra. Aida Huerta Barrientos, coordinadora del PUEI, al Subcomité Académico de Ingeniería Civil y a la Subcoordinación de Geotecnia, por todo el apoyo y orientación recibida.

Para aquellos que desinteresadamente contribuyeron con valiosas aportaciones al desarrollo del presente trabajo.

A mis compañeros de la generación 2024-1; Flores Norma, Gaona Eduardo, García Luis, González Alexis, Lara Andrea, Luna David, Mendoza Obed, Pérez Cesar, Rodríguez Martha, Romero María, Santos Luis, Victoria Roberto, por el apoyo brindado y por los buenos momentos que pasamos juntos. Éxito a todos.

A todos aquellos que me dieron pinceladas de color durante este determinante y fugaz año.

... y que la pelota siga rodando.

Tabla de contenido

	Página
Resumen	ii
Abstract.....	iii
Dedicatoria.....	iv
Agradecimientos	v
Lista de figuras	viii
Lista de tablas	xi
1. Introducción	1
1.1 Antecedentes.....	5
1.2 Justificación	6
1.3 Hipótesis	7
1.4 Objetivos.....	7
1.4.1 Objetivo general	7
1.4.2 Objetivos específicos	7
2. Área de estudio	8
2.1 Región Bahía Salsipuedes	8
2.1.1 Marco climático, geológico y tectónico.....	9
2.1.2 Zona potencialmente inestable	12
2.1.3 Carretera Federal 1D	13
2.1.4 Estudio de exploración sísmica.....	14
3. Marco teórico	19
3.1 Métodos sísmicos	19
3.2 Ondas sísmicas.....	20
3.3 Elasticidad.....	22
3.3.1 Esfuerzo	22
3.3.2 Deformación	24
3.3.3 Ley de Hooke	27
3.3.4 Constantes elásticas	29
3.3.4.1 Densidad (ρ)	31
3.3.4.2 Módulo de Young (E)	32
3.3.4.3 Cociente de Poisson (σ)	33
3.3.4.4 Módulo de corte (μ).....	35
3.3.4.5 Módulo volumétrico (k).....	36
3.3.4.6 Primera constante de Lamé (λ)	37
3.4 Parámetros geotécnicos.....	37

3.4.1	Índice de concentración (C_i)	37
3.4.2	Cociente de esfuerzos (S_i).....	38
3.4.3	Índice de material (M_i).....	38
3.4.4	Gradiente de densidad (D_i).....	38
3.5	Parámetros de resistencia	39
3.5.1	Ángulo de fricción interna (φ).....	39
3.5.2	Cohesión (c).....	41
3.6	Parámetros petrofísicos	42
3.6.1	Porosidad (ϕ).....	42
3.6.2	Cociente de vacíos (e).....	42
3.7	Movimientos del terreno.....	42
3.7.1	Clasificación	43
3.7.2	Características	43
3.7.3	Causas.....	44
4.	Metodología	48
4.1	Estimación de densidad y constantes elásticas.....	48
4.2	Estimación de parámetros geotécnicos y petrofísicos	51
4.3	Estimación de parámetros de resistencia e índices geomecánicos	52
5.	Resultados	57
5.1	Sitio 90.....	57
5.2	Sitio 91.....	62
6.	Discusión.....	67
7.	Conclusiones.....	71
8.	Literatura citada	76

Lista de figuras

Figura	Página
Figura 1. Mapa de la localización del área de estudio. Los recuadros rojos representan los sitios de trabajo y las líneas amarillas las trazas de falla de los deslizamientos más importantes (Modificada de Guzmán-Villa, 2022).	8
Figura 2. Mapa geológico de la Región Bahía Salsipuedes (RBS). Se representan las principales unidades litológicas que afloran en la zona, así como se delimita mediante la línea amarilla el área potencialmente inestable (coronas de antiguos deslizamientos), donde las flechas indican la dirección de desplazamiento de las masas. Asimismo, se muestran las trazas de falla y estructuras geológicas asociadas con los deslizamientos más importantes (activos), así como el trazo de las carreteras (Modificado de Guzmán-Villa, 2022).....	10
Figura 3. Mapa de sismicidad del noroeste de Baja California, México (de acuerdo al catálogo de U.S. Geological Survey [USGS], de 1934 al 2022). Se representan los principales sistemas de fallas geológicas de la región. SC = San Clemente, SI = San Isidro, SD = Depresión San Diego, MX = Maximinos, CB = Coronado Bank, AB = Agua Blanca, VT = Vallecitos, ON = Ojos Negros, SM = San Miguel. Asimismo, el recuadro rojo indica el área de estudio, donde se observa la importante influencia sísmica (Tomada de Guzmán-Villa, 2022).	11
Figura 4. Fotografía del deslizamiento rotacional, generado el 28 de diciembre 2013. Se estimó una masa desplazada de 390 mil m ³ (Tomada de Eroshin, 2013).	13
Figura 5. Ubicación de los perfiles sísmicos en el área de estudio. La línea roja representa el perfil sísmico correspondiente al km 90+000 (PS90) y la línea amarilla representa el perfil sísmico correspondiente al km 91+000 (PS91). Ambos perfiles se establecieron sobre el poniente de la CF1D (Modificada de Guzmán-Villa, 2022).	15
Figura 6. Fotografías del equipo utilizado para la adquisición de datos sísmicos. (A) Fuente GISCO, modelo ESS500. (B) Marro de 16 lb y placa metálica. (C) Sismógrafo GEOMETRICS modelo GEODE de 24 canales. (D) Geófono de frecuencia natural de 2Hz. Las fuentes de impacto (A y B) se muestran al costado de la línea sísmica donde se generaban los disparos (Tomada de Guzmán-Villa, 2022).	16
Figura 7. Modelos sísmicos correspondientes al perfil del kilómetro 90+000 (PS90), donde se presentan las secciones transversales del subsuelo. (A) Modelo 2D generado por medio de MASW. (B) Tomografía de refracción generada mediante SRT. (C) Modelo geológico, interpretado y construido a partir de las imágenes sísmicas (Modificada de Guzmán-Villa, 2022).	17
Figura 8. Modelos sísmicos correspondientes al perfil del kilómetro 91+000 (PS91), donde se presentan las secciones transversales del subsuelo. (A) Modelo 2D generado por medio de MASW. (B) Tomografía de refracción generada mediante SRT. (C) Modelo geológico, interpretado y construido a partir de las imágenes sísmicas (Modificada de Guzmán-Villa, 2022).	18
Figura 9. Esquema representativo, de la configuración general para la adquisición de datos sísmicos <i>in situ</i> . Donde finalmente, por medio del análisis y procesamiento de la información sísmica obtenida se construyen imágenes de alta resolución de las secciones transversales del subsuelo (Modificada de Park Seismic, 2021).	20
Figura 10. Esquemas que representan el movimiento de partículas asociado a la propagación de ondas elásticas: (a) ondas P; (b) ondas S (polarizadas verticalmente, SV); (c) ondas Rayleigh y Love (Modificado de Everett, 2013).	21

- Figura 11. Esquema representativo de las tres componentes de esfuerzo en un plano yz perpendicular al eje x . Las componentes de fuerza paralelas al eje x dan como resultado el esfuerzo normal σ_{xx} ; las componentes paralelas a los ejes y y z generan esfuerzos de corte σ_{yx} y σ_{zx} (Tomada de Everett, 2013).
..... 23
- Figura 12. Esquema que representa la deformación cortante (γ). La deflexión o movimiento de la cara superior del cuerpo con respecto a la cara inferior es Δx , y es la distancia vertical entre las caras y ψ es el ángulo generado por la deflexión (Tomada de Gudmundsson, 2011). 24
- Figura 13. Esquemas que representan la relación esfuerzo-deformación. (A) La relación esfuerzo-deformación para un cuerpo hipotético es lineal (ley de Hooke) hasta el límite de proporcionalidad, donde el material se deforma elásticamente hasta que alcanza el límite elástico; la deformación plástica producirá más deformación hasta que ocurra la falla. (B) Variación de las deformaciones elásticas, inelásticas y plásticas con el tiempo, durante y después de la aplicación de esfuerzos (Tomada de Lowrie, 2007). 25
- Figura 14. (A) Representación gráfica de la ley de Masing donde se representa la relación no lineal entre el módulo de rigidez al esfuerzo cortante G y la deformación angular γ . $G_{m\acute{a}x}$ corresponde al valor de G para el rango de deformaciones, en que el comportamiento del subsuelo es elástico. G_{min} es el valor de G alcanzado por el subsuelo antes de llegar a la falla bajo carga dinámica. γ_r es una deformación de referencia, correspondiente al 50 % de degradación de G . (B) Modelado del comportamiento del subsuelo en función de las características de deformación dependientes de la deformación cortante (Modificado de Ishihara, 1996; González-Blandón y Romo-Organista, 2011). 27
- Figura 15. Esquema que representa la proporcionalidad lineal entre esfuerzo-deformación. El módulo de Young ($E = \sigma/\epsilon$), de una roca está indicado por la pendiente de su curva esfuerzo-deformación ($\sigma-\epsilon$). Cuanto más pronunciada es la pendiente, mayor es el módulo de Young y más rígida es la roca (Modifica de Everett, 2013). 28
- Figura 16. Representación esquemática del módulo de Young E en un cuerpo. Se define como la medida de esfuerzo longitudinal entre deformación longitudinal (Modificado de Bianco, 2011). 33
- Figura 17. Representación esquemática del cociente de Poisson σ en un cuerpo. Se define como la medida adimensional de la deformación transversal con respecto a la deformación longitudinal (Modificado de Bianco, 2011). 34
- Figura 18. Representación esquemática del módulo de corte μ en un cuerpo. Definido como la medida del esfuerzo cortante (tangencial) entre la deformación cortante (tangencial), o rigidez al corte (Modificado de Bianco, 2011). 35
- Figura 19. Representación esquemática del módulo volumétrico k en un cuerpo. Se define como la medida de cambio de volumen de un cuerpo en respuesta a una variación en la presión hidrostática, o compresibilidad (Modificado de Bianco, 2011). 36
- Figura 20. (a) Esquema que muestra a los esfuerzos normales y cortantes aplicados en un plano de falla en el subsuelo. (b) Gráfica que representa a los planos (envolvente de falla, B y criterio de falla, A) donde se producirá la falla cortante, en relación a los esfuerzos normales y cortantes graficados. (c) Un estado de esfuerzo sobre un plano representado por el punto C , no puede existir porque está por encima de la envolvente de falla y , por ende, la falla de corte ya se habría generado (Tomado de Das, 2019). 40
- Figura 21. Gráficas que representan las ecuaciones empíricas (31) y (32), que relacionan el ángulo de fricción interna φ con (a) la velocidad de la onda $P V_p$ y (b) la porosidad ϕ (Tomada de Chang *et al.*, 2006). ... 41
- Figura 22. (A) Esquema idealizado de un movimiento complejo (deslizamiento y flujo) y las partes que lo conforman. (B) Representación esquemática en dos secciones de los atributos morfológicos del movimiento. (C) Representación esquemática en dos secciones de las dimensiones del movimiento (Modificado de Guzmán- Villa, 2022). 46

Figura 23. Gráfica de conversión entre los cocientes de Poisson (σ) y de velocidad (V_p/V_s ; Modificada de Schön, 2015).	50
Figura 24. Correlación entre el módulo de deformación del macizo rocoso E_m y RMR, a partir de mediciones y funciones empíricas establecidas por varios autores (Modificada de Galera <i>et al.</i> , 2007).	53
Figura 25. Correlación entre el módulo de deformación del macizo rocoso E y RMR, GSI y Q , a partir de mediciones y funciones empíricas establecidas por varios autores (Modificada de Hoek y Brown, 2019).	53
Figura 26. (A) Correlación empírica para determinar el criterio de rotura de macizos rocosos (σ_m/σ_c) en función de RMR. (B) Correlación directa entre la resistencia del macizo rocoso (σ_m) y RMR (Modificada de Bieniawski, 2011).	54
Figura 27. Esquema de correlación entre Q , V_p , E y ϕ para macizos rocosos. Donde también, se representa la profundidad aproximada (Modificada de González de Vallejo y Ferrer, 2011).	55
Figura 28. Modelo geológico-geotécnico correspondiente al perfil sísmico del kilómetro 90+000 (PS90). Interpretado y construido a partir de las imágenes sísmicas obtenidas por SRT y MASW (Modificada de Guzmán-Villa, 2022).	58
Figura 29. Modelo geológico-geotécnico correspondiente al perfil sísmico del kilómetro 91+000 (PS91). Interpretado y construido a partir de las imágenes sísmicas obtenidas por SRT y MASW (Modificada de Guzmán-Villa, 2022).	63

Lista de tablas

Tabla	Página
Tabla 1. Funciones que determinan las relaciones entre constantes elásticas en materiales isotrópicos lineales. Cada constante se presenta en términos de otras dos constantes. Por ejemplo, E se presenta en términos de ν y G . Las otras dos constantes utilizadas son λ y K . Asimismo, también se define la constante M (módulo de onda P ; Tomada de Zoback, 2007).....	29
Tabla 2. Definición y representación esquemática de los principales tipos de movimientos del terreno (Tomada de Guzmán-Villa, 2022).....	45
Tabla 3. Descripción de los principales factores condicionantes y desencadenantes que causan los movimientos del terreno y su influencia y efecto en el terreno (Modificado de Guzmán-Villa, 2022).....	47
Tabla 4. Relaciones utilizadas para determinar a partir de V_p y V_s , la densidad (ρ), las constantes elásticas (σ , μ , E , k y λ), el módulo de onda P (M) y el cociente de velocidad (V_p/V_s).....	48
Tabla 5. Recomendación para clasificar el cociente de Poisson σ en cinco categorías (Modificada de Gercek, 2007).	49
Tabla 6. Se presentan densidades obtenidas por medio de la regla de Gardner, para el sitio 90, así como su correlación con valores mostrados por diferentes autores en la literatura especializada.....	50
Tabla 7. Se presentan densidades obtenidas por medio de la regla de Gardner, para el sitio 91, así como su correlación con valores mostrados por diferentes autores en la literatura especializada.....	50
Tabla 8. Ecuaciones aplicadas para determinar los parámetros geotécnicos (C_i , S_i , M_i y D_i) y petrofísicos (ϕ y e).	51
Tabla 9. Rangos de competencia de materiales en función del índice de concentración C_i y del cociente de esfuerzos S_i (Modificado de Abudeif <i>et al.</i> , 2017).....	51
Tabla 10. Descripción de la competencia de materiales en función del cociente de Poisson σ y del índice de material M_i (Modificado de Abbas y Abdelgowad, 2024).....	52
Tabla 11. Ecuaciones aplicadas para determinar el ángulo de fricción interna (φ') en función de V_p y ϕ	52
Tabla 12. Valores aproximados para c y φ a partir de la clasificación de RMR (Modificada de González de Vallejo y Ferrer, 2011).....	54
Tabla 13. Relación entre las clasificaciones de RMR, Q y GSI para determinar esquemas constructivos en túneles a partir de la condición geotécnica resultante (Modificada de SCT, 2016).	54
Tabla 14. Determinación de las clases geomecánicas para ambos sitios de estudio (RMR, Q y GSI).	56
Tabla 15. Determinación de la resistencia del macizo rocoso σ_m para ambos sitios de estudio.	56
Tabla 16. Correspondientes al sitio 90, se presentan los valores obtenidos de las constantes elásticas por medio de la velocidad de las ondas P y S (V_p y V_s): densidad (ρ), cociente de Poisson (σ), módulo de corte (μ), módulo de Young (E), módulo volumétrico (k), primera constante de Lamé (λ), módulo de onda P (M) y cociente de velocidad (V_p/V_s).....	57
Tabla 17. Correspondiente al sitio 90, se presentan los valores obtenidos de los parámetros geotécnicos por medio de la velocidad de las ondas P y S (V_p y V_s), densidad (ρ), cociente de Poisson (σ) y módulo volumétrico (k): índice de material (M_i), índice de concentración (C_i), cociente de esfuerzo (S_i) y gradiente de densidad (D_i). Asimismo, se presentan las estimaciones derivadas de los parámetros petrofísicos (porosidad ϕ y cociente de vacíos e).	60

- Tabla 18. Correspondiente al sitio 90, se presentan los valores obtenidos del ángulo de fricción (φ), cohesión (c), resistencia de las facies y los criterios de rotura (σ_m/σ_c). 61
- Tabla 19. Correspondiente al sitio 91, se presentan los valores de las constantes elásticas obtenidos por medio de la velocidad de las ondas P y S (V_p y V_s): densidad (ρ), cociente de Poisson (σ), módulo de corte (μ), módulo de Young (E), módulo volumétrico (k), primera constante de Lamé (λ), módulo de onda P (M) y cociente de velocidad (V_p/V_s). 62
- Tabla 20. Correspondiente al sitio 91, se presentan los valores de los parámetros geotécnicos obtenidos por medio de la velocidad de las ondas P y S (V_p y V_s), densidad (ρ), cociente de Poisson (σ) y módulo volumétrico (k): índice de material (M_i), índice de concentración (C_i), cociente de esfuerzo (S_i) y gradiente de densidad (D_i). Asimismo, se presentan las estimaciones derivadas de los parámetros petrofísicos (porosidad ϕ y cociente de vacíos e). 65
- Tabla 21. Correspondiente al sitio 90, se presentan los valores obtenidos del ángulo de fricción (φ), cohesión (c), resistencia del macizo rocoso y criterio de rotura (σ_m/σ_c). 66

1. Introducción

En la corteza de la Tierra se generan procesos geodinámicos (orogénesis) que dan origen al relieve. Este se define como el conjunto de formas y características que constituyen el paisaje terrestre y que está conformado por grandes sistemas (montañas, sierras y cordilleras) que aparentan ser estables y estáticos (Keller y Blodgett, 2004). Sin embargo, son estructuras dinámicas y en evolución, reflejo de los fuertes procesos endógenos y exógenos. En consecuencia, el relieve sufre modificaciones, que originan su renovación y reacomodo, produciendo ciertos movimientos en la superficie. Es así que, con el paso del tiempo, el terreno se adapta a estas nuevas condiciones y adopta formas cercanas al equilibrio. En este sentido, estos movimientos pueden definirse como los reajustes del terreno, ante los cambios del relieve, para conseguir la estabilidad (González de Vallejo y Ferrer, 2011). Básicamente, los movimientos consisten en el desplazamiento descendente de masas, de cualquier volumen y geomaterial, a partir de la formación de una superficie de falla (Highland y Bobrowsky, 2008). Bajo este contexto, estos procesos geológicos representan fenómenos naturales relativamente habituales en la Tierra y por ende son parte de la evolución continua del paisaje (Larsen y Montgomery, 2012). A tal efecto, estos fenómenos llegan a constituir riesgos geológicos potenciales cuando las poblaciones e infraestructura se vuelven vulnerables. Causando pérdidas de vida, daños a la propiedad y a las actividades humanas; asociado de un importante impacto socioeconómico (Petley, 2012; Pollock y Wartman, 2020).

Las causas que provocan estos movimientos se atribuyen a la acción combinada de factores condicionantes y desencadenantes que determinan en cierto grado y manera la inestabilidad del terreno. De modo que, el estado de falla se produce cuando se pierde el equilibrio entre los materiales que conforman el terreno, debido a la modificación de sus condiciones. Las actividades antrópicas forman parte de los factores que más influyen en el desarrollo de estos procesos. Donde la construcción de infraestructura civil se ve involucrada y a su vez perjudicada; siendo las vías de transporte terrestre de las más afectadas. Esto, como resultado de proyectos mal planificados y/o deficientes, a causa de investigaciones y estudios desatinados, insuficientes e inexactos. Lo anterior, derivado del poco conocimiento que se tiene sobre estos procesos geológicos complejos. Y, asimismo asociado a las inexistentes y/o erradas políticas en el ordenamiento territorial y de uso de suelo y de la gestión del riesgo de desastre; aunado, además de malas prácticas en que suelen incurrir las autoridades. Por tanto, no se debe perder de vista, que la industria de la construcción es el segmento más corrupto de la economía mundial (Ambraseys y Bilham, 2011). En consecuencia, se espera que la incidencia y riesgo por los movimientos del terreno se incremente considerablemente a causa de las actividades antrópicas, en conjunción con el cambio climático, demostrando ser más determinantes que otros factores desencadenantes (Froude y Petley, 2018; Ozturk *et al.*, 2022).

La Carretera Federal 1D (CF1D), también denominada como autopista escénica Tijuana – Ensenada, es una vía de 89.54 km de longitud que conecta las ciudades de Tijuana, Rosarito y Ensenada a lo largo de la costa noroeste del estado de Baja California en México. Se construyó en los años sesenta con el objetivo de resolver los graves problemas de transporte terrestre y para detonar el desarrollo económico de la región (SOP, 1969; 1975; CAPUFE, 1982). Sin embargo, desde su construcción y hasta la actualidad (1963-2024), la infraestructura y operación de la CF1D es afectada en un segmento de 14 km por importantes deslizamientos de ladera. Esta zona potencialmente inestable, de aproximadamente 14 km², se concentra en la Región Bahía Salsipuedes (RBS). Debido a lo anterior, con la finalidad reducir y mitigar las condiciones de inestabilidad, durante más de sesenta años se han aplicado exorbitantes erogaciones para la construcción de obras correctivas (Guzmán-Villa, 2022).

Ante el gran desafío que generan estos peligrosos fenómenos y debido a su complejidad geológica, se requiere investigarlos de manera detallada (Turner y Jayaprakash, 1996; Cornforth, 2005; Petley *et al.*, 2002). A causa de esto, en las últimas décadas se han desarrollado importantes avances tecnológicos y metodológicos con el propósito de estudiarlos (Jaboyedoff *et al.*, 2019; Hussain *et al.*, 2022). Principalmente, para definir, conocer y comprender sus condiciones y características de manera espacio-temporal (origen, mecanismos, comportamiento y propiedades). Por lo tanto, los métodos que se utilicen deben elegirse correctamente en base al contexto específico que se pretende estudiar (p.ej. geología, geomorfología, hidrogeología y geomecánica), considerando puntualmente lo que se busca obtener y/o resolver (tanto de la superficie como del subsuelo) y adecuarse a las características geográficas del sitio (Highland y Bobrowsky, 2008; Malehmir *et al.*, 2016; Whiteley *et al.*, 2019).

La geofísica aplicada se ha convertido en una poderosa herramienta, mediante la cual se ha logrado optimizar la exploración, caracterización y modelado del subsuelo somero. De esta manera, es posible obtener información de las propiedades y condiciones de los materiales y a su vez reconstruir el entorno de las estructuras geológicas internas (Kearey *et al.*, 2002; Everett, 2013). La aplicación de métodos geofísicos (MG) se ha incrementado y generalizado significativamente, por la eficiente adquisición y procesamiento de datos y por interpretaciones más contundentes, gracias a la construcción de imágenes de alta resolución (2D, 3D y 4D). Es así que, en los últimos cuarenta años los MG (sísmicos, eléctricos, gravimétricos, magnéticos y electromagnéticos) han adquirido gran relevancia para la investigación de deslizamientos (Bogoslovsky y Ogilvy, 1977; McCann y Forster, 1990; Jongmans y Garambois, 2007; Pazzi *et al.*, 2019; Perrone, 2021).

En investigaciones geofísicas someras, la aplicación de técnicas de prospección sísmica hace posible obtener y estimar la velocidad de propagación de ondas elásticas, en particular ondas de compresión (V_p) y de corte (V_s). La dispersión de las ondas sísmicas está determinada por la condición de los medios por donde viajan. Por ello, su velocidad, forma y longitud dependerán de la densidad y de las propiedades físicas de los materiales (Sheriff

y Geldart, 1995). Por lo tanto, la medición de ondas sísmicas nos permite conocer las características elásticas y geomecánicas de los materiales del subsuelo (condición y comportamiento). Los métodos sísmicos más utilizados son la Tomografía de Refracción Sísmica y el Análisis Multicanal de Ondas Superficiales (SRT y MASW, por sus siglas en inglés, respectivamente). Estas técnicas se consideran de tipo activo, en virtud de que producen ondas elásticas artificiales a la vez que las registran. Lo anterior se logra, por medio de una fuente de energía controlada, la cual genera ondas elásticas, que se propagan en todas direcciones a través del subsuelo, y donde aquellas que regresan a la superficie son detectadas mediante una serie de geófonos y enviadas a un sismógrafo donde son registradas (Reynolds, 2011). Estas técnicas (SRT-MASW), hacen posible adquirir información sísmica a partir de un solo conjunto de datos; haciendo que su integración se vuelva aún más poderosa (Sheehan *et al.*, 2004). Finalmente, mediante el análisis y procesamiento de los datos sísmicos obtenidos, se logran construir imágenes de alta resolución de las secciones transversales del subsuelo.

Por otro lado, se encuentran los métodos tradicionales de exploración geotécnica, basados en obtener información del subsuelo mediante exploración y muestreo. En esencia, a través de las investigaciones geotécnicas se determinan las condiciones y características geomecánicas de los materiales (Das, 2019; Holtz *et al.*, 2023). La exploración del terreno se lleva a cabo por medio de diferentes técnicas (manuales y/o mecánicas). Por lo tanto, en función de los datos que se pretendan obtener, se definirán las técnicas a emplearse; estas se pueden dividir en preliminares y definitivas. Básicamente, se realizan sondeos *in situ* a determinada profundidad (p.ej. perforaciones, pozos y excavaciones) para extraer y/o recolectar muestras de material de una zona puntual del subsuelo (alteradas e inalteradas). Posteriormente, las muestras (núcleos o especímenes) se ensayan *in situ* o en laboratorio. Las pruebas o ensayos a los que se sometan los especímenes dependerán de los parámetros específicos que se deseen estimar (índice y mecánicos). Los valores obtenidos determinan las propiedades y características de los materiales, lo que define las condiciones y comportamiento del terreno. De esta manera, es posible decretar la competencia del subsuelo para propósitos de cimentaciones y otros fines de ingeniería geotécnica. Además, se pueden establecer requerimientos y recomendaciones de diseño y construcción. En caso, de obtener resultados desfavorables, se restringe y/o se fijan medidas para el uso del subsuelo. Derivado de lo anterior, es posible identificar, evitar y prevenir problemas de inestabilidad, de construcción y de riesgo geotécnico en general (González de Vallejo y Ferrer, 2011).

Bajo el anterior contexto, los métodos convencionales de exploración geotécnica, se caracterizan por ser de tipo directo, es decir, a ciertas profundidades, se obtienen muestras de pequeños volúmenes de materiales (representativas, alteradas, inalteradas e integrales). Por lo tanto, solamente proporcionan información de puntos discretos del subsuelo, por consecuencia, son de limitada representatividad de información espacial (Uhlemann *et al.*, 2016). A estos métodos también se les denomina como intrusivos, destructivos e invasivos y

por lo regular, suelen ser muy costosos y poco prácticos. Por su parte, los métodos de exploración sísmica, se caracterizan por ser de tipo indirecto, es decir, realizan mediciones indirectamente de las propiedades físicas del subsuelo. De manera que, los contrastes entre los materiales permiten identificar su variación y distribución espacial en el subsuelo (Zakaria *et al.*, 2022). A estos métodos también se les conoce como no invasivos o no destructivos y sobresalen por ser rápidos, eficientes y muy rentables. De acuerdo a lo anterior, los métodos geotécnicos proporcionan mediciones directas de las propiedades del subsuelo, que pueden complementarse con métodos sísmicos para lograr definir su variabilidad espacial (Uhlemann *et al.*, 2016). En especial, para el estudio de deslizamientos, ya que presentan gran variabilidad en sus propiedades elásticas y geomecánicas, debido a la complejidad de sus características morfológicas y estructurales.

Es así que, mediante exploración sísmica somera es posible obtener mediciones de las ondas sísmicas (V_p y V_s) y a través de las cuales se pueden estimar las constantes elásticas (módulo de corte μ , módulo de Young E , cociente de Poisson σ , modulo volumétrico K y primera constante de Lambé λ), así como ciertos parámetros geotécnicos (índice de concentración C_i , cociente de esfuerzos S_i , índice de material M_i y gradiente de densidad D_i) y petrofísicos (porosidad ϕ y cociente de vacíos e). Por lo tanto, esto permite determinar las propiedades elásticas y geomecánicas de los geomateriales. Asimismo, por medio de V_p y V_s se logran construir imágenes de las secciones transversales del subsuelo. De manera que, se reconstruyen las secuencias litoestratigráficas y estructuras internas, identificando así, superficies de falla de deslizamientos y basamentos subyacentes; información que es determinante para las investigaciones de sitios (Pasierb *et al.*, 2019).

De esta manera, la estimación de constantes elásticas y parámetros geotécnicos y petrofísicos por medio de V_p y V_s , destaca el beneficio de este enfoque metodológico y a su vez constituye un medio rápido, eficiente y rentable para su aplicación y complemento en el estudio detallado de deslizamientos (Uhlemann *et al.*, 2016). Por lo tanto, esta metodología permite correlacionar, inferir e interpretar eficazmente la información obtenida, aumentando así la fiabilidad y confianza de los resultados y reducir las incertidumbres. Finalmente, los datos resultantes contribuyen y forman un componente importante que conduce hacia una intervención más adecuada en las estrategias de mitigación y reducción del riesgo de desastres por deslizamientos (Popescu y Sasahara, 2009; Uhlemann *et al.*, 2016).

En el presente estudio, mediante el empleo de V_p y V_s se determinaron las propiedades físicas y mecánicas de dos sitios afectados por deslizamientos. Con ello, se lograron definir y evaluar las características y comportamiento de estos movimientos y asimismo por medio del apoyo de modelos 2D se proporcionó la distribución espacial de las propiedades del subsuelo. De esta manera, se han obtenido relevantes datos que brindan una mejor comprensión y conocimiento de las condiciones potencialmente inestables de estos sitios y a

su vez se contribuye significativamente en el avance y mejora de las caracterizaciones geotécnicas para el estudio detallado de deslizamientos.

1.1 Antecedentes

La RBS es una zona potencialmente inestable donde se presentan importantes movimientos del terreno; en particular deslizamientos. Estas condiciones de inestabilidad, corresponden a antiguos deslizamientos, de mayor escala, que fueron reactivados por los trabajos de construcción de la CF1D. A causa, principalmente de los cambios en el estado de esfuerzos del terreno, generados por las modificaciones del relieve, sobrecargas estáticas y dinámicas y la variación en las condiciones hidrogeológicas. Las afectaciones más importantes que ha sufrido la vía, se han presentado en 1967, 1976, 1995, 1997 y 2013 (CAPUFE, 2018). En consecuencia, las autoridades han llevado decenas de obras correctivas, además de constantes reparaciones y trabajos de mantenimiento, con resultados adversos (Guzmán-Villa, 2022).

Derivado de los primeros estudios, se identificaron nueve potenciales deslizamientos, ubicados en relación al cadenamiento de la CF1D, en los kilómetros 88+000, 90+000, 91+000, 93+000, 94+000, 95+00 y 98+000 (SOP, 1969; 1975). Asimismo, se han realizado relevantes investigaciones para contribuir en el estudio de estos fenómenos (geotécnicas, geológicas y geofísicas). Los primeros estudios y obras correctivas llevados a cabo, se plasmaron en la memoria elaborada por SOP (1969), que posteriormente fue complementada por SOP (1975). Adicionalmente, Rico *et al.* (1976) presentaron dos casos de inestabilidad (km 98+000 y 95+000), donde realizaron estudios para el análisis y diseño de obras de estabilización. Por su parte, CAPUFE (1982) realizó nuevos estudios y obras correctivas con el fin de contribuir e implementar acciones en la solución de las inestabilidades. Cruz-Castillo y Delgado-Argote (1999) efectuaron un estudio geológico y estructural detallado de la zona de deslizamientos. Así como, una descripción litológica y una descripción general de los principales deslizamientos (Cruz-Castillo y Delgado-Argote, 2000). Gómez Castillo (2010) realizó su tesis de maestría sobre susceptibilidad de deslizamientos y peligro geológico, utilizando sistemas de información geográfica (SIG). Pérez Flores *et al.* (2014) realizaron mediciones de resistividad de corriente directa sobre la zona de la villa San Miguel (km 98+000), obteniendo un modelo geoeléctrico, a partir del cual se propone un modelo geológico-estructural. Andrade García (2016), en su tesis de maestría, realizó un análisis del deslizamiento rotacional ocurrido en el km 93+050, a partir de modelos de relieve de alta resolución espacial (MDE). Sarychikhina *et al.* (2021) desarrollaron un estudio sobre la aplicación de interferometría SAR satelital para la detección y monitoreo de los deslizamientos, durante el periodo de 2003 - 2012. Recientemente, Guzmán-Villa (2022) desarrolló en su proyecto de maestría, estudios de exploración sísmica somera (SRT y MASW) y fotogrametría mediante el uso de drones (Estructura a partir del Movimiento), para la caracterización de los deslizamientos que afectan los kilómetros 90+000 y

91+000. El anterior proyecto representa la base de este trabajo de tesina y, por lo tanto, se complementa adecuadamente con la aplicación de este enfoque geotécnico.

Las ventajas y alcances, de determinar a partir de datos sísmicos las propiedades elásticas y geomecánicas del subsuelo, ha originado que las técnicas sísmicas se utilicen cada vez más en la caracterización geotécnica de sitios (Hibert *et al.*, 2012; Uhlemann *et al.*, 2016). Es así, que por medio de exploración sísmica somera (SRT y MASW) se han realizado exitosamente caracterizaciones de deslizamientos (Hibert *et al.*, 2012; Uhlemann *et al.*, 2016; Calamita *et al.*, 2019; Perrone *et al.*, 2021; Zakaria *et al.*, 2022). Así también, se han utilizado eficazmente para la caracterización geotécnica de sitios con fines de ingeniería (Pegah y Liu, 2016; Babacan *et al.*, 2018; Mohammed *et al.*, 2020; Sarkar *et al.*, 2021; Alexopoulos *et al.*, 2023; Guedes *et al.*, 2023). Por su parte, Hack (2000) determinó que, de los métodos sísmicos, SRT y MASW son los más adecuados para el análisis de estabilidad de taludes.

1.2 Justificación

Durante más de seis décadas, las acciones emprendidas para mitigar las condiciones de inestabilidad en la RBS, posiblemente no han sido acertadas. Esencialmente, a causa de la profunda falta de comprensión y desconocimiento de las características y condiciones geológicas, hidrogeológicas y geomecánicas del terreno. Debido a esto, se ha perjudicado severamente la infraestructura e integridad de los usuarios de la CF1D, al igual que los factores socioeconómicos de la región; y a su vez, se han generado fuertes agraviantes a los recursos de la Federación (Guzmán-Villa, 2022).

En razón, de la alta susceptibilidad a deslizamientos, de la complejidad y potencial riesgo que constituyen estos fenómenos geológicos, se requiere investigarlos de manera detallada. Por lo tanto, deben realizarse estudios concluyentes que determinen las condiciones y propiedades de estos sitios.

Los resultados de este trabajo, destacarán la efectividad y trascendencia del enfoque metodológico aplicado, al demostrar la realización de caracterizaciones geotécnicas no destructivas, rentables y eficientes a través de la utilización de ondas sísmicas. Determinando, que se pueden utilizar de manera confiable y como referente en el estudio de deslizamientos.

Finalmente, el desarrollo de este proyecto se distinguirá por su originalidad, contribución, innovación y relevancia en el campo de aplicación y del conocimiento. La metodología aplicada, así como sus resultados, representan un poderoso enfoque y establecen un avance e impacto en la comunidad científica, académica y profesional; al igual que en la sociedad. Creando nuevas perspectivas y referencias para su implementación en futuras investigaciones de la disciplina.

1.3 Hipótesis

Por medio de V_p y V_s es posible estimar la densidad, las constantes elásticas y parámetros geotécnicos y petrofísicos, que permiten determinar las propiedades físicas y mecánicas del subsuelo. Asimismo, a través de funciones y correlaciones empíricas se pueden realizar aproximaciones de las propiedades de resistencia y de índices geomecánicos. Los datos obtenidos permitirán definir y evaluar las características y condiciones de inestabilidad del subsuelo. Por lo tanto, se podrá realizar la caracterización geotécnica de dos sitios afectados por movimientos del terreno. De esta manera, el enfoque metodológico aplicado establecerá un avance significativo en el estudio detallado de deslizamientos de ladera y, a su vez, brindará una mejor comprensión y conocimiento de estos procesos geológicos complejos. Por consiguiente, se contribuirá en la implementación de medidas y estrategias para mitigar y reducir el riesgo de desastres por deslizamientos.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo general

A partir de V_p , V_s y de relaciones empíricas determinar las propiedades elásticas, geomecánicas y geotécnicas del subsuelo y definir las condiciones potencialmente inestables de dos sitios que afectan a la CF1D en la RBS en Ensenada, Baja California, México.

1.4.2 Objetivos específicos

Para alcanzar el objetivo general del presente trabajo, se obtendrán por medio de V_p y V_s ,

la densidad (ρ),

las constantes elásticas (módulo de Young E , cociente de Poisson σ , módulo de corte μ , módulo volumétrico k y primera constante de Lambé λ), el

cociente de velocidad (V_p/V_s) y el módulo de onda P (M), así como

parámetros geotécnicos (índice de materiales M_i , índice de concentración C_i , cociente de esfuerzos S_i y gradiente de densidad D_i) y petrofísicos (porosidad ϕ y cociente de vacíos e), asimismo

a través de relaciones empíricas se aproximarán los valores del ángulo de fricción interna (φ), cohesión (c), resistencia de los macizos rocosos (σ_m) y el criterio de rotura (σ_m/σ_c), adicionalmente

se determinarán las índices geomecánicas (RMR, Q-system y GSI).

2. Área de estudio

2.1 Región Bahía Salsipuedes

La Región Bahía Salsipuedes (RBS) comprende aproximadamente un área de 40 km² y se ubica entre los 116°49'51.15"W y 116°43'6.91"W de longitud, y los 31°59'42.32"N y 31°54'11.83"N de latitud (Figura 1). Está delimitada al este por la Carretera Transpeninsular y al oeste por Bahía Salsipuedes (Océano Pacífico). Se localiza a una distancia de 15 km al noroeste de la ciudad de Ensenada y a 83 km al sureste de la ciudad de Tijuana, en el estado de Baja California, México. El área de estudio comprende dos sitios, el primero, con una cobertura de 0.15 km² y el segundo de 0.13 km² (Km 90+100 y Km 91+300, ubicación correspondiente al cadenamamiento de la CF1D, respectivamente), ambos con una altitud media de 50 m.s.n.m (Figura 1).



Figura 1. Mapa de la localización del área de estudio. Los recuadros rojos representan los sitios de trabajo y las líneas amarillas las trazas de falla de los deslizamientos más importantes (Modificada de Guzmán-Villa, 2022).

2.1.1 Marco climático, geológico y tectónico

El clima del noroeste de Baja California es de tipo semiárido, también denominado como mediterráneo; con temperaturas medias anuales que se registran en torno a los 17°C (Guzmán-Villa, 2022). La región se caracteriza por precipitaciones escasas, manteniendo un promedio de 250-300 mm por año (Del-Toro-Guerrero y Kretzschmar, 2020). La temporada de lluvias se presenta durante el invierno; sin embargo, suelen ocurrir significativas lluvias atípicas en otras estaciones del año. Por ello, la existente variabilidad de precipitación interanual se ha relacionado principalmente con El Niño - Oscilación del Sur (ENSO, por sus siglas en inglés; Minnich *et al.*, 2000; Arriaga-Ramírez y Cavazos, 2010). De tal forma que, en las últimas dos décadas se ha determinado una reducción en la tasa de precipitación y un aumento en la temperatura media anual; esta última, puede conducir al aumento de la tasa de evaporación y provocar precipitaciones extremas a escala local, de manera frecuente y repentina (Del-Toro-Guerrero y Kretzschmar, 2020). Debido a las anteriores características, la cobertura vegetal de la zona se compone principalmente de matorral xerófilo y pastizales. No obstante, en la última década se han presentado importantes cambios de vegetación y uso de suelo, originados fundamentalmente por el crecimiento de las ciudades y la expansión de las actividades agropecuarias (Rosete *et al.*, 2008).

La Península de Baja California (PBC) conforma un entorno tectónico único, con características geológicas y geomorfológicas complejas que se pueden ver reflejadas en la RBS (Figura 2; Guzmán-Villa, 2022). Las principales estructuras geomorfológicas se constituyen por grandes acantilados costeros con alturas desde los 30 m a 280 m. Así también, se exhiben extensas mesetas que se distribuyen a lo largo de la costa, conformando las partes topográficas más altas, donde alcanzan elevaciones superiores a los 430 m.s.n.m. El relieve cercano a la costa presenta pendientes entre los 10° y 60°, compuesto principalmente por escarpadas laderas que corresponden a masas desplazadas de antiguos deslizamientos. Los escarpes de estos deslizamientos se alinean paralelamente con el trazo de la vía, por ello, las extensas masas evolucionadas en múltiples deslizamientos, afectan puntualmente a la CF1D a lo largo de la RBS (Figura 2). Debido a las anteriores características, se desarrolla un sistema de drenaje corto con salida a Bahía Salsipuedes. Cabe señalar, que las anteriores estructuras morfológicas están sometidas a intensos procesos erosivos que aceleran la inestabilidad del terreno y que dan lugar al retroceso de acantilados y escarpes (Guzmán-Villa, 2022).

Por su parte, la estratigrafía de la RBS se caracteriza principalmente por el afloramiento de rocas volcánicas y sedimentarias correspondientes a tres conjuntos litoestratigráficos con edades del Cretácico al Neógeno (Figura 2; Gastil *et al.*, 1975; Abbott *et al.*, 1993; SGM, 2003; Guzmán-Villa, 2022). La Formación Rosarito Beach se depositó durante el Mioceno en un ambiente mixto.

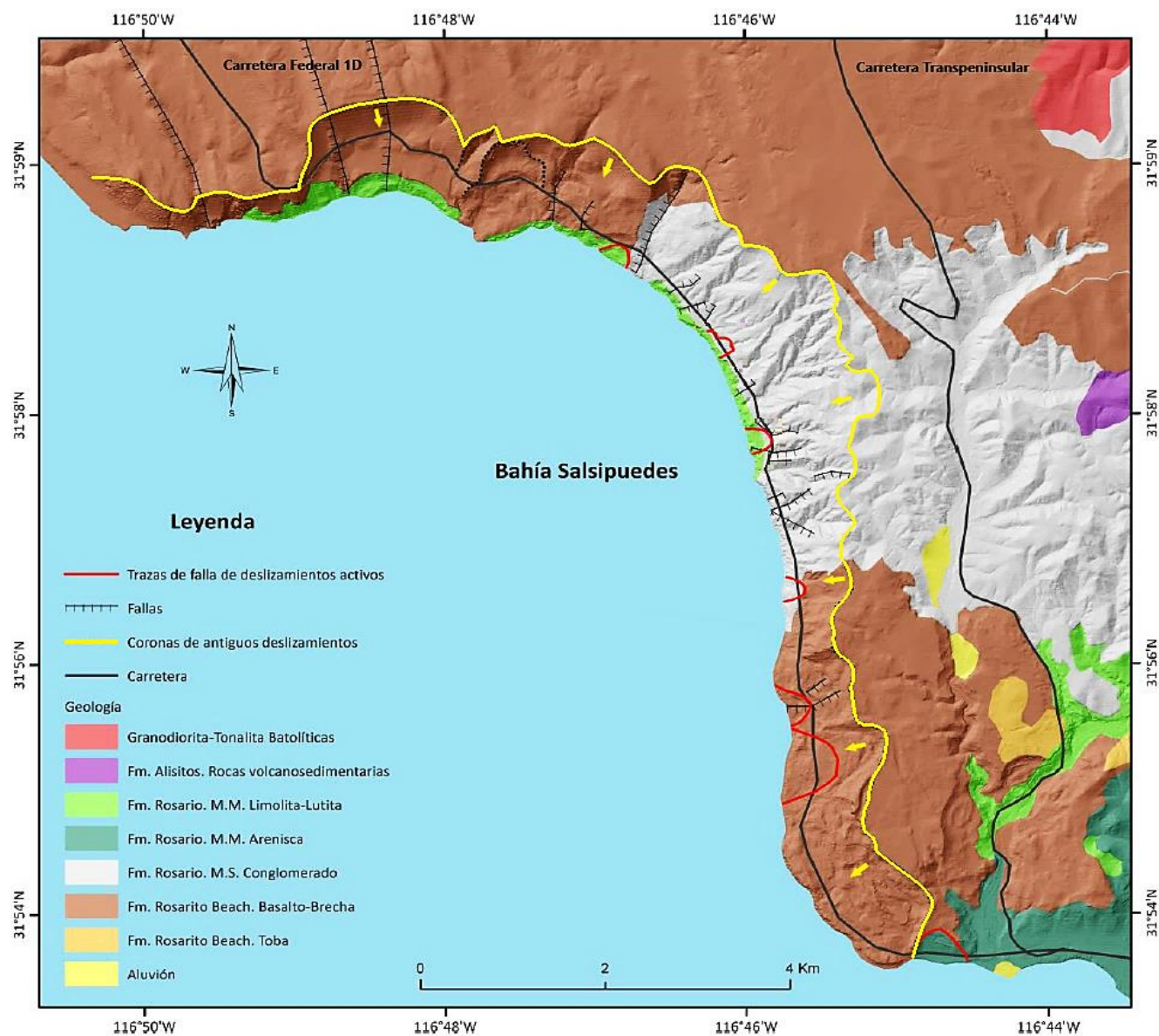


Figura 2. Mapa geológico de la Región Bahía Salsipuedes (RBS). Se representan las principales unidades litológicas que afloran en la zona, así como se delimita mediante la línea amarilla el área potencialmente inestable (coronas de antiguos deslizamientos), donde las flechas indican la dirección de desplazamiento de las masas. Asimismo, se muestran las trazas de falla y estructuras geológicas asociadas con los deslizamientos más importantes (activos), así como el trazo de las carreteras (Modificado de Guzmán-Villa, 2022).

Está constituida por sedimentos terrígenos y depósitos volcánicos, representados por intercalaciones de areniscas, conglomerados polimícticos y basaltos; derrames andesíticos interestratificados con basaltos, brechas volcánicas y tobas sobreyacen concordantemente (Figura 2). Los derrames de basalto dominan las partes topográficas más altas, donde se formaron mesetas y escarpes con fuertes pendientes. La anterior formación se depositó de manera discordante sobre la Formación Rosario del Campaniano–Maastrichtiano. Estas rocas se depositaron en un ambiente mixto y se componen de limolitas, lutitas, areniscas y conglomerados polimícticos. El miembro medio y superior están pobremente consolidados y afloran de forma discontinua a lo largo de la

costa (Figura 2). La Formación Rosario sobreyace en discordancia angular sobre la Formación Alisitos que va desde el Jurásico Superior hasta el Aptiano-Albiano. Constituye el basamento de la zona, que se generó durante el desarrollo de un arco insular con orientación NW-SE, que implicó vulcanismo e intrusiones magmáticas, provocando levantamientos y fosas profundas; estableciendo las rocas volcánicas, volcanoclásticas y volcanosedimentarias de este grupo litológico (Figura 2). La formación se ve afectada por intrusivos batolíticos, cuya composición varía desde básica hasta ácida, representada por gabro, diorita, tonalita, monzonita y granodiorita (Figura 2).

La PBC es una región deformada y tectónicamente activa (Figura 3). Los rasgos estructurales más sobresalientes, lo constituyen sistemas de fallas activas caracterizadas por su continua actividad sísmica y su predominante movimiento de rumbo (Wong *et al.*, 1987; Legg *et al.*, 1991).

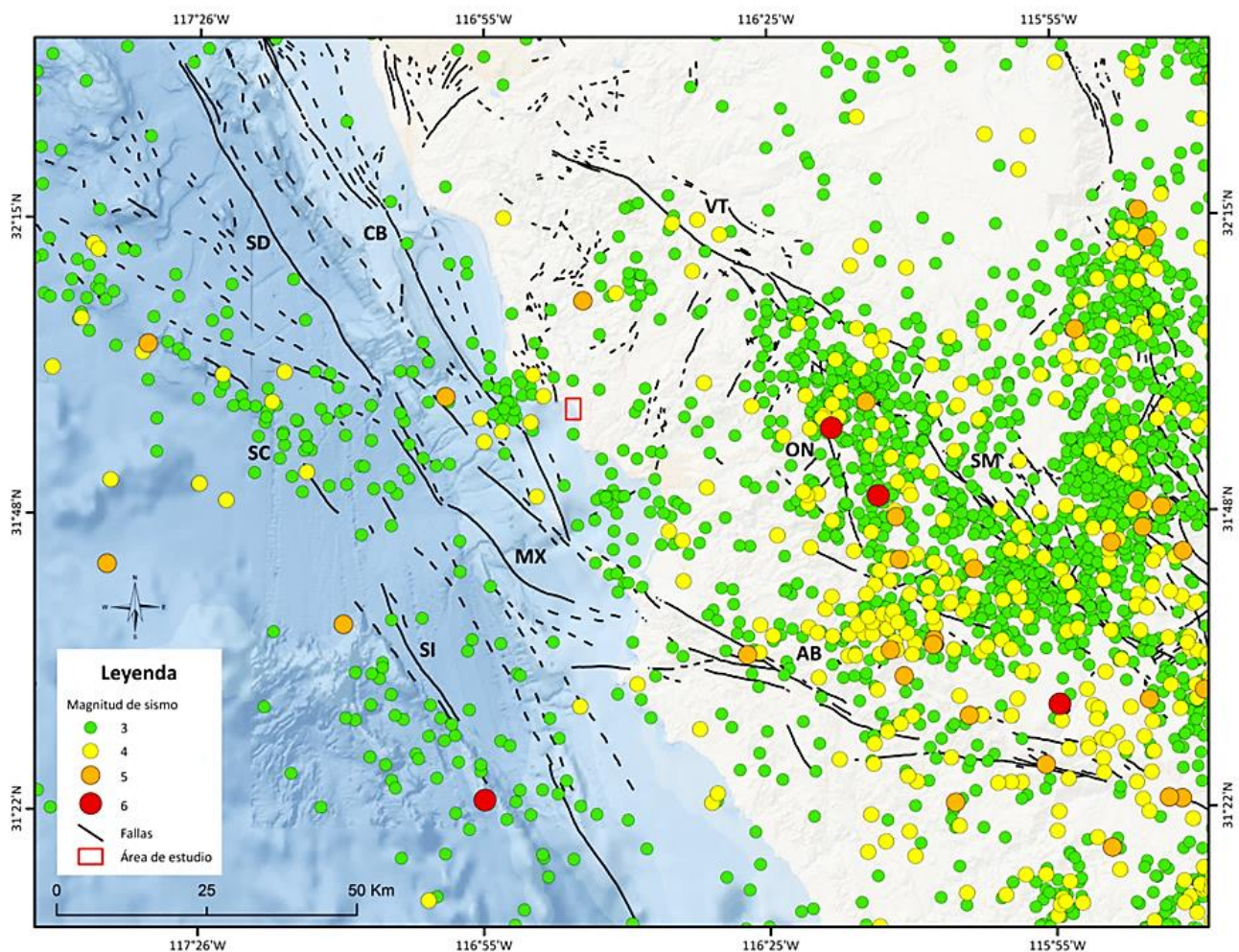


Figura 3. Mapa de sismicidad del noroeste de Baja California, México (de acuerdo al catálogo de U.S. Geological Survey [USGS], de 1934 al 2022). Se representan los principales sistemas de fallas geológicas de la región. SC = San Clemente, SI = San Isidro, SD = Depresión San Diego, MX = Maximinos, CB = Coronado Bank, AB = Agua Blanca, VT = Vallecitos, ON = Ojos Negros, SM = San Miguel. Asimismo, el recuadro rojo indica el área de estudio, donde se observa la importante influencia sísmica (Tomada de Guzmán-Villa, 2022).

Estas fallas en su mayoría de tipo lateral derecho con orientación NW-SE, representan el fallamiento transforme del complejo “pull-apart” del Golfo de California (Legg *et al.*, 1991). Lo anterior, producto de la combinación de procesos tectónicos que inician desde el Mesozoico con la subducción de la placa Farallón y que continúan hasta el presente, como resultado del régimen tectónico impuesto por el sistema San Andrés – Golfo de California; generado por la interacción de las placas de Norteamérica y Pacífico (Gastil *et al.*, 1975; Wong *et al.*, 1987; Legg *et al.*, 1991). Este conjunto de sistemas de fallas, se conforman por una falla principal asociada a una red de fallas menores; lo cual sugiere un régimen tectónico transtensional (Figura 3). La distribución espacial de la sismicidad se alinea con estas fallas, donde se presentan sismos considerables con magnitudes entre los 5 a 6.9. Además, es destacable el predominante patrón de enjambre sísmico y microsismicidad que se genera en la región (Figura 3).

2.1.2 Zona potencialmente inestable

La RBS es una zona con alta susceptibilidad a deslizamientos que desde hace sesenta años afecta considerablemente la operación e infraestructura de la CF1D a lo largo de 14 km de su extensión (Guzmán-Villa, 2022). Donde también se ve afectada infraestructura habitacional, turística y comercial. En los años sesenta se construyó esta vía de 89.54 km de longitud que conecta las ciudades de Tijuana, Rosarito y Ensenada a lo largo de la costa noroeste de la PBC, en México (SOP, 1969). Previamente a su construcción, se identificó que la RBS constituía una zona potencialmente inestable. Debido a lo cual, se determinó que antiguos deslizamientos podrían reactivarse debido a las acciones antrópicas de la obra; hecho que se hizo evidente durante la construcción de la carretera (SOP, 1969; 1975). Derivado de lo anterior, las autoridades analizaron la posibilidad de reubicar el trazo de la vía. Sin embargo, decidieron respetar el trazo original proyectado, en razón, de que esta zona proporcionaba un gran atractivo turístico, con motivo a su vista escénica (SOP, 1969). Por consiguiente, se asumieron los riesgos previstos, haciendo frente a las inestabilidades, y que, en su defecto, resultaría en mayores erogaciones para el futuro.

A partir de las primeras afectaciones, se ejecutaron numerosas obras de estabilización, lo que condujo a ejercer grandes inversiones durante 50 años (1963-2013). Con ello, se obtuvieron resultados favorables, en vista del descenso en las tasas de desplazamiento del terreno (SOP, 1969; 1975; CAPUFE, 1982). No obstante, el 28 de diciembre de 2013, se produjo un deslizamiento rotacional que desplazó una masa de 390 mil m³, provocando el colapso de ambos cuerpos de la carretera (Figura 4; Andrade-García, 2016). A causa de esto, se decretó el cierre total de la vía para realizar trabajos de reconstrucción. Actividades que se prolongaron durante casi un año, lo que generó pérdidas económicas en la región estimadas en 100 mdd (Arellano, 2014; Domínguez, 2015).



Figura 4. Fotografía del deslizamiento rotacional, generado el 28 de diciembre 2013. Se estimó una masa desplazada de 390 mil m³ (Tomada de Eroshin, 2013).

Además, derivado de este evento, y con el objetivo de garantizar la estabilidad a lo largo de la RBS, se llevó a cabo un ambicioso proyecto, basado en estudios, monitoreo y construcción de decenas de sobredimensionadas y costosas obras correctivas (CAPUFE, 2018). Por lo tanto, del 2013 al 2021 se invirtieron aproximadamente \$ 4 mil millones de pesos (Guzmán-Villa, 2022). A pesar de estos esfuerzos, los deslizamientos continúan activos, demostrando que durante más de sesenta años las acciones emprendidas probablemente no han sido acertadas (Guzmán-Villa, 2022).

2.1.3 Carretera Federal 1D

La Carretera Federal 1D (CFD1) se proyectó principalmente con el objetivo de resolver los graves problemas de transporte terrestre que se presentaban en aquella época (SOP, 1969; CAPUFE, 1982). Por efecto, de que el único camino existente era ya inoperante (Carretera Transpeninsular; Figura 2), debido a que sus características geométricas (tipo C) ya no lograban satisfacer el considerable incremento de tránsito vehicular. Lo que generaba sustanciales congestionamientos y alto riesgo, por la frecuencia de accidentes. Adicionalmente, se tenía contemplado, que la CF1D debía de activar e impulsar el desarrollo económico de la región, a través de un crecimiento turístico acelerado (SOP, 1969; 1975). A su vez, la ruta de la vía tendría que proporcionar a los

usuarios de una vista panorámica, por lo tanto, el diseño de la CF1D se trazó a lo largo del litoral. La vía inicio operaciones en 1967, tras aproximadamente seis años de estudios y trabajos de construcción (CAPUFE, 1982).

La CF1D fue concesionada por la entonces Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) al Fondo Nacional de Infraestructura (FONADIN) y es operada y administrada actualmente por Caminos y Puentes Federales de Ingresos y Servicios Conexos (CAPUFE; CAPUFE, 2018). La CF1D se diseñó con características geométricas que la clasifican como tipo A4 (cuatro carriles y dos cuerpos), que permite la circulación de cualquier tipo de vehículo. Asimismo, se planeó como un camino de peaje (cuerpo A, sentido Tijuana- Ensenada; cuerpo B, sentido Ensenada-Tijuana). La CF1D se conecta al final de su trazo con la Carretera Transpeninsular, que cuenta con 1711 km de longitud y que recorre en su totalidad la PBC. Estas vías interconectan a su paso con la red carretera del suroeste de EE. UU y del noroeste e interior de México. De igual manera, con puertos marítimos, aeropuertos, zonas mineras e industriales. Es así que, en la última década, en virtud del importante desarrollo turístico, social y comercial de la región, la CF1D se ha convertido y representa una de las vías de transporte terrestre más importantes del noroeste de México.

Es destacable mencionar que, a partir del deslizamiento ocurrido en el 2013, la SCT (actualmente, SICT) desarrolló un proyecto para la construcción de un nuevo camino de 24.53 km de longitud (SCT, 2015). Donde la inversión correspondiente (\$1,988,600.00 pesos) representaría solo el 50 % del total de erogaciones ejercidas del 2013 al 2021 para obras de estabilización en la RBS. Pese a esto, y ante el alto riesgo de deslizamientos, las autoridades han optado por mantener activo este tramo de la vía, y continuar ejecutando de manera extensiva, ociosa y con poco control más trabajos de estabilización (Guzmán-Villa, 2022).

2.1.4 Estudio de exploración sísmica

Con el objetivo de investigar dos deslizamientos que afectan a la CF1D en la RBS, Guzmán-Villa (2022) desarrolló durante el periodo de 2020-2022, un proyecto de investigación científica, donde se llevaron a cabo trabajos de exploración sísmica somera (Figura 1 y 5). El estudio se basó en aplicar los métodos sísmicos de Tomografía de Refracción Sísmica y de Análisis Multicanal de Ondas Superficiales (SRT y MASW, por sus siglas en inglés, respectivamente).

La adquisición de datos sísmicos consistió en dos levantamientos correspondientes a dos perfiles sísmicos (PS90 y PS91; Figura 5). El primer levantamiento se efectuó a la altura del kilómetro 90+100, sobre un camino de terracería al costado oeste del cuerpo A de la CF1D (PS90). Las coordenadas de ubicación de este perfil, en el extremo NW son; latitud: 31.967539°, longitud: -116.764332° y altitud: 26 m. Para el extremo SE son; latitud: 31.965052°, longitud: -116.762314 y altitud: 67 m (Figura 5). El segundo levantamiento se efectuó a la altura del kilómetro 91+300, sobre el antiguo trazo de la carretera, también al costado oeste del cuerpo A de la vía (PS91).

Las coordenadas de ubicación de este perfil, en el extremo NW son; latitud: 31.958111° , longitud: -116.758259° y altitud: 50 m. Para el extremo SE son latitud; 31.955094° , longitud: -116.757612° y altitud: 58 m (Figura 5).

El registro de datos se realizó mediante el método convencional de levantamiento por refracción sísmica (Park *et al.*, 2007). Con el fin de cubrir transversalmente los deslizamientos se implementaron líneas sísmicas de 340 m de longitud (Figura 5). La distribución del arreglo fue lineal, con un espaciamiento entre geófonos de 10 m.

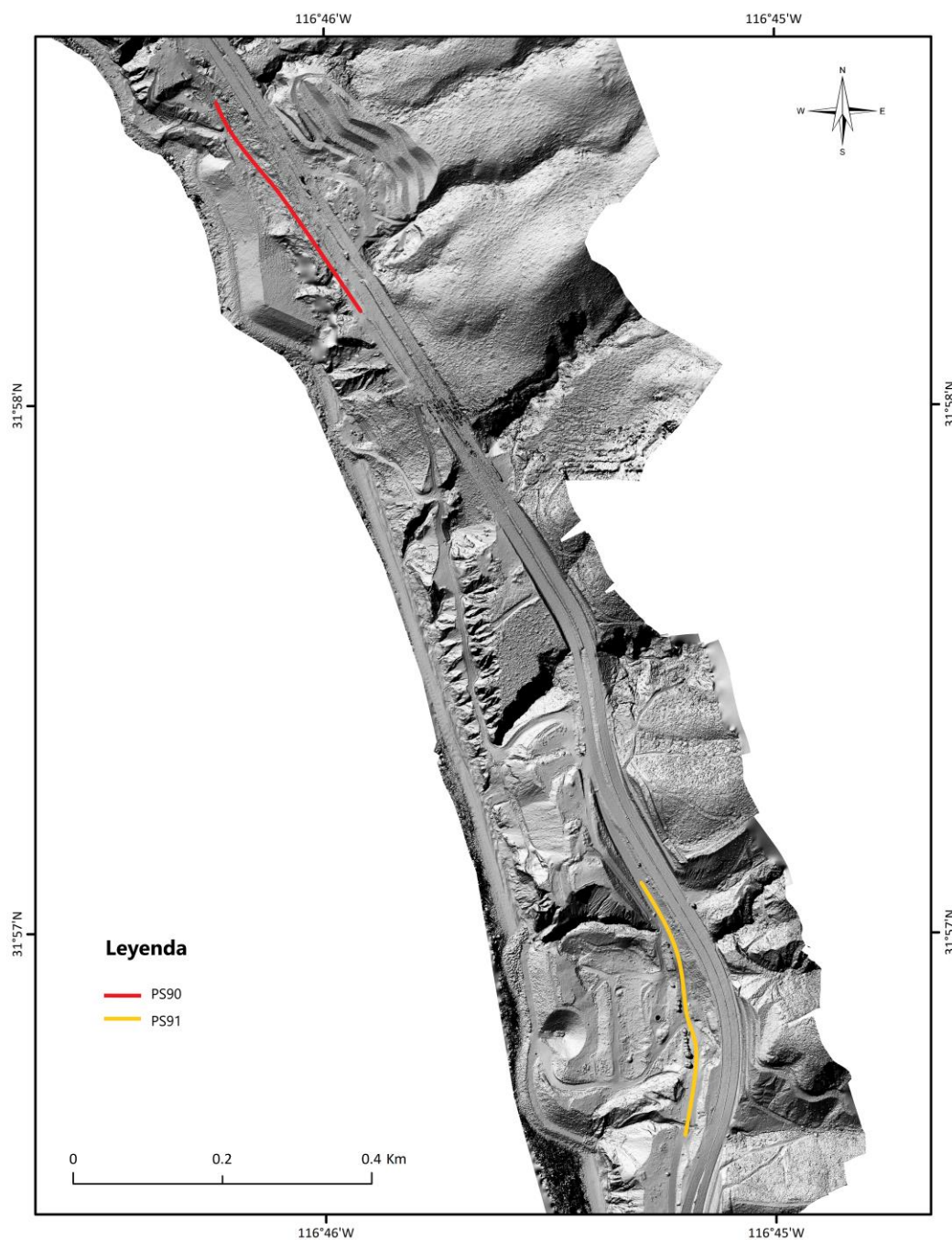


Figura 5. Ubicación de los perfiles sísmicos en el área de estudio. La línea roja representa el perfil sísmico correspondiente al km 90+000 (PS90) y la línea amarilla representa el perfil sísmico correspondiente al km 91+000 (PS91). Ambos perfiles se establecieron sobre el puente de la CF1D (Modificada de Guzmán-Villa, 2022).

Para la generación de ondas elásticas se utilizaron dos fuentes sísmicas de impacto. Una de ellas fue el equipo marca GISCO, modelo ESS500 (Figura 6A). Este equipo consta de una caída de peso, equivalente a 500 lb (226.796 kg), produce una energía y velocidad de impacto de 1022 J y 3.04 m/s, respectivamente y puede alcanzar una profundidad de exploración entre los 150 y 900 m. Este equipo se encuentra montado sobre un remolque y es operado electrónicamente; se utilizó un enlace remoto para generar los disparos. La otra fuente consiste en un marro de 16 lb y una placa metálica de 14" x 14" x 5/8" (Figura 6B). Se utilizó también un sismógrafo marca GEOMETRICS, modelo GEODE de 24 canales, con rango dinámico de 24 bits y un ancho de banda de 20 kHz de ultra alta resolución (muestreo de 8 a 0.02 ms; Figura 6C). Asimismo, se emplearon geófonos marca LASCO con una frecuencia natural de 2 Hz (Figura 6D).



Figura 6. Fotografías del equipo utilizado para la adquisición de datos sísmicos. (A) Fuente GISCO, modelo ESS500. (B) Marro de 16 lb y placa metálica. (C) Sismógrafo GEOMETRICS modelo GEODE de 24 canales. (D) Geófono de frecuencia natural de 2Hz. Las fuentes de impacto (A y B) se muestran al costado de la línea sísmica donde se generaban los disparos (Tomada de Guzmán-Villa, 2022).

Finalmente, por medio del análisis y procesamiento de los datos sísmicos obtenidos, se construyeron imágenes de alta resolución de las secciones transversales del subsuelo (modelos 2D; Figura 7 y 8). Para ambos métodos sísmicos, el procesamiento de datos se realizó mediante la paquetería del software SeisImager™ de Geometrics, integrado para el procesamiento, interpretación y modelado de datos de SRT (ondas P) y MASW (ondas S).

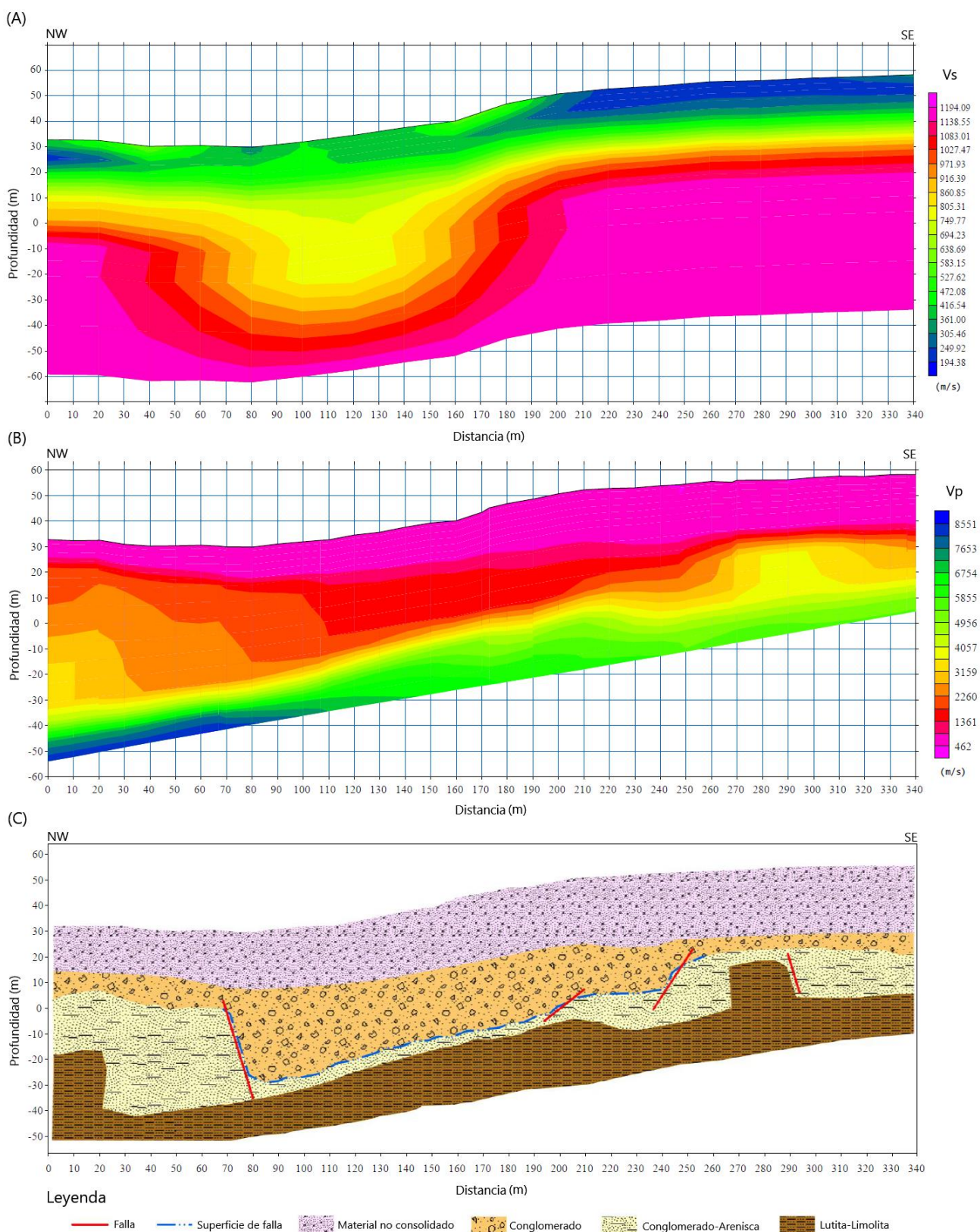


Figura 7. Modelos sísmicos correspondientes al perfil del kilómetro 90+000 (PS90), donde se presentan las secciones transversales del subsuelo. (A) Modelo 2D generado por medio de MASW. (B) Tomografía de refracción generada mediante SRT. (C) Modelo geológico, interpretado y construido a partir de las imágenes sísmicas (Modificada de Guzmán-Villa, 2022).

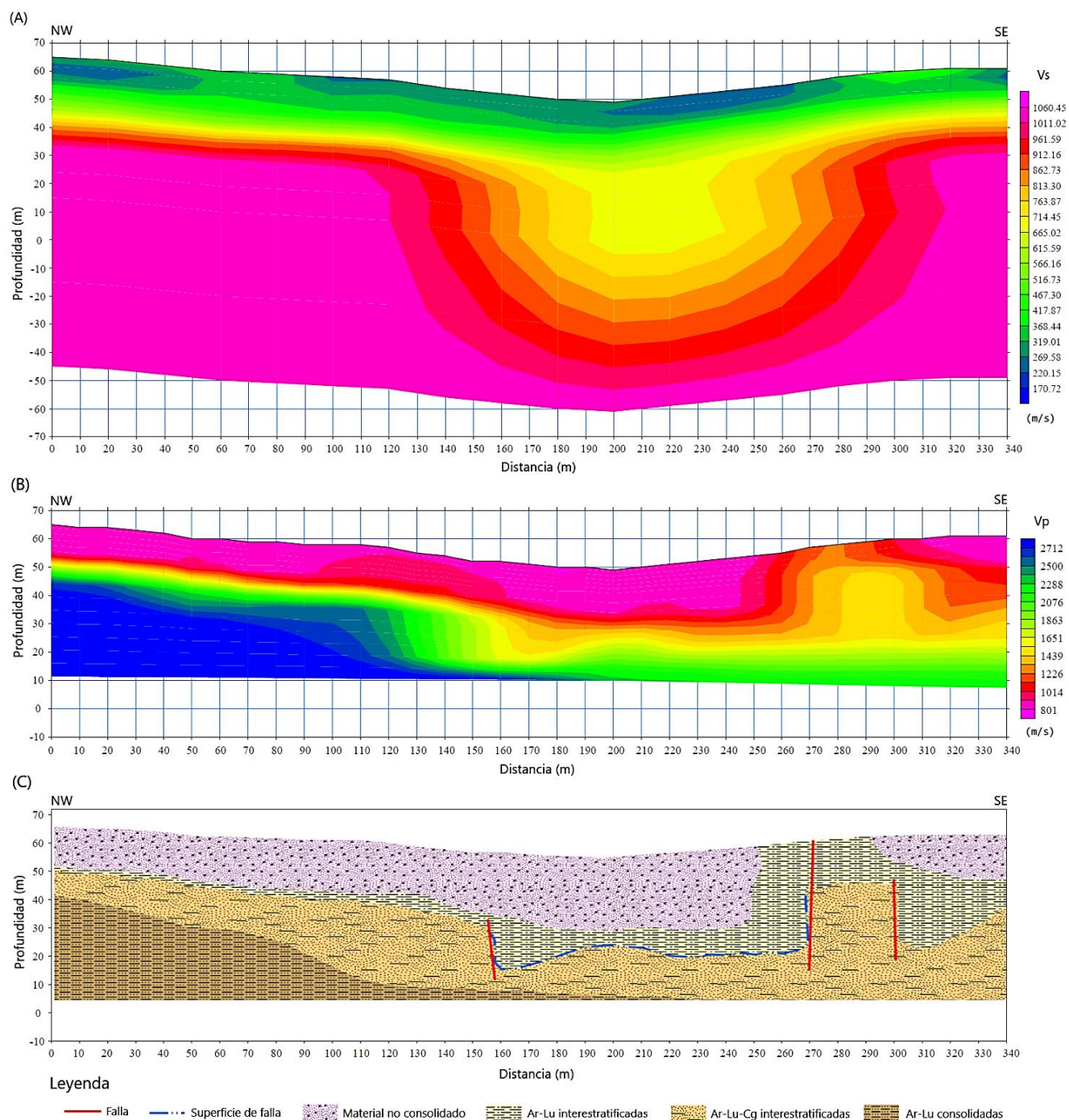


Figura 8. Modelos sísmicos correspondientes al perfil del kilómetro 91+000 (PS91), donde se presentan las secciones transversales del subsuelo. (A) Modelo 2D generado por medio de MASW. (B) Tomografía de refracción generada mediante SRT. (C) Modelo geológico, interpretado y construido a partir de las imágenes sísmicas (Modificada de Guzmán-Villa, 2022).

Para obtener información más precisa y robusta sobre el estudio sísmico presentando, consultar a Guzmán-Villa (2022).

3. Marco teórico

3.1 Métodos sísmicos

En investigaciones geofísicas someras, la aplicación de métodos sísmicos se ha convertido en una de las herramientas más poderosas, eficaces y rentables de las últimas décadas (Hack, 2000; Jongmans y Garambois, 2007; Pazzi *et al.*, 2019; Perrone, 2020). La prospección sísmica tiene como objetivo estimar las propiedades de los geomateriales de la Tierra a través de principios físicos; como las teorías magnéticas, eléctricas, gravitacionales, térmicas y elásticas (Park Seismic, 2021). Es así, que las técnicas sísmicas se basan en la teoría de elasticidad y, por lo tanto, intentan deducir las propiedades elásticas de los materiales midiendo su respuesta a perturbaciones elásticas (ondas sísmicas o elásticas; Telford *et al.*, 1990; Sheriff y Geldart, 1995).

Las ondas elásticas utilizadas en estudios sísmicos se pueden obtener de manera activa o pasiva (Park Seismic, 2021). De forma activa, las ondas se generan mediante el uso de una fuente de energía controlada (p. ej., impacto, impulso y vibración) y de forma pasiva, se utilizan ondas producidas por actividades naturales (p. ej., sismos, volcanismo y mareas) y culturales (p. ej., actividades antrópicas). Las ondas utilizadas mediante técnicas pasivas, pueden ser agrupadas y denominadas como ruido sísmico, microtemores o vibración ambiental. La mayor parte de estudios sísmicos implementados en el mundo son de tipo activo.

Las técnicas sísmicas activas se basan en generar, por medio de una fuente artificial, ondas elásticas que se propagan en todas direcciones a través del subsuelo, y donde aquellas que regresan a superficie, son detectadas mediante una red de sensores (geófonos) y enviadas a un sismógrafo donde finalmente la información sísmica es registrada (Figura 9; Park Seismic, 2021). En esencia, de las ondas se registra, la distancia y tiempo de viaje que transcurre desde la fuente sísmica hasta los sensores. Estas técnicas analizan la interacción de las ondas elásticas con los materiales y estructuras internas del subsuelo. Esto es posible, debido a las características de propagación de las ondas (directas, reflejadas, refractadas y superficiales). Es decir, cuando las ondas viajan a través del subsuelo sufren cambios (velocidad y trayectoria) en los límites (interfaz) de capas con diferentes condiciones (medio estratificado), así como en discontinuidades. Lo anterior, fundamentalmente, a causa de la densidad y de las propiedades elásticas de los materiales (Telford *et al.*, 1990; Sheriff y Geldart, 1995).

Finalmente, recurriendo al análisis y procesamiento de los datos sísmicos obtenidos *in situ*, es posible determinar en los diversos medios del subsuelo, la trayectoria y velocidad de propagación de los diferentes tipos de ondas elásticas (Figura 9). Con ello, es posible construir imágenes de alta resolución de las secciones transversales del subsuelo, proporcionando información de las estructuras geológicas internas (Reynolds, 2011; Huntley *et al.*, 2019; Senkaya *et al.*, 2022).

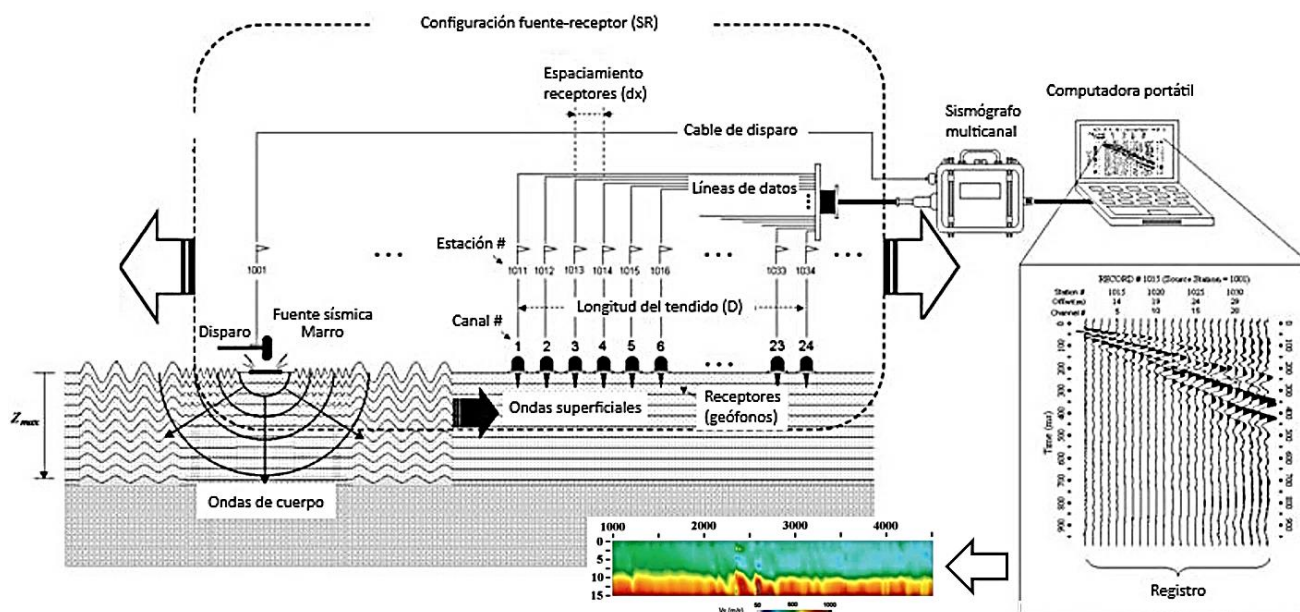


Figura 9. Esquema representativo, de la configuración general para la adquisición de datos sísmicos *in situ*. Donde finalmente, por medio del análisis y procesamiento de la información sísmica obtenida se construyen imágenes de alta resolución de las secciones transversales del subsuelo (Modificada de Park Seismic, 2021).

Asimismo, se pueden realizar caracterizaciones geotécnicas de sitios al determinar las condiciones y propiedades del subsuelo mediante la estimación de constantes elásticas y parámetros geotécnicos y petrofísicos (Hack, 2000; Pegah y Liu, 2016; Sarkar *et al.*, 2021).

En este contexto, las técnicas sísmicas activas más utilizadas de manera indirecta (no destructiva-invasiva) son la reflexión, SRT, MASW, FK y *petite-sismique*; y de forma directa (destructiva-invasiva) son *down-hole*, *cross-hole*, cono sísmico, y sonda suspendida (McCann y Forster, 1990; Hack, 2000; Perrone, 2020; Pazzi *et al.*, 2019). Asimismo, las técnicas sísmicas pasivas más utilizadas son SPAC, HVSR, ReMi, MASW y FK (Jongmans y Garambois, 2007; Perrone, 2020; Fan *et al.*, 2021).

3.2 Ondas sísmicas

Tras la inducción de una perturbación sísmica en el terreno, se producen diferentes tipos de ondas elásticas (ondas de cuerpo y ondas superficiales). La propagación de las ondas se produce predominantemente por desplazamiento elástico del medio (deformación elástica); es decir, el medio no sufre ninguna deformación permanente (Lowrie, 2007). Cada una de estas ondas posee sus respectivos movimientos (Krammer, 1996; Everett, 2013). Las ondas *P* y *S* se conocen como ondas de cuerpo, ya que se transmiten a través del interior de la Tierra. El movimiento de partículas asociado con las ondas de compresión (ondas *P*), también conocidas como primarias o longitudinales, está alineado con la dirección de propagación de las ondas (Figura 6a). Las ondas *P* pueden viajar a través de sólidos y fluidos. Por su parte, el movimiento de partículas asociado con las ondas de

corte (ondas S), también conocidas como ondas secundarias o transversales, está alineado en una dirección perpendicular a la dirección de propagación de las ondas (Figura 6b). Donde son posibles tanto los movimientos polarizados verticalmente (SV; Figura 6b) como los polarizados horizontalmente (SH). Las ondas S no pueden viajar a través de fluidos, ya que estos no tienen rigidez al corte. Las ondas P están asociadas con un cambio en el tamaño y relación de aspecto de volumen de un material (compresión y rarefacción), mientras que las ondas S están asociadas con el cambio en la forma (deformaciones cortantes). La velocidad de la onda P siempre excede la velocidad de la onda S ($V_p > V_s$). V_s normalmente es de alrededor del 40 al 60 %, pero nunca excede aproximadamente el 70 % de V_p . Visto físicamente, $V_p > V_s$ ya que los materiales geológicos generalmente ofrecen mayor resistencia a la imposición de fuerzas de compresión que a fuerzas cortantes (Krammer, 1996; Everett, 2013).

Por otro lado, las ondas superficiales resultan de la interacción entre las ondas de cuerpo y las capas superficiales de la Tierra (Krammer, 1996; Everett, 2013). Viajan a lo largo de la superficie terrestre con amplitudes que disminuyen exponencialmente con la profundidad. Las ondas superficiales más importantes son las ondas Rayleigh y Love. Las ondas Rayleigh, son aquellas que se producen por la interacción de las ondas P y SV con la superficie terrestre; implicando un movimiento elíptico retrógrado en sus partículas (Figura 6c superior). Las ondas Love resultan de la interacción de ondas SH con capas superficiales blandas. El viaje de las ondas se caracteriza por el movimiento horizontal de las partículas que oscila transversalmente con la dirección de propagación de las ondas superficiales (Figura 6c inferior).

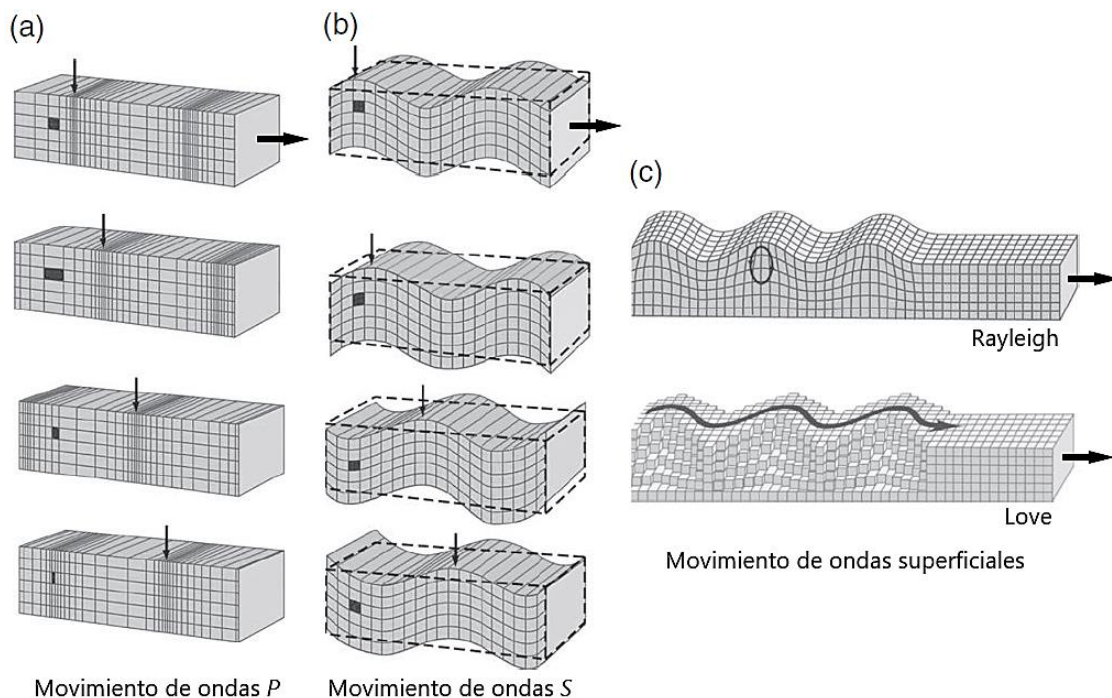


Figura 10. Esquemas que representan el movimiento de partículas asociado a la propagación de ondas elásticas: (a) ondas P ; (b) ondas S (polarizadas verticalmente, SV); (c) ondas Rayleigh y Love (Modificado de Everett, 2013).

En este sentido, la propagación de ondas sísmicas depende de las propiedades elásticas que se describen por medio de relaciones entre esfuerzo y deformación (Lowrie, 2007).

3.3 Elasticidad

Cuando se aplica fuerza a un material, éste se deforma, lo que significa que sus partículas se desplazan de sus posiciones originales. Siempre que la fuerza no supere un valor crítico, los desplazamientos son reversibles; es decir, las partículas del material regresan a sus posiciones originales cuando se retira la fuerza, y no se produce ninguna deformación permanente. Esto se denomina comportamiento elástico (Sheriff y Geldart, 1995; Lowrie, 2007).

Para la deformación elástica de un cuerpo, su longitud extendida es directamente proporcional a la fuerza aplicada y a la dimensión no extendida, pero es inversamente proporcional a la sección transversal del cuerpo (Lowrie, 2007). Cuando el área del cuerpo se vuelve infinitesimalmente pequeña, el valor límite de la fuerza por unidad de área se denomina esfuerzo (σ). Por su parte, cuando la longitud del cuerpo es infinitesimalmente pequeña, el cambio fraccionario en la dimensión se denomina deformación (ϵ). En este sentido, para el comportamiento elástico, la deformación en un cuerpo es proporcional al esfuerzo aplicado sobre él. Esta relación lineal se denomina ley de Hooke, y constituye la base de la teoría de elasticidad (Lowrie, 2007; Mavko *et al.*, 2009).

3.3.1 Esfuerzo

Cuando la superficie de un cuerpo, de área determinada (A), es sometido a una fuerza (F), inmediatamente se establecen fuerzas internas proporcionales a la fuerza externa (Lowrie, 2007). Es así, que el esfuerzo σ ($\text{Pa} = 1/\text{Nm}^2$) se define como el cociente entre la fuerza aplicada (N) y el área (m^2) sobre la cual actúa; medida de la intensidad de fuerza por unidad de área (Gudmundsson, 2011; Everett, 2013). Usando esta simple definición, la fórmula para el esfuerzo es:

$$\sigma = \frac{F}{A} \quad (1)$$

Un esfuerzo arbitrario se puede descomponer en su componente normal y cortante (Everett, 2013). El esfuerzo normal ocurre cuando la fuerza aplicada se dirige perpendicular al área; este esfuerzo se define como positivo si es de tensión y negativo si es de compresión. Por otra parte, un esfuerzo cortante se dirige tangencial o paralelo al área sobre la cual se aplica. Un cuerpo elástico que está en equilibrio estático, no sufre deformación activa. En este caso, los esfuerzos deben compensarse para que no haya presión o corte neto sobre el cuerpo (Everett, 2013).

Si lo anterior, lo representamos con una fuerza que actúa sobre un cuerpo cúbico, en un marco de referencia definido por los ejes de coordenadas Cartesianas ortogonales x , y y z , el componente de fuerza que actúa normal a la superficie sobre el eje x produce el esfuerzo normal σ_{xx} (Figura 11). Mientras que los componentes de fuerza a lo largo de los ejes y y z dan como resultado los esfuerzos de corte σ_{yx} y σ_{zx} (Figura 11). De igual manera, los componentes de fuerza que actúan sobre un elemento de superficie normal al eje y definen al esfuerzo normal σ_{yy} y a los esfuerzos cortantes σ_{xy} y σ_{zy} . Por su parte, los componentes de fuerza que actúan sobre un elemento de superficie normal al eje z definen el esfuerzo normal σ_{zz} y los esfuerzos cortantes σ_{xz} y σ_{yz} (Lowrie, 2007; Everett, 2013). Los nueve componentes de esfuerzo definen completamente el estado de esfuerzo de un cuerpo y se describen mediante la matriz de esfuerzos, expresada como:

$$\begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{yx} & \sigma_{yy} & \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} & \sigma_{zy} & \sigma_{zz} \end{bmatrix} \quad (2)$$

Se debe tener en cuenta que los componentes de esfuerzos tangenciales, como σ_{yx} , ejercen un momento de torsión sobre el cuerpo elástico. Para que el cuerpo esté en equilibrio estático, el torque generado por σ_{yx} debe ser compensado por un componente de esfuerzo σ_{xy} de igual magnitud, que actúe paralelo al eje x en el plano xz . De modo que, si las fuerzas sobre un cuerpo están equilibradas para que no haya rotación, la matriz (2) (3 x 3) es simétrica ($\sigma_{xy} = \sigma_{yx}$, $\sigma_{yz} = \sigma_{zy}$, $\sigma_{zx} = \sigma_{xz}$) y contiene solo seis elementos independientes (Lowrie, 2007).

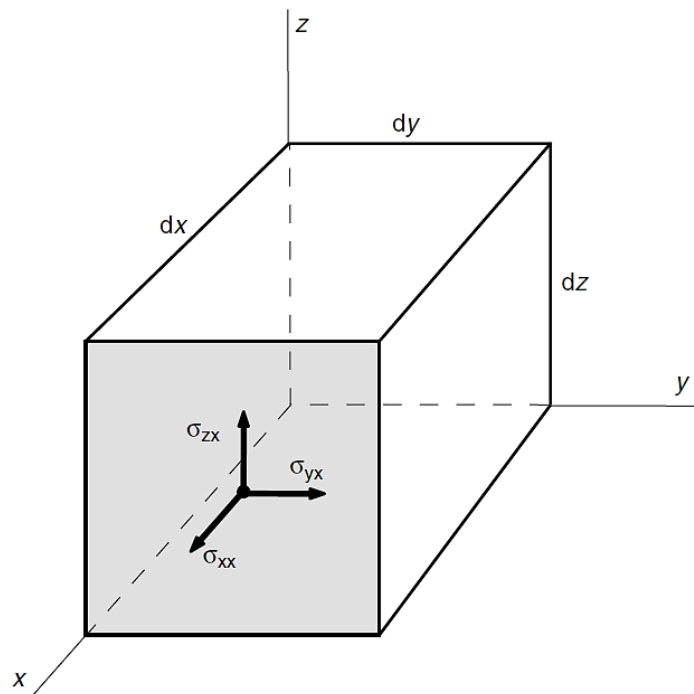


Figura 11. Esquema representativo de las tres componentes de esfuerzo en un plano yz perpendicular al eje x . Las componentes de fuerza paralelas al eje x dan como resultado el esfuerzo normal σ_{xx} ; las componentes paralelas a los ejes y y z generan esfuerzos de corte σ_{yx} y σ_{zx} (Tomada de Everett, 2013).

3.3.2 Deformación

Los pequeños cambios de tamaño y forma que se presentan en un cuerpo en respuesta a esfuerzos aplicados, se denominan deformaciones ε (Sheriff, 2002; Everett, 2013). Es decir, para un cuerpo alargado, sujeto a una fuerza de tensión o compresión, la deformación es el cociente entre el cambio de longitud del cuerpo ΔL (extensión), y su longitud original L (Gudmundsson, 2011). Entonces, tenemos para deformación de tensión unidimensional, la expresión:

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L} \quad (3)$$

donde ε no tiene dimensiones, por lo tanto, es un número puro y no tiene unidades. Para una fuerza por corte F , la deformación cortante (γ) está dada por:

$$\gamma = \frac{\Delta x}{y} = \tan \psi \quad (4)$$

donde Δx es la deflexión o movimiento de la cara superior del cuerpo con respecto a la cara inferior, siendo y la distancia vertical entre las caras (altura del cuerpo) y ψ el ángulo generado por la deflexión (Figura 12).

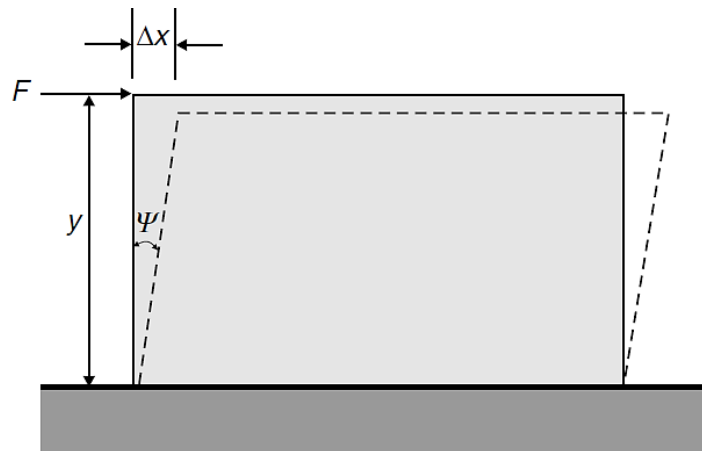


Figura 12. Esquema que representa la deformación cortante (γ). La deflexión o movimiento de la cara superior del cuerpo con respecto a la cara inferior es Δx , y es la distancia vertical entre las caras y ψ es el ángulo generado por la deflexión (Tomada de Gudmundsson, 2011).

Si un cuerpo es sometido a un esfuerzo y se deforma, habitualmente recupera su estado original cuando se retira el esfuerzo que cambió su tamaño y/o forma; bajo este principio, el comportamiento del cuerpo es elástico (Everett, 2013). Estrictamente, para que este comportamiento se cumpla, el retorno a su estado original una vez retirado el esfuerzo debe ser instantáneo. El comportamiento elástico dependiente del tiempo (retorno retardado al estado original) se denomina viscoelástico o poroelástico. Si el comportamiento del cuerpo sigue la ley de Hooke se denomina elástico lineal (Everett, 2013). Más allá de un cierto valor de esfuerzo, denominado

límite de proporcionalidad, la ley de Hooke ya no se cumple (Figura 13A). Aunque el material siga siendo elástico, la relación esfuerzo-deformación no es lineal (Lowrie, 2007).

Si el cuerpo se deforma más allá de un cierto punto (límite elástico), no recuperará su estado original cuando se elimine el esfuerzo y la deformación será permanente, sin desarrollar una fractura; a este comportamiento se le denomina como plástico (Lowrie, 2007). En este rango, un pequeño aumento del esfuerzo aplicado provoca un incremento considerablemente de la deformación. Si el esfuerzo aplicado continúa incrementándose y permanece en el tiempo, puede alcanzar la falla si el esfuerzo supera la resistencia del material (Lowrie, 2007). En algunos cuerpos, la falla puede ocurrir abruptamente dentro del rango elástico; esto se denomina comportamiento frágil. Mientras que el comportamiento dúctil de los materiales bajo esfuerzo, depende de la escala de tiempo de la deformación (Figura 13B). Por tanto, las fracturas pueden clasificarse como frágiles o dúctiles según la deformación del material en el que se producen. En ciertos materiales, la deformación no alcanza un valor estable inmediatamente después de la aplicación del esfuerzo, sino que aumenta gradualmente hasta lograr estabilizarse. Este tipo de respuesta de deformación es característico de los materiales no elásticos (Lowrie, 2007). Tras la eliminación del esfuerzo, la deformación dependiente del tiempo vuelve reversiblemente al estado original.

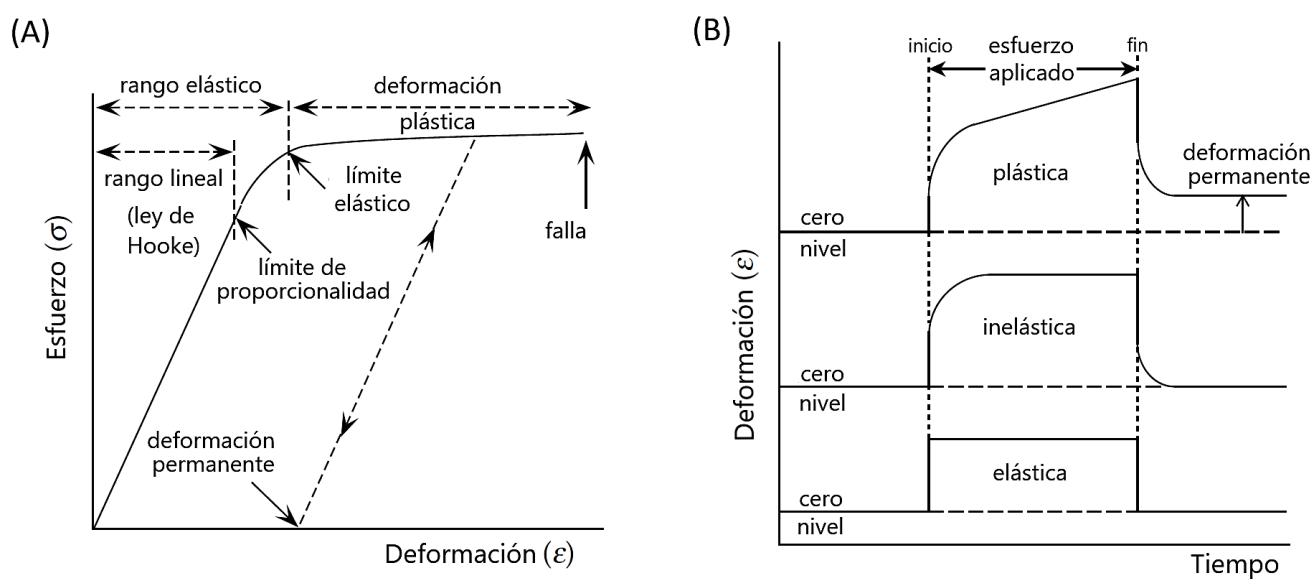


Figura 13. Esquemas que representan la relación esfuerzo-deformación. (A) La relación esfuerzo-deformación para un cuerpo hipotético es lineal (ley de Hooke) hasta el límite de proporcionalidad, donde el material se deforma elásticamente hasta que alcanza el límite elástico; la deformación plástica producirá más deformación hasta que ocurra la falla. (B) Variación de las deformaciones elásticas, inelásticas y plásticas con el tiempo, durante y después de la aplicación de esfuerzos (Tomada de Lowrie, 2007).

Asimismo, en la modelación y/o caracterización de las propiedades dinámicas del subsuelo por medio de ondas elásticas, es importante representar el comportamiento cíclico del subsuelo mediante un modelo que

correlacione el esfuerzo y deformación cortante (Figura 14A; Ishihara, 1996). La modelización del comportamiento del subsuelo en condiciones de carga cíclicas debe realizarse de manera que el modelo pueda duplicar las características de deformación en el rango de deformaciones en consideración. Cuando se espera que el comportamiento del subsuelo se mantenga dentro del rango de deformaciones pequeñas, se justifica el uso de un modelo elástico y el módulo de corte es un parámetro clave para modelar adecuadamente el comportamiento del subsuelo (Figura 14B). Por su parte, cuando un problema dado está asociado con el rango medio de deformación, aproximadamente por debajo del nivel del subsuelo el comportamiento se vuelve elastoplástico y el módulo de corte tiende a disminuir a medida que aumenta la deformación por corte. Al mismo tiempo, se produce disipación de energía durante los ciclos de aplicación de carga (Ishihara, 1996).

Dado que el nivel de deformación en cuestión es todavía lo suficientemente pequeño como para no causar ningún cambio progresivo en las propiedades del subsuelo, el módulo de corte no cambia con la progresión de los ciclos de aplicación de carga (Ishihara, 1996). Este tipo de comportamiento se denomina histéresis no degradada. Estas características del subsuelo en estado estacionario se pueden representar con un grado razonable de precisión mediante el uso de la teoría viscoelástica lineal (Figura 14B). El módulo de corte determinado como función de la deformación por corte es un parámetro clave para representar las propiedades del subsuelo en este rango de deformación media.

Para niveles de deformación por corte mayores que aproximadamente 10^{-2} , las propiedades del subsuelo tienden a cambiar apreciablemente no sólo con la deformación por corte sino también con la progresión de los ciclos (Ishihara, 1996). Este tipo de comportamiento se denomina histéresis degradada. Se considera que la manera en que el módulo de corte cambia con los ciclos depende de la manera en que cambia el esfuerzo de confinamiento efectivo durante historias de tiempo irregulares de aplicación de esfuerzos cortantes.

Cuando se establecen cambios en los esfuerzos efectivos, es necesario tener una ley constitutiva que defina la relación esfuerzo-deformación en cada paso de las fases de carga, descarga y recarga (comportamiento elástico = pequeñas deformaciones y elastoplástico = grandes deformaciones; González-Blandón y Romo-Organista, 2011). Lo anterior, puede desarrollarse mediante la ley de Masing (Figura 14; Ishihara, 1996). Para el análisis de una respuesta del subsuelo que se adapte a una ley de esfuerzo-deformación que cubra grandes niveles de deformación cerca de la falla, es necesario emplear un procedimiento numérico que implique la técnica de integración paso a paso (Figura 14B).

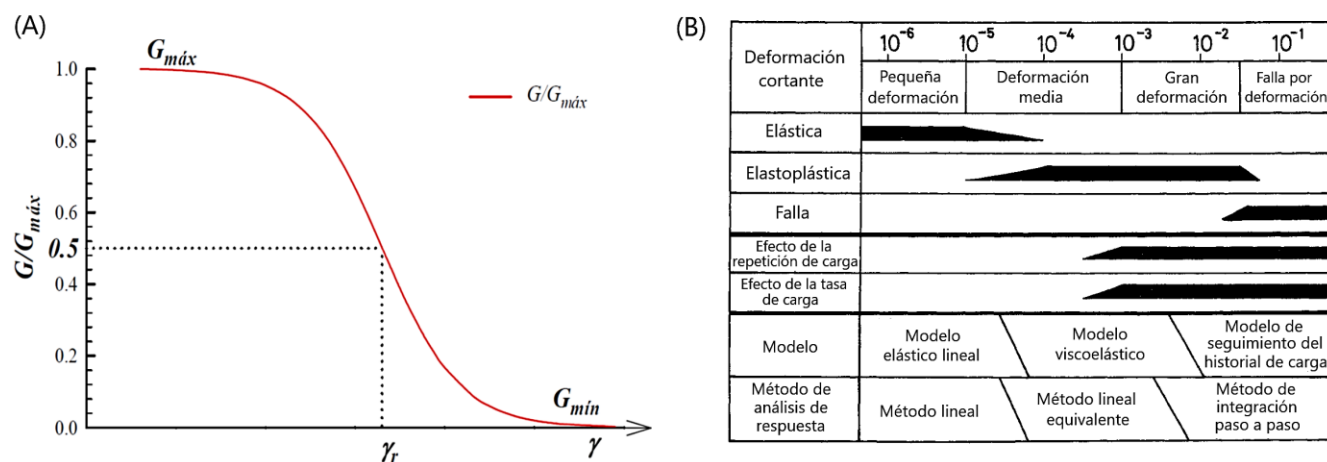


Figura 14. (A) Representación gráfica de la ley de Masing donde se representa la relación no lineal entre el módulo de rigidez al esfuerzo cortante G y la deformación angular γ . $G_{máx}$ corresponde al valor de G para el rango de deformaciones, en que el comportamiento del subsuelo es elástico. G_{min} es el valor de G alcanzado por el subsuelo antes de llegar a la falla bajo carga dinámica. γ_r es una deformación de referencia, correspondiente al 50 % de degradación de G . (B) Modelado del comportamiento del subsuelo en función de las características de deformación dependientes de la deformación cortante (Modificado de Ishihara, 1996; González-Blandón y Romo-Organista, 2011).

Bajo los anteriores principios, el comportamiento mecánico de una roca puede definirse como su respuesta a fuerzas o cargas, es decir, qué relación entre fuerza-desplazamiento o esfuerzo-deformación presenta la roca ante las cargas aplicadas (Gudmundsson, 2011). La manera en que las rocas se deformen bajo ciertas cargas, dependerá principalmente de sus propiedades geomecánicas, la velocidad de deformación, la temperatura y el estado de esfuerzos. De esta manera, en una roca se produce una fractura cuando se alcanza un esfuerzo crítico; este esfuerzo es la resistencia de la roca.

En las inmediaciones de grandes perturbaciones, como los sismos, puede producirse una deformación permanente significativa en la superficie del terreno. En los métodos sísmicos, se considera principalmente, la deformación elástica que provoca el frente de ondas cuando se propaga por el subsuelo, por lo tanto, la inelasticidad se puede ignorar en la mayoría de los estudios sísmicos someros (activos y pasivos; Everett, 2013).

Para deformaciones muy pequeñas, que son relevantes para la sismología somera, la ley de Hooke proporciona de manera útil una descripción idealizada de la relación esfuerzo-deformación.

3.3.3 Ley de Hooke

Esta ley debe su nombre al científico inglés Robert Hooke. En términos básicos, se establece que la deformación en un cuerpo es directamente proporcional al esfuerzo que la produce y, además, la deformación se genera simultáneamente con la aplicación del esfuerzo (Figura 15; Gudmundsson, 2011; Everett, 2013).

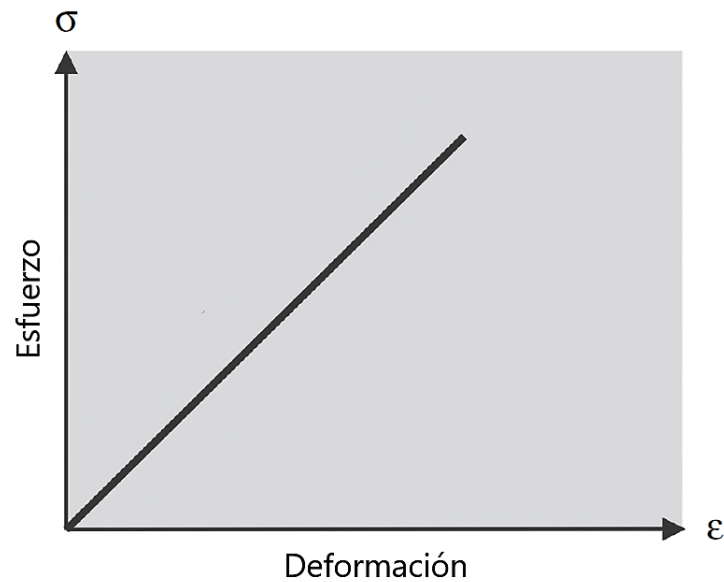


Figura 15. Esquema que representa la proporcionalidad lineal entre esfuerzo-deformación. El módulo de Young ($E = \sigma/\varepsilon$), de una roca está indicado por la pendiente de su curva esfuerzo-deformación ($\sigma-\varepsilon$). Cuanto más pronunciada es la pendiente, mayor es el módulo de Young y más rígida es la roca (Modifica de Everett, 2013).

El cociente esfuerzo-deformación será el mismo independientemente del tamaño y forma del cuerpo (Gudmundsson, 2011). Esta relación se denomina como módulo de elasticidad o módulo de Young (E). Por lo tanto, la ley de Hooke unidimensional puede expresarse como:

$$\sigma = E\varepsilon \quad (5)$$

donde E es el módulo de Young y ε la deformación. Esta ley es una ecuación constitutiva, que describe el comportamiento de un material elástico lineal, o sea, un material elástico lineal es aquel que obedece la ley de Hooke. Como ya se mencionó anteriormente, una vez que desaparece el esfuerzo (carga), el cuerpo elástico lineal vuelve a su estado original.

Asimismo, se aplica un principio de superposición; cuando están presentes varios esfuerzos, cada uno de ellos produce una deformación independientemente de los demás (Everett, 2013). En un medio isotrópico, en el que las propiedades elásticas no dependen de la dirección, la ley de Hooke para esfuerzos normales y cortantes se escribe como:

$$\sigma_{ii} = \lambda\Delta + 2\mu\varepsilon_{ii}, \text{ para } i = x, y, z; \quad (6)$$

$$\sigma_{ij} = \mu\varepsilon_{ij}, \text{ para } i \neq j; \quad (7)$$

donde $\lambda > 0$. Las constantes λ y μ se conocen como parámetros de Lamé (Everett, 2013). El parámetro μ , como lo muestra la ecuación (7), determina la cantidad de deformación cortante que se desarrolla en respuesta a un esfuerzo cortante aplicado. Por consiguiente, el parámetro μ se denomina como módulo de corte. Para los líquidos, que no ofrecen resistencia a las fuerzas cortantes, la deformación es ilimitada y $\mu = 0$.

En vista de lo anterior, las propiedades esfuerzo-deformación de materiales isotrópicos que obedecen la ley de Hooke se definen mediante los valores de sus módulos elásticos; también denominados como constantes elásticas.

3.3.4 Constantes elásticas

De acuerdo a la ley de Hooke, cuando un cuerpo se deforma elásticamente, existe una relación lineal entre esfuerzo y deformación. El cociente esfuerzo-deformación define una constante elástica (o módulo elástico) del material (Lowrie, 2007). La deformación es en sí misma un cociente de longitudes y, por lo tanto, adimensional. Es así que los módulos elásticos deben tener las unidades de esfuerzo (N/m^2).

Para materiales elásticos, isotrópicos y homogéneos existen dos módulos elásticos independientes. Sin embargo, es posible utilizar varias constantes para diversas relaciones entre esfuerzo-deformación (Tabla 1).

Tabla 1. Funciones que determinan las relaciones entre constantes elásticas en materiales isotrópicos lineales. Cada constante se presenta en términos de otras dos constantes. Por ejemplo, E se presenta en términos de ν y G . Las otras dos constantes utilizadas son λ y K . Asimismo, también se define la constante M (módulo de onda P ; Tomada de Zoback, 2007).

K	E	λ	ν	G	M
$\lambda + \frac{2G}{3}$	$G \frac{3\lambda + 2G}{\lambda + G}$	-	$\frac{\lambda}{2(\lambda + G)}$	-	$\lambda + 2G$
-	$9K \frac{K - \lambda}{3K - \lambda}$	-	$\frac{\lambda}{3K - \lambda}$	$3 \frac{K - \lambda}{2}$	$3K - 2\lambda$
-	$\frac{9K - G}{3K - G}$	$K - \frac{2G}{3}$	$\frac{3K - 2G}{2(3K + G)}$	-	$K + 4 \frac{G}{3}$
$\frac{\varepsilon G}{3(3G - E)}$	-	$G \frac{E - 2G}{3G - E}$	$\frac{E}{2G} - 1$	-	$G \frac{4G - E}{3G - E}$
-	-	$3K \frac{3K - E}{9K - E}$	$\frac{3K - E}{6K}$	$\frac{3KE}{9K - E}$	$3K \frac{3K + E}{9K - E}$
$\lambda \frac{1 + \nu}{3\nu}$	$\lambda \frac{(1 + \nu)(1 - \nu)}{\nu}$	-	-	$\lambda \frac{1 - 2\nu}{2\nu}$	$\lambda \frac{1 - \nu}{\nu}$
$G \frac{2(1 + \nu)}{3(1 - 2\nu)}$	$2G(1 + \nu)$	$G \frac{2\nu}{1 - 2\nu}$	-	-	$G \frac{2 - 2\nu}{1 - 2\nu}$
-	$3K(1 - 2\nu)$	$3K \frac{\nu}{1 + \nu}$	-	$3K \frac{1 - 2\nu}{2 + 2\nu}$	$3K \frac{1 - \nu}{1 + \nu}$
$\frac{E}{3(1 - 2\nu)}$	-	$\frac{E\nu}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}$	-	$\frac{E}{2 + 2\nu}$	$\frac{E(1 - \nu)}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}$

Esto con el fin, de describir el comportamiento general de los geomateriales, y para formular y resolver diferentes tipos de problemas (Sheriff, 2002; Gudmundsson, 2011). Generalmente, es posible referirse a cinco constantes elásticas (Tabla 1): módulo de Young (E), cociente de Poisson (σ - ν), módulo de corte (μ - G), módulo volumétrico (K) y primera constante de Lambé (λ).

Por otro lado, los módulos elásticos también pueden determinarse a partir de V_p y V_s , utilizando las siguientes relaciones (Zoback, 2007; Everett, 2013):

$$V_p = \sqrt{\frac{K + \frac{4}{3}\mu}{\rho}} = \sqrt{\frac{(1 - \sigma)E}{(1 + \sigma)(1 - 2\sigma)\rho}} \quad (8)$$

$$V_s = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}} = \sqrt{\frac{E}{2\rho(1 + \sigma)}} \quad (9)$$

donde ρ es la densidad del medio. Es importante señalar, que V_p y V_s aumentan al incrementar la densidad, aunque de las ecuaciones (8) y (9) se desprende que existen relaciones inversas de la forma $V \sim 1/\sqrt{\rho}$ (Everett, 2013). La explicación es que los numeradores $k + 4\mu/3$ y μ aumentan más rápidamente al crecer ρ , que cuando disminuye $1/\rho$. Asimismo, $V_p > V_s$ (cuando $\sigma = 0.25$, $V_p/V_s = \sqrt{3} = 1.73$) y $V_s = 0$ en fluidos (Zoback, 2007).

El cociente de V_p/V_s en cualquier material está determinado únicamente por el valor del cociente de Poisson (Schön, 2015). De esta manera, V_p/V_s (ecuaciones 8 y 9) está dada por la expresión:

$$\frac{V_p}{V_s} = \sqrt{\frac{2(1 - \sigma)}{(1 - 2\sigma)}} \quad (10)$$

dado que el cociente de Poisson para rocas consolidadas suele ser de aproximadamente 0.25, $V_p \approx 1.7 V_s$. Si bien, el conocimiento de V_p es útil, es función de tres propiedades separadas de la roca y es sólo un indicador muy ambiguo de la litología de la roca. Sin embargo, la relación V_p/V_s es independiente de la densidad y puede usarse para obtener el cociente de Poisson, que es un indicador litológico mucho más determinante (Kearey *et al.*, 2002).

Además, es posible determinar directamente la rigidez relativa de las rocas en términos de ρ y V_p mediante el módulo M , definido como el cociente entre esfuerzo y deformación en un estado de deformación uniaxial (Zoback, 2007; Mavko *et al.*, 2009).

$$M = V_p^2 \rho \quad (11)$$

Es importante señalar, que los valores de los módulos elásticos derivados de mediciones en laboratorio (en su mayoría estáticas), normalmente difieren de los valores obtenidos mediante exploración sísmica *in situ* (Hack, 2000).

Las constantes elásticas son importantes en sismología porque la velocidad de propagación de las ondas sísmicas depende de la densidad y de las propiedades elásticas de las rocas. Por lo tanto, es evidente que los módulos elásticos pueden estimarse a partir de V_p y V_s .

Desde un contexto general, la relación esfuerzo-deformación describe el comportamiento del subsuelo, que depende de las propiedades de los materiales y de las condiciones a que están sometidos en el medio. Las propiedades físicas controlan las características resistentes y deformacionales de los materiales y son el resultado de la génesis, de las condiciones y procesos geológicos y tectónicos sufridos por las rocas a lo largo del tiempo (González de Vallejo y Ferrer, 2011). El conocimiento de los esfuerzos y deformaciones que puede llegar a soportar el subsuelo ante determinadas condiciones, permite evaluar su comportamiento geomecánico y abordar el diseño de estructuras y obras de ingeniería (González de Vallejo y Ferrer, 2011).

3.3.4.1 Densidad (ρ)

La densidad de un material se puede definir simplemente como un promedio ponderado del volumen de las densidades de sus constituyentes, es decir, masa por unidad de volumen (Sheriff y Geldart, 1995; Sheriff, 2002). La densidad volumétrica de las rocas varía principalmente por la porosidad. Debido a esta condición, la densidad de rocas ígneas y metamórficas generalmente es más alta que en sedimentarias. Las rocas más comunes tienen densidades entre 1.9 a 2.8, y se miden comúnmente en g/cm^3 o kg/m^3 (Sheriff, 2002). La densidad de las rocas se encuentra entre los valores con menos variación dentro de todos los parámetros geofísicos (Kearey *et al.*, 2002).

La densidad de las rocas dependerá de los minerales que las constituyen, al igual que su grado de consolidación. Los sedimentos que permanecen enterrados (temperatura y presión) durante un tiempo considerable se consolidan y litifican, dando lugar a la reducción de porosidad y, en consecuencia, a un aumento de densidad. Una consideración importante, es que, en areniscas, el incremento de densidad no se logra mediante un cambio de volumen, sino por la penetración de cementantes naturales en los poros. Mientras que, en lutitas el proceso dominante es el de compactación y, en última instancia, recristalización en minerales de mayores densidades. En términos generales, al menos siete factores afectan la densidad de materiales sedimentarios: composición, cementación, edad, profundidad, procesos tectónicos, porosidad y tipo de fluido en poros (Brocher, 2005).

La densidad se determina comúnmente mediante mediciones directas en muestras extraídas *in situ*. El valor de la densidad puede ser bastante variable. En consecuencia, habitualmente es necesario ensayar decenas de especímenes para obtener una densidad media y un valor confiable (Kearey *et al.*, 2002). Además de los métodos directos, existen varias técnicas indirectas *in situ* para determinar la densidad de rocas. Estas generalmente proporcionan una densidad media de una unidad de roca en particular, que puede ser internamente bastante variable (Kearey *et al.*, 2002). Como parte de estas técnicas, se encuentran aquellas que se basan en la velocidad de ondas elásticas (V_p y V_s) obtenidas por medio de exploración sísmica. Donde a partir de los datos obtenidos es posible realizar relaciones empíricas entre V_p , V_s y ρ , que pueden utilizarse para inferirse entre sí. Por lo tanto, estas relaciones pretenden proporcionar un ajuste promedio útil entre V_p y V_s , así como de ρ y V_p (Brocher, 2005).

Fue así que, Gardner *et al.* (1974) determinaron para rocas sedimentarias una ecuación empírica que estima ρ en función de V_p ; relación a menudo denominada como regla de Gardner (Sheriff y Geldart, 1995; Brocher, 2005). Esta ecuación establece que ρ es proporcional a $1/4$ de la potencia de V_p :

$$\rho = aV^b \quad (12)$$

donde ρ está g/cm^3 , $a = 0.31$ cuando V está en m/s , $a = 0.23$ cuando V está en ft/s y $b = 1/4$; y lo cual es válido para velocidades en el rango $1.5 < V_p < 6.1$ (Sheriff y Geldart, 1995; Brocher, 2005; Mavko *et al.*, 2009). A pesar de las incertidumbres en las estimaciones de esta relación empírica, es uno de los métodos que se pueden utilizar para medios profundos y/o donde no es posible aplicar técnicas directas (Kearey *et al.*, 2002). Por lo tanto, se ha utilizado en trabajos de investigación de la disciplina (Abudeif *et al.*, 2017; 2023).

3.3.4.2 Módulo de Young (E)

Constante elástica, llamada así en honor del filósofo natural británico Thomas Young. Se define como el cociente de esfuerzo-deformación cuando se tensa o comprime un cuerpo (Figura 16; Sheriff, 2002). Este módulo es una medida de la rigidez del material, es decir, la resistencia del material a la deformación (Gudmundsson, 2011). Cuanto mayor sea el valor de E , mayor será el esfuerzo necesario para lograr la deformación. En términos generales, los valores altos de E indican un material muy rígido o simplemente rígido, mientras que los valores bajos de E indican un material flexible o blando; no obstante, la rigidez y el módulo de Young no son lo mismo (Gudmundsson, 2011; Everett, 2013). A esta constante, a menudo se le conoce como módulo de elasticidad.

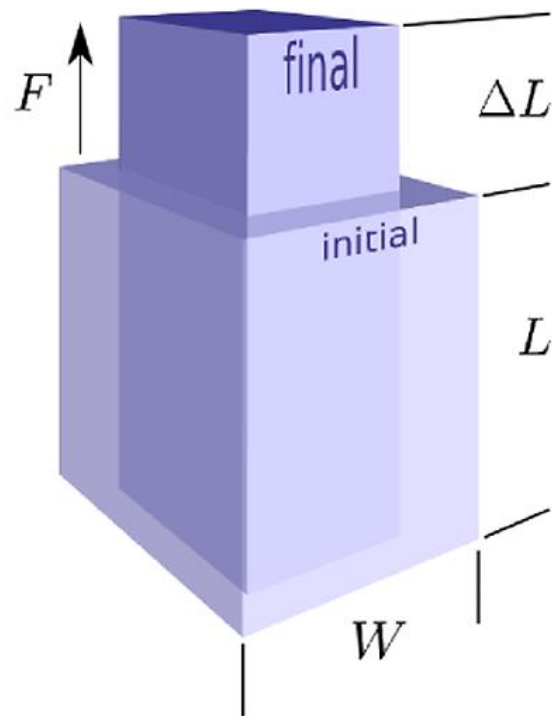


Figura 16. Representación esquemática del módulo de Young E en un cuerpo. Se define como la medida de esfuerzo longitudinal entre deformación longitudinal (Modificado de Bianco, 2011).

El módulo de Young se puede expresar como:

$$E = \frac{F/WL}{\Delta L/L} \quad (13)$$

donde F/WL = esfuerzo (fuerza por unidad de área), L = longitud original y $\Delta L/L$ = cambio de longitud (Sheriff, 2002).

E se puede expresar en términos de ρ y de V_p y V_s como:

$$E = \rho V_s^2 \left(\frac{3V_p^2 - 4V_s^2}{V_p^2 - V_s^2} \right) \quad (14)$$

3.3.4.3 Cociente de Poisson (σ)

Esta constante elástica lleva el nombre del matemático francés Siméon Denis Poisson. Se define como el cociente entre deformación transversal y deformación longitudinal (Sheriff, 2002; Lowrie, 2007). En un término más estricto, como el negativo del cociente entre la deformación transversal y la deformación axial en un material elástico sometido a un esfuerzo uniaxial (Figura 17; Gercek, 2007; Gudmundsson, 2011). El cociente de Poisson no tiene unidades; es un número puro. Esta constante, también es denotada comúnmente por ν .

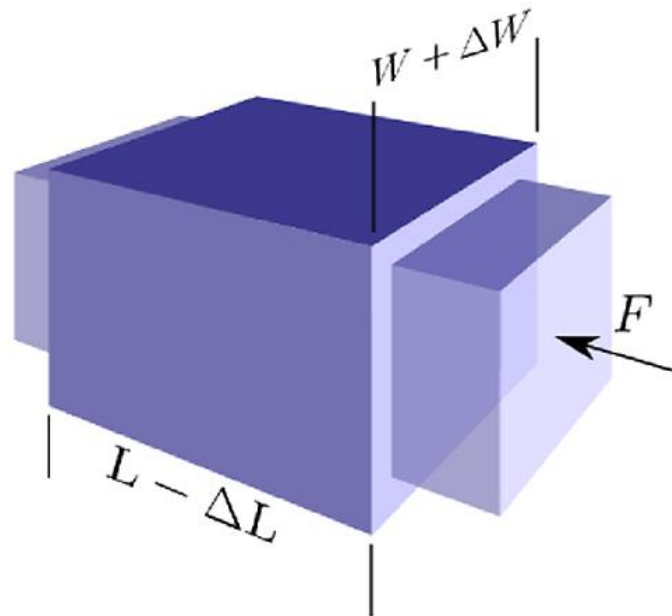


Figura 17. Representación esquemática del cociente de Poisson σ en un cuerpo. Se define como la medida adimensional de la deformación transversal con respecto a la deformación longitudinal (Modificado de Bianco, 2011).

El cociente de Poisson se puede expresar como:

$$\sigma = \frac{\Delta W/W}{\Delta L/L} \quad (15)$$

dicho de otra manera, cuando se tira de un objeto de longitud L , es alargado con ΔL y su ancho W se contrae con ΔW (Sheriff, 2002).

Expresado en términos de V_p y V_s , el σ se puede determinar utilizando la siguiente relación:

$$\sigma = \frac{V_p^2 - 2V_s^2}{2(V_p^2 - V_s^2)} \quad (16)$$

Para rocas isotrópicas, el valor del cociente de Poisson está prácticamente entre 0 a 0.5 (Sheriff, 2002). De hecho, el rango delimitado por los valores de 0.05 a 0.45 cubre la mayor parte de las rocas (Gercek, 2007). Estos límites existen debido a que, en los materiales, los módulos de Young (E), de corte (μ) y volumétrico (K) deben ser positivos. Un valor cercano a 0.5 puede significar una roca infinitamente incompresible (imposible) o un líquido; o también una suspensión de partículas en fluidos, o sedimentos extremadamente blandos saturados de agua bajo un estrés efectivo esencialmente nulo (Mavko *et al.*, 2009).

3.3.4.4 Módulo de corte (μ)

Esta constante elástica, también conocida como módulo de rigidez (G) o como segunda constante de Lamé (λ), se define como el cociente esfuerzo-deformación para corte simple (Sheriff, 2002). En otros términos, esta propiedad estima qué tan resistente es un material al esfuerzo cortante (respuesta del geomaterial a la deformación por corte; Figura 18). Si un material es muy resistente al intento de corte, transmitirá la energía de corte muy rápidamente (Rajput y Thakur, 2016). En consecuencia, una alta rigidez corresponderá a un mayor módulo de corte, por el contrario, una baja rigidez corresponderá a un menor módulo de corte.

El módulo de corte se expresa como:

$$\mu = \frac{F/WL}{\Delta L/L} = \frac{F/WL}{\tan \phi} \quad (17)$$

donde F = fuerza cortante (tangencial), WL = área transversal, ΔL = distancia entre planos de corte, L = desplazamiento de corte, y $\tan \phi$ = deformación de corte (Sheriff, 2002).

Esto se puede expresar en términos de ρ y de V_s como:

$$\mu = \rho V_s^2 \quad (18)$$

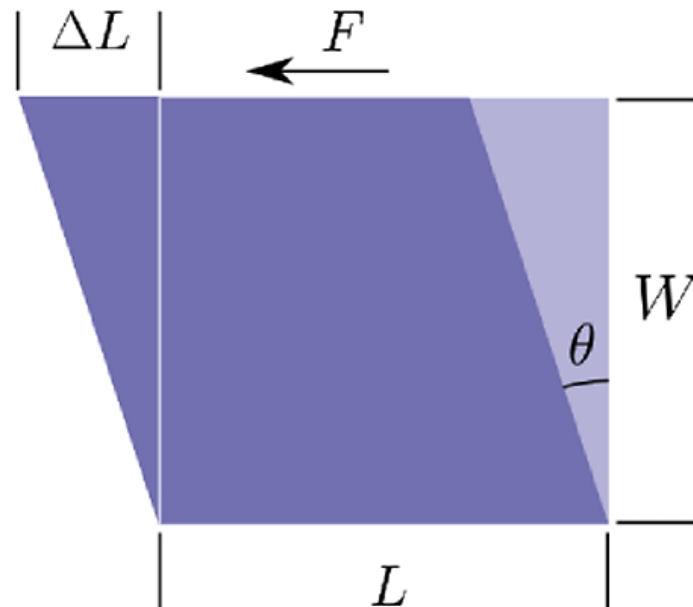


Figura 18. Representación esquemática del módulo de corte μ en un cuerpo. Definido como la medida del esfuerzo cortante (tangencial) entre la deformación cortante (tangencial), o rigidez al corte (Modificado de Bianco, 2011).

3.3.4.5 Módulo volumétrico (k)

Constante elástica, denominada también como módulo de compresibilidad (bulk modulus). Se define como el cociente de esfuerzo-deformación bajo una presión hidrostática simple; o bien, como la medida del cambio de volumen de un cuerpo en respuesta a la variación de presión hidrostática (compresibilidad) ejercida sobre él (Figura 19; Sheriff, 2002; Everett, 2013). Por lo tanto, una alta compresibilidad corresponderá a un menor módulo volumétrico, mientras que, una baja compresibilidad corresponderá a un mayor módulo volumétrico.

El módulo volumétrico se puede expresar como:

$$k = \frac{P}{\Delta V/V} = \frac{1}{c} \quad (19)$$

donde P = presión, V = volumen, ΔV = cambio de volumen, y c = compresibilidad. $\Delta V/V$ corresponde a la dilatación (Sheriff, 2002).

k se puede expresar en términos de ρ , V_s y V_p como:

$$k = \rho \left(V_p^2 - \frac{4}{3} V_s^2 \right) \quad (20)$$

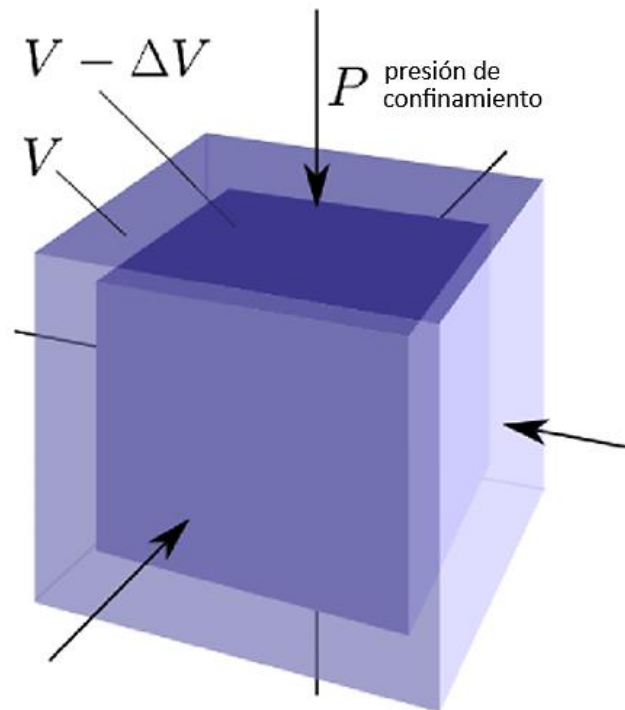


Figura 19. Representación esquemática del módulo volumétrico k en un cuerpo. Se define como la medida de cambio de volumen de un cuerpo en respuesta a una variación en la presión hidrostática, o compresibilidad (Modificado de Bianco, 2011).

3.3.4.6 Primera constante de Lamé (λ)

Constante elástica que debe su nombre al matemático francés Gabriel Lamé. Esta propiedad dinámica, no tiene una representación física sencilla (Zoback, 2007). Se representa por dos constantes elásticas que determinan el comportamiento elástico, isótropo y homogéneo de un sólido en pequeñas deformaciones y, por ende, están relacionados con los módulos de elasticidad anteriormente mencionados (Lowrie, 2007). Estos dos parámetros se designan, por λ como primer contante y μ (módulo de corte) como segunda constante de Lamé. En un material en el que el cociente de Poisson es igual a 0.25, $\lambda = \mu$ (Zoback, 2007).

La primera constante de Lamé se puede expresar como:

$$\lambda = k - 2\mu/3 \quad (21)$$

donde k = modulo volumétrico y μ = módulo de corte (Sheriff, 2002).

Asimismo, λ se puede expresar en términos de ρ , V_p y V_s como:

$$\lambda = \rho(V_p^2 - 2V_s^2) \quad (22)$$

3.4 Parámetros geotécnicos

En ingeniería geotécnica, la estimación de ciertos parámetros es determinante para conocer las condiciones y características de los geomateriales. De esta manera, es posible evaluar la competencia y calidad de subsuelo para propósitos constructivos, en particular para el análisis y diseño de cimentaciones.

3.4.1 Índice de concentración (C_i)

Parámetro que indica el grado de concentración o compactación de los materiales del terreno. Depende principalmente de los módulos elásticos, como de la distribución de presión en relación a la profundidad (Khalil y Hanafy, 2008; Shebl *et al.*, 2019). El índice de concentración C_i se puede expresar en términos del cociente de Poisson (σ) como:

$$C_i = \frac{(1 + \sigma)}{\sigma} \quad (23)$$

El estado de compactación del subsuelo (C_i) se considera en gran medida como un valor del grado de competencia para cimentaciones y otros fines de ingeniería geotécnica (Khalil y Hanafy, 2008).

3.4.2 Cociente de esfuerzos (S_i)

Durante un exceso de presión causado por un cambio de esfuerzos, se produce un asentamiento de consolidación (Khalil y Hanafy, 2008; Shebl *et al.*, 2019). Al final de este proceso, la sobrepresión será aproximada a cero y el cambio de esfuerzos habrá pasado de estado total a efectivo. En este caso, la condición del terreno se define como un estado estable de cero deformaciones tanto horizontales como verticales. Para materiales normalmente consolidados, existe una relación entre el cociente de Poisson (σ) y el cociente de esfuerzos S_i , por ende, S_i puede expresarse en términos de σ como (Bowles, 1996):

$$S_i = \frac{\sigma}{1 - \sigma} \quad (24)$$

Existen algunas observaciones que señalan que, S_i tiende a ser mayor para materiales finos que para gruesos, así como, S_i será mayor para materiales sueltos sin cohesión, además S_i tiende a disminuir con un aumento en la presión de sobrecarga, y S_i será mayor cuando los materiales estén demasiado consolidados (Bowles, 1996; Abudeif *et al.*, 2017).

3.4.3 Índice de material (M_i)

Este parámetro se refiere al grado de competencia de los geomateriales en función de sus módulos elásticos (Khalil y Hanafy, 2008; Shebl *et al.*, 2019). Por lo tanto, está determinado principalmente por la composición del material, grado de consolidación, fracturación y juntas, así como la presencia o ausencia de fluidos que afectan los módulos elásticos (Abudeif *et al.*, 2017; Abbas y Abdelgowad, 2024). El índice de material M_i se puede expresar como:

$$M_i = (1 - 4\sigma) \quad (25)$$

donde σ es el cociente de Poisson.

3.4.4 Gradiente de densidad (D_i)

Este parámetro representa el aumento de densidad causado por la influencia del peso de los materiales o de esfuerzos tectónicos y está relacionado con el grado de asentamiento por consolidación (Khalil y Hanafy, 2008; Shebl *et al.*, 2019). El gradiente de densidad D_i se puede expresar como:

$$D_i = \frac{\rho}{k} \quad (26)$$

donde ρ es la densidad y k es el módulo volumétrico.

Se pueden obtener valores altos de D_i cuando cambios leves en la presión disminuyen la porosidad y aumentan la densidad. Por otro lado, se pueden esperar valores bajos de D_i en materiales endurecidos, debido a menor porosidad, mayor presión de confinamiento y a los fluidos intersticiales que actúan contra la carga aplicada (Khalil y Hanafy, 2008).

3.5 Parámetros de resistencia

La resistencia al corte del subsuelo es la fuerza interna por unidad de área que se ejerce a lo largo de un plano de falla. Esta condición, en general, está en función de la cohesión entre las partículas de los materiales, la resistencia a la fricción entre las partículas sólidas y el contenido de humedad y presión intersticial (Das, 2019). La resistencia al corte de las discontinuidades depende fundamentalmente de la fricción de los planos y, en menor consideración, de la cohesión.

Comúnmente, los parámetros de resistencia al corte (cohesión c y ángulo de fricción interno φ) se determinan mediante pruebas de laboratorio (principalmente, corte directo y triaxial). Sin embargo, debido a las limitaciones de estos ensayos, así como a las dificultades para obtener muestras inalteradas, algunos parámetros pueden estimarse *in situ* por medio de la medición de ondas elásticas (exploración sísmica). Métodos que se han convertido en medios confiables y rentables (Pegah y Liu, 2016).

3.5.1 Ángulo de fricción interna (φ)

El ángulo de fricción interna (φ) representa la propiedad de los geomateriales para resistir al deslizamiento (plano de falla) causado por la fricción entre las superficies de sus partículas. Según la ley de Amonton, la fricción interna del subsuelo está definida por el ángulo cuya tangente es la relación entre la fuerza que resiste al deslizamiento y la fuerza normal aplicada a lo largo del plano (F/N), que se puede expresar como:

$$\frac{F}{N} = f = \tan\varphi \quad (27)$$

donde f es el cociente de fricción (esfuerzo cortante) y φ el ángulo de fricción interna (ángulo de corte friccionante o ángulo de reposo). La expresión (27), la tomaría posteriormente Coulomb para plantear su ley de resistencia al corte (τ_f) a lo largo de un potencial plano de falla, expresada por:

$$\tau_f = c + \sigma \tan \varphi \quad (28)$$

donde c es la cohesión, σ el esfuerzo normal y φ el ángulo de fricción interna. La función anterior se denomina como criterio de falla de Mohr-Coulomb y define su correspondiente envolvente de falla (Das, 2019).

En materiales saturados, el esfuerzo normal total en un punto es la suma del esfuerzo efectivo (σ') y la presión intersticial (u), dado como:

$$\sigma = \sigma' + u \quad (29)$$

El σ' está asociado a los sólidos del subsuelo, por lo tanto, para aplicar la función (29) a la geomecánica, es necesario reescribirla como:

$$\tau_f = c' + (\sigma' - u) \tan \varphi' = c' + \sigma' \tan \varphi' \quad (30)$$

donde c' es el esfuerzo de cohesión efectivo y φ' el ángulo de fricción efectivo. El criterio de falla de Mohr-Coulomb y su envolvente se definen esquemáticamente en la Figura 20.

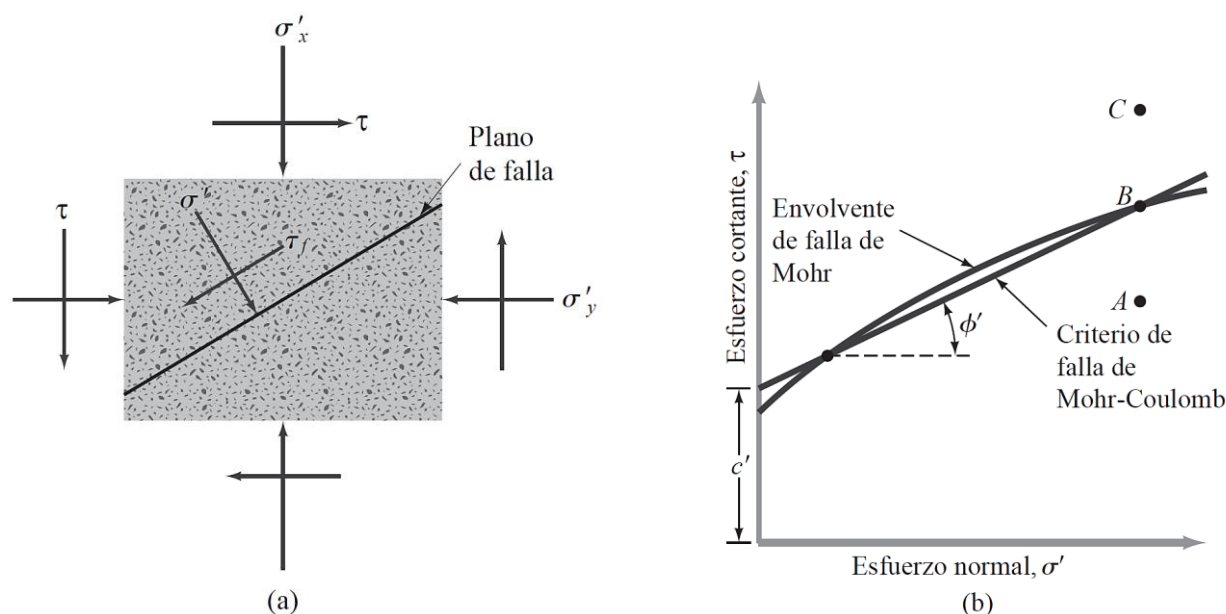


Figura 20. (a) Esquema que muestra a los esfuerzos normales y cortantes aplicados en un plano de falla en el subsuelo. (b) Gráfica que representa a los planos (envolvente de falla, B y criterio de falla, A) donde se producirá la falla cortante, en relación a los esfuerzos normales y cortantes graficados. (b) Un estado de esfuerzo sobre un plano representado por el punto C, no puede existir porque está por encima de la envolvente de falla y, por ende, la falla de corte ya se habría generado (Tomado de Das, 2019).

El φ' puede determinarse por medio de relaciones empíricas en función de V_p y ϕ :

$$\varphi' = \sin^{-1} \left(\frac{V_p - 1000}{V_p + 1000} \right) \quad (31)$$

$$\varphi' = 57.8 - 105 \phi \quad (32)$$

Las ecuaciones (31) y (32) se han derivado de evidencias experimentales para lutitas y areniscas, respectivamente (Chang *et al.*, 2006; Zoback, 2007; Mavko *et al.*, 2009). En la Figura 21a, se representan los valores estimados por medio de la función (31). Sobre esta base, φ' aumenta gradualmente de 0° a 45° a medida que V_p incrementa de 1000 m/s a 6000 m/s. La distribución de φ' oscila entre 15° y 40° como V_p varía entre 1000 y 4000 m/s, lo que indica que incluso las lutitas no consolidadas con bajas velocidades tienen valores de φ' superiores a 15° . Hay una tendencia creciente de φ' con V_p en datos reales, pero no es tan evidente como lo indica la función (31). Esta relación empírica subestima, en lo particular, el φ' para lutitas con $V_p < 3000$ m/s, es decir, lutitas poco competentes (poco consolidadas o no consolidadas; Chang *et al.*, 2006). Por su parte, la ecuación (32) establece que φ' disminuirá con el aumento de la ϕ . En la Figura 21b se observa una serie de datos experimentales en conjunto con la función (32). En general, los datos muestran una tendencia favorable a la relación φ' - ϕ dada por la ecuación (32), a pesar de que hay cierta dispersión ($\pm 10^\circ$). Esta incertidumbre no tiene un efecto tan significativo en la estimación de la resistencia de la arenisca a presiones elevadas (Chang *et al.*, 2006).

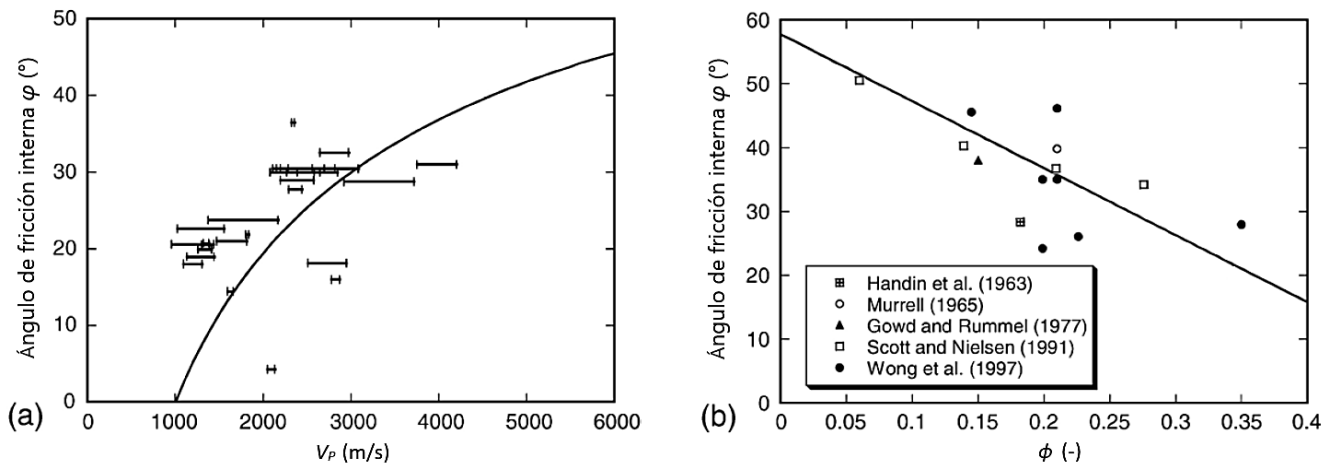


Figura 21. Gráficas que representan las ecuaciones empíricas (31) y (32), que relacionan el ángulo de fricción interna φ con (a) la velocidad de la onda P V_p y (b) la porosidad ϕ (Tomada de Chang *et al.*, 2006).

Existen pocos intentos de encontrar relaciones entre φ' y mediciones logarítmicas geofísicas, debido principalmente, a que incluso las rocas poco competentes tienen un φ' relativamente alto (Zoback, 2007). Además, es poco común que exista un valor único de φ' para una roca, dado que los puntos de resistencia en función de la presión de confinamiento no suelen ser lineales. El φ' depende del rango del esfuerzo de confinamiento sobre el que se ajustan los datos (Chang *et al.*, 2006). Para la mayor parte de las rocas φ' varía entre 25° y 45° (González de Vallejo y Ferrer, 2011).

3.5.2 Cohesión (c)

La cohesión (c) es la propiedad de las partículas del subsuelo para mantenerse unidas o, dicho de otra manera, es la resistencia que poseen para no separarse (Das, 2019). Las fuerzas cohesivas (atracción) ordenan a las

partículas en posiciones donde puedan mantener mayor contacto. Es así, que los materiales cohesivos estarán conformados por partículas más pequeñas (arcillas y/o limos). Asimismo, altas cohesiones corresponderán a mayores resistencias al corte y a la deformación.

Como se mencionó anteriormente, c puede determinarse mediante ensayos de laboratorio; no obstante, y de igual manera que φ , se puede estimar de manera empírica (Chang *et al.*, 2006; Zoback, 2007).

3.6 Parámetros petrofísicos

3.6.1 Porosidad (ϕ)

De manera fundamental, la porosidad se define como el volumen que ocupa el vacío en la masa de los geomateriales y que puede contener fluidos (espacio poroso; Hillel, 2013). La porosidad puede corresponder principalmente, al espacio entre granos que no fueron completamente compactados o al generado a través de la alteración de los materiales (Watkins *et al.*, 1972). Por lo general, las rocas sedimentarias porosas, están formadas por fases minerales sólidas con espacios vacíos entre ellas que regularmente están ocupados por aire y/o agua. Asimismo, la porosidad disminuye gradualmente con relación a su edad y profundidad. La porosidad se denota como ϕ y suele expresarse en porcentaje. Puede determinarse en función de V_p como:

$$\phi = -0.175 \ln (V_p) + 1.56 \quad (33)$$

donde V_p es la velocidad de onda P en m/s. La anterior función (33) fue dada por Watkins *et al.* (1972), quienes la estimaron mediante mínimos cuadrados ajustados a datos experimentales obtenidos de relaciones entre V_p (refracción sísmica) y porosidades *in situ* de rocas someras de diferentes litologías.

3.6.2 Cociente de vacíos (e)

El cociente de vacíos se refiere a la relación entre el volumen de espacio vacío y el volumen sólido de la masa de los geomateriales (Hillel, 2013). Dicho en otro término, es la medida para determinar la cantidad de espacio vacío en suelos o rocas. El cociente de vacíos se puede expresar como:

$$e = \phi (1 - \phi) \quad (34)$$

donde ϕ es la porosidad.

3.7 Movimientos del terreno

Los movimientos del terreno, también denominados en la literatura de la disciplina, como remociones en masa o procesos gravitacionales, son términos para designar y describir una variedad de procesos de inestabilidad del

terreno, que esencialmente dan como resultado, el desplazamiento descendente de masas, bajo la influencia de la gravedad, en cualquier tipo de material, de cierto volumen y a través de un mecanismo de falla (Skempton y Hutchinson, 1969; Cruden y Varnes, 1996). El término de movimientos del terreno y afines, son el equivalente de la palabra *landslides* en idioma inglés (IAEG, 1990; WP/WLI, 1993; Alcántara-Ayala, 2000).

3.7.1 Clasificación

Existen gran diversidad de términos y conceptos en relación a la clasificación de los movimientos del terreno. Esto, como resultado de su complejidad y de los diferentes enfoques de las disciplinas que los estudian (Skempton y Hutchinson, 1969; IAEG, 1990; Cruden y Varnes, 1996; Highland y Bobrowsky, 2008). La clasificación asociada a estos procesos geológicos, se emplea básicamente en función del tipo de movimiento y de los materiales implicados. De lo cual, la nomenclatura y criterios más aceptados por la comunidad científica, han sido los propuestos por Cruden y Varnes (1996). En este sistema, se definen principalmente de estos movimientos, sus características (geometría, atributos morfológicos y dimensiones), actividad (estado, distribución y estilo), tasas de desplazamiento (velocidad y probable destrucción), contenido de agua y procesos (causas). Derivado de la anterior clasificación, en la Tabla 2, se describen de manera simplificada y se representan gráficamente los cinco principales tipos de movimiento (caídos, vuelcos, deslizamientos, expansiones laterales y flujos). Debido a los objetivos del presente trabajo y para fines prácticos, se describe más ampliamente el tipo de movimiento de deslizamiento (Figura 22).

3.7.2 Características

De manera idealizada, las características de un deslizamiento complejo se pueden ver representadas en la Figura 22 (Cruden y Varnes, 1996). Donde esquemática, de manera tridimensional y en planos de dos secciones, se indican los atributos morfológicos (Figura 22A y B) y dimensionales (Figura 22C).

Existen dos tipos principales de deslizamiento, rotacionales y traslacionales (Tabla 2; Cruden y Varnes, 1996). En los movimientos rotacionales la masa se desplaza a lo largo de una superficie de falla curva y cóncava, generando un movimiento rotacional sobre un eje paralelo a la superficie del terreno. La masa desplazada puede dividirse en varias unidades, que deslizan entre sí, generando varias superficies de falla. Lo que crea escarpes secundarios en los distintos bloques que tienden a inclinarse hacia atrás. Estos movimientos están asociados con pendientes entre 20° a 40°. La velocidad de desplazamiento puede ser de extremadamente lenta, menor de 6 cm por año, a rápida, de 1.5 - 5 m por mes. Además, por lo general, la superficie de falla tiene una relación de profundidad - longitud entre 0.1 y 0.3 (Highland y Bobrowsky, 2008). En los deslizamientos traslacionales, la masa desplazada se mueve a lo largo de una superficie de falla plana o ligeramente ondulada y/o en discontinuidades preexistentes, que no necesariamente tienen que tener una pendiente pronunciada. La masa deslizante, por lo

general, consiste en bloques rectangulares que desarrollan un movimiento con poca rotación o inclinación hacia atrás. No suelen ser profundos, aunque pueden ser extensos y alcanzar distancias considerables. Estos deslizamientos, generalmente son más rápidos que los rotacionales, debido a la geometría simple de su mecanismo de falla (González de Vallejo y Ferrer, 2011).

En un contexto general, el proceso de deslizamiento inicia con una tasa de movimiento muy lenta, incrementándose considerablemente hasta provocar el desplazamiento total de la masa que sobreyace la superficie de falla (Figura 22). Los primeros rasgos que suelen presentarse son grietas transversales en la superficie original del terreno, donde eventualmente se formará el escarpe principal (Figura 22). Este se forma debajo de la corona y tiende a ser semivertical, lo cual facilita la ocurrencia de movimientos retrogresivos. El desplazamiento produce una zona superior de hundimiento y otra inferior de acumulación (Figura 22). El cuerpo principal del deslizamiento quedará depositado sobre la superficie de falla, mientras que parte de la masa desplazada puede salir de este plano de falla, acumulándose sobre la superficie original del terreno, convirtiéndose en el pie del deslizamiento (Figura 22). En esta zona suelen generarse grietas transversales de tracción, mismas que también se originan en la cabecera. En la parte inferior del pie se forma un lóbulo que tiende a producir crestas transversales y grietas radiales (Figura 22).

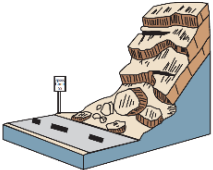
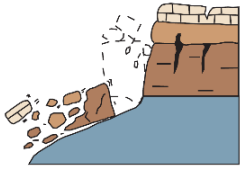
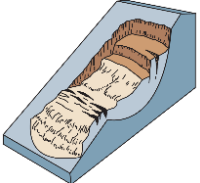
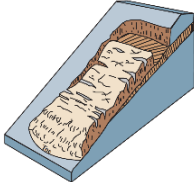
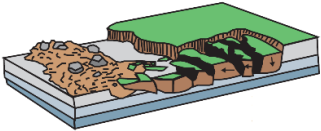
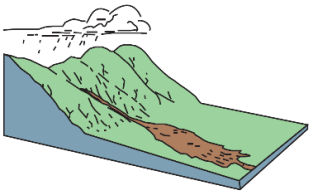
Las características y dimensiones morfológicas están en función de los mecanismos que dieron origen al deslizamiento y de los materiales que lo constituyen; lo que refleja su grado de complejidad. Por ello, es importante considerar los atributos de estos movimientos para el entendimiento de los procesos que llegan a presentar (Alcántara-Ayala, 2000).

3.7.3 Causas

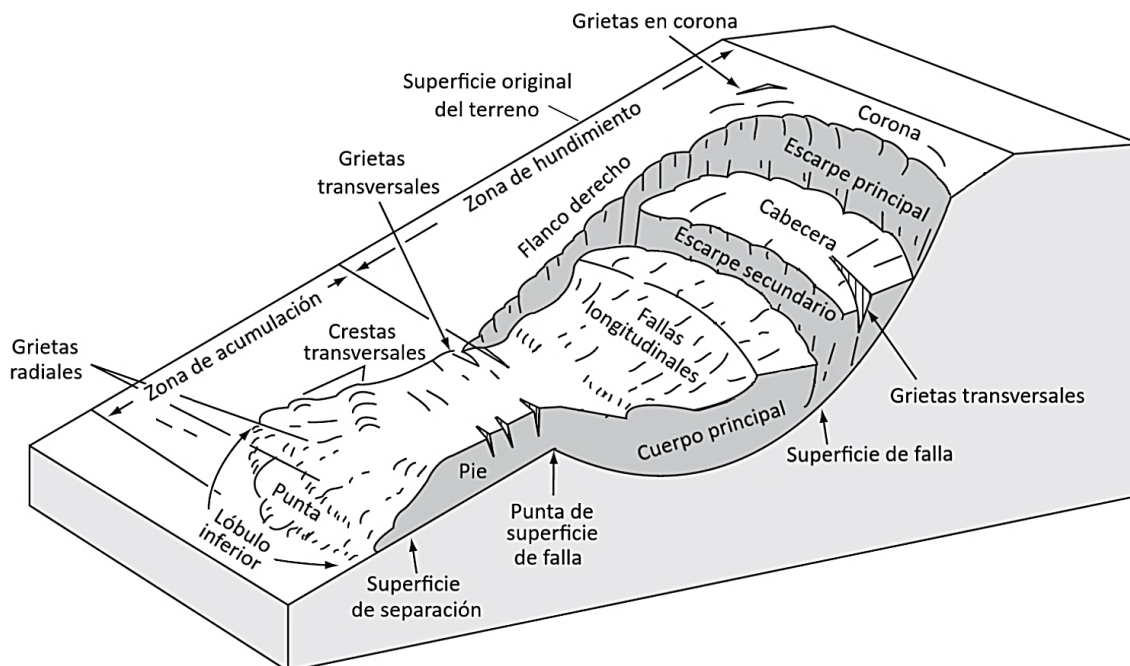
Las causas que provocan estos movimientos se derivan de la acción combinada de factores condicionantes y desencadenantes que determinan y contribuyen en cierto grado y manera la inestabilidad del terreno (Tabla 3; Guzmán-Villa, 2022).

El terreno se vuelve inestable cuando se pierde el equilibrio entre los materiales que lo constituyen. Los factores que controlan estos movimientos, son aquellos capaces de modificar las fuerzas internas y externas que actúan sobre los geomateriales. Estos factores están relacionados con las fuerzas resistentes y esfuerzos cortantes que se desarrollan en la potencial superficie de falla (Alcántara-Ayala, 2000). Los factores internos o condicionantes determinan la resistencia al corte de los materiales (Tabla 3). Mientras que, los factores externos o desencadenantes establecen los esfuerzos cortantes en los materiales (Tabla 3). La reducción de resistencia al corte depende de las propiedades físicas de los materiales, que son el resultado de los procesos y condiciones geológicas y tectónicas del medio (Tabla 3).

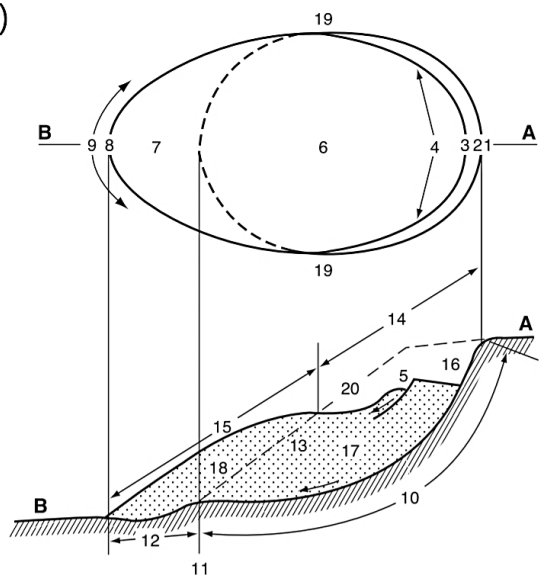
Tabla 2. Definición y representación esquemática de los principales tipos de movimientos del terreno (Tomada de Guzmán-Villa, 2022).

Clasificación	Descripción	Esquema
Caídos	Movimientos bruscos y rápidos de bloques, que se desprenden de pendientes pronunciadas, rebotando, rodando o deslizándose. La separación ocurre por planos de discontinuidad preexistentes.	
Vuelcos	Bloques fracturados que rotan hacia adelante en torno a un eje determinado por su centro de gravedad, influenciados por las fuerzas ejercidas de las unidades adyacentes.	
Deslizamientos	Rotacional. La superficie de falla se curva cóncavamente hacia arriba generando un movimiento rotacional sobre un eje paralelo a la superficie del terreno.	
	Traslacional. La masa desplazada se mueve a lo largo de una superficie de falla plana u ondulada con poca rotación o inclinación hacia atrás.	
Expansión lateral	Desplazamientos laterales generados por la fracturación y extensión de masas compactas, debido a la licuefacción o fluidización del material subyacente. Ocurre cuando bloques rígidos están inmersos en una matriz de material más fino, generalmente ocurren en pendientes muy suaves o en terrenos planos.	
Flujos	Movimientos rápidos con abundante contenido de agua, donde el material está disgregado y se comporta como un fluido. Razón por la que la distribución de velocidades no es homogénea y origina la formación de lóbulos a partir del predominio del movimiento intergranular, sufriendo una deformación continua, sin presentar superficies de falla definidas. Se dividen principalmente en flujos de rocas, de detritos o derrubios, avalancha de detritos, flujos de tierra, de lodo y reptación o Creep.	
Complejos	Son la combinación de dos o más tipos de movimiento. Pueden ocurrir cuando el tipo de movimiento inicial se transforma en otro al ir desplazándose.	

(A)

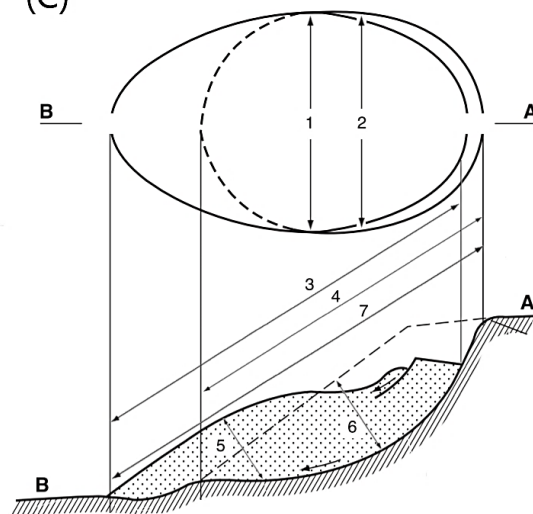


(B)



- | | |
|-------------------------|-------------------------------------|
| 1. Corona | 11. Punta de la superficie de falla |
| 2. Escarpe principal | 12. Superficie de separación |
| 3. Cima | 13. Material desplazado |
| 4. Cabecera | 14. Zona de hundimiento |
| 5. Escarpe secundario | 15. Zona de acumulación |
| 6. Cuerpo principal | 16. Hundimiento |
| 7. Pie | 17. Masa hundida |
| 8. Punta | 18. Acumulación |
| 9. Lóbulo inferior | 19. Flanco |
| 10. Superficie de falla | 20. Superficie original del terreno |

(C)



- | |
|--|
| 1. Ancho de la masa desplazada |
| 2. Ancho de la superficie de falla |
| 3. Longitud de la masa desplazada |
| 4. Longitud de la superficie de falla |
| 5. Profundidad de la masa desplazada |
| 6. Profundidad de la superficie de falla |
| 7. Longitud total |

Figura 22. (A) Esquema idealizado de un movimiento complejo (deslizamiento y flujo) y las partes que lo conforman. (B) Representación esquemática en dos secciones de los atributos morfológicos del movimiento. (C) Representación esquemática en dos secciones de las dimensiones del movimiento (Modificado de Guzmán- Villa, 2022).

En cambio, el aumento de los esfuerzos cortantes se debe a la modificación del estado esfuerzo-deformacional de los materiales generado por fuerzas externas al medio (p. ej. agua, sismos y actividades antrópicas). En este sentido, la condición de inestabilidad se produce cuando los esfuerzos cortantes superan a las fuerzas resistentes. En caso contrario, para que exista una condición de estabilidad, es necesario que la resistencia al corte predomine. En la Tabla 3, se muestran los factores condicionantes y desencadenantes que influyen en la inestabilidad del terreno (Cruden y Varnes, 1996; González de Vallejo y Ferrer, 2011). Los cuales se agrupan a su vez, en aquellos que contribuyen a reducir la resistencia al corte y los que incrementan los esfuerzos cortantes; indicando, además, los efectos que ocasionan en las propiedades y comportamiento de los materiales.

Tabla 3. Descripción de los principales factores condicionantes y desencadenantes que causan los movimientos del terreno y su influencia y efecto en el terreno (Modificado de Guzmán-Villa, 2022).

Factores		Influencia - Efectos	
Condicionantes	Morfología	Reducción de la resistencia al corte	Estado de esfuerzos. Erosión
	Litología - Estratigrafía		Peso unitario. Comportamiento hidrogeológico. Resistencia
	Estructuras geológicas		Cambio en el estado de esfuerzos. Resistencia. Comportamiento discontinuo y anisotrópico. Zonas débiles. Permeabilidad.
	Propiedades geomecánicas		Comportamiento hidrogeológico. Generación de presión de poro. Resistencia.
	Acción hidrogeológica		Generación de presión de poro. Cambios en el nivel freático. Erosión.
	Meteorización		Cambios físicos y químicos en los materiales. Erosión externa e interna. Generación de zonas débiles. Karsticidad.
Desencadenantes	Acción climática	Aumento de los esfuerzos cortantes	Cambios en la condición y comportamiento hidrogeológico. Generación de grietas de tensión y planos de debilidad. Variación de presión de poro y del peso del terreno. Cambios en el nivel freático. Saturación. Erosión.
	Precipitaciones y filtración		Esfuerzos transitorios. Cambios en el estado de esfuerzos. Licuación. Lahares.
	Sismos		Sobrecargas estáticas y dinámicas. Modificación de la geometría del relieve. Cambios en el estado de esfuerzos. Incremento de presión de poro. Cambios en las condiciones hidrogeológicas.
	Vulcanismo		Modificación de la geometría del relieve. Cambios en el estado de esfuerzos. Socavación. Retrogradación de escarpes, acantilados y taludes.
	Acciones antrópicas		
	Procesos erosivos		

4. Metodología

4.1 Estimación de densidad y constantes elásticas

Para fines prácticos, se definirá a los sitios de estudio, como sitio 90 y sitio 91, que corresponden respectivamente, a los deslizamientos que afectan los km 90+000 y 91+0000 de la CF1D (Figura 1).

V_p y V_s se definen por la densidad y propiedades elásticas de los materiales por que se propagan. Por lo tanto, si se conoce la densidad y velocidad de las ondas sísmicas, se pueden estimar las constantes elásticas. Para el presente trabajo, la densidad (ρ) se estimó mediante la regla de Gardner (Tabla 4; Gardner *et al.*, 1974). Asimismo, a partir de ρ , de V_p y V_s y de acuerdo con la ley de Hooke generalizada, se determinaron las propiedades elásticas del subsuelo (σ_m , μ , E , k y λ), así como del módulo de onda P (M) y el cociente de velocidad (V_p/V_s ; Tabla 4). V_p y V_s fueron obtenidas por medio de exploración sísmica somera a través de los métodos sísmicos de SRT y MASW (Guzmán-Villa, 2022).

Tabla 4. Relaciones utilizadas para determinar a partir de V_p y V_s , la densidad (ρ), las constantes elásticas (σ , μ , E , k y λ), el módulo de onda P (M) y el cociente de velocidad (V_p/V_s).

No.	Parámetro	Ecuación	Referencia
1	Densidad (ρ)	$\rho = 0.31V_p^{0.25}$	Gardner <i>et al.</i> (1974), Brocher (2005)
2	Cociente de Poisson (σ)	$\sigma = \frac{V_p^2 - 2V_s^2}{2(V_p^2 - V_s^2)}$	Sheriff (2002), Mavko <i>et al.</i> (2009)
3	Módulo de corte (μ)	$\mu = \rho V_s^2$	Sheriff (2002), Mavko <i>et al.</i> (2009)
4	Módulo de Young (E)	$E = \rho V_s^2 \left(\frac{3V_p^2 - 4V_s^2}{V_p^2 - V_s^2} \right)$	Sheriff (2002), Schön (2015)
5	Modulo volumétrico (k)	$k = \rho \left(V_p^2 - \frac{4}{3}V_s^2 \right)$	Sheriff (2002), Mavko <i>et al.</i> (2009)
6	Primera constante de Lamé (λ)	$\lambda = \rho(V_p^2 - 2V_s^2)$	Sheriff (2002), Schön (2015)
7	Módulo de onda P (M)	$M = \rho V_p^2$	Mavko <i>et al.</i> (2009), Schön (2015)
8	Cociente de velocidad (V_p/V_s)	$\frac{V_p}{V_s} = \sqrt{\frac{2(1-\sigma)}{(1-2\sigma)}}$	Reynolds (2011), Schön (2015)

Los valores resultantes, se obtienen en kPa, dado que V_p y V_s están m/s y ρ en Mg/m³; posteriormente se realizó la conversión a GPa. Según el sistema internacional de unidades (Schön, 2015): Pascal (Pa) 1 Pa = 1 N/m² = 1

kg/m·s²; kilo Pascal (kPa) 1 kPa = 1000 Pa; frecuentemente se utiliza el Gigapascal (1 GPa = 10⁹ Pa) o el Megapascal (1 MPa = 10⁶ Pa). Asimismo, Mg/m³ = g/cm³.

Adicionalmente, se aplicaron relaciones empíricas entre las constantes elásticas con el fin de correlacionar los resultados obtenidos (Tabla 1); adquiriendo fuertes aproximaciones. Asimismo, se aplicaron las funciones (35-38) con el objetivo de cumplir con los criterios expresados (Mavko *et al.*, 2009). De lo anterior, también se obtuvieron aproximaciones muy favorables.

$$k = \lambda + \frac{2\mu}{3} \geq 0 \quad (35)$$

$$\mu \geq 0 \quad (36)$$

$$-1 < \nu \leq 1/2 \quad (37)$$

$$E \geq 0 \quad (38)$$

Por su parte, los valores de σ se clasificaron en cinco categorías según el criterio de recomendación de Gercek (2007; Tabla 5).

Tabla 5. Recomendación para clasificar el cociente de Poisson σ en cinco categorías (Modificada de Gercek, 2007).

Categoría	Cociente de Poisson
Muy bajo	$0 \leq \sigma < 0.1$
Bajo	$0.1 \leq \sigma < 0.2$
Medio	$0.2 \leq \sigma < 0.3$
Alto	$0.3 \leq \sigma < 0.4$
Muy alto	$0.4 \leq \sigma < 0.5$

Asimismo, los valores de σ y V_P/V_S , se correlacionaron mediante el criterio de conversión propuesto por Schön (2015); donde se obtuvieron relaciones plausibles (Figura 23).

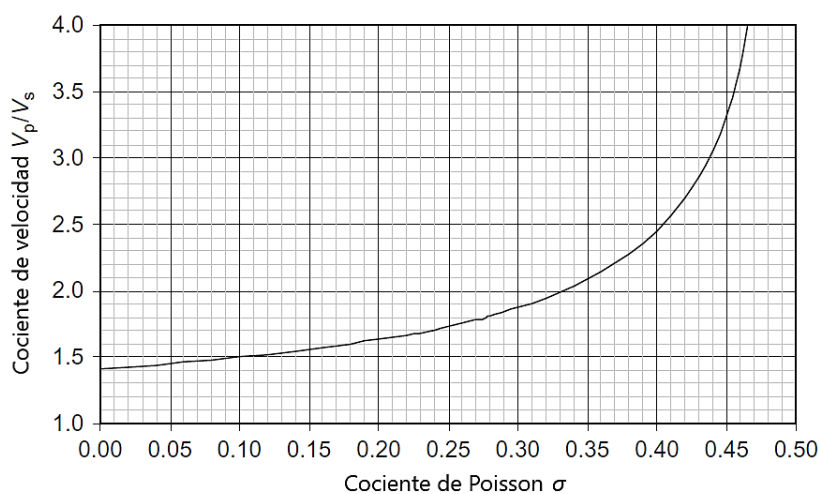


Figura 23. Gráfica de conversión entre los cocientes de Poisson (σ) y de velocidad (V_p/V_s ; Modificada de Schön, 2015).

Por otro lado, la regla de Gardner indica que su aplicación es concluyente para velocidades en el rango de $1.5 < V_p < 6.1$, y por ende debe utilizarse con reserva. Tomando esta consideración, y revisando las V_p obtenidas, se observa que para el caso del sitio 90, la capa 1 no cumple, mientras que para el caso del sitio 91, la capa 1, 2 y 3 tampoco cumplen. No obstante, las densidades obtenidas se correlacionaron con valores presentados en la literatura (misma litología). Mostrando una favorable tendencia, al caer dentro de los rangos mostrados (Tabla 6 y 7).

Tabla 6. Se presentan densidades obtenidas por medio de la regla de Gardner, para el sitio 90, así como su correlación con valores mostrados por diferentes autores en la literatura especializada.

Sitio 90				Lowrie (2007)	Kearey <i>et al.</i> (2002)	Reynolds (2011)	Gudmundsson (2011)	Zhang (2016)
Capa	V_p (m/s)	V_s (m/s)	Densidad (Mg/m ³)	Densidad (Mg/m ³)				
1	911	416	1.70	-	-	1.40 - 1.93	-	-
2	1680	777	1.98	-	-	1.70 - 2.40	1.4 - 2.3	1.92 - 1.93
3	2260	1083	2.14	1.60 - 2.70	2.05 - 2.35	1.61 - 2.76	2.0 - 2.8	2.17 - 2.70
4	3159	1265	2.32	1.70 - 2.50	2.06 - 2.66	1.77 - 3.20	2.3 - 2.8	2.06 - 2.66

Tabla 7. Se presentan densidades obtenidas por medio de la regla de Gardner, para el sitio 91, así como su correlación con valores mostrados por diferentes autores en la literatura especializada.

Sitio 91				Lowrie (2007)	Kearey <i>et al.</i> (2002)	Reynolds (2011)	Gudmundsson (2011)	Zhang (2016)
Capa	V_p (m/s)	V_s (m/s)	Densidad (Mg/m ³)	Densidad (Mg/m ³)				
1	907	417	1.70	-	-	1.40 - 1.93	-	-
2	1226	689	1.83	-	-	1.70 - 2.40	1.4 - 2.3	1.92 - 1.93
3	1439	862	1.91	1.60 - 2.70	2.05 - 2.35	1.61 - 2.76	2.0 - 2.8	2.17 - 2.70

4.2 Estimación de parámetros geotécnicos y petrofísicos

Los parámetros geotécnicos se estimaron por medio de σ , el cual fue determinado previamente por V_p y V_s , así también se utilizó ρ y k (Tabla 8). Por su parte, los parámetros petrofísicos se estimaron mediante V_p (Tabla 8). Con los valores obtenidos, fue posible clasificar y evaluar la competencia del subsuelo de ambos sitios (Tabla 9 y 10).

Tabla 8. Ecuaciones aplicadas para determinar los parámetros geotécnicos (C_i , S_i , M_i y D_i) y petrofísicos (ϕ y e).

No.	Parámetro	Ecuación	Referencia
1	Índice de concentración (C_i)	$C_i = \frac{(1 + \sigma)}{\sigma}$	Khalil y Hanafy (2008), Abudeif <i>et al.</i> (2017)
2	Cociente de esfuerzo (S_i)	$S_i = \frac{\sigma}{1 - \sigma}$	Khalil y Hanafy (2008), Abudeif <i>et al.</i> (2017)
3	Índice de material (M_i)	$v = (1 - 4\sigma)$	Khalil y Hanafy (2008), Abudeif <i>et al.</i> (2017)
4	Gradiente de densidad (D_i)	$D_i = \frac{\rho}{k}$	Khalil y Hanafy (2008), Abudeif <i>et al.</i> (2017)
5	Porosidad (ϕ)	$\phi = -0.175 \ln(V_p) + 1.56$	Watkins <i>et al.</i> (1972), Salem, (2000)
6	Cociente de vacíos (e)	$e = \phi (1 - \phi)$	Mohammed <i>et al.</i> (2020), Abudeif <i>et al.</i> (2023),

En función de C_i y S_i , la competencia de los materiales puede clasificarse en tres rangos (Tabla 9; Khalil y Hanafy, 2008; Abudeif *et al.*, 2017; Shebl *et al.*, 2019).

Tabla 9. Rangos de competencia de materiales en función del índice de concentración C_i y del cociente de esfuerzos S_i (Modificado de Abudeif *et al.*, 2017).

Descripción del material	<u>Débil</u>		<u>Regular</u>		<u>Bueno</u>
	<u>Incompetente</u>		<u>Regularmente competente</u>		<u>Competente</u>
	Muy blando	Blando	Compactado regular	Compactado moderado	Compactado
Índice de concentración (C_i)	3.5–4.0	4.0–4.5	4.5–5.0	5.0–5.5	5.5–6.0
Cociente de esfuerzo (S_i)	0.7–0.61	0.61–0.52	0.52–0.43	0.43–0.34	0.34–0.25

En función de σ y de M_i , la competencia de los materiales puede clasificarse en cuatro categorías (Tabla 10; Abudeif *et al.*, 2017; Shebl *et al.*, 2019; Abbas y Abdelgowad, 2024). Los valores de M_i son representativos y suelen considerarse para evaluar la competencia del subsuelo para fines de cimentación (Khalil y Hanafy, 2008).

Tabla 10. Descripción de la competencia de materiales en función del cociente de Poisson σ y del índice de material M_i (Modificado de Abbas y Abdelgowad, 2024).

Descripción del material	Incompetente a ligeramente competente	Regular a moderadamente competente	Competente	Muy competente
Cociente de Poisson (σ)	0.41–0.49	0.35–0.27	0.25–0.16	0.12–0.03
Índice de material (M_i)	-1 a -0.5	-0.5 a 0.0	0.0–0.5	>0.5

4.3 Estimación de parámetros de resistencia e índices geomecánicos

Por medio de funciones y relaciones empíricas se determinó el ángulo de fricción interna φ , la cohesión c , la resistencia de los macizos (σ_m) e índices geotécnicos (RMR, Q y GSI) de las facies sedimentarias. Se obtuvieron aproximaciones muy razonables que, al ser correlacionadas con información y observaciones científicas, presentaron tendencias muy ajustadas. La información recopilada, para llevar a cabo esta metodología, se deriva de una gran cantidad de evidencias y datos reales y experimentales; estadísticamente muy bien tratados.

El ángulo de fricción interna φ se estimó por medio de V_p y ϕ (porosidad) a través de funciones empíricas establecidas para rocas sedimentarias (Tabla 11). Posteriormente, los valores obtenidos de φ se correlacionaron con las aproximaciones derivados de RMR (Tabla 12).

Tabla 11. Ecuaciones aplicadas para determinar el ángulo de fricción interna (φ') en función de V_p y ϕ .

No.	Parámetro	Ecuación	Referencia
1	Ángulo de fricción interna (φ')	$\varphi' = \sin^{-1} \left(\frac{V_p - 1000}{V_p + 1000} \right)$	Chang <i>et al.</i> (2006), Mavko <i>et al.</i> (2009).
2		$\varphi' = 57.8 - 105 \phi$	Chang <i>et al.</i> (2006), Mavko <i>et al.</i> (2009).

Asimismo, se determinaron de manera empírica por medio del módulo de deformación E (módulo de Young) las clasificaciones geomecánicas de Clasificación del Macizo Roco (Figura 24), Índice de Resistencia Geológico e Índice de Calidad (RMR, GSI y Q-system o NGI, por sus siglas en inglés, respectivamente; Figura 25). De lo anterior, se contempló principalmente la función de Serafim y Pereira (1983), debido a que su función se ajusta a macizos rocos de calidad regular - mala, $10 < \text{RMR} < 50$; especialmente válidos para valores $1 < E < 10$ GPa y donde no se incluye la resistencia de la matriz rocosa (σ_{ci}).

Adicionalmente, mediante los valores obtenidos de RMR se estimó de manera aproximada c y φ (Figura 24 y Tabla 12).

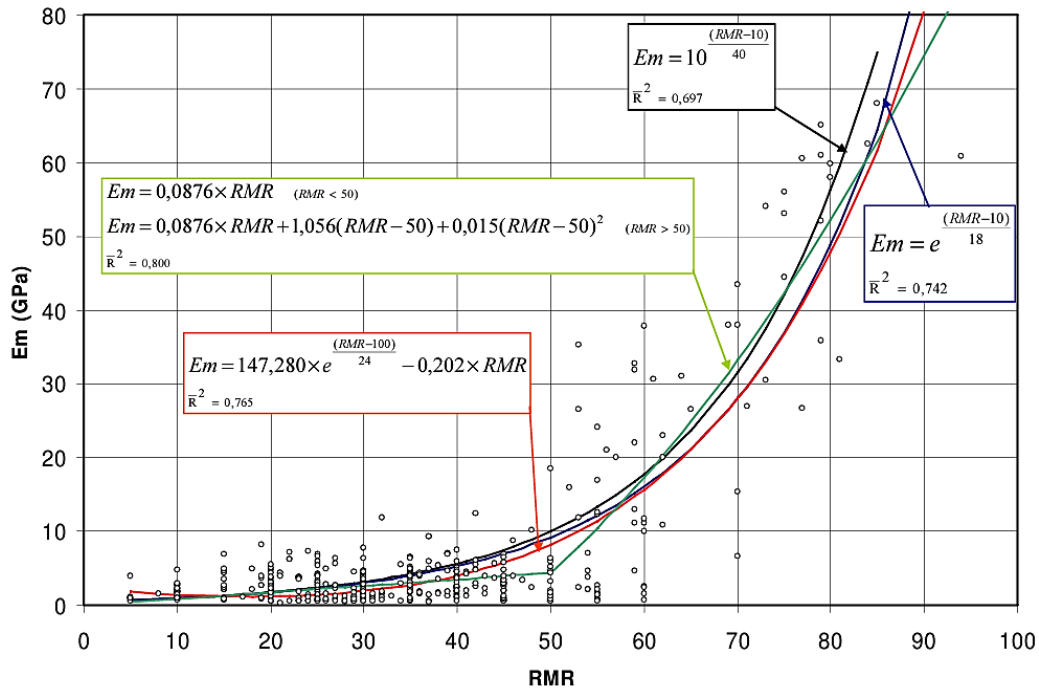


Figura 24. Correlación entre el módulo de deformación del macizo rocoso E_m y RMR, a partir de mediciones y funciones empíricas establecidas por varios autores (Modificada de Galera *et al.*, 2007).

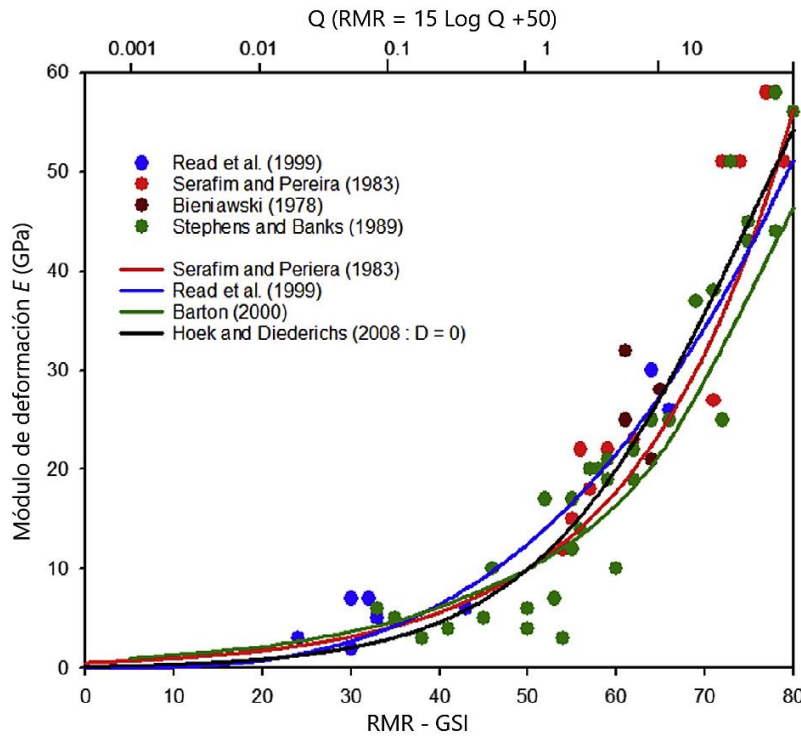


Figura 25. Correlación entre el módulo de deformación del macizo rocoso E y RMR, GSI y Q , a partir de mediciones y funciones empíricas establecidas por varios autores (Modificada de Hoek y Brown, 2019).

Tabla 12. Valores aproximados para c y φ a partir de la clasificación de RMR (Modificada de González de Vallejo y Ferrer, 2011).

Clase	I	II	III	IV	V
RMR	>80	61-80	41-60	21-40	<20
Cohesión (c)	>0.4	0.3-0.4	0.2-0.3	0.1-0.2	<0.1
Ángulo de fricción interna (φ)	>45°	35°-45°	25°-35°	15°-25°	<15°

Así también, se correlacionaron los valores obtenidos de RMR, Q y GSI, con cinco condiciones geotécnicas asociadas a los rangos de los índices de calidad de las anteriores clasificaciones (Tabla 13; SCT, 2016).

Tabla 13. Relación entre las clasificaciones de RMR, Q y GSI para determinar esquemas constructivos en túneles a partir de la condición geotécnica resultante (Modificada de SCT, 2016).

CONDICIÓN GEOTÉCNICA	RMR	Q	GSI
A	≥ 81 Roca muy buena	≥ 45 Roca muy buena	76 a 95
B	61 a 80 Roca buena	6 a 45 Roca regular a buena	56 a 75
C	41 a 60 Roca regular a buena	1 a 6 Roca mala a regular	36 a 55
D	21 a 40 Roca mala a regular	0.1 a 1.0 Roca muy mala	20 a 35
E	≤ 20 Roca muy mala	0.01 a 0.10 Roca extremadamente mala	5 a 20

Adicionalmente, se determinó de manera empírica la resistencia del macizo rocoso (σ_m) a través de los valores obtenidos de la clasificación de RMR (Figura 26) y donde se aplicó la siguiente función:

$$\sigma_m = 0.0016 \text{ RMR}^{2.5} \quad (39)$$

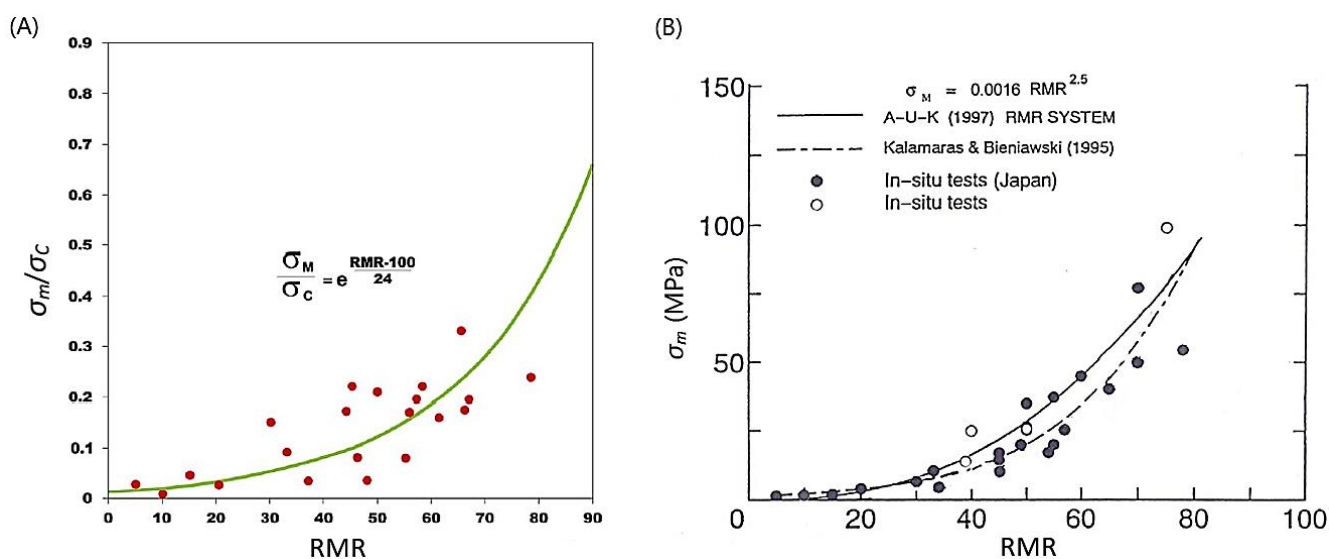


Figura 26. (A) Correlación empírica para determinar el criterio de rotura de macizos rocoso (σ_m/σ_c) en función de RMR. (B) Correlación directa entre la resistencia del macizo rocoso (σ_m) y RMR (Modificada de Bieniawski, 2011).

Así también, se correlacionaron entre sí Q , V_p , E y ϕ , obteniendo ajustes bastantes aproximados (Figura 27).

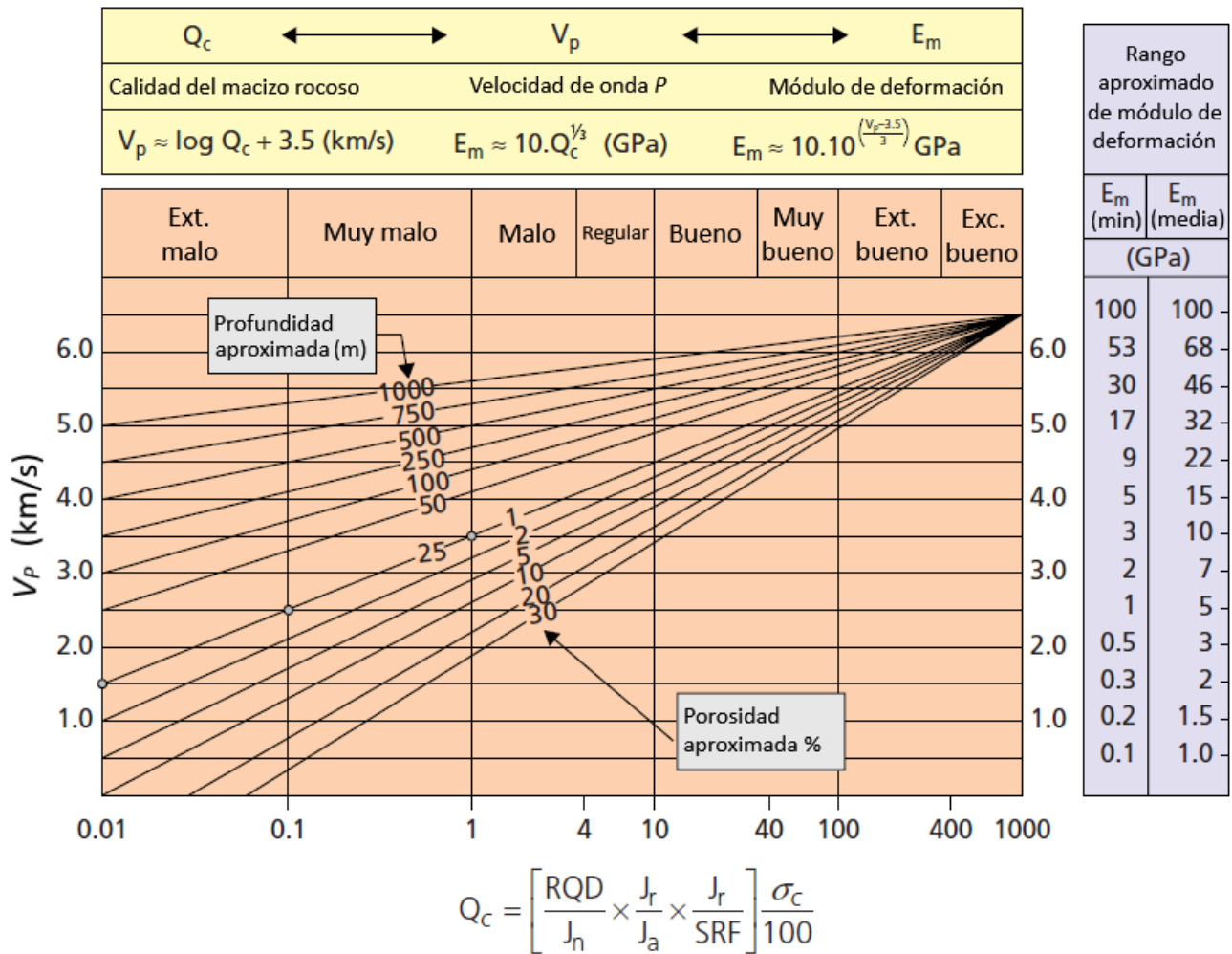


Figura 27. Esquema de correlación entre Q , V_p , E y ϕ para macizos rocosos. Donde también, se representa la profundidad aproximada (Modificada de González de Vallejo y Ferrer, 2011).

En la Tabla 14 se presentan los valores obtenidos de las clasificaciones geomecánicas (RMR, Q y GSI) para ambos sitios de estudio. Asimismo, en la Tabla 15 se muestran los valores establecidos para la resistencia de los macizos rocosos (σ_m) y la clasificación según su calidad, correspondiente a ISRM (1978).

Las correlaciones empíricas aplicadas arrojaron ajustes bastante aproximados, lo que da lugar, a un buen grado de confianza. No obstante, se debe considerar que estos criterios se componen intrínsecamente por una serie de métodos empíricos muy sensibles. Esto puede arrojar estimaciones con cierto grado de incertidumbre que, por lo general, subestiman y/o sobreestiman los valores reales que poseen los geomateriales y que además no consideran, en lo particular, el carácter anisotrópico y heterogéneo de los medios. Por lo tanto, se debe tener especial cuidado en la utilización de metodologías empíricas.

Los parámetros geomecánicos estimados a través de estas funciones y correlaciones empíricas, pueden utilizarse con carácter orientativo y aproximado en cálculos de prediseño para cimentaciones, análisis de estabilidad y otros fines de ingeniería geotécnica y civil.

Tabla 14. Determinación de las clases geomecánicas para ambos sitios de estudio (RMR, Q y GSI).

SITIO 90					
RMR		Q		GSI	
Valor	Clase - Descripción - Rango	Valor	Clase - Descripción - Rango	Valor	Clase - Descripción
5	V - Muy mala - < 20	0.001	G - Excepcionalmente mala - 0.001 a 0.01	0	H - Muy Mala
30	IV - Mala - 40 a 21	0.08	F - Extremadamente mala - 0.01 a 0.1	25	E - Mala
42	III - Regular - 60 a 41	0.5	E - Muy mala - 0.1 a 1	37	C - Regular
51	III - Regular - 60 a 41	1.1	D - Mala - 1 a 4	46	B - Buena

SITIO 91					
RMR		Q		GSI	
Valor	Clase - Descripción - Rango	Valor	Clase - Descripción - Rango	Valor	Clase - Descripción
5	V - Muy mala - < 20	0.001	G - Excepcionalmente mala - 0.001 a 0.01	0	H - Muy Mala
25	IV - Mala - 40 a 21	0.03	F - Extremadamente mala - 0.01 a 0.1	20	F - Mala
32	IV - Mala - 40 a 21	0.09	F - Extremadamente mala - 0.01 a 0.1	27	E - Mala
41	III - Regular - 60 a 41	0.4	E - Muy mala - 0.1 a 1	36	D - Regular

Tabla 15. Determinación de la resistencia del macizo rocoso σ_m para ambos sitios de estudio.

SITIO 90			SITIO 91		
Valor (Mpa)		σ_m Rango - Descripción	Valor (Mpa)		σ_m Rango - Descripción
0.09	1-5	Muy blanda - suelo	0.09	1-5	Muy blanda - suelo
8	5-25	Blanda	5	1-5	Muy blanda - suelo
18	5-25	Blanda	9	5-25	Blanda
30	25-50	Moderadamente dura	17	5-25	Blanda

Cabe señalar que, el desarrollo teórico de las anteriores clasificaciones geomecánicas (RMR, Q-system y GSI) no forma parte de los objetivos principales del presente trabajo, por tanto, se recomienda dirigirse a Bieniawski (1989), NGI (2015) y Hoek y Brown (2019) para su mayor comprensión.

5. Resultados

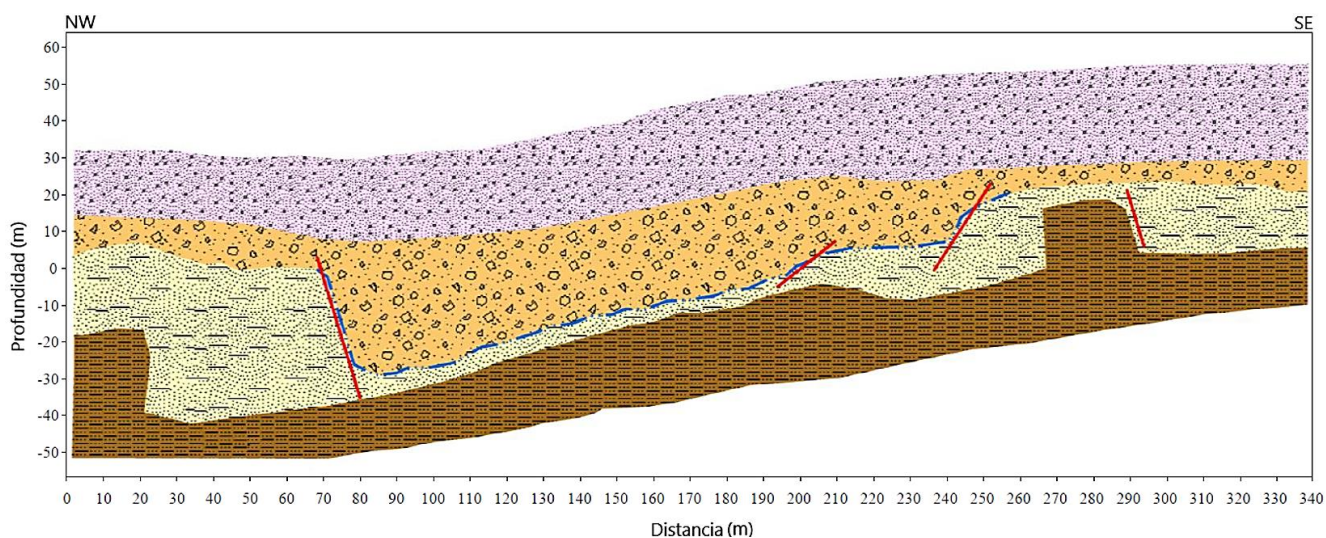
5.1 Sitio 90





Correspondiente al sitio 90, en la Tabla 16 se presentan los valores obtenidos de las constantes elásticas, en la Tabla 17 los valores obtenidos de los parámetros geotécnicos y petrofísicos y en la Tabla 18 las estimaciones de los parámetros de resistencia e índices geomecánicos. Asimismo, en la Figura 28, se exhibe el modelo geológico-geotécnico interpretado a partir de las mediciones de V_P y V_S (Figura 7).

La capa superior de la secuencia litoestratigráfica corresponde a materiales no consolidados, muy incompetentes, integrados por sedimentos recientes y depósitos antrópicos (Figura 28). La segunda unidad (facie conglomerática) está compuesta por conglomerado polimíctico de color pardo claro a rojizo. Contiene clastos entre 5 a 20 cm de diámetro, predominando los de 10 cm, se presentan bien redondeados, mal seleccionados y pobremente consolidados soportados en una matriz arenosa rica en cuarzo. Sus estratos son irregulares, lenticulares y de gradación inversa, con espesores de 0.40 a 5 m, predominando los gruesos (Figura 28). La tercera unidad (facie conglomerado-arenisca) está dispuesta por estratificaciones muy irregulares con intercalaciones de arenisca entre 20 a 100 cm de espesor. Se encuentra pobremente consolidada y prácticamente sin deformación, compuesta de clastos redondeados y mal seleccionados con diámetros entre 10 a 60 cm soportado por una matriz arenosa de grano medio a fino, color pardo claro, los granos están bien seleccionados y varían de subangulosos a subredondeados (Figura 28). La cuarta unidad (facie lutita-limolita) presenta un aspecto masivo, está fuertemente cementada con carbonato de calcio, contiene arena muy fina, limos y un poco de arcillas, muestra un color gris verdoso. Los afloramientos, exhiben una superficie meteorizada y poco deformada, contiene concreciones de manera alternada, con espesores entre 30 y 150 cm, donde se presentan algunos fósiles de amonitas y gasterópodos.

Tabla 16. Correspondientes al sitio 90, se presentan los valores obtenidos de las constantes elásticas por medio de la velocidad de las ondas P y S (V_P y V_S): densidad (ρ), cociente de Poisson (σ), módulo de corte (μ), módulo de Young (E), módulo volumétrico (k), primera constante de Lamé (λ), módulo de onda P (M) y cociente de velocidad (V_P/V_S).

SITIO 90											
Capa	Litología	V_P (m/s)	V_S (m/s)	ρ (Mg/m ³)	σ (-)	μ (GPa)	E (GPa)	k (GPa)	λ (GPa)	M (GPa)	V_P/V_S (-)
1	Material no consolidado	911	416	1.70	0.37	0.29	0.81	1.02	0.82	1.41	2.19
2	Conglomerado	1680	777	1.98	0.36	1.20	3.27	4.00	3.21	5.60	2.16
3	Conglomerado-Arenisca	2260	1083	2.14	0.35	2.51	6.77	7.57	5.90	10.92	2.09
4	Lutita-Limolita	3159	1265	2.32	0.40	3.72	10.45	18.23	15.75	23.19	2.50



Unidad				
Cobertura (m)	80			
Litología	Material no consolidado	Conglomerado	Conglomerado - arenisca	Lutita - limolita
Espesor (m)	15 a 20	10 a 30	1 a 30	>20
Planos de estratificación* (rumbo y echado)	-	-	-	60°/12° - 50°/12° 70°/22°
V_p (m/s)	911	1680	2260	3159
V_s (m/s)	416	777	1083	1265
E (GPa)	0.81	3.27	6.77	10.45
μ (GPa)	0.29	1.20	2.51	3.72
φ (°)	-2.67	14.70	22.74	31.27
φ^{**} (°)	< 15°	15° - 25°	25° - 35°	25° - 35°
c^{**} (MPa)	< 0.1	0.1-0.2	0.2-0.3	0.2-0.3
σ_m/σ_c (-)	0.02	0.05	0.09	0.13
σ_m (MPa)	0.09	8	18	30
	Muy blanda – suelo	Blanda	Blanda	Moderadamente dura
RMR (clase - calidad)	5 V - Muy mala	30 IV - Mala	42 III - Regular	51 III - Regular
Q (clase - calidad)	0.001 G - Exc. mala	0.08 F - Ext. mala	0.5 E - Muy mala	1.1 D - Mala
GSI (clase - calidad)	0 H - Muy Mala	25 E - Mala	37 C - Regular	46 B - Buena
ν (-)	0.37	0.36	0.35	0.40
	Alto	Alto	Alto	Alto
M_i (-)	Incompetente a ligeramente competente	Incompetente a ligeramente competente	Regular a moderadamente competente	Incompetente a ligeramente competente
C_i (-)	Regular a moderadamente competente	Regular a moderadamente competente	Regular a moderadamente competente	Incompetente a ligeramente competente
S_i (-)	Muy blanda - Incompetente-débil	Muy blanda - Incompetente-débil	Muy blanda - Incompetente-débil	Muy blanda - Incompetente-débil
	Blanda -Incompetente-débil	Blanda -Incompetente-débil	Blanda -Incompetente-débil	Muy blanda - Incompetente-débil

*Las mediciones se establecieron siguiendo el criterio de mano derecha y son presentados de manera azimutal.

**Rango de valores (φ y c) determinados a partir de la clasificación de RMR (Tabla 12).

Figura 28. Modelo geológico-geotécnico correspondiente al perfil sísmico del kilómetro 90+000 (PS90). Interpretado y construido a partir de las imágenes sísmicas obtenidas por SRT y MASW (Modificada de Guzmán-Villa, 2022).

Con respecto a las estimaciones de las constantes elásticas; ρ obtuvo un bajo valor para la capa 1 (1.70 Mg/m³), para la 2 aumentó a 1.98 Mg/m³, al igual que la 3 (2.14 Mg/m³) y 4 (2.32 Mg/m³; Tabla 16). Lo que demuestra, que los valores tienden a incrementar con la profundidad, al igual que con V_p y V_s , dado que están directamente relacionados. Por tanto, esto refleja el aumento gradual de competencia a profundidad. Esto representa valores confiables, en virtud de que, en secuencias sedimentarias, ρ asume esta tendencia, debido a la compactación y cementación progresiva (Kearey *et al.*, 2002). Asimismo, en circunstancias normales, el contraste de ρ entre estratos sedimentarios adyacentes, rara vez es superior a 0.25 Mg/m³ (Gardner *et al.*, 1974). Lo anterior se cumple en la secuencia entre las capas 2, 3 y 4 (Tabla 16). Asimismo, el promedio de ρ en las cuatro capas es de 2.04 Mg/m³; por lo general, las rocas sedimentarias son las menos densas, por ello, suelen tener promedios aproximados de 2.1 ± 0.3 Mg/m³ (Reynolds, 2011). Por ende, también se cumple con este criterio (Tabla 16). Para el caso de σ , la capa 1 (0.37), 2 (0.36), 3 (0.35) y 4 (0.40) arrojan valores que se consideran dentro de una categoría alta (Tabla 16; Gercek, 2007). Asimismo, la capa 1, 2 y 4 caen en un rango entre incompetentes a competentes, mientras que la capa 3 se asume como aceptable a moderadamente competente (Tabla 16). Se observa que los valores de σ tienden a disminuir con la profundidad. Lo que es favorable, ya que los valores altos representan materiales incompetentes que, por lo regular, se encuentran cerca de la superficie. De lo anterior, la capa 4 difiere, debido a que es la más profunda y su σ es mayor que las capas superiores. Esta anomalía puede deberse a su contenido de agua (parcialmente saturada), lo que también está relacionado con los altos valores de las otras capas. Las estimaciones dentro del rango $0.4 \leq \sigma < 0.5$ suelen ser características de materiales parcialmente saturados (Gercek, 2007). Adicionalmente, esta anomalía también se ve reflejada en V_p/V_s , C_i , S_i y M_i , debido a que están directamente relacionados con σ (Tablas 16 y 17). En cuanto a los valores de μ , estos aumentan con la profundidad (Tabla 16). Por lo tanto, se infiere que las capas 3 (2.51 GPa) y 4 (3.72 GPa) son las más rígidas, sucesivamente (competentes), y por ende son más resistente al esfuerzo cortante. Lo anterior contrasta de la capa 1, que posee un μ muy bajo (0.29 GPa), lo que la coloca como el estrato más incompetente. Por su parte, la capa 2 también arroja un μ bajo (1.20 GPa). Por su lado, en la Tabla 16 se aprecia, que de igual manera que ρ , σ y μ , los valores de E aumentan con la profundidad. La capa 1 posee un valor muy bajo (0.81 GPa), que difiere considerablemente de las capas que subyacen. La capa 2 y 3 asumen valores de 3.27 y 6.77 GPa, respectivamente; mientras que la capa 4 aumenta considerablemente a 10.45 GPa. De lo anterior, se deduce que las capas 3 y 4 son rígidas, y la 1 y 2 son flexibles o blandas (incompetentes). A su vez, k obtuvo valores que también incrementan con la profundidad (Tabla 16). La capa 1 cuenta con el k más bajo (1.02 GPa), mientras que la capa 4 posee el más alto (18.23 GPa). Por su parte, las capas 2 y 3 tienen valores de 4.00 y 7.57 GPa, respectivamente. En consecuencia, se puede asumir que la compresibilidad alta corresponde a un menor k (capa 1 y 2), mientras que, una baja compresibilidad corresponde a un mayor k (capa 3 y 4). Al igual que las anteriores constantes, los valores de λ tienden a incrementar con la profundidad (Tabla 16). La capa 1 arrojó un valor bajo de 0.82 GPa, la 2 y 3 obtuvieron valores de 3.21 y 5.90 GPa, respectivamente; mientras que la capa 4

incrementa considerablemente a 15.75 GPa. Lo anterior coloca, a las capas 3 y 4 como las más rígidas y competentes, e inversamente para la 1 y 2. Correspondiente a M_i , los valores estimados también incrementan con la profundidad (Tabla 16). La capa 1, continúa obteniendo valores bajos (1.41 GPa), lo que contrasta con las capas subyacentes (5.60 GPa, 10.92 GPa y 23.19 GPa), que reflejan la alta rigidez de las capas más profundas. En cambio, los valores obtenidos de V_p/V_s , disminuyen con la profundidad (Tabla 16). Estos oscilan de 2.19 para la capa 1, 2.16 para la capa 2 y 2.09 para la capa 3. Mientras que la capa 4, siendo la más profunda, rompe esta condición y aumenta a 2.50. Asimismo, los valores de V_p/V_s y σ , estimados para las 4 capas, se correlacionaron entre sí, obteniendo criterios equivalentes (Tabla 16).

Tabla 17. Correspondiente al sitio 90, se presentan los valores obtenidos de los parámetros geotécnicos por medio de la velocidad de las ondas P y S (V_p y V_s), densidad (ρ), cociente de Poisson (σ) y módulo volumétrico (k): índice de material (M_i), índice de concentración (C_i), cociente de esfuerzo (S_i) y gradiente de densidad (D_i). Asimismo, se presentan las estimaciones derivadas de los parámetros petrofísicos (porosidad ϕ y cociente de vacíos e).

SITIO 90												
Capa	Litología	V_p (m/s)	V_s (m/s)	ρ (Mg/m ³)	σ (-)	k (GPa)	M_i (-)	C_i (-)	S_i (-)	D_i (-)	ϕ (-)	e (-)
1	Material no consolidado	911	416	1.70	0.37	1.02	-0.47	3.72	0.58	1.67	0.37	0.59
2	Conglomerado	1680	777	1.98	0.36	4.00	-0.46	3.75	0.57	0.50	0.26	0.35
3	Conglomerado-Arenisca	2260	1083	2.14	0.35	7.57	-0.40	3.85	0.54	0.28	0.21	0.27
4	Lutita-Limolita	3159	1265	2.32	0.40	18.23	-0.62	3.47	0.68	0.13	0.15	0.18





Por otro lado, para los parámetros geotécnicos, se obtuvieron valores correspondientes a C_i , de 3.72, 3.75, 3.85 y 3.47, respectivamente para las capas 1, 2, 3 y 4 (Tabla 17); por lo que se consideran como muy blandas (incompetentes; Tabla 17). No obstante, los C_i más altos, se asumen de mejor calidad y viceversa. Adicionalmente, se observa que los valores aumentan con la profundidad, con excepción de la capa 4, que disminuye. Los S_i estimados, arrojaron valores de 0.58, 0.57, 0.54 y 0.68, respectivamente por capa descendente (Tabla 17). Donde se aprecia que los valores disminuyen en este mismo sentido, con excepción de la capa 4. De lo anterior, se determina que las capas 1, 2 y 3 son blandas, mientras que la capa 4 es muy blanda; todas incompetentes (Tabla 17). Los bajos valores de S_i representan competencia (materiales compactados) y los altos, incompetencia (materiales blandos). Por su parte, M_i arroja valores en la capa 1 (-0.47), 2 (-0.46), 3 (-0.40) que las colocan como aceptables a moderadamente competentes, mientras que la capa 4 (-0.62) obtuvo un valor que la posiciona como incompetente a ligeramente competente (Tabla 17). En general, se observa que los valores tienden a incrementar con la profundidad, con excepción de la capa 4, que disminuye. Por lo que, los bajos valores de M_i corresponden a litologías incompetentes y los altos a competentes. Para el caso de D_i , se obtuvieron valores de 1.67, 0.50, 0.28 y 0.13, respectivamente en sentido descendente (Tabla 17). Donde, además se aprecia que los valores disminuyen en relación a la profundidad. Con lo anterior, se determina que valores altos de D_i

(capa 1 y 2) representan aumentos de densidad causados por cambios en el estado de esfuerzos (p. eje. sobrecargas estáticas y dinámicas y/o esfuerzos transitorios) y están relacionados con el grado de asentamiento por consolidación (Khalil y Hanafy, 2008). Por otro lado, valores bajos simbolizan materiales rígidos (capa 3 y 4), debido a menor porosidad y mayor presión de confinamiento.

En el caso de los parámetros petrofísicos, tanto ϕ como e , disminuyeron con relación a la profundidad (Tabla 17). El valor de ϕ para la primera capa fue de 0.37, que se considera relativamente alta, y se atribuye a la incompetencia de los materiales (depósitos no consolidados; Tabla 17). Para la segunda y tercera capa se obtuvo una ϕ de 0.26 y 0.21, respectivamente; valores que se consideran intermedios, relacionados con conglomerado y arenisca (Tabla 17). La cuarta capa obtuvo una ϕ de 0.15, estimada como baja, y que se encuentra asociada con la competencia de lutita y limolita (Tabla 17). Por su parte, e reflejó valores de 0.59, 0.35, 0.27 y 0.18 para las cuatro capas en relación descendente (Tabla 17). La capa 1 y 2 se caracterizan por altos valores que expresan la incompetencia de sus materiales, mientras que la capa 3 y 4 muestran bajos valores, indicando el aumento de competencia de sus unidades litológicas.

Se estimaron los ángulos de fricción interna φ utilizando dos funciones empíricas (Tabla 11), de las cuales, la primera de ellas se ajustó favorablemente a las correlaciones realizadas, principalmente con los rangos obtenidos por medio de RMR (Tabla 18). Asimismo, se aproximaron los valores de la cohesión c , también, mediante los índices de RMR (Tabla 18). Adicionalmente, se calculó la resistencia de las facies σ_m y el criterio de rotura σ_m/σ_c . Los valores de estas estimaciones, se apegan a las interpretaciones realizadas anteriormente, donde se concluye que la resistencia y rigidez de la secuencia litoestratigráfica aumenta gradualmente con relación a la profundidad. Sin embargo, según los índices geomecánicos obtenidos, las competencias de las cuatro facies se definen como muy malas a regulares y, además, los valores de resistencia de los macizos las determinaron como muy blandas a blandas, con excepción de la cuarta capa, que se definió como moderadamente dura (Figura 28).

Tabla 18. Correspondiente al sitio 90, se presentan los valores obtenidos del ángulo de fricción (φ), cohesión (c), resistencia de las facies y los criterios de rotura (σ_m/σ_c).

SITIO 90											
Capa	Litología	V_p (m/s)	ϕ (-)	E (GPa)	φ^* (°)	φ^{**} (°)	φ^{***} (°)	c^{***} (MPa)	σ_m (MPa)	σ_m/σ_c (-)	
1	Material no consolidado		911	0.37	0.81	-2.67	18.95	< 15°	<0.1	0.09	0.02
2	Conglomerado		1680	0.26	3.27	14.70	30.50	15° - 25°	0.1-0.2	8	0.05
3	Conglomerado-Arenisca		2260	0.21	6.77	22.74	35.75	25° - 35°	0.2-0.3	18	0.09
4	Lutita-Limolita		3159	0.15	10.45	31.27	42.05	25° - 35°	0.2-0.3	30	0.13

*Ángulo de fricción interna φ estimado en función de V_p (Tabla 11).

** Ángulo de fricción interna φ estimado en función de ϕ (Tabla 11).

*** Ángulo de fricción interna φ y cohesión c estimados en función de RMR (Tabla 12).

5.2 Sitio 91

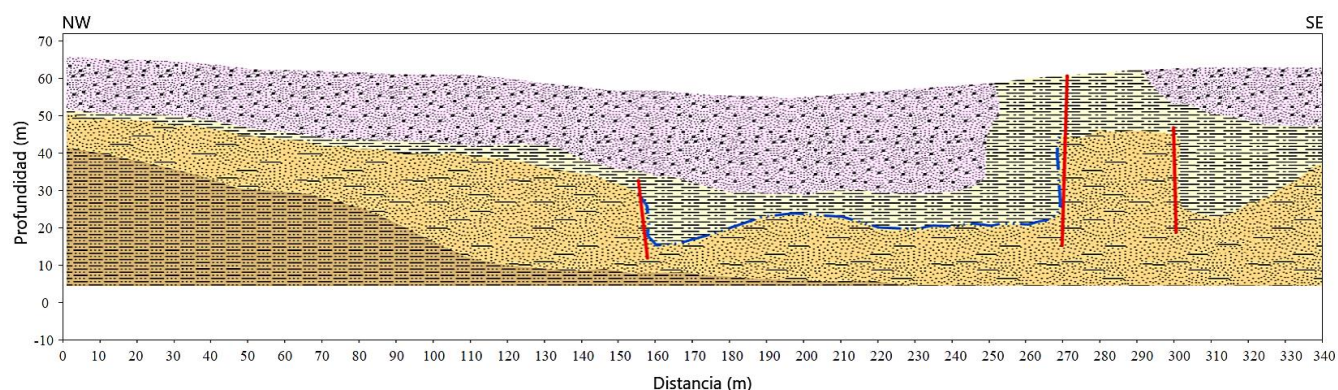
Correspondiente al sitio 91, en la Tabla 19 se presentan los valores obtenidos de las constantes elásticas, en la Tabla 20 los valores obtenidos de los parámetros geotécnicos y petrofísicos y en la Tabla 21 las estimaciones de los parámetros de resistencia e índices geomecánicos. Asimismo, en la Figura 29, se exhibe el modelo geológico-geotécnico interpretado a partir de las mediciones de V_P y V_S (Figura 8).

La capa superior de esta secuencia litoestratigráfica corresponde a materiales no consolidados, muy incompetentes, integrados por sedimentos recientes y depósitos antrópicos (Figura 29). La segunda unidad (facie interestratificada arenisca-lutita) exhibe una estratificación dominada por arenisca con espesores de 20 a 60 cm, que presenta horizontes de lutita que van de los 2 a 30 cm de espesor. También se muestran estratos lenticulares de conglomerado cuyos espesores varían de 15 a 50 cm. Los estratos de mayor espesor, correspondientes a areniscas contienen concreciones. Estos afloramientos se presentan deformados y exhiben una serie de fracturas y fallas (Figura 29). En la tercera unidad (facie interestratificada arenisca-lutita-conglomerado) se observa el dominio de las capas de arenisca y lutita que contienen cuerpos lenticulares de conglomerado con espesores de 5 a 30 cm (Figura 29). La cuarta unidad (facie interestratificada arenisca-lutita consolidadas) presenta areniscas en estratos de 20 a 80 cm de espesor, las cuales están interestratificadas con lutitas de 5 a 30 cm de espesor y algunos estratos de conglomerado con espesores que van de 15 a 60 cm (Figura 29). Asimismo, se aprecian concreciones en la arenisca y humedad que fluye a través de las capas de lutita. Los estratos de la parte inferior exhiben una buena cementación en comparación con las capas superiores.

Tabla 19. Correspondiente al sitio 91, se presentan los valores de las constantes elásticas obtenidos por medio de la velocidad de las ondas P y S (V_P y V_S): densidad (ρ), cociente de Poisson (σ), módulo de corte (μ), módulo de Young (E), módulo volumétrico (k), primera constante de Lamé (λ), módulo de onda P (M) y cociente de velocidad (V_P/V_S).

SITIO 91											
Capa	Litología	V_P (m/s)	V_S (m/s)	ρ (Mg/m ³)	σ (-)	μ (GPa)	E (GPa)	k (GPa)	λ (GPa)	M (GPa)	V_P/V_S (-)
1	Material no consolidado	907	417	1.70	0.37	0.30	0.81	1.01	0.81	1.40	2.18
2	Ar-Lu interestratificadas	1226	689	1.83	0.27	0.87	2.21	1.60	1.02	2.76	1.78
3	Ar-Lu- Cg interestratificadas	1439	862	1.91	0.22	1.42	3.46	2.06	1.12	3.95	1.67
4	Ar-Lu consolidadas	1757	1060	2.01	0.21	2.26	5.47	3.19	1.69	6.20	1.66

En relación a las evaluaciones de las constantes elásticas; ρ adquirió valores relativamente bajos para las capas 1 (1.70 Mg/m³), 2 (1.83 Mg/m³) y 3 (1.91 Mg/m³), mientras que la 4, obtuvo un valor alto (2.01 Mg/m³; Tabla 19). Lo que demuestra, que los valores tienden a incrementarse con la profundidad. Por tanto, esto refleja el aumento gradual de competencia de los materiales a profundidad. Por su lado, el contraste de ρ entre las 4 capas, cumple el criterio de no superar los 0.25 Mg/m³ (Tabla 19).



Unidad				
Cobertura (m)	60			
Litología	Material no consolidado	Arenisca-Lutita interestratificadas	Arenisca-lutita-conglomerado interestratificadas	Arenisca-Lutita consolidadas
Espesor (m)	15 a 25	1 a 20	10 a 30	>30
Planos de estratificación* (rumbo y echado)	-	20°/25° - 27°/15° 70°/5°	80°/15° 90°/6°	50°/3° 30°/5°
Planos de falla* (rumbo y echado)		348°/80° - 115°/38° 245°/82° - 260°/80°		
V_p (m/s)	907	1226	1439	1757
V_s (m/s)	417	689	862	1060
E (GPa)	0.81	2.21	3.46	5.47
μ (GPa)	0.30	0.87	1.42	2.26
φ (°)	-2.80	5.83	10.37	15.94
φ^{**} (°)	< 15°	15° - 25°	15° - 25°	25° - 35°
c^{**} (MPa)	<0.1	0.1-0.2	0.1-0.2	0.2-0.3
σ_m/σ_c (-)	0.02	0.04	0.06	0.09
σ_m (MPa)	0.09	5	9	17
	Muy blanda – suelo	Muy blanda	Blanda	Blanda
RMR (clase - calidad)	5 V - Muy mala	25 IV - Mala	32 IV - Mala	41 III - Regular
Q (clase - calidad)	0 G - Excepcionalmente mala	0.03 F - Extremadamente mala -	0.09 F - Extremadamente mala -	0.4 E - Muy mala
GSI (clase - calidad)	0 H - Muy Mala	20 F - Mala	27 E - Mala	36 D - Regular
ν (-)	0.37	0.27	0.22	0.21
	Alto	Medio	Medio	Medio
M_i (-)	Incompetente a ligeramente competente	Regular a moderadamente competente	Competente	Competente
C_i (-)	Muy blanda - Incompetente-débil	Compactado regular – regularmente competente	Compactado – competente - buena	Compactado – competente - buena
S_i (-)	Blanda -Incompetente-débil	Compactado moderado – regularmente competente		

*Las mediciones se establecieron siguiendo el criterio de mano derecha y son presentadas de manera azimutal.

**Rango de valores (φ y c) determinados a partir de la clasificación de RMR (Tabla 12).

Figura 29. Modelo geológico-geotécnico correspondiente al perfil sísmico del kilómetro 91+000 (PS91). Interpretado y construido a partir de las imágenes sísmicas obtenidas por SRT y MASW (Modificada de Guzmán-Villa, 2022).

Adicionalmente, también se cumple con el criterio de ρ ($2.1 \pm 0.3 \text{ Mg/m}^3$) para rocas sedimentarias (Reynolds, 2011), al obtener un promedio de 1.86 Mg/m^3 para las 4 capas (Tabla 19). Para el caso de σ , la capa 1 (0.37) obtuvo un valor que se considera alto, mientras que las capas 2 (0.27), 3 (0.22) y 4 (0.21) se consideran dentro de una categoría media (Tabla 19). Asimismo, la capa 1 cae en el margen, entre incompetente a competente, la capa 2 pertenece al rango de aceptable a moderadamente competente, mientras que las capas 3 y 4 se consideran competentes (Tabla 19). Además, los valores de σ tienden a disminuir con la profundidad. Lo que se correlaciona favorablemente, con el razonamiento, de que valores altos representan materiales incompetentes y los bajos con materiales competentes. En cuanto a los valores de μ , estos aumentan con la profundidad (Tabla 19). Por lo tanto, se infiere que las capas 3 (1.42 GPa) y 4 (2.26 GPa) son rígidas (competentes), y por ende son más resistente al esfuerzo cortante. Lo anterior contrasta de la capa 1 y 2 que poseen μ relativamente bajos (0.30 y 0.87 GPa, respectivamente), lo que las coloca como las capas incompetentes. Por su parte, en la Tabla 19 se aprecia, que de igual manera que ρ , σ y μ , los valores de E aumentan con la profundidad. La capa 1 posee un valor muy bajo (0.81 GPa), que difiere considerablemente de las capas que subyacen. La capa 2 y 3 asumen valores de 2.21 y 3.46 GPa, respectivamente; mientras que la capa 4 aumenta a 5.47 GPa. De lo anterior, se deduce que las capas 3 y 4 son rígidas, y la 1 y 2 son flexibles o blandas (incompetentes). A su vez, k obtuvo valores que también se incrementan con la profundidad (Tabla 19). La capa 1 cuenta con el k más bajo (1.01 GPa), mientras que la capa 4 posee el más alto (3.19 GPa). Por su parte, las capas 2 y 3 tienen valores de 1.60 y 2.06 GPa, respectivamente. En consecuencia, se puede asumir que la compresibilidad alta corresponde a un menor k (capa 1 y 2), mientras que, una baja compresibilidad corresponde a un mayor k (capa 3 y 4). Al igual que las anteriores constantes, los valores de λ ascienden con la profundidad (Tabla 19). La capa 1 arrojó un valor bajo de 0.81 GPa, la 2 y 3 obtuvieron valores de 1.02 y 1.12 GPa, respectivamente; mientras que la capa 4 incrementa a 1.69 GPa. Lo anterior coloca, a la capa 4 como la más rígida, e inversamente para la 1, 2 y 3. Correspondiente a M , los valores estimados también incrementan con la profundidad (Tabla 19). La capa 1, continúa obteniendo valores bajos (1.40 GPa), lo que contrasta relativamente con las capas subyacentes (2.76 GPa, 3.95 GPa y 6.20 GPa), que reflejan una mayor rigidez en relación a la profundidad. En cambio, los valores obtenidos de V_p/V_s disminuyen con la profundidad (Tabla 19). Estos oscilan de 2.18 para la capa 1, 1.78 para la 2, 1.67 para la 3 y 1.66 para la 4. Asimismo, los valores de V_p/V_s y σ , estimados para las 4 capas, se correlacionaron entre sí, obteniendo criterios equivalentes (Tabla 19). Adicionalmente, es importante señalar, que en esta secuencia litológica (sitio 91), se rompe la condición de que σ sea mayor en la capa más profunda, así como de valores altos en todas las capas (sitio 90). En consecuencia, a partir de los valores normalizados de σ (obtenidos en el sitio 91), se concluye que el contenido de agua es bajo o nulo y, por ende, estas estimaciones no se ven alteradas.

Por otro lado, para los parámetros geotécnicos, se obtuvieron valores correspondientes a C_i , de 3.73, 4.71, 5.54 y 5.68, respectivamente en sentido descendente (Tabla 20). Debido a lo cual, la capa 1 se considera como muy

blanda (incompetente), la capa 2 aceptablemente compacta (aceptablemente competente), mientras que la capa 3 y 4 se determinan como compactas (competentes; Tabla 20). Adicionalmente, se observa que los valores aumentan con la profundidad.

Tabla 20. Correspondiente al sitio 91, se presentan los valores de los parámetros geotécnicos obtenidos por medio de la velocidad de las ondas P y S (V_p y V_s), densidad (ρ), cociente de Poisson (σ) y módulo volumétrico (k): índice de material (M_i), índice de concentración (C_i), cociente de esfuerzo (S_i) y gradiente de densidad (D_i). Asimismo, se presentan las estimaciones derivadas de los parámetros petrofísicos (porosidad ϕ y cociente de vacíos e).

SITIO 91												
Capa	Litología	V_p (m/s)	V_s (m/s)	ρ (Mg/m ³)	σ (-)	k (GPa)	M_i (-)	C_i (-)	S_i (-)	D_i (-)	ϕ (-)	e (-)
1	Material no consolidado	907	417	1.70	0.37	1.01	-0.46	3.73	0.58	1.69	0.37	0.59
2	Ar-Lu interestratifica	1226	689	1.83	0.27	1.60	-0.08	4.71	0.37	1.15	0.32	0.47
3	Ar-Lu- Cg interestratifica	1439	862	1.91	0.22	2.06	0.12	5.54	0.28	0.93	0.29	0.41
4	Ar-Lu consolidadas	1757	1060	2.01	0.21	3.19	0.14	5.68	0.27	0.63	0.25	0.33





Los S_i estimados, arrojaron valores de 0.58, 0.37, 0.28 y 0.27, respectivamente por capa descendente (Tabla 20). Donde se aprecia que los valores disminuyen en este mismo sentido. De lo anterior, se determina que la capa 1 es blanda (incompetente), la capa 2 se determina como moderadamente compacta (aceptablemente competente), mientras que las capas 3 y 4 se asumen como compactas (competentes; Tabla 20). Por su parte, M_i arroja valores en la capa 1 (-0.46) y 2 (-0.08), que las colocan como aceptables a moderadamente competentes, por su parte, las capa 3 y 4 (0.12 y 0.14, respectivamente) se consideran como competentes (Tabla 20). En general, se observa que los valores tienden a incrementar con la profundidad. Para el caso de D_i , se obtuvieron valores de 1.69, 1.51, 0.93 y 0.63, respectivamente en sentido descendente (Tabla 20). Donde, además se aprecia que los valores disminuyen en relación a la profundidad. Con lo anterior, se determina que valores altos de D_i (capa 1 y 2) representan aumentos de densidad causados por cambios en el estado de esfuerzos (p. ej. sobrecargas estáticas y dinámicas y/o esfuerzos transitorios; Khalil y Hanafy, 2008). Por su lado, valores bajos simbolizan materiales rígidos (capa 3 y 4), debido a menor porosidad y mayor presión de confinamiento.

En el caso de los parámetros petrofísicos, tanto ϕ como e , disminuyeron con relación a la profundidad (Tabla 20). El valor de ϕ para la primera y segunda capa fue de 0.37 y 0.32, respectivamente, que se consideran relativamente altas, y se atribuye a la incompetencia de sus materiales (Tabla 20). Para la tercera y cuarta capa se obtuvieron ϕ de 0.29 y 0.25, respectivamente; valores que se consideran intermedios, relacionados con la consolidación y mejor competencia de sus materiales (Tabla 20). Por su parte, e reflejó valores de 0.59, 0.47, 0.41 y 0.33 para las cuatro capas en relación descendente (Tabla 20). Las cuatro capas se caracterizan por valores

relativamente altos a regulares, que reflejan la incompetencia de las capas superiores, y una mejor competencia en las capas inferiores.

Se estimaron los ángulos de fricción interna φ utilizando dos funciones empíricas (Tabla 11), de las cuales, la primera de ellas se ajustó favorablemente a las correlaciones realizadas, principalmente con los rangos obtenidos por medio de RMR (Tabla 21). Asimismo, se aproximaron los valores de la cohesión c , también, mediante los índices de RMR (Tabla 21). Adicionalmente, se calculó la resistencia de las facies σ_m y el criterio de rotura σ_m/σ_c . Los valores de estas estimaciones, se apegan a las interpretaciones realizadas anteriormente, donde se concluye que la resistencia y rigidez de la secuencia litoestratigráfica aumenta gradualmente con relación a la profundidad. Sin embargo, según los índices geomecánicos obtenidos, las competencias de las cuatro facies se definen como muy malas a regulares y, además, los valores de resistencia de los macizos las determinaron como muy blandas a blandas (Figura 29). Asimismo, es apreciable que, en lo general, las facies que integran esta secuencia son de menor competencia en comparación con las que conforman el sitio 90 (Figuras 28 y 29).

Tabla 21. Correspondiente al sitio 90, se presentan los valores obtenidos del ángulo de fricción (φ), cohesión (c), resistencia del macizo rocoso y criterio de rotura (σ_m/σ_c).

SITIO 91											
Capa	Litología		V_P (m/s)	ϕ (-)	E (GPa)	φ^* (°)	φ^{**} (°)	φ^{***} (°)	c^{***} (MPa)	σ_m (MPa)	σ_m/σ_c (-)
1	Material no consolidado		907	0.37	0.81	-2.80	18.95	< 15°	<0.1	0.09	0.02
2	Ar-Lu interestratifica		1226	0.32	2.21	5.83	24.20	15° - 25°	0.1-0.2	5	0.04
3	Ar-Lu- Cg interestratifica		1439	0.29	3.46	10.37	27.35	15° - 25°	0.1-0.2	9	0.06
4	Ar-Lu consolidadas		1757	0.25	5.47	15.94	31.55	25° - 35°	0.2-0.3	17	0.09

6. Discusión

Mediante la interpretación de las secciones transversales del subsuelo (modelos 2D), se ha determinado que ambos sitios (90 y 91) definen una secuencia litológica sedimentaria, conformada por cuatro capas principales, que presentan una geometría subhorizontal e interfaces irregulares. Donde, V_p y V_s aumentan de forma gradual con relación a la profundidad, a la vez que exhiben fuertes contrastes verticales y laterales de velocidad que delimitan ciertos rasgos estructurales (Figuras 7 y 8). Asimismo, por medio de las estimaciones de las constantes elásticas y parámetros geotécnicos y petrofísicos, se establecieron las condiciones y propiedades de las capas (Tablas 16-18).

Tanto para el sitio 90, como 91, las capas superiores (primeras capas) mantienen una configuración subhorizontal, con espesores que oscilan entre 10 a 20 m. Presentan velocidades relativamente bajas, $400 \text{ m/s} < V_p < 900 \text{ m/s}$ y $170 \text{ m/s} < V_s < 700 \text{ m/s}$, consistentes a lo largo de la capa. Esto podría estar relacionado con el alto grado de meteorización, porosidad y baja densidad. Por ende, sus litologías se han definido como materiales no consolidados, no compactados y deformables (conglomerado, sedimentos recientes y depósitos antrópicos), que están sometidos a fuertes tensiones y compresiones por los cambios en el estado de esfuerzos (sobrecargas estáticas y dinámicas). Asimismo, de acuerdo, con los bajos valores de las estimaciones realizadas, se ha determinado que estas capas son las más incompetentes de sus respectivas secuencias litológicas. Bajo este panorama, se concluye que, durante los trabajos de construcción de la CF1D, estas capas fueron construidas en los sitios y dispuestas sobre las masas desplazadas de deslizamientos (zona de hundimiento). Esto, a partir de las modificaciones del relieve (cortes y excavaciones) y de la conformación de los cuerpos del terraplén. Adicionalmente, es importante señalar que, en estos sitios, la carpeta de rodamiento presenta rasgos (fracturas, grietas, deformaciones y hundimientos) que expresan el evidente movimiento del terreno; con mayor importancia en el sitio 90. En consecuencia, se realizan constantemente trabajos de reparación para rectificar los daños en el pavimento asfáltico (Guzmán-Villa, 2022).

Por su parte, correspondiente a las capas subyacentes (segundas capas), presentan una estructura inconsistente, con contrastes variables de velocidad. Sus espesores varían de 3 a 5 m en sus extremos (NW-SE) y aumentan abruptamente de 10 a 30 m en las zonas centrales; estas últimas constituyen parte de la zona de hundimiento de los deslizamientos, que fue rellenado y ocupado posteriormente por estas capas. Tienen una V_p y V_s promedio de 1453 m/s y 733 m/s, respectivamente. La litología correspondiente al sitio 90, está constituida de conglomerado soportado por una matriz arenosa pobremente consolidada; mientras que la del sitio 91, se conforma por la interestratificación de arenisca y lutita. Asimismo, estas capas continúan presentando valores bajos en sus condiciones elásticas, geomecánicas y petrofísicas (sitio 90: incompetente a moderadamente

competente; sitio 91: moderadamente competente); no obstante, mejoran en comparación con las estimaciones obtenidas de las primeras capas.

Las terceras capas de ambos sitios, se distinguen por una geometría muy inconsistente, sin un espesor promedio apreciable y una destacada variación en la interfaz con la segunda capa. Presenta fuertes contrastes verticales y laterales de velocidad, que exhiben una estructura muy alterada, deformada y meteorizada; así como ciertas discontinuidades que se asocian claramente a los rasgos morfológicos del deslizamiento. Debido a estas características, se establece que en estas capas se desarrolló la superficie de falla. El sitio 90, presenta un aumento considerable de velocidad ($V_p = 2260$ m/s y $V_s = 1083$ m/s). Su litología se ha definido como arenisca con lentes de conglomerado; y en base a sus propiedades físicas se determinó como incompetente a moderadamente competente. Por su parte, en el sitio 91, la unidad presenta en promedio una $V_p = 1439$ m/s y $V_s = 862$ m/s. Su litología está conformada por la interestratificación de arenisca, lutita y conglomerado. En relación a sus características de resistencia se define como compacta (competente).

Para el caso de las unidades más profundas (cuartas capas), estas presentan una geometría relativamente constante, con algunas alteraciones en su estructura asociadas al deslizamiento. La capa del sitio 90, mantiene un espesor entre los 10 a 20 m; mientras que en el sitio 91, la capa solo se aprecia a lo largo de 130 m del perfil sobre el NW, con un espesor promedio de 33 m. No obstante, estas capas pueden ser más profundas, debido a que ya no se obtuvieron datos sísmicos más allá de los 80 m y 55 m de profundidad, respectivamente. En el sitio 90 se alcanzó una V_p promedio de 3159 m/s y una V_s 1265 m/s. Se determinó que esta litología está conformada de lutita y limolita bien consolidadas. Las condiciones físicas de esta capa la definieron como incompetente a ligeramente competente. Esta clasificación, según los parámetros geotécnicos, expone a esta capa, como la de peor competencia de la secuencia. Por su parte, el sitio 91 presenta una V_p promedio de 1757 m/s y una V_s 1060 m/s. Asimismo, se establece que su litología corresponde a la interestratificación de arenisca-lutita muy bien cementadas y compactadas. La calidad de esta capa se definió como compacta (competente). Para ambos sitios, la interfaz entre la capa 3 y 4, puede considerarse como el umbral crítico de rigidez, que separa el deslizamiento (materiales meteorizados y deformados) del basamento. Debido a esto, la cuarta capa correspondiente a cada sitio se establece como el basamento.

Como ya se mencionó anteriormente, es apreciable, que en el sitio 90 se presenta una anomalía en relación a las propiedades de la cuarta capa. Esta fue categorizada como la más incompetente por las estimaciones de los parámetros geotécnicos; sin embargo, los valores obtenidos de ρ y de las constantes elásticas y petrofísicas, demuestran que es la capa más rígida y resistente. Esta discrepancia está directamente relacionada con las altas velocidades de la onda P , y por consecuencia, se alteran los valores de σ , y este a su vez, descompone los de V_p/V_s , C_i , S_i y M_i . En particular, se observa que V_p aumenta considerablemente con relación a la profundidad. Esto

puede obedecer al contenido de humedad y a la porosidad de los materiales, en gran parte de la secuencia litológica. A causa de lo antes dicho, la anomalía por la alta V_p (> 2000 m/s), presentada a partir de la capa 2 y 3 (profundidad aprox. 30 m; 0 m.s.n.m), probablemente indique el nivel de aguas freáticas (N.A.F). En esencia, el aumento de V_p producirá el incremento de E , k , λ y M . Asimismo, los materiales parcial y completamente saturados son más densos y, por lo tanto, poseen valores más altos de σ ; lo que es apreciable en toda la secuencia litoestratigráfica.

Ante lo expuesto, se debe considerar que la influencia de humedad es mucho más evidente en las ondas P , debido a la diferencia entre la compresibilidad del aire y agua. Por lo regular, V_p aumenta con la presencia de disoluciones en los poros debido a que la compresibilidad del agua es mayor que la del aire. Por el contrario, las ondas S sólo se propagan a través de los minerales de los materiales, por ello, su velocidad permanece casi constante, independientemente del grado de saturación (Schön, 1996). Otro parámetro que influye fuertemente en V_p y V_s es la porosidad. Existe una relación inversa entre porosidad y velocidad, ya que la onda sufre una elevada atenuación al pasar de una fase sólida, a aire o líquido (en función del grado de saturación del material). Siendo también, esta influencia más importante en las ondas P que S ; asimismo, la heterogeneidad de la porosidad es la principal causa de variación de ρ en rocas sedimentarias (Kearey *et al.*, 2002).

Bajo este panorama, la discrepancia entre las estimaciones de constantes elásticas y parámetros geotécnicos, puede dar lugar a erradas interpretaciones (definir la competencia y resistencia de las unidades litológicas). Por consiguiente, se debe de tener juicio y veracidad para identificar estas anomalías y obtener una correlación e interpretación acertada.

Adicionalmente, cabe señalar que las precipitaciones y lluvias atípicas (intensas y prolongadas), a través de la escorrentía superficial, causan la infiltración de agua en el subsuelo, provocando el aumento de nivel de agua subterránea (N.A.F) que, a su vez contribuye a la erosión, aumento de presión de poro, así como a la saturación y variación del peso del terreno. Si la infiltración alcanza la interfaz entre el deslizamiento y basamento, puede llegar a definir y controlar el comportamiento de la superficie crítica de falla, donde es suficiente que pequeños incrementos de presión de poro disminuyan el esfuerzo efectivo, para generar la reactivación del deslizamiento (Uhlemann *et al.*, 2016).

Por otro lado, se deduce que, las deleznable condiciones de las estructuras internas, correspondan a la perturbación y deformación ocasionada por los deslizamientos y a los fuertes procesos de meteorización y erosión (particularmente las terceras capas). Lo que generó, la alta densidad de porosidad, fisuras y otras discontinuidades, al igual que la desintegración y/o descomposición de las unidades. Condiciones, que se observan en las facies litológicas expuestas en acantilados, escarpes y taludes. Adicionalmente, se debe

considerar que la meteorización, generalmente disminuye con relación a la profundidad y, por tal razón, también determina el aumento de V_p y V_s en las capas más profundas (basamento).

Como contexto general, estas condiciones y características se ven reflejadas, de manera más relevante, en las estimaciones de ρ , σ , μ y E ; que suelen considerarse las de mayor importancia. De esta manera, a menor μ , corresponde una baja rigidez, es decir, los materiales poseen poca resistencia a los esfuerzos cortantes (ángulo de fricción interna); y eso es, en efecto, la potencial ocurrencia de fallas. Asimismo, bajos valores de E , indican materiales poco resistentes a la deformación (flexibles o blandos) y, en consecuencia, se deforman. En cambio, altas estimaciones de μ y E , corresponden a materiales rígidos y resistentes y por tal motivo, disponen de mayor resistencia a los esfuerzos cortantes y deformacionales. En este sentido, es evidente que las propiedades de μ y E está directamente relacionadas con ρ y σ y estas a su vez con V_p y V_s .

La estimación por medio de funciones y relaciones empíricas del ángulo de fricción interna φ , la cohesión c , la resistencia de los macizos (σ_m) e índices de geotécnicos (RMR, Q y GSI), arrojaron aproximaciones muy razonables que, al ser correlacionadas con información y observaciones científicas, presentaron tendencias muy ajustadas.

Es importante considerar que, estos criterios se componen intrínsecamente por una serie de métodos empíricos muy sensibles. Esto puede arrojar estimaciones con cierto grado de incertidumbre que, por lo general, subestiman y/o sobreestiman los valores reales que poseen los geomateriales y que además no consideran, en lo particular, el carácter anisotrópico y heterogéneo. Por lo tanto, se debe tener especial cuidado, dado que la información estimada, no siempre es acertada, útil y/o aplicable, debido a la complejidad de los medios geológicos, que requiere rigurosamente, de mayor detalle y precisión, en comparación a lo que representan las aproximaciones empíricas.

Lo anterior enfatiza la importancia de evaluar y actualizar constantemente estas relaciones, lo cual es necesario para su fiabilidad y correcto uso. Esto se verá reflejado en la disminución de las incertidumbres y en su efecto poco significativo y por consecuencia se conseguirá un fuerte grado de confianza. Adicionalmente, cabe señalar que la mayor parte de las expresiones empíricas se desarrollan en función de ciertos materiales (suelos y rocas). Por ello, su acertada elección representará el buen funcionamiento de las mismas, por tanto, se recomienda que, *a priori* se estudie y verifique que su aplicación sea a fin a lo que se busca obtener y/o resolver.

Es así que, dada su naturaleza empírica, esta metodología debe utilizarse con carácter orientativo y aproximado. Siendo especialmente útil, para aplicaciones relacionadas con etapas preliminares de diseño en proyectos geotécnicos y de ingeniería civil. Además, estas relaciones representan herramientas muy eficaces cuando no se dispone de información suficiente debido a limitaciones y dificultades en la obtención de datos.

7. Conclusiones

El estudio detallado de deslizamientos requiere de enfoques metodológicos capaces de determinar las condiciones y características (tanto de la superficie como del subsuelo) de los sitios donde se originan estos procesos geológicos complejos.

En el presente trabajo, a partir de V_p y V_s se estimó la densidad, las constantes elásticas, así como parámetros geotécnicos y petrofísicos. Asimismo, a través de funciones y correlaciones empíricas se obtuvieron aproximaciones de las propiedades de resistencia y adicionalmente se establecieron índices de calidad por medio de clasificaciones geomecánicas.

Con ello, se determinaron las propiedades físicas y mecánicas del subsuelo, obteniendo información de su distribución espacial con apoyo de imágenes sísmicas 2D. De esta manera, se definieron y evaluaron las condiciones de inestabilidad de dos sitios donde se presentan deslizamientos. Asimismo, las propiedades estimadas establecen la resistencia y competencia de los materiales del subsuelo, que se considera en gran medida, para propósitos de ingeniería geotécnica y de otros fines de infraestructura civil (diseño y análisis de cimentaciones, estructuras y sostenimientos).

Las imágenes de las secciones transversales del subsuelo (modelos 2D), nos permitieron determinar que, en ambos sitios, el terreno se conforma por una secuencia litológica sedimentaria. Asimismo, los fuertes contrastes verticales y laterales de V_p y V_s exhiben la presencia de cuatro unidades principales, que presentan geometrías subhorizontales e interfaces irregulares, a la vez que delimitan y definen superficies de falla y ciertos rasgos estructurales (discontinuidades) asociados a la morfología de deslizamientos.

Por su parte, mediante las propiedades elásticas, geomecánicas y petrofísicas, se establecieron las resistencias y competencias de las facies. Para ambos sitios, se identificó que las capas superficiales, donde se desplantó la CF1D, corresponden a las más incompetentes, por lo tanto, poseen baja resistencia a los esfuerzos cortantes y deformacionales. Lo que se ve expuesto en las discontinuidades, deformaciones y hundimientos generados en los cuerpos del terraplén.

Las segundas capas, alteradas antrópicamente durante la construcción de la CF1D, forman parte de masas desplazadas de deslizamientos, siendo también integradas por sedimentos y materiales antrópicos que terminaron de rellenar y ocupar las zonas de hundimiento. Estas capas continúan presentando valores bajos en sus propiedades físicas y mecánicas.

Las terceras capas, presentan una estructura muy alterada, deformada y meteorizada. A pesar de tener propiedades relativamente resistentes, se infiere que en estas unidades se originaron superficies de deslizamientos. Debido a esto, debieron existir considerables fuerzas externas que favorecieron el aumento de los esfuerzos cortantes en los materiales.

Así también, se definió que las interfaces de las capas 3 y 4, representan los umbrales críticos de rigidez que delimitan las superficies de deslizamiento con el basamento. Por lo tanto, se ha determinado que las cuartas capas conforman los basamentos de los sitios. Donde, derivado de sus propiedades físicas, es posible que los esfuerzos cortantes y deformacionales estén controlados por la alta rigidez y resistencia de sus materiales.

Con relación al sitio 90, es apreciable que, a partir de la segunda capa, las estimaciones generadas arrojan valores muy altos en ciertas propiedades, lo que se está influenciado por el contenido de agua en el medio, por lo tanto, a la altura de la interfaz de la capa 3 y 4 se ha asignado como el posible N.A.F. Por su parte, en el sitio 91, no se presentan condiciones hidrogeológicas apreciables.

Es importante señalar que, en ambos sitios, se construyeron galerías filtrantes como obras correctivas. Esto con la finalidad de mitigar las condiciones de inestabilidad, a través de la captación, drenaje y conducción del agua subterránea fuera del subsuelo. No obstante, se debe considerar que, si las vías de agua subterránea se modifican (reducen y/o se obstruyen) cambiarán las condiciones y comportamiento hidrogeológico y por lo tanto se debe evaluar la posible formación de fallas relativamente profundas. Adicionalmente, también se debe considerar que durante el periodo de sequías, se pueden presentar deformaciones lentas, ocasionadas por ajustes locales, relacionados con el equilibrio en el campo de esfuerzos (tensión-compresión).

En este contexto, V_p y V_s aumentan de manera gradual con relación a la profundidad, que determina que los valores de las constantes elásticas también incrementaran y, por tanto, esto indica que el subsuelo es más denso, rígido y resistente a medida que aumenta la profundidad. Por otro lado, los bajos valores elásticos, corresponden a materiales pocos densos, de baja rigidez y, por ende, poseen poca resistencia a los esfuerzos cortantes y deformacionales. En consecuencia, es muy probable que se originen deformaciones, fallas y otras discontinuidades. Adicionalmente, la presencia de agua en el medio afecta las propiedades mecánicas de los materiales, disminuyendo aún más su resistencia conforme aumenta el contenido de agua.

Bajo el anterior panorama, las condiciones de inestabilidad se consideran más altas en el sitio 90. La contrastaste competencia de las unidades litológicas puede generar planos de falla en sus interfaces (en particular entre la tercera y cuarta facie), donde el estado y comportamiento hidrogeológico es determinante para favorecer la inestabilidad. En este sentido, es probable que las areniscas (tercera capa) hayan tenido cierta porosidad y permeabilidad que favoreció la precipitación de carbonato de calcio y que le confirió rigidez a la roca, eliminando

la porosidad y permeabilidad y, por lo tanto, esta unidad puede comportarse de manera impermeable. Mientras que las lutitas y limolitas, al no ser tan porosas, no permitieron la cementación, lo que las hace susceptibles de absorber agua y comportarse de manera dúctil favoreciendo los deslizamientos.

Por su parte, el sitio 91 presenta condiciones equilibradas a través de toda la estructura estratigráfica. No obstante, los valores de sus propiedades son de bajos a regulares, además las características de interestratificación en toda la secuencia también son propicias a presentar planos de debilidad. Adicionalmente, en los afloramientos y modelos 2D, se observa la existencia de fracturas y fallas, que muy posiblemente condicionen la inestabilidad del sitio.

Es así que, debido a las condiciones y características geológicas que presentan los sitios (estratigrafía contrastante, interestratificación y discontinuidades), se infiere que los mecanismos de falla de los deslizamientos se desarrollaron a través de superficies curvas o circulares. Por lo general, este tipo de procesos ocurren en rocas blandas, débiles y alteradas (poco competentes), que presentan un comportamiento isotrópico. No obstante, las características específicas de los planos de discontinuidad y debilidad definirán el modelo de falla, que puede dar lugar a superficies planas (deslizamientos traslacionales) y profundas.

En este sentido, las condiciones de inestabilidad de los sitios caracterizados, son producidas por deslizamientos de tipo rotacional que, de acuerdo a su estado de actividad, distribución espacial y tipología, se definen como activos (presentan movimiento actual), progresivos (las superficies de falla se extienden en dirección del movimiento) y múltiples (desarrollan repetidamente el mismo tipo de movimiento); asimismo, según su escala de velocidad, se pueden clasificar como muy lentos (60 mm/año). Sin embargo, y como ya se mencionó anteriormente, las condiciones de estos procesos geológicos complejos están determinadas e influenciadas por diversos factores y, por lo tanto, estas pueden modificarse de manera súbita y en cualquier momento. Por ello, se infiere, el desarrollo de nuevas superficies de deslizamiento y la potencial reactivación y/o aceleración de las ya existentes (particularmente la del sitio 90), a causa, principalmente, de cambios en el comportamiento hidrogeológico (a partir de fuertes lluvias atípicas) y de la actividad tectónica y sísmica que se presenta en la región. La evaluación e interpretación de las características y estados de los deslizamientos, se realizó mediante el reconocimiento superficial y subterráneo de los atributos geomorfológicos de los sitios, a través de recorridos y observaciones en campo, imágenes satelitales, modelos digitales de elevación (fotogrametría) y modelos del subsuelo (imágenes sísmicas). Lo anterior, con base en las propiedades elásticas, geomecánicas y geotécnicas obtenidas en el presente trabajo.

Así también, es importante señalar que, los deslizamientos de estos sitios fueron reactivados por las acciones antrópicas de la construcción de la CF1D, generando, además la formación de nuevas superficies de falla. Lo

anterior, ocasionado por las modificaciones del relieve y los cambios en el estado de esfuerzos del terreno (p. ej. cortes, excavaciones, cuerpos del terraplén y tránsito vehicular). Adicionalmente, las causas que provocaron los deslizamientos y que inciden actualmente en los procesos de inestabilidad, son resultado de las modificaciones del estado hidrogeológico (agua subterránea, precipitaciones y lluvias atípicas), la competencia de las unidades litológicas y las características del relieve, así como por los agresivos procesos de meteorización y erosión (p. ej. humedad, viento y marea-oleaje), la actividad sísmica y las sobrecargas estáticas y dinámicas antrópicas (reencarpados, obras correctivas e infraestructura civil). Estos factores condicionan y desencadenan en diferente grado y manera la inestabilidad del terreno, al alterar y debilitar progresivamente a los geomateriales, lo que reduce su rigidez y resistencia cortante-deformacional y, que en consecuencia produce zonas de debilidad. A fin de lo anterior y de la importante actividad tectónica de la región, se debe considerar que, durante un sismo, se produce el aumento gradual en el esfuerzo elástico de los materiales, lo que lleva a exceder la fricción interna de estos, y que finalmente provoca la falla a lo largo de una superficie de debilidad.

En conclusión, estos sitios no deben considerarse para propósitos y fines de ingeniería e infraestructura civil. Asimismo, se recomienda el cierre y reubicación del tramo de la CF1D que cruza a lo largo de la RBS. La construcción de nuevos caminos debe garantizar rentabilidad, accesibilidad, eficiencia, seguridad, sostenibilidad y calidad; elementos que la CF1D no cumple, al ser una vía de alto riesgo de desastre por deslizamientos. En términos generales, las condiciones potencialmente inestables de la RBS ponen en riesgo vidas humanas, la infraestructura, la propiedad y las actividades socioeconómicas de la región. Por consiguiente, las autoridades y tomadores de decisiones deben concientizar e implementar medidas contundentes para mitigar y reducir el riesgo de desastre y del mismo modo, establecer políticas determinantes de ordenamiento territorial y de uso de suelo.

En resumen, esta metodología destaca los beneficios y ventajas de estimar a través V_p y V_s la densidad, los módulos elásticos y algunos parámetros geotécnicos y petrofísicos y que, de esta manera, es posible determinar las propiedades elásticas y geomecánicas de los materiales. Y, asimismo, por medio del empleo de V_p y V_s se construyen imágenes de las secciones transversales del subsuelo, logrando así, definir e interpretar a detalle la distribución espacial de las propiedades y geometrías de las secuencias litoestratigráficas y estructuras geológicas internas. Lo anterior, permitió llevar cabo la caracterización geotécnica de sitios potencialmente inestables. Finalmente, los resultados de este trabajo, proporcionan nuevos y relevantes datos que establecen importantes avances en la comprensión y conocimiento de las condiciones de inestabilidad de los sitios 90 y 91 y a su vez, se enfatiza la trascendencia del poderoso enfoque metodológico, demostrando que se puede aplicar de manera efectiva y confiable para caracterizaciones geotécnicas en el estudio de deslizamientos.

Por otra parte, es importante señalar, que la geofísica aplicada es de bastante utilidad y relevancia para la ingeniería geotécnica. Contexto, donde las técnicas sísmicas representan ser las más adecuadas, para su aplicación en estudios del subsuelo somero. Lo anterior, debido a que la información sísmica obtenida depende directamente de las propiedades físicas de los materiales. Si bien, mediante estudios geotécnicos convencionales (exploración, sondeos y pruebas de laboratorio) es posible determinar las propiedades geomecánicas del subsuelo, no siempre es posible ejecutarlos, ya que se vuelven poco prácticos y/o desafiantes y rodeados de dificultades. Adicionalmente, son de limitada representatividad espacial y suelen ser muy costosos e invasivos, a la vez que conlleva considerable tiempo llevarlos a cabo; particularmente en relieves accidentados. Mientras que, los métodos sísmicos suelen ser medios oportunos y eficientes para establecer grandes escalas de información espacial, destacado además por ser medios prácticos, rentables, rápidos y no destructivos. Es así que, SRT y MASW se utilizan exitosamente para la caracterización geotécnica de sitios y de zonas inestables. No obstante, en algunos casos, se recomienda la integración y aplicación conjunta con métodos geotécnicos. Lo que permitirá correlacionar la información obtenida y que es esencial para aumentar la certeza y confianza en la interpretación de los resultados y a su vez reducir las incertidumbres.

8. Literatura citada

- Abbas, M. A., & Abdelgowad, A. M. (2024). Application of seismic refraction and MASW geophysical techniques to characterize the subsoil structure under damaged buildings in Qeft city, Upper Egypt. *Model. Earth Syst. Environ.* 10, 3547–3557. <https://doi-org.pbidi.unam.mx:2443/10.1007/s40808-024-01960-1>
- Abbott, P.L., Suárez-Vidal, F., Sangines, E. & Rendina, M. (1993). South Coast Geological Society, Baja California field-trip road log. In: Abbott, P.L., Sanguines, E.M. and Rendina, M.A. (Eds.), *Geologic investigations in Baja California, Mexico*. Annual field-trip guide book No. 21, South Coast Geological Society, Inc., Santa Ana, CA, USA., (pp. 194-216).
- Abudeif, A. M., Raef, A. E., Moneim, A. A., Mohammed, M. A., & Farrag, A. F. (2017). Dynamic geotechnical properties evaluation of a candidate nuclear power plant site (NPP): P-and S-waves seismic refraction technique, North Western Coast, Egypt. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 99, 124-136. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2017.05.006>
- Abudeif, A. M., Abdel Aal, G. Z., Abdelbaky, N. F., Abdel Gowad, A. M., & Mohammed, M. A. (2023). Evaluation of engineering site and subsurface structures using seismic refraction tomography: a case study of Abydos site, Sohag governorate, Egypt. *Applied Sciences*, 13(4), 2745. <https://doi.org/10.3390/app13042745>
- Alcántara-Ayala, I. (2000). Landslides: ¿deslizamientos o movimientos del terreno? Definición, clasificaciones y terminología. *Investigaciones Geográficas*, (41), 7-25.
- Alexopoulos, J. D., Dilalos, S., Voulgaris, N., Gkosios, V., Giannopoulos, I. K., Kapetanidis, V., & Kaviris, G. (2023). The Contribution of Near-Surface Geophysics for the Site Characterization of Seismological Stations. *Applied Sciences*, 13(8), 4932. <https://doi.org/10.3390/app13084932>
- Ambraseys, N., & Bilham, R. (2011). Corruption kills. *Nature*, 469, 153–155. <https://doi.org/10.1038/469153a>
- Andrade-García, P. (2016). Análisis del deslizamiento en la carretera Tijuana-Ensenada (km 93+50) a partir de modelos de relieve de alta resolución espacial. Tesis de Maestría en Ciencias. Centro de Investigación Científica y de Educación Superior de Ensenada, Baja California. 64 pp.
- Arellano, S. L. (2014). Ensenada ha perdido 100 mdd por hundimiento de carretera Escénica. *Uniradio Informa*. Consultado el 10 de diciembre 2022, de: <https://www.uniradioinforma.com/baja-california/ensenada-ha-perdido-100-mdd-hundimiento-carretera-escenica-n264861>
- Arriaga-Ramírez, S., & Cavazos, T. (2010). Regional trends of daily precipitation indices in northwest Mexico and southwest United States, *J. Geophys. Res.*, 115, D14111, <https://doi:10.1029/2009JD013248>
- Babacan, A. E., Gelisli, K., & Tweeton, D. (2018). Refraction and amplitude attenuation tomography for bedrock characterization: Trabzon case (Turkey). *Engineering Geology*, 245, 344-355. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2018.09.008>
- Bianco, E. (2011). Rock physics cheatsheet. Consultado el 12 de abril de 2024, de: <https://agilescientific.com/blog/2011/3/7/rock-physics-cheatsheet.html?rq=rock%20physics>
- Bieniawski, Z. T. (1989). *Engineering rock mass classifications: a complete manual for engineers and geologists in mining, civil, and petroleum engineering*. John Wiley & Sons.

- Bieniawski, Z. T. (2011). Errores en la aplicación de las clasificaciones geomecánicas y su corrección. *Ingeopres: Actualidad técnica de ingeniería civil, minería, geología y medio ambiente*, (208), 10-21.
- Bogoslovsky, V. A., & Ogilvy, A. A. (1977). Geophysical methods for the investigation of landslides. *Geophysics*, 42 (3), 562-571.
- Bowles, J. E. (1996). *Foundation analysis and design*. McGraw-Hill.
- Brocher, T. M. (2005). Empirical relations between elastic wavespeeds and density in the Earth's crust. *Bulletin of the seismological Society of America*, 95(6), 2081-2092.
- Calamita, G., Serlenga, V., Stabile, T.A. *et al.* (2019). An integrated geophysical approach for urban underground characterization: the Avigliano town (southern Italy) case study. *Geomatics, Natural Hazards and Risk*, 10:1, 412-432, <https://doi.org/10.1080/19475705.2018.1526220>
- Chang, C., Zoback, M. D., & Khaksar, A. (2006). Empirical relations between rock strength and physical properties in sedimentary rocks. *Journal of Petroleum Science and Engineering*, 51(3-4), 223-237. <https://doi.org/10.1016/j.petrol.2006.01.003>
- Caminos y Puentes Federales de Ingresos y Servicios Conexos. (1982). Autopista Tijuana Ensenada Deslizamientos... Consolidación, 1977-1980.
- Caminos y Puentes Federales de Ingresos y Servicios Conexos. (2018). Libro Blanco, Estabilización de la Bahía Salsipuedes del km 84+000 al km 98+000 de la Autopista Tijuana Ensenada.
- Cornforth, D. H. (2005). *Landslides in practice*. Jhon Wiley & Sons.
- Cruden, D. M., & Varnes D. J. (1996). Landslide Types and Processes. In Turner, A. K. y R. L. Schuster (Eds.), *Landslides: Investigation and Mitigation*. Transportation Research Board, Special Report 247, National Academy of Press, (pp. 36-75).
- Cruz-Castillo, M., & Delgado-Argote, L. A. (1999). Descripción Geológica y Estructural de la Zona de Deslizamientos Salsipuedes - Cíbola del Mar, Ensenada, Baja California. *Geos*, 19(3), 159-174.
- Cruz-Castillo, M., & Delgado-Argote, L. A. (2000). Los Deslizamientos de la Carretera de Cuota Tijuana-Ensenada, Baja California. *Geos*, 20(4), 418 - 432.
- Das, B. M. (2019). *Advanced soil mechanics*. CRC press.
- Del-Toro-Guerrero, F. & Kretschmar, T. (2020). Precipitation-temperature variability and drought episodes in northwest Baja California, México. *Journal of Hydrology: Regional Studies*, 27, 100653. <https://doi.org/10.1016/j.ejrh.2019.100653>
- Domínguez, J. C. (2015). Obra cara, indebida e inconclusa en la carretera Escénica Tijuana-Ensenada en Baja California. *Sin Embargo*. Consultado el 10 de diciembre 2022, de: <https://www.sinembargo.mx/31-07-2015/1431479>
- Eroshin, A. (2013). Mexico: Tijuana-Ensenada scenic road collapses. *Earth Changes and the Pole Shift*. Consultado el 10 de diciembre 2022, de: <https://poleshift.ning.com/profiles/blogs/mexico-tijuana-ensenada-scenic-road-collapses>
- Everett, M. E. (2013). *Near-surface applied geophysics*. Cambridge University Press.

- Fan, X., Dufresne, A., Whiteley, J., Yunus, A. P., *et al.* (2021). Recent technological and methodological advances for the investigation of landslide dams. *Earth-Science Reviews*, 218, 103646. <https://doi.org/10.1016/j.earscirev.2021.103646>
- Froude, M., & Petley, D. (2018). Global fatal landslide occurrence from 2004 to 2016. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 18 (8), 2161-2181. <https://doi.org/10.5194/nhess-18-2161-2018>
- Galera, J. M., Álvarez, M., & Bieniawski, Z. T. (2007). Evaluation of the deformation modulus of rock masses using RMR. Comparison with dilatometer tests. In *Workshop: Underground Works under Special Conditions*.
- Gardner, G. H. F., Gardner, L. W., & Gregory, A. R. (1974). Formation velocity and density—The diagnostic basics for stratigraphic traps. *Geophysics*, 39(6), 770-780.
- Gastil, R. G., Phillips, R. P., & Allison, E. C. (1975). Reconnaissance geology of the state of Baja California. *Geological Society of America Memoir*, 140, 170 pp.
- Gercek, H. (2007). Poisson's ratio values for rocks. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 44(1), 1-13.
- Gómez-Castillo, G. (2010). Peligro Geológico en la Zona de Playa Saldamando - el Mirador en la Autopista Tijuana – Ensenada. Tesis de Maestría en Ciencias. Centro de Investigación Científica y de Educación Superior de Ensenada, Baja California. 87 pp.
- González-Blandón, C. M., & Romo-Organista, M. P. (2011). Estimación de propiedades dinámicas de arcillas. *Ingeniería sísmica*, (84), 1-23.
- González de Vallejo, L. I., & Ferrer, G. M. (2011). *Geological engineering*. CRC press.
- Gudmundsson, A. (2011). *Rock fractures in geological processes*. Cambridge University Press.
- Guedes, V. J. C. B., Borges, W. R., da Cunha, L. S., & Maciel, S. T. R. (2023). Characterization of an earth dam in Brazil from seismic refraction tomography and multichannel analysis of surface waves. *Journal of Applied Geophysics*, 208, 104893. <https://doi.org/10.1016/j.jappgeo.2022.104893>
- Guzmán-Villa, M. F. (2022). Refracción sísmica y MASW para la caracterización de dos deslizamientos rotacionales en la Carretera Federal 1D, Ensenada, Baja California, México. Tesis de Maestría en Ciencias. Centro de Investigación Científica y de Educación Superior de Ensenada, Baja California. 110 p. <http://cicese.repositorioinstitucional.mx/jspui/handle/1007/3787>
- Hack, R. (2000). Geophysics for slope stability. *Surveys in Geophysics*, 21, 423–448. <https://doi.org/10.1023/A:1006797126800>
- Hibert, C., Grandjean, G., Bitri, A., Travelletti, J., & Malet, J. P. (2012). Characterizing landslides through geophysical data fusion: Example of the La Valette landslide (France). *Engineering Geology*, 128, 23-29 <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2011.05.001>
- Highland, L. M., & Bobrowsky, P. (2008). *The landslide handbook—A guide to understanding landslides*. Circular 1325. U.S. Geological Survey.
- Hillel, D. (2013). *Introduction to soil physics*. Academic press.

- Hoek, E., & Brown, E. T. (2019). The Hoek–Brown failure criterion and GSI–2018 edition. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 11(3), 445-463. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2018.08.001>
- Holtz, R. D., Kovacs, W. D., & Sheahan, T. C. (2023). *An introduction to geotechnical engineering*. Pearson Education.
- Huntley, D., Bobrowsky, P., & Hendry, M. (2019). Multi-technique Geophysical Investigation of a Very Slow-moving Landslide Near Ashcroft, British Columbia, Canada. *Journal of Environmental and Engineering Geophysics* 24 (1): 87–110. doi: <https://doi.org/10.2113/JEEG24.1.87>
- Hussain, Y., Schlögel, R., Innocenti, A., Hamza, O., Iannucci, R., Martino, S., & Havenith, H. B. (2022). Review on the geophysical and UAV-based methods applied to landslides. *Remote Sensing*, 14(18), 4564. <https://doi.org/10.3390/rs14184564>
- International Association of Engineering Geology - Commission on Landslides. (1990). Suggested nomenclature for landslides. *Bulletin International Association of Engineering Geology*, 41, 13-16.
- International Geotechnical Societies UNESCO Working Party on World Landslide Inventory, The Canadian Geotechnical Society. (1993). Multilingual landslide glossary, BiTech Publishers, Richmond, British Columbia, Canada.
- Ishihara, K. (1996). *Soil behaviour in earthquake geotechnics*. Oxford University Press.
- International Society for Rock Mechanics. (1978). Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities in Rock Masses. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 15, 319-368.
- Jaboyedoff, M., Del Gaudio, V., Derron, M. H., Grandjean, G., & Jongmans, D. (2019). Characterizing and monitoring landslide processes using remote sensing and geophysics. *Eng. Geol*, 259, 105167. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2019.105167>
- Jaky, J. (1944). The Coefficient of Earth Pressure at Rest. *Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers*, Vol. 7, 355-358.
- Jongmans, D., & Garambois, S. (2007). Geophysical investigation of landslides: a review. *Bulletin de la Société Géologique de France*, 178(2), 101-112. <https://doi.org/10.2113/gssgfbull.178.2.101>
- Kearey, P., Brooks, M., & Hill, I. (2002). *An Introduction to Geophysical Exploration*. Blackwell Science.
- Keller, A. E., & Blodgett, H. R. (2004). *Riesgos Naturales*. Prentice Hall.
- Khalil, M. H., & Hanafy, S. M. (2008). Engineering applications of seismic refraction method: A field example at Wadi Wardan, Northeast Gulf of Suez, Sinai, Egypt. *Journal of Applied Geophysics*, 65(3-4), 132-141.
- Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical earthquake engineering*. Pearson Education.
- Larsen, I., & Montgomery, D. (2012). Landslide erosion coupled to tectonics and river incision. *Nature Geosci*, 5, 468–473. <https://doi.org/10.1038/ngeo1479>
- Legg, M.R., Wong, V., & Suárez, F. (1991). Geologic structure and tectonics of the inner Continental Borderland of northern Baja California. In: Paul Dauphin and Bernard Simoneit, (Eds.), *The gulf and peninsular province of the Californias*, American Association of Petroleum Geologists, Memoir 47, p. 145-177.

- Lowrie, W. (2007). *Fundamentals of geophysics*. Cambridge University Press.
- Malehmir, A., Socco, L.V., Bastani, M. *et al.* (2016). Near-Surface Geophysical Characterization of Areas Prone to Natural Hazards: A Review of the Current and Perspective on the Future. In: L. Nielsen (Ed.), *Advances in Geophysics* (pp. 51–146). <http://dx.doi.org/10.1016/bs.agph.2016.08.001>
- Mavko, G., Mukerji, T., & Dvorkin, J. (2009). *The Rock Physics Handbook: Tools for Seismic Analysis of Porous Media*. Cambridge University Press.
- McCann, D. M., & Forster, A. (1990). Reconnaissance geophysical methods in landslide investigations. *Engineering Geology*, 29, 59-78. [https://doi.org/10.1016/0013-7952\(90\)90082-C](https://doi.org/10.1016/0013-7952(90)90082-C)
- Minnich, R., Franco-Vizcaíno, E., & Dezzanni, R. (2000). The el niño/southern oscillation and precipitation variability in Baja California, Mexico. *Atmósfera*, 13, 1–20. https://www.scielo.org.mx/scielo.php?pid=S0187-6236200000100001&script=sci_arttext&tlng=en
- Mohammed, M., Abudeif, A., & Abd El-aal, A. (2020). Engineering geotechnical evaluation of soil for foundation purposes using shallow seismic refraction and MASW in 15th Mayo, Egypt. *Journal of African Earth Sciences*, 162, 103721. <https://doi.org/10.1016/j.jafrearsci.2019.103721>
- Norwegian Geotechnical Institute. (2015). Using the Q-system. Rock mass classification and support design. NGI. <http://www.ngi.no/>
- Ozturk, U., Bozzolan, E., Holcombe, E. A., Shukla, R., Pianosi, F., & Wagener, T. (2022). How climate change and unplanned urban sprawl bring more landslides. *Nature*, 608 (7922), 262-265.
- Park, C. B., Miller, R. D., Xia, J., & Ivanov, J. (2007). Multichannel analysis of surface waves (MASW)—active and passive methods. *The leading edge*, 26(1), 60-64. <https://doi.org/10.1190/1.2431832>
- Park Seismic. (2021). Seismic Survey. Consultado el 20 de diciembre de 2021, de: <https://www.parkseismic.com/whatisseismicsurvey/>
- Pasierb, B., Grodecki, M. & Gwózdź, R. (2019). Geophysical and geotechnical approach to a landslide stability assessment: a case study. *Acta Geophys*, 67, 1823–1834. <https://doi.org/10.1007/s11600-019-00338-7>
- Pazzi, V., Morelli, S., & Fanti, R. (2019). A review of the advantages and limitations of geophysical investigations in landslide studies. *International Journal of Geophysics*, 2019(1), 2983087. <https://doi.org/10.1155/2019/2983087>
- Pegah, E., & Liu, H. (2016) Application of near-surface seismic refraction tomography and multichannel analysis of surface waves for geotechnical site characterizations: A case study. *Engineering Geology*, 208, 100-113. <https://doi:10.1016/j.enggeo.2016.04.021>
- Petley, D. N., Bulmer, M. H., & Murphy, W. (2002). Patterns of movement in rotational and translational landslides. *Geology*, 30 (8), 719-722. [https://doi.org/10.1130/0091-7613\(2002\)030<0719:POMIRA>2.0.CO;2](https://doi.org/10.1130/0091-7613(2002)030<0719:POMIRA>2.0.CO;2)
- Petley, D. (2012). Global patterns of loss of life from landslides. *Geology*, 40 (10), 927–930. <https://doi.org/10.1130/G33217.1>
- Pérez-Flores, M. A., Delgado-Argote, L. A., & Herrera-Barrientos, F. (2014). Estructura geoelectrica de la zona de deslizamientos de la villa San Miguel, Ensenada, Baja California. *Geos*, 34(2), 1-9.

- Perrone, A. (2020). Lessons learned by 10 years of geophysical measurements with Civil Protection in Basilicata (Italy) landslide areas. *Landslides*, 18(4), 1499-1508. <https://doi.org/10.1007/s10346-020-01584-3>
- Perrone, A., Canora, F., Calamita, G., Bellanova, J., *et al.* (2021). A multidisciplinary approach for landslide residual risk assessment: the Pomarico landslide (Basilicata Region, Southern Italy) case study. *Landslides*, 18, 353-365. <https://doi.org/10.1007/s10346-020-01526-z>
- Pollock, W., & Wartman, J. (2020). Human vulnerability to landslides. *GeoHealth*, 4, e2020GH000287. <https://doi.org/10.1029/2020GH000287>
- Popescu, M.E., & Sasahara, K. (2009). Engineering Measures for Landslide Disaster Mitigation. In: Sassa, K., Canuti, P. (Eds), *Landslides – Disaster Risk Reduction*. Springer, Berlin, Heidelberg. https://doi.org/10.1007/978-3-540-69970-5_32
- Rajput, S., & Thakur, N. K. (2016). Chapter 5 - Rock Properties. In: Rajput, S., Thakur, N. K. (Eds.) *Geological Controls for Gas Hydrate Formations and Unconventionals* (pp. 131-164). Elsevier.
- Reynolds, J.M. (2011). *An introduction to applied and environmental geophysics*. John Wiley & Sons.
- Rico, A., Springall, G., & Mendoza, A. (1976). Investigations of instability and remedial works on the Tijuana-Ensenada highway, Mexico. *Géotechnique*, 26(4), 577-590.
- Rosete-Vergés, F. A., Pérez-Damián, J. L., & Bocco, G. (2008). Cambio de uso del suelo y vegetación en la Península de Baja California, México. *Investigaciones geográficas*, (67), 39-58. http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S018846112008000300004&lng=es&tlng=es.
- Salem, H. S. (2000). Poisson's ratio and the porosity of surface soils and shallow sediments, determined from seismic compressional and shear wave velocities. *Geotechnique*, 50(4), 461-463. <https://doi.org/10.1680/geot.2000.50.4.461>
- Sarkar, R., Kolathayar, S., Drukpa, D. *et al.* (2021) Near-surface seismic refraction tomography and MASW for site characterization in Phuentsholing, Bhutan Himalaya. *SN Appl. Sci.* 3, 394. <https://doi.org/10.1007/s42452-021-04347-4>
- Sarychikhina, O., Gómez-Palacios, D., Delgado-Argote, L. A., & González-Ortega, A. (2021). Application of satellite SAR interferometry for the detection and monitoring of landslides along the Tijuana - Ensenada Scenic Highway, Baja California, Mexico. *Journal of South American Earth Sciences*, 107, 103030. <https://doi.org/10.1016/j.jsames.2020.103030>
- Schön, H. J. (2015). Chapter 6 - Elastic Properties. In: Jürgen H. Schön (Ed.), *Developments in Petroleum Science*, 65 (pp. 167-268). Elsevier. <https://doi.org/10.1016/B978-0-08-100404-3.00006-8>.
- Secretaría de Comunicaciones y Transportes. (2015). Manifestación de Impacto Ambiental, Modalidad Regional para el proyecto denominado “Carretera Tijuana Ensenada, tramo Tijuana Ensenada km 578+000 al 602+534.17”.
- Secretaría de Comunicaciones y Transportes (2016). Manual de diseño y construcción de túneles de carretera. Capítulo 4. Integración geotécnica y diseño preliminar. Dirección General de Servicios Técnicos. https://www.sct.gob.mx/fileadmin/DireccionesGrales/DGST/Manuales/Manual_Tuneles/CA_P04.pdf

- Senkaya, M., Babacan, A.E., Karşlı, H. *et al.* (2022). Origins of diverse present displacements in a paleo-landslide area (Isiklar, Trabzon, northeast Turkey). *Environ Earth Sci* 81, 245. <https://doi.org/10.1007/s12665-022-10372-2>
- Servicio Geológico Mexicano. (2003). Carta geológica-minera, Ensenada H11-2, Baja California. México.
- Shebl, S., Gemail, K. S., Attwa, M., Soliman, S. A., Azab, A., & Farag, M. H. (2019). Utilizing shallow seismic refraction in defining the geotechnical properties of the foundation materials: A case study at New Minia City, Nile Valley, Egypt. *Egyptian Journal of Petroleum*, 28(2), 145-154. <https://doi.org/10.1016/j.ejpe.2018.12.006>
- Sheriff, R. E. (2002). *Encyclopedic dictionary of applied geophysics*. Society of exploration geophysicists.
- Sheriff, R. E., & Geldart, L. P. (1995). *Exploration seismology*. Cambridge university press.
- Sheehan, J. R., Doll, W. E., & Mandell, W. (2004). Comparison of MASW and refraction tomography. In Symposium on the Application of Geophysics to Engineering and Environmental Problems 2004 (pp. 1611-1621). Society of Exploration Geophysicists. <https://doi.org/10.4133/1.2923307>
- Skempton, A. W. & Hutchinson, J. (1969). Stability of natural slopes and embankment foundations. In *Proc. 7th Int. Conference on soil mechanics and foundation engineering. State-of-the-Art, 1969* (pp. 291-340).
- Secretaria de Obras Públicas. (1969). Deslizamientos en la Autopista Tijuana-Ensenada.
- Secretaria de Obras Públicas. (1975). Deslizamientos en la autopista Tijuana- Ensenada.
- Serafim, J. L. & Pereira, J. P. (1983). Consideration of the geomechanical classification of Bieniawski. In: Proceedings of the international symposium on engineering geology and underground construction. (1, pp. 33-44).
- Serafim, J. L. (1983). Consideration of the geomechanical classification of Bieniawski. In *Proc. int. symp. on engineering geology and underground construction* (Vol. 1, pp. 33-44).
- Telford, W. M., Geldart, L. P., & Sheriff, R. E. (1990). *Applied Geophysics*. Cambridge University Press.
- Turner, A. K., & Jayaprakash, G. P. (1996). Introduction in Landslides: Investigation and Mitigation. In A. Keith Turner and Robert L. Schuster (Eds.), (pp. 3-11).
- Uhlemann, S., Hagedorn, S., Dashwood, B., Maurer, H., Gunn, D., Dijkstra, T., & Chambers, J. (2016). Landslide characterization using P-and S-wave seismic refraction tomography—The importance of elastic moduli. *Journal of Applied Geophysics*, 134, 64-76. <https://doi.org/10.1016/j.jappgeo.2016.08.014>
- Watkins, J. S., Walters, L. A., & Godson, R. H. (1972). Dependence of in-situ compressional-wave velocity on porosity in unsaturated rocks. *Geophysics*, 37(1), 29-35. <https://doi.org/10.1190/1.1440249>
- Whiteley, J. S., Chambers, J. E., Uhlemann, S., Wilkinson, P. B., & Kendall, J. M. (2019). Geophysical Monitoring of Moisture-Induced Landslides: A Review. *Reviews of Geophysics*, 57, 106–145. <https://doi.org/10.1029/2018RG000603>
- Wong, V., Legg, M., & Suárez, F. (1987). Sismicidad y tectónica de la margen continental del sur de California (USA) y Baja California norte (México). *Geofísica Internacional*, 26(3), 459-478.

Zakaria, M.T., Mohd Muztaza, N., Zabidi, H. *et al.* (2022). Integrated analysis of geophysical approaches for slope failure characterisation. *Environ Earth Sci.* 81, 299. <https://doi.org/10.1007/s12665-022-10410-z>

Zhang, L. (2016). *Engineering properties of rocks*. Butterworth-Heinemann.

Zoback, M. D. (2007). *Reservoir geomechanics*. Cambridge University Press.