



UNIVERSIDAD  
**NACIONAL**  
DE COLOMBIA

# **Incorporación del análisis pseudostático al sistema HsQI para la clasificación geotécnica de taludes en corredores viales**

**María Fernanda Mejía Pérez**

Universidad Nacional de Colombia  
Facultad de Minas  
Departamento de Ingeniería Civil  
Medellín, Colombia  
2023



# **Incorporación del análisis pseudostático al sistema HsQI para la clasificación geotécnica de taludes en corredores viales**

**María Fernanda Mejía Pérez**

Tesis de investigación presentada como requisito parcial para optar al título de:  
**Magister en Ingeniería - Geotecnia**

Director:

Ph.D. Hernán Eduardo Martínez Carvajal

Facultad de Minas  
Departamento de Ingeniería Civil  
Medellín, Colombia  
2023



*A la que soy y la que seré:*

*No olvides los pasos que te han traído hasta aquí.*

*No olvides las veces que pensaste que no podrías, pero la vida te demostró que sí.*

*No olvides las caídas, los fallos y los aciertos.*

*No olvides la importancia del camino y lo irrelevante que puede llegar a ser el destino.*

*Y, sobre todo, no olvides de dónde vienes, aunque muchas veces no sepas hacia dónde vas.*

*Valora cada paso que te llevó a cumplir un sueño más, cada momento vivido, cada ser que hizo parte de tu destino y los recuerdos que vivirán en ti por siempre.*



# Declaración de obra original

Yo declaro lo siguiente:

He leído el Acuerdo 035 de 2003 del Consejo Académico de la Universidad Nacional. «Reglamento sobre propiedad intelectual» y la Normatividad Nacional relacionada al respeto de los derechos de autor. Esta disertación representa mi trabajo original, excepto donde he reconocido las ideas, las palabras, o materiales de otros autores.

Cuando se han presentado ideas o palabras de otros autores en esta disertación, he realizado su respectivo reconocimiento aplicando correctamente los esquemas de citas y referencias bibliográficas en el estilo requerido.

He obtenido el permiso del autor o editor para incluir cualquier material con derechos de autor (por ejemplo, tablas, figuras, instrumentos de encuesta o grandes porciones de texto).

Por último, he sometido esta disertación a la herramienta de integridad académica, definida por la universidad.

---

María Fernanda Mejía Pérez

13/06/2023

# Agradecimientos

Principalmente a Dios y el Universo por poner en mi camino todas aquellas personas que necesitaba en el momento exacto.

A mi director de tesis, el profesor y PhD Hernán Martínez por su guía, acompañamiento, apoyo, ánimos, dedicación, enseñanzas y presencia en el camino de este sueño.

A mi familia por su amor, comprensión, paciencia y apoyo, principalmente en los momentos donde el miedo nublaba mi mente y no me dejaron caer ni rendir.

A mis amigos, los de siempre y los que hice en el camino, por ser mi soporte emocional y recordarme cada día la capacidad que tengo de lograr lo que me propongo. Principalmente a Yojam, Edwin y Vanesa, quienes fueron luz cuando no veía más que sombras.

A las ingenieras Sandra Montoya, Manuela Echeverri y Yurani Arango por todo su apoyo, sus enseñanzas y su ayuda inmensamente valiosa.

A los compañeros y acompañantes que me apoyaron durante las salidas de campo.

## Resumen

### **Incorporación del análisis pseudoestático al sistema HsQI para la clasificación geotécnica de taludes en corredores viales**

El sistema de clasificación geotécnica basado en el índice de calidad HsQI (*Hillslope Quality Index*), es una herramienta para la estimación del grado de susceptibilidad al deslizamiento de los taludes de los proyectos viales de una manera simple y práctica, ya que permite la zonificación del corredor vial considerando su geometría, la geomorfología, la hidrogeología y los parámetros de resistencia mecánica de los suelos de la zona de estudio. Así, lleva a conocer los sectores que van a presentar problemas de estabilidad durante las diferentes fases del proyecto, favoreciendo la predicción de las zonas donde se deben aunar mayores esfuerzos ingenieriles, tanto de diseño como de construcción, incurriendo en una disminución de los sobrecostos que se generan en este tipo de proyectos al no prever adecuadamente dichos problemas de estabilidad.

La metodología HsQI, ha pasado por diversas calibraciones y validaciones bajo diferentes condiciones de precipitación y geología variable, tal como el corredor vial Las Palmas (Medellín), la carretera Sifón – La Abundancia (Costa Rica), la carretera BR-381 (Brasil) y la Conexión Vial Pacífico 2 (suroeste Antioqueño), considerando únicamente las condiciones estáticas con el factor detonante de lluvia, mostrando que reflejaban adecuadamente el comportamiento de los taludes de dichos proyectos.

El propósito de esta tesis, es incorporar el análisis pseudoestático en las ecuaciones de la metodología y validando las mismas en el corredor vial de la Conexión Vial Pacífico 2, obteniendo un comportamiento semejante al estático, ya que se refleja de manera apropiada las condiciones de los taludes del proyecto.

**Palabras clave:** análisis pseudoestático, sistema HsQI, índice de calidad, susceptibilidad al deslizamiento, estabilidad de taludes y proyectos viales.

## Abstract

### **Incorporation of pseudostatic analysis to the HsQI system for the geotechnical classification of slopes in road corridors**

The geotechnical classification system based on the quality index HsQI (Hillslope Quality Index) is a tool that allows the estimation of the degree of susceptibility to landslides of the slopes of road projects in a simple and practical way, since it allows the zoning of the road corridor considering its geometry, geomorphology, hydrogeology and mechanical resistance parameters of the soils of the study area. Which allows to know the sectors that are going to present stability problems during the different phases of the project, favoring the prediction of the areas where greater engineering efforts must be combined, both in design and construction, incurring in a reduction of the cost overruns that are generated in this type of projects by not adequately anticipating said stability problems.

The HsQI methodology has undergone various calibrations and validations under different precipitation conditions and variable geology, such as Las Palmas road corridor (Medellín), the Sifón - La Abundancia highway (Costa Rica), the BR-381 highway (Brazil) and the Road Connection Pacífico 2 (southwest Antioqueño), which considered only the static conditions with the rain trigger factor and it was shown that they adequately reflected the behavior of the slopes of said projects.

The purpose of this thesis is to incorporate the pseudostatic analysis in the equations of the methodology and validating them in the road corridor of the Road Connection Pacífico 2, obtaining a behavior similar to the static one, since it appropriately reflects the conditions of the slopes of the project.

**Keywords: pseudostatic analysis, quality index, landslide susceptibility, slope stability and road projects.**

# Contenido

	Pág.
<b>Resumen</b> .....	<b>IX</b>
<b>Lista de ilustraciones</b> .....	<b>XIII</b>
<b>Lista de gráficos</b> .....	<b>XV</b>
<b>Lista de tablas</b> .....	<b>XVII</b>
<b>Lista de Símbolos y abreviaturas</b> .....	<b>19</b>
<b>Introducción</b> .....	<b>20</b>
<b>1. Planteamiento, justificación y objetivos</b> .....	<b>22</b>
1.1 Planteamiento y justificación .....	22
1.2 Objetivos .....	26
1.2.1 Objetivo general.....	26
1.2.2 Objetivos específicos .....	26
1.3 Alcance .....	26
1.4 Estructura del documento.....	27
<b>2. Revisión bibliográfica</b> .....	<b>29</b>
2.1 Movimientos en masa y factores desencadenantes de inestabilidad .....	29
2.2 Metodologías para el análisis de la estabilidad.....	32
2.2.1 Gráficos de estabilidad de Michalowski .....	34
2.2.2 Análisis pseudoestático .....	36
2.2.2.1 Coeficiente horizontal de aceleración kh.....	39
2.2.2.2 Coeficiente vertical de aceleración kv .....	39
2.2.3 Método propuesto por la Escuela de Minas de Nancy (Francia) .....	42
2.2.4 Sistemas de clasificación y zonificación de taludes en roca y suelo.....	47
2.2.5 Análisis basados en Sistemas de Información Geográfica .....	51
2.3 Análisis ROC (Receiver Operating Characteristics) .....	53
<b>3. Metodología de la investigación</b> .....	<b>55</b>
3.1 Revisión bibliográfica .....	55
3.2 Incorporación del análisis pseudoestático en el método HSQI .....	56
3.3 Aplicación de las ecuaciones pseudoestáticas en un corredor de análisis y validación el modelo pseudoestático.....	56
3.4 Validaciones en campo .....	57
3.5 Análisis de resultados .....	57

<b>4. Incorporación del análisis pseudoestático en el Método HsQI .....</b>	<b>59</b>
4.1 Relación entre el factor de seguridad estático y el pseudoestático .....	61
4.2 Relación entre el HsQI estático y el factor de seguridad estático .....	71
4.3 Planteamiento de las ecuaciones pseudoestáticas .....	74
4.4 Relación entre el factor de seguridad pseudoestático y el HsQI pseudoestático 76	
4.5 Relación entre el HsQI estático y el HsQI pseudoestático.....	78
4.6 Resumen de los gráficos correlacionales .....	80
<b>5. Aplicación y validación del análisis pseudoestático en el Método HsQI .....</b>	<b>86</b>
5.1 Descripción del proyecto y la zona de estudio .....	86
5.1.1 Localización .....	89
5.1.2 Características climáticas .....	92
5.1.3 Características geológicas y geomorfológicas regionales.....	93
5.1.4 Características geológicas y geomorfológicas locales .....	99
5.1.5 Características geotécnicas.....	100
5.1.6 Características sísmicas.....	102
5.1.7 Características de la vía .....	105
5.2 Definición de parámetros .....	107
5.2.1 Parámetros geomecánicos .....	107
5.2.2 Secciones y parámetros geométricos.....	108
5.2.3 Parámetros pseudoestáticos .....	109
5.3 Determinación del valor HsQI .....	111
5.4 Puntos críticos y validaciones en campo.....	114
<b>6. Análisis de resultados, conclusiones y recomendaciones.....</b>	<b>120</b>
6.1 Análisis de resultados .....	120
6.1.1 Resultados del análisis ROC .....	120
6.1.2 Resultados del gráfico de desempeño.....	122
6.2 Conclusiones .....	123
6.3 Recomendaciones .....	125
<b>A. Anexo A: Resultados del método HsQI pseudoestático en la sección vial .....</b>	<b>126</b>
<b>B. Anexo B: Mapas de sectorización con el cálculo del HsQI.....</b>	<b>137</b>
<b>C. Anexo C: Fichas de validaciones en campo .....</b>	<b>147</b>
<b>Bibliografía .....</b>	<b>169</b>

## Lista de ilustraciones

	<b>Pág.</b>
Ilustración 2-1. Gráficos de estabilidad para taludes uniformes.....	35
Ilustración 2-2. Gráficos de estabilidad para taludes sujetos a la fuerza sísmica horizontal, kh.....	36
Ilustración 2-3. Modelo físico de los análisis pseudoestáticos .....	37
Ilustración 2-4. Condiciones del método de Nancy, ecuaciones X e Y para superficie de falla circular.....	44
Ilustración 2-5. Condiciones del método de Nancy, ecuaciones X e Y para superficie de falla planar.....	45
Ilustración 2-6. Abaco para obtener el HsQI para un talud con superficie de falla circular.....	46
Ilustración 2-7. Abaco para obtener el HsQI para un talud con superficie de falla planar.....	47
Ilustración 4-1. Talud de prueba.....	61
Ilustración 4-2. Ecuaciones pseudoestáticas para el método HsQI para falla circular.....	75
Ilustración 4-3. Ecuaciones pseudoestáticas para el método HsQI para falla planar.....	76
Ilustración 5-1. Infograma Concesión Autopista Conexión Pacífico 2 .....	88
Ilustración 5-2. Localización de la Conexión Vial Pacífico 2 .....	89
Ilustración 5-3. Unidad Funcional 1 - UF1.....	92
Ilustración 5-4. Geología de la zona de estudio.....	93
Ilustración 5-5. Mapa geomorfológico entre el tramo La Pintada – Puente iglesias .....	100
Ilustración 5-6. Sección típica del cañón del Río Cauca .....	101
Ilustración 5-7. Mapa de clasificación por tipo de suelo con respecto a la Vs30 usando las relaciones de la NSR-10.....	104
Ilustración 5-8. Sección típica UF1 subsector 2 y definición de los parámetros geométricos .....	107
Ilustración 5-9. Ancho mínimo recomendado para cada sección transversal.....	108

Ilustración 5-10. Gráfico de desempeño.....	112
Ilustración 6-1. Zonificación HsQI K0+000 al K1+140 .....	138
Ilustración 6-2. Zonificación del HsQI K1+450 al K3+000.....	139
Ilustración 6-3. Zonificación del HsQI K3+000 al K4+250.....	140
Ilustración 6-4. Zonificación del HsQI K4+250 al K5+100.....	141
Ilustración 6-5. Zonificación del HsQI K5+100 al K6+200.....	142
Ilustración 6-6. Zonificación del HsQI K6+200 al K7+150.....	143
Ilustración 6-7. Zonificación del HsQI K7+150 al K8+700.....	144
Ilustración 6-8. Zonificación del HsQI K8+700 al K10+300.....	145
Ilustración 6-9. Zonificación del HsQI K10+300 al K12+000.....	146

## Lista de gráficos

	<b>Pág.</b>
Gráfico 4-1. FS estático VS FS pseudoestático para $kh=0.1$ con el método de Michalowski .....	64
Gráfico 4-2. FS estático VS FS pseudoestático para $kh=0.2$ con el método de Michalowski .....	65
Gráfico 4-3. FS estático VS FS pseudoestático para $kh=0.3$ con el método de Michalowski .....	65
Gráfico 4-4. FS estático VS FS pseudoestático para $kh=0.1$ con el método de Bishop simplificado .....	66
Gráfico 4-5. FS estático VS FS pseudoestático para $kh=0.2$ con el método de Bishop simplificado .....	66
Gráfico 4-6. FS estático VS FS pseudoestático para $kh=0.3$ con el método de Bishop simplificado .....	67
Gráfico 4-7. FS estático VS FS pseudoestático para $kh=0.1$ con el método de Janbu simplificado .....	67
Gráfico 4-8. FS estático VS FS pseudoestático para $kh=0.2$ con el método de Janbu simplificado .....	68
Gráfico 4-9. FS estático VS FS pseudoestático para $kh=0.3$ con el método de Janbu simplificado .....	68
Gráfico 4-10. FS estático VS FS pseudoestático para $kh=0.1$ con el método de Morgenstern-Price.....	69
Gráfico 4-11. FS estático VS FS pseudoestático para $kh=0.2$ con el método de Morgenstern-Price.....	69

Gráfico 4-12. FS estático VS FS pseudoestático para $kh=0.3$ con el método de Morgenstern-Price .....	70
Gráfico 4-13. Relación entre el factor de seguridad obtenido por el método de Morgenstern-Price y el HsQI .....	73
Gráfico 4-14. Relación entre el FS estático y el HsQI estático .....	74
Gráfico 4-15. Relación entre el FS pseudoestático y el HsQI pseudoestático para $kh=0.1$ .....	77
Gráfico 4-16. Relación entre el FS pseudoestático y el HsQI pseudoestático para $kh=0.2$ .....	77
Gráfico 4-17. Relación entre el FS pseudoestático y el HsQI pseudoestático para $kh=0.3$ .....	78
Gráfico 4-18. Relación entre el HsQI estático y el pseudoestático para $kh=0.1$ .....	79
Gráfico 4-19. Relación entre el HsQI estático y el pseudoestático para $kh=0.2$ .....	79
Gráfico 4-20. Relación entre el HsQI estático y el pseudoestático para $kh=0.3$ .....	80
Gráfico 4-21. Resumen correlaciones para $kh=0.1$ .....	83
Gráfico 4-22. Resumen correlaciones para $kh=0.2$ .....	84
Gráfico 4-23. Resumen correlaciones para $kh=0.3$ .....	85
Gráfico 5-1. Espectro elástico de aceleraciones de diseño como fracción de $g$ .....	105
Gráfico 5-2. Gráfico de desempeño .....	114
Gráfico 6-1. Gráfico ROC .....	122
Gráfico 6-2. Gráfico de desempeño ajustado para $kh=0.23$ .....	123

## Lista de tablas

	<b>Pág.</b>
Tabla 4-1. Parámetros para el análisis .....	59
Tabla 4-2. Ajuste lineal de los métodos usados para el cálculo del factor de seguridad .	70
Tabla 5-1. Unidades funcionales Conexión Vial Pacífico 2 .....	90
Tabla 5-2. Zonas de amenaza sísmica y movimientos sísmicos de diseño .....	103
Tabla 5-3. Características geométricas y técnicas de la UF1 .....	105
Tabla 5-4. Tabla H.5.2-1 Valores de $K_{st}/A_{max}$ mínimos para análisis pseudoestáticos de taludes .....	110
Tabla 5-5. Clasificación de la susceptibilidad en el método HsQI .....	111
Tabla 5-6. Factor de corrección según la importancia del corredor vial .....	112
Tabla 5-7. Soluciones de estabilización del gráfico de desempeño .....	113
Tabla 5-8. Puntos críticos modelo .....	115
Tabla 5-9. Puntos críticos validados en campo .....	116
Tabla 5-10. Ficha del punto crítico 1 .....	117
Tabla 6-1. Matriz ROC.....	121
Tabla 6-2. Anexo A. Resultados HsQI para el análisis pseudoestático .....	126



# Lista de Símbolos y abreviaturas

## Símbolos

Símbolo	Término	Unidad SI
$B$	Largo de la calzada	m
$c$	Cohesión del material	kPa
$\phi$	Ángulo de fricción del material	°
$\gamma$	Peso específico del material	kPa
$F_c$	Factor de corrección de la altura del talud	
$h$	Variable definida por la relación $H_w/H$	Adim.
$H$	Altura del talud	m
$H_c$	Altura del talud corregida según importancia de la vía	m
$H_u$	Altura superior de análisis	m
$H_w$	Altura del nivel freático	m
$i$	Inclinación máxima de la cara del talud	°
$X$	Función del sistema HSQI	Adim.
$Y$	Función del sistema HSQI	Adim.
$Z_o$	Profundidad de la grieta de tensión	m
$\xi$	Amortiguamiento	%

## Abreviaturas

Abreviatura	Término
$HsQI$	<i>Hillslope Quality Index</i>
$WofE$	Weigth of Evidence
$ROC$	Receiver operating characteristics

## Introducción

En Colombia, los deslizamientos en proyectos viales representan una preocupación significativa, debido a su impacto en la infraestructura y las comunidades circundantes. De acuerdo con datos de la Unidad Nacional para la Gestión del Riesgo de Desastres - UNGRD (2020), en los últimos 100 años en Colombia se han registrado más de 11.800 eventos asociados a movimientos en masa. Debido a estos, cerca de 7.590 personas han perdido la vida y aproximadamente 239.740 familias se han visto afectadas.

El departamento de Antioquia, cuenta con el mayor número de registros (1.393), seguido por Cundinamarca (1.068), Nariño (1.046), Tolima (957), Boyacá (800), Santander (785), Valle del Cauca (781) y Cauca (736), lo que resalta la necesidad de abordar este problema de manera efectiva (Unidad Nacional para la Gestión del Riesgo de Desastres, 2020).

Los retos que se enfrentan en los proyectos viales en Colombia son diversos y complejos. Uno de los principales desafíos está relacionado con la variabilidad geológica presente en las zonas tropicales, donde se ubican muchos de estos proyectos. Estas áreas, se caracterizan por presentar suelos altamente susceptibles a movimientos en masa debido a la presencia de arcillas expansivas, horizontes profundos de intemperismo, alto grado de fracturamiento tectónico de los macizos, alta pluviosidad y una topografía accidentada.

Los deslizamientos en proyectos viales, no solamente representan una amenaza para la infraestructura, sino que también generan afectaciones económicas significativas en las comunidades involucradas. Estos eventos pueden interrumpir el tráfico, causar daños a las viviendas y a la propiedad privada, así como provocar pérdidas de vidas humanas.

En este contexto, el proyecto de conexión vial Pacífico 2, se destaca como un ejemplo relevante. Este proyecto vial, que busca mejorar la conexión entre el centro y el

suroccidente de Colombia, se enfrenta a desafíos geotécnicos significativos debido a su ubicación en zonas tropicales y a la complejidad geológica de la región.

La presente tesis de maestría, tiene como objetivo principal investigar la incorporación del análisis pseudoestático al sistema de clasificación geotécnica de taludes para proyectos de carreteras, basado en el índice de calidad HsQI. La metodología HsQI, la cual genera una zonificación de la susceptibilidad de los corredores viales ante los deslizamientos, inició su desarrollo con Chica (1989) al adaptar la metodología desarrollada en la Escuela de Minas de Nancy en Francia y ha sido complementada y validada por diversas tesis de posgrado, tales como: Moreno Ceballos (2015 y 2019), Ocampo Araya (2016) y Valderrama Ochoa (2021).

Al momento, la metodología no incorpora el análisis pseudoestático, ya que considera únicamente el factor lluvia como detonante de los movimientos en masa. Por esto, este estudio se llevará a cabo mediante un análisis exhaustivo de la literatura existente, con énfasis en la incorporación de los coeficientes sísmicos en la metodología HsQI, incorporando una síntesis de datos relevantes sobre deslizamientos en proyectos viales en Colombia, los movimientos en masa y factores desencadenantes, los retos asociados a este tipo de proyectos y las metodologías para el análisis de la estabilidad.

Esta investigación, busca proporcionar una base científica sólida para mejorar la gestión de la estabilidad de los taludes en proyectos viales en Colombia. Al incorporar el análisis pseudoestático al sistema de clasificación geotécnica de taludes basado en el índice de calidad HsQI, se espera mejorar la capacidad de identificación y evaluación de riesgos geotécnicos en estas zonas tropicales. Además, se pretende contribuir a la reducción de las afectaciones económicas y sociales causadas por los deslizamientos en las comunidades afectadas.

# **1. Planteamiento, justificación y objetivos**

## **1.1 Planteamiento y justificación**

El territorio colombiano, está compuesto por más de 114 millones de hectáreas, de las cuales, el 21.3% (24.3 millones de hectáreas) son terrenos con alta susceptibilidad a movimientos en masa (Codazzi, 2017).

En las zonas montañosas, es habitual que se produzcan desprendimientos de tierra y rocas, que generan grandes pérdidas económicas, impactos ambientales, lesiones y muertes de personas. Muchos de los desprendimientos producidos en las carreteras, se deben a la falta de una planificación adecuada que permita definir y aplicar las medidas de tratamiento de taludes necesarias para asegurar su estabilidad (Moreno Ceballos, 2015).

De acuerdo con el Departamento para el Desarrollo Internacional del Reino Unido – DFID y el Directorado para la Cooperación Internacional de Holanda – DGIS (2012), la red vial colombiana consta de más de 214.000 km (entre vías primarias, secundarias, terciarias y privadas) y el transporte de carretera constituye el principal modo para pasajeros y el transporte de carga, por lo que es esencial contar con un sistema confiable y eficiente para el funcionamiento de la economía del país. No obstante, se ha considerado que es el de menor calidad en comparación con los otros modos de transporte del país.

Una encuesta realizada por el Ministerio de Transporte en el año 2007, indicó que aproximadamente el 15% de las vías pavimentadas se encontraban en excelente condición, mientras que el 35% estaban en condición aceptable y el 50% variaba entre mala a muy mala condición.

Colombia, ha estado invirtiendo significativamente en su infraestructura vial, particularmente, el Gobierno Nacional puso en marcha, a través de la Agencia Nacional de Infraestructura – ANI, el programa Concesiones del Bicentenario o quinta generación de concesiones (5G) (Agencia Nacional de Infraestructura, 2021). Con la red de transporte actual, vulnerable a inundaciones, deslizamientos y otros factores ambientales, es importante asegurar que los nuevos proyectos sean resilientes ante amenazas relacionadas con el clima.

Se ha encontrado que las inundaciones y los deslizamientos son los factores que más afectan la infraestructura de transporte en Colombia hoy en día y se pueden volver más frecuentes e intensos en las próximas décadas. Estos impactos, afectarán particularmente la región Andina, donde habita la mayoría de la población y depende del transporte de carga para acceder a bienes y servicios (Development & Netherlands Directorate-General for International Cooperation, 2012).

En los últimos años, desde la perspectiva de los desastres, el riesgo se ha intentado evaluar, para efectos de la gestión, en términos de las posibles consecuencias económicas, sociales y ambientales que pueden ocurrir en un lugar y en un tiempo determinado.

El concepto de la gestión del riesgo, avanza en el país, constituyéndose en una estrategia de desarrollo imprescindible para lograr sostenibilidad y seguridad territorial, a través de la política pública de gestión del riesgo adoptada mediante la Ley 1523 de 2012. La misma ley, establece que la adaptación al cambio climático corresponde a la gestión del riesgo, cuando está encaminada a la reducción de la vulnerabilidad o al mejoramiento de la resiliencia.

El Instituto Nacional de Vías INVIAS, institución pública del Sector Transporte, tiene a su cargo 11.835 kilómetros de vías primarias, infraestructura vial que se ha visto afectada de manera reiterada por amenazas naturales y antrópicas, acentuadas por las vulnerabilidades propias de las regiones y el impacto de las malas prácticas de la comunidad en algunas de las zonas de influencia de las vías. La existencia de riesgos, es generada por amenazas, cuya probabilidad de ocurrencia se incrementa por las diversas vulnerabilidades presentes, las cuales se hace necesario precisar, a fin de identificar medidas de adaptación que respondan a las circunstancias y realidades geográficas,

geológicas, físicas, sociales, económicas e institucionales de las vías analizadas (INVIAS, 2015).

Por otro lado, los deslizamientos sobre las vías tienen impactos socioeconómicos significativos (aún en la ausencia de heridas y/o pérdidas humanas), tales como dificultades de acceso para bienes y servicios de las comunidades, empleo, salud, oportunidades educativas y actividades sociales.

Los impactos económicos, se pueden clasificar como: impactos directos (costos directos de limpieza y reparación de infraestructura dañada o perdida), impactos consecuentes directos (costos asociados a la interrupción de la infraestructura, es decir, a la pérdida de utilidad) e impactos consecuentes indirectos (afectaciones de acceso para comunidades cuyas actividades dependen del transporte terrestre, tales como manufactura, agricultura, entre otros) (Winter et al., 2016).

Los efectos socioeconómicos, pueden ser substanciales y afectar amplias áreas, las cuales pueden ser definidas por la sombra de vulnerabilidad, la cual puede ser extensa y su alcance geográfico puede ser determinado por la red de transporte en lugar de la huella relativamente pequeña del evento en sí.

Un análisis del riesgo, permite que las acciones de gestión y mitigación se enfoquen de manera efectiva, donde se prioricen los sitios en los que se requiere la reducción del riesgo de deslizamientos a la luz de los presupuestos definidos para aquellos riesgos que el titular del riesgo no está dispuesto a aceptar o que no son tolerables (Winter, 2014).

Diversas investigaciones se han desarrollado para la formulación del sistema de clasificación HsQI, como la efectuada por Moreno Ceballos (2015), donde se desarrolló y evaluó la metodología para clasificar el comportamiento geotécnico de los taludes en proyectos de carreteras en regiones montañosas a partir de un indicador de calidad de los taludes, denominado Índice de calidad de taludes (HsQI). Dicho indicador, permite reconocer las posibles zonas de amenaza de deslizamiento a lo largo de toda la carretera, segmentando el proyecto según el comportamiento esperado desde el punto de vista de la estabilidad de los taludes y proporcionando recomendaciones para las obras de tratamiento de estos mediante un gráfico de desempeño, que introduce una sectorización

en zonas y para cada una realiza las respectivas recomendaciones de acuerdo con el grado de susceptibilidad.

Sin embargo, el análisis de la estabilidad de los taludes para obtener el HsQI fue realizado en condiciones estáticas. No se incluyó un análisis en condiciones dinámicas o sísmicas, bajo la premisa de que un evento sísmico de magnitud moderada ( $M_0$  entre 5.0 y 5.9) o menor, suele afectar únicamente a los taludes que ya son susceptibles a deslizamiento bajo condiciones estáticas. Otro motivo es que, para las etapas preliminares, un análisis sísmico puede considerar valores muy conservadores que afectan a la clasificación final y el costo de las recomendaciones para el tratamiento de los taludes.

Ocampo-Araya (2016), realizó la validación del sistema HsQI para el diseño geotécnico de taludes en la carretera Sifón-La Abundancia, ubicada en una zona montañosa y de clima tropical en Costa Rica. En este trabajo, tampoco se consideró el sismo como factor desencadenante y dejó como recomendación la incorporación de un factor que introduzca dicho evento en la estimación del índice de calidad.

Posteriormente, Moreno-Ceballos (2019) en su tesis doctoral, mejoró el método de zonificación de la susceptibilidad de los taludes HsQI, incorporando recomendaciones cuantitativas para las obras de estabilización en el gráfico de desempeño, pero aun sin considerar el análisis dinámico y sus posibles efectos en dicho gráfico, es decir, la inclusión de obras para el tratamiento de los taludes que resistan los efectos sísmicos como factor desencadenante.

Una aplicación del método HsQI a un caso de una obra real en construcción, fue presentado por Valderrama-Ochoa (2021) quien lo implementó en la vía Pacífico 2 (conocida como la Ruta del Suroeste), pudiendo validar la efectividad del método. Sus resultados, indican que el indicador HsQI tiene buena capacidad de predecir las situaciones de susceptibilidad a deslizamientos durante la etapa de construcción y operación de la vía.

Con base en lo expuesto, se evidencia la necesidad de integrar el análisis bajo condiciones pseudoestáticas al modelo de zonificación HsQI, para complementar los principales factores desencadenantes de deslizamientos en los taludes de los corredores viales, y así generar una actualización del gráfico de desempeño que permita ampliar la gama de obras de tratamiento recomendadas.

## 1.2 Objetivos

### 1.2.1 Objetivo general

Integrar al sistema de clasificación geotécnica HsQI (*Hillslope Quality Index*), el análisis pseudoestático mediante ajustes a las ecuaciones del modelo, actualizando el gráfico de desempeño, para las recomendaciones de obras de estabilización o refuerzo.

### 1.2.2 Objetivos específicos

A continuación, se presentan los objetivos específicos que se pretenden desarrollar en la presente tesis de investigación:

- Incorporar el efecto del sismo en las ecuaciones del método HsQI, usando las componentes horizontal y vertical de las aceleraciones sísmicas.
- Estudiar la relación entre el modelo HsQI y los métodos de estabilidad de taludes por equilibrio límite convencionales.
- Proponer una actualización del gráfico de desempeño al introducir el análisis pseudoestático al modelo HsQI.
- Validar el desempeño del modelo HsQI en un tramo de la vía Pacífico 2.

## 1.3 Alcance

La presente investigación, tiene un alcance exploratorio y correlacional, ya que se pretende identificar aspectos que puedan complementar el método HsQI en términos del análisis de estabilidad pseudoestático y establecer una relación entre los métodos de estabilidad de taludes y las ecuaciones fundamentales del método. Se usa un software basado en el análisis de equilibrio límite y la programación en Excel para los cálculos requeridos por el método HsQI. Adicionalmente, se valida el desempeño del método en los primeros 12 km de la vía Conexión Vial Pacífico 2, mediante visitas de campo, donde se establece una priorización de las zonas más críticas y se verifica la efectividad del modelo matemático planteado en relación con la realidad del territorio.

## 1.4 Estructura del documento

El documento se compone de seis capítulos y tres anexos, denominados:

- **Capítulo I: Planteamiento, justificación y objetivos:** Presenta el planteamiento del problema, la justificación de la investigación y los objetivos a desarrollar.
- **Capítulo II: Revisión bibliográfica:** Contiene la revisión bibliográfica necesaria para el desarrollo de la tesis, tal como los movimientos en masa y los factores desencadenantes, las metodologías para el análisis de estabilidad y en particular la metodología HsQI.
- **Capítulo III: Metodología de la investigación:** Explica la metodología planteada para el desarrollo de la investigación.
- **Capítulo IV: Incorporación del análisis pseudoestático en el Método HsQI:** Plantea el desarrollo del modelo matemático y el planteamiento final de las ecuaciones pseudoestáticas para el método HsQI.
- **Capítulo V: Aplicación y validación del análisis pseudoestático en el Método HsQI:** Presenta la validación realizada en campo en los primeros 12 km de la vía Conexión Vial Pacífico 2.
- **Capítulo VI: Análisis de resultados, conclusiones y recomendaciones:** Contiene el análisis de las validaciones realizadas del modelo matemático en campo, las conclusiones de la investigación y recomendaciones para futuras investigaciones.
- **Anexo A. Resultados del método HsQI pseudoestático en la sección vial:** Incluye los resultados de los cálculos realizados en la sección de análisis de la Conexión Vial Pacífico 2 con las ecuaciones pseudoestáticas del método.
- **Anexo B. Mapas de sectorización con el cálculo del HsQI:** Muestra los mapas donde se presenta la zonificación de los resultados de los cálculos.
- **Anexo C. Fichas de validaciones en campo:** Presenta las fichas de las zonas que se validaron durante las visitas de campo.



## 2. Revisión bibliográfica

### 2.1 Movimientos en masa y factores desencadenantes de inestabilidad

Los movimientos en masa en taludes, se presentan cuando la acción de las fuerzas actuantes sobrepasa la capacidad de las fuerzas resistentes en una masa de suelo y roca. Pueden ser desencadenados por diferentes factores, tales como la geología, el clima y las acciones antrópicas.

En la literatura científica, se pueden encontrar varias clasificaciones para definir los tipos de movimientos en masa, generalmente asociadas al tipo de material, la velocidad y dirección, la geometría y el grado de saturación. No obstante, la definición más aceptada y utilizada internacionalmente es la de Varnes (1978), sistema de clasificación que se basa principalmente en dos aspectos: tipo de movimiento y tipo de material involucrado (Valderrama Ochoa, 2021).

En los proyectos viales, es común la construcción de taludes, especialmente en terrenos de topografía montañosa – ondulada, como consecuencia de los cortes para el trazado de la vía. Para estos taludes, los autores Rico Rodriguez & Del Castillo (2005) clasifican los tipos de falla relacionadas con la estabilidad en:

- **Fallas ligadas a la estabilidad de laderas naturales:** deslizamiento superficial asociado a la falta de resistencia por baja presión de confinamiento (proceso relativamente continuo y por lo general lento, de deslizamiento ladera abajo), fallas asociadas a procesos de deformación acumulativa (generalmente se asocian con perfiles geológicos desfavorables y es típico en depósitos de talud o en otras formaciones análogas en cuanto a génesis geológica) y flujos (movimientos más o menos rápidos de una parte de la ladera, cuyas características de velocidad y desplazamientos se asemejan el comportamiento de un líquido viscoso).

- **Fallas relacionadas con la estabilidad de taludes artificiales:** falla rotacional, falla traslacional, superficie compuesta (rotación y traslación) y falla sucesiva o regresiva.
- **Derrumbes y caídos:** generalmente consisten en desprendimientos locales de volúmenes no muy grandes, que suelen estar predeterminados por las discontinuidades y fisuras preexistentes.
- **Fallas por licuación:** consisten en la pérdida rápida de resistencia al esfuerzo cortante, temporal o definitiva, que conduce al colapso de cualquier estructura vial edificada sobre un material que entre en licuación.
- **Fallas por deformación en los hombros de los terraplenes:** es la deformación progresiva y acumulativa de los hombros del terraplén, que se desplazan verticalmente hacia abajo y parece estar asociada a terraplenes construidos con compactaciones deficientes y formadas por suelos finos plásticos en zonas con mal drenaje superficial.

En general, los factores más importantes para el análisis de estabilidad de taludes son: (1) la geometría del talud, (2) las propiedades de los suelos y (3) las fuerzas que actúan en el talud (Hammouri et al., 2008).

Los factores desencadenantes (agentes detonantes), también pueden afectar la estabilidad, dentro de los cuales se pueden encontrar:

- **Topografía e hidrología:** La topografía y la hidrología son factores que actúan conjuntamente, ya que la topografía define el desarrollo de las redes de flujo y las áreas de drenaje. Cuando se produce un aumento del nivel de las aguas subterráneas, se genera un aumento de la presión de los poros y la consiguiente disminución de la tensión efectiva, lo que puede provocar la inestabilidad de los taludes.

Las variables más importantes de la topografía que deben analizarse son la pendiente, la altura, la longitud, la forma y el perfil de la pendiente (Schor & Gray, 2007).

- **Sismo:** El efecto de un sismo en la interacción entre las partículas del suelo, depende de las características geométricas del talud y de las propiedades geomecánicas del suelo. También, son importantes las características de las ondas sísmicas, incluidos los parámetros físicos de naturaleza cinemática, como la aceleración máxima del suelo, la velocidad y el desplazamiento, la energía del movimiento del suelo y el contenido de frecuencia. Según Delgado et al., (2015), varios estudios basados en pruebas de campo y en la modelización numérica han demostrado el papel primordial de los terremotos en la reactivación de los deslizamientos, especialmente en los casos de grandes deslizamientos (Ocampo Araya, 2016).
- **Agua:** El agua actúa como agente condicionante en la generación de desprendimientos cuando se encuentra en el subsuelo, mientras que actúa como agente desencadenante cuando se produce en forma de precipitación. En cuanto a las aguas subterráneas o del subsuelo, el aumento del nivel piezométrico en los periodos de lluvia genera un aumento de la presión de los poros, lo que se traduce en una reducción de la resistencia al cizallamiento, que puede conducir a la ruptura de los taludes. La acumulación de agua en la masa de tierra, provoca una disminución de la cohesión aparente y, en consecuencia, una variación de la permeabilidad, lo que puede llevar al talud al fracaso. En el caso de los suelos no saturados, la disminución de la resistencia al cizallamiento se debe al aumento de la saturación del material, efecto que genera una disminución de la succión. En los macizos rocosos, la condición de inestabilidad se genera por la elevación de la columna de agua que se produce en el interior de las discontinuidades, lo que conduce a una disminución tanto de las tensiones normales efectivas como de la generación de tensiones de cizallamiento laterales (Penha, 1998).
- **Factores antrópicos:** Dentro de los factores antrópicos que impactan la estabilidad de los taludes, se encuentran las alteraciones de la inclinación por cortes o excavaciones, las sobrecargas por construcciones, la remoción de la cobertura vegetal, vibraciones generadas por maquinaria y el uso de explosivos (Suarez Diaz, 1995).

## 2.2 Metodologías para el análisis de la estabilidad

Los análisis de estabilidad de taludes, tienen por objetivo estimar su nivel de seguridad y, según el resultado obtenido, implementar medidas correctivas o de estabilización adecuadas para evitar movimientos de masas.

Los métodos de análisis de estabilidad, se basan en un planteamiento físico-matemático en el que intervienen las fuerzas estabilizadoras y desestabilizadoras, que actúan sobre el talud y que determinan su comportamiento y condiciones de estabilidad. Se pueden agrupar en dos: *métodos determinísticos*, dentro de los cuales están los métodos de equilibrio límite y los tenso-deformacionales, y los *métodos probabilísticos*.

Los más utilizados son los métodos de equilibrio límite, los cuales analizan el equilibrio de una masa potencialmente inestable. Consisten en comparar las fuerzas tendentes al movimiento con las fuerzas resistentes que se oponen al mismo a lo largo de una determinada superficie de rotura. Se basan en la selección de una superficie teórica de rotura en el talud y la definición de un factor de seguridad.

Existe una subdivisión para los métodos de equilibrio límite en función de la exactitud de los resultados, donde es posible encontrar el grupo de los métodos exactos y el de los no exactos. En el primer caso, las leyes de la estática entregan una solución exacta dada la geometría sencilla que tiene la masa de suelo que falla, por lo que allí se encuadran los cálculos realizados para roturas del tipo plano y las por cuñas. Por otro lado, en el segundo grupo, las soluciones de la estática no son suficientes y el problema se vuelve hiperestático, debiendo recurrir, entonces, a una hipótesis inicial o a alguna simplificación para resolverlo (falla circular).

El método de las dovelas, se clasifica en métodos precisos (teorías de Morgenstern - Price, Spencer y Bishop Riguroso) y en métodos aproximados (Janbú, Fellenius y Bishop Simplificado) (Sanhueza Plaza & Rodríguez Cifuentes, 2013). Slide, de Rocscience, es un programa de estabilidad de taludes de equilibrio límite en 2D para evaluar el factor de seguridad o la probabilidad de falla de superficies de falla circulares o no circulares en taludes de suelo o roca (Rocscience, n.d.).

En concordancia, las herramientas computacionales han dejado obsoletos a la mayoría de los métodos gráficos, aunque las cartas de estabilidad son representaciones gráficas de la relación entre el factor de seguridad y los diversos parámetros que afectan la estabilidad de taludes. Todavía se usan de manera rutinaria en la práctica, por algunos motivos dentro de los cuales se pueden citar los siguientes:

- **Facilidad y rapidez:** Los gráficos de estabilidad se pueden utilizar para evaluar rápidamente y fácilmente la estabilidad de una pendiente, sin necesidad de cálculos complejos. Esto los hace ideales para su uso en estudios preliminares o para evaluar la estabilidad de taludes en áreas donde el tiempo o los recursos disponibles son limitados.
- **Economía:** Los gráficos de estabilidad son relativamente económicos de usar, ya que no requieren la compra de software o equipo especializado. Esto los hace accesibles a una amplia gama de usuarios, desde ingenieros y geólogos hasta trabajadores de la construcción y propietarios de terrenos.
- **Precisión:** Los gráficos de estabilidad pueden proporcionar resultados razonablemente precisos, siempre que los parámetros de entrada sean correctos. Esto los convierte en una herramienta valiosa para evaluar la estabilidad de taludes, especialmente en los casos en que no es posible o práctico realizar un análisis más detallado.

El tipo más común de gráfico de estabilidad, es el de estabilidad simplificado de Bishop, el cual se basa en el método simplificado de análisis de estabilidad de taludes de Bishop, que es un método relativamente simple y directo que se puede utilizar para calcular el factor de seguridad de un talud. La tabla de estabilidad simplificada de Bishop, es una tabla bidimensional que traza el factor de seguridad frente al ángulo de la pendiente. El gráfico, se divide en dos regiones: la región segura, donde el factor de seguridad es mayor que 1, y la región inestable, donde el factor de seguridad es menor que 1 (Bishop A. , 1955).

Otros tipos de gráficos de estabilidad, incluyen el gráfico de estabilidad de MorgensternPrice (1965) y el gráfico de estabilidad de Spencer (1967). Se basan en métodos más complejos de análisis de estabilidad de taludes, pero pueden proporcionar resultados más precisos que el gráfico de estabilidad simplificado de Bishop.

Los gráficos de estabilidad pueden ser, entonces, una herramienta valiosa para ingenieros y geólogos responsables del diseño y construcción de taludes. Mediante su uso, se puede evaluar rápidamente y fácilmente la estabilidad de un talud e identificar los factores que son más críticos para su estabilidad, tales como el ángulo del talud, el tipo de suelo, la presión intersticial del agua, la actividad sísmica y las actividades de construcción.

### 2.2.1 Gráficos de estabilidad de Michalowski

Los gráficos empleados para el proyecto de tesis, se basan en el artículo "Stability Charts for Uniform Slopes" de Michalowski (2002), donde se propone un método gráfico para determinar el factor de seguridad de los taludes, que utiliza un conjunto de gráficos para evaluar la estabilidad de un talud en función de sus propiedades del suelo, ángulo de inclinación y otros factores. Además, el artículo analiza cómo algunos factores, como el peso de la pendiente, la cohesión del suelo y la resistencia al corte, afectan la estabilidad de la pendiente.

El artículo se basa en investigaciones anteriores sobre la estabilidad de pendientes y proporciona un método intuitivo y fácil de usar para evaluar la estabilidad. Los gráficos propuestos son para taludes uniformes y se basan en el enfoque cinemático del análisis de límites que conduce a un límite inferior estricto en el número de estabilidad  $c/\gamma H \tan \varphi$  o un límite superior en el factor de seguridad. Se usan gráficos para taludes que no están sujetos a presión intersticial (Ilustración 2-1) y también para aquellos expuestos a fuerzas sísmicas (Ilustración 2-2).

El procedimiento para el uso de estos gráficos es:

1. Cálculo del número de estabilidad mediante la ecuación  $\frac{c}{\gamma H \tan \varphi}$ .
2. Se ingresa con el valor obtenido y el ángulo de inclinación del talud ( $\beta$ ) en el gráfico requerido, dependiendo de si se tienen valores de  $ru$  (coeficiente de la presión intersticial) (Ilustración 2-1) o si se desean los valores pseudoestáticos al conocer el valor del coeficiente horizontal  $kh$  (Ilustración 2-2).
3. Se lee en el eje de las ordenadas el valor de  $\frac{F}{\tan \varphi}$  y, con el valor conocido de  $\tan \varphi$ , se despeja el valor del factor de seguridad,  $F$ .

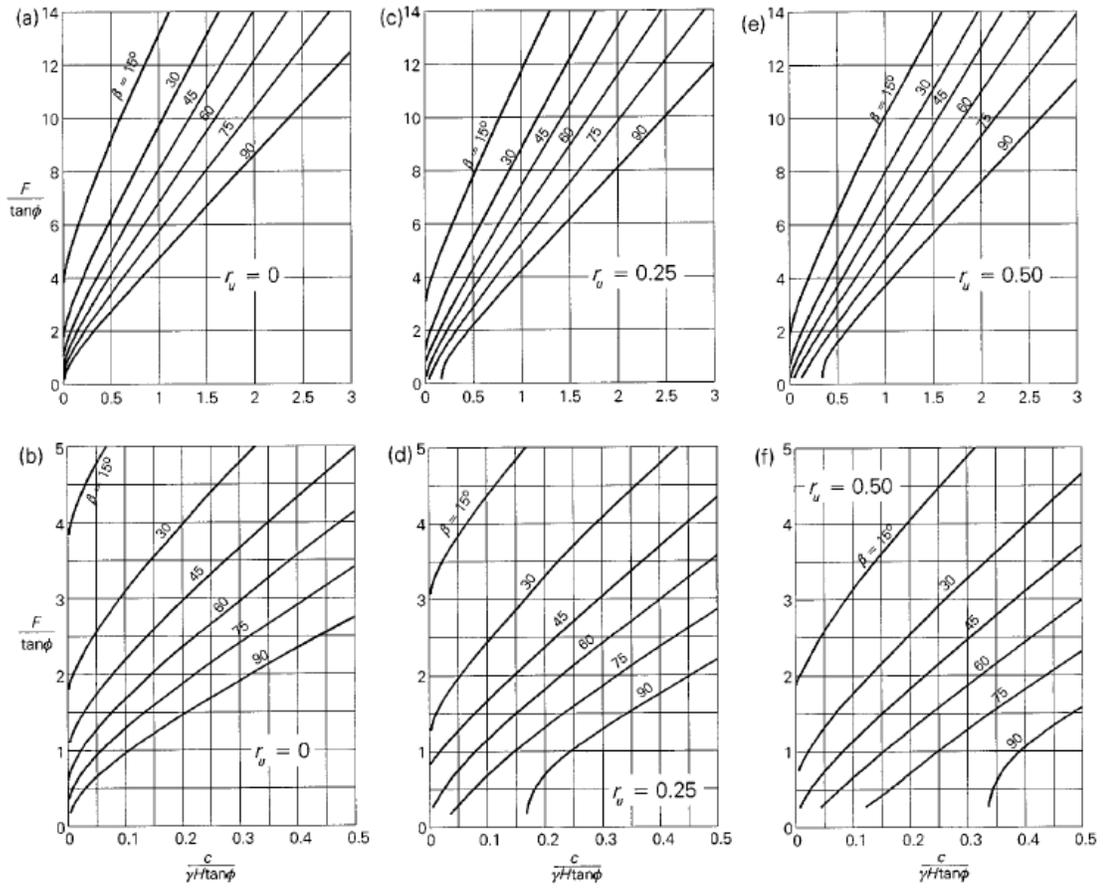


Ilustración 2-1. Gráficos de estabilidad para taludes uniformes.

Fuente: Michalowski (2002).

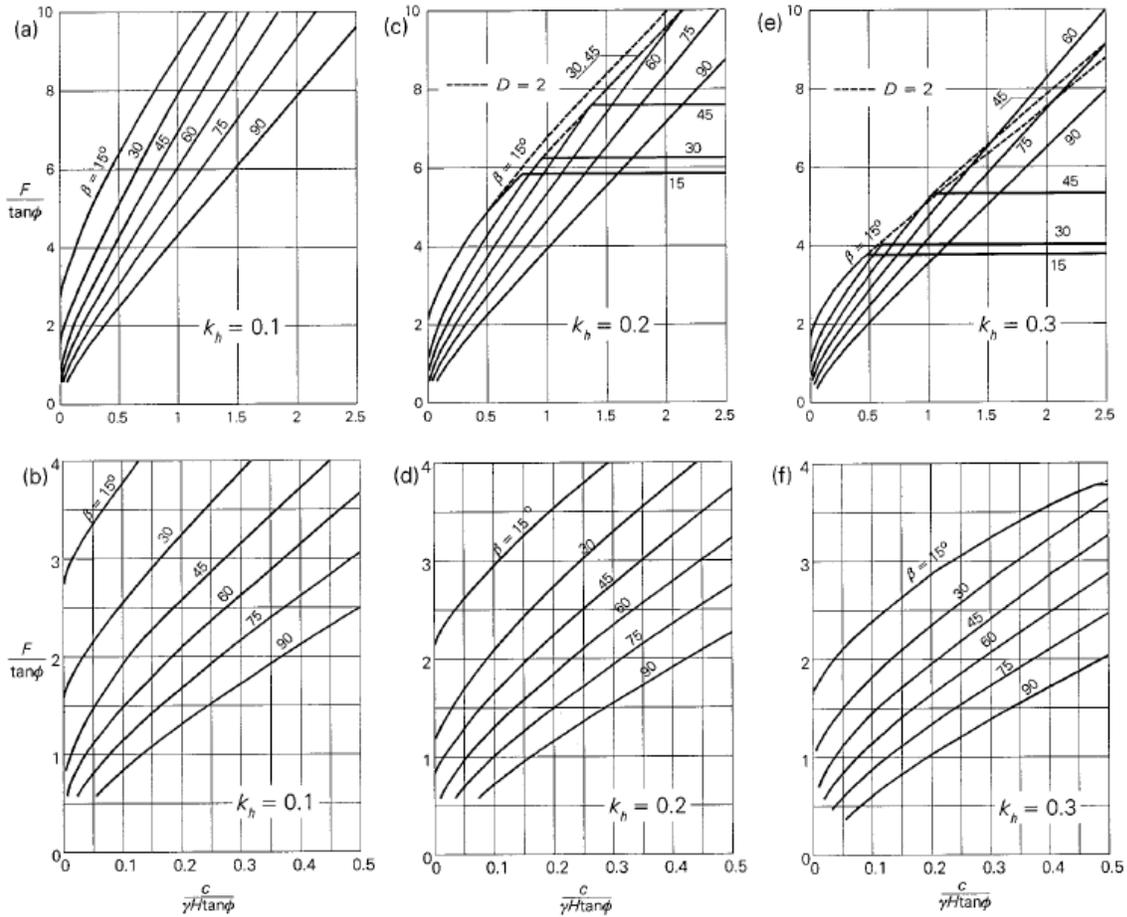


Ilustración 2-2. Gráficos de estabilidad para taludes sujetos a la fuerza sísmica horizontal,  $k_h$ .

Fuente: Michalowski (2002).

### 2.2.2 Análisis pseudoestático

El análisis pseudoestático, es un método simplificado de análisis sísmico, en el que se asume que la masa de suelo o roca permanece en equilibrio estático y la resistencia al corte se reduce a un valor efectivo que representa una combinación de la resistencia al corte estática y dinámica (Makdisi & Seed, 1978).

El modelo físico utilizado para el análisis pseudoestático, es la fuerza estática equivalente. Este modelo asume que la fuerza sísmica se puede tratar como una fuerza estática que actúa sobre el talud. La fuerza estática equivalente, se calcula multiplicando el peso de la

masa deslizante por un coeficiente sísmico, el cual es un número adimensional que está determinado por la sismicidad del área.

Luego, la fuerza estática equivalente se agrega a las otras fuerzas que actúan sobre la pendiente, como el peso del suelo, la resistencia al corte del suelo y la presión del agua intersticial. Luego, se calcula el factor de seguridad utilizando un método de equilibrio límite.

Según Shuka, R., Baker, R. (2008), la premisa básica del enfoque pseudoestático es la suposición de que los efectos sísmicos en la estabilidad de taludes se pueden aproximar considerando las fuerzas estáticas del cuerpo  $\{dE_h, dE_v\}$ , las cuales se muestran en la Ilustración 2-3.

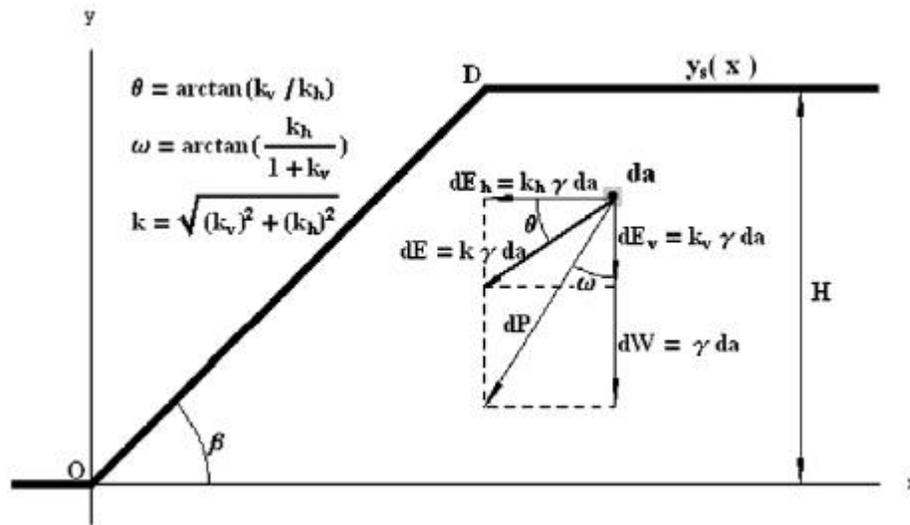


Ilustración 2-3. Modelo físico de los análisis pseudoestáticos

Fuente: Shuka, R., Baker, R. (2008)

Donde:

- $\beta$ ,  $\gamma$  y  $H$  son la inclinación del talud, peso unitario del suelo y altura del talud, respectivamente.
- $dW = \gamma da$  es la fuerza del cuerpo debido a la gravedad donde  $da$  es un área diferencial.
- $dE_h = k_h \gamma da$ ,  $dE_v = k_v \gamma da$  son las fuerzas del cuerpo PS horizontal y vertical que representan los efectos sísmicos, respectivamente.

- $k_h$  y  $k_v$  son los coeficientes pseudoestáticos adimensionales correspondientes.
- $dE$  y  $\theta$  son la magnitud y la dirección de la fuerza del cuerpo pseudoestática resultante, respectivamente.
- $dP$  es la fuerza total del cuerpo (resultante de  $dE$  y  $dW$ ).
- $\omega$  es el ángulo sísmico que caracteriza la dirección de  $dP$ .

Algunos autores que desarrollaron este método son:

Newmark (1965), analiza los efectos de los terremotos en presas y terraplenes. Comienza repasando los diferentes tipos de fuerzas inducidas por terremotos que pueden actuar sobre estas estructuras. Estas fuerzas, incluyen fuerzas de inercia, que son causadas por la aceleración del suelo durante un terremoto; fuerzas cortantes, que son causadas por el movimiento horizontal del suelo; y fuerzas de levantamiento, que son causadas por el movimiento ascendente del suelo durante un terremoto. Newmark, luego analiza los diferentes métodos que se pueden usar para analizar la estabilidad de presas y terraplenes bajo cargas sísmicas. Habla del método de análisis pseudoestático, que se basa en la suposición de que las fuerzas inducidas por terremotos pueden tratarse como fuerzas estáticas. También, analiza el análisis dinámico, que es un método más sofisticado que tiene en cuenta la naturaleza dinámica de las cargas sísmicas.

Spencer (1967), presenta un enfoque simplificado para analizar los desplazamientos inducidos por terremotos en taludes. El método se basa en la aplicación de principios de equilibrio límite y considera la resistencia al corte del suelo y la aceleración sísmica. Proporciona una estimación rápida de los desplazamientos sísmicos en taludes.

Seed y Whitman (1970), proponen una metodología simplificada para estimar los desplazamientos horizontales inducidos por terremotos en taludes. El método se basa en la aplicación de una relación empírica que relaciona los desplazamientos horizontales con la aceleración sísmica y las características del suelo. Proporciona una aproximación rápida para evaluar los desplazamientos sísmicos en taludes.

Generalmente, se hace uso de los coeficientes sísmicos, considerados como factores de amplificación que se utilizan para estimar la fuerza sísmica en una estructura a partir de la aceleración del suelo en la base de la misma. Se determinan a partir de los registros de terremotos históricos y se utilizan para calcular las cargas sísmicas en la estructura durante el diseño sísmico. Estos coeficientes, varían según el tipo de suelo, la frecuencia del terremoto y la geometría de la estructura (Naeim, 1995).

### **2.2.2.1 Coeficiente horizontal de aceleración $k_h$**

El coeficiente horizontal de aceleración se define como la relación entre la aceleración horizontal máxima del suelo y la gravedad. Se utiliza para calcular la fuerza horizontal sísmica en la masa del suelo (Xue, Wang, Wei, & Liao, 2019).

Este coeficiente es el más utilizado en análisis sísmicos, ya que se considera que la componente horizontal de las aceleraciones sísmicas es la más crítica en términos de la respuesta estructural de las edificaciones. Además, la mayoría de las normativas y códigos de diseño sísmico se enfocan en establecer requerimientos para la componente horizontal de las aceleraciones sísmicas. Particularmente, el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (2010), vigente en la actualidad, define el coeficiente de aceleración horizontal  $k_h$  como un factor que amplifica la aceleración sísmica en la dirección horizontal de diseño. Se utiliza en el diseño sismorresistente de estructuras y se calcula como el producto de la aceleración sísmica en el suelo ( $a_g$ ) y un factor de amplificación ( $R$ ), que depende del tipo de suelo y de la zona sísmica donde se encuentra la estructura.

### **2.2.2.2 Coeficiente vertical de aceleración $k_v$**

El coeficiente vertical  $k_v$ , se define como la relación entre la aceleración vertical máxima del terreno y la aceleración horizontal máxima del terreno. Este parámetro, es importante en la evaluación del riesgo sísmico de estructuras, especialmente en aquellas que tienen componentes significativas de masa en dirección vertical, como las presas, los puentes y los edificios altos (Kalkan & Yilmaz, 2009).

El Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (2010), no define un valor específico para el coeficiente vertical  $k_v$ . En cambio, establece que para el cálculo de las

fuerzas sísmicas verticales se debe considerar una fracción del peso de la estructura, que varía dependiendo del tipo de sistema estructural y del nivel de análisis que se esté realizando.

Por lo general, los estudios que abordan los movimientos del terreno con relación al componente sísmico vertical, se han centrado en establecer relaciones entre las intensidades sísmicas, ya sea de aceleración, desplazamiento, velocidad máxima del terreno o espectrales, del componente vertical entre el horizontal (o viceversa). En estos estudios, se consideran o ignoran la relación que puedan tener estas intensidades con otras variables, como la magnitud, la distancia epicentral, la frecuencia o periodos, entre otras. Básicamente, el objetivo principal es predecir la intensidad vertical a partir de la correspondiente intensidad horizontal (Perea & Esteva, 2005).

Newmark et al. (1973), realizan uno de los primeros estudios sobre el componente vertical de movimientos fuertes del terreno. En dicho trabajo, se obtienen cocientes de las aceleraciones máximas del terreno del componente vertical entre el horizontal de 33 registros de Estados Unidos. El estudio señala que, en promedio, la aceleración vertical es del orden de  $2/3$  del horizontal, lo cual ha sido adoptado en muchos códigos de diseño antisísmico en el mundo ante la ausencia de otra información.

Rosenblueth (1975), relacionó la intensidad sísmica vertical con la horizontal, aunque fue el primero que identificó que dicha relación es función del periodo. Propone un espectro elástico para componente vertical similar al horizontal, con modificación en la escala de ordenadas espectrales y reducción en 70% de la escala de periodos. Adicionalmente, propone obtener el espectro inelástico a partir del cociente del espectro elástico entre un factor por ductilidad vertical de tres, aunque no presenta ninguna justificación para tomar dicho factor.

Aplicando esta metodología, Kawashima et al., (1985), usa registros de Japón concluyendo que la relación entre el coeficiente vertical y el horizontal (V/H) es de  $1/5$ . Ambrasays y Simpson (1995), usan 104 registros mundiales con un radio menor a 15 km, una magnitud mayor a 6.0 y una aceleración vertical equivalente a 0.1g, encontrando que la relación V/H es de 1.75. Boomer y Martínez (1996), hacen uso de 130 registros de México con una aceleración vertical mayor a 0.2g obteniendo un cociente V/H=1.00. Por su parte, Mohammadioun (1996), basa su estudio en suelos aluviales cercanos a la falla sin

especificar la ubicación geográfica de su base de datos, y encuentra que la relación V/H equivale a 0.75.

Algunos estudios han destacado que el cociente de aceleraciones máximas del terreno horizontal a vertical es altamente dependiente de la distancia epicentral: se observan valores altos para distancias cortas y bajos para grandes distancias (Singh, 1995; Hudson et al., 1996; Bozorgnia, Niazi y Campbell, 1996; Perea y Esteva, 1999). Otros más, enfatizan en sus resultados que dicho cociente es además altamente dependiente del periodo vertical, con valores altos en periodos cortos y valores bajos en periodos altos (Singh, 1995; Hudson et al., 1996; Ohno et al., 1996; Kusunoki, 1998; Bozorgnia, Campbell y Niazi, 2000; Perea y Esteva, 2003a).

Elnashai (1997), propone, con base en 35 registros de movimientos verticales ( $A_{max} > 0.3g$ ,  $M > 5$  y  $R < 25$  km), un espectro de diseño de forma convencional ajustado a la media de los espectros de respuesta (amortiguamiento,  $\xi = 2\%$ ) de los registros verticales. El espectro de diseño propuesto, tiene una aceleración máxima de 3.48g y periodos característicos de 0.05 y 0.15 s. Adicionalmente, presenta un factor de corrección para otros valores de amortiguamiento, aunque reconoce que no existe información disponible de valores típicos de amortiguamiento para estructuras en vibración vertical.

Sharma (2000), Bozorgnia, Campbell y Niazi (2000), y Perea y Esteva (1999), han obtenido espectros de respuesta verticales a partir de leyes de atenuación espectrales con base en el análisis de registros sísmicos. Los dos primeros trabajos mencionados, obtienen, a partir de las expresiones de atenuación, cocientes espectrales de la intensidad vertical entre la horizontal. Los resultados del segundo grupo de autores muestran una gran dependencia entre los componentes horizontal y vertical con el periodo de oscilación, la distancia de la fuente al sitio y las condiciones locales del sitio, no así con la magnitud y el tipo de falla. Los resultados del último grupo de autores (Perea y Esteva, 1999), muestran que la magnitud ( $M$ ) del sismo y la distancia entre el epicentro y el sitio ( $R$ ) mantienen una relación similar con la amplitud espectral de ambos componentes (el horizontal y el vertical) y que son los efectos de sitio los que principalmente controlan las diferencias en las amplitudes espectrales en dichas direcciones. Lo anterior, obedece a que ambos componentes, el horizontal y el vertical, comparten las mismas características de la fuente y los efectos del trayecto.

Saragoni y Hart (1974), se enfocaron en el análisis de la respuesta sísmica vertical de suelos sedimentarios blandos en California. Los autores, realizaron un análisis de correlación entre el coeficiente de aceleración horizontal y el coeficiente de aceleración vertical para un conjunto de 10 terremotos. Se encontró que el coeficiente vertical de aceleración era un promedio del 20% del coeficiente horizontal de aceleración. También, se encontró que los valores del coeficiente vertical de aceleración eran más altos en los suelos blandos que en los suelos más rígidos.

Perea et al (2001), evaluaron la relación entre el coeficiente vertical y el coeficiente horizontal utilizando registros de acelerómetros de terremotos en México. Encontraron que el coeficiente vertical es generalmente menor que el coeficiente horizontal, y que la relación entre ambos varía en función de las características del suelo. Además, concluyeron que la relación entre ambos coeficientes es más fuerte en suelos blandos que en suelos duros.

Shukha, R. y Baker, R. (2008), discuten la importancia de considerar la componente vertical de la fuerza pseudoestática (PSF) cuando se analiza la estabilidad de taludes bajo condiciones sísmicas. La PSF, es una fuerza que se suma al peso estático del suelo y la roca en una pendiente durante un sismo. Es causado por las fuerzas de inercia generadas por el movimiento del suelo. La componente vertical de la PSF, puede actuar en dirección ascendente (opuesta a la dirección de la gravedad) o descendente (en el sentido de la dirección de la gravedad). Cuando actúa en dirección ascendente (principalmente en materiales no cohesivos), puede reducir la tensión efectiva sobre el suelo y la roca, lo que puede provocar el derrumbe de taludes. Cuando actúa en dirección descendente (generalmente en materiales no friccionantes), puede aumentar la tensión efectiva sobre el suelo y la roca, lo que puede hacer que las pendientes sean más estables.

### **2.2.3 Método propuesto por la Escuela de Minas de Nancy (Francia)**

Chica-Sánchez (1989), recomienda el método desarrollado por la Escuela de Nancy, en Francia, debido a su facilidad y utilidad para calcular el factor de seguridad en el potencial de deslizamiento, considerando seis condiciones de geometría y nivel freático aplicadas tanto a deslizamientos con ruptura circular como con ruptura plana. Para utilizar esta metodología, se deben conocer ciertos parámetros geométricos y geotécnicos, tales como

la altura máxima ( $H$ ) y la inclinación de la cara del talud ( $i$ ), la altura máxima o estabilizada del nivel freático ( $H_w$ ), la profundidad de la grieta de tracción ( $Z_o$ ) en caso de existir, la forma del nivel freático (parabólica u horizontal), el peso específico ( $\gamma$ ), la cohesión ( $c$ ) y el ángulo de fricción ( $^\circ$ ) del material.

En el caso de deslizamientos circulares, la superficie de rotura resultante es el círculo más pequeño que pasa entre el borde inferior libre del talud y el extremo inferior de la grieta de tracción, si es que existe.

Una vez que se han definido los parámetros de la pendiente, es importante también definir la función  $X$  (ángulo de la pendiente o función de inclinación) y la función  $Y$  (función de peso de la pendiente). En cada una de estas funciones, existen tres casos posibles:

*Para la función  $X$ :*

- Caso A: pendiente drenada
- Caso C: pendiente con nivel freático normal
- Caso E: pendiente con nivel freático horizontal

*Para la función  $Y$ :*

- Caso B: pendiente sin fisuras por tracción
- Caso D: talud con agrietamiento por tracción seca
- Caso F: talud con fisura por tracción saturada

Cada caso tiene su propia ecuación. Sin embargo, lamentablemente el documento bibliográfico de la Escuela de Minas de Nancy que describe este método no incluye información sobre el autor, el título del libro o artículo en el que se presentó por primera vez, ni sobre la deducción de las ecuaciones utilizadas para desarrollar el método.

Para efectos de la presente tesis, solamente se hace uso de las ecuaciones planteadas para el análisis de la estabilidad de taludes con superficie de falla circular, presentados en la Ilustración 2-4, cuyo ábaco correspondiente para el cálculo del  $H_s Q_I$  se presenta en la Ilustración 2-6.

No obstante, la Ilustración 2-5, presenta las ecuaciones para superficie de falla planar y la Ilustración 2-7 el ábaco para el cálculo del  $H_s Q_I$  bajo este tipo de falla.

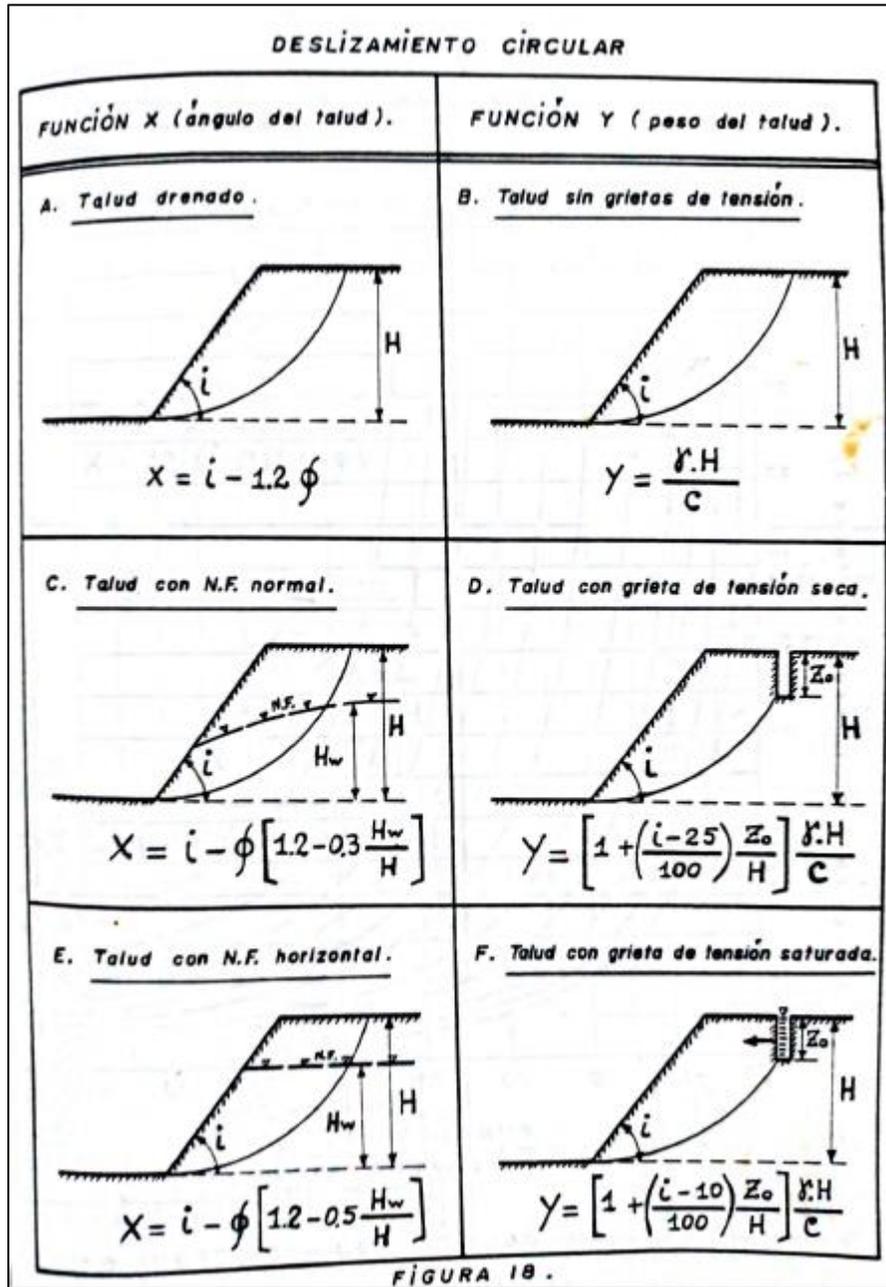


Ilustración 2-4. Condiciones del método de Nancy, ecuaciones X e Y para superficie de falla circular.

Fuente: Chica Sánchez (1989).

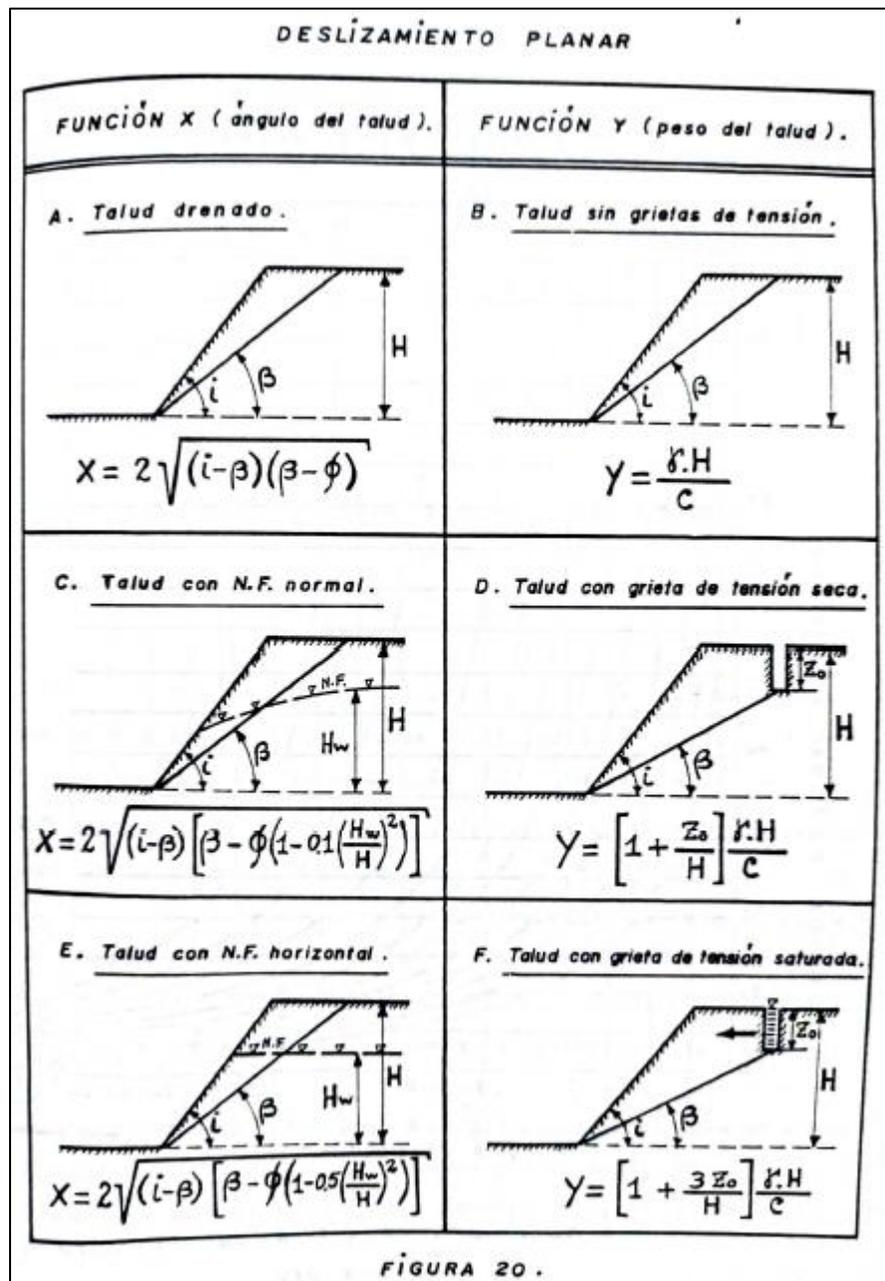


Ilustración 2-5. Condiciones del método de Nancy, ecuaciones X e Y para superficie de falla planar.

Fuente: Chica Sánchez (1989).

Después de definir las ecuaciones X e Y, se puede obtener el HsQI ingresando el valor de cada función en el ábaco correspondiente:

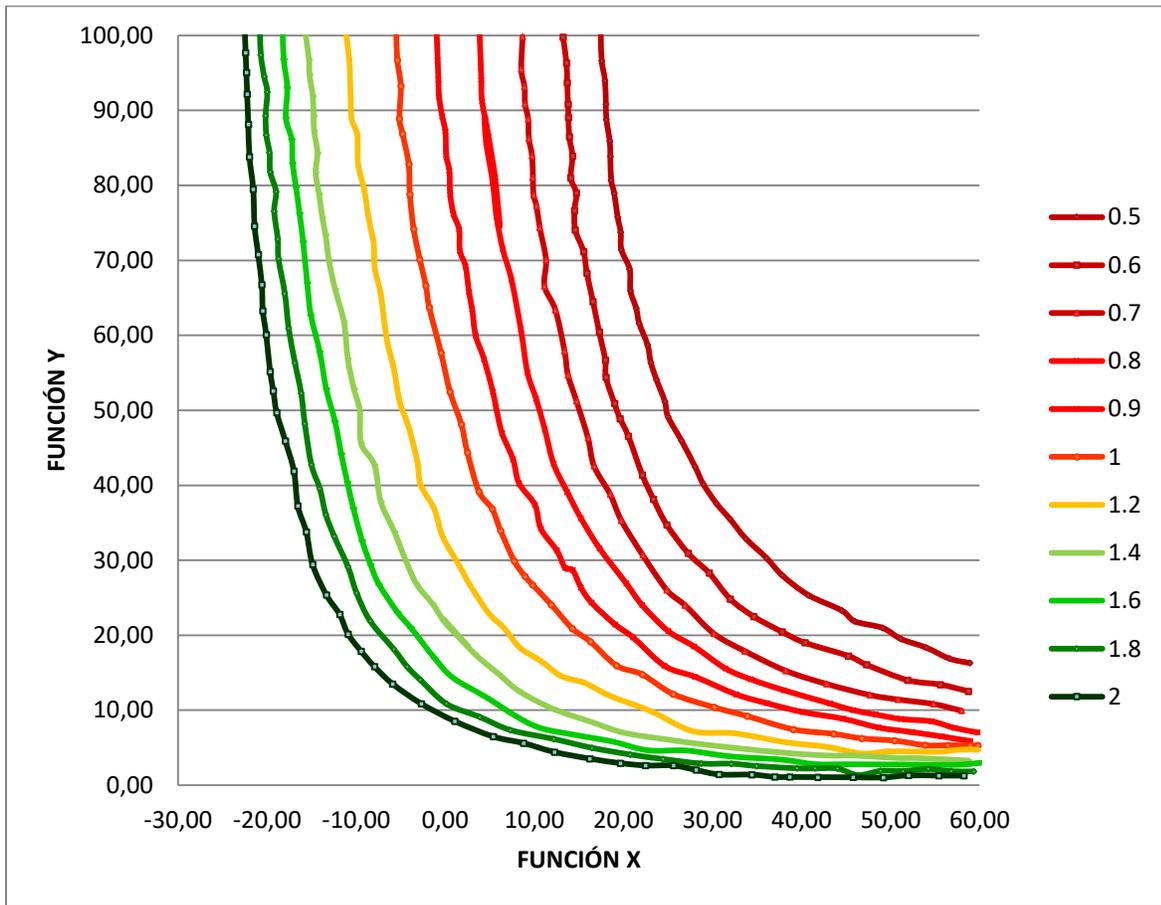


Ilustración 2-6. Abaco para obtener el HsQI para un talud con superficie de falla circular.

Fuente: Ocampo, M (2016).

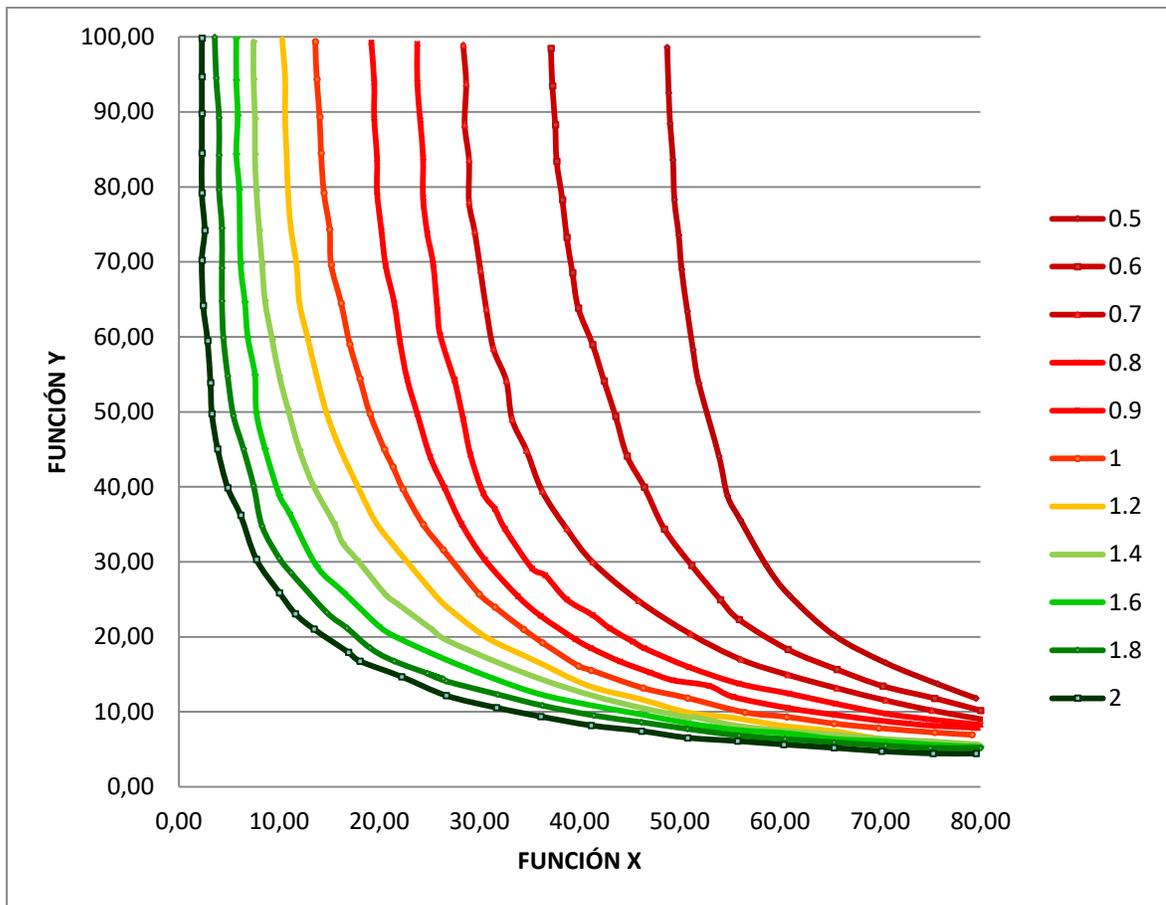


Ilustración 2-7. Abaco para obtener el HsQI para un talud con superficie de falla planar.

Fuente: Ocampo, M (2016).

Es importante aclarar que los ábacos presentados (Ilustración 2-6 e Ilustración 2-7), son adaptaciones fieles de los ábacos originales del método de Nancy, puesto que el método HsQI no plantea modificaciones en los ábacos de las funciones X e Y.

Las funciones X e Y tienen un valor máximo, en el caso de la función X de 60 y la función Y de 100. Por lo tanto, los valores del HsQI también alcanzan el valor máximo de 2.0.

### 2.2.4 Sistemas de clasificación y zonificación de taludes en roca y suelo

Los métodos o sistemas de clasificación de taludes, tienen como beneficio principal, dividir el talud en grupos de comportamiento similar y proporcionar una base para comprender las características de cada grupo y relacionar la experiencia de las condiciones en un sitio

con las condiciones y la experiencia encontrada en otros. Los métodos de clasificación brindan información cualitativa para propósitos de diseño, lo que permite un mejor juicio de ingeniería y una comunicación más efectiva sobre los proyectos (Alpizar Barquero, 2012).

Hay varios sistemas de clasificación geomecánicos de taludes rocosos, los cuales se presentan a continuación. Como análisis fundamental de la presente investigación, se realiza un enfoque en el sistema de zonificación de la calidad de las laderas, HSQI, presentado también en lo que sigue de este documento:

- **Rock Mass Rating (Bieniaski 1973-1989):**

El sistema RMR, ha sido desarrollado como una herramienta de prediseño para la determinación del tipo de soporte de un túnel, al igual que otros sistemas de clasificación de macizos rocosos. La primera versión de RMR, permitió evaluar un período estable para un vano no apoyado de una abertura subterránea (distancia entre el frente del túnel y una sección apoyada en un túnel) en lutitas y rocas arcillosas, expuestas al agua y a procesos de humectación-secado (Aksoy, 2008).

- **Índice Q de Barton (1974):**

El índice Q, es apropiado para la clasificación de la estabilidad y del tipo de sostenimiento a emplear en túneles y cavernas en roca fracturada, teniendo un mejor uso durante la planificación y siendo menos útil durante el proceso constructivo (Fernández-Gutiérrez et al., 2017).

- **Slope Mass Rating (Romana, 1985):**

Es un sistema de clasificación geomecánica, basado en el Rock Mass Rating. Esta metodología, fue validada por diferentes autores en diferentes países y es utilizada para la clasificación geomecánica de taludes y como método alternativo de evaluación de la estabilidad de macizos rocosos y proporciona factores de ajuste, orientación de campo y recomendaciones que permiten una clasificación geomecánica de taludes en la fase de anteproyecto (Tomás et al., 2016).

- **El índice GSI (Hoek, 1994):**

Desarrollado para subsanar los problemas detectados con el uso del índice RMR, para evaluar la resistencia de macizos rocosos según el criterio generalizado de Hoek-Brown. Este índice de calidad geotécnica, se determina con base en dos parámetros que definen

la resistencia y la deformabilidad de los macizos rocosos: RMS (estructura del macizo rocoso, definida en términos de su blocosidad y grado de trabazón) y JC (condición de las estructuras (discontinuidades) presentes en el macizo rocoso) (Antonio, n.d.).

- **Slope Stability Rating (Taheri & Tani, 2007):**

Es un nuevo sistema de clasificación, que se ha propuesto en Irán para estudiar la estabilidad de taludes de roca fracturada de fallas no controladas estructuralmente. En este sistema, la estabilidad se puede evaluar mediante cartas de diseño de taludes y suma el efecto de la fuerza sísmica (Taheri & Tani, 2007).

- **Metodología de Mora-Vharson-Mora (Mora, 2013), propuesto por Mora (1994):**

Permite obtener una zonificación de la susceptibilidad del terreno al deslizamiento de forma rápida y a bajo costo, mediante la combinación del peso de diferentes factores geomorfológicos y dinámicos. Dentro de los datos de entrada, están la pendiente, la litología y la humedad del suelo, los cuales definen un indicador de susceptibilidad intrínseca a deslizamientos y el indicador de activación de los deslizamientos está dado por la combinación de los factores de lluvia y sismo. Es compatible con plataformas SIG y ayuda a identificar áreas críticas para orientar los recursos de los estudios geotécnicos. Los resultados muestran que es una metodología conservadora, ya que combina los efectos de la fuerza sísmica con lluvias de gran intensidad para evaluar la susceptibilidad al deslizamiento. Se considera que puede ser una referencia para la toma de decisiones, pero el método solamente proporciona una caracterización inicial, por lo que se deben realizar estudios geotécnicos más detallados posteriormente.

- **Slope Quality Index (Pinheiro et al., 2015):**

El principal objetivo del sistema SQI, es el cálculo de un índice basado en nueve factores relacionados con la estabilidad de los taludes. Se ha demostrado que la metodología SQI corresponde a una representación real del comportamiento de los taludes y que es posible aplicarla para conocer la susceptibilidad al deslizamiento de los taludes (Pinheiro & Miranda, 2015).

- **HsQI (Moreno Ceballos, 2015):**

Es una metodología heurística de zonificación de la susceptibilidad al deslizamiento, de mapeo directo, que está basada en el método de análisis de estabilidad de taludes desarrollado por la Escuela de Minas de Nancy, recomendado por Chica Sánchez (1989),

pero modificando el término de factor de seguridad por el índice HsQI, como un indicador inicial de la susceptibilidad a los deslizamientos de taludes influenciados por la construcción de un corredor vial (Moreno Ceballos, 2015).

El método incorpora una recopilación de datos geológicos, topográficos, geotécnicos e hidrológicos, de modo que se caractericen las laderas de acuerdo con su geometría.

Analiza previamente una zona donde se va a construir un proyecto vial y toma como referencia el diseño geométrico planteado para la vía, para poder obtener datos de los taludes propuestos para corte y terraplén, para hacer un análisis de las condiciones de los taludes que podrán encontrarse a lo largo de la vía y asignarles un valor HsQI.

A través del uso de Sistemas de Información Geográfica (SIG) y lenguaje de programación, se usan herramientas automáticas para la construcción de las secciones y las funciones para una lectura automática de los ábacos que emplea el método.

Los resultados brindan argumentos técnicos que pueden ser dirigidos a:

- Validaciones y recomendaciones de sistemas de sostenimiento de laderas en función de las condiciones del proyecto vial: importancia, magnitud y uso.
- Facilitación del plan de mantenimiento, administración e inversiones del proyecto.
- Mejora de los planes de mantenimiento durante la operación, ya que se identifican perfectamente los tramos de alta susceptibilidad a deslizamientos.
- El conocimiento del riesgo económico asociado a la funcionalidad de las estructuras y probabilidad de pérdidas en caso de evento de deslizamiento es un proceso sencillo.
- Implementar de manera eficiente sistemas de instrumentación geotécnica, útiles para una mejor administración del riesgo.

Si bien esta metodología no pretende sustituir los procedimientos geotécnicos de detalle tradicionales, su correcto uso e interpretación, serán, sin duda, un complemento excelente para el análisis geotécnico de detalle y de valiosa ayuda para los tomadores de decisiones en etapas de factibilidad de proyectos viales (Montoya Cañola et al., 2021).

Ha sido validado anteriormente por los autores Moreno-Ceballos (2015), Ocampo M (2016), Moreno (2019), Montoya et al (2020) y Valderrama (2021) en Colombia, Costa Rica y Brasil.

Se considera de aplicación simple y sistemática, pues permite realizar la sectorización o zonificación de la vía, lo que permite analizar cada tramo y obtener un análisis preliminar de la susceptibilidad al deslizamiento sin el uso de software especializado para el análisis de estabilidad (Valderrama Ochoa, 2021).

### **2.2.5 Análisis basados en Sistemas de Información Geográfica**

Varios estudios se han realizado para la evaluación de la susceptibilidad de deslizamientos superficiales mediante el uso de Sistemas de Información Geográfica. A continuación, se presentan algunos y sus principales resultados:

En la autopista de Calabria (Sur de Italia), se hizo uso del enfoque **WofE**, que es una técnica estadística ampliamente aplicada en muchos campos científicos, la cual ha demostrado ser adecuada para preparar mapas de susceptibilidad a deslizamientos. WofE es un método cuantitativo "basado en datos", que utiliza el modelo de probabilidad bayesiano. La forma simple del teorema de Bayes aplicado, utiliza el método del mapa binario. Este método tiene dos estados (p. ej., presencia/ausencia del evento dentro de un píxel) y se basa en la decisión de qué estado es más probable que ocurra en función de los datos disponibles.

Al comparar el mapa de susceptibilidad y el mapa de inventario de deslizamientos superficiales, se obtiene una concordancia espacial satisfactoria entre los diferentes niveles de susceptibilidad y la distribución de deslizamientos, ya que el 86% del total de deslizamientos se clasificaron correctamente, ya que se clasifican en clases de susceptibilidad alta y muy alta.

El procedimiento de validación, utilizando un conjunto de pruebas, confirma la eficacia del modelo para predecir la susceptibilidad a deslizamientos superficiales (AUC de la curva de tasa de predicción: 80,2 %) (Conforti et al., 2016).

Achour et al. (2017), realizaron una investigación donde se evaluó la susceptibilidad a los deslizamientos de tierra utilizando métodos de proceso de **jerarquía analítica** (AHP) y

valor de información (IV) a lo largo de un tramo de carretera en la región de Constantine (noreste de Argelia).

El diagrama AUC, mostró que los mapas de susceptibilidad tenían una tasa de éxito del 77% y 66% para los modelos IV y AHP, respectivamente. Para ello, el modelo IV es mejor para predecir la ocurrencia de deslizamientos que el modelo AHP. Por lo tanto, el método del valor de la información podría usarse como un método de zonificación del mapeo de susceptibilidad a deslizamientos.

En Nepal, se realizó un estudio de identificación de los deslizamientos de tierra cosmicos que destruyeron las autopistas Pasang Lhamu (139,3 km) y Araniko (117,3 km), mediante investigación de campo e **interpretación visual de imágenes satelitales** previas y posteriores al terremoto y la investigación de campo. Este método, es el más utilizado para el mapeo de deslizamientos desencadenados por terremotos, lo que permite preparar inventarios de deslizamientos de alta calidad. Como complemento y verificación de los resultados de la interpretación visual, se realizó investigación de campo (Xu et al., 2017).

Mandal et al. (2018), realizaron un estudio basado en el análisis de probabilidad de deslizamientos de tierra apoyado en SIG con '**Valor de la información**' y '**Método de relación de frecuencia**'. Estos métodos, se utilizan para derivar el valor ponderado de los factores causales y las clases para la Zonación de susceptibilidad de deslizamientos (LSZ) a lo largo de las carreteras principales.

Los métodos de 'valor de información' y 'relación de frecuencia', han predicho la probabilidad de susceptibilidad a deslizamientos de tierra para el área de estudio. Se dibujan curvas de características operativas del receptor (ROC) para la susceptibilidad a deslizamientos de tierra para ambos métodos y el valor derivado del área bajo la curva se encuentra en 0,88 y 0,84 respectivamente. Estos resultados sugieren que el método 'Valor de la información' tiene un mejor rendimiento que el método 'Relación de frecuencia'.

Por su parte, Kadi et al. (2021), realizaron un estudio para obtener el mapa de susceptibilidad a deslizamientos para el análisis de riesgo de rutas forestales mediante la definición de ocho factores para el área de análisis, con el propósito de investigar el estado actual de dichas rutas y proponer una optimización de las mismas considerando áreas potenciales de deslizamientos y varios factores restrictivos.

En la carretera Niš-Macedonia del Norte, se llevó a cabo el mapeo de susceptibilidad a deslizamientos usando SIG, cuya principal ventaja radica en el hecho de que una gran parte de la investigación se puede terminar con trabajo de gabinete y que se pueden adquirir datos muy precisos sobre las ubicaciones en combinación con el trabajo de campo.

Entre los resultados obtenidos, destaca la importancia de tener en cuenta en las etapas de planificación y construcción, las zonas de susceptibilidad a deslizamientos de tierra ya que, la construcción en zonas de alta y muy alta susceptibilidad a eventos de deslizamientos puede conducir muy fácilmente a la desestabilización del terreno. Cuanto mayor sea la susceptibilidad a los deslizamientos de tierra, mayor será la precaución requerida en la planificación (Tešić, 2021).

Finalmente, en el estudio realizado por Hang et al. (2021), en la carretera nacional 6 – Vietnam, se desarrollaron siete modelos híbridos, a saber, **AdaBoost-LMT (ABLMT)**, **bagging-LMT (BLMT)**, **generalización en cascada-LMT (CGLMT)**, **dagging-LMT (DLMT)**, **MultiBoostAB-LMT (MBLMT)**, **rotación bosque-LMT (RFLMT)** y **subespacio-LMT aleatorio (RSSLMT)** con árboles modelo logísticos (LMT) como clasificador base. El desempeño y la validación del modelo se evaluaron a través de varios índices estadísticos, como la sensibilidad (SST), la especificidad (SPF), la precisión (ACC), el área bajo la curva ROC (AUC), el RMSE y el índice k. Los resultados muestran que todos estos modelos funcionan bien para la predicción de la susceptibilidad a deslizamientos en el área de estudio, pero el rendimiento del modelo RSSLMT es el mejor (AUC: 0,816).

Estos enfoques se pueden aplicar también en otras regiones montañosas del mundo que son susceptibles a deslizamientos de tierra para una mejor prevención y gestión de deslizamientos de tierra.

## 2.3 Análisis ROC (Receiver Operating Characteristics)

Fawcett (2005), presenta la curva característica operativa del receptor (ROC) como una forma de evaluar el rendimiento de los clasificadores binarios. Las curvas ROC representan la tasa de verdaderos positivos (TP rate) frente a la tasa de falsos positivos (FP rate) en todos los umbrales de decisión posibles. El TP rate, es la proporción de instancias positivas

que se clasifican correctamente y el FP rate es la proporción de instancias negativas que se clasifican incorrectamente.

Fawcett, argumenta que las curvas ROC son una forma más informativa de evaluar los clasificadores binarios que la exactitud, la precisión o la recuperación. La precisión es la proporción de todas las instancias que se clasifican correctamente, pero puede ser engañoso si las clases están desequilibradas. La precisión es la proporción de instancias positivas que se clasifican correctamente, pero puede ser engañoso si el número de instancias positivas es pequeño. La recuperación es la proporción de instancias positivas que se clasifican correctamente, pero puede ser engañoso si el número de instancias negativas es pequeño.

Las curvas ROC, no se ven afectadas por el desequilibrio de clases o el número de instancias en cada clase. Esto los convierte en una forma más confiable de comparar el rendimiento de diferentes clasificadores binarios. Las curvas ROC también se pueden utilizar para seleccionar el umbral de decisión óptimo para un clasificador binario. El umbral de decisión óptimo es aquel que maximiza el área bajo la curva ROC (AUC).

Es importante considerar las limitaciones de las curvas ROC, tales como el hecho de que no son sensibles a los cambios en la probabilidad prevista de la clase positiva, esto significa que dos clasificadores con probabilidades predichas muy diferentes pueden tener la misma curva ROC. Adicionalmente, las curvas ROC tampoco tienen en cuenta el costo de la clasificación errónea.

A pesar de estas limitaciones, las curvas ROC son una herramienta valiosa para evaluar el rendimiento de los clasificadores binarios. Son más informativos que la exactitud, la precisión y la recuperación, y no se ven afectados por el desequilibrio de clases o el número de instancias en cada clase. Las curvas ROC también se pueden utilizar para seleccionar el umbral de decisión óptimo para un clasificador binario.

## **3. Metodología de la investigación**

Para integrar el análisis pseudoestático al método HSQI, tal como se planteó en la hipótesis y en los objetivos, la presente tesis de maestría se desarrolla bajo el enfoque cuantitativo y sus resultados aplican para los corredores viales. Se plantean las siguientes etapas para la investigación:

### **3.1 Revisión bibliográfica**

Con el fin de justificar el desarrollo de esta investigación, se realiza una revisión bibliográfica asociada con los métodos de análisis de estabilidad, movimientos en masa y factores desencadenantes, análisis mediante Sistemas de Información Geográfica, sistemas de clasificación de taludes y el método HsQI, para llegar a un punto de comprensión que posibilite incluir los factores pseudoestáticos necesarios para complementar el método.

Al momento, con las investigaciones anteriores, se ha definido que el método incorpora una recopilación de datos geológicos, topográficos, geotécnicos e hidrológicos, de modo que se caractericen las laderas de acuerdo con su geometría y parámetros geomecánicos haciendo uso de dos funciones (X e Y) bajo condiciones estáticas.

Seguidamente, se definen las secciones de análisis y mediante el análisis de estabilidad se realiza el cálculo del índice de calidad para su posterior zonificación mediante programas de dibujo asistido y Sistemas de Información Geográfica; finalizando con las recomendaciones para sistemas de prevención y/o corrección de las laderas, sin incluir las componentes del análisis pseudoestático.

### **3.2 Incorporación del análisis pseudoestático en el método HSQI**

Comúnmente, los análisis pseudoestáticos representan los efectos de las vibraciones de un terremoto mediante aceleraciones pseudoestáticas que producen fuerzas inerciales horizontales ( $F_h$ ) y verticales ( $F_v$ ), las cuales actúan a través del centroide de la masa de falla. Las magnitudes de las fuerzas consideran el peso de la masa de falla, las aceleraciones horizontales y verticales y los coeficientes sísmicos adimensionales  $k_v$  y  $k_h$  (Martínez, R., Barrera, S. & Gómez, P., 2011).

Por lo general, los métodos de análisis de estabilidad de laderas y taludes incorporan el efecto sísmico mediante los coeficientes  $k_v$  y  $k_h$ , por lo que durante esta investigación se realiza el estudio de su comportamiento y la forma de correlacionarlos con las ecuaciones planteadas en el método HsQI.

Para el planteamiento de las ecuaciones, se realizan modelaciones en un talud de prueba con geometría y parámetros definidos, realizando combinaciones de ambas para generar una correlación entre los valores estático y pseudoestático del método HsQI, el cual se halla al incorporar el efecto sísmico en las ecuaciones estáticas y que sirve para establecer una forma directa de calcular el HsQI pseudoestático a partir del estático.

### **3.3 Aplicación de las ecuaciones pseudoestáticas en un corredor de análisis y validación el modelo pseudoestático**

Una vez introducido el análisis sísmico al método y con base en la información empleada por Valderrama (2021) en el tramo de vía estudiado (12 km de vía de la Unidad Funcional 1 – UF1 de la conexión vial Pacífico 2), se ejecuta la validación y aplicación de las ecuaciones planteadas y la respectiva actualización del gráfico de desempeño en cuanto a la recomendación de sistemas de prevención ante la amenaza por sismo. Con base en esto, se generan unas zonas críticas de análisis que serán utilizadas para validaciones en un trabajo de campo.

### **3.4 Validaciones en campo**

Para validar la efectividad del método, se plantea un trabajo de campo partiendo de una priorización de puntos críticos (denominados así por representar condiciones desfavorables), los cuales se analizan desde la generalidad, buscando realizar un análisis ingenieril inverso (verificación de las obras de estabilización construidas y su estado actual para validar su eficiencia). Esta información se ingresa en el gráfico de desempeño del método (planteado por Moreno Ceballos (2015 y 2019)), para validar que se ajuste a las condiciones pseudoestáticas y se pueda realizar un análisis estadístico para comprobar el grado de ajuste del método en relación con lo ejecutado en el proyecto Conexión Vial Pacífico 2.

### **3.5 Análisis de resultados**

Se estudian los resultados obtenidos mediante la validación del análisis pseudoestático en el corredor vial elegido, con el propósito de verificar la hipótesis planteada en la investigación y generar las respectivas conclusiones.



## 4. Incorporación del análisis pseudoestático en el Método HsQI

El capítulo 2 contempla la revisión del estado del arte en relación con los movimientos en masa y las metodologías para el análisis de la estabilidad, los cuales son insumo base para el planteamiento de la incorporación del análisis pseudoestático en el método HsQI.

En este capítulo, se presenta la metodología de análisis implementada para el planteamiento final de las ecuaciones del método HsQI en su forma pseudoestática. Es importante entender que los resultados del HsQI obtenidos son un insumo en las fases preliminares y de estudio de los proyectos y el análisis pseudoestático requiere de un estudio de efectos locales para evaluar correctamente las aceleraciones que llegan a determinada zona.

El análisis plantea el uso de un talud de prueba (Ilustración 4-1) para los cálculos con el método de Michalowski (explicado en la sección 2.2.1), el modelo en el software Slide y el cálculo del HsQI estático y pseudoestático para 78 casos de estudio establecidos mediante combinaciones entre las variables definidas en la siguiente tabla (Tabla 4-1):

Tabla 4-1. Parámetros para el análisis

H [m]	$\varphi$ [°]	c [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	i [°]
10	17	5	15	30
20	20	10	17	45
35	23	20	19	60

Los valores establecidos para los parámetros de resistencia del suelo, dependen de los rangos típicos de variación de cada uno:

- **Ángulo de fricción ( $\phi$ ):** El rango de variación del ángulo de fricción de los suelos es amplio. Los suelos sin cohesión tienen un ángulo de fricción que normalmente está en el rango de 25° a 45°, mientras que los suelos cohesivos tienen un ángulo de fricción que normalmente está en el rango de 15° a 25° (Lambe & Whitman, 1969).
- **Cohesión (c):** El rango de variación de la cohesión en suelos es amplio y depende del tipo de suelo. Los suelos no cohesivos, obviamente tienen muy poca cohesión, mientras que los suelos cohesivos tienen una cohesión significativa. La cohesión de un suelo puede verse afectada por una serie de factores, incluido el tipo de minerales arcillosos presentes, la cantidad de agua en el suelo y el historial de estrés del suelo.

En general, la cohesión de los suelos cohesivos varía desde unos pocos kPa hasta varios cientos de kPa (limos entre 1 kPa y 50 kPa y arcillas entre 10 kPa y 500 kPa). La cohesión de la arena, suele ser inferior a 1 kPa (Lambe & Whitman, 1969).

- **Peso unitario ( $\gamma$ ):** Sus valores dependen del tipo de suelo y del grado de compactación. Los suelos sin cohesión tienen un peso unitario que normalmente está en el rango de 15 kN/m<sup>3</sup> a 22 kN/m<sup>3</sup>. Los suelos cohesivos, tienen un peso unitario que normalmente está en el rango de 19 a 25 kN/m<sup>3</sup> (Lambe & Whitman, 1969).

Además de usar los valores típicos presentados en la Tabla 4-1, se realizaron combinaciones con valores que no son tan típicos y que se pueden llegar a considerar como extremos. Para la cohesión, se usaron 40 kPa y 80 kPa y para el ángulo de fricción, se usaron 30° y 40°, esto en aras de generar una buena calibración del modelo al contar con un mayor rango de variación de los parámetros.

A continuación, se presenta en la Ilustración 4-1 con la geometría planteada para el modelo, para la cual se toma como base la altura elegida y la base se calcula con

trigonometría básica. Así mismo, se agregan valores para darle profundidad (2 m) y ancho (5 m) al talud y usarlos como límites de análisis en el software:

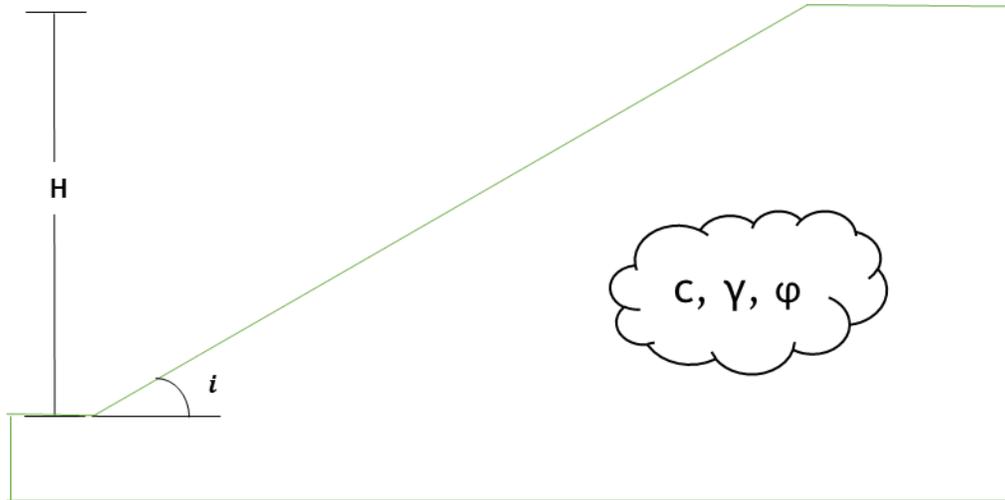


Ilustración 4-1. Talud de prueba

## 4.1 Relación entre el factor de seguridad estático y el pseudoestático

El factor de seguridad, se puede definir como "el factor por el cual se reduce la carga de falla o la resistencia a la falla para obtener una carga o resistencia de diseño. Debe ser igual o superior a un valor especificado, para garantizar que el riesgo de falla sea aceptablemente bajo" (Bishop A. W., 1980). Particularmente, para los taludes viales en Colombia, el Instituto Nacional de Vías (INVIAS), establece que el factor de seguridad mínimo aceptable para taludes en carreteras y vías terciarias en condiciones estáticas es de 1.5.

Para evaluar el factor de seguridad, se hace uso de los ábacos de la metodología establecida por Michalowski (2002), explicada en la sección 2.2.1, para un talud bajo condiciones estáticas, es decir, considerando únicamente la presión efectiva del suelo (gráficos con el valor de  $ru=0$ ). Igualmente, para el mismo talud sometido a la componente horizontal del sismo  $kh$ , en los tres casos definidos por Michalowski, esto es,  $kh=0.1$ ,  $kh=0.2$  y  $kh=0.3$ .

Adicionalmente, se emplea el software Slide de Rocscience, ejecutando un análisis de equilibrio límite, el cual establece que la estabilidad de un talud se produce cuando la

fuerza de resistencia disponible es igual o mayor que la fuerza que actúa sobre el talud en dirección perpendicular a su superficie. Se emplean tres métodos comunes en el análisis de estabilidad de taludes:

- **Bishop simplificado:** Es un método de análisis de la estabilidad de taludes, que utiliza una superficie de falla circular y una ecuación de equilibrio estático para determinar el coeficiente de seguridad de un talud.

Este método se basa en la teoría del equilibrio límite, teniendo en cuenta la interacción entre las fuerzas que actúan sobre el talud, como el peso del suelo, la fuerza de fricción y la cohesión del suelo, y las fuerzas que actúan en contra de la estabilidad, como la fuerza gravitatoria.

En la versión simplificada del método de Bishop, se asume que la superficie de falla es circular, lo que facilita los cálculos necesarios para determinar la fuerza de resistencia disponible en la zona de falla. Además, se asume que la distribución de la fuerza gravitatoria a lo largo del talud es uniforme (Handy & Kaiser, 1998).

Se utiliza para el análisis, por ser un método rápido y fácil de utilizar, aunque se complementa el análisis con otros métodos para subsanar sus limitaciones, como del no considerar la variación espacial de las propiedades del suelo y la geometría del talud.

- **Janbu simplificado:** En el método de Janbu simplificado, se asume que la superficie de falla es plana y que la distribución de la fuerza gravitatoria a lo largo del talud es lineal.

Para determinar el coeficiente de seguridad del talud, se utiliza una expresión simplificada que tiene en cuenta la fuerza de resistencia disponible en la zona de falla y la fuerza gravitatoria que actúa sobre la masa de suelo. La expresión se basa en la suma de los momentos sobre un punto en la base del talud y se resuelve para encontrar el coeficiente de seguridad (Janbu, 1954).

El método de Janbu simplificado, es uno de los métodos de análisis de la estabilidad de taludes más utilizados en la práctica de la ingeniería geotécnica, debido a su simplicidad y eficacia y proporciona resultados precisos en una amplia variedad de problemas geotécnicos.

- **Morgestern-Price:** Es un método para el análisis de la estabilidad de taludes, que utiliza una superficie de falla no circular y una distribución no uniforme de las fuerzas de resistencia a lo largo de la superficie de falla.

La clave del método, es la capacidad de determinar la distribución de las fuerzas de resistencia a lo largo de la superficie de falla. Esto se logra mediante la utilización de un diagrama de flujo de esfuerzos, que permite calcular la magnitud y la dirección de las fuerzas de resistencia en cada punto de la superficie de falla.

Una vez que se ha determinado la distribución de las fuerzas de resistencia, se utiliza una expresión para calcular la fuerza de resistencia disponible en la zona de falla. A partir de esta fuerza de resistencia disponible y de la fuerza gravitatoria que actúa sobre la masa de suelo, se puede determinar el coeficiente de seguridad del talud (Morgernstern & Price, 1965).

Se considera uno de los más avanzados y precisos para el análisis de la estabilidad de taludes, ya que tiene en cuenta la distribución no uniforme de las fuerzas de resistencia y las superficies de falla no circulares.

Se presentan, a continuación, los resultados obtenidos por cada método para los coeficientes sísmicos horizontales  $k_h=0.1$ ,  $k_h=0.2$  y  $k_h=0.3$ :

- El Gráfico 4-1, el Gráfico 4-2 y el Gráfico 4-3, corresponden al método de Michalowski.
- El Gráfico 4-4, el Gráfico 4-5 y el Gráfico 4-6, contienen los resultados del método Bishop simplificado.
- El Gráfico 4-7, el Gráfico 4-8 y el Gráfico 4-9, presentan los resultados del método de Janbu simplificado.

- El Gráfico 4-10, el Gráfico 4-11 y el Gráfico 4-12, muestran los resultados para el método de Morgenstern-Price.

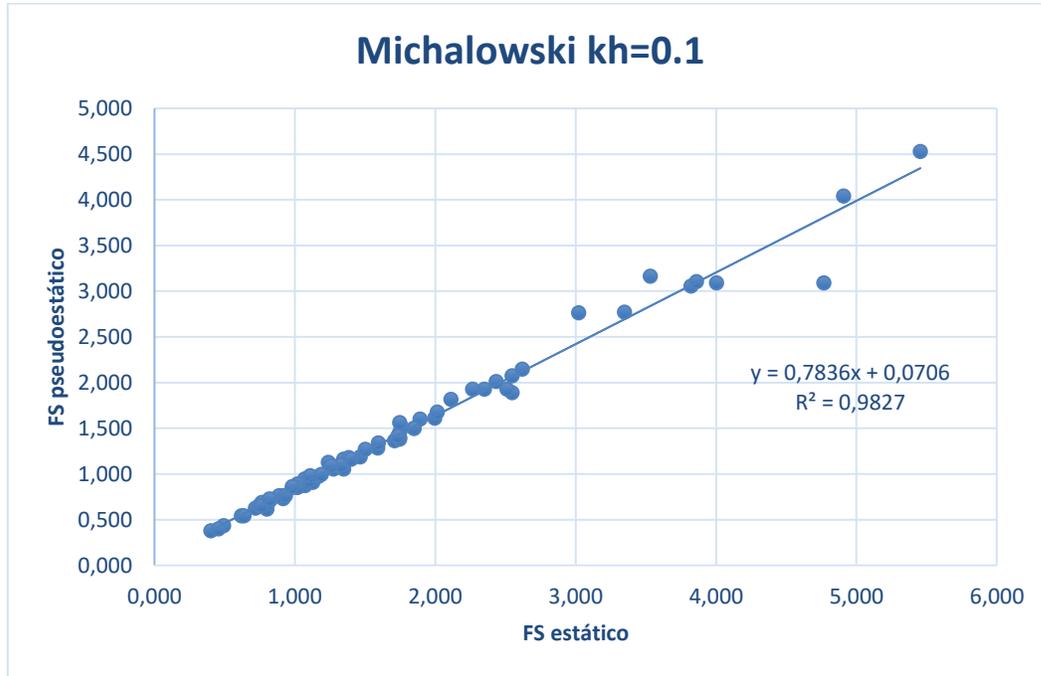


Gráfico 4-1. FS estático VS FS pseudoestático para kh=0.1 con el método de Michalowski

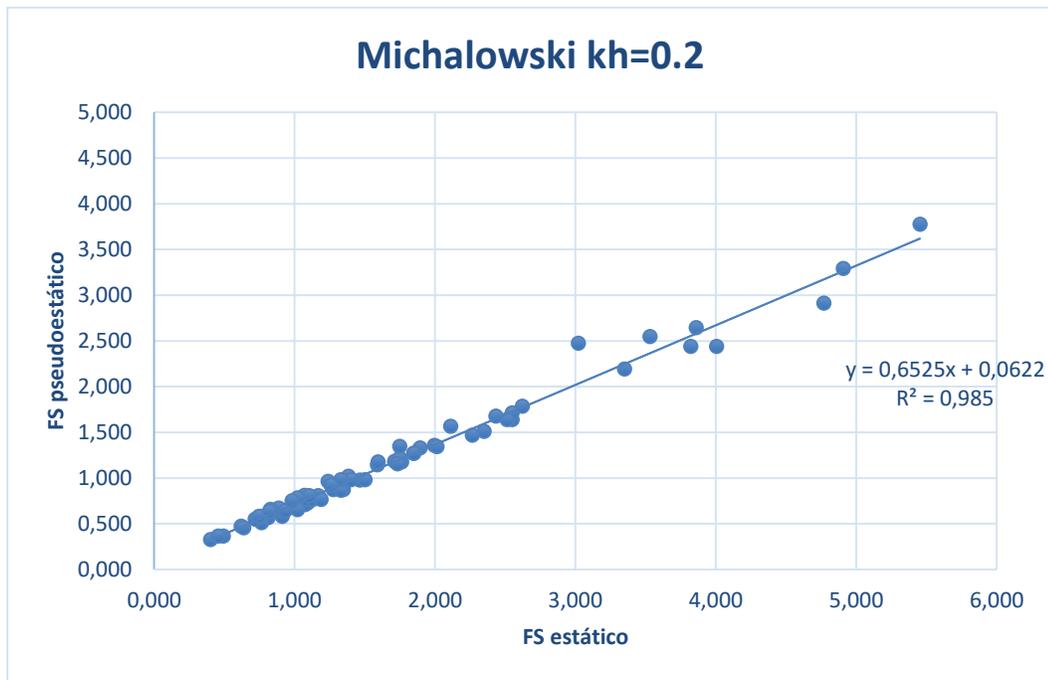


Gráfico 4-2. FS estático VS FS pseudoestático para kh=0.2 con el método de Michalowski

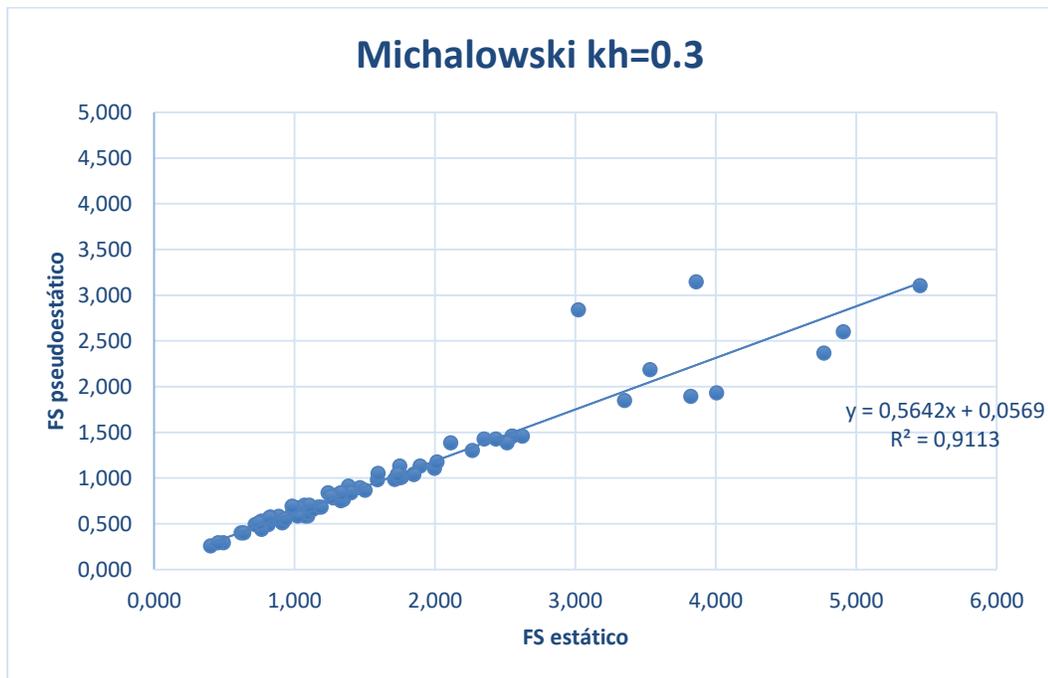


Gráfico 4-3. FS estático VS FS pseudoestático para kh=0.3 con el método de Michalowski

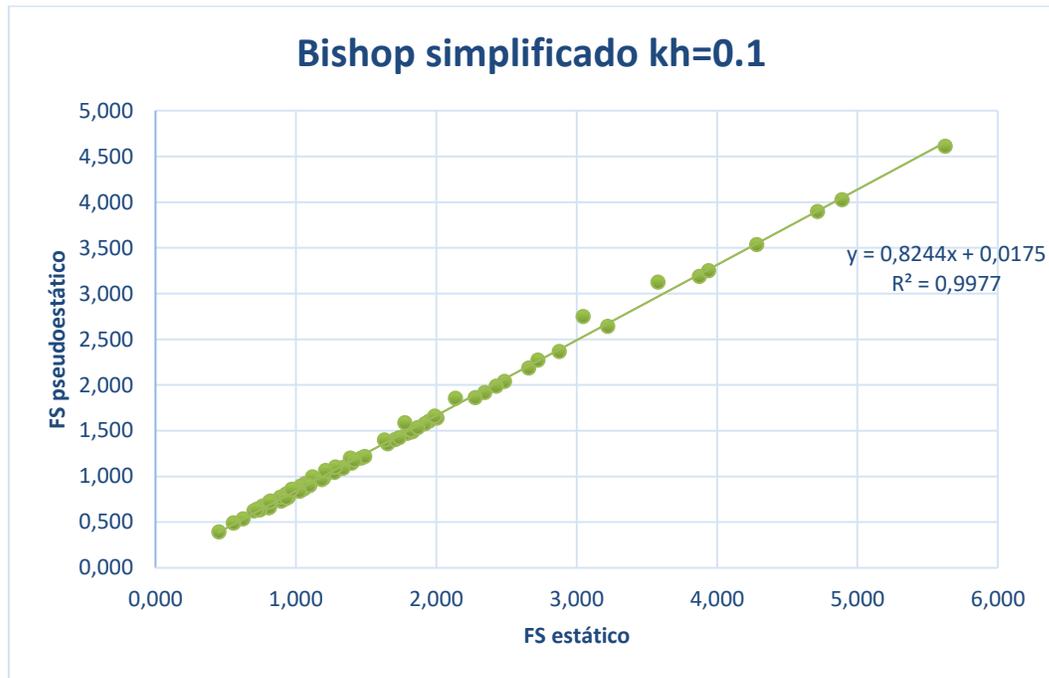


Gráfico 4-4. FS estático VS FS pseudoestático para kh=0.1 con el método de Bishop simplificado

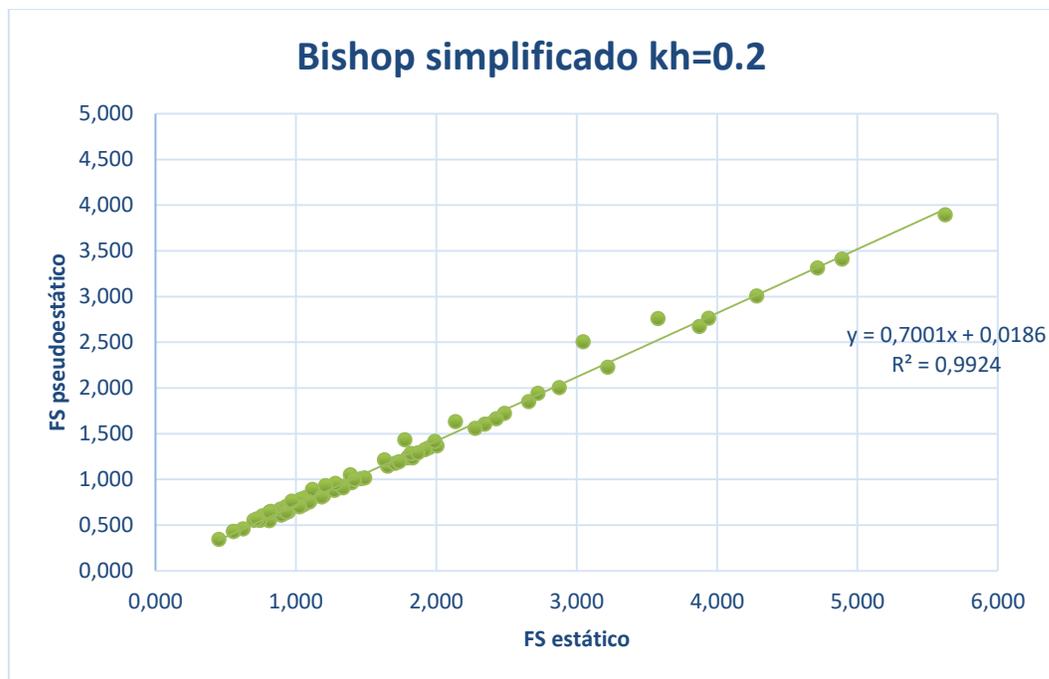


Gráfico 4-5. FS estático VS FS pseudoestático para kh=0.2 con el método de Bishop simplificado

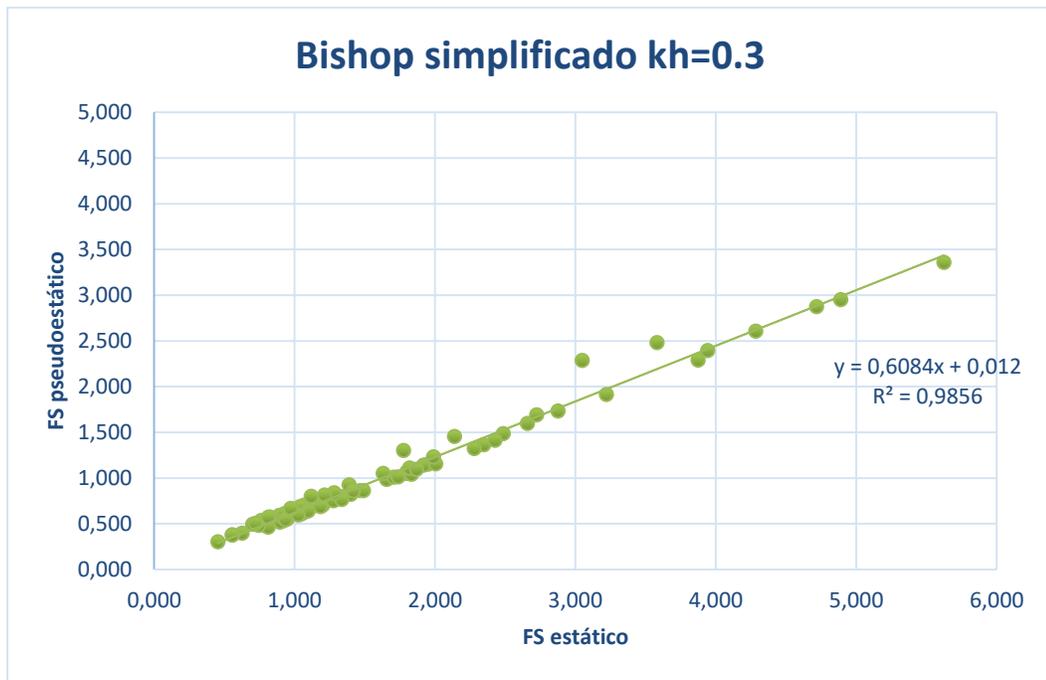


Gráfico 4-6. FS estático VS FS pseudoestático para kh=0.3 con el método de Bishop simplificado

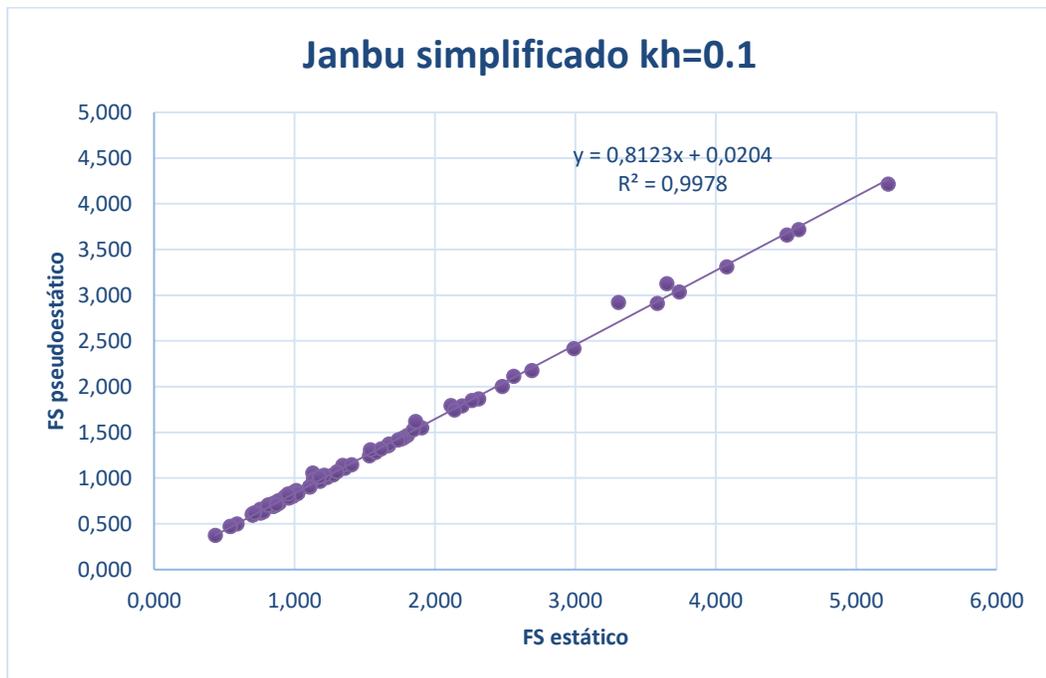


Gráfico 4-7. FS estático VS FS pseudoestático para kh=0.1 con el método de Janbu simplificado

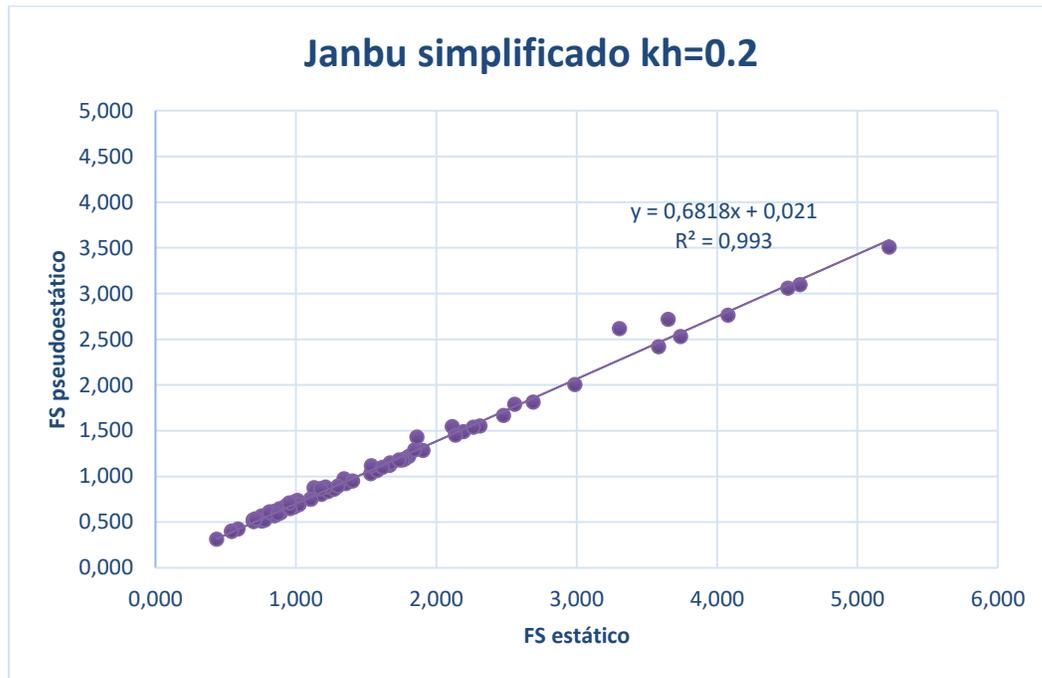


Gráfico 4-8. FS estático VS FS pseudoestático para kh=0.2 con el método de Janbu simplificado

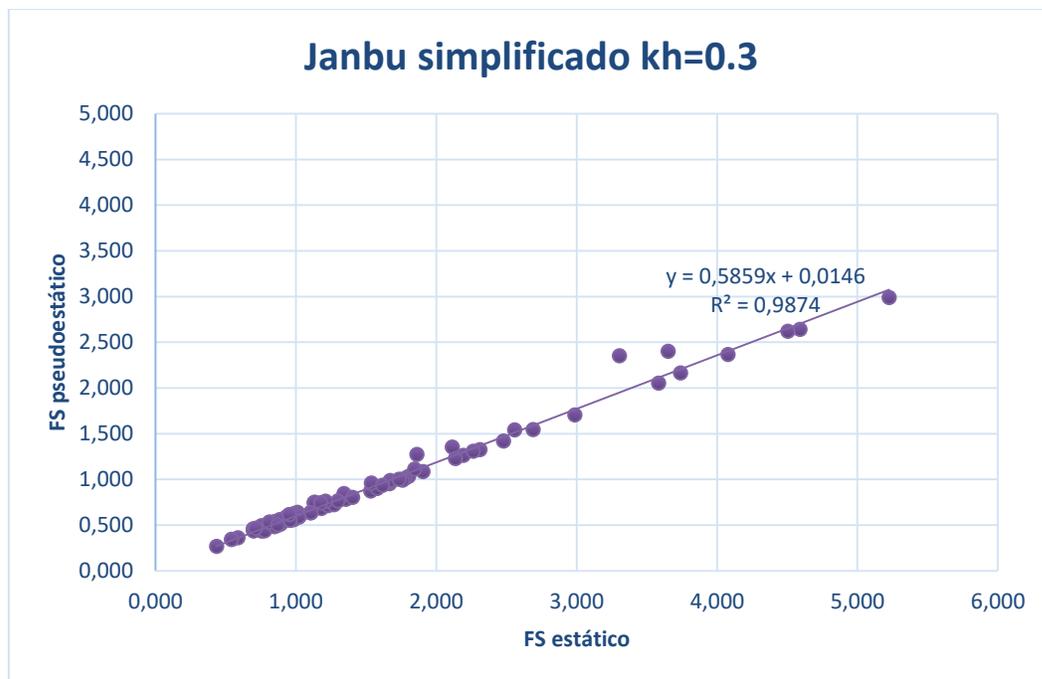


Gráfico 4-9. FS estático VS FS pseudoestático para kh=0.3 con el método de Janbu simplificado



Gráfico 4-10. FS estático VS FS pseudoestático para kh=0.1 con el método de Morgenstern-Price

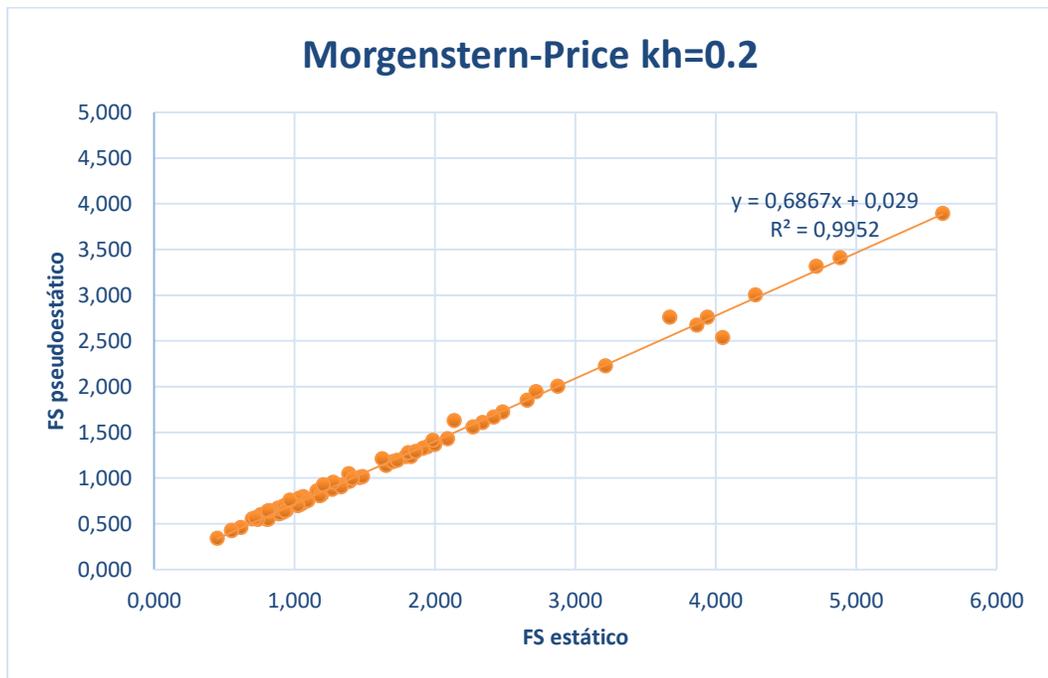


Gráfico 4-11. FS estático VS FS pseudoestático para kh=0.2 con el método de Morgenstern-Price



Gráfico 4-12. FS estático VS FS pseudoestático para kh=0.3 con el método de Morgenstern-Price

Una vez analizados los resultados de los métodos empleados, se encuentra que todos tienen una tendencia lineal de ajuste de datos cuyo coeficiente de determinación ( $R^2$ ) es muy cercano a la unidad, lo que implica un buen ajuste entre las dos variables relacionadas (Tabla 4-2). Se selecciona el método de Morgenstern-Price como referente para la presentación de los gráficos, por tener el mejor ajuste entre los métodos empleados, ya que, si se observa en detalle la Tabla 4-2, se encuentra que dicho método tiene la menor diferencia de ajuste a medida que se aumenta el valor del coeficiente sísmico.

Tabla 4-2. Ajuste lineal de los métodos usados para el cálculo del factor de seguridad

Método	kh=0.1	kh=0.2	kh=0.3
Michalowski	$y = 0,7836x + 0,0706$ $R^2 = 0,9827$	$y = 0,6525x + 0,0622$ $R^2 = 0,985$	$y = 0,5642x + 0,0569$ $R^2 = 0,9113$
Bishop simplificado	$y = 0,8244x + 0,0175$ $R^2 = 0,9977$	$y = 0,7001x + 0,0186$ $R^2 = 0,9924$	$y = 0,6084x + 0,012$ $R^2 = 0,9856$

Método	kh=0.1	kh=0.2	kh=0.3
Janbu simplificado	$y = 0,8123x + 0,0204$ $R^2 = 0,9978$	$y = 0,6818x + 0,021$ $R^2 = 0,993$	$y = 0,5859x + 0,0146$ $R^2 = 0,9874$
Morgenstern-Price	$y = 0,8085x + 0,0312$ $R^2 = 0,996$	$y = 0,6867x + 0,029$ $R^2 = 0,9952$	$y = 0,5974x + 0,0218$ $R^2 = 0,9935$

## 4.2 Relación entre el HsQI estático y el factor de seguridad estático

Se utiliza la combinación de las ecuaciones X e Y del Método de Nancy, explicado en la sección 2.2.3, para analizar la estabilidad de taludes, lo cual depende de las características de la zona de estudio, como sus condiciones geométricas, geomorfológicas y geotécnicas (cohesión, ángulo de fricción y peso específico).

El método HsQI, establece tres condiciones de flujo subterráneo para los taludes en cada sección, que son flujo convergente, divergente y paralelo, según la distribución de la topografía del terreno.

El flujo convergente, es un patrón de movimiento en el que múltiples corrientes o flujos se aproximan y se dirigen hacia un punto común. Las líneas de flujo, convergen en un punto de encuentro (White, 2016).

El flujo divergente, es un patrón de movimiento en el que múltiples corrientes o flujos se alejan o se separan de un punto común. Las líneas de flujo divergen desde un punto de origen (Munson, Young, Okiishi, & Hue, 2012).

El flujo paralelo, es un patrón de movimiento en el que las corrientes o flujos se mantienen en trayectorias paralelas y no convergen ni divergen. Las líneas de flujo son paralelas entre sí y no se encuentran ni se separan en ningún punto (Streeter, Wylie, & Bedford, 2016).

Estos tipos de flujo, pueden relacionarse con las condiciones de drenaje presentadas por la Escuela de Nancy para aplicar las ecuaciones X e Y correspondientes:

- Flujo convergente, corresponde a un talud saturado ( $H_w=0.6H$ )
- Flujo divergente, corresponde a un talud drenado ( $H_w=0$ )
- Flujo paralelo, corresponde a un talud con nivel freático normal ( $H_w=0.6H$ )

Para el caso particular del talud de prueba, se toma la condición para flujo divergente, ya que se asume que el talud no tiene presencia de agua, para lo cual se hace uso de las ecuaciones A y B de la Ilustración 2-4:

$$x = i - 1.2\varphi$$

$$y = \frac{\gamma H}{c}$$

Donde:

$i$ : ángulo de inclinación del talud [°]

$\varphi$ : ángulo de fricción del suelo [°]

$\gamma$ : peso unitario del suelo [ $\text{kN/m}^3$ ]

$H$ : altura del talud [m]

$c$ : cohesión del suelo [kPa].

Análogo al procedimiento descrito en la sección anterior, se realiza el cálculo para cada uno de los casos de estudio y se comparan con cada uno de los métodos de estabilidad de taludes, conservando la selección de la presentación de resultados con el método de Morgenstern-Price (Gráfico 4-13). Haciendo un análisis estadístico, se encuentra que para los valores altos de cohesión (40 kPa y 80 kPa), el valor de HsQI alcanza su punto de máximo en 2.00. Así mismo, para la combinación de  $c=40$  kPa,  $\beta=45$  y  $60^\circ$ , se tienen valores que se alejan de la tendencia lineal.

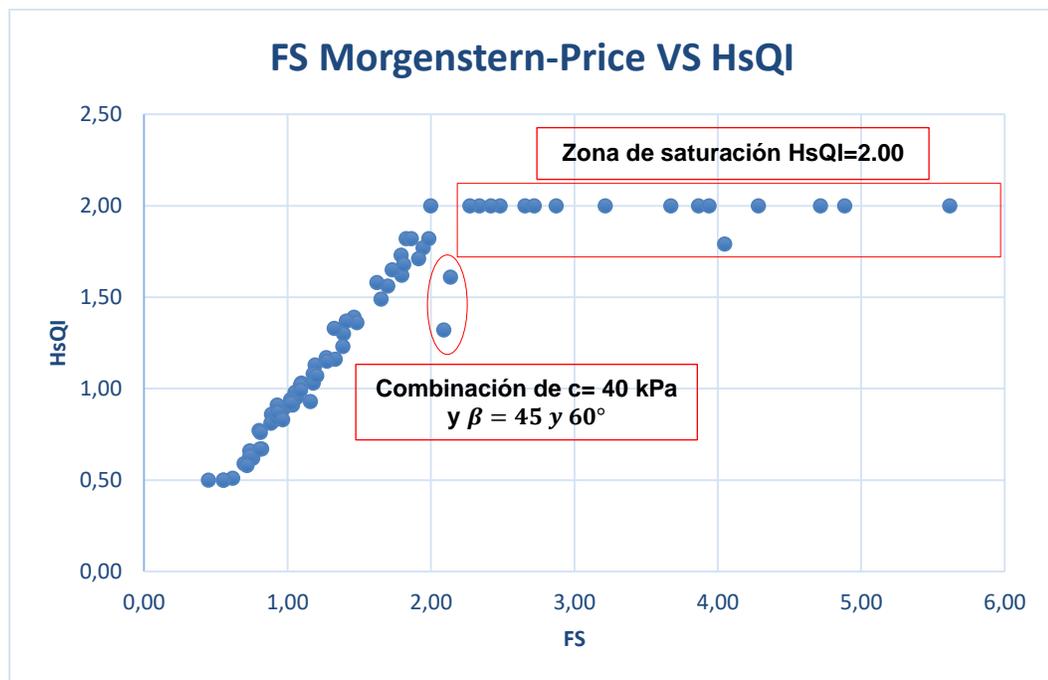


Gráfico 4-13. Relación entre el factor de seguridad obtenido por el método de Morgenstern-Price y el HsQI

Con base en lo expuesto y considerando que no es común encontrar taludes en suelo con un ángulo de inclinación de  $45^\circ$  y más que sean estables, se descartan los valores que tienen un alto grado de dispersión en relación con la línea de tendencia. Los resultados se presentan en el Gráfico 4-14:

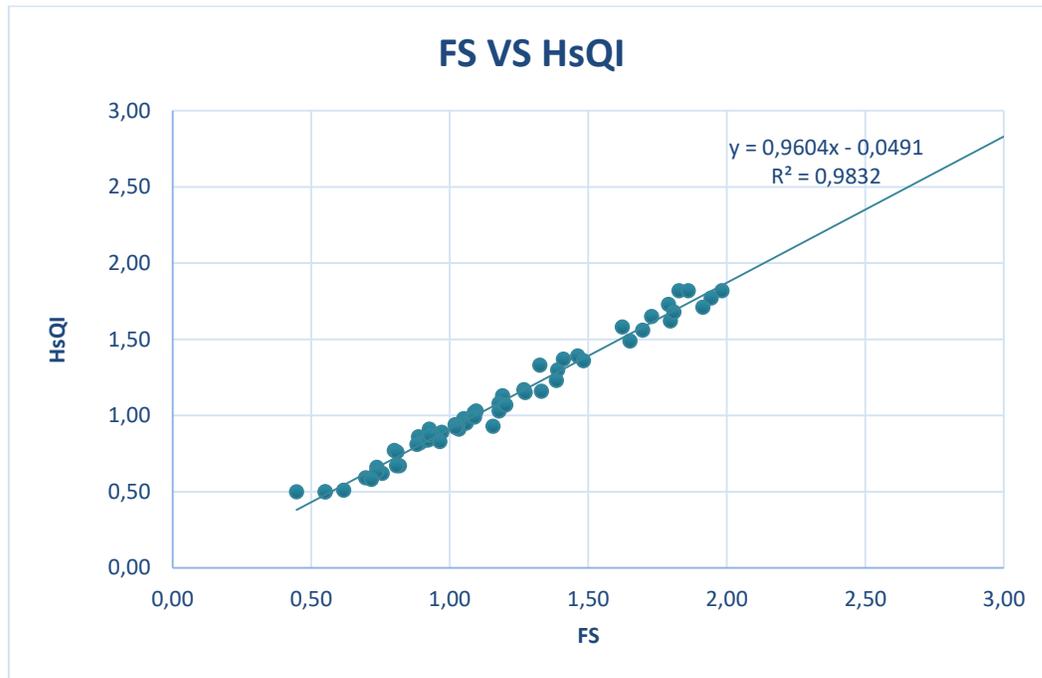


Gráfico 4-14. Relación entre el FS estático y el HsQI estático

### 4.3 Planteamiento de las ecuaciones pseudoestáticas

El planteamiento de las ecuaciones pseudoestáticas, se considera para la variable de las ecuaciones que poseen la componente del peso, ya que es la fuerza afectada por la llegada de las ondas sísmicas.

Se considera principalmente el uso del coeficiente horizontal de la aceleración, toda vez que, como se mencionó en la sección 2.2.2.2, el cálculo del coeficiente vertical depende de los efectos locales y las particularidades de cada sitio (como la magnitud, la distancia epicentral, la frecuencia o periodos y tipo de suelo, entre otras), ya que su efecto es de mayor consideración a medida que la fuente sísmica considerada para el análisis se acerque más a la zona de estudio. Así mismo, con base en los estudios contemplados (sección 2.2.2.2), no se encontró que existiera un valor de correlación entre las componentes horizontal y vertical que fuera mundialmente aceptada sin requerir análisis adicionales.

En adición, al no conocer el planteamiento original de las ecuaciones establecidas en el método de la Escuela de Nancy, no es posible profundizar en la incorporación del

coeficiente vertical del sismo en conjunción con el coeficiente horizontal, de forma tal que abarque las variables particulares de cada sitio. No obstante, se propone realizar el cálculo particular para cada uno de los coeficientes reemplazando su valor en la componente k de las ecuaciones para el análisis pseudoestático ajustadas a la metodología HsQI en la Ilustración 4-2 para falla circular y en la Ilustración 4-3 para falla planar, donde se incorporó el coeficiente sísmico en las ecuaciones de la función Y, ya que estas poseen la variable del peso, que es físicamente la afectada por los efectos sísmicos.

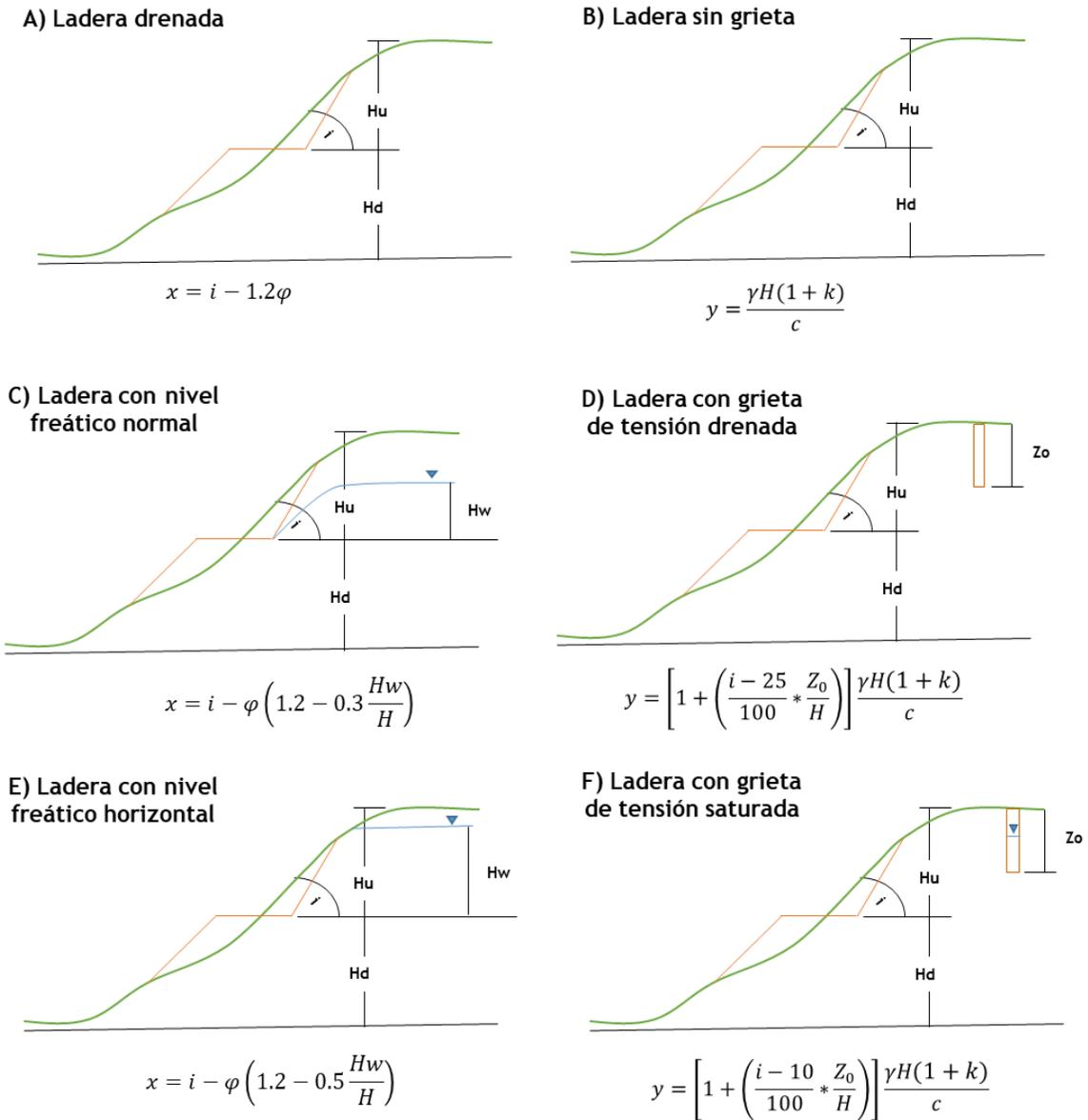


Ilustración 4-2. Ecuaciones pseudoestáticas para el método HsQI para falla circular

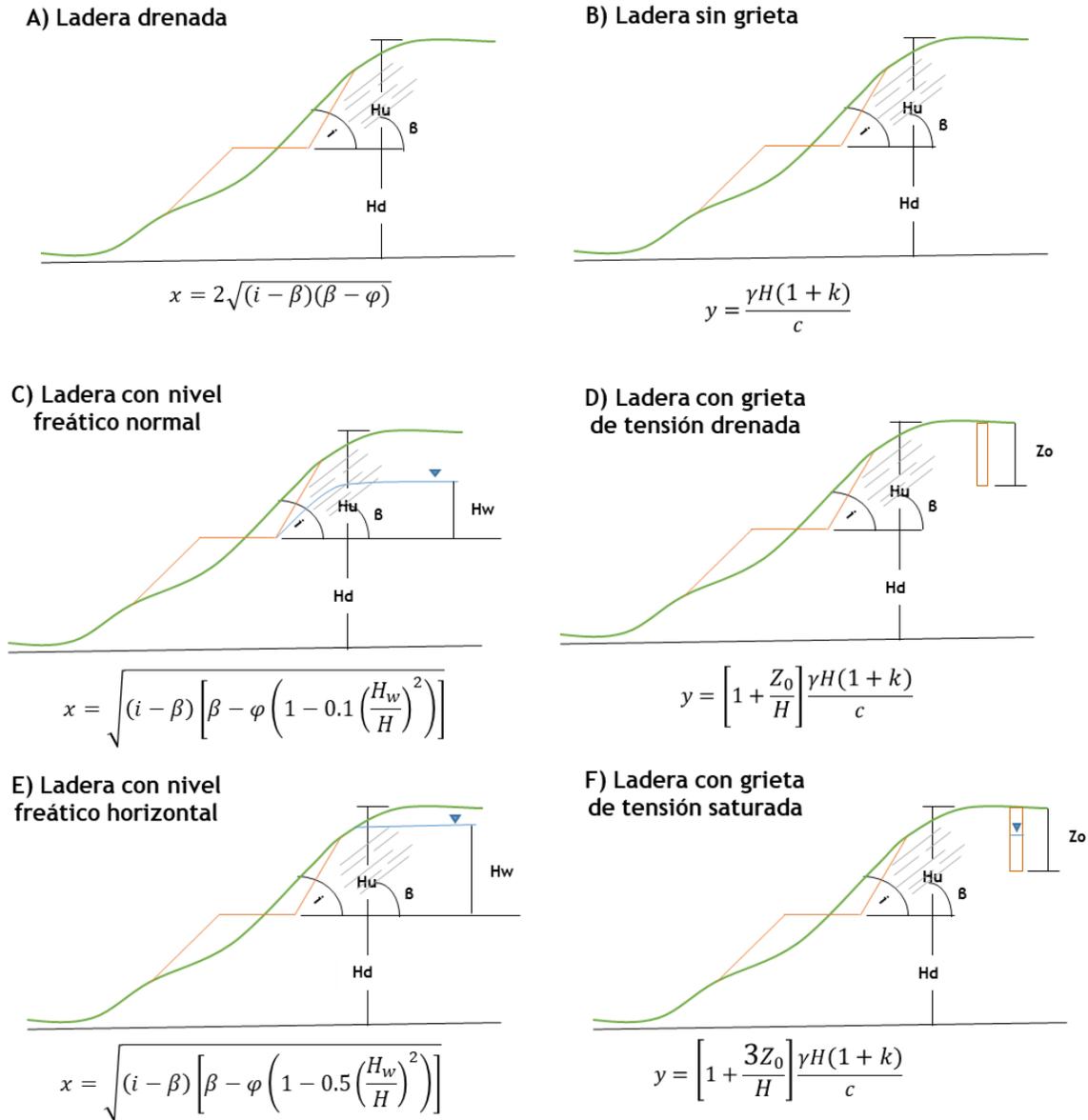


Ilustración 4-3. Ecuaciones pseudoestáticas para el método HsQI para falla planar

#### 4.4 Relación entre el factor de seguridad pseudoestático y el HsQI pseudoestático

Partiendo de las ecuaciones presentadas en la Ilustración 4-2 y para el mismo caso de estudio que se ha venido desarrollando con los planteamientos de las secciones 4.1 y 4.2 de este capítulo, se establece la relación entre el factor de seguridad pseudoestático y el

HsQI pseudoestático para los coeficientes de aceleración horizontal, kh, con valores de 0.1, 0.2 y 0.3. Los resultados se presentan en los siguientes gráficos:

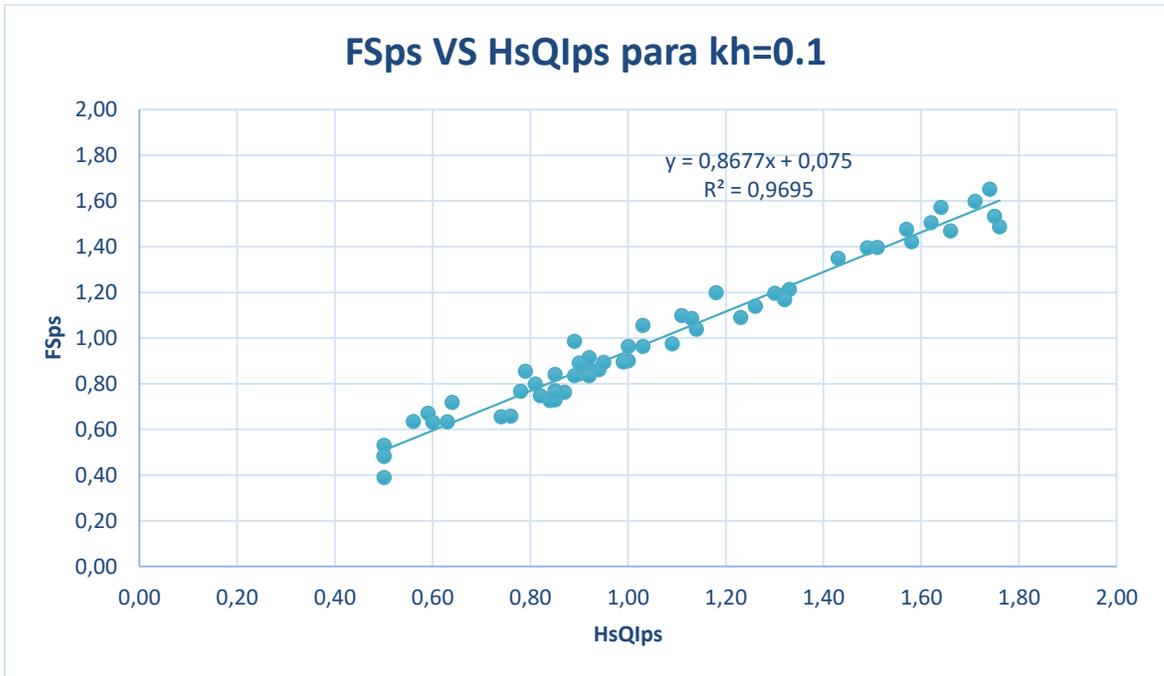


Gráfico 4-15. Relación entre el FS pseudoestático y el HsQI pseudoestático para kh=0.1

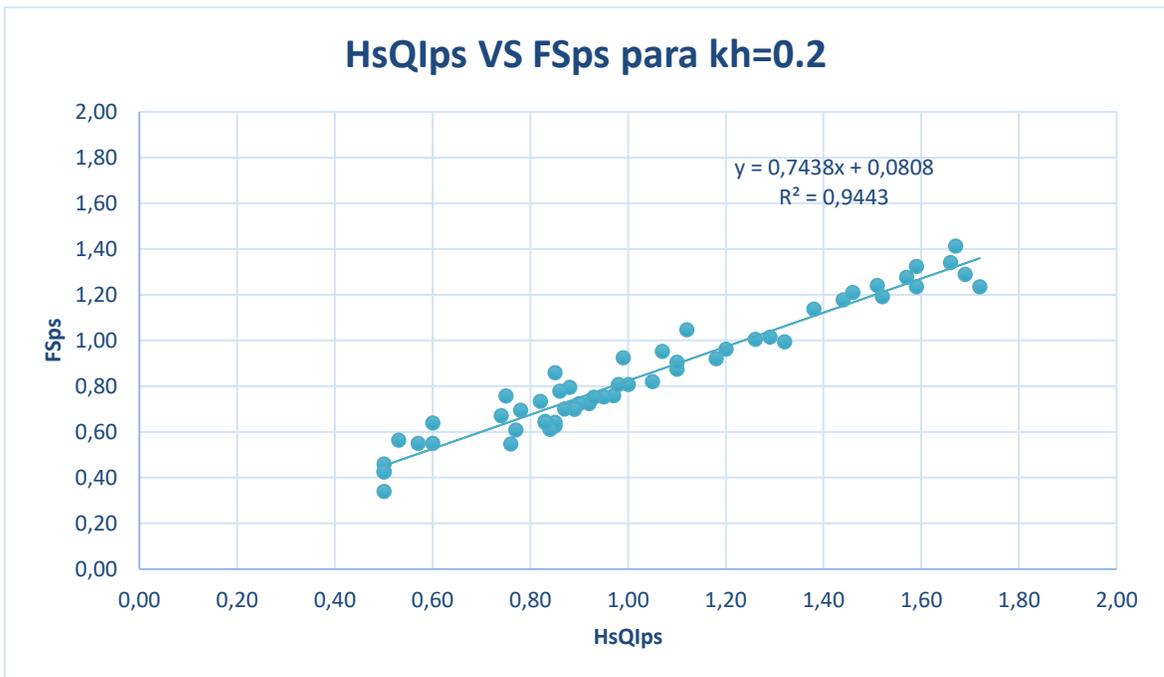


Gráfico 4-16. Relación entre el FS pseudoestático y el HsQI pseudoestático para kh=0.2

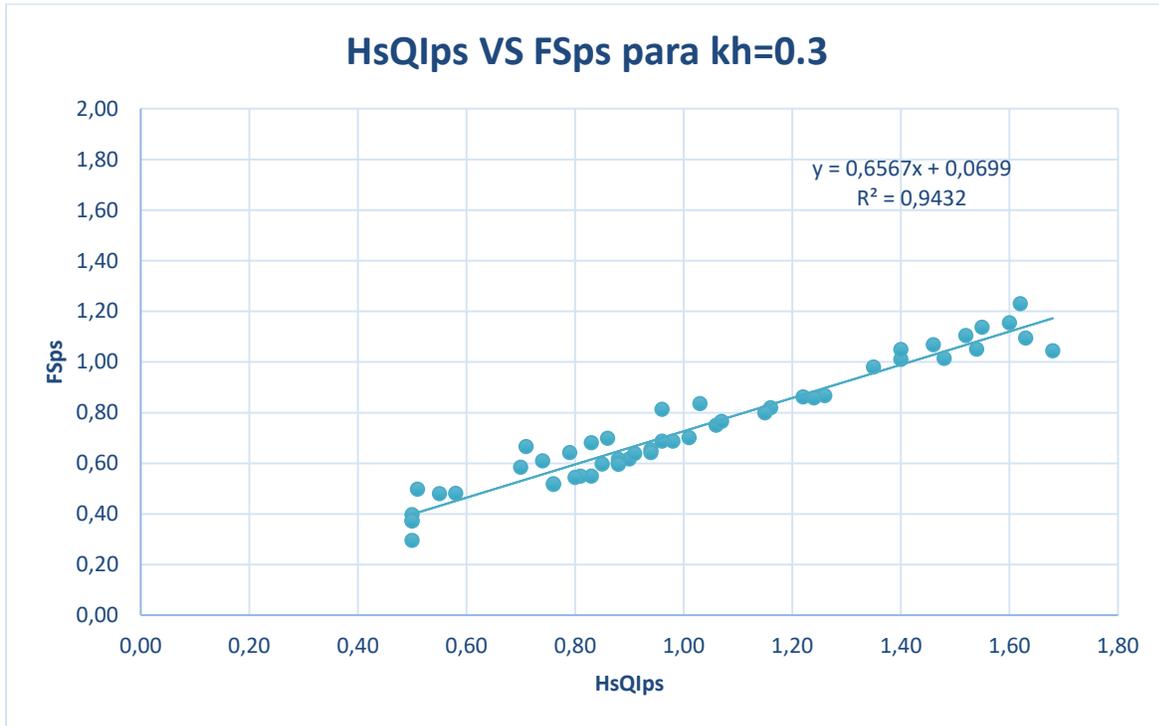


Gráfico 4-17. Relación entre el FS pseudoestático y el HsQI pseudoestático para kh=0.3

## 4.5 Relación entre el HsQI estático y el HsQI pseudoestático

El último paso para establecer una ruta de correlación entre el factor de seguridad y el HsQI en sus formas estática y pseudoestática, es plantear la relación entre el HsQI estático y pseudoestático, realizada con base en los análisis de las secciones 4.2 y 4.4, igualmente para los casos de kh=0.1, kh=0.2 y kh=0.3.

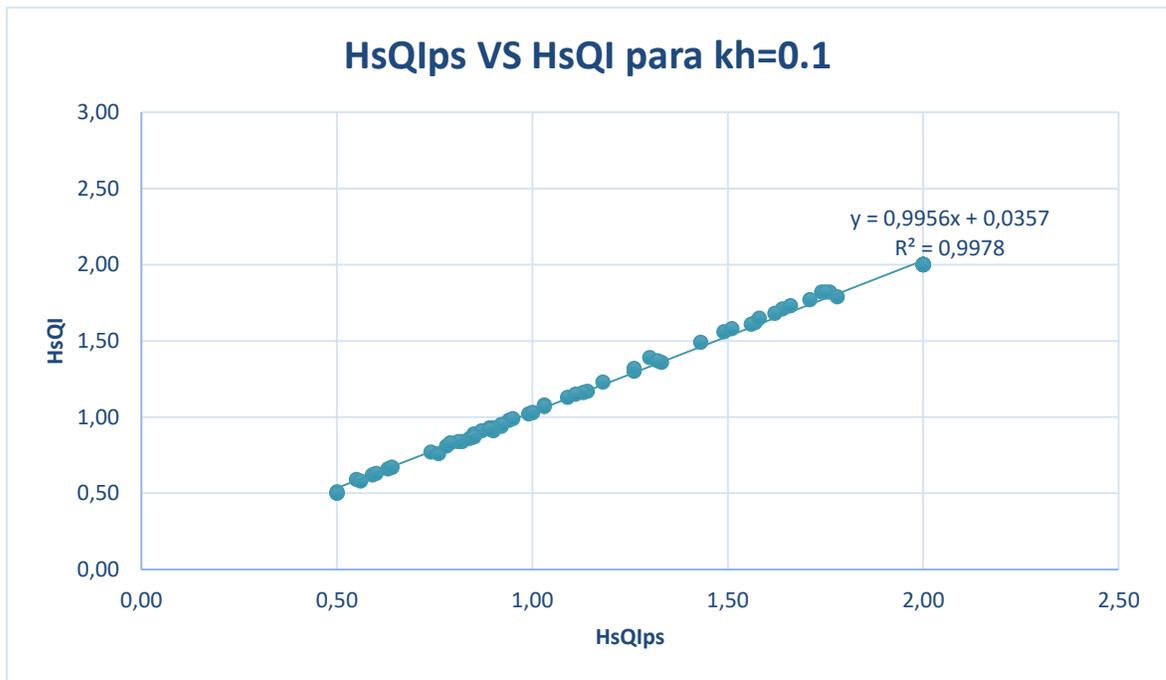


Gráfico 4-18. Relación entre el HsQI estático y el pseudoestático para kh=0.1

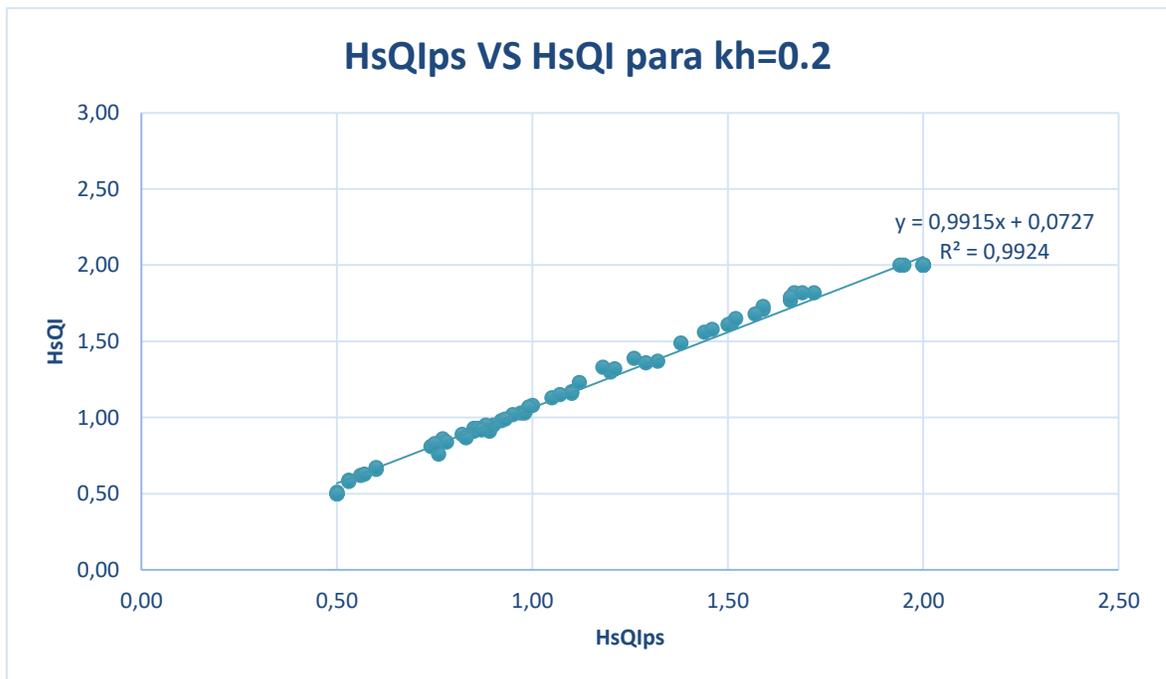


Gráfico 4-19. Relación entre el HsQI estático y el pseudoestático para kh=0.2

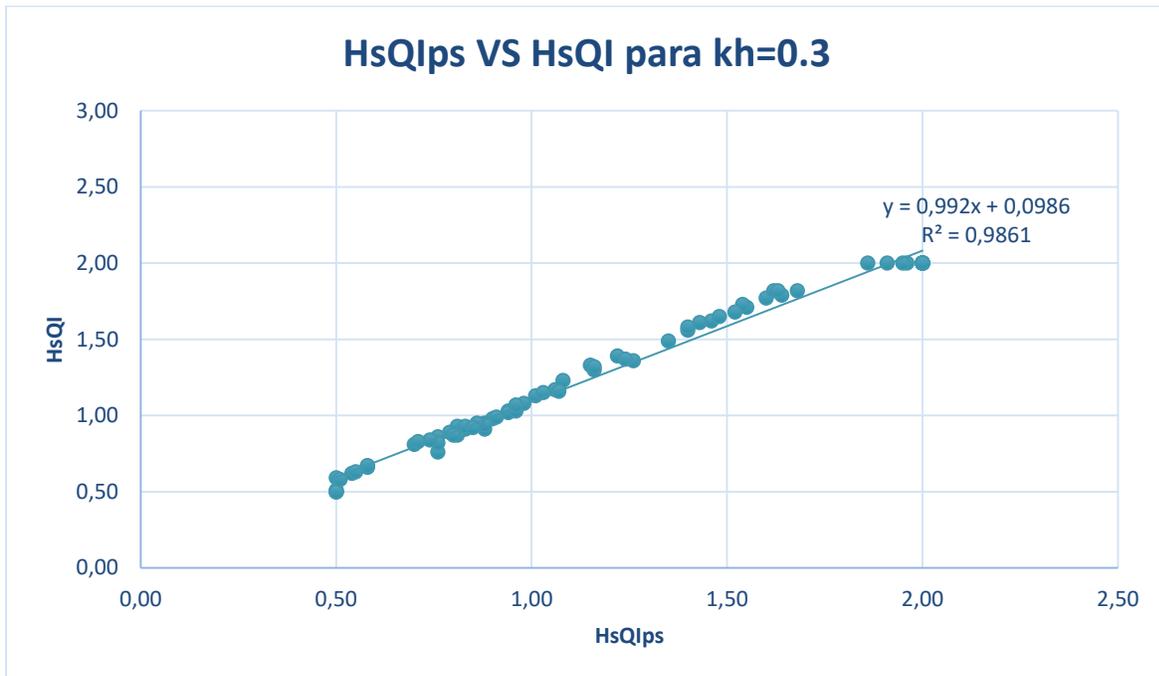


Gráfico 4-20. Relación entre el HsQI estático y el pseudoestático para kh=0.3

## 4.6 Resumen de los gráficos correlacionales

Con los desarrollos anteriores, se plantean los siguientes gráficos correlacionales que permiten la interconexión entre todas las variables consideradas (factor de seguridad y HsQI) para valores de 0.1, 0.2 y 0.3 del coeficiente horizontal de aceleración kh.

Así, se obtienen tres gráficos (Gráfico 4-21, Gráfico 4-22 y Gráfico 4-23) de los que se puede obtener el valor de cualquiera de las variables correlacionadas (factor de seguridad estático y pseudoestático, HsQI estático y pseudoestático) conociendo alguna de ellas, es decir, si, por ejemplo, se tiene conocimiento del valor del factor de seguridad, se ingresa en la gráfica superior derecha y se puede obtener el valor del HsQI estático y en la inferior derecha el valor del factor de seguridad pseudoestático. Además, conociendo estos dos, se pueden obtener de los gráficos superior izquierdo e inferior izquierdo, el valor del HsQI pseudoestático.

Estos gráficos correlacionales, proveen una herramienta fácil y práctica para análisis preliminares al conocer cualquiera de las variables. De la misma forma, se presentan las

ecuaciones de las líneas de tendencia con las que se pueden obtener los valores exactos en caso tal de que no se quiera depender únicamente del método gráfico.



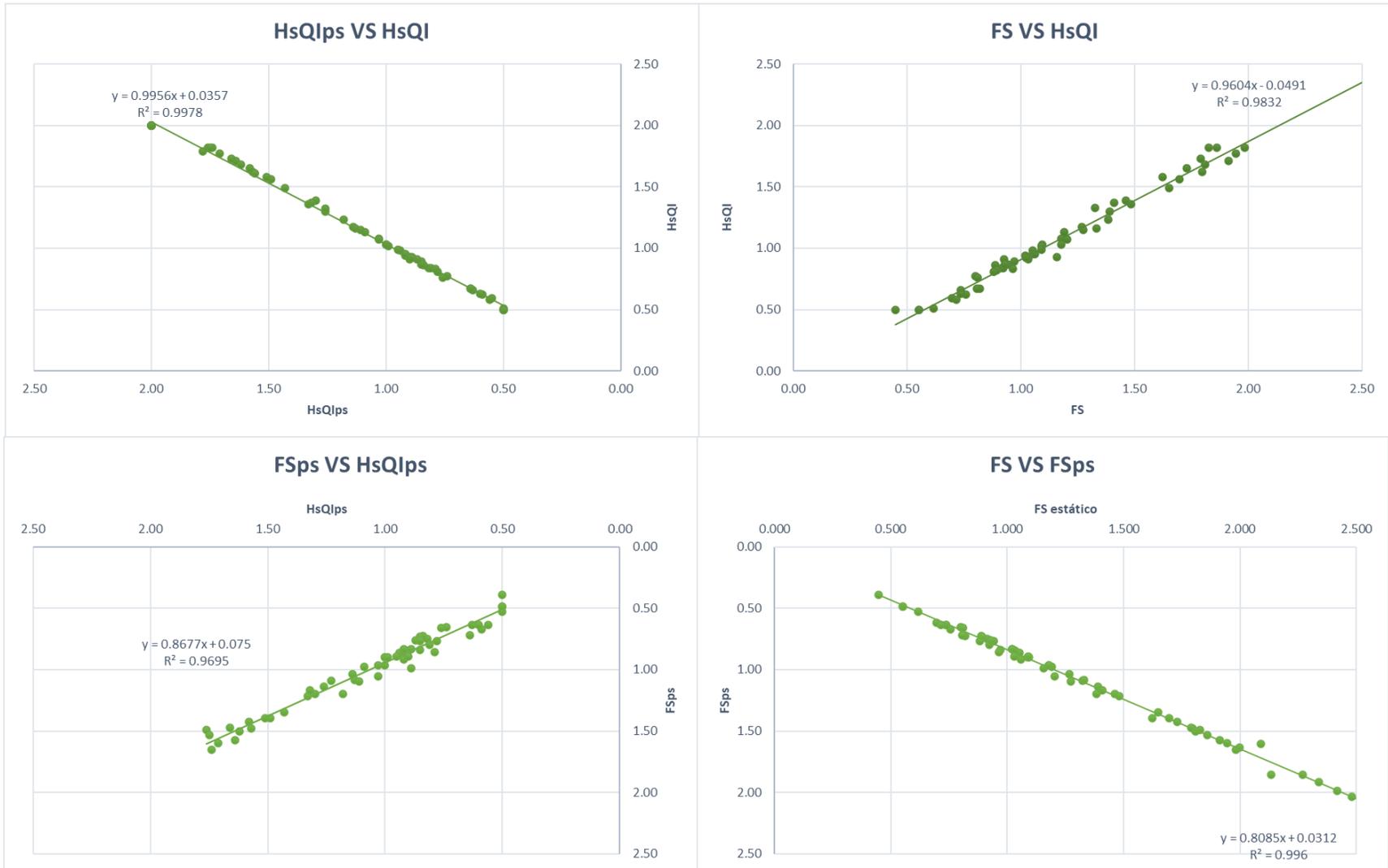


Gráfico 4-21. Resumen correlaciones para kh=0.1

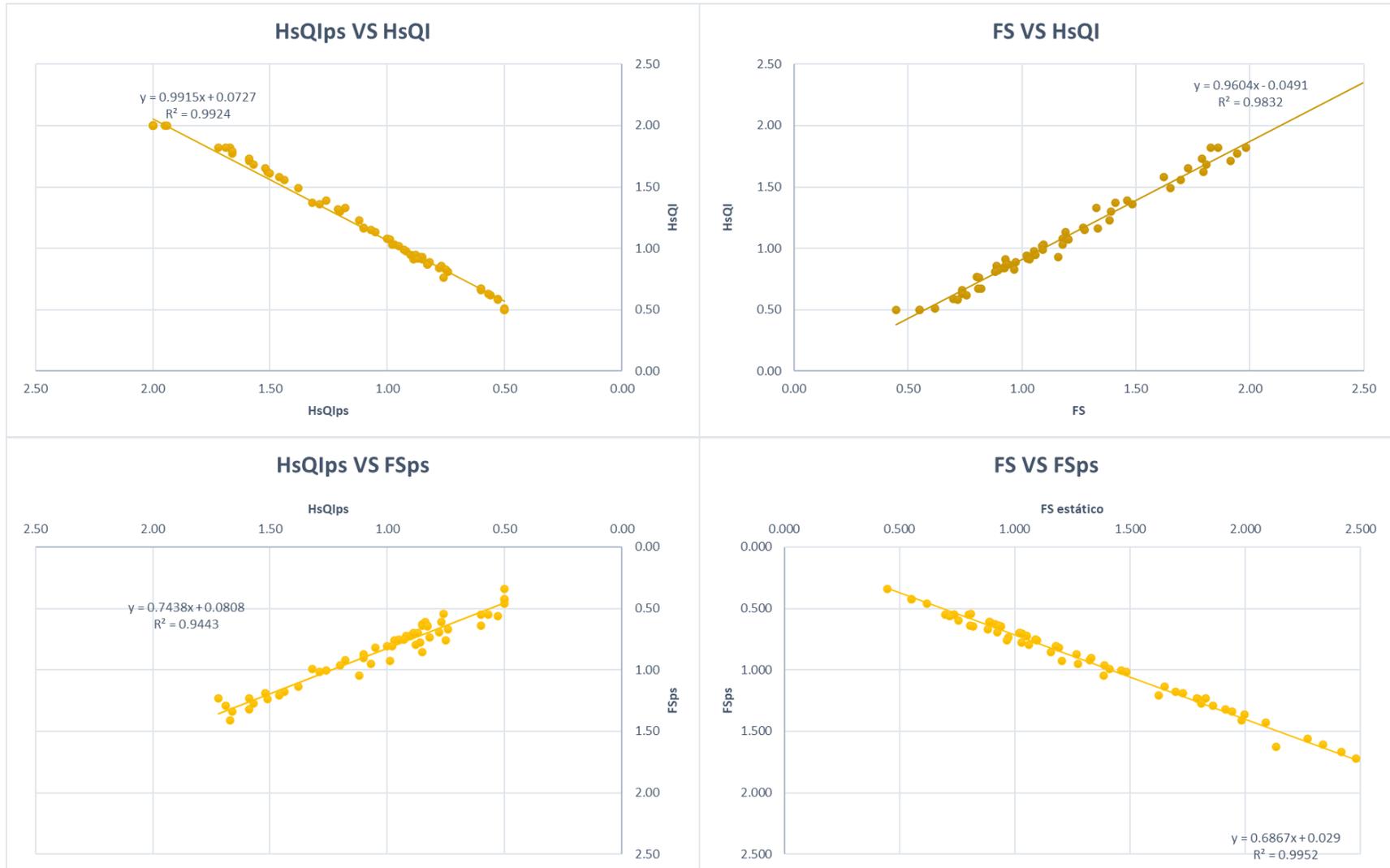


Gráfico 4-22. Resumen correlaciones para kh=0.2

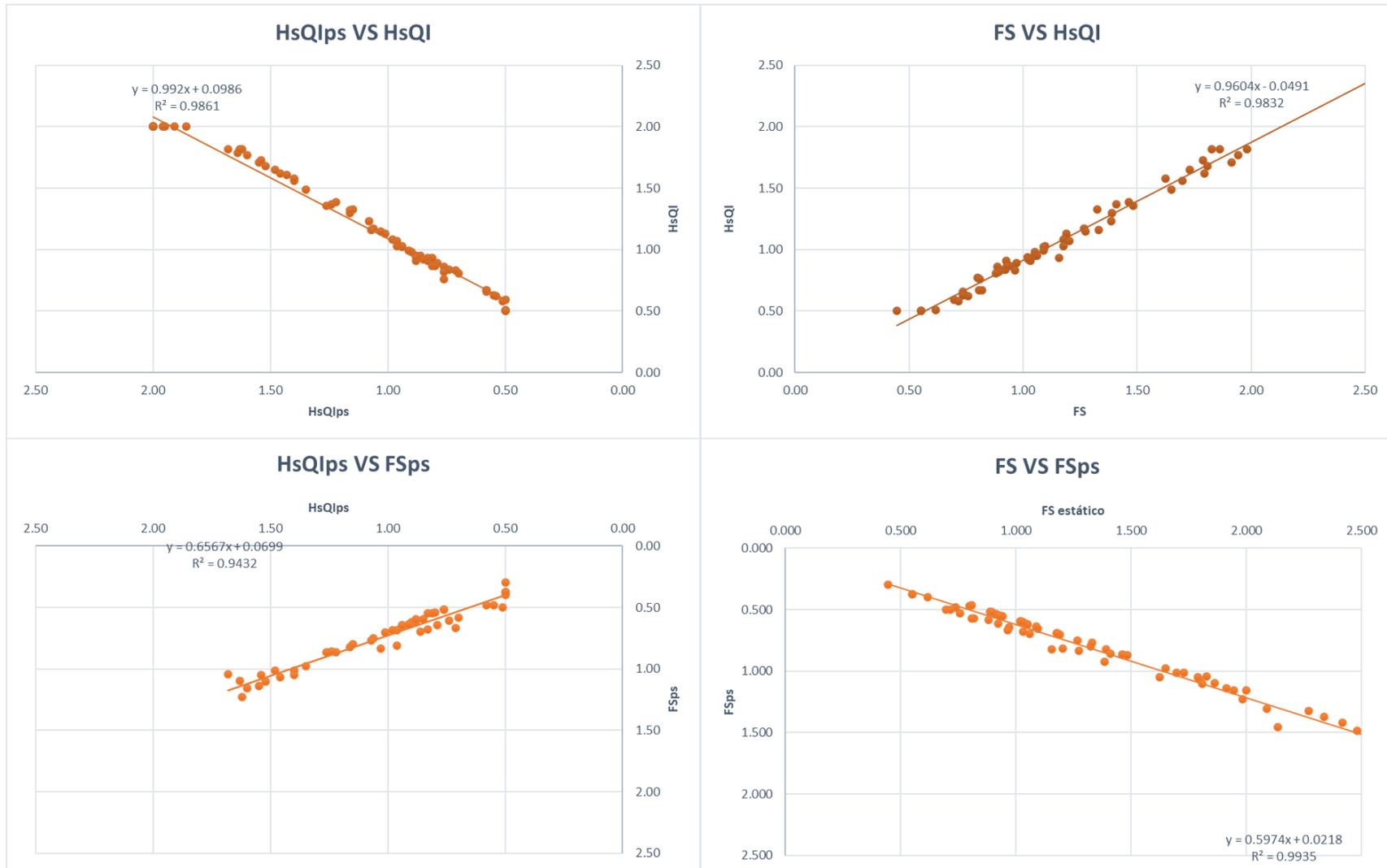


Gráfico 4-23. Resumen correlaciones para kh=0.3

## **5. Aplicación y validación del análisis pseudoestático en el Método HsQI**

En este capítulo, se presenta la aplicación y validación de las ecuaciones pseudoestáticas planteadas en el Capítulo 4, en los primeros 12 km del corredor vial Conexión Pacífico 2, para lo cual se hace una descripción detallada de la zona de estudio, los parámetros utilizados para los cálculos, la determinación del valor del HsQI y la definición de los puntos críticos y validaciones en el trabajo de campo.

### **5.1 Descripción del proyecto y la zona de estudio**

La región del Suroeste Antioqueño, se encuentra dentro de un sistema orográfico que incluye el cañón del Río Cauca, una depresión fluvial profunda y estrecha, rodeada por terrenos altamente montañosos en las vertientes orientales de la Cordillera Occidental y occidentales de la Cordillera Central. El relieve es altamente quebrado y sinuoso, con numerosas fuentes de agua corriendo por profundas hondonadas y cañones. Hay una escasez de mesetas y altiplanos, y los que existen son pequeños y limitan con grandes depresiones o laderas de montaña con grandes pendientes.

Esta región, se caracteriza por tener tres posiciones fisiográficas: las vertientes erosionales, que constituyen la mayor parte de la región, caracterizadas por pendientes superiores al 70% y limitando las posibilidades agrícolas a cultivos permanentes con un manejo adecuado; las colinas, que se caracterizan por tener un relieve ondulado con pendientes variables pero con longitudes cortas, y constituyen las áreas de mejores posibilidades agrícolas de la región; y los valles y coluvios, que corresponden a depósitos localizados en el valle del Río Cauca y en el piedemonte de los cerros de la región.

La región es parte de la cuenca del Río Cauca, el cual recorre la región desde los límites del departamento de Caldas hasta la desembocadura de la quebrada Quebradota, influyendo considerablemente en el clima de la región. Los vientos calientes que ascienden a través de los diferentes drenajes se encuentran con los vientos fríos y pesados que bajan de las montañas, lo que produce las precipitaciones orográficas a diferentes alturas.

Presenta problemas por amenazas de desastres tanto por deslizamientos como por inundaciones debido a sus condiciones geomorfológicas, al mal manejo de las cuencas hidrográficas y al desarrollo urbano en zonas de pendientes medias y altas (Guerra, 2006).

La zona donde se ubica la Conexión Vial Pacífico 2, es una región productora de café, plátano, caña de azúcar y otros cultivos en Colombia. Sin embargo, esta zona no ha sido explotada en su totalidad debido a la dificultad para transportar su producción a los puertos. A pesar de esto, en el primer trimestre de 2011 la zona registró exportaciones totales por US\$434,2 millones, lo que implica un incremento del 51,8% por encima del año anterior. La economía de la región ha presentado un importante crecimiento y se considera que no se puede aprovechar ese potencial de desarrollo a menos que se cuente con vías que comuniquen de forma eficiente estas zonas con los grandes centros de consumo y los puertos de exportación. En resumen, la zona es rica en recursos agrícolas y tiene un gran potencial económico, pero necesita una mejor infraestructura vial para poder aprovecharlo al máximo (ANI, 2011).

La Conexión Vial Pacífico 2, abarca 96.5 kilómetros de obras compuestas por corredores viales, puentes y túneles. La inversión de este gran proyecto alcanza los 0.94 billones de pesos, como se presenta en el infograma de la Ilustración 5-1.

Su finalidad es conectar diferentes regiones del país y complementar los proyectos Pacífico 1 y 3, facilitando el tránsito de vehículos de carga, el comercio de mercancía y su llegada oportuna hacia Buenaventura. De esta manera, gracias a la construcción y adecuación de las vías que componen este proyecto, el tiempo de los recorridos podrá reducirse hasta en un 25%.

Se estima que más de 170.000 personas se beneficiarán gracias a Pacífico 2, pues esta obra conectará al norte del país con el suroccidente con regiones como el Eje Cafetero, el Valle del Cauca y el mar Pacífico (Argos, 2021).

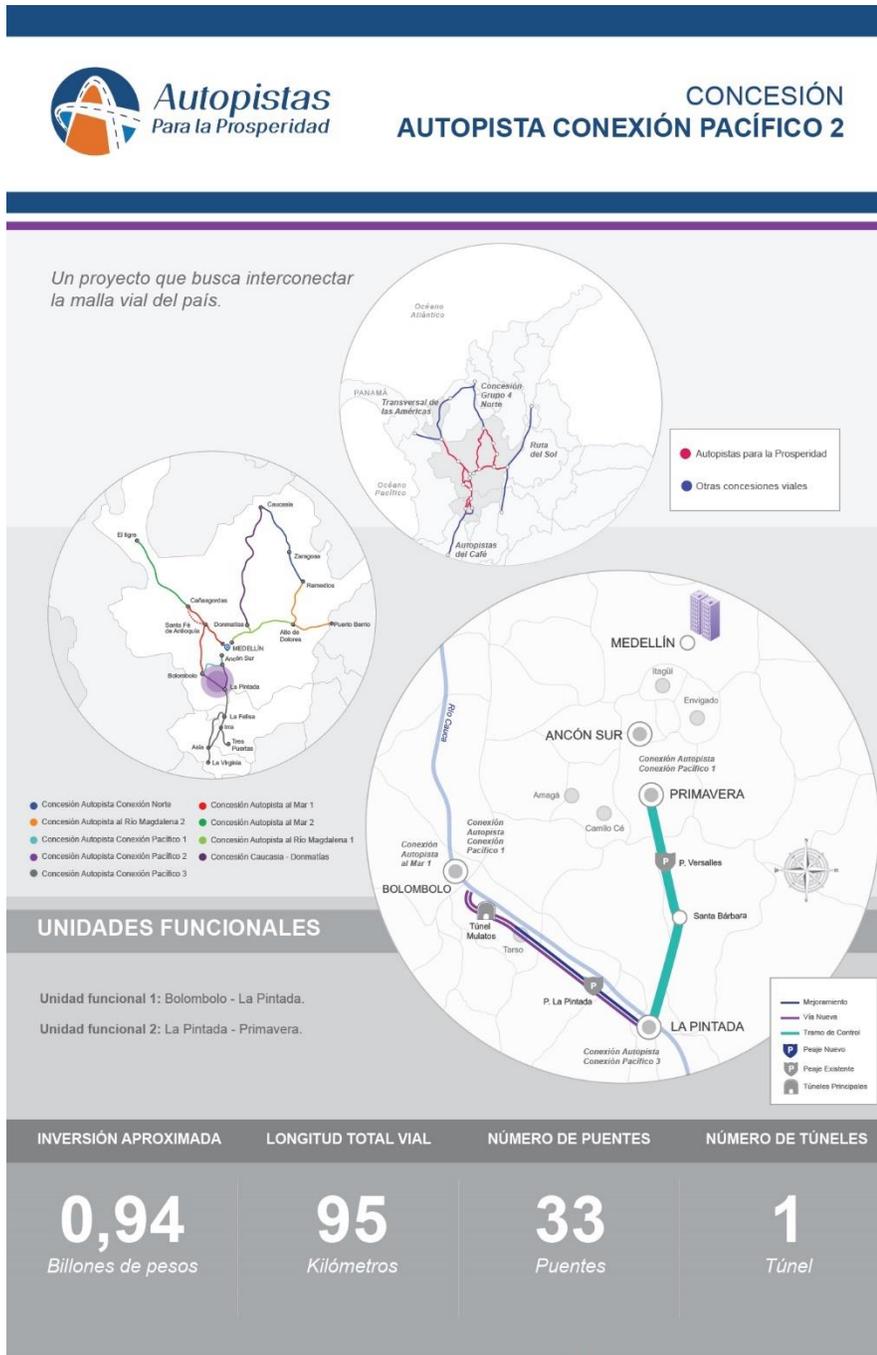


Ilustración 5-1. Infograma Concesión Autopista Conexión Pacífico 2

Fuente: Agencia Nacional de Infraestructura - ANI

### 5.1.1 Localización

El proyecto Conexión Vial Pacífico 2 es una alternativa a la ruta entre La Pintada y Primavera (Alto de Minas), en conjunto con Conexión Pacífico 1, mejorando la movilidad para el transporte privado y de carga desde Medellín y el sur del departamento de Antioquia, uniendo los municipios de Venecia, Tarso, Fredonia, Jericó, Támesis, Valparaíso, La Pintada, Santa Bárbara y Caldas (Valderrama Ochoa, 2021).

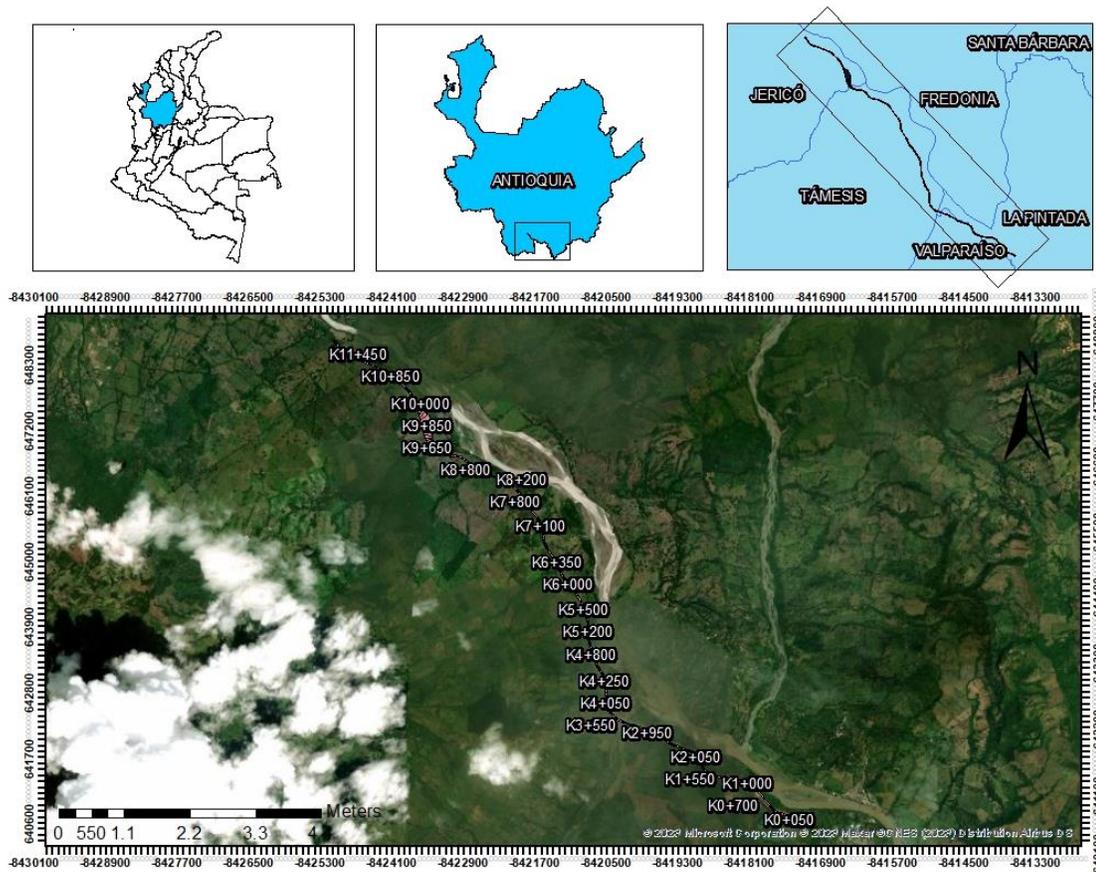


Ilustración 5-2. Localización de la Conexión Vial Pacífico 2

El proyecto está comprendido por cinco unidades funcionales (presentadas en la Tabla 5-1), de las cuales se seleccionan 12 km de la unidad funcional 1 (UF1) como zona de interés para la calibración del modelo, particularmente la calzada izquierda, ya que allí es donde se generaron los mayores cortes y se presentaron las mayores zonas inestables.

Tabla 5-1. Unidades funcionales Conexión Vial Pacífico 2

<b>Unidades funcionales Conexión Vial Pacífico 2</b>				
<b>Subsector</b>	<b>Origen (nombre, abscisa, coordenadas)</b>	<b>Destino (nombre, abscisa, coordenadas)</b>	<b>Longitud de referencia origen – destino [km]</b>	<b>Intervención prevista</b>
<b>Unidad funcional 1 – UF1: La Pintada – Puente Iglesias (18.30 km)</b>				
1	La Pintada K46+200 X=1.163.593 Y=1.125.416	Puente Iglesias K15+300, X = 1.151.614 Y= 1.136.344	15	Construcción de doble calzada.
2	La Pintada K46+200 X=1.163.593 Y=1.125.416	La Pintada K49+398 X=1.161.803,4 Y=1.127.136.3	3	Construcción de una calzada.
<b>Unidad funcional 2 – UF2: Puente Iglesias – Túnel Mulatos (19.80 km)</b>				
1	Puente Iglesias 15+300 X = 1.151.614 Y = 1.136.344	K35+080 X= 1.137.727 Y= 1.146.592	19.8	Construcción de doble calzada.
<b>Unidad funcional 3 – UF3: Túnel Mulatos (2.50 km)</b>				
1	K35+080 (1.137.727; 1.146.592)	K37+560 (1.135.784; 1.148.101)	2.5	Construcción Túnel Mulatos
<b>Unidad funcional 4 – UF4: Túnel Mulatos – Bolombolo (23.30 km)</b>				
1	Túnel Mulatos K37+560 X= 1.135.784 Y= 1.148.101	Bolombolo K40+779 X=1.136.73 0 Y=1.150.86 6	3.2	Construcción de doble calzada
<b>Unidad funcional 5 – UF5: La Pintada – Primavera (54.00 km)</b>				
	La Pintada PR 0+000	Primavera PR 54		

<b>Unidades funcionales Conexión Vial Pacífico 2</b>				
<b>Subsector</b>	<b>Origen (nombre, abscisa, coordenadas)</b>	<b>Destino (nombre, abscisa, coordenadas)</b>	<b>Longitud de referencia origen – destino [km]</b>	<b>Intervención prevista</b>
1	X=1.162.906 Y=1.127.095	X=1.159.874 Y=1.163.044	54	Operación y mantenimiento

Fuente: Adaptado de Agencia Nacional de Infraestructura – ANI

La Unidad Funcional 1 (UF1), se divide en dos partes: el Subsector 1, llamado Variante - La Pintada, y el Subsector 2, que abarca desde La Pintada hasta Puente Iglesias.

El Subsector 1, es una vía de calzada sencilla en doble sentido que comienza en K0+000 y finaliza en K3+168, diseñada para evitar el ingreso de usuarios que no lo necesiten al área urbana del municipio La Pintada, lo que reduciría el tiempo de viaje y aumentaría la seguridad vial. El tramo de doble calzada con un abscisado independiente comienza al final de la variante y termina en el Puente Iglesias (K14+750).

El Subsector 2, tiene una longitud de 14.75 km en doble calzada, cada una con dos carriles unidireccionales y 12 puentes, siendo los más destacados los que cruzan el Río Cartama (CI y CD). Este es el área de enfoque del estudio en cuestión.

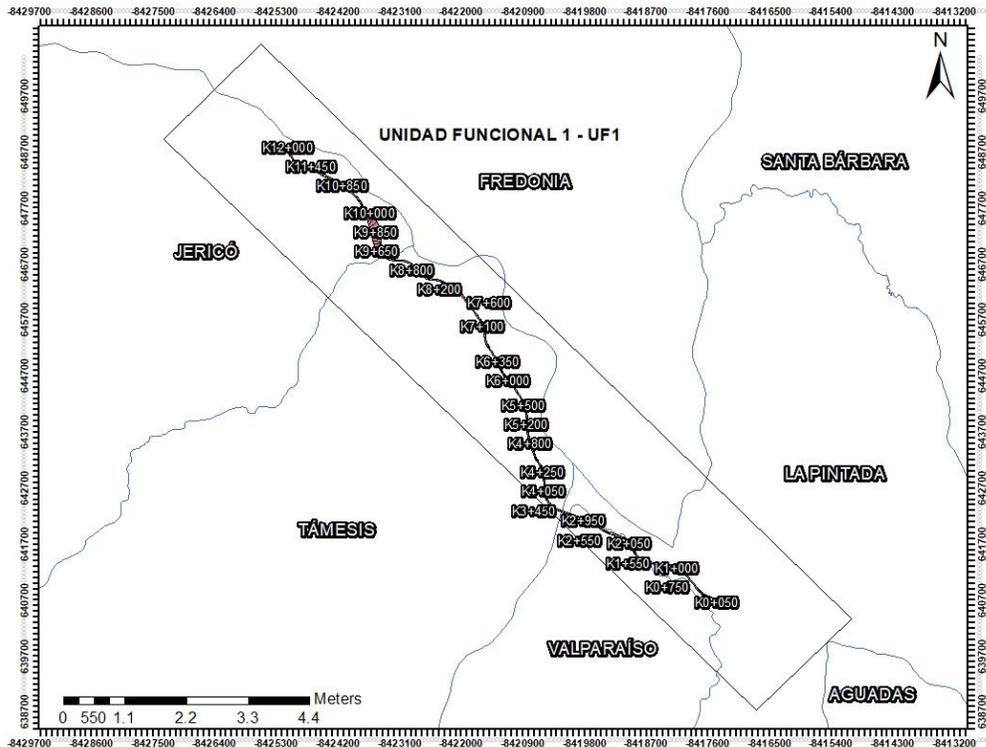


Ilustración 5-3. Unidad Funcional 1 - UF1

### 5.1.2 Características climáticas

La Conexión Vial Pacífico 2 se encuentra en una zona de clima tropical húmedo, caracterizado por altas temperaturas y una precipitación abundante y bien distribuida a lo largo del año. Según el Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales de Colombia (IDEAM), esta zona climática se conoce como Clima Cálido (CC). Las temperaturas en la zona de la Conexión Vial Pacífico 2 varían entre 24°C y 28°C durante todo el año, con una mínima diferencia entre las temperaturas máximas y mínimas. La precipitación anual promedio es de alrededor de 4.000 mm, con lluvias fuertes y frecuentes en los meses de mayo a noviembre y un período relativamente seco de diciembre a abril.

Además, debido a la ubicación geográfica de la Conexión Vial Pacífico 2 en la región del Pacífico colombiano, la zona también está influenciada por el fenómeno de La Niña, lo que puede aumentar aún más la cantidad de lluvia en la zona. Los fuertes vientos y la alta humedad relativa también son características comunes del clima en esta zona, lo que puede afectar a la visibilidad y a la adherencia de la carretera en ciertas condiciones

meteorológicas (Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales de Colombia -IDEAM, 2015).

### 5.1.3 Características geológicas y geomorfológicas regionales

#### 5.1.3.1 Litología

El tramo vial de estudio, se encuentra inmerso en tres formaciones principales: formación Amagá (miembro superior), formación Combia (miembro sedimentario) y depósitos aluviales, como se presentan en la Ilustración 5-4, y se describen según lo expuesto por Guerra (2006) en el informe “Diagnóstico ambiental de la cuenca de la quebrada Las Cruces, ubicada entre los Municipios de Tarso y Jericó, Antioquia”:

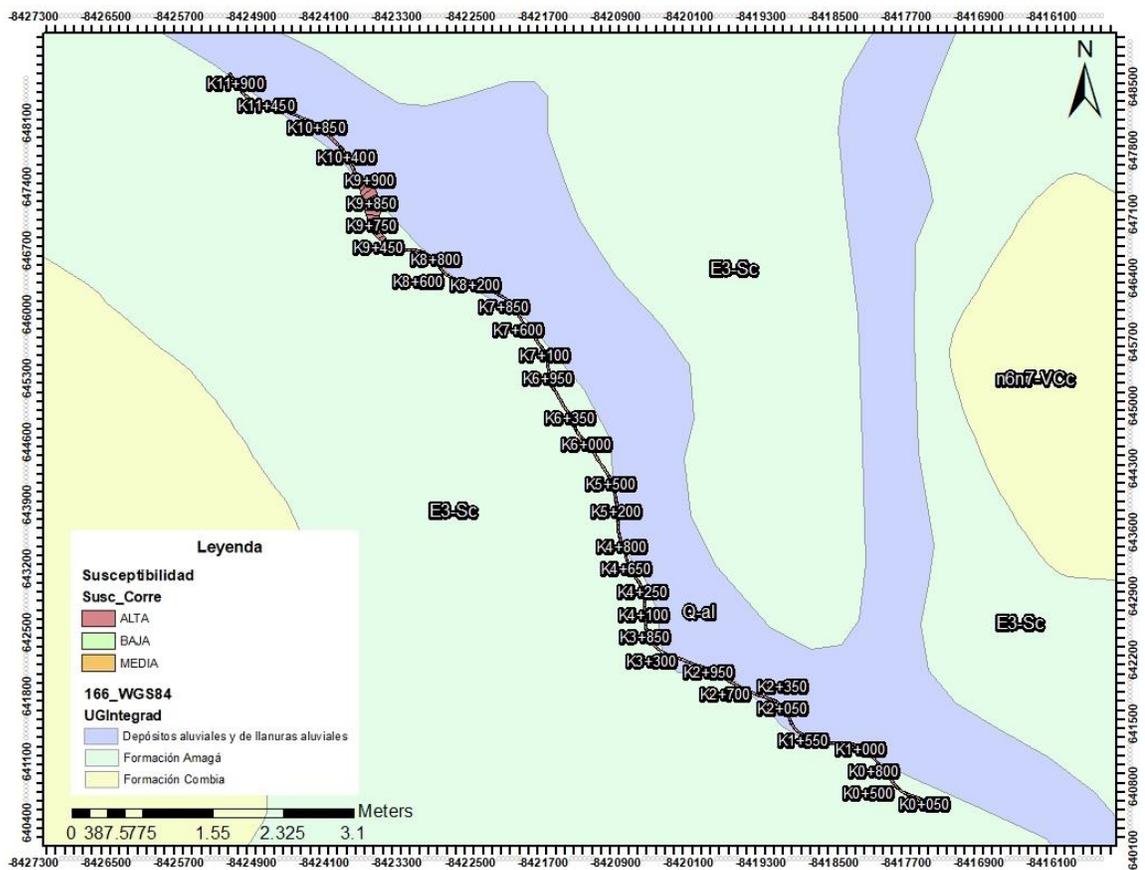


Ilustración 5-4. Geología de la zona de estudio

Fuente: Elaboración propia con información de la plancha 166 del Servicio Geológico Colombiano (2022)

- **Formación Amagá Miembro superior (Ngas):** El término Formación Amagá se ha utilizado en la literatura geológica para referirse al conjunto sedimentario descrito por Grosse (1926) como Terciario Carbonífero de Antioquia y posteriormente Van der Hammen (1956) como Formación Antioquia. Esta formación (mantos de carbón que caracterizan esta unidad) cuyo nombre se debe a la cercanía con la población de Amagá, cubre un área aproximada de 700 km<sup>2</sup>. Básicamente está constituida por sedimentos continentales y lacustres depositados en cuencas de tracción de tamaño variable y ahora conservados en sinclinatorios y sinclinales de zonas tectónicas de plegamiento.

Esta unidad reposa discordantemente sobre los Esquistos Verdes de Sabaletas y la Diorita de Pueblito, muestra contactos fallados con estas mismas unidades, con el Stock de Amagá y con rocas volcánicas básicas de la Formación barroso; es intruida por stocks andesíticos del Mioceno-Plioceno y es cubierta en discordancia, irregular, hacia la cuenca del Cauca, por la secuencia volcano-sedimentaria de la Formación Combia.

Acorde con las características litológicas, presencia de mantos o bancos de carbón y posición estratigráfica, ha sido dividida en tres miembros: uno inferior esencialmente clástico, el medio caracterizado por la presencia de mantos explotables de carbón y el superior sin mantos de carbón y niveles de conglomerados.

El miembro superior constituye, en el departamento de Antioquia más del 85% de los afloramientos de la Formación Amagá, expresado en una franja alargada que se amplía hacia el Río Cauca y se extiende desde Fredonia a la Pintada y Valparaíso - Supia, donde aparece cubierto, discordantemente, por sedimentos volcanogénicos de la Formación Combia y a su vez es intruido por cuerpos hipoabisales andesíticos, del Mioceno al Plioceno.

Se caracteriza por la ausencia de mantos explotables de carbón y conglomerados y por predominio de areniscas sucias de color oscuro y arcillolitas deleznable de color ocre hacia el techo.

- **Formación Combia (Ngc):** Los sedimentos de la Formación Amagá son suprayacidos por estratos más modernos en dos facies diferentes: Un conjunto de estratos esencialmente volcánicos denominados "Estratos de Combia" por Grosse (1926) y otro esencialmente de conglomerados. Ambas facies pueden superponerse dentro de regiones diferentes a distintos miembros de la Formación Amagá, en discordancia y están a su vez levantadas, plegadas y localmente cabalgadas sobre rocas del basamento. La formación Combia (González, 1980) comprende las dos facies anteriores, denominadas informalmente miembros volcánico y sedimentario, y tiene su sección tipo en el cerro Combia (Fredonia) y con secciones de referencia aún más completas y mejor expuestas, en el Cerro Amarillo (Damasco) y en la carretera Bolombolo — Puente Iglesias — La Pintada.

**Miembro Sedimentario:** La secuencia está constituida esencialmente por niveles gruesos de conglomerados, mal sementados, separados por capas finas a medias, de areniscas de grano medio a fino, a veces conglomeráticas, y arcillolitas cremas a rojizas.

El conglomerado contiene cantos redondeados de rocas porfídicas, arenisca y arcillolitas, en matriz arenosa sucia, con alto contenido de granos finos de cuarzo. La arenisca es cuarzosa con algunos líticos sedimentarios. La presencia de fragmentos de andesitas porfídicas diferencia estos conglomerados y areniscas, de los del miembro superior de la Formación Amagá.

- **Aluviones Recientes (Qal):** Se trata de acumulaciones constituidas por una mezcla de material de arrastre y desprendimiento, compuesto por fragmentos de diferentes litologías, mal seleccionados y sin estratificación.

Los aluviones recientes se hallan dispuestos no solo a orillas de los ríos y quebradas, sino también a niveles elevados con respecto al nivel de erosión actual. Están conformados en general por gravas, arenas y bloques de tamaños variables, en general de orden centimétrico; sus cantos son principalmente de cuarzo redondeado y en menor proporción fragmentos de rocas ígneas y metamórficas.

La mayoría de estos depósitos aluviales son del Holoceno y su espesor puede estar en aumento, debido a la deposición actual, acelerada en algunos casos por el intenso proceso de degradación al cual han estado sometidas las vertientes, en tiempos recientes.

### **5.1.3.2 Geología estructural**

La zona de estudio, se encuentra dentro un complejo sistema estructural, definido por el Sistema de Fallas de Cauca – Romeral (Toussaint y Restrepo, 1984; Mejía, 1984), el cual es descrito de esta manera porque ambos sistemas comparten una historia similar en el Oligoceno – Mioceno y post – Plioceno (Calle y González, 1980).

Las unidades litológicas afectadas en este Sistema, se relacionan con eventos de subducción y obducción debido al límite continental y oceánico que marca esta estructura. El emplazamiento de algunas ofiolitas cretáceas en el sector occidental de la cordillera central también tuvo lugar en este contexto. Múltiples estudios (Restrepo y Toussaint, 1974; Chicangana, 2005; Marín y Vinasco, 2012; Cediél et al., 2003; McDonald et al., 1995; Kellog et al., 1983) han demostrado que este sistema de fallas presenta una componente de rumbo, que se asocia con los esfuerzos generados por los diversos eventos deformacionales que caracterizan la formación de los Andes del norte durante la Orogenia Andina.

A nivel regional, este sistema es definido como una zona de sutura debido a que se encuentra delimitando terrenos de dominio oceánico y continental. Estudios geofísicos, de gravedad y de gradientes de velocidades sísmicas han registrado la ausencia de basamento continental hacia el occidente de este sistema de fallas, según lo han demostrado diversos autores (Toussaint y Restrepo, 1984; Cediél et al., 2003; Paris y Romero, 1993).

ISA Consorcio Proyecto Vial de la Montaña (2011) sugiere la división de la depresión intramontana del valle del Río Cauca en "provincias estructurales o dominios estructurales". Estas zonas están delimitadas por fallas mayores que presentan una marcada expresión en el terreno y tienen características estructurales y litológicas

similares. El tramo desde La Pintada a Bolombolo se clasifica como parte de la provincia estructural occidental, que incluye la Falla Arma.

Esta falla se extiende a lo largo de todas las Unidades Funcionales del proyecto y forma un alineamiento transversal notable entre las Fallas Romeral y Cauca, controlando el Río Cauca por cerca de 40 km de longitud. La dirección de la falla es N40°W y se formó durante el Mioceno Tardío cuando se depositó la Formación Combia (Ngc) de origen volcánico. El grado de actividad de la falla es desconocido, pero es probablemente bajo y se considera una falla de tensión.

### 5.1.3.3 Geomorfología

En el área de estudio, según el Mapa Geomorfológico de Amenazas y de Áreas Degradadas de la Jurisdicción de CORANTIOQUIA (2002), se encuentran las siguientes unidades geomorfológicas:

- **Cañón del Río Cauca:** Se localiza al occidente y sur de la jurisdicción y conforma una franja alargada en sentido norte sur desde los límites con el departamento de Caldas al sur hasta la desembocadura de la quebrada Santa María, entre los municipios de Sabanalarga y Toledo, al norte.

El cañón del Río Cauca se caracterizó Geomorfológicamente teniendo en cuenta los factores que pudieron intervenir en la formación de éste, dividiéndose así en siete grandes macrounidades; en cuatro de ellas las formas encontradas obedecen a factores erosivos y se agruparon de acuerdo a su posición relativa dentro del cañón, encontrando vertientes altas, medias, bajas y continuas, que a su vez se agruparon en la margen del río donde se encontraban; otra corresponde a la zona donde el paisaje está controlado por la estructura geológica de origen volcánico y se denominó vertientes con influencia volcánica; otra se caracteriza por la presencia de dos depresiones alargadas, que corresponden a cuencas sedimentarias en dirección N-S, interrumpiendo la continuidad de la vertiente y las cuales coinciden con el sistemas de fallas Cauca-Romeral, denominada entonces como vertientes con influencia tectónica y una última correspondiente a la parte baja del cañón la cual se le asignó el nombre de fondo. Este cañón marca el límite occidental de las superficies de erosión de Belmira – San Miguel-Sonsón y Santa Rosa-Santa Elena-La Unión.

Debido a que es una zona estructuralmente compleja y al corresponder a una antigua zona de subducción, se encuentra una mezcla de rocas de afinidad continental que corresponden a la cordillera central y rocas de afinidad oceánica asociadas a la cordillera occidental (Universidad Nacional de Colombia - CORANTIOQUIA, 2002).

- **Frente Erosivo del Río Arma:** Se localiza al sur del Departamento entre el río Poblano al occidente y la divisoria de aguas con el río Magdalena al oriente; es el de menor extensión y a su vez el de mayor gradiente, el drenaje es mucho más corto y la incisión mucho más fuerte presentándolo como el frente de erosión más activo. Está ubicado al oriente del proyecto por fuera del área de influencia en jurisdicción de los municipios de Abejorral, Fredonia y Santa Bárbara.
- **Planicie de Origen Volcánico del Combia:** Se encuentra localizado al suroeste del departamento, y limitado por los cañones del Río Cauca al norte y este, del río San Juan al occidente y al sur hasta el límite departamental. En la unidad se ubica la cabecera municipal de Jericó.

Genéticamente corresponde a una antigua zona volcánica muy diferente al que actualmente se presenta en el eje de la cordillera central, porque su origen está relacionado con una cuenca que permitió la acumulación de una espesa secuencia volcano sedimentaria.

Es una superficie que se encuentra a una altura promedio de 2300 msnm, se caracteriza por presentar vertientes de media y baja inclinación onduladas, como vertientes estructurales de alta inclinación, todas ellas desarrolladas sobre las rocas volcano sedimentarias de la Formación Combia (Universidad Nacional de Colombia - CORANTIOQUIA, 2002).

### **5.1.4 Características geológicas y geomorfológicas locales**

El proyecto Conexión Pacífico 2, sectorizó las unidades funcionales en zonas homogéneas, fundamentándose en la idea de que cada zona homogénea comparte un comportamiento similar.

La UF1, se encuentra enmarcada en la Zona Homogénea 1, la cual se extiende desde el tramo vial de La Variante hasta las abscisas km 0+000 y km 32+600, abarcando toda la UF1 y una parte de la UF2. Esta zona se distingue por tener un sustrato rocoso litológicamente compuesto por rocas sedimentarias (Formación Amagá) como areniscas, arcillolitas y conglomerados, dispuestas de manera irregular y con espesores variables.

También se presentan depósitos cuaternarios superpuestos en extensiones laterales a esta secuencia estratigráfica. La unidad geomorfológica típica de esta unidad funcional está conformada por vertientes colinadas de baja inclinación, con la presencia de una geomorfología escarpada en la parte alta de las vertientes que hace referencia a la Formación Combia, de origen volcánico, pero sin incidencia en el trazado planificado en esta unidad funcional (Consortio Farallones, 2016).

#### **5.1.4.1 Litología**

En las inmediaciones de la UF1, la geología se caracteriza principalmente por la Formación Amagá, que está compuesta por una intercalación de areniscas y arcillolitas. Según los resultados de las perforaciones, estos estratos son suprayacidos por depósitos de vertiente con espesores que varían entre 5 y 20 metros.

Además, se han identificado depósitos aluviotorrenciales locales que están relacionados con la dinámica de alta energía que ha afectado algunos drenajes que atraviesan la vertiente occidental del Río Cauca, así como depósitos aluviales con espesor considerable que son influenciados principalmente por el Río Cauca.

#### **5.1.4.1 Geomorfología**

En la Ilustración 5-5 se muestra el mapa geomorfológico de la Unidad Funcional 1 (UF1), el cual fue elaborado por el Consortio Farallones (2016) mediante una evaluación de fotointerpretación y cartografía geológica realizada por ISA en 2011.

El mapa presenta las principales unidades geomorfológicas presentes en la UF1, el cual se realizó en función de la relación entre el trazado vial planificado y el relieve atravesado,

el cual posee características litológicas y morfogenéticas propias. En el caso de la UF1, la geomorfología se define principalmente por una secuencia sedimentaria (Formación Amagá), que brinda una homogeneidad geomorfológica con variaciones locales por la presencia de depósitos cuaternarios.

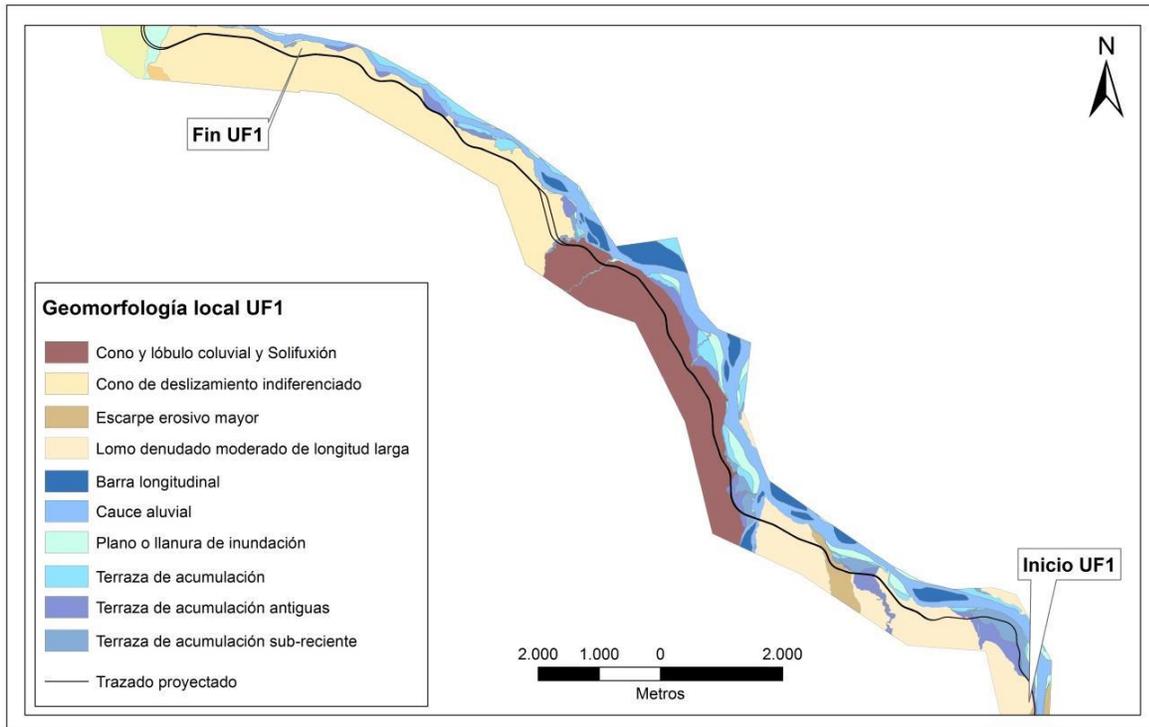


Ilustración 5-5. Mapa geomorfológico entre el tramo La Pintada – Puente iglesias

Fuente: Consorcio Farallones (2016).

### 5.1.5 Características geotécnicas

El comportamiento geotécnico de los materiales que conforman el proyecto Conexión Pacífico 2, está influenciado por la evolución geológica del cañón del Río Cauca, que ha definido el modelo geológico del proyecto. La sección geológica transversal al río, presentada en la Ilustración 5-6, muestra en sus extremos rocas intrusivas duras a muy duras (Ngc) y, en las zonas adyacentes al río, depósitos de vertiente (Qc) y horizontes de suelo que cubren las rocas de tipo arenisca y lodosas de la formación Amagá (Ngas), que tienen una resistencia media a baja.

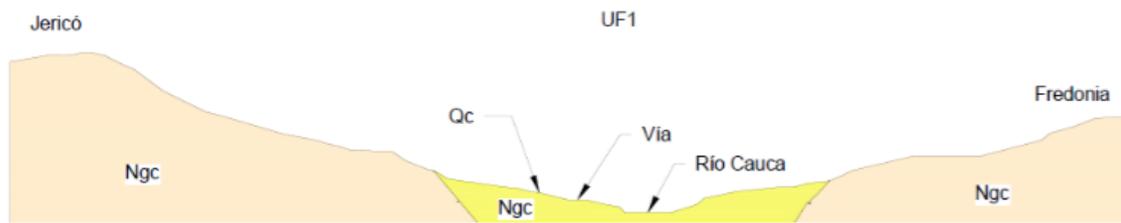


Ilustración 5-6. Sección típica del cañón del Río Cauca

Fuente: (Consorcio Farallones, 2016)

En el sector donde se encuentra ubicado el proyecto Conexión Pacífico 2, se han registrado procesos de socavación en los drenajes que atraviesan las vertientes de la cuenca, así como en el Río Cauca en las partes bajas de las laderas. Estos procesos, han generado inestabilidad morfoodinámica de manera aleatoria, algunos de los cuales se han extendido hacia las partes altas de las laderas.

Los depósitos cuaternarios más destacados en esta zona, son los depósitos aluviales del Río Cauca, los depósitos de vertiente, así como los depósitos aluviotorrenciales generados por fenómenos de alta energía y transporte en diferentes épocas. Los horizontes superficiales de suelo contienen fragmentos y guijarros de roca, aleatoriamente distribuidos en una matriz conformada por finos, arenas y pequeñas gravas en porcentajes variables, los cuales se generan por el desprendimiento de unidades más duras que limitan el cañón en su parte más alta.

A lo largo de la Unidad Funcional 1 (UF1), se presenta un contraste significativo en las propiedades geomecánicas de los depósitos de suelo y roca subyacente. La roca es considerablemente más resistente que el suelo, lo que propicia procesos de remoción de masas superficiales y poco profundos, asociados a la posición somera de la superficie de contacto entre el suelo y la roca. Además, la geometría del talud está controlada por la posición del plano de contacto suelo-roca, lo que aumenta la frecuencia de procesos de inestabilidad en períodos de lluvia.

La UF1, se compone de rocas pertenecientes a la Formación Amagá - Miembro Superior, con predominio de areniscas de granulometría variable y arcillolitas deleznable, de color ocre hacia el techo. Esta formación, se encuentra suprayacida discordantemente en las

partes altas de la vertiente por la Formación Combia de origen volcanosedimentario. Mientras que la Formación Amagá se denota por geofomas onduladas de baja inclinación, la Formación Combia presenta geofomas escarpadas de fuerte inclinación en las partes bajas de la vertiente cercanas a la ribera del Río Cauca. El dominio de la Formación Combia se hace notorio hacia el km 32+700 donde adquiere presencia en las partes bajas de la vertiente con el límite inmediato a la ribera del Río Cauca.

A lo largo de la UF1 también se exhiben depósitos de vertiente y depósitos aluviotorrenciales con espesores moderados, que generalmente oscilan entre los 5 y 20 metros de espesor. Estos depósitos están compuestos por fragmentos y bloques de roca correspondientes a las litologías predominantes de la Formación Amagá y Formación Combia, y sus características geológicas y geotécnicas varían según su disposición espacial sobre las unidades litológicas subyacentes y el grado de filtración de aguas.

### **5.1.6 Características sísmicas**

La clasificación sísmica de la zona de estudio se realiza con base en lo establecido en el Título A del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10), para lo cual es necesario tener conocimiento de la ubicación del sitio, el tipo de perfil del suelo (clasificado en la Tabla A.2.4-3) y el grupo de uso de la edificación (sección A.2.5.1).

Durante el desarrollo de esta tesis, no se logró obtener la información del registro de las perforaciones, sino únicamente con los resultados de los parámetros de resistencia de las secciones de análisis.

Para determinar el tipo del suelo, se hace uso de los resultados del informe técnico realizado por el Servicio Geológico Colombiano (2015), denominado “cálculo del promedio de velocidad de onda de corte a 30 metros de profundidad ( $V_{s30}$ ) en Colombia como una aproximación a la estimación de los efectos sísmicos de sitio a escala nacional”.

En el estudio mencionado se hace uso del SRTM (siglas en inglés de Misión del Transbordador Espacial para Topografía por Radar) de 7.5 arcosegundos para generar un mapa de velocidad de onda de corte a 30 m de profundidad basado en el gradiente topográfico, a partir del cual, usando la clasificación de tipo de suelo de la NSR-10 por  $V_s$  (velocidad de onda de corte), se genera el mapa presentado en la Ilustración 5-7. A partir

del cual se logra identificar que la zona de estudio se encuentra inmersa entre un suelo tipo B o C (por la escala no se cuenta con mayor detalle) y se elige clasificarlo como suelo C por la composición geológica.

Con base en lo expuesto, se realiza la clasificación de la zona de amenaza sísmica y los movimientos sísmicos de diseño presentados en la Tabla 5-2, cuya información se emplea para la elaboración del espectro elástico de aceleraciones de diseño presentado en el Gráfico 5-1.

Tabla 5-2. Zonas de amenaza sísmica y movimientos sísmicos de diseño

<b>Parámetro</b>	<b>Valor</b>	<b>NSR-10</b>
Zona de Amenaza Sísmica:	Alta	Apéndice A-4
Coefficiente de Aceleración (Aa):	0.25	Apéndice A-4
Coefficiente de Velocidad (Av):	0.25	Apéndice A-4
Coefficiente de Amplificación de Sitio (Fa):	1.15	Tabla A.2.4-3
Coefficiente de Amplificación de Sitio (Fv):	1.55	Tabla A.2.4-4
Coefficiente de Importancia (I):	1.00	A.2.5.1

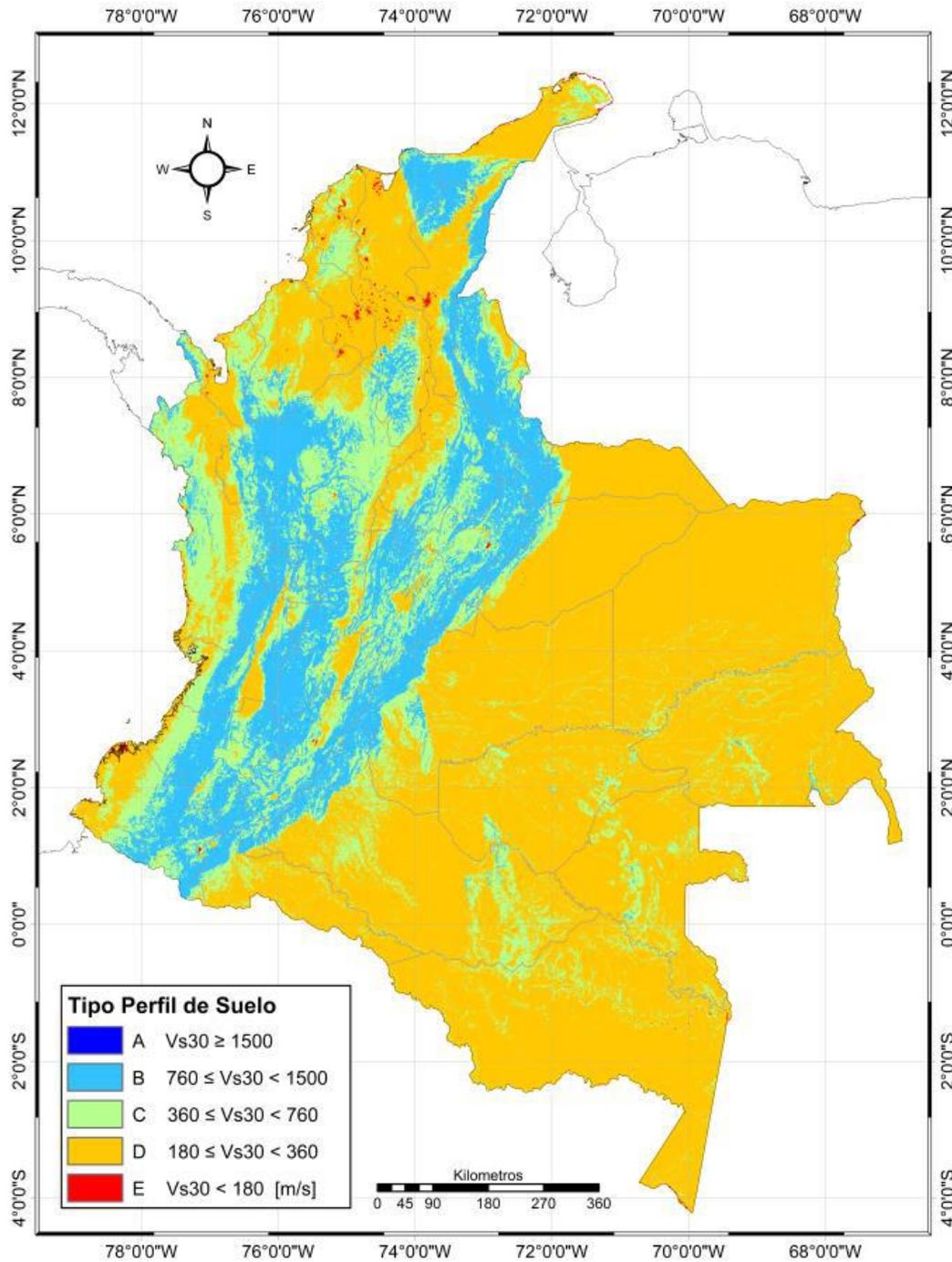


Ilustración 5-7. Mapa de clasificación por tipo de suelo con respecto a la  $V_{s30}$  usando las relaciones de la NSR-10

Fuente: Servicio Geológico Colombiano (2015)

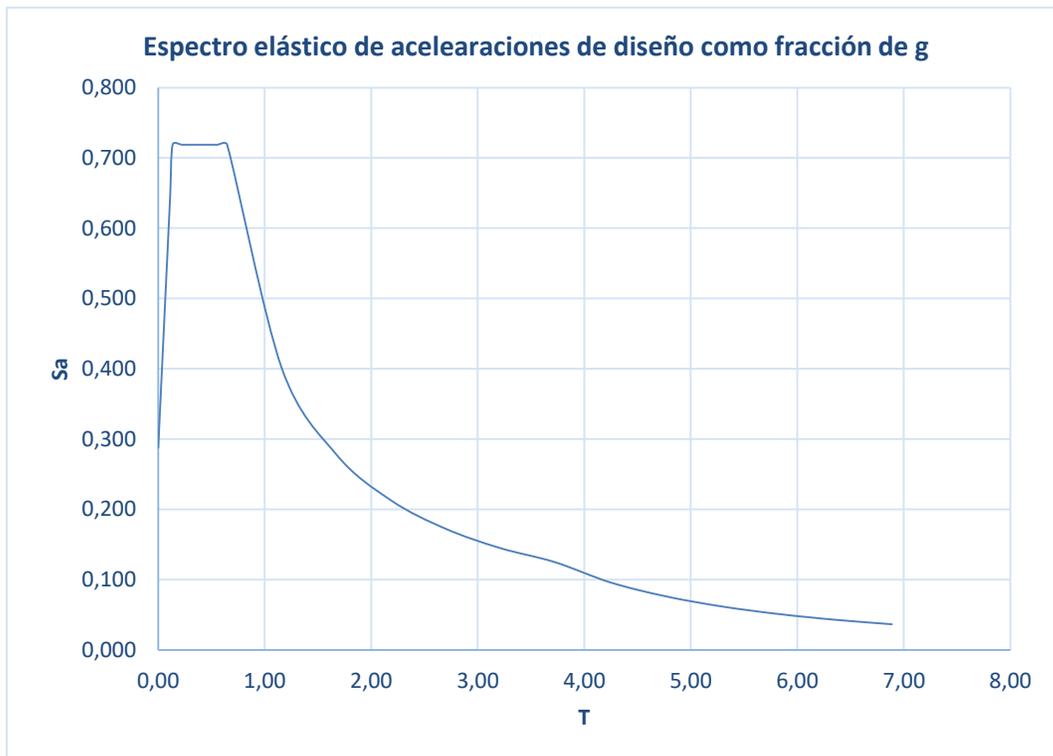


Gráfico 5-1. Espectro elástico de aceleraciones de diseño como fracción de g

### 5.1.7 Características de la vía

La definición del trazado definitivo de la Unidad Funcional 1, se llevó a cabo adosado a la vía existente que abarca desde La Pintada hasta Puente Iglesias, cumpliendo con las directrices estipuladas en el Manual de Trazado y Diseño Geométrico del INVIAS y los Criterios de Diseño establecidos por la Concesión. Los criterios técnicos aplicados para el diseño del subsector 2 La Pintada - Puente Iglesias, se encuentran presentados en la Tabla 5-3.

Tabla 5-3. Características geométricas y técnicas de la UF1

Requisitos Técnicos	Subsector 1	Subsector 2
Longitud de referencia (km)	15	3
Número de calzadas mínimo (un)	2	1
Número de carriles por calzada mínimo (un)	2	2

<b>Requisitos Técnicos</b>	<b>Subsector 1</b>	<b>Subsector 2</b>
Sentido de carriles (Uni o bidireccional)	Unidireccional	Bidireccional
Ancho de carril mínimo (m)	3.65	3.65
Ancho de calzada mínimo (m)	7.30	7.30
Ancho de berma mínimo (m)	2.00 externas y 1.00 m internas	2.00 m externas
Tipo de berma	Berma	Berma
Cumplimiento de Ley 105 de 1993 (s/n)	Si	Si
Funcionalidad (Primaria-Secundaria)	Primaria	Primaria
Acabado de la rodadura (Flexible – Rígido)	Flexible o Rígido	Flexible o Rígido
Velocidad de diseño mínimo (km/h)	80	80
Radio mínimo (m)	229	229
Pendiente máxima (%)	6	6
Excepciones a la velocidad de diseño (% de longitud ó Km))	N.A.	N.A.
Excepciones al radio mínimo (% de longitud a un determinado m)	N.A.	N.A.
Excepciones a la pendiente máxima (% de longitud a un determinado %)	N.A.	N.A.
Ancho mínimo de separador central (m)	2.00	N.A.
Iluminación	En intersecciones	En intersecciones

Fuente: Agencia Nacional de Infraestructura – ANI

En la Ilustración 5-8, se presenta una sección transversal típica de la vía, donde se señalan H y B como los parámetros geométricos a ser utilizados en el método HsQI.

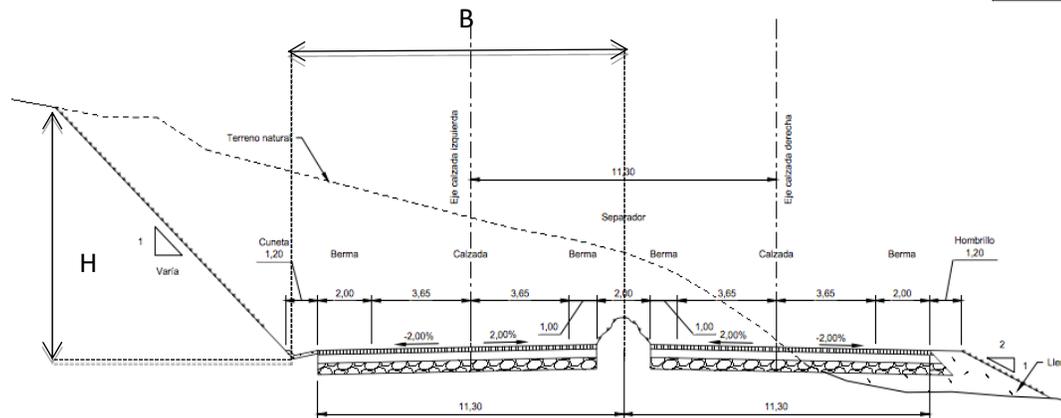


Ilustración 5-8. Sección típica UF1 subsector 2 y definición de los parámetros geométricos

Fuente: Valderrama (2021)

## 5.2 Definición de parámetros

La información utilizada para la validación del método parte de la tesis de maestría de Valderrama (2021) (“Sistema de clasificación geotécnico de taludes para proyectos viales basado en el índice de calidad HsQI, aplicación y validación de la susceptibilidad al deslizamiento en la vía Pacífico 2”), donde se encuentra la síntesis de la información preliminar sobre diseño geométrico de la vía, estudio de tránsito, estudio geológico, estudio geotécnico para estabilidad de taludes y cimentaciones de estructuras y estudio hidrológico, entre otros (presentada en la tabla del Anexo A).

### 5.2.1 Parámetros geomecánicos

Los parámetros geomecánicos de cada sección de análisis (cohesión, fricción y peso unitario del suelo), se definen a partir de los ensayos de resistencia a la penetración estándar realizados en las perforaciones durante la fase exploratoria, con lo que se determinó que la zona se componía principalmente de suelo residual (proveniente de la formación Amagá) y depósitos de vertiente, así como depósitos aluviales.

### 5.2.2 Secciones y parámetros geométricos

La definición de las secciones en el tramo de estudio, parte de la determinación de las unidades geomorfológicas independientes (UGI) requeridas por el sistema HsQI, esto es, es una región o zona con condiciones topográficas, geológicas e hidrológicas relativamente homogéneas que puede estudiarse y evaluarse individualmente, en cuyo caso, aplica la Unidad Funcional 1.

A partir del diseño geométrico de la vía, se define el ancho de la sección (B), para lo cual se recomienda analizar la topografía en una franja de longitud igual a la suma de las distancias  $D_u$ ,  $D_b$  y B (Ilustración 5-9), siendo el mínimo recomendado  $D_u = D_b = 2B$ . Se adopta el valor mínimo, obteniendo una longitud de 50 m entre secciones, dando como resultado un total de 240 secciones de análisis.

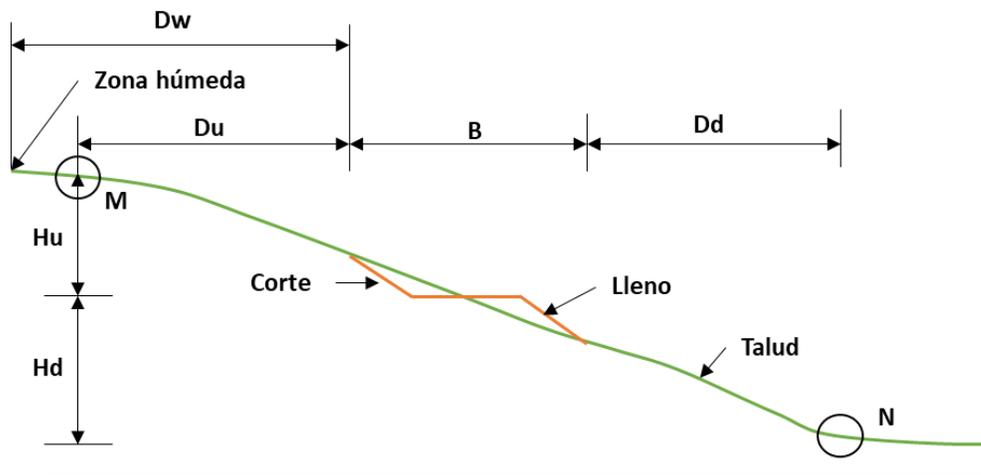


Ilustración 5-9. Ancho mínimo recomendado para cada sección transversal

Fuente: Fiel adaptación de Moreno (2015)

Donde:

- B: ancho de la vía con las pendientes propuestas.
- $D_d$ : análisis de la distancia en pendiente hasta un cambio topográfico notable. Si no está presente, se tomará como  $D_b = B$ . Esta distancia se define con el punto N.

- Du: distancia desde el análisis de la subida hasta un cambio topográfico notable. Si no está presente, se tomará como  $Du = B$ . Esta distancia se define con el punto M.
- Dw: análisis de la distancia en pendiente hasta la llanura que representa un humedal. Si se demuestra que esa zona plana (y húmeda) existe a una distancia  $Dw < 2B$ , la distancia Dw debe sustituir a Du en el análisis de estabilidad. El punto M debe reubicarse para que sea compatible con Dw.
- Hu: altura de análisis superior, considerada desde el nivel de la bajura hasta el punto M.
- Hd: altura inferior de análisis, considerada desde el nivel de la bajura hasta el punto N.

### 5.2.3 Parámetros pseudoestáticos

Los parámetros pseudoestáticos para la aplicación del método, se definen siguiendo la metodología definida por el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10.

#### 5.2.3.1 Coeficiente sísmico horizontal

Según la NSR-10, para el análisis y diseño de taludes, se debe emplear la aceleración máxima del terreno obtenida, para este caso en particular, como la aceleración del espectro de diseño para un periodo igual a cero (Gráfico 5-1).

La expresión utilizada para el cálculo de la aceleración máxima horizontal como una fracción de la aceleración de la gravedad es:

$$a_{m\acute{a}x} = Aa * Fa * I$$

Donde:

- Aa: coeficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva.
- Fa: coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de periodos cortos a causa de los efectos de sitio.
- I: coeficiente de importancia.

Con base en los parámetros definidos en la sección 5.1.6, se obtiene un valor de:

$$a_{m\acute{a}x} = 0.25 * 1.15 * 1 = 0.2875$$

El valor del coeficiente sísmico de diseño para el análisis pseudoestático de taludes KST, tiene un valor inferior a la aceleración máxima y, con base en lo establecido en el título H de la NSR-10, se admiten los siguientes valores mínimos para la relación entre el KST y la aceleración máxima:

Tabla 5-4. Tabla H.5.2-1 Valores de  $K_{ST}/a_{m\acute{a}x}$  mínimos para análisis pseudoestáticos de taludes

Material	$K_{ST}/a_{m\acute{a}x}$ Mínimo	Análisis de amplificación mínimo
Suelos, enrocados y macizos rocosos muy fracturados (RQD <50%)	0.80	Ninguno
Macizos rocosos (RQD >50%)	1.00	Ninguno
Todos los materiales térreos	0.67	Amplificación de onda unidimensional en dos columnas y promediar
Todos los materiales térreos	0.50	Amplificación de onda bidimensional

Fuente: Título H, NSR-10

Para la zona de estudio, con base en los parámetros geomecánicos definidos, el factor  $K_{ST}/a_{m\acute{a}x}$  mínimo es de 0.80, dando como resultado el componente horizontal:

$$k_h = 0.2875 * 0.80 = 0.23$$

### 5.2.3.2 Coeficiente sísmico vertical

La NSR-10, plantea que “cuando se utilice la componente vertical de diseño, como mínimo, debe tomarse como las dos terceras partes de los valores correspondientes a los efectos horizontales”, entonces:

$$k_v = \frac{2}{3} * 0.23 = 0.15$$

### 5.3 Determinación del valor HsQI

Con base en los parámetros definidos en la sección 5.2, se hace uso del método modificado de la Escuela de Nancy descrito en la sección 2.2.3 al incorporar el análisis pseudoestático descrito en el Capítulo 4, eligiendo el par de ecuaciones correspondientes a falla circular (Ilustración 4-2), toda vez que la litología de la zona se compone principalmente de depósitos de vertiente donde la roca se encuentra ubicada a profundidades considerables.

La evaluación de la susceptibilidad para cada sección de estudio, se realiza mediante el criterio establecido en la Tabla 5-5, cuyos resultados se encuentran en la tabla del Anexo A y los respectivos mapas se presentan en el Anexo B.

Tabla 5-5. Clasificación de la susceptibilidad en el método HsQI

HsQI	Susceptibilidad
0.5-1.0	Alta
1.0-1.4	Media
1.4-2.0	Baja

El método HsQI, tiene como resultado principal proporcionar recomendaciones iniciales de obras de estabilización para diferentes zonas, basándose en el grado de susceptibilidad al deslizamiento de cada una de ellas. Para lograr esto, se ha creado un gráfico de rendimiento que utiliza dos ejes: uno horizontal que representa los valores del índice de calidad de la pendiente y otro vertical que muestra la altura de la pendiente corregida ( $H_c$ ), teniendo en cuenta la importancia del diseño del corredor vial mediante un factor de corrección ( $C_f$ ) según la siguiente expresión:

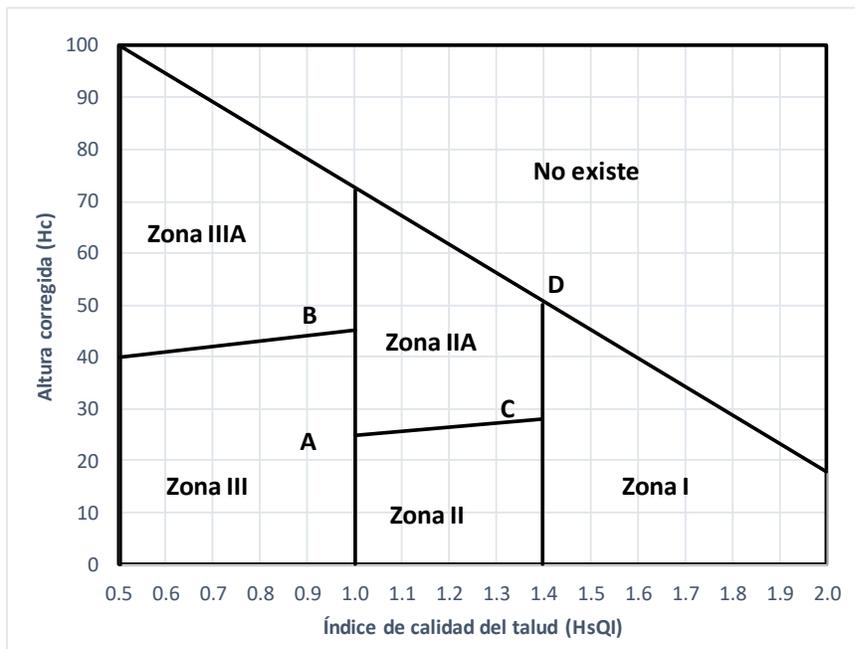
$$H_c = \frac{H}{C_f}$$

La Tabla 5-6, presenta los valores del factor de corrección  $C_f$ , clasificados en cinco categorías que reflejan la importancia de los proyectos de corredores viales. Con esta información, es posible utilizar el gráfico de rendimiento mostrado en la Ilustración 5-10 para determinar las diferentes zonas, las cuales, junto con la información proporcionada en la Tabla 5-7, permiten definir de manera cualitativa las recomendaciones de obras de estabilización (Moreno Ceballos, 2019).

Tabla 5-6. Factor de corrección según la importancia del corredor vial

Tipo	Importancia del corredor vial	Factor de corrección (Cf)
I	Temporal	1.5
II	Permanente con poco flujo vehicular previsto	1.3
III	Permanente con previsión de flujo medio de vehículos	1.0
IV	Permanente con alto flujo vehicular esperado	0.8
V	Fundamental con previsión de alto flujo vehicular	0.6

Fuente: Moreno (2019)



	HsQI	Hc (m)
A	1.0	25
B	1.0	45
C	1.4	28
D	1.4	50

Ilustración 5-10. Gráfico de desempeño

Fuente: Adaptado de Moreno (2019)

Tabla 5-7. Soluciones de estabilización del gráfico de desempeño

Índice de calidad		Recomendaciones	Tipo de soluciones
HSQI Alto	Zona IIIA	Subsuperficie	Refuerzo del suelo, geosintéticos, bermas, proyecto de hormigón, cortinas ancladas, muros anclados, anclaje, malla metálica, canales transversales y longitudinales, filtros horizontales
	Zona III	Sistemas de estabilización, más el drenaje de la superficie y subsuperficie	Muros de hormigón armado, muros de gravedad, hormigón, cortinas, cortinas ancladas, canaletas transversales y longitudinales, filtros horizontales, mallas
HSQI Medio	Zona IIA	Superficial y subsuperficial	Muros de hormigón y de gravedad, hormigón proyectado, malla metálica, canales transversales y longitudinales, filtros horizontales
	Zona II	Sistemas de estabilización y drenaje	Protección de la superficie, hormigón proyectado, revegetación, canales transversales y longitudinales, filtros horizontales
HSQI Bajo	Zona I	Control de la erosión y drenaje	Control de la erosión, cunetas transversales y horizontales, revegetación

Fuente: Moreno (2019)

Para la realización del gráfico de desempeño de la vía de estudio, se considera un factor de corrección de la altura de 0.6, correspondiente a un corredor vial fundamental con un alto flujo vehicular esperado.

El Gráfico 5-2, presenta ilustra el desempeño para la vía de acuerdo con las zonas propuestas por Moreno (2019) y la información de la Tabla 6-2 (Anexo A), con las que, las obras principales de estabilización incluyen muros de contención (suelo armado, hormigón, gravedad), anclajes, canales y filtros transversales y longitudinales, correspondientes a las estabilizaciones que se observan en gran parte de la zona de estudio.

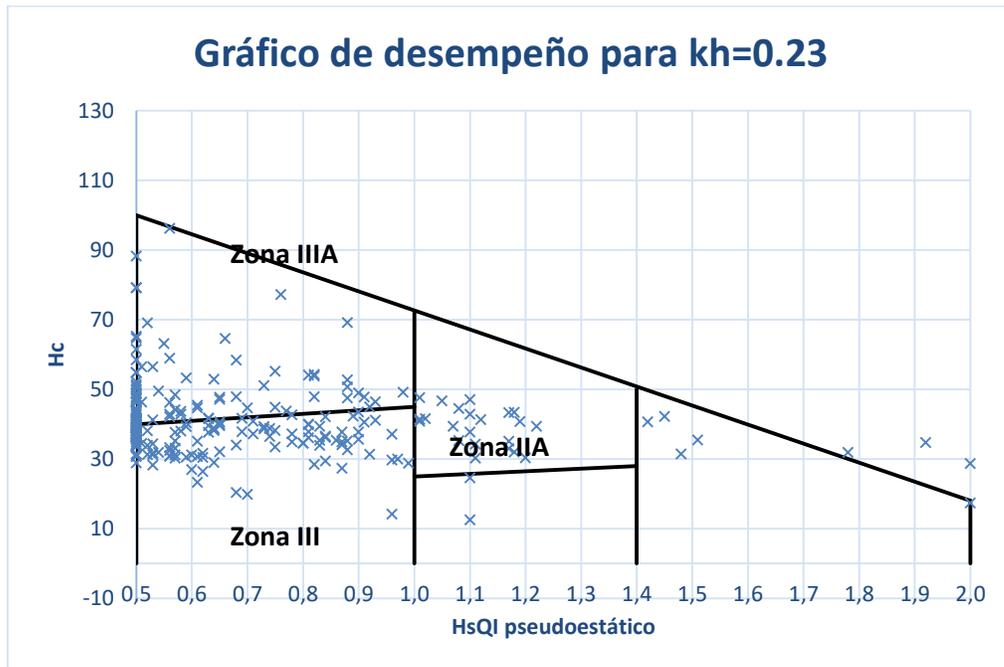


Gráfico 5-2. Gráfico de desempeño

## 5.4 Puntos críticos y validaciones en campo

Con el objetivo de realizar un análisis más profundo en campo, se adopta el criterio de punto crítico para definir secciones que cumplan dos criterios, cuya combinación se considera que genera una condición en la que los taludes pueden ser altamente susceptibles. Los criterios seleccionados son que la altura corregida sea igual o superior a 60 m (por la dificultad de estabilizar taludes de esta altura) y que se tenga una clasificación de susceptibilidad alta ( $HsQI \leq 0.5$ ), obteniendo los puntos de la Tabla 5-8.

La importancia de la definición de estos puntos, radica en que permiten realizar una verificación real de la eficacia del modelo al ejecutar un proceso de ingeniería inversa que permita verificar el estado de las obras construidas en el proyecto.

Tabla 5-8. Puntos críticos modelo

Punto	Abscisa	
	Inicial	Final
1	K0+050	K0+500
2	K1+450	K2+150
3	K2+700	K3+000
4	K3+800	K4+950
5	K5+400	K5+400
6	K5+800	K5+800
7	K6+400	K6+800
8	K8+200	K8+600
9	K9+150	K9+150
10	K9+500	K9+600
11	K11+750	K11+750

Con esta información, se realiza una primera exploración haciendo uso del aplicativo Google Street View de Google Earth para planificar dos visitas de campo que permitan validar las hipótesis arrojadas por el método HsQI. La primera visita, es de modo preliminar, realizando un recorrido general y, en la segunda, se hace un trabajo de campo a mayor profundidad al realizar un levantamiento de cada uno de los taludes de las zonas críticas.

Los puntos críticos observados en las visitas de campo corresponden a los relacionados en la Tabla 5-9.

Tabla 5-9. Puntos críticos validados en campo

Punto	Abscisa	
	Inicial	Final
1	K0+500	K0+600
2	K0+800	K0+950
3	K1+450	K2+300
4	K2+350	K2+500
5	K2+700	K3+100
6	K3+600	K3+800
7	K4+950	K5+100
8	K6+750	K6+850
9	K8+700	K8+700
10	K9+600	K9+800
11	K10+650	K10+650
12	K11+450	K11+600

El levantamiento de los puntos críticos, se realiza desde la generalidad, donde se revisan las obras de estabilización construidas y el nivel de eficiencia que tienen, verificando que no presenten problemas de inestabilidad, ubicando a su vez las coordenadas de cada obra, generando una descripción completa de cada una y complementando la información con un registro fotográfico, como se exhibe en la Tabla 5-10, donde se presenta la ficha del punto 1, y de manera análoga se generan las fichas para los siguientes puntos, contenidas en el Anexo C.

Tabla 5-10. Ficha del punto crítico 1

Ficha de visita de campo del punto 1			
Punto	1	Coordenadas	
Abscisa inicial	K0+500	Longitud	-75.6205
Geología	Nga	Latitud	5.7459
Abscisa final	K0+950	Longitud	-75.6231
Geología	Qal	Latitud	5.7492

**Mapa de localización**



**Ficha de visita de campo del punto 1****Descripción**

Construcción de un muro híbrido, compuesto inicialmente por un muro en gaviones de una longitud y altura aproximadas de 47 m y 2 m, respectivamente. Probablemente, fue concebida para soporte de proceso de reptación. Presenta un abultamiento en los gaviones. Seguidamente, se encuentra un muro con suelo mecánicamente estabilizado (SME) con una parte en concreto, todo con una longitud aproximada de 58 m y una altura promedio de 2.10 m. Tiene una ronda de coronación que cae a un canal escalonado construido también en el sistema de SME. Finalmente, se encuentra un muro en concreto lanzado con drenes horizontales, tiene una longitud total de aproximadamente 333 m segmentados en dos tramos, uno de 118 m y el otro de 215 m. Se evidencian anclajes construidos entre una y tres filas, espaciados aproximadamente 2 m en ambos tramos, pero no ocupan la totalidad de cada tramo. El muro en toda su extensión tiene una altura variable entre los 2 m y los 12 m. Tiene como sistema de drenaje cunetas de coronación construidas en un concreto pobre, que llegan a un canal escalonado en la parte media y al final caen en las cunetas de la vía hasta llegar a una alcantarilla. Se evidencia agua en la alcantarilla, por lo que los filtros inferiores del muro se encuentran funcionales.

**Fotografías**

**Ficha de visita de campo del punto 1**



## **6. Análisis de resultados, conclusiones y recomendaciones**

Este capítulo, tiene como objetivo analizar los resultados de la aplicación del análisis pseudoestático en el Subsector 2 de la Unidad Funcional 1 de la Conexión Vial Pacífico 2, presentar las conclusiones de la investigación y realizar recomendaciones para futuras investigaciones.

### **6.1 Análisis de resultados**

La aplicación de las ecuaciones pseudoestáticas del método HsQI, permitió demostrar la simplicidad y practicidad del método, que puede ser sistematizado mediante Sistemas de Información Geográficas como el software ArcGIS (mapas que se presentan en el Anexo B).

De las 241 secciones de análisis definidas, se tiene que, para el coeficiente sísmico horizontal, 209 se encuentran en susceptibilidad alta, 24 se encuentran en susceptibilidad media y 8 en susceptibilidad baja. Por su parte, para el coeficiente sísmico vertical se tienen, 207 en susceptibilidad alta, 26 en media y 8 en baja.

Lo anterior implica que, con un valor del 65.22% del coeficiente sísmico horizontal, solamente se tiene una disminución de dos secciones con susceptibilidad alta, que pasan a ser de susceptibilidad media. Por esto, para aplicar la metodología reemplazando el coeficiente horizontal por el vertical, se debe tener especial cuidado y considerar los efectos locales a la hora de tomar decisiones ingenieriles.

#### **6.1.1 Resultados del análisis ROC**

Para realizar la validación del rendimiento del modelo, se hace uso del análisis ROC (sección 2.3), definiendo los parámetros requeridos así:

- **Verdadero positivo (TP):** pendientes inestables clasificadas correctamente con un HSQI bajo.
- **Verdadero negativo (TN):** pendientes estables clasificadas correctamente con un índice de calidad elevado.
- **Falsos positivos (FP):** pendientes estables estimadas incorrectamente con índices de calidad bajos.
- **Falso negativo (FN):** pendientes inestables estimadas incorrectamente como poco susceptibles.

Una vez analizadas las 241 secciones, se obtienen los resultados de la Tabla 6-1. Información que sirve como insumo para realizar el cálculo de los parámetros definidos por Fawcett (2005) para validar el rendimiento del modelo, tales como:

$$FP\ rate = \frac{FP}{N} = \frac{15}{20} = 0.75$$

$$TP\ rate = \frac{TP}{P} = \frac{151}{151} = 1.00$$

$$Precisión = \frac{TP}{TP + FP} = \frac{151}{151 + 15} = 0.91$$

$$Exactitud = \frac{TP + TN}{P + N} = \frac{151 + 5}{151 + 20} = 0.91$$

Tabla 6-1. Matriz ROC

		Observaciones en campo	
		True (Inestable)	False (Estable)
Modelo	Positive (HsQI bajo)	TP (151)	FP (15)
	Negative (HsQI alto)	FN (0)	TN (5)
		<b>P= 151</b>	<b>N=20</b>

Con base en los valores de la tasa de TP y la tasa de FP, se ubica el modelo en el espacio del modelo ROC propuesto por Fawcett (2005) como se indica en el Gráfico 6-1, y se ubica en la zona superior derecha, que según el autor, puede considerarse como un modelo “liberal”, ya que hace clasificaciones positivas con poca evidencia, por lo que clasifican casi

todos los positivos correctamente, pero a menudo, tienen un alto número de tasa de falsos positivos. Con los parámetros de precisión y exactitud, se puede concluir que el modelo tiene una tasa de 91% de asertividad.

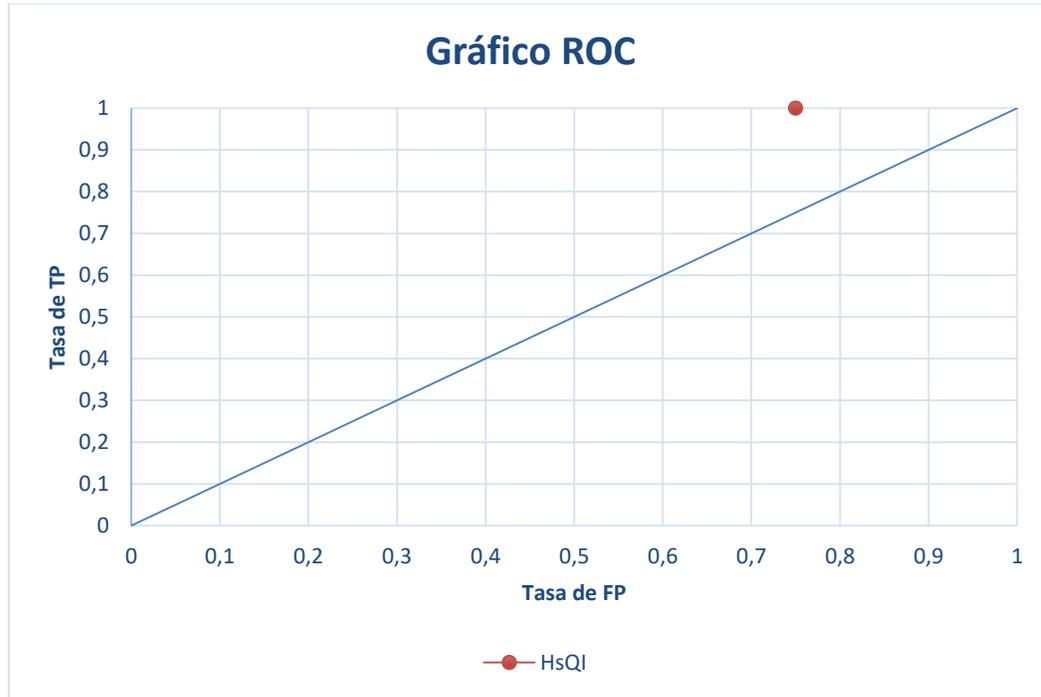


Gráfico 6-1. Gráfico ROC

### 6.1.2 Resultados del gráfico de desempeño

En relación con el gráfico de desempeño, mediante el trabajo de campo se evidencia que las obras principales para la estabilización se ajustan a las propuestas en las zonas III y IIIA (Tabla 5-7), lo que implica que el método refleja adecuadamente las obras que se requieren bajo cada grado de susceptibilidad. No obstante, se identifica que los límites propuestos por Moreno (2019), no logran incorporar en su totalidad los resultados obtenidos en la zona de estudio, por lo que se propone el ajuste de límites presentados en el Gráfico 6-2, sin que esto implique un cambio en las obras de estabilización propuestas por el método.

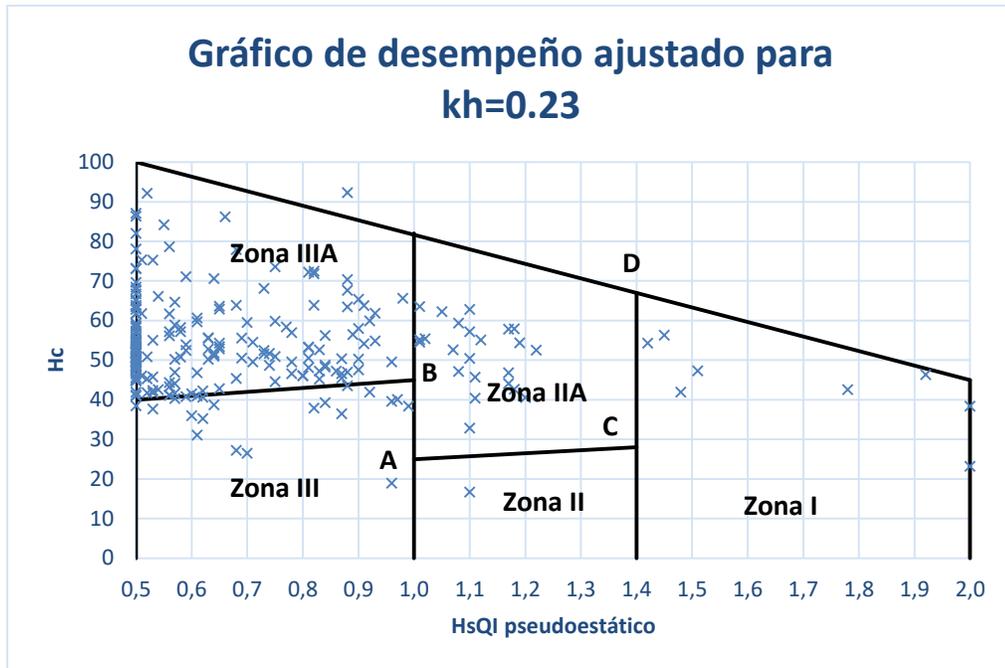


Gráfico 6-2. Gráfico de desempeño ajustado para  $kh=0.23$

## 6.2 Conclusiones

El método HsQI, es de fácil uso y bastante práctico para zonificar un área de estudio con base en la susceptibilidad, principalmente en las etapas preliminares del proyecto donde se cuente con la información geométrica tanto de la vía como de los taludes de corte y/o lleno que se vayan a generar en el proyecto, para lo que es de insumo fundamental tener la topografía preliminar de la zona.

Al aplicar esta metodología en las etapas de prefactibilidad, se logran prever las zonas donde se pueden generar problemas debidos a la alta susceptibilidad durante la etapa de construcción y prepararse para que no se generen sobrecostos por los imprevistos que estas situaciones generan.

El factor de corrección por importancia de la vía,  $H_c$ , no tiene un fundamento que permita saber cuáles son los límites de lo que se puede considerar flujo vehicular bajo, medio o alto, por lo que deja abierta la posibilidad de usar lo establecido en la normativa de cada país o requerir un estudio de tránsito particular que se pueda utilizar en las etapas de prefactibilidad.

Determinar adecuadamente las propiedades geomecánicas de los materiales, es de vital importancia al momento de usar el método HsQI, toda vez que está intrínsecamente ligado a los cambios de dichos parámetros y pueden generar resultados incorrectos si no se seleccionan bajo buenos criterios ingenieriles.

Si bien el factor HsQI no es un factor de seguridad, se observa que se asemeja muy bien con éste, presentando un comportamiento bastante lineal entre ambos cuando se trabaja en términos estáticos. Al pasar a un modelo pseudoestático, aumenta el grado de dispersión, pero sigue teniendo un comportamiento lineal muy ajustado (ver secciones 4.2 y 4.4).

Al realizar un contraste entre el factor HsQI estático y el pseudoestático, se verifica que existe una relación lineal con un  $R^2$  de 0.9978, 0.9915 y 0.9861 para el factor sísmico horizontal de 0.1, 0.2 y 0.3, en su orden, lo que implica que el análisis pseudoestático no se encuentra muy alejado del grado de asertividad que posee el método al hacer uso únicamente de las ecuaciones estáticas.

A medida que el coeficiente sísmico se incrementa, se generan menores valores del HsQI, por lo que se requieren obras de estabilización que se ajusten al diseño para zonas sísmicas intermedias o altas de acuerdo con lo establecido en la normativa colombiana (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente – NSR 10).

El ajuste entre el factor de seguridad y el HsQI, tanto estático como pseudoestático, es muy cercano a la unidad, por lo que los gráficos correlacionales presentados en la sección 4.6 son una muy buena herramienta para realizar cálculos rápidos y preliminares conociendo cualquiera de las variables que incorporan.

Es posible realizar el cálculo del HsQI pseudoestático para el coeficiente sísmico vertical haciendo uso de su valor en las ecuaciones en lugar de usar el coeficiente sísmico horizontal. No obstante, de acuerdo con lo mencionado por Shukha (2008) en la sección 2.2.2.2, donde se recomienda que se realice un análisis con la componente ascendente y otro con la componente descendente, se requiere un ajuste en las ecuaciones de la Función Y de la Ilustración 4-2 y la Ilustración 4-3, mediante el reemplazo del término  $(1 + k)$  por las expresiones  $(1 + k_h + k_v)$  o  $(1 + k_h - k_v)$  según el tipo de suelo (ascendente para suelos principalmente no cohesivos y descendente para suelos principalmente no

friccionantes). Esto está altamente ligado de las condiciones particulares de cada sitio y dependen del cálculo del coeficiente sísmico vertical, para el cual, no se ha encontrado una opinión uniforme que permita su cálculo mediante la correlación con el coeficiente sísmico horizontal, sino que, con base en los autores presentados en la sección 2.2.2.2, se requiere tener un especial cuidado y un estudio profundo de los efectos locales.

### **6.3 Recomendaciones**

Las validaciones hasta ahora realizadas para el método HsQI tanto estático como pseudoestático se hicieron para corredores viales principales, por lo que es importante realizar la verificación del método para vías secundarias y/o terciarias, en aras de verificar su ajuste con las obras de estabilización planteadas en el gráfico de desempeño.

Los Sistemas de Información Geográfica son una herramienta gráfica importante para representar la zonificación de la susceptibilidad con el método HsQI, por lo que queda abierta la investigación a desarrollar donde se automatice el cálculo del HsQI y se incorpore a los SIG.

## A. Anexo A: Resultados del método HsQI pseudoestático en la sección vial

Tabla 6-2. Anexo A. Resultados HsQI para el análisis pseudoestático

Absc.	H	Hw	Zo	A	I (°)	γ (kN/m <sup>3</sup> )	c (kPa)	φ (°)	Geo	Flujo	Caso HsQI	X	Análisis pseudoestático			
													Y (kh=0.23)	HsQI	Y (kv=0.15)	HsQI
K0+000	27.82	10.02	3.88	75.22	20.3	18	21	28	Nga	Div.	A, B	13.30	29.33	1,92	27,42	1,95
K0+050	38.27	13.78	3.88	52.52	36.08	18	21	28	Nga	Conv.	E, F	7.52	41.41	0,91	38,72	0,93
K0+100	32.7	11.77	3.88	48.77	33.84	18	21	28	Nga	Conv.	E, F	5.28	35.45	1,01	33,14	1,04
K0+150	40.58	14.61	3.88	44.53	42.34	18	21	28	Nga	Div.	A, B	8.74	42.78	0,88	40,00	0,89
K0+200	32.33	11.64	3.88	21.86	55.93	18	21	28	Nga	Paral.	C, D	25.35	35.35	0,59	33,05	0,61
K0+250	43.46	15.65	3.88	49.61	41.22	18	21	28	Nga	Paral.	C, D	10.64	46.48	0,82	43,46	0,83
K0+300	37.35	13.45	3.88	58.52	32.54	18	21	28	Nga	Paral.	C, D	1.96	39.69	1,05	37,10	1,10
K0+350	43.08	15.51	3.88	44.53	44.05	18	21	28	Nga	Div.	A, B	10.45	45.42	0,82	42,46	0,84
K0+400	42.64	15.35	3.88	33.73	51.65	18	21	28	Nga	Paral.	C, D	21.07	46.04	0,59	43,05	0,61
K0+450	34.32	12.36	3.88	23.44	55.67	18	21	28	Nga	Paral.	C, D	25.10	37.44	0,58	35,00	0,60
K0+500	45.16	16.26	3.88	32.76	54.04	18	21	28	Nga	Paral.	C, D	23.46	48.80	0,53	45,63	0,55
K0+550	35.73	12.86	3.88	33.66	46.71	18	21	28	Nga	Conv.	E, F	18.15	39.17	0,70	36,62	0,73

Absc.	H	Hw	Zo	A	I	γ	c	φ	Geo	Flujo	Caso HsQI	X	Análisis pseudoestático			
					(°)	(kN/m3)	(kPa)	(°)					Y (kh=0.23)	HsQI	Y (kv=0.15)	HsQI
K0+600	43.85	15.79	3.88	24.4	60.9	18	21	28	Nga	Paral.	C, D	30.32	47.70	<b>0,50</b>	44,60	<b>0,50</b>
K0+650	32.7	11.77	3.88	24.3	53.38	18	21	28	Nga	Div.	A, B	19.78	34.48	<b>0,71</b>	32,23	<b>0,74</b>
K0+700	32.03	11.53	3.88	24.26	52.86	18	21	28	Nga	Paral.	C, D	22.28	34.91	<b>0,65</b>	32,64	<b>0,68</b>
K0+750	35.57	12.8	3.88	10.69	73.27	18	21	28	Nga	Paral.	C, D	42.69	39.48	<b>0,50</b>	36,91	<b>0,50</b>
K0+800	31.41	11.31	3.88	13.31	67.04	18	21	28	Nga	Conv.	E, F	38.48	35.45	<b>0,50</b>	33,14	<b>0,50</b>
K0+850	23.2	8.35	4.56	12.57	61.55	19	25	30	Qal	Conv.	E, F	30.95	23.88	<b>0,64</b>	22,33	<b>0,66</b>
K0+900	24.95	8.98	4.56	10.28	67.62	19	25	30	Qal	Paral.	C, D	34.86	25.14	<b>0,57</b>	23,50	<b>0,59</b>
K0+950	25.53	9.19	4.56	9.43	69.72	19	25	30	Qal	Paral.	C, D	36.96	25.77	<b>0,54</b>	24,10	<b>0,56</b>
K1+000	21.56	7.76	4.56	8.74	67.93	19	25	30	Qal	Paral.	C, D	35.17	21.98	<b>0,60</b>	20,55	<b>0,63</b>
K1+050	19.72	7.1	4.56	19.93	44.7	19	25	30	Qal	Paral.	C, D	11.94	19.27	<b>1,10</b>	18,02	<b>1,13</b>
K1+100	23.54	8.48	4.56	17.57	53.26	19	25	30	Qal	Paral.	C, D	20.50	23.21	<b>0,84</b>	21,70	<b>0,87</b>
K1+150	25.34	9.12	4.56	12.73	63.33	19	25	30	Qal	Paral.	C, D	30.57	25.32	<b>0,62</b>	23,67	<b>0,64</b>
K1+200	24.58	8.85	4.56	11.7	64.54	19	25	30	Qal	Paral.	C, D	31.78	24.66	<b>0,61</b>	23,06	<b>0,64</b>
K1+250	28.15	10.13	4.56	13.02	65.18	19	25	30	Qal	Paral.	C, D	32.42	28.03	<b>0,57</b>	26,20	<b>0,58</b>
K1+300	21.85	7.86	4.56	16.47	52.99	19	25	30	Qal	Paral.	C, D	20.23	21.62	<b>0,87</b>	20,21	<b>0,91</b>
K1+350	22.62	8.14	4.56	7.53	71.6	19	25	30	Qal	PUENTE	E, F	41.00	23.77	<b>0,53</b>	22,22	<b>0,54</b>
K1+400	34.05	12.26	4.56	6.86	78.6	19	25	30	Qal	Div.	A, B	42.60	31.83	<b>0,50</b>	29,76	<b>0,50</b>
K1+450	61.78	22.24	4.56	58.65	46.49	19	25	30	Qal	Div.	A, B	10.49	57.75	<b>0,76</b>	54,00	<b>0,78</b>
K1+500	55.3	19.91	4.56	32.83	59.3	19	25	30	Qal	Div.	A, B	23.30	51.69	<b>0,52</b>	48,33	<b>0,54</b>
K1+550	45.22	16.28	4.56	22.48	63.57	19	25	30	Qal	Div.	A, B	27.57	42.27	<b>0,51</b>	39,52	<b>0,53</b>
K1+600	43.89	15.8	4.56	15.27	70.81	19	25	30	Qal	Conv.	E, F	40.21	43.62	<b>0,50</b>	40,78	<b>0,50</b>
K1+650	41.79	15.04	4.56	23.57	60.57	19	25	30	Qal	Conv.	E, F	29.97	41.22	<b>0,50</b>	38,54	<b>0,50</b>
K1+700	70.66	25.44	4.56	46.73	56.52	19	25	30	Qal	Conv.	E, F	25.92	68.04	<b>0,50</b>	63,61	<b>0,50</b>
K1+750	51.72	18.62	4.56	47.89	47.2	19	25	30	Qal	Conv.	E, F	16.60	49.93	<b>0,66</b>	46,69	<b>0,69</b>

Absc.	H	Hw	Zo	A	I (°)	γ (kN/m3)	c (kPa)	φ (°)	Geo	Flujo	Caso HsQI	X	Análisis pseudoestático			
													Y (kh=0.23)	HsQI	Y (kv=0.15)	HsQI
K1+800	63.29	22.78	4.56	23.26	69.82	19	25	30	Qal	Div.	A, B	33.82	59.16	<b>0,50</b>	55,32	<b>0,50</b>
K1+850	77	27.72	4.56	65.9	49.44	19	25	30	Qal	Paral.	C, D	16.68	73.02	<b>0,56</b>	68,27	<b>0,58</b>
K1+900	63.4	22.82	4.56	23.48	69.68	19	25	30	Qal	Paral.	C, D	36.92	61.17	<b>0,50</b>	57,19	<b>0,50</b>
K1+950	52.23	18.8	4.56	23.34	65.92	19	25	30	Qal	Div.	A, B	29.92	48.82	<b>0,50</b>	45,65	<b>0,50</b>
K2+000	46.82	16.85	4.56	11.86	75.78	19	25	30	Qal	Paral.	C, D	43.02	45.93	<b>0,50</b>	42,94	<b>0,50</b>
K2+050	49.23	17.72	4.56	23.47	64.51	19	25	30	Qal	Div.	A, B	28.51	46.02	<b>0,50</b>	43,03	<b>0,50</b>
K2+100	41.07	14.79	4.56	24	59.7	19	25	30	Qal	Conv.	E, F	29.10	40.51	<b>0,50</b>	37,88	<b>0,52</b>
K2+150	37.02	13.33	4.56	23.41	57.69	19	25	30	Qal	Conv.	E, F	27.09	36.64	<b>0,56</b>	34,26	<b>0,57</b>
K2+200	34.89	12.56	4.56	11.62	71.58	19	25	30	Qal	Conv.	E, F	40.98	35.24	<b>0,50</b>	32,95	<b>0,50</b>
K2+250	33.3	11.99	4.56	23.39	54.91	19	25	30	Qal	Conv.	E, F	24.31	33.04	<b>0,63</b>	30,89	<b>0,66</b>
K2+300	30.11	10.84	4.56	11.86	68.51	19	25	30	Qal	Div.	A, B	32.51	28.15	<b>0,57</b>	26,32	<b>0,58</b>
K2+350	30.23	10.88	4.56	23.54	52.09	19	25	30	Qal	Div.	A, B	16.09	28.26	<b>0,87</b>	26,42	<b>0,88</b>
K2+400	33.79	12.16	4.56	58.72	29.92	19	25	30	Qal	Div.	A, B	-6.08	31.59	<b>1,45</b>	29,53	<b>1,49</b>
K2+450	27.12	9.76	4.56	23.45	49.16	19	25	30	Qal	Conv.	E, F	18.56	27.02	<b>0,83</b>	25,26	<b>0,85</b>
K2+500	33.11	11.92	4.56	35.64	42.89	19	25	30	Qal	Div.	A, B	6.89	30.95	<b>1,01</b>	28,94	<b>1,04</b>
K2+550	25.4	9.14	4.69	11.71	65.25	18	29	21	Nga	Conv.	E, F	43.83	21.37	<b>0,53</b>	19,98	<b>0,56</b>
K2+600	32.92	11.85	4.69	11.7	70.44	18	29	21	Nga	Conv.	E, F	49.02	27.30	<b>0,50</b>	25,52	<b>0,50</b>
K2+650	30.3	10.91	4.69	11.94	68.5	18	29	21	Nga	Paral.	C, D	45.57	24.69	<b>0,50</b>	23,08	<b>0,50</b>
K2+700	37.69	13.57	4.69	23.39	58.18	18	29	21	Nga	Conv.	E, F	36.76	30.50	<b>0,50</b>	28,52	<b>0,51</b>
K2+750	38.78	13.96	4.56	23.83	58.44	19	25	30	Qal	Paral.	C, D	25.68	37.68	<b>0,57</b>	35,23	<b>0,59</b>
K2+800	47.17	16.98	4.56	34.95	53.46	19	25	30	Qal	Conv.	E, F	22.86	45.95	<b>0,56</b>	42,96	<b>0,58</b>
K2+850	50.52	18.19	4.56	35.29	55.06	19	25	30	Qal	Paral.	C, D	22.30	48.51	<b>0,55</b>	45,35	<b>0,58</b>
K2+900	51.8	18.65	4.56	26.01	63.34	19	25	30	Qal	Paral.	C, D	30.58	50.06	<b>0,50</b>	46,80	<b>0,50</b>
K2+950	44.15	15.89	4.56	35.73	51.01	19	25	30	Qal	Div.	A, B	15.01	41.27	<b>0,75</b>	38,59	<b>0,77</b>

Absc.	H	Hw	Zo	A	I	γ	c	φ	Geo	Flujo	Caso HsQI	X	Análisis pseudoestático			
					(°)	(kN/m3)	(kPa)	(°)					Y (kh=0.23)	HsQI	Y (kv=0.15)	HsQI
K3+000	37.72	13.58	4.56	23.46	58.13	19	25	30	Qal	Div.	A, B	22.13	35.26	<b>0,65</b>	32,97	<b>0,68</b>
K3+050	29.68	10.68	4.56	7.46	75.89	19	25	30	Qal	Div.	A, B	39.89	27.74	<b>0,50</b>	25,94	<b>0,50</b>
K3+100	24.18	8.7	4.56	6.98	73.89	19	25	30	Qal	Div.	A, B	37.89	22.60	<b>0,57</b>	21,13	<b>0,59</b>
K3+150	18.64	6.71	4.56	7.21	68.87	19	25	30	Qal	PUENTE	E, F	38.27	19.93	<b>0,61</b>	18,64	<b>0,64</b>
K3+200	16.35	5.89	4.56	7.16	66.35	19	25	30	Qal	PUENTE	E, F	35.75	17.69	<b>0,68</b>	16,54	<b>0,70</b>
K3+250	10	3.6	4.56	7.13	54.52	19	25	30	Qal	PUENTE	E, F	23.92	11.25	<b>1,10</b>	10,51	<b>1,14</b>
K3+300	11.36	4.09	4.56	7.11	57.96	19	25	30	Qal	PUENTE	E, F	27.36	12.66	<b>0,96</b>	11,84	<b>0,99</b>
K3+350	15.89	5.72	4.56	7.23	65.54	19	25	30	Qal	PUENTE	E, F	34.94	17.22	<b>0,70</b>	16,10	<b>0,73</b>
K3+400	13.9	5.01	4.56	34.84	21.75	19	25	30	Qal	Conv.	E, F	-8.84	13.49	<b>2,00</b>	12,62	<b>2,00</b>
K3+450	23.01	8.28	4.56	94.46	13.69	19	25	30	Qal	Conv.	E, F	16.91	21.67	<b>2,00</b>	20,26	<b>2,00</b>
K3+500	25.53	9.19	4.69	84.8	16.75	18	29	21	Nga	Paral.	C, D	-6.18	19.20	<b>1,78</b>	17,95	<b>1,83</b>
K3+550	28.59	10.29	4.69	11.54	68.02	18	29	21	Nga	Conv.	E, F	46.60	23.90	<b>0,50</b>	22,35	<b>0,50</b>
K3+600	31.78	11.44	4.69	11.53	70.06	18	29	21	Nga	Conv.	E, F	48.64	26.41	<b>0,50</b>	24,69	<b>0,58</b>
K3+650	30.08	10.83	4.69	11.68	68.78	18	29	21	Nga	Conv.	E, F	47.36	25.07	<b>0,50</b>	23,44	<b>0,50</b>
K3+700	32.58	11.73	4.69	23.36	54.36	18	29	21	Nga	Div.	A, B	29.16	24.87	<b>0,65</b>	23,26	<b>0,67</b>
K3+750	31.65	11.39	4.69	11.89	69.41	18	29	21	Nga	Conv.	E, F	47.99	26.29	<b>0,50</b>	24,58	<b>0,50</b>
K3+800	42.21	15.19	4.69	59.24	35.47	18	29	21	Nga	Paral.	C, D	12.54	32.60	<b>0,88</b>	30,48	<b>0,91</b>
K3+850	32.81	11.81	4.69	11.54	70.63	18	29	21	Nga	Conv.	E, F	49.21	27.22	<b>0,50</b>	25,45	<b>0,50</b>
K3+900	33.7	12.13	4.69	23.6	54.99	18	29	21	Nga	Conv.	E, F	33.57	27.34	<b>0,56</b>	25,56	<b>0,58</b>
K3+950	30.79	11.08	4.69	23.51	52.63	18	29	21	Nga	Paral.	C, D	29.70	24.50	<b>0,64</b>	22,90	<b>0,67</b>
K4+000	27.16	7.6	4.69	11.52	67.01	18	29	21	Nga	Paral.	C, D	43.57	22.24	<b>0,52</b>	20,79	<b>0,50</b>
K4+050	29.02	8.13	4.69	11.62	68.17	18	29	21	Nga	Paral.	C, D	44.73	23.70	<b>0,50</b>	22,16	<b>0,51</b>
K4+100	27.59	7.73	4.69	11.51	67.35	18	29	21	Nga	Paral.	C, D	43.92	22.58	<b>0,51</b>	21,11	<b>0,54</b>
K4+150	32.37	9.06	4.69	11.24	70.85	18	29	21	Nga	Conv.	E, F	48.59	26.89	<b>0,50</b>	25,14	<b>0,50</b>

Absc.	H	Hw	Zo	A	I	γ	c	φ	Geo	Flujo	Caso HsQI	X	Análisis pseudoestático			
					(°)	(kN/m3)	(kPa)	(°)					Y (kh=0.23)	HsQI	Y (kv=0.15)	HsQI
K4+200	37.02	10.37	4.69	11.37	72.92	18	29	21	Nga	Paral.	C, D	49.48	29.98	<b>0,50</b>	28,03	<b>0,50</b>
K4+250	32.54	9.11	4.69	11.69	70.24	18	29	21	Nga	Div.	A, B	45.04	24.84	<b>0,50</b>	23,23	<b>0,50</b>
K4+300	33.41	9.35	4.69	23.22	55.2	18	29	21	Nga	Div.	A, B	30.00	25.51	<b>0,63</b>	23,85	<b>0,65</b>
K4+350	31.67	8.87	4.69	23.39	53.55	18	29	21	Nga	Paral.	C, D	30.11	25.20	<b>0,63</b>	23,56	<b>0,65</b>
K4+400	30.14	8.44	4.69	23.06	52.59	18	29	21	Nga	Conv.	E, F	30.33	24.54	<b>0,63</b>	22,94	<b>0,66</b>
K4+450	33.72	9.44	4.69	34.87	44.05	18	29	21	Nga	Div.	A, B	18.85	25.74	<b>0,84</b>	24,07	<b>0,86</b>
K4+500	38.06	10.66	4.69	23.46	58.35	18	29	21	Nga	Conv.	E, F	36.09	30.79	<b>0,50</b>	28,79	<b>0,51</b>
K4+550	40.67	11.39	3.88	23.16	60.34	18	21	28	Nga	Conv.	E, F	30.66	44.94	<b>0,50</b>	42,01	<b>0,50</b>
K4+600	35.79	10.02	3.88	23.38	56.84	18	21	28	Nga	Div.	A, B	23.24	37.73	<b>0,61</b>	35,28	<b>0,63</b>
K4+650	31.46	8.81	3.88	23.6	53.12	18	21	28	Nga	Div.	A, B	19.52	33.17	<b>0,73</b>	31,01	<b>0,76</b>
K4+700	33.51	9.38	3.88	11.56	70.96	18	21	28	Nga	Div.	A, B	37.36	35.33	<b>0,50</b>	33,03	<b>0,50</b>
K4+750	38.32	10.73	3.88	23.22	58.78	18	21	28	Nga	Conv.	E, F	29.10	42.40	<b>0,50</b>	39,64	<b>0,50</b>
K4+800	39	10.92	3.88	23.4	59.04	18	21	28	Nga	Conv.	E, F	29.36	43.12	<b>0,50</b>	40,32	<b>0,50</b>
K4+850	31.1	8.71	3.88	11.55	69.62	18	21	28	Nga	Conv.	E, F	39.94	35.23	<b>0,50</b>	32,94	<b>0,50</b>
K4+900	35.92	10.06	3.88	35.01	45.73	18	21	28	Nga	Conv.	E, F	16.05	39.33	<b>0,75</b>	36,77	<b>0,77</b>
K4+950	37.05	10.37	3.88	23.4	57.72	18	21	28	Nga	Conv.	E, F	28.04	41.01	<b>0,51</b>	38,35	<b>0,53</b>
K5+000	34.95	9.79	3.88	23.57	56	18	21	28	Nga	Paral.	C, D	24.75	38.12	<b>0,58</b>	35,64	<b>0,60</b>
K5+050	29.2	8.18	3.88	23.48	51.2	18	21	28	Nga	Paral.	C, D	19.95	31.86	<b>0,74</b>	29,78	<b>0,77</b>
K5+100	24.74	6.93	3.88	11.69	64.7	18	21	28	Nga	Paral.	C, D	33.45	27.71	<b>0,56</b>	25,90	<b>0,58</b>
K5+150	31.22	8.74	3.88	11.74	69.4	18	21	28	Nga	Conv.	E, F	39.72	35.34	<b>0,50</b>	33,05	<b>0,50</b>
K5+200	34.16	9.57	3.88	34.34	44.85	18	21	28	Nga	Conv.	E, F	15.17	37.44	<b>0,78</b>	35,00	<b>0,81</b>
K5+250	26.96	7.55	3.88	11.65	66.63	18	21	28	Nga	Conv.	E, F	36.95	30.74	<b>0,50</b>	28,74	<b>0,50</b>
K5+300	29.71	8.32	3.88	34.91	40.4	18	21	28	Nga	Paral.	C, D	9.15	31.95	<b>0,96</b>	29,87	<b>0,97</b>
K5+350	35.34	9.89	3.88	23.15	56.77	18	21	28	Nga	Paral.	C, D	25.52	38.56	<b>0,57</b>	36,05	<b>0,58</b>

Absc.	H	Hw	Zo	A	I	γ	c	φ	Geo	Flujo	Caso HsQI	X	Análisis pseudoestático			
					(°)	(kN/m3)	(kPa)	(°)					Y (kh=0.23)	HsQI	Y (kv=0.15)	HsQI
K5+400	37.05	10.37	3.88	23.12	58.03	18	21	28	Nga	Conv.	E, F	28.35	41.03	<b>0,50</b>	38,36	<b>0,52</b>
K5+450	30.26	8.47	3.88	11.54	69.13	18	21	28	Nga	Paral.	C, D	37.88	33.71	<b>0,50</b>	31,52	<b>0,50</b>
K5+500	27.66	7.75	3.88	23.52	49.63	18	21	28	Nga	Paral.	C, D	18.38	30.17	<b>0,80</b>	28,21	<b>0,82</b>
K5+550	28.78	8.06	3.88	11.74	67.8	18	21	28	Nga	Conv.	E, F	38.12	32.71	<b>0,50</b>	30,58	<b>0,50</b>
K5+600	31.11	8.71	3.88	11.63	69.51	18	21	28	Nga	Div.	A, B	35.91	32.80	<b>0,50</b>	30,67	<b>0,50</b>
K5+650	34.74	9.73	3.88	58.59	30.66	18	21	28	Nga	Paral.	C, D	-0.59	36.86	<b>1,18</b>	34,46	<b>1,20</b>
K5+700	24.68	6.91	3.88	11.67	64.7	18	21	28	Nga	Paral.	C, D	33.45	27.64	<b>0,56</b>	25,85	<b>0,58</b>
K5+750	31.08	8.7	3.88	23.52	52.88	18	21	28	Nga	Conv.	E, F	23.20	34.52	<b>0,64</b>	32,28	<b>0,66</b>
K5+800	37.13	10.4	3.88	47.02	38.3	18	21	28	Nga	Paral.	C, D	7.05	39.69	<b>0,93</b>	37,11	<b>0,96</b>
K5+850	29.75	8.33	3.88	23.17	52.09	18	21	28	Nga	Paral.	C, D	20.84	32.47	<b>0,71</b>	30,36	<b>0,74</b>
K5+900	35.59	9.97	3.88	58.37	31.38	18	21	28	Nga	Conv.	E, F	1.70	38.40	<b>1,08</b>	35,90	<b>1,12</b>
K5+950	32.04	8.97	3.88	11.47	70.29	18	21	28	Nga	Paral.	C, D	39.04	35.63	<b>0,50</b>	33,31	<b>0,50</b>
K6+000	34.42	9.64	3.88	11.74	71.17	18	21	28	Nga	Paral.	C, D	39.92	38.18	<b>0,50</b>	35,69	<b>0,50</b>
K6+050	32.01	8.96	3.88	11.73	69.88	18	21	28	Nga	Paral.	C, D	38.63	35.58	<b>0,50</b>	33,27	<b>0,50</b>
K6+100	33.08	9.26	3.88	46.59	35.38	18	21	28	Nga	Div.	A, B	1.78	34.88	<b>1,12</b>	32,61	<b>1,15</b>
K6+150	21.14	5.92	3.88	11.77	60.89	18	21	28	Nga	Conv.	E, F	31.21	24.37	<b>0,62</b>	22,78	<b>0,65</b>
K6+200	25.04	7.01	3.88	11.56	65.21	18	21	28	Nga	Conv.	E, F	35.53	28.66	<b>0,52</b>	26,79	<b>0,54</b>
K6+250	35.97	10.07	3.88	46.77	37.57	18	21	28	Nga	Conv.	E, F	7.89	39.05	<b>0,92</b>	36,51	<b>0,95</b>
K6+300	34.68	9.71	3.88	58.07	30.84	18	21	28	Nga	Paral.	C, D	-0.41	36.80	<b>1,17</b>	34,41	<b>1,18</b>
K6+350	35.03	9.81	3.88	34.96	45.06	18	21	28	Nga	Conv.	E, F	15.38	38.37	<b>0,77</b>	35,87	<b>0,79</b>
K6+400	40.89	11.45	3.88	35.61	48.95	18	21	28	Nga	Div.	A, B	15.35	43.11	<b>0,73</b>	40,31	<b>0,75</b>
K6+450	38.05	10.65	3.88	47.77	38.54	18	21	28	Nga	Conv.	E, F	8.86	41.28	<b>0,88</b>	38,60	<b>0,91</b>
K6+500	26.46	7.41	3.88	11.66	66.23	18	21	28	Nga	Div.	A, B	32.63	27.90	<b>0,57</b>	26,08	<b>0,58</b>
K6+550	34.32	9.61	3.88	23.2	55.94	18	21	28	Nga	Conv.	E, F	26.26	38.06	<b>0,56</b>	35,59	<b>0,58</b>

Absc.	H	Hw	Zo	A	I (°)	γ (kN/m3)	c (kPa)	φ (°)	Geo	Flujo	Caso HsQI	X	Análisis pseudoestático			
													Y (kh=0.23)	HsQI	Y (kv=0.15)	HsQI
K6+600	39.19	10.97	3.88	23.33	59.23	18	21	28	Nga	Conv.	E, F	29.55	43.33	<b>0,50</b>	40,51	<b>0,50</b>
K6+650	55.37	15.5	3.88	76.13	36.03	18	21	28	Nga	Paral.	C, D	4.78	58.83	<b>0,88</b>	55,00	<b>0,90</b>
K6+700	42.35	11.86	3.88	35.15	50.3	18	21	28	Nga	Paral.	C, D	19.05	45.68	<b>0,64</b>	42,71	<b>0,65</b>
K6+750	46.75	13.09	3.88	46.4	45.22	18	21	28	Nga	Conv.	E, F	15.54	50.73	<b>0,68</b>	47,43	<b>0,70</b>
K6+800	38.29	10.72	3.88	34.67	47.84	18	21	28	Nga	Conv.	E, F	18.16	41.92	<b>0,68</b>	39,19	<b>0,70</b>
K6+850	30.3	8.48	3.88	23.19	52.57	18	21	28	Nga	Paral.	C, D	21.32	33.07	<b>0,69</b>	30,92	<b>0,72</b>
K6+900	30.24	8.47	3.88	46.51	33.03	18	21	28	Nga	Conv.	E, F	3.35	32.82	<b>1,10</b>	30,69	<b>1,12</b>
K6+950	30.18	8.45	3.88	34.85	40.89	18	21	28	Nga	Conv.	E, F	11.21	33.08	<b>0,90</b>	30,93	<b>0,93</b>
K7+000	27.26	7.63	3.88	23.45	49.29	18	21	28	Nga	Div.	A, B	15.69	28.74	<b>0,87</b>	26,87	<b>0,89</b>
K7+050	26.43	7.4	3.88	34.88	37.16	18	21	28	Nga	Paral.	C, D	5.91	28.36	<b>1,17</b>	26,52	<b>1,11</b>
K7+100	28.27	7.92	3.88	35.11	38.84	18	21	28	Nga	Div.	A, B	5.24	29.80	<b>1,08</b>	27,87	<b>1,11</b>
K7+150	29.01	8.12	3.88	11.7	68.04	18	21	28	Nga	Conv.	E, F	38.36	32.96	<b>0,50</b>	30,82	<b>0,50</b>
K7+200	29.05	8.13	3.88	11.52	68.36	18	21	28	Nga	Conv.	E, F	38.68	33.01	<b>0,50</b>	30,87	<b>0,50</b>
K7+250	28.33	7.93	3.88	23.29	50.57	18	21	28	Nga	Div.	A, B	16.97	29.87	<b>0,83</b>	27,93	<b>0,85</b>
K7+300	27.94	7.82	3.88	23.49	49.95	18	21	28	Nga	Paral.	C, D	18.70	30.48	<b>0,78</b>	28,50	<b>0,81</b>
K7+350	30.33	8.49	3.88	11.71	68.89	18	21	28	Nga	Conv.	E, F	39.21	34.39	<b>0,50</b>	32,15	<b>0,50</b>
K7+400	26.6	7.45	3.88	11.58	66.48	18	21	28	Nga	Div.	A, B	32.88	28.04	<b>0,56</b>	26,22	<b>0,58</b>
K7+450	25.14	7.04	3.88	7.26	73.89	18	21	28	Nga	Conv.	E, F	44.21	29.12	<b>0,50</b>	27,22	<b>0,50</b>
K7+500	24.56	6.88	3.88	7.06	73.97	18	21	28	Nga	Conv.	E, F	44.29	28.51	<b>0,50</b>	26,66	<b>0,50</b>
K7+550	30.57	8.56	3.88	23.34	52.64	18	21	28	Nga	Div.	A, B	19.04	32.23	<b>0,75</b>	30,13	<b>0,78</b>
K7+600	27.92	7.82	4.56	8.32	73.4	19	25	30	Qal	Conv.	E, F	41.60	28.80	<b>0,50</b>	26,93	<b>0,50</b>
K7+650	25.04	7.01	4.56	9.38	69.47	19	25	30	Qal	Conv.	E, F	37.67	25.94	<b>0,53</b>	24,26	<b>0,55</b>
K7+700	25.96	7.27	4.56	11.47	66.17	19	25	30	Qal	Conv.	E, F	34.37	26.66	<b>0,56</b>	24,93	<b>0,57</b>
K7+750	32.02	8.96	4.56	23.3	53.96	19	25	30	Qal	Div.	A, B	17.96	29.93	<b>0,81</b>	27,99	<b>0,83</b>

Absc.	H	Hw	Zo	A	I	γ	c	φ	Geo	Flujo	Caso HsQI	X	Análisis pseudoestático			
					(°)	(kN/m3)	(kPa)	(°)					Y (kh=0.23)	HsQI	Y (kv=0.15)	HsQI
K7+800	30.5	8.54	4.56	11.54	69.28	19	25	30	Qal	Paral.	C, D	35.80	30.40	<b>0,50</b>	28,42	<b>0,52</b>
K7+850	31.92	8.94	4.56	23.33	53.84	19	25	30	Qal	Div.	A, B	17.84	29.84	<b>0,81</b>	27,90	<b>0,84</b>
K7+900	31.54	8.83	4.56	23.62	53.17	19	25	30	Qal	Div.	A, B	17.17	29.48	<b>0,83</b>	27,57	<b>0,85</b>
K7+950	29.68	8.31	4.56	11.64	68.58	19	25	30	Qal	Conv.	E, F	36.78	30.24	<b>0,50</b>	28,27	<b>0,51</b>
K8+000	28.97	8.11	4.56	23.4	51.07	19	25	30	Qal	Paral.	C, D	17.59	28.19	<b>0,84</b>	26,36	<b>0,86</b>
K8+050	33.35	9.34	4.56	23.31	55.05	19	25	30	Qal	Paral.	C, D	21.57	32.46	<b>0,69</b>	30,35	<b>0,72</b>
K8+100	32.6	9.13	4.56	47.22	34.62	19	25	30	Qal	Paral.	C, D	1.14	30.88	<b>1,19</b>	28,88	<b>1,22</b>
K8+150	32.93	9.22	4.56	35.93	42.51	19	25	30	Qal	Conv.	E, F	10.71	32.17	<b>0,93</b>	30,08	<b>0,94</b>
K8+200	39.21	10.98	4.56	48.31	39.06	19	25	30	Qal	Paral.	C, D	5.58	37.25	<b>0,90</b>	34,83	<b>1,01</b>
K8+250	38.33	10.73	4.56	36.87	46.11	19	25	30	Qal	Paral.	C, D	12.63	36.73	<b>0,82</b>	34,34	<b>0,86</b>
K8+300	32.47	9.09	4.56	24.35	53.13	19	25	30	Qal	Div.	A, B	17.13	30.35	<b>0,91</b>	28,38	<b>0,85</b>
K8+350	38.12	10.67	4.56	47.77	38.59	19	25	30	Qal	Paral.	C, D	5.11	36.21	<b>1,01</b>	33,86	<b>1,03</b>
K8+400	28.33	7.93	4.56	24.4	49.27	19	25	30	Qal	Conv.	E, F	17.47	28.16	<b>0,86</b>	26,33	<b>0,86</b>
K8+450	31.45	8.8	4.56	18.72	59.23	19	25	30	Qal	Conv.	E, F	27.43	31.50	<b>0,59</b>	29,45	<b>0,62</b>
K8+500	32.73	9.16	3.02	10.71	71.88	18	18	23	Nga	Conv.	E, F	47.50	42.56	<b>0,50</b>	39,79	<b>0,50</b>
K8+550	35.15	9.84	3.02	13.41	69.13	18	18	23	Nga	Conv.	E, F	44.75	45.43	<b>0,50</b>	42,48	<b>0,50</b>
K8+600	38.15	10.68	3.02	36.37	46.37	18	18	23	Nga	Div.	A, B	18.77	46.92	<b>0,65</b>	43,87	<b>0,65</b>
K8+650	35.23	9.86	3.02	35.78	44.56	18	18	23	Nga	Paral.	C, D	18.89	44.06	<b>0,50</b>	41,19	<b>0,67</b>
K8+700	30.51	8.54	3.02	23.12	52.84	18	18	23	Nga	Conv.	E, F	28.46	39.12	<b>0,52</b>	36,57	<b>0,54</b>
K8+750	33.89	9.49	4.56	35.24	43.88	19	25	30	Qal	Conv.	E, F	12.08	33.12	<b>0,89</b>	30,97	<b>0,91</b>
K8+800	27.63	7.74	4.56	23.4	49.74	19	25	30	Qal	Conv.	E, F	17.94	27.52	<b>0,80</b>	25,73	<b>0,86</b>
K8+850	28.11	7.87	4.56	36.85	37.34	19	25	30	Qal	Paral.	C, D	3.86	26.80	<b>1,17</b>	25,06	<b>1,20</b>
K8+900	24.92	6.98	4.56	12.38	63.58	19	25	30	Qal	Conv.	E, F	31.78	25.58	<b>0,60</b>	23,92	<b>0,62</b>
K8+950	22.73	6.36	3.02	23.61	43.91	18	18	23	Nga	Paral.	C, D	18.24	28.66	<b>0,82</b>	26,80	<b>0,84</b>

Absc.	H	Hw	Zo	A	I	γ	c	φ	Geo	Flujo	Caso HsQI	X	Análisis pseudoestático			
					(°)	(kN/m3)	(kPa)	(°)					Y (kh=0.23)	HsQI	Y (kv=0.15)	HsQI
K9+000	27.2	7.61	3.02	23.2	49.54	18	18	23	Nga	Div.	A, B	21.94	33.46	<b>0,68</b>	31,28	<b>0,70</b>
K9+050	29.7	8.32	3.02	12.59	67.02	18	18	23	Nga	Conv.	E, F	42.64	38.65	<b>0,50</b>	36,14	<b>0,50</b>
K9+100	31.73	8.88	3.02	22.1	55.14	18	18	23	Nga	Conv.	E, F	30.76	40.70	<b>0,50</b>	38,06	<b>0,50</b>
K9+150	36.38	10.19	3.02	35.1	46.03	18	18	23	Nga	Paral.	C, D	20.36	45.53	<b>0,61</b>	42,57	<b>0,63</b>
K9+200	33.26	9.31	3.02	23.44	54.82	18	18	23	Nga	Conv.	E, F	30.44	42.57	<b>0,50</b>	39,81	<b>0,50</b>
K9+250	26.89	7.53	3.02	12.19	65.62	18	18	23	Nga	Div.	A, B	38.02	33.07	<b>0,50</b>	30,92	<b>0,50</b>
K9+300	28.1	7.87	3.02	23.72	49.84	18	18	23	Nga	Paral.	C, D	24.17	35.49	<b>0,61</b>	33,18	<b>0,63</b>
K9+350	23.09	6.46	3.02	5.67	76.2	18	18	23	Nga	PUENTE	E, F	51.82	30.86	<b>0,50</b>	28,85	<b>0,50</b>
K9+400	24.74	6.93	3.02	7.05	74.1	18	18	23	Nga	Paral.	C, D	48.43	32.25	<b>0,50</b>	30,16	<b>0,50</b>
K9+450	31.26	8.75	3.02	10.29	71.79	18	18	23	Nga	Paral.	C, D	46.12	40.19	<b>0,50</b>	37,57	<b>0,50</b>
K9+500	39.67	11.11	3.02	35.16	48.45	18	18	23	Nga	Paral.	C, D	22.78	49.67	<b>0,54</b>	46,43	<b>0,56</b>
K9+550	40.05	11.21	3.02	23.64	59.45	18	18	23	Nga	Div.	A, B	31.85	49.26	<b>0,50</b>	46,06	<b>0,50</b>
K9+600	43.32	12.13	3.02	57.35	37.06	18	18	23	Nga	Div.	A, B	9.46	53.28	<b>0,81</b>	49,82	<b>0,82</b>
K9+650	31.01	8.68	3.02	36.05	40.7	18	18	23	Nga	Conv.	E, F	16.32	39.28	<b>0,74</b>	36,73	<b>0,77</b>
K9+700	30.44	8.52	3.02	23.39	52.46	18	18	23	Nga	Div.	A, B	24.86	37.44	<b>0,58</b>	35,01	<b>0,60</b>
K9+750	29.54	8.27	3.02	10.26	70.84	18	18	23	Nga	Conv.	E, F	46.46	38.59	<b>0,50</b>	36,08	<b>0,50</b>
K9+800	25.69	7.19	3.02	23.39	47.69	18	18	23	Nga	Conv.	E, F	23.31	33.00	<b>0,65</b>	30,85	<b>0,68</b>
K9+850	29.25	8.19	3.02	11.67	68.25	18	18	23	Nga	Paral.	C, D	42.58	37.58	<b>0,50</b>	35,14	<b>0,50</b>
K9+900	28.49	7.98	3.02	11.45	68.11	18	18	23	Nga	Conv.	E, F	43.73	37.20	<b>0,50</b>	34,78	<b>0,50</b>
K9+950	27.17	7.61	3.02	11.71	66.69	18	18	23	Nga	Paral.	C, D	41.02	34.97	<b>0,50</b>	32,69	<b>0,50</b>
K10+000	27.4	7.67	3.02	11.51	67.22	18	18	23	Nga	Paral.	C, D	41.55	35.27	<b>0,50</b>	32,98	<b>0,50</b>
K10+050	24.38	6.83	4.56	11.49	64.77	19	25	30	Qal	Paral.	C, D	31.29	24.49	<b>0,62</b>	22,89	<b>0,65</b>
K10+100	25.13	7.04	4.56	23.44	46.99	19	25	30	Qal	Conv.	E, F	15.19	25.07	<b>0,92</b>	23,44	<b>0,94</b>
K10+150	27.42	7.68	4.56	35.54	37.65	19	25	30	Qal	Conv.	E, F	5.85	26.81	<b>1,11</b>	25,07	<b>1,14</b>

Absc.	H	Hw	Zo	A	I (°)	γ (kN/m3)	c (kPa)	φ (°)	Geo	Flujo	Caso HsQI	X	Análisis pseudoestático			
													Y (kh=0.23)	HsQI	Y (kv=0.15)	HsQI
K10+200	24.46	6.85	4.56	11.65	64.53	19	25	30	Qal	Conv.	E, F	32.73	25.19	<b>0,59</b>	23,55	<b>0,61</b>
K10+250	25.59	7.17	4.56	34.68	36.42	19	25	30	Qal	Conv.	E, F	4.62	25.05	<b>1,18</b>	23,42	<b>1,20</b>
K10+300	23.75	6.65	4.56	23.16	45.72	19	25	30	Qal	Conv.	E, F	13.92	23.72	<b>0,96</b>	22,18	<b>0,99</b>
K10+350	25.17	7.05	4.56	46.57	28.39	19	25	30	Qal	Conv.	E, F	-3.41	24.31	<b>1,48</b>	22,73	<b>1,52</b>
K10+400	24.31	6.81	4.56	33.24	36.18	19	25	30	Qal	Conv.	E, F	4.38	23.84	<b>1,20</b>	22,29	<b>1,24</b>
K10+450	34.3	9.6	4.56	49.06	34.96	19	25	30	Qal	Conv.	E, F	3.16	33.13	<b>1,10</b>	30,97	<b>1,13</b>
K10+500	31.7	8.88	4.56	17.16	61.57	19	25	30	Qal	Div.	A, B	25.57	29.63	<b>0,65</b>	27,71	<b>0,67</b>
K10+550	30.59	8.57	4.56	18.02	59.5	19	25	30	Qal	Paral.	C, D	26.02	30.07	<b>0,64</b>	28,11	<b>0,66</b>
K10+600	26.75	7.49	4.56	18.02	56.03	19	25	30	Qal	Paral.	C, D	22.55	26.33	<b>0,75</b>	24,62	<b>0,78</b>
K10+650	33	9.24	4.56	16.74	63.1	19	25	30	Qal	Conv.	E, F	31.30	33.11	<b>0,53</b>	30,96	<b>0,55</b>
K10+700	28.87	8.08	4.56	23.88	50.41	19	25	30	Qal	Conv.	E, F	18.61	28.71	<b>0,81</b>	26,84	<b>0,83</b>
K10+750	28.17	7.89	4.56	24.17	49.38	19	25	30	Qal	Paral.	C, D	15.90	27.37	<b>0,88</b>	25,59	<b>0,90</b>
K10+800	27.97	7.83	4.56	23.72	49.71	19	25	30	Qal	Paral.	C, D	16.23	27.20	<b>0,87</b>	25,43	<b>0,89</b>
K10+850	31.5	8.82	4.56	46.2	34.29	19	25	30	Qal	Paral.	C, D	0.81	29.84	<b>1,22</b>	27,90	<b>1,25</b>
K10+900	30.29	8.48	4.56	24.09	51.5	19	25	30	Qal	Paral.	C, D	18.02	29.44	<b>0,81</b>	27,53	<b>0,84</b>
K10+950	29.74	8.33	4.56	23.83	51.29	19	25	30	Qal	Conv.	E, F	19.49	29.56	<b>0,78</b>	27,64	<b>0,81</b>
K11+000	24.22	6.78	4.56	24.43	44.74	19	25	30	Qal	Div.	A, B	8.74	22.64	<b>1,11</b>	21,17	<b>1,14</b>
K11+050	28.39	7.95	4.56	47.97	30.62	19	25	30	Qal	Div.	A, B	-5.38	26.54	<b>1,51</b>	24,81	<b>1,56</b>
K11+100	30.93	8.66	4.56	23.74	52.49	19	25	30	Qal	Conv.	E, F	20.69	30.72	<b>0,73</b>	28,73	<b>0,76</b>
K11+150	31.03	8.69	4.56	11.94	68.96	19	25	30	Qal	Conv.	E, F	37.16	31.52	<b>0,50</b>	29,47	<b>0,50</b>
K11+200	31.55	8.83	4.56	35.41	41.69	19	25	30	Qal	Div.	A, B	5.69	29.49	<b>1,07</b>	27,57	<b>1,10</b>
K11+250	33.25	9.31	4.56	35.96	42.76	19	25	30	Qal	Div.	A, B	6.76	31.08	<b>1,02</b>	29,06	<b>1,05</b>
K11+300	32.57	9.12	4.56	60.13	28.44	19	25	30	Qal	Paral.	C, D	-5.04	30.59	<b>1,42</b>	28,60	<b>1,45</b>
K11+350	26.12	7.31	4.56	23.43	48.1	19	25	30	Qal	Conv.	E, F	16.30	26.04	<b>0,88</b>	24,35	<b>0,90</b>

Absc.	H	Hw	Zo	A	I (°)	γ (kN/m <sup>3</sup> )	c (kPa)	φ (°)	Geo	Flujo	Caso HsQI	X	Análisis pseudoestático			
													Y (kh=0.23)	HsQI	Y (kv=0.15)	HsQI
K11+400	24.03	6.73	4.56	23.67	45.43	19	25	30	Qal	Conv.	E, F	13.63	23.97	<b>0,97</b>	22,41	<b>0,99</b>
K11+450	28.54	7.99	4.56	23.09	51.03	19	25	30	Qal	Div.	A, B	15.03	26.68	<b>0,90</b>	24,94	<b>0,92</b>
K11+500	37.68	10.55	4.56	47.23	38.58	19	25	30	Qal	Div.	A, B	2.58	35.22	<b>1,10</b>	32,93	<b>1,12</b>
K11+550	34.78	9.74	4.56	35.29	44.58	19	25	30	Qal	Paral.	C, D	11.10	33.35	<b>0,90</b>	31,18	<b>0,93</b>
K11+600	29.66	8.31	3.02	11.51	68.8	18	18	23	Nga	Conv.	E, F	44.42	38.67	<b>0,50</b>	36,15	<b>0,50</b>
K11+650	23.04	6.45	3.02	35.52	32.97	18	18	23	Nga	Conv.	E, F	8.59	29.19	<b>0,99</b>	27,29	<b>1,02</b>
K11+700	26.89	7.53	3.02	11.64	66.6	18	18	23	Nga	Conv.	E, F	42.22	35.18	<b>0,50</b>	32,89	<b>0,50</b>
K11+750	39.36	11.02	3.02	73.2	28.27	18	18	23	Nga	Paral.	C, D	2.60	48.53	<b>0,98</b>	45,38	<b>0,99</b>
K11+800	32.56	9.12	3.02	23.42	54.27	18	18	23	Nga	Conv.	E, F	29.89	41.69	<b>0,50</b>	38,98	<b>0,50</b>
K11+850	29.18	8.17	3.02	11.89	67.83	18	18	23	Nga	Conv.	E, F	43.45	38.04	<b>0,50</b>	35,57	<b>0,50</b>
K11+900	29.83	8.35	4.56	9.71	71.96	19	25	30	Qal	Conv.	E, F	40.16	30.53	<b>0,50</b>	28,54	<b>0,50</b>
K11+950	27.47	7.69	4.56	10.26	69.51	19	25	30	Qal	Paral.	C, D	36.03	27.58	<b>0,53</b>	25,78	<b>0,55</b>
K12+000	29.25	8.19	4.56	23.65	51.03	19	25	30	Qal	Paral.	C, D	17.55	28.45	<b>0,84</b>	26,60	<b>0,86</b>

Nota: En rojo se encuentran los valores para susceptibilidad alta, en naranja para susceptibilidad media y en verde para susceptibilidad baja. Adicionalmente, se abreviaron los términos de Divergente (Div.), Convergente (Conv.) y Paralelo (Paral.).

**B. Anexo B: Mapas de sectorización con el cálculo del HsQI**



Ilustración 6-1. Zonificación HsQI K0+000 al K1+140



Ilustración 6-2. Zonificación del HsQI K1+450 al K3+000



Ilustración 6-3. Zonificación del HsQI K3+000 al K4+250



Ilustración 6-4. Zonificación del HsQI K4+250 al K5+100



Ilustración 6-5. Zonificación del HsQI K5+100 al K6+200

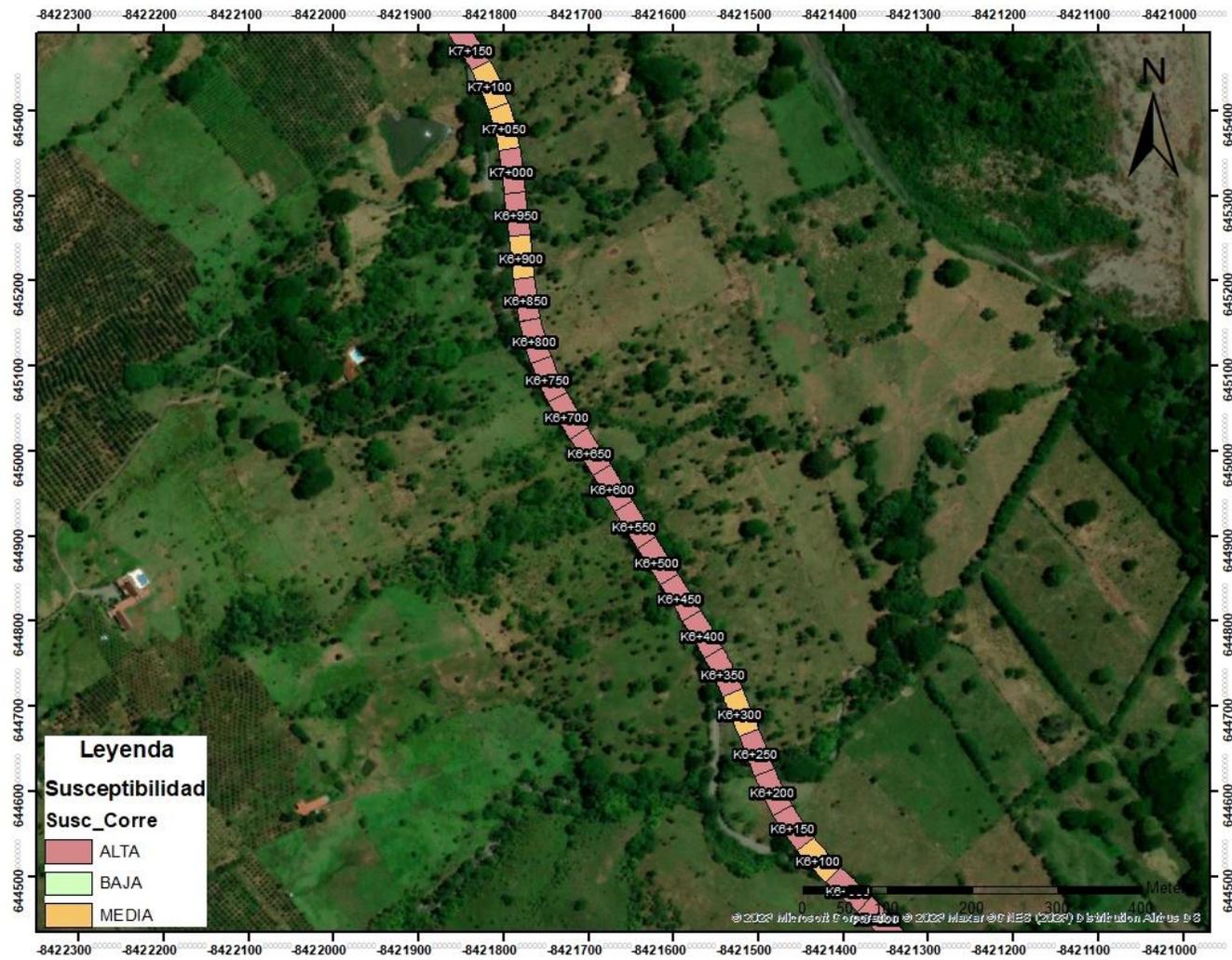


Ilustración 6-6. Zonificación del HsQI K6+200 al K7+150



Ilustración 6-7. Zonificación del HsQI K7+150 al K8+700

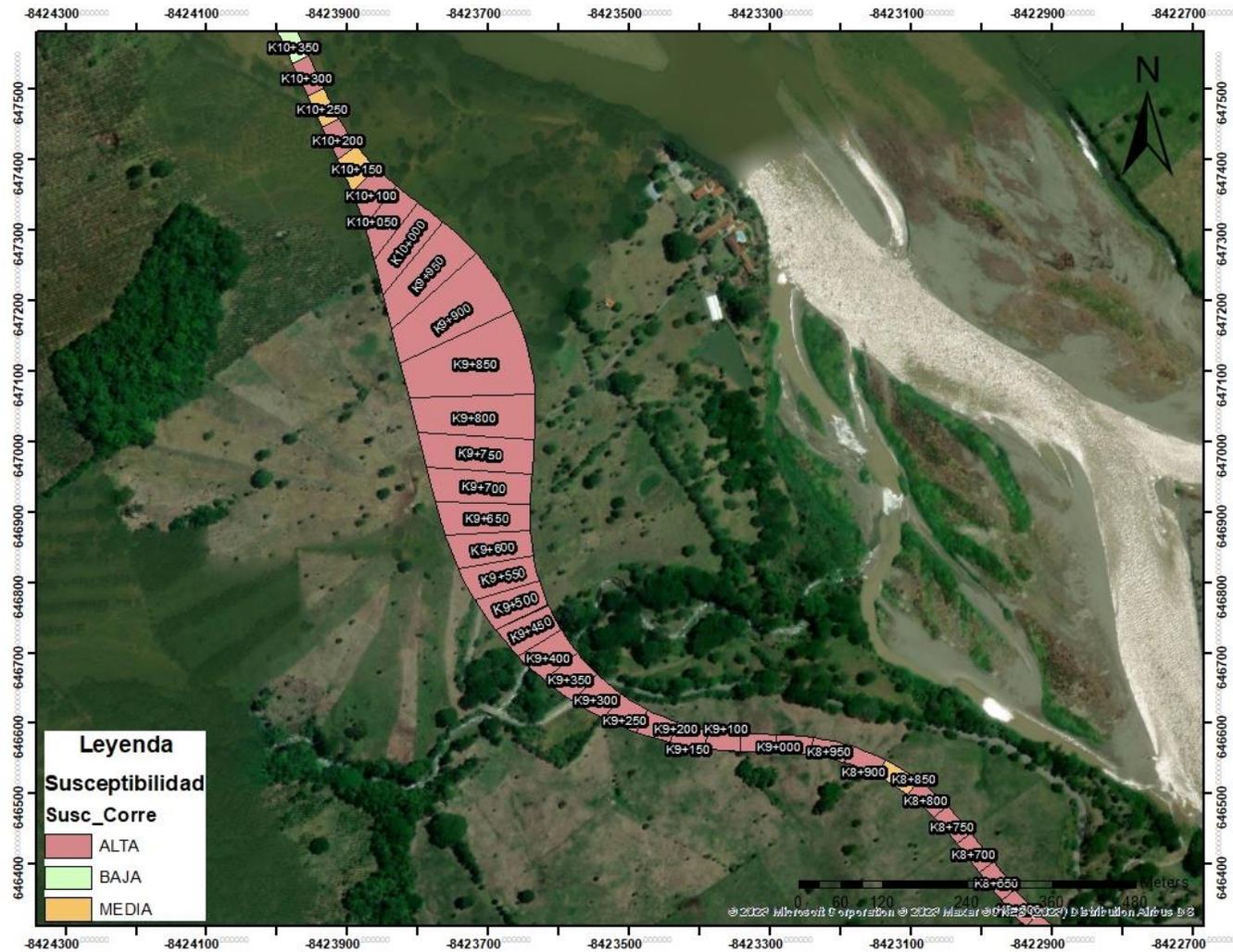
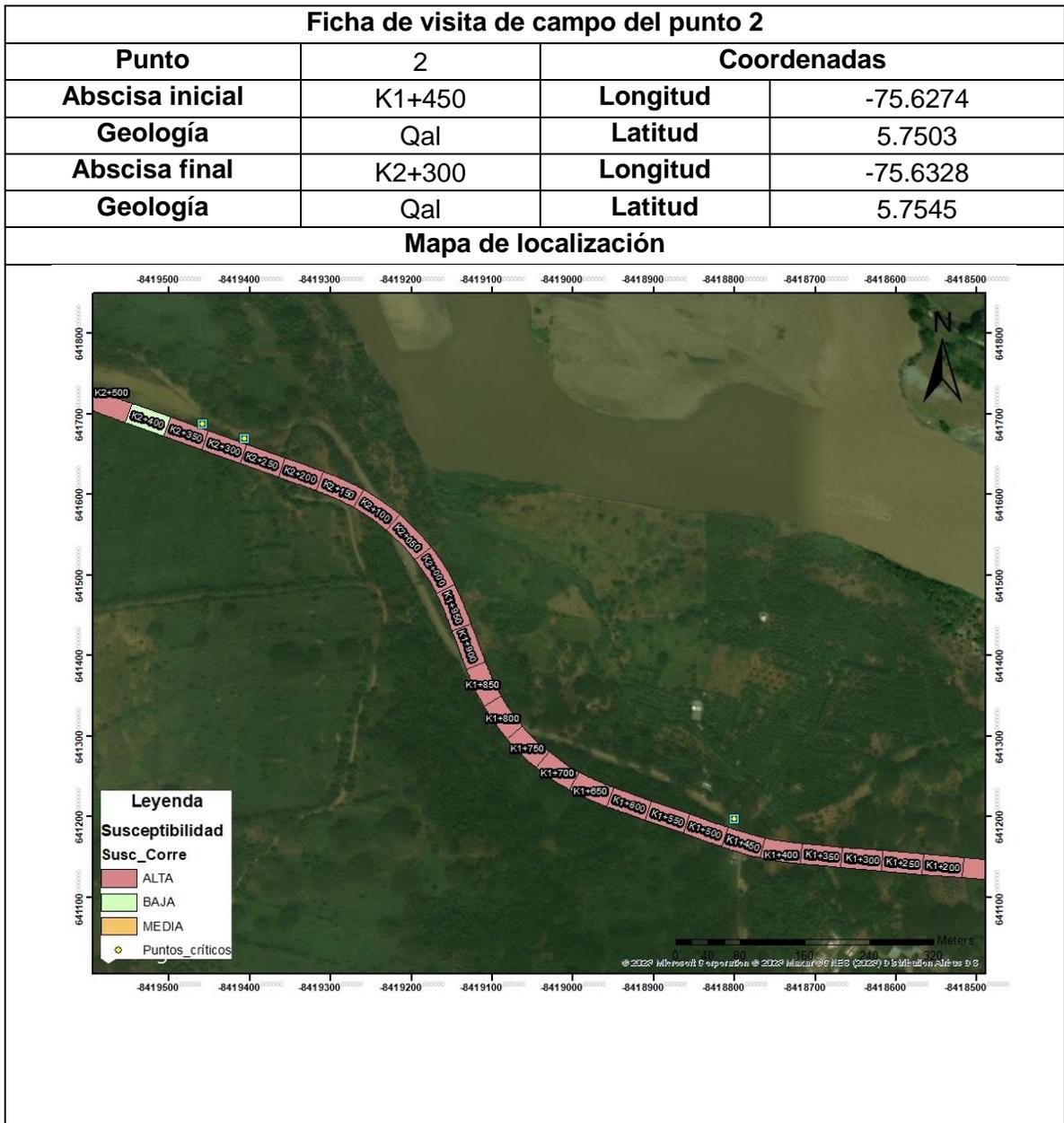


Ilustración 6-8. Zonificación del HsQI K8+700 al K10+300



Ilustración 6-9. Zonificación del HsQI K10+300 al K12+000

## C. Anexo C: Fichas de validaciones en campo



**Ficha de visita de campo del punto 2****Descripción**

Muro en concreto lanzado con una longitud aproximada de 823 m y altura variable entre 2 y 15 m. Tiene una geometría irregular, probablemente debida a diversos problemas de inestabilidad, pero en su generalidad presenta una inclinación bastante particular (rango variable entre 50 y 80°). En diversos tramos de su extensión cuenta con anclajes: inicia con anclajes con dados y acero a la vista, ubicados entre dos y cuatro filas con separación no uniforme pero que no supera 1 m y en los tramos subsiguientes los anclajes se encuentran apoyados en platinas, también con el acero a la vista. Su sistema de drenaje se compone de cunetas en la parte superior en concreto pobre y lloraderos ubicados en toda la extensión, y presentan presencia de agua en la fila inferior.

**Fotografías**

**Ficha de visita de campo del punto 2**

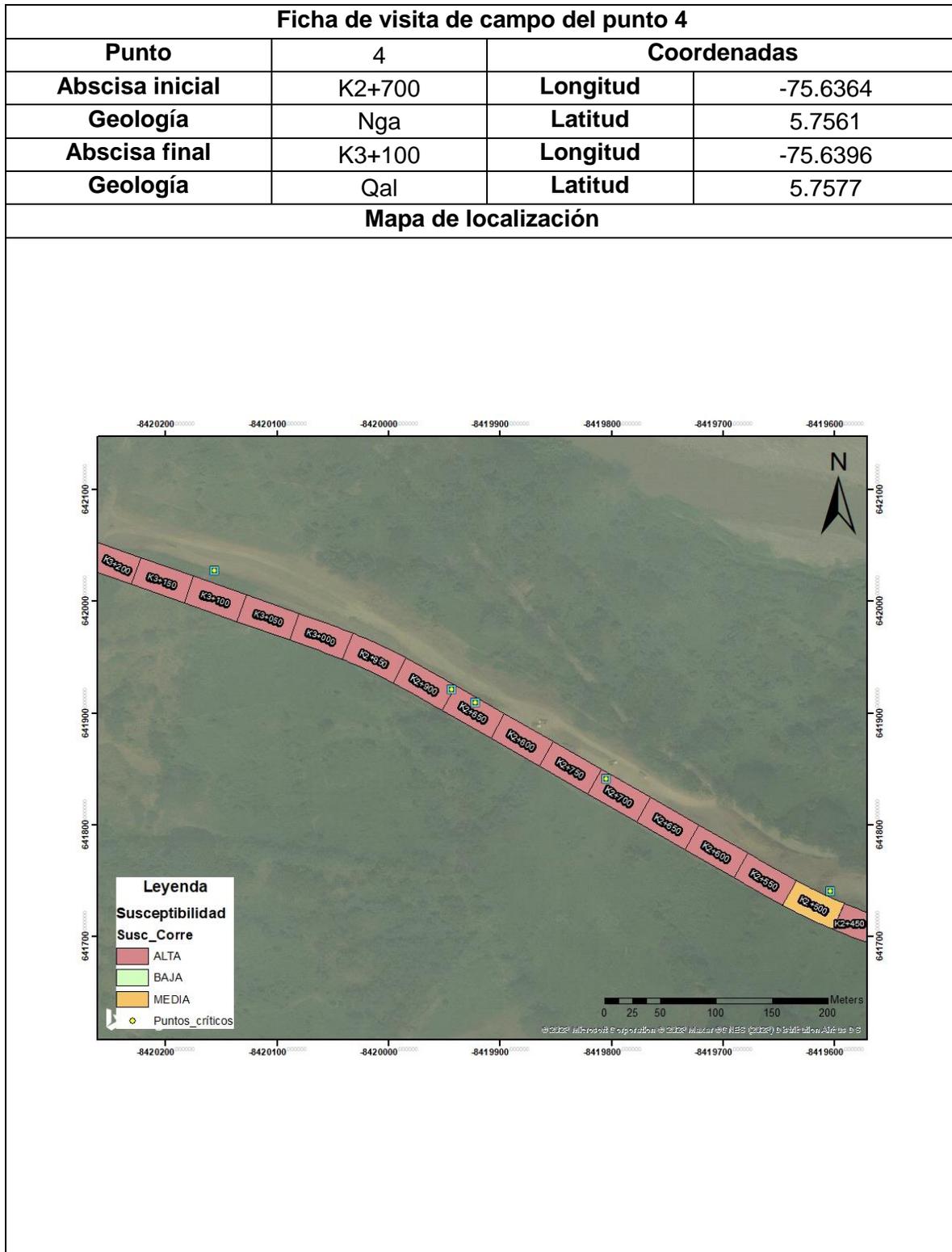


Ficha de visita de campo del punto 3			
<b>Punto</b>	3	<b>Coordenadas</b>	
<b>Abscisa inicial</b>	K2+350	<b>Longitud</b>	-75.6333
<b>Geología</b>	Qal	<b>Latitud</b>	5.7547
<b>Abscisa final</b>	K2+500	<b>Longitud</b>	-75.6346
<b>Geología</b>	Qal	<b>Latitud</b>	5.7552
Mapa de localización			
<p><b>Leyenda</b></p> <p><b>Susceptibilidad</b></p> <p><b>Susc_Corre</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>ALTA</li> <li>BAJA</li> <li>MEDIA</li> <li>Puntos críticos</li> </ul>			
Descripción			
<p>Muro de longitud total aproximada de 152 m y altura de 2.10 m, construido en concreto tipo muro voladizo, tiene drenes tipo lloraderos sin la presencia de agua. Su construcción aparenta ser para solventar un problema de reptación, toda vez que se observa que los árboles ubicados en la parte superior se encuentran inclinados. El muro no presenta fallas estructurales ya que conserva su integridad física.</p>			

**Ficha de visita de campo del punto 3**

**Fotografías**





**Ficha de visita de campo del punto 4****Descripción**

Esta zona inicia con un muro en concreto lanzado reforzado formado en dos bermas, la primera con altura aproximada de 2 a 5 m, y la segunda con altura entre 6 y 8 m. Tiene una longitud total de 240 m. Posee anclajes soportados en dados de concreto, ubicados en una fila en la primera berma y de dos a tres filas en la segunda, espaciados cuadrículamente con espaciamiento de hasta 2 m. Su sistema de drenaje consiste en cuneta en cada berma, aunque la primera requiere mantenimiento. Posee también filtros horizontales que transportan las aguas a una alcantarilla que tiene presencia de agua, por lo que dichos filtros están siendo funcionales. El muro tiene una geometría irregular en cuanto a su inclinación, posiblemente debido a varios procesos de inestabilidad que fueron solucionados al momento de la construcción.

Se continúa con un muro en concreto tipo voladizo con una altura de 4 m y una longitud total de 135 m, no tiene lleno en el trasdós, por lo que se sospecha que su construcción está ligada a un proceso de inestabilidad de reptación.

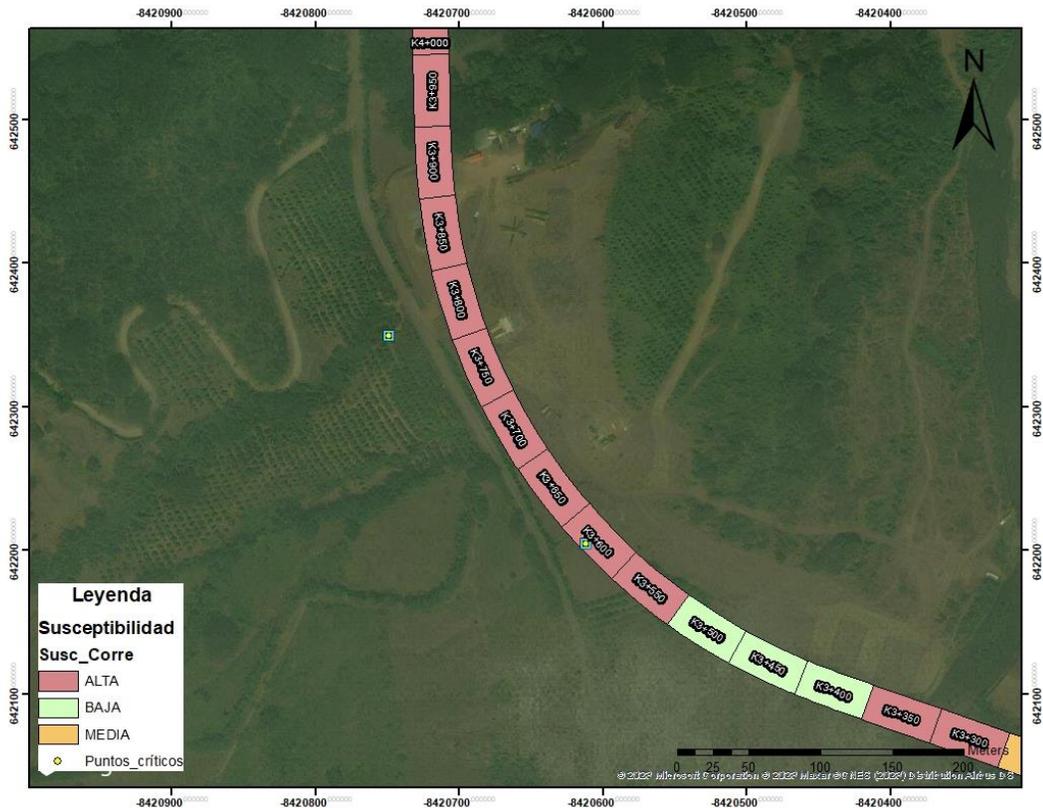
**Fotografías**

**Ficha de visita de campo del punto 4**



Ficha de visita de campo del punto 5			
<b>Punto</b>	5	<b>Coordenadas</b>	
<b>Abscisa inicial</b>	K3+600	<b>Longitud</b>	-75.6436
<b>Geología</b>	Nga	<b>Latitud</b>	5.7593
<b>Abscisa final</b>	K3+800	<b>Longitud</b>	-75.6449
<b>Geología</b>	Nga	<b>Latitud</b>	5.7606

**Mapa de localización**



**Descripción**

Este punto crítico se compone de un muro en concreto tipo voladizo fraccionado en dos partes, abarcando una longitud total de 210 m y una altura de 4 m, no tiene lleno en el trasdós, por lo que se presume que se construyó para subsanar problemas de inestabilidad. Entre los dos tramos tiene un canal rectangular escalonado al que llegan las cunetas de coronación realizadas con costales de suelo armado y con una sección transversal trapezoidal. Se evidencia presencia de agua en el canal, indicativo de que el sistema de drenaje es funcional. Asimismo, es de mencionar que el muro posee sus respectivos oídos.

**Ficha de visita de campo del punto 5**

**Fotografías**



Ficha de visita de campo del punto 6			
Punto	6	Coordenadas	
Abscisa inicial	K4+950	Longitud	-75.6477
Geología	Nga	Latitud	5.7705
Abscisa final	K5+100	Longitud	-75.6478
Geología	Nga	Latitud	5.7718

**Mapa de localización**



**Descripción**

Muro en suelo mecánicamente estabilizado, compuesto por siete tramos que abarcan una longitud total de 145 m. Cada tramo tiene una longitud aproximada de 18 m y una altura de 4 m. No se observan cunetas de drenaje encima del muro, no obstante, si cuenta con dos canales escalonados ubicados en la zona final de todos los tramos y el otro después del tercer tramo. Se tienen indicios de que se intentó revegetalizar el talud y se encuentra en proceso del mismo, con mayor éxito en algunos tramos que en otros.

**Ficha de visita de campo del punto 6**

**Fotografías**



Ficha de visita de campo del punto 7			
Punto	7	Coordenadas	
Abscisa inicial	K6+750	Longitud	-75.6540
Geología	Nga	Latitud	5.7850
Abscisa final	K6+850	Longitud	-75.6545
Geología	Nga	Latitud	5.7859

**Mapa de localización**



**Descripción**

Muro con suelo estabilizado mecánicamente de una longitud total de 115 m y una altura de 4 m. El drenaje se realizó con mechas drenantes y tiene un agromanto que falló ya que no cumplió su funcionalidad y se deterioró al no tener una protección de cobertura vegetal. Su concepción fue probablemente para solucionar problemas de inestabilidad puntuales en ese sitio, ya que al lado se evidencia un talud seco que no se mueve y no requirió estabilización. Adicionalmente, cuenta con dos canales rectangulares escalonados (uno en la mitad y otro al final) que son funcionales y bien diseñados ya que cuentan con presencia de agua que llega por los filtros horizontales.

**Ficha de visita de campo del punto 7**

**Fotografías**



Ficha de visita de campo del punto 8			
<b>Punto</b>	8	<b>Coordenadas</b>	
<b>Abscisa inicial</b>	K8+700	<b>Longitud</b>	-75.6652
<b>Geología</b>	Nga	<b>Latitud</b>	5.7970
<b>Abscisa final</b>	K8+700	<b>Longitud</b>	-75.6644
<b>Geología</b>	Nga	<b>Latitud</b>	5.7963

**Mapa de localización**



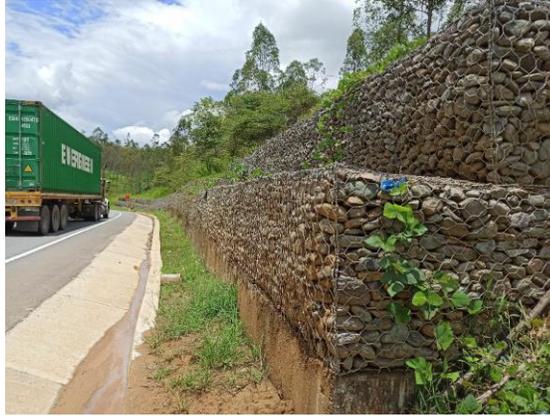
**Descripción**

Esta zona está compuesta por un tramo sin estabilización formada por un depósito coluvial (bloques de rocas y matriz arcillosa con presencia de agua) y que tiene un problema de reptación, cuya aparente solución consiste en reconformar la zona cada vez que se presenten movimientos.

Se prosigue con un muro de gaviones de 3 m de alto y una longitud de 100 m. Tiene cunetas en concreto en la parte superior que caen en la parte final del talud. En la parte superior se evidencia un depósito coluvial más estable y el muro no tiene fallas funcionales.

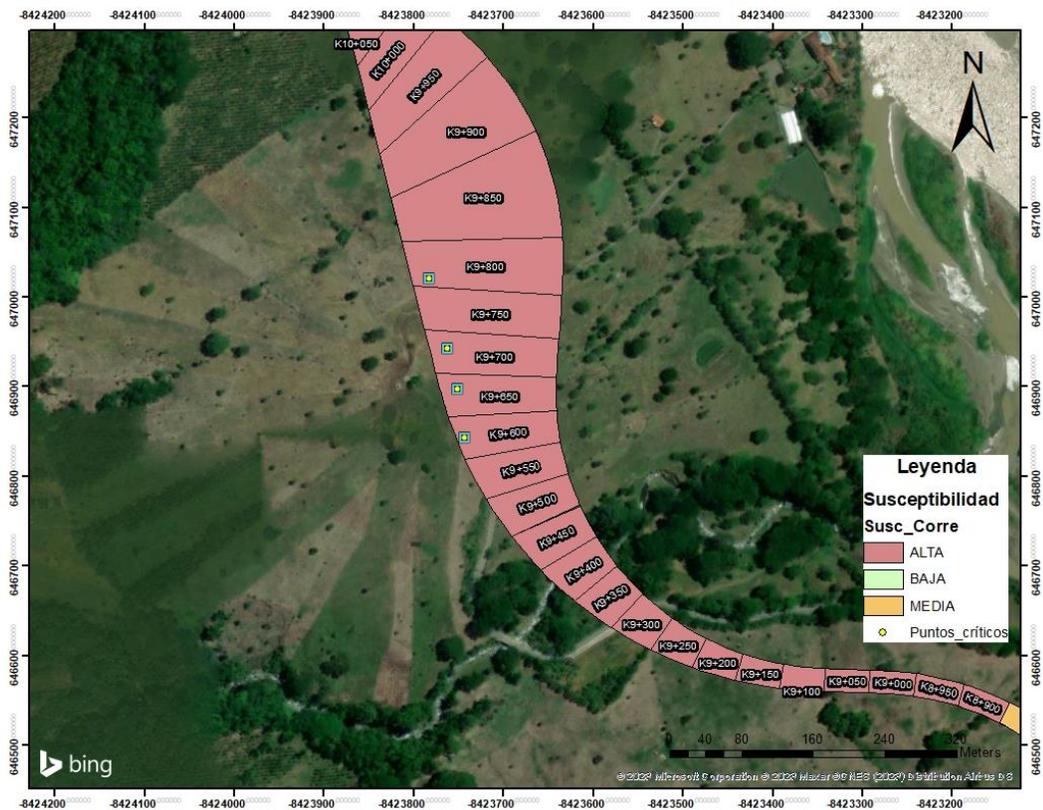
**Ficha de visita de campo del punto 8**

**Fotografías**



Ficha de visita de campo del punto 9			
Punto	9	Coordenadas	
Abscisa inicial	K9+600	Longitud	-75.6718
Geología	Nga	Latitud	5.8008
Abscisa final	K9+800	Longitud	-75.6721
Geología	Nga	Latitud	5.8023

**Mapa de localización**



**Ficha de visita de campo del punto 9****Descripción**

Muro en voladizo con suelo mecánicamente estabilizado en el trasdós, tiene una altura de 4 m y una longitud total de 176 m. En la parte media, se evidencian 45 m de muro de gaviones. Geológicamente se evidencia un depósito coluvial.

En la parte superior del muro se tiene una cuneta con empozamiento, seguramente debido a un mal diseño o una mala ejecución de la construcción y la falta de mantenimiento de la misma.

El muro en voladizo tiene drenes horizontales con la presencia de agua en la parte final del muro.

**Fotografías**

Ficha de visita de campo del punto 10			
<b>Punto</b>	10	<b>Coordenadas</b>	
<b>Abscisa inicial</b>	K10+650	<b>Longitud</b>	-75.6755
<b>Geología</b>	Qal	<b>Latitud</b>	5.8093
<b>Abscisa final</b>	K10+650	<b>Longitud</b>	-75.6755
<b>Geología</b>	Qal	<b>Latitud</b>	5.8093

**Mapa de localización**



**Ficha de visita de campo del punto 10****Descripción**

Muro en gaviones en la zona de la báscula posterior al peaje, tiene una longitud de 147 m y una altura de 4 m, tiene dos canales escalonados que reciben las aguas de cunetas superiores (ronda de coronación). La zona superior no se evidencia con procesos de inestabilidad, el muro no tiene fallas aparentes.

**Fotografías**

Ficha de visita de campo del punto 11			
<b>Punto</b>	11	<b>Coordenadas</b>	
<b>Abscisa inicial</b>	K11+450	<b>Longitud</b>	-75.6819
<b>Geología</b>	Qal	<b>Latitud</b>	5.8132
<b>Abscisa final</b>	K11+600	<b>Longitud</b>	-75.6829
<b>Geología</b>	Nga	<b>Latitud</b>	5.8135

**Mapa de localización**



**Ficha de visita de campo del punto 11****Descripción**

Muro construido en el sistema de suelo mecánicamente estabilizado, tiene una longitud total de 105 m y una altura de 3.5 m, posee geomalla y geotextil, cuneta de drenaje superficial con sección trapezoidal construida también con suelo armado.

Cuenta con un canal en el parte final realizado también con el sistema de suelo armado. Se evidencia indicios de revegetalización y no tiene fallas aparentes.

**Fotografías**

## Bibliografía

Agencia Nacional de Infraestructura. (2021). Agencia Nacional de Infraestructura - ANI. Obtenido de <https://www.ani.gov.co/proyectos-concesiones-del-bicentenario-5g>

Aksoy, C. O. (2008). Review of rock mass rating classification: Historical developments, applications, and restrictions. *Journal of Mining Science*, 44(1), 51–63. <https://doi.org/10.1007/S10913-008-0005-2>

Alpizar Barquero, A. (2012). Metodología de análisis de estabilidad de taludes para proyectos viales. Cacisa, 18.

Ambraseys, N. N., & Simpson, K. A. (1995). Prediction of vertical response spectra in Europe. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 24(4), 467-489.

Antonio, K. (n.d.). SISTEMAS DE CALIFICACION Y CLASIFICACION GEOTECNICA DE MACIZOS ROCOSOS METODO DEL INDICE Q Método del Índice Q. 8.

Argos. (2021). Argos. Obtenido de <https://colombia.argos.co/proyectos/conexion-vial-pacifico-2/>

Bishop, A. (1955). The Use of Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes. *Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Londres.

Bishop, A. W. (1980). Risk and reliability in geotechnical engineering. *Geotechnique*, 30(4), 445-463.

Boomer, D., & Martinez, F. (1996). A predictive equation for estimating the vertical-to-horizontal response spectral ratio at 0.2 s. *Earthquake Spectra*, 12(3), 489-508.

Bozorgnia, Y., Campbell, K. W., & Niazi, M. (2000). Vertical-to-horizontal spectral ratio and prediction of peak vertical acceleration. *Earthquake Spectra*, 16(3), 631-650.

Calle, B., González, H. 1980. Geología y Geoquímica de la plancha 166. Jericó. Informe No. 1882. Bogotá. Ingeominas, 222 pp

Cediel, F., Shaw, R., Cáceres, C., 2003. Tectonic assembly of the Northern Andean block. In: Bartolini, C., Buffler, R., Blickwede, J. (Eds.), The Circum-Gulf of Mexico and the Caribbean: Hydrocarbon Habitats, Basin Formation and Plate Tectonics, 79. American Association of Petroleum Geologists Memoir, pp. 815–848.

Codazzi, I. G. A. (2017). 21,3% de Colombia debe estar bajo alerta por posibles derrumbes o inundaciones: IGAC. [https://www.igac.gov.co/es/noticias/213-de-colombia-debe-estar-bajo-alerta-por-posibles-derrumbes-o-inundaciones-igac#:~:text=oinundaciones%3AIGAC-,21%2C3%25 de Colombia debe estar bajo alerta por posibles, abarcan el 2%2C5%25.](https://www.igac.gov.co/es/noticias/213-de-colombia-debe-estar-bajo-alerta-por-posibles-derrumbes-o-inundaciones-igac#:~:text=oinundaciones%3AIGAC-,21%2C3%25%20de%20Colombia%20debe%20estar%20bajo%20alerta%20por%20posibles%2C%20abarc%20el%202%2C5%25.)

Conforti, M., Rago, V., Muto, F., & Versace, P. (2016). GIS-based statistical analysis for assessing shallow-landslide susceptibility along the highway in Calabria (Southern Italy). *Rendiconti Online Societa Geologica Italiana*, 39(April), 155–158. <https://doi.org/10.3301/ROL.2015.184>

Consorcio Farallones. (2016). Estudios y diseños definitivos, financiación, gestión ambiental, predial y social, construcción, mejoramiento, rehabilitación, operación, mantenimiento y reversión de la Concesión Autopista Conexión Pacífico 2, del Proyecto Autopistas para la Prosperidad. Contrato de concesión bajo el esquema de App No. 006 del 11 de septiembre Del 2014.

Delgado, J., Garrido, J., Lenti, L., López-Casado, C., M. S., & Sierra, F. (2015). Análisis de estabilidad pseudoestática no convencional del deslizamiento de Diezma (Granada, España) basado en un modelo ingeniero-geológico de alta resolución. *Eng. Geol.*, 81-95.

Development, U. D. for I., & Netherlands Directorate-General for International Cooperation. (2012). *Critical Climate Change Concerns for the Road Sector in Colombia.*

Elnashai, A. S. (1997). Vertical ground motion in earthquakes. *Journal of Earthquake Engineering*, 1(1), 33-67.

Fernández-Gutiérrez, J. D., Pérez-Acebo, H., & Mulone-Andere, D. (2017). Correlación entre el índice RMR de Bieniawski y el índice Q de Barton en formaciones sedimentarias de grano fino. *Informes de La Construcción*, 69(547). <https://doi.org/10.3989/id54459>

Guerra, G. M. (2006). Diagnóstico ambiental de la cuenca de la quebrada Las Cruces, ubicada entre los Municipios de Tarso y Jericó, Antioquia. Medellín: Corantioquia.

Handy, R., & Kaiser, M. (1998). Simplified Bishop Method for Slope Stability Analysis. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*.

Hammouri, N. A., Husein Malkawi, A. I., & Yamin, M. M. A. (2008). Stability analysis of slopes using the finite element method and limiting equilibrium approach. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 67(4), 471–478. <https://doi.org/10.1007/s10064-008-0156-z>

Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales de Colombia -IDEAM. (2015). Clasificación de zonas climáticas de Colombia según los sistemas de Thornthwaite y Köppen modificados por García y Acevedo y modificado por Poveda et al. 2014. Bogotá.

INVIAS, I. N. de V. (2015). Campaña de Prevención del Riesgo en la infraestructura vial nacional no concesionada a cargo del INVIAS. 122.

Instituto Nacional de Vías (INVIAS). (2013). Norma Técnica Colombiana NTC 5925: Diseño de pavimentos de carreteras y vías terciarias. Recuperado el 4 de marzo de 2023, de <https://www.invias.gov.co/documents/20181/0/NTC+5925-2013.pdf>.

ISA (2011). Estudio de geología para ingeniería y geotecnia. Fase II - factibilidad. Contrato No. 4500036221. Volumen II. Antioquia, Medellín.

Janbu, N. O. (1954). Simplified Methods in the Stability Analysis of Slopes. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*.

Kalkan, E., & Yilmaz, N. (2009). Vertical-to-horizontal response spectral ratio and site effects. *Journal of Earthquake Engineering*, S129-S147.

Kawashima, K., Shinohara, Y., & Watanabe, S. (1973). Earthquake motion with special reference to vertical component. *Journal of Structural Engineering*, 19(320), 113-126.

Kellog, J.N., Godley, V.M., Ropain, C.A. y Bermúdez, A. 1983. Gravity anomalies and tectonic evolution of northwestern South America. 10a. Conferencia Geológica del Caribe, Memorias, 18-31. Cartagena

Lambe, W., & Whitman, R. (1969). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. Massachusetts.

MacDonald, W.D., Estrada, J.J., Sierra, G.M., González, H., 1996. Late Cenozoic tectonics and paleomagnetism of North Cauca Basin intrusions, Colombian Andes: Dual rotation modes: Tectonophysics. Vol.261, pp. 277 – 289

Makdisi, F., & Seed, H. (1978). Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake-induced deformations. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 1425-1438.

Marín - Cerón, M.I., Vinasco, C., 2012. Contribuciones al conocimiento de la evolución geológica del Sistema de Fallas de Romeral. *Boletín Ciencias de la Tierra*, Nro. 32, pp. 61 – 64.

Marinos, V., Marinos, P., & Hoek, E. (2005). The Geological Strength Index: Applications and limitations. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 55-65.

Martínez, R., Barrera, S. & Gómez, P. (2011). EL MÉTODO SEUDOESTÁTICO DE ESTABILIDAD EN PRESAS: UN ANÁLISIS CRÍTICO. *Obras y proyectos* 9, 30-37.

Mejía, Mario. 1984. Geoquímica de la plancha 130 “Santa Fe de Antioquia” y 146 “Medellín Occidental”. Informe INGEOMINAS, Medellín, 376pp

Michalowski, R. L. (2002). Stability Charts for Uniform Slopes. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 128(4), 351–355. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)1090-0241\(2002\)128:4\(351\)](https://doi.org/10.1061/(asce)1090-0241(2002)128:4(351))

Michalowski, R. L. (2002). Stability charts for uniform slopes. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 128(12), 1007-1017.

Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial. (2010). Norma Colombiana Sismo Resistente NSR-10. Bogotá D.C.: Imprenta Nacional de Colombia.

Mohammadioun, B., & Hasani Najafabadi, M. (1996). A simple procedure for predicting vertical to horizontal spectral ratio of earthquake ground motion. *Journal of Earthquake Engineering*, 1(1), 119-135.

Montoya Cañola, S. M., Ortiz Giraldo, L., Martínez Carvajal, H., & Rodriguez, L. S. (2021). Practical application of HsQI system to quantitative geotechnical zonation of road corridors in mountain areas. SCG-XIII INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON LANDSLIDES. <https://www.issmge.org/publications/online-library>

Mora Castro, S. (1994). Macrozonation Methodology for Landslide Hazard Determination. *Bulleting of the Association of Engineering and Geologist*, 49-58.

Mora, R. (2013). Evaluación de la susceptibilidad al deslizamiento del cantón de San José, provincia de San José, Costa Rica. *Escuela Centroamericana de Geología*, 1-14.

Moreno Ceballos, C. A. (2015). SISTEMA DE CLASIFICACIÓN GEOTÉCNICA DE TALUDES PARA PROYECTOS DE CARRETERAS BASADO EN EL ÍNDICE DE CALIDAD HSQI: PROPUESTA METODOLÓGICA Y VALIDACIÓN. Universidad de Brasilia.

Moreno Ceballos, C. A. (2019). ÍNDICE DE CALIDAD DE LOS TALUDES: UNA METODOLOGÍA DE SUSCEPTIBILIDAD A LOS DESPRENDIMIENTOS PARA LOS CORREDORES DE TRANSPORTE. Universidad de Brasilia.

Morgernstern, D., & Price, W. (1965). The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces. *Geotechnique*, 15(1), 79-93.

Munson, B., Young, D., Okiishi, T., & Hue, W. (2012). *Fundamentals of fluid mechanics* (7th Ed.). New Jersey: John Wiley & Sons.

Naeim, F. (1995). *The seismic design handbook*. Springer Science & Business Media.

Newmark, N. M., & Hall, W. J. (1973). Earthquake spectra and design. *Engineering Journal* (American Institute of Steel Construction), 10(2), 43-50.

Ocampo Araya, M. del C. (2016). SISTEMA DE CLASIFICACIÓN GEOTÉCNICA DE TALUDES PARA EL DISEÑO DE CARRETERAS BASADO EN EL ÍNDICE DE CALIDAD HSQI: APLICACIÓN EN COSTA RICA. Univesidad de Brasilia.

París, G., Romero, J.A. 1993. Fallas Activas en Colombia. En: *Boletín Geológico*. Vol 34, No 2-3. Bogotá, 53p. ISSN – 0120 – 1425

Penha, H. (1998). Movimientos de masa. *Manual de encostas da Geo Rio*. 1-26.

Perea, C., Alamilla, J. L., & Esteva, L. (2001). The use of regression analysis for estimating vertical to horizontal response spectra. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 21(8), 685-694.

Perea, T., & Esteva, L. (2005). Componente vertical de registros sísmicos en México y su efecto en la respuesta sísmica no lineal de edificios. *Revista de ingeniería sísmica*, 45-79.

Pinheiro, M., & Miranda, T. (2015). SQI – A quality assessment index for rock slopes SQI – Indice d ' évaluation des talus rocheux. September.

Pinheiro, M., Sanches, S., Miranda, T., Neves, A., Tinoco, J., Ferreira, A., & Correia, A. G. (2015). A new empirical system for rock slope stability analysis in exploitation stage. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 76, 182–191. <https://doi.org/10.1016/J.IJRMMS.2015.03.015>

Rico Rodríguez, A., & Del Castillo, H. (2005). *La Ingeniería de Suelos en las vías Terrestres*. México: Limusa Noriega Editores.

Rocscience. (n.d.). Slide2 User Guide. Slide2 User Guide. <https://www.rocscience.com/help/slide2/overview>

Rosenblueth, E. (1975). The vertical component of earthquakes. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 65(6), 1567-1581.

Sanhueza Plaza, C., & Rodriguez Cifuentes, L. (2013). Análisis Comparativo de métodos de cálculo de estabilidad de taludes finitos aplicados a laderas naturales. *Revista de La Construcción*, 12, 17–29.

Saragoni, G. R., & Hart, G. C. (1974). Vertical ground motion in earthquakes. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 64(6), 1955-1964.

Schor, H. J., & Gray, D. H. (2007). *Landforming: An Environmental Approach to Hillside Development, Mine Reclamation and Watershed Restoration*. New Jersey: John Wiley & Sons.

Seed, H. B., & Whitman, R. V. (1970). Simplified procedure for estimating earthquake-induced horizontal displacements of slopes. *Geotechnique*, 20(2), 129-144.

Sharma, A. (2000). Determination of vertical to horizontal spectral ratio from strong ground motion data. *Journal of Earthquake Engineering*, 4(1), 29-47.

Spencer, E. (1967). A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces. *Geotechnique*, 17(1), 11-26.

Spencer, E. (1967). Simplified analysis of earthquake-induced slope displacements. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 93(3), 215-244.

Suarez Diaz, J. (1995). Deslizamientos y estabilidad de Taludes en zonas tropicales. In *Deslizamientos y estabilidad de Taludes en zonas tropicales*.

Streeter, V., Wylie, E., & Bedford, K. (2016). *Fluid mechanics (10th ed.)*. New York: McGraw-Hill Education.

Taheri, A., & Tani, K. (2007). *Rock Slope Design Using Slope Stability Rating (SSR) - Application And Field Verifications*. OnePetro.

Taherynia, M. H., Mohammadi, M., & Ajalloeian, R. (2014). Assessment of Slope Instability and Risk Analysis of Road Cut Slopes in Lashotor Pass, Iran. *Journal of Geological Research*, 1-12.

Tešić, D. (2021). Landslide susceptibility mapping using GIS along the Niš-North Macedonia highway. Zbornik Radova Departmana Za Geografiju, Turizam i Hotelijerstvo, 50–1, 1–13. <https://doi.org/10.5937/ZBDGHT2101001T>

Tomás, R., Romana, M., & Serón, J. (2016). Revisión del estado actual de la clasificación geomecánica Slope Mass Rating (SMR). [https://www.researchgate.net/publication/309764798\\_Revision\\_del\\_estado\\_actual\\_de\\_la\\_clasificacion\\_geomecanica\\_Slope\\_Mass\\_Rating\\_SMR](https://www.researchgate.net/publication/309764798_Revision_del_estado_actual_de_la_clasificacion_geomecanica_Slope_Mass_Rating_SMR)

Toussaint, J.F., y Restrepo, J.J. 1988. Terranes and Continental Accretion in the Colombian Andes. In: IUGS UNESCO, Nro.3, Vol. 11, pp. 189 - 193.

Toussaint, J.F., y Restrepo, J.J. 1984. Fallamientos superpuestos del Sistema de Cauca – Romeral (S.L.) en los alrededores de Medellín (Flanco Noroccidental de la Cordillera Central de Colombia). Memorias I conferencia de riesgos geológicos en el Valle de Aburrá, Medellín. Diciembre 3 al 6.

Ulloa Salazar, Á., & Vargas Monge, W. (2007). Metodología simplificada para evaluación de vulnerabilidad geotécnica de terraplenes en carreteras de montaña de Costa Rica. Infraestructura Vial, 9(18), 4–14.

Valderrama Ochoa, N. (2021). Sistema de clasificación geotécnico de taludes para proyectos viales basado en el índice de calidad (HSQI), aplicación y validación de la susceptibilidad al deslizamiento en la vía Pacífico 2. Universidad Nacional de Colombia.

Varnes, D. J. (1978). Slope movement types and processes. Transportation Research Board Special Report, 176.

Winter, M. G. (2014). A strategic approach to landslide risk reduction. International Journal of Landslide and Environment, 2(1), 14–23.

Winter, M. G., Shearer, B., Palmer, D., Peeling, D., Harmer, C., & Sharpe, J. (2016). The Economic Impact of Landslides and Floods on the Road Network. Procedia Engineering, 143(December), 1425–1434. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2016.06.168>

Unidad Nacional de Gestión del Riesgo (2020). Riesgo por movimientos en masa en Colombia. Bogotá. Recuperado de:

<https://portal.gestiondelriesgo.gov.co/Paginas/Noticias/2020/Riesgo-por-movimientos-en-masa-en-Colombia.aspx>

Universidad Nacional de Colombia - CORANTIOQUIA. (2002). MAPA GEOMORFOLÓGICO, DE AMENAZAS Y DE ÁREAS DEGRADADAS DE LA JURISDICCIÓN DE CORANTIOQUIA A ESCALA 1:100.000. Medellín.

White, F. M. (2016). Fluid Mechanics (8th ed.). New York: McGraw-Hill Education.

Xu, C., Tian, Y., Zhou, B., Ran, H., & Lyu, G. (2017). Landslide damage along Araniko highway and Pasang Lhamu highway and regional assessment of landslide hazard related to the Gorkha, Nepal earthquake of 25 April 2015. *Geoenvironmental Disasters*, 4(1), 1–17. <https://doi.org/10.1186/S40677-017-0078-9/FIGURES/17>