



UNIVERSIDAD NACIONAL DE LOJA

Facultad de la Energía, las Industrias y los Recursos Naturales
no Renovables

Carrera De Geología Ambiental Y Ordenamiento Territorial

**“ESTUDIO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO DEL CANAL DE RIEGO
CAMPANA – MALACATOS, CON UNA LONGITUD DE 4 KM, Y
UN ÁREA DE INFLUENCIA DE 100 METROS POR LADO CON
RESPECTO AL EJE, UBICADO EN EL SECTOR SAN
FRANCISCO, PARROQUIA MALACATOS, PROVINCIA DE
LOJA”**

*Tesis de grado previa a la
obtención del título de Ingeniero
en Geología Ambiental y
Ordenamiento Territorial.*

AUTOR:

Ramiro Alexander Chamba Briceño

DIRECTOR:

Ing. Diego Israel Castillo Jaramillo, Mg. Sc.

Loja – Ecuador

2019

II. CERTIFICACIÓN

Ingeniero.

Diego Israel Castillo Jaramillo

DIRECTOR DE TESIS Y DOCENTE DE LA CARRERA DE INGENIERÍA EN GEOLOGÍA AMBIENTAL Y ORDENAMIENTO TERRITORIAL DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE LOJA.

CERTIFICA:

Haber dirigido, asesorado, revisado y corregido el presente trabajo de tesis de grado, realizado por el señor egresado: RAMIRO ALEXANDER CHAMBA BRICEÑO con C.I.; 1104402035, en su proceso de investigación denominado “**ESTUDIO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO DEL CANAL DE RIEGO CAMPANA – MALACATOS, CON UNA LONGITUD DE 4 KM, Y UN ÁREA DE INFLUENCIA DE 100 METROS POR LADO CON RESPECTO AL EJE, UBICADO EN EL SECTOR SAN FRANCISCO, PARROQUIA MALACATOS, PROVINCIA DE LOJA**”, previo a la obtención del título de Ingeniero en Geología Ambiental y Ordenamiento Territorial, el mismo que cumple con la reglamentación y políticas de investigación, en consecuencia me permito autorizar para su presentación, sustentación y defensa.

Loja, 23 de julio de 2019



Ing. Diego Israel Castillo Jaramillo. Mg. Sc.

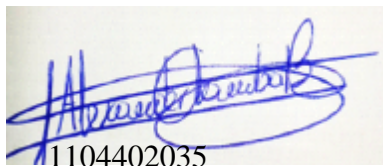
DIRECTOR DE TESIS

III. AUTORÍA

Yo, **RAMIRO ALEXANDER CHAMBA BRICEÑO** declaro ser autor de proyecto de tesis y eximo expresamente a la Universidad Nacional de Loja y sus representantes jurídicos, de posibles reclamos o acciones legales, por el contenido de la misma.

Adicionalmente, acepto y autorizo a la Universidad Nacional de Loja, la publicación de mi tesis en el Repositorio Institucional – Biblioteca Virtual.

Firma:



Cédula:

1104402035

Fecha:

15 de agosto de 2019

IV. CARTA DE AUTORIZACIÓN DE TESIS POR PARTE DEL AUTOR, PARA LA CONSULTA, REPRODUCCIÓN PARCIAL O TOTAL Y PUBLICACIÓN DEL TEXTO COMPLETO

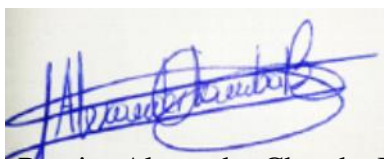
Yo, **RAMIRO ALEXANDER CHAMBA BRICEÑO**, declaro ser el autor de la tesis titulada: **“ESTUDIO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO DEL CANAL DE RIEGO CAMPANA – MALACATOS, CON UNA LONGITUD DE 4 KM, Y UN ÁREA DE INFLUENCIA DE 100 METROS POR LADO CON RESPECTO AL EJE, UBICADO EN EL SECTOR SAN FRANCISCO, PARROQUIA MALACATOS, PROVINCIA DE LOJA.”**, como requisito para optar al grado de: **INGENIERO EN GEOLOGÍA AMBIENTAL Y ORDENAMIENTO TERRITORIAL**, autorizo al Sistema Bibliotecario de la Universidad Nacional de Loja para que con fines académicos, muestre al mundo la producción intelectual de la Universidad, a través de la visibilidad de su contenido de la siguiente manera en el Repositorio Digital Institucional:

Los usuarios pueden consultar el contenido de este trabajo en el RDI, en las redes de información del país y del exterior, con las cuales tenga convenio la Universidad.

La Universidad Nacional de Loja, no se responsabiliza por el plagio o copia de la tesis que realice un tercero.

Para constancia de esta autorización, en la ciudad de Loja, a los quince días del mes de agosto de dos mil diecinueve.

Firma:



Autor:

Ramiro Alexander Chamba Briceño.

Cédula:

1104402035

Dirección:

Loja (Ciudadela Julio Ordoñez, Bloque 12)

Correo electrónico:

alexander_3012@hotmail.com

Teléfono:

072546205

Celular:

09985133852

DATOS COMPLEMENTARIOS

Director de Tesis:

Ing. Diego Israel Castillo Jaramillo, Mg. Sc.

Tribunal de Grado:

Ing. Carlomagno Nixon Chamba Tacuri, Mg. Sc.

Ing. Fermín Alexander González Sisalima, Mg. Sc.

Ing. Hernán Luis Castillo García, Mg. Sc.

“Cuando todo lo demás falle, ríndete y acude a una biblioteca”.

S.K

V. DEDICATORIA

El presente trabajo de titulación está dedicado a mis padres, con mucho amor, sin ellos nunca lo hubiera logrado, con su constante apoyo hicieron esto posible; y a la memoria de mi abuelito Abraham Briceño y mi tío Segundo Briceño, de los cuales aprendí que lo que importa es el amor y el cariño, son las únicas cosas que nos permiten seguir en pie en este mundo y que tal vez es lo único que podemos llevarnos cuando nuestra luz se apaga.

VI. AGRADECIMIENTO

A través del presente trabajo investigativo quiero agradecer primeramente a **Dios**, por guiarme durante todo este camino y permitirme alcanzar este logro en mi vida, quiero expresar mi total gratitud a las personas que de una u otra manera confiaron y colaboraron en el desarrollo de mi tesis. A mi madre **Rosa**, que es la mujer que me da tanta alegría, me inspira a ser mejor persona cada día, y con su amor de madre y preocupación me guía por el buen camino. A mi padre **Ramiro**, que, con su apoyo incondicional, sacrificio, y consejos me han llevado a ser la persona que soy hoy en día. Agradecerle de manera especial por ser mi compañero de campo durante todo el desarrollo de mi tesis.

A mis hermanas **Alexandra, Patty y Diana**, que más que mis hermanas son mis amigas y con su amor y paciencia me han sostenido emocionalmente durante todos estos años.

Al Ing. **Diego Castillo**, que más que mi director de tesis ha sido un amigo, guiándome desde el inicio en mi proyecto y que, con sus amplios conocimientos, sabios consejos y tiempo dedicado en sus revisiones me han ayudado a culminar de manera exitosa mi trabajo de titulación, enseñándome que en la búsqueda del conocimiento se termina encontrando más dudas que respuestas, pero que es parte de la vida profesional.

Al Ing. **Álvaro Sánchez**, quien me propuso el tema de mi investigación y con sus sugerencias e ideas me permitieron cristalizar mi proyecto de investigación. A mi colega y amigo Ing. **José Capa**, por brindarme sus observaciones y sugerencias.

A **todos mis profesores** que fueron parte de mi formación académica quienes, a lo largo de los años con sus enseñanzas impartidas, me indujeron el amor por la geología y la investigación. A mis compañeros de **séptimo ciclo**, por su apoyo en la elaboración de los Sondeos Eléctricos Verticales, en el barrio San Francisco Bajo de Malacatos. A mis amigos de carrera que me acompañaron durante este viaje, en especial a **Henry Solano, Viviana Cabrera y Luis Ordoñez** por su constante apoyo y su amistad desinteresada en estos años universitarios han sido fundamentales para conseguir este logro en mi vida.

Finalmente quiero agradecer a la Universidad Nacional de Loja, y a la Carrera de Geología Ambiental y Ordenamiento Territorial, a su planta docente y administrativa que me acogieron con las puertas abiertas siendo mi segundo hogar estos seis años.

Ramiro Alexander Chamba Briceño

SIGLAS Y ABREVIATURAS

INIGEMM	Instituto de Investigación Geológico, Minero y Metalúrgico
IGM	Instituto Geográfico Militar
ASHTOO	Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes
SUCS	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos
SPT	Ensayo de Penetración Estándar (Standard Penetration Test)
SEV	Sondeo Eléctrico Vertical
RTK	Posicionamiento Cinemático en Tiempo Real (Real Time Kinematic)
ASTM	Asociación Americana de Ensayo de Materiales
INVE	Instituto Nacional de Vías
NEC	Norma Ecuatoriana de Construcción
CLIRSEN	Centro de Levantamientos Integrados de Recursos Naturales por Sensores Remotos.
MTOP	Ministerio de Transporte y Obras Públicas
USCG	Servicio Geológico de los Estados Unidos
GAYTO	Geología Ambiental y Ordenamiento Territorial
FS	Factor de Seguridad

VII. TABLA DE CONTENIDO

II. CERTIFICACIÓN	ii
III. AUTORÍA	iii
IV. CARTA DE AUTORIZACIÓN DE TESIS POR PARTE DEL AUTOR	iv
V. DEDICATORÍA	vi
VI. AGRADECIMIENTO	vii
1. TÍTULO	1
2. RESUMEN	2
3. INTRODUCCIÓN	4
4. REVISIÓN DE LITERATURA	6
4.1. Topografía.....	6
4.1.1. Levantamiento Topográfico	6
4.2. Geología	7
4.2.1. Geología Estructural.....	7
4.2.2. Mapeo Geológico	7
4.3. Geomorfología	9
4.3.1. Mapas Geomorfológicos	9
4.4. Hidrología	9
4.4.1. Hidrogeología.....	9
4.4.2. Nivel Freático	10
4.4.3. Permeabilidad.....	10
4.5. Fenómenos de Remoción en Masa.....	10
4.6. Geotecnia.....	11
4.7. Caracterización Geotécnica.....	11
4.7.1. Métodos Directos	12
4.7.2. Métodos Indirectos	13
4.8. Parámetros de Caracterización Geotécnica	16
4.8.1. Propiedades Físicas de los Suelos	16
4.8.2. Granulometría y Clasificación de Suelos	17
4.8.3. Resistencia Cortante del Suelo	18
4.8.4. Análisis Geológico Geotécnico	22
4.9. Canales de Riego.....	28
4.9.1. Clasificación de los Sistemas de Riego por Canales	29
5. MATERIALES Y MÉTODOS	30
5.1. Materiales y Equipos.....	30

5.2.	Metodología	31
5.2.1.	Investigación No Experimental.....	31
5.2.2.	Investigación Experimental.....	31
5.2.3.	Precampo.....	32
5.2.4.	Campo	33
5.2.5.	Exploración	40
5.2.6.	Laboratorio (Resultados).....	46
5.2.7.	Interpretación, análisis y recomendaciones.....	52
6.	RESULTADOS	54
6.1.	Descripción General del Área de Estudio	54
6.1.1.	Ubicación Administrativa	54
6.1.2.	Ubicación Geográfica.....	55
6.1.3.	Acceso	55
6.1.4.	Canal de Riego Campana – Malacatos.....	56
6.2.	Descripción Biofísica del Área de Estudio.....	59
6.2.1.	Clima	59
6.2.2.	Hidrografía	59
6.2.3.	Flora y Fauna.....	60
6.2.4.	Topografía	62
6.2.5.	Pendientes.....	62
6.2.6.	Geomorfología	63
6.2.7.	Inventario de Deslizamientos	67
6.2.8.	Geología Regional.....	69
6.3.	Geología Local	74
6.3.1.	Formación Santo Domingo	75
6.3.1.1.	Lutitas (con capas de yeso y areniscas).....	75
6.3.1.2.	Areniscas Grano Medio a Grueso	76
6.3.1.3.	Intercalaciones de Arcillolitas con Areniscas.....	77
6.3.2.	Formación Cerro Mandango	78
6.3.2.1.	Conglomerados Intercalados con Areniscas.....	78
6.3.2.2.	Depósitos Aluviales.....	79
6.4.	Geología Estructural.....	80
6.5.	Caracterización Geotécnica.....	83
6.5.1.	Antecedentes Generales	83
6.5.2.	Métodos Indirectos	83
6.5.3.	Métodos Directos	89

6.6.	Diagnóstico Técnico del Canal de Riego: Sector San Francisco	114
6.6.1.	Infraestructura de los tramos del Canal de Riego.....	115
6.6.2.	Tipología de Daños según los Tramos del Canal de Riego.....	117
6.7.	Análisis Geológico – Geotécnico	123
6.7.1.	Unidad Geológica – Geotecnia 1	123
6.7.2.	Unidad Geológica – Geotecnia 2.....	124
6.7.3.	Unidad Geológica – Geotecnia 3.....	125
6.7.4.	Análisis Cinemático	126
6.7.5.	Análisis de Estabilidad Global	129
6.8.	Recomendaciones Generales para el Canal de Riego.....	143
7.	DISCUSIÓN DE RESULTADOS	149
8.	CONCLUSIONES	152
9.	RECOMENDACIONES	155
10.	BIBLIOGRAFÍA	156
11.	ANEXOS	160
	ANEXO 1: DESCRIPCIÓN DE AFLORAMIENTOS.....	161
	ANEXO 2: FICHAS DE DESCRIPCIÓN DE CALICATAS	172
	ANEXO 3: RESULTADOS ENSAYOS SEV’S	179
	ANEXO 4: RESULTADOS DEL ENSAYO SPT	183
	ANEXO 5: DESCRIPCIÓN DE MOVIMIENTOS EN MASA	206
	ANEXO 6: RESULTADOS DE CORTE DIRECTO Y COMPRESIÓN SIMPLE	210
	ANEXO 7: MAPAS DEL ÁREA DE ESTUDIO	224
	ANEXO 8: INVENTARIO DE DAÑOS EN CANAL.....	251

VIII. ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Metodología de trabajo utilizada por Explorock SAC..... 8

Figura 2. Interpretación de datos SPT, teniendo en cuenta la profundidad..... 13

Figura 3. Ondas sísmicas reflejadas y refractadas..... 14

Figura 4. Configuración Schulumberger y Wenner. 16

Figura 5. Símbolos y grupos de la clasificación SUCS..... 17

Figura 6. Límites de Atterberg..... 18

Figura 7. Envolvente de falla Mohr y criterio de rotura de Mohr – Coulomb 20

Figura 8. Diagrama de un arreglo de prueba de corte directo 21

Figura 9. Circulo de Mohr en tensiones totales de un ensayo de compresión simple..... 22

Figura 10. Distribución de frecuencias del FS 24

Figura 11. Geometría de la rotura planar 26

Figura 12. Geometría de la rotura en cuña 26

Figura 13. Geometría de la rotura en vuelco..... 27

Figura 14. Geometría de la rotura circular 28

Figura 15. Esquema de la metodología empleada (P: Proceso y R: Resultado) 32

Figura 16. Ficha para la descripción de los principales afloramientos 35

Figura 17. Model Builder para la obtención del modelo de pendientes..... 37

Figura 18. Modelo automatizado para la elaboración del mapa de “Flujos Estacionarios”..... 40

Figura 19. Ubicación geográfica de la zona de estudio..... 54

Figura 20. Extensión y faja del área de estudio..... 55

Figura 21. Tramo vial de acceso a la zona de estudio desde la ciudad de Loja 56

Figura 22. Precipitación media mensual de la parroquia Malacatos..... 59

Figura 23. Mapa de cobertura vegetal del area de estudio 61

Figura 24. Geología regional de la cuenca Malacatos 72

Figura 25. Perfil geológico de la cuenca de Malacatos (área de estudio) 72

Figura 26. Columna estratigráfica de la cuenca sedimentaria Malacatos 73

Figura 27. Mapa geológico del sector de estudio a través de herramientas SIG..... 74

Figura 28. Perfil geológico del sector de estudio kilometro 3..... 74

Figura 29. Mapa esquemático de la falla del norte de la cuenca Malacatos Vilcabamba 80

Figura 30. Ubicación de los sondeos eléctricos verticales en campo..... 84

Figura 31. Curvas de resistividad y error admisible del SEV 1 85

Figura 32. Corte geoelectrico del SEV 1..... 86

Figura 33. Corte geoelectrico del SEV 2..... 87

Figura 34. Corte geoelectrico del SEV 3..... 88

Figura 35. Ubicación de calicatas en campo 89

Figura 36. Ubicación de los S.P.T en campo 91

Figura 37. Perfil estratigráfico del SPT 1..... 92

Figura 38. Perfil estratigráfico del SPT 2..... 93

Figura 39. Perfil estratigráfico del SPT 3..... 94

Figura 40. Perfil estratigráfico del SPT 4..... 95

Figura 41. Profundidad vs carga admisible neta (SPT 1)..... 101

Figura 42. Profundidad vs carga admisible neta (SPT 2)..... 102

Figura 43. Profundidad vs carga admisible neta (SPT 3)..... 102

Figura 44. Profundidad vs carga admisible neta (SPT 4)..... 103

Figura 45. Profundidad vs humedad (%) – SPT 1..... 104

Figura 46. Profundidad vs humedad (%) – SPT 2..... 104

Figura 47. Profundidad vs humedad (%) – SPT 3.....	105
Figura 48. Profundidad vs humedad (%) – SPT 4.....	106
Figura 49. Resultados permeabilidad (SPT 1)	106
Figura 50. Resultados permeabilidad (SPT 2)	107
Figura 51. Calculo de coeficiente de permeabilidad (SPT 3).....	107
Figura 52. Calculo de coeficiente de permeabilidad (SPT 4).....	108
Figura 53. Ubicación de las muestras inalteradas en campo.	109
Figura 54. Infraestructura del canal de riego abscisas 10+000 – 11+500	115
Figura 55. Infraestructura del canal de riego abscisas 11+500 – 12+100	116
Figura 56. Análisis estereográfico para falla planar abscisa 11+300	127
Figura 57. Análisis estereográfico por vuelco abscisa abscisa 13+240	128
Figura 58. Diseño del talud #1 para análisis de estabilidad global.	130
Figura 59. Análisis de estabilidad talud #1 condición natural	131
Figura 60. Análisis de estabilidad talud #1 ruptura del canal	131
Figura 61. Diseño del talud #1 reconstruido para análisis de estabilidad global.	132
Figura 62. Análisis de estabilidad reconstrucción talud #1 condiciones normales	133
Figura 63. Análisis de estabilidad reconstrucción talud #1 ruptura del canal	134
Figura 64. Diseño del talud #2 para análisis de estabilidad global.	135
Figura 65. Análisis de estabilidad talud #2 condición natural	135
Figura 66. Análisis de estabilidad talud #2 condición rotura del canal.....	136
Figura 67. Diseño del talud #3 para análisis de estabilidad global.	137
Figura 68. Análisis de estabilidad talud #3 condición natural	138
Figura 69. Análisis de estabilidad talud #3 condición rotura del canal.....	138
Figura 70. Diseño del talud #4 para análisis de estabilidad global.	140
Figura 71. Análisis de estabilidad talud #4 condición natural	140
Figura 72. Análisis de estabilidad talud #4 condición ruptura del canal.....	141
Figura 73. Pendientes sugeridas para el retaludamiento	144
Figura 74. Esquema drenajes de coronación en la cabeza del deslizamiento	145
Figura 75. Esquema en planta del canal colector para el deslizamiento.	145

IX. ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Clasificación de movimientos en masa 11

Tabla 2. Resistividad de los geomateriales 15

Tabla 3. Materiales y equipos utilizados 30

Tabla 4. Clasificación y rango de pendientes 36

Tabla 5. Unidad genética..... 37

Tabla 6. Unidad morfológica..... 38

Tabla 7. Clases de pendientes..... 39

Tabla 8. Desnivel relativo 39

Tabla 9. Determinación en campo de la consistencia en los suelos cohesivos..... 43

Tabla 10. Datos técnicos considerados en el ensayo SPT. 45

Tabla 11. Ensayos a realizar de acuerdo a las normas ASTM 47

Tabla 12. Compacidad relativa de la arena 47

Tabla 13. Resistencia de los suelos cohesivos..... 47

Tabla 14. Consistencia relativa 48

Tabla 15. Comportamiento de los suelos en función del IL..... 49

Tabla 16. Rangos de permeabilidad según los suelos del sector de estudio..... 50

Tabla 17. Ensayos a realizar de acuerdo a las normas ASTM 50

Tabla 18. Suelos típicos y propiedades de rocas 52

Tabla 19. Coordenadas de ubicación del proyecto UTM 17 S..... 54

Tabla 20. Red de flujos estacionarios..... 60

Tabla 21. Rango de pendientes..... 63

Tabla 22. Síntesis litoestratigráfica de la cuenca Malacatos – Vilcabamba..... 73

Tabla 23. Localización de las líneas de los Sondeos Eléctricos Verticales..... 84

Tabla 24. Datos obtenidos en el campo para el SEV 1 85

Tabla 25. Localización de las calicatas geotécnicas..... 90

Tabla 26. Localización de los sondeos geotécnicos (SPT)..... 91

Tabla 27. Datos del SPT 1 92

Tabla 28. Datos del SPT 2..... 93

Tabla 29. Datos del SPT 3..... 94

Tabla 30. Datos del SPT 4..... 95

Tabla 31. Características de suelos..... 99

Tabla 32. Resultados de la consistencia relativa (CR) 100

Tabla 33. Resultados del índice de liquidez 100

Tabla 34. Tabla resumen de los resultados de permeabilidad 108

Tabla 35. Localización de las muestras inalteradas..... 109

Tabla 36. Resumen de los resultados de corte directo y compresión simple (Muestra 1)..... 110

Tabla 37. Resumen de los resultados de corte directo y compresión simple (Muestra 2)..... 111

Tabla 38. Resumen de los resultados de corte directo y compresión simple (Muestra 3)..... 112

Tabla 39. Resumen de los resultados de corte directo y compresión simple (Muestra 4)..... 113

Tabla 40. Resumen ensayos corte directo y compresión simple muestras inalteradas (1 – 4). 114

Tabla 41. Canal en funcionamiento coordenadas UTM – Tramo 1 116

Tabla 42. Canal en funcionamiento coordenadas UTM – Tramo 2 116

Tabla 43. Inventario de daños en canal 122

Tabla 44. Parámetros usados para el análisis a rotura planar 126

Tabla 45. Resumen de los resultados para análisis por rotura planar..... 127

Tabla 46. Parámetros usados para el análisis a rotura por vuelco 128

Tabla 47. Resumen de los resultados para análisis por rotura en vuelco	129
Tabla 48. Parámetros usados para el análisis de estabilidad global talud 1	130
Tabla 49. Parámetros usados para el análisis de estabilidad global reconstrucción talud 1	132
Tabla 50. Parámetros usados para el análisis de estabilidad global talud 2	134
Tabla 51. Parámetros usados para el análisis de estabilidad global talud 3	137
Tabla 52. Parámetros usados para el análisis de estabilidad global talud 4	139
Tabla 53. Resumen del análisis de estabilidad global	142

X. ÍNDICE DE FOTOGRAFÍAS

Fotografía 1. Levantamiento topográfico a) Punto de control; b) Levantamiento con prisma ..	33
Fotografía 2. Descripción de afloramientos y toma de datos estructurales.....	35
Fotografía 3. Equipo SYSCAL R1 PLUS - Arreglo Schlumberger.....	41
Fotografía 4. Apertura de calicatas por medios manuales	44
Fotografía 5. Colocación de equipo SPT	45
Fotografía 6. Excavación y tallado de la muestra inalterada.	46
Fotografía 7. Tallado de la muestra inalterada.....	51
Fotografía 8. Obtención de la muestra y ubicación de la muestra para realizar el ensayo	51
Fotografía 9. Tramo del canal de riego Campana Malacatos.....	57
Fotografía 10. Fisuras en el canal de riego presentes en el area de estudio.....	58
Fotografía 11. Canal de riego afectado parcialmente por un movimiento en masa	58
Fotografía 12. Complejo Pastizal – Cultivo.....	60
Fotografía 13. Area de pastizales y matorrales secos	61
Fotografía 14. Vista SE de la zona baja y vista NE de la zona alta	62
Fotografía 15. Relieve tectónico – erosivo alto	64
Fotografía 16. Relieve estructural colinado medio (R4).....	65
Fotografía 17. Relieve estructural colinado bajo (R3).....	65
Fotografía 18. Superficie poco disectada.....	66
Fotografía 19. Coluvio - Aluvial.....	66
Fotografía 20. Deslizamiento CM – 01.....	67
Fotografía 21. Deslizamiento CM – 02.....	68
Fotografía 22. Vista E-O de un afloramiento de lutitas con capas de arenisca y yeso	75
Fotografía 23. Vista E-O de un afloramiento de lutitas.	76
Fotografía 24. Vista NW-SE afloramiento areniscas amarillentas.	77
Fotografía 25. Vista S-W de un afloramiento de arcillas azuladas.	78
Fotografía 26. Vista E-O de afloramiento de conglomerados y areniscas	79
Fotografía 27. Vista NW – SE de la quebrada San Francisco son depósitos aluviales.....	80
Fotografía 28. Vista E-O de un pliegue tumbado en las lutitas de la Fm Santo Domingo.	81
Fotografía 29. Vista N-W de un afloramiento de lutitas alteradas con capas de areniscas.....	82
Fotografía 30: Vista N-E de un afloramiento de lutitas que forman un pliegue tumbado	82
Fotografía 31. Tramo de la vía para la proyección del canal de riego	117
Fotografía 32. Tramo del canal que presentan daños tipo CM1	118
Fotografía 33. Tramo del canal en construcción que presentan daños CM1	118
Fotografía 34. Tramo del canal que presentan daños CM2	119
Fotografía 35. Tramo del canal que presenta daños CM3.	119
Fotografía 36. Tramo del canal que presenta daños CM3	120
Fotografía 37. Tramo del canal que presenta daños CM3	120
Fotografía 38. Tramo del canal que presenta daños CM4	121
Fotografía 39. Infraestructura del canal afectado por el deslizamiento.	121
Fotografía 40. Daños a la infraestructura del canal.	122

1. TÍTULO

“ESTUDIO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO DEL CANAL DE RIEGO CAMPANA – MALACATOS, CON UNA LONGITUD DE 4 KM, Y UN ÁREA DE INFLUENCIA DE 100 METROS POR LADO CON RESPECTO AL EJE, UBICADO EN EL SECTOR SAN FRANCISCO, PARROQUIA MALACATOS, PROVINCIA DE LOJA”.

2. RESUMEN

El “ESTUDIO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO DEL CANAL DE RIEGO CAMPANA – MALACATOS, CON UNA LONGITUD DE 4 KM, Y UN ÁREA DE INFLUENCIA DE 100 METROS POR LADO CON RESPECTO AL EJE, UBICADO EN EL SECTOR SAN FRANCISCO, PARROQUIA MALACATOS, PROVINCIA DE LOJA”, está enfocado en realizar la caracterización geológica – geotécnica de 4 km del canal de riego para conocer las características físico mecánicas de los geomateriales de este sector, que son útiles para el conocimiento del estado actual del canal y garantizar la estabilidad de la infraestructura mediante recomendaciones propuestas a través del cartografiado geológico, levantamiento topográfico, medición de estructuras, y por ensayos geotécnicos normalizados como calicata geotécnicas, sondeo eléctrico vertical, ensayo de penetración estándar y pruebas de laboratorio de acuerdo a las normas ASTM como son: granulometría, contenido de humedad, límites de Atterberg, compresión simple y corte directo por otro lado, se utilizó el análisis cinemático para determinar la susceptibilidad de los taludes a rotura planar y vuelco estableciendo previamente los puntos críticos para sus análisis, de la misma manera se calculó el factor de seguridad en taludes mediante el método de equilibrio límite (Bishop, Spencer, Janbu) que servirá de referencia para los taludes presentes en el canal de riego. Finalmente el sector San Francisco comprende dos formaciones Cerro Mandango y Santo Domingo, las cuales corresponden a suelos arcillosos – arenosos, limos, arenas y gravas con arcilla y arena, siendo la formación Santo Domingo la que presenta mayores problemas en el canal como grietas, fisuras, separación de juntas, y daños en la infraestructura para lo cual se recomienda el mejoramiento del suelo, uso de masillas epóxicas, retaludamiento, colocación de bermas, y el mejoramiento de la infraestructura o el remplazo del hormigón armado por tubería, por otro lado, la formación Cerro Mandango no presenta mayores inconvenientes en los suelos para la construcción y ampliación del canal.

La investigación determina que previó a la evaluación de las recomendaciones propuestas la aplicación de las mismas dependerá del presupuesto disponible para su uso.

Palabras clave: *análisis de estabilidad, geotecnia, factor de seguridad, taludes, equilibrio límite, Mohr Coulomb, canal de riego.*

ABSTRACT

The “GEOLOGICAL – GEOTECHINICAL STUDY OF THE IRRIGATION CANAL CAMPANA MALACATOS, WITH A LENGHT OF 4 KM, AND AN AREA OF INFLUENCE OF 100 METERS PER SIDE WITH RESPECT TO THE AXIS, LOCATED IN THE SECTOR SAN FRANCISCO, PARISH MALACATOS, PROVINCE OF LOJA”, this work is intended to realize the characterization geological – geotechnical of 4 Km of the irrigation canal and know the characteristics physical – mechanical of the geomaterials of this sector, that are useful for the knowledge of the current state of the canal and guarantee the stability of the infraestructure through recommendations based on the tests carried out. By means of geological mapping, registration of topography, measuring of structures and surfaces and standardized field tests like Standard Penetration Test, Geotechnical Pitches, Vertical Electric Sounding, and laboratory tests according to ASTM standards like: granulometry, humidity content, Atterberg limits, one-dimensional consolidation, direct shear test, and using kinematic analysis to determinate the susceptibility of planar sliding and flexural toppling, of which the critical points for their analyzes have been established. The calculation of the safety factor in slopes was established by means of the limit equilibrium method (Bishop and Spencer) that will serve as reference for all the slopes present in the irrigation canal. The San Francisco sector includes two formations Cerro Mandango and Santo Domingo, which correspond to clay-sandy soils, silts, sands and gravels with clay and sand, with the Santo Domingo formation presenting the greatest problems in the canal infraestructure, it is recommended the improvement of the soil around the infraestructure, the coating with concrete, and the replacement of the reinforced concrete with PVC pipeline, on the other hand, in the Fm. Cerro Mandango does not present major inconveniences in the floors for the construction and extension of the canal.

The investigation determines that it anticipated the evaluation of the proposed recommendations, the application of which will depend on the budget for its application.

Key Words: *stability analysis, geotechnics, safety factor, slopes, limit equilibrium method, Mohr Coulomb, irrigation canal.*

3. INTRODUCCIÓN

La presente investigación se refiere principalmente al estudio Geológico – Geotécnico en el canal de riego Campana – Malacatos en el sector San Francisco, ubicado en la provincia de Loja – Ecuador. Su realización es importante ya que involucra los conocimientos del medio geológico y la interacción con obras civiles, como en este caso, los canales de riego los cuales cumplen con la función de conducir agua desde las captaciones hasta los ramales para hacer uso del recurso hídrico en la agricultura y ganadería; estas infraestructuras deben ser realizadas llevando un criterio técnico detallado siendo necesario los reconocimientos de campo, investigación del subsuelo, análisis y recomendaciones geotécnicas para ser diseñados de tal manera que no provoquen daños al ambiente, se preserve la vida humana, y así evitar la afectación a otras obras civiles.

De acuerdo al Nacional de Riego y Drenaje 2014, propuesta por la Subsecretaria de Riego adjunta al MAGAP, señala la existencia de diferentes problemas en los canales de riego a nivel nacional desde la parte social, el recurso hídrico como tal y hasta el nivel de criterio técnico de las mismas, este informe señala que por lo general solo el 9% de la estructura de los sistemas de riego están en un estado “Muy Bueno” y que cerca del 22% y 16% necesitan reparaciones inmediatas en su infraestructura.

El canal de riego Campana – Malacatos, es un importante sistema de riego, cubriendo un área de 5655.63 Ha con una longitud de 14km y beneficiando a cerca de 350 familias que hacen uso del recurso hídrico desde hace más de 25 años siendo su principal fuente de ingresos, por lo tanto, es una importante obra civil del sector (Maldonado, 2015). Para analizar esta problemática se debe mencionar las causas, siendo una de ellas la falta de un criterio geológico – geotécnico en su construcción, la ausencia de estudios actuales relacionados a la problemática y el mal uso del recurso hídrico por los usuarios, además de las deflexiones topográficas en el barrio “San Fracisco”, causados por la solifluxión del suelo y a la presencia de sulfato de calcio en el sector (Gómez y Ordoñez, 2017) han conllevado a que el canal de riego actualmente presente fisuras y daños en la infraestructura, a partir de esto, el estudio fue realizado con el interés de proporcionar información base técnica a detalle en el sector San Francisco que corresponde a las abscisas 12+000 Km hasta 16+000Km del canal de riego, el cual proporcionó las características del terreno actual y permitió determinar los problemas constructivos para proponer recomendaciones geotécnicas en cuanto al canal construido como a la

proyección que se tiene previsto para las abscisas 13+500Km hasta 16+000Km para garantizar su correcto funcionamiento y duración a largo plazo, y así beneficiar a los consumidores directamente implicados al uso del recurso hídrico siendo el presente trabajo una respuesta a la problemática explicada anteriormente. La investigación sigue una metodología experimental y la información obtenida es de tipo descriptiva, para esto se sigue la sistemática recomendada por la Normativa Ecuatoriana para Construcciones (2014) capítulo 11, donde establece los estudios geotécnicos en obras civiles los cuales incluyen ensayos geotécnicos directos (SPT, Calicatas) y ensayos indirectos (SEV's), se siguió las recomendaciones de González de Vallejo et al. (2002), para evitar errores en la interpretación de resultados, de igual manera, en los ensayos de laboratorio se siguió las metodologías de las normas ASTM (Compresión Simple y Corte Directo) y para los análisis cinemáticos la metodología propuesta por Wyllie & Mah (2007).

Los objetivos del presente trabajo son:

OBJETIVO GENERAL:

- Realizar el estudio Geológico – Geotécnico del canal de Riego Campana – Malacatos con una longitud de 4Km y un área de influencia de 100 metros por lado con respecto al eje, ubicado en el sector San Francisco, parroquia Malacatos, provincia de Loja.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS:

- Realizar el levantamiento topográfico de la faja de estudio.
- Realizar el levantamiento geológico a detalle de la faja de estudio.
- Obtener parámetros de caracterización geotécnica de las distintas unidades litológicas encontradas.
- Análisis geológico - geotécnico de los resultados.
- Elaborar recomendaciones generales para el canal de riego sobre la base de los resultados obtenidos.

4. REVISIÓN DE LITERATURA

4.1. Topografía

La topografía es la primera fase de todo trabajo ingenieril ya que cumple con un rol muy importante, representar de manera precisa y exacta las dimensiones del terreno con todas sus características espaciales; gracias a modernos instrumentos de medición topográfica los levantamientos topográficos, son actualmente un procedimiento sencillo de llevar a cabo en el campo. La topografía es definida por Davis & Foote & Kelly (1979), como la ciencia ocupada de la medida y representación gráfica de una porción de tierra más o menos extensa, abarcando detalles de planimetría y altimetría, por otro lado la metodología llevada a cabo por Alcántara (2007), es mediante métodos y procedimientos para hacer mediciones sobre el terreno y su representación gráfica o analítica a una escala determinada, utilizando instrumentos analíticos tales como Sistemas de Posicionamiento Global (GPS), Estaciones Totales, o incluso instrumentos más sofisticados como estaciones que usan Real Time Kinematic (RTK); estos realizan un levantamiento tanto planimétrico y altimétrico mediante el método estático o por métodos taquimétricos.

A partir de las definiciones anteriores podemos manifestar que la topografía es una ciencia cuya finalidad es representar de manera real, precisa y detallada a través de métodos y procedimientos todas las formas del terreno sean estas de origen natural como lomas y vaguadas o artificiales como construcciones civiles, a una escala determinada; la relación de la topografía con la cartografía es de suma importancia, siendo la primera la que determina la forma y dimensiones de la tierra y la segunda la representación gráfica, sobre un plano, mapa topográfico.

4.1.1. Levantamiento Topográfico

De manera sencilla se entiende por un levantamiento topográfico al conjunto de actividades que realiza una persona sobre el campo con la finalidad de capturar la información necesaria para obtener una representación gráfica del área levantada. Torres y Villalte (2001), lo resumen como el proceso de medir, calcular y dibujar para determinar la posición relativa de los puntos que conforman una extensión de tierra. Actualmente los métodos más usados para levantamientos es el método estático con equipos diferenciales por su rápida y relativa facilidad para obtener información relevante.

4.2. Geología

La geología es la ciencia que describe los materiales que conforman la corteza terrestre, específica y técnicamente; buscando describir los procesos que forman el relieve desde un punto de vista técnico y científico. Según Duque (2003), es una ciencia que se encarga del estudio de la tierra en todas sus formas, describiendo los materiales que se encuentran en ella para representar su historia y evolución permitiendo a su vez comprender las causas de los fenómenos endógenos y exógenos.

4.2.1. Geología Estructural

Según Van Der Pluijm, B. & Marshak, S. (2004), la definen como el estudio de todos los procesos y elementos relacionados a las fuerzas tectónicas presentes en la corteza terrestre, en esta disciplina se analizan las estructuras geológicas para determinar la historia geológica de un sector específico por lo tanto en contraste con la geología, la geología estructural es una rama que representa y describe los elementos geológicos observables como son los estratos rocosos, y la medición de los elementos de yacencia necesarios para un análisis cinemático.

4.2.2. Mapeo Geológico

Sobre el mapeo geológico, es la manera en que los geólogos representan las características y formas físicas de la naturaleza sobre un mapa, denominado mapa geológico, siendo indispensable el trabajo organizado con los topógrafos para conocer de manera exacta las dimensiones del terreno. Actualmente, es bien conocido que los mapas geológicos cumplen un papel fundamental para empresas relacionadas con la geología, esto debido a que en estos mapas se obtienen detalles precisos sobre el suelo y rocas para estudios ingenieriles.

En base a lo anterior, de forma sencilla, el mapeo geológico conlleva a reconocer, representar y levantar información geológica observable de un determinado sitio, por otro lado, y según Muthoni (2010), el mapeo geológico es el proceso de elegir un área de interés e identificar los aspectos geológicos presentes con la finalidad de preparar un reporte y generar un mapa geológico detallado cuya calidad dependerá de la exactitud y precisión del trabajo de campo. Relacionándolo con Barnes y Lisle (2004), que indican en su libro sobre mapeo geológico básico, que los mapas más precisos y exactos son los más útiles para cualquier trabajo geológico relacionado, de hecho, los autores hacen uso

literal de las palabras de Wallace (1975) que menciona que no existe un sustituto para un mapa geológico y que la geológica básica es primordial y en caso de estar equivocada, todo estudio y/o trabajo posterior también estarán equivocados.

El servicio Geológico de los Estados Unidos (USGS), establece que el resultado de un mapa geológico, proveerá información sobre varios aspectos. Siendo uno de estos el de reducir los daños sociales provocado por los peligros geológicos como terremotos y deslizamientos. Finalmente dentro de la metodología para una correcta interpretación geológica y levantamiento del mismo es importante citar a Ayala (2017), que a través de Explorock SAC (2018), recomienda al mapeo geológico como procesos a seguir de manera disciplinada, como se representa en la Figura 1, siendo la información previa y bibliográfica puramente referencial para el mapa final, es importante señalar que la fase de campo es la más importante de todas ya que se realiza la toma de datos para obtener una base de datos digital, por otro lado, en la fase de poscampo se realizará una mejora del mapa geológico de campo, construcción de secciones etc. Para realizar la digitalización del mismo mediante herramientas SIG. Actualmente se cuenta con herramientas de construcción de cuerpos geométricos 3D, obteniendo un modelamiento geológico.

ESQUEMA DE TRABAJO GEOLÓGICO:

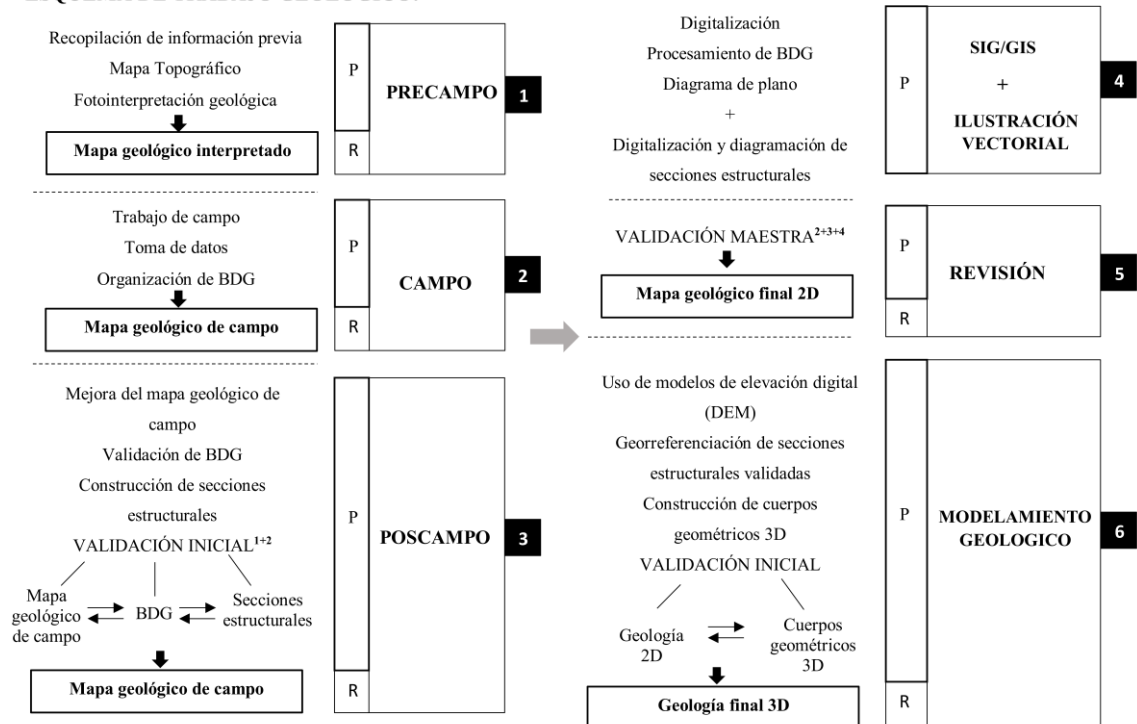


Figura 1. Metodología de trabajo utilizada por Explorock SAC. (BDG:Base de datos digital, P:Proceso y R:Resultado)

Fuente:Explorock SAC (2018).

4.3. Geomorfología

La geomorfología representa las diferentes geoformas de un sitio, su génesis y formación; en palabras técnicas la geomorfología es la ciencia que se encarga del estudio de las diferentes formas de la superficie terrestre y los procesos que la crean y modelan (Summerfield, 1991). Además, según Blaszczynski (1997), las formas del relieve son elementos geomorfológicos que se producen en la superficie abarcando pequeños lomeríos y paisajes hasta grandes geoformas como llanuras y sistemas de montañas.

4.3.1. Mapas Geomorfológicos

Los mapas geomorfológicos son la representación de las geoformas sobre un formato entendible utilizando el papel o cualquier medio digital, y según (Gustavsson, 2008), los mapas elaborados a partir de la geomorfología representan de manera gráfica y muy precisa todas las formas del relieve de un área, en la que se indican un amplio rango de influencias que han actuado sobre las mismas. De la misma manera Peña (1997), señala que estos mapas son un documento básico en cualquier trabajo geológico y su elaboración dependerá de determinados aspectos para su aplicación. La elaboración de mapas geomorfológicos lleva consigo la aplicación de diversas metodologías, siendo una de las más usadas la propuesta por el Centro de Levantamientos Integrados de Recursos Naturales por Sensores Remoto, (CLIRSEN) en los cuales se levanta información desde la génesis, morfología, pendientes, y desnivel relativo.

4.4. Hidrología

La hidrología representa las fuentes de agua de origen natural, ubicadas en un sector en específico, siendo su estudio de suma importancia para la identificación de quebradas y vaguadas, que afectarían el sector de estudio, en palabras de Hunt R (2005), el estudio de la hidrología está relacionado a la presencia y movimiento de agua en y sobre la superficie, sin relacionarla con la filtración de aguas subterráneas y manantiales que sustentan el caudal de los ríos.

4.4.1. Hidrogeología

La hidrología subterránea es el estudio geológico de las aguas subterráneas siendo aquella parte de la hidrología que estudia el almacenamiento y distribución de las aguas subterráneas dentro de formaciones geológicas, teniendo en cuenta sus propiedades

físicas y químicas. (Gil Montes J, 2008). Siendo indispensable la identificación de niveles freáticos para estudios ingenieriles y sobre todo geotécnicos.

4.4.2. Nivel Freático

El nivel freático es el nivel superior de la zona de saturación, es un elemento muy significativo del sistema de aguas subterráneas. De la misma manera es muy importante para predecir la productividad de pozos (Tarbuck E, Lutgens F, 2005). En otras palabras, es el lugar geométrico donde la presión del agua es igual a la presión atmosférica, es decir los niveles alcanzados por el agua subterránea, las características geológicas y climáticas de un lugar son las que determina la profundidad del nivel freático.

4.4.3. Permeabilidad

La permeabilidad o impermeabilidad es la capacidad de un material o suelo para que un fluido lo atraviese sin alterar su estructura interna. Braja (2015), entonces se puede afirmar que un material es permeable si deja pasar a través de él una cantidad apreciable de fluido en un tiempo específico, y será impermeable si la cantidad de fluido es despreciable.

Para ser permeable un material debe ser poroso, es decir, contener espacios vacíos o poros que le permitan absorber fluido, por otro lado, en geología la permeabilidad tiene aplicaciones sobre estudios hidráulicos, estudios de erosión; esta permeabilidad por lo general aumenta por la existencia de fallas, grietas, juntas u otros defectos estructurales. (Tarbuck E, Lutgens F, 2005).

4.5.Fenómenos de Remoción en Masa

Son movimientos gravitacionales hacia el exterior de un talud, siendo uno de los procesos geológicos que conllevan grandes afectaciones a infraestructuras y a la población en general, según Suárez (1998), es un movimiento gravitacional hacia abajo sobre una superficie de rotura que tiene como agente principal al agua para su activación.

Son procesos que llegan a constituir riesgos geológicos potenciales, ya que sin un estudio previo y sin medidas a tomar en cuenta, ocasionan daños económicos y sociales, al afectar las actividades y construcciones humanas. (González de Vallejo, 2002).

Se los clasifica de acuerdo a sus características, los modelos de clasificación han sido modificados y estudiados por años siendo la clasificación de Varnes (1978), la más común de todas, la cual es mostrada en la Tabla 1.

Tabla 1. Clasificación de movimientos en masa

Tipo de Movimiento	Rocas	Suelos Ingenieriles	
		Gruesos	Finos
Caída	Caída de rocas	Detritos	Tierra
Volcamiento	Volcamiento de Rocas	Detritos	Tierra
Rotacional	Hundimiento de rocas	Detritos	Tierra
Traslacional	Deslizamiento de bloques de roca	Desliz. de bloques Desliz. de detritos	Desliz. de bloques de tierra Desliz. de tierra
Propagación lateral	De rocas	De detritos	De tierras
Flujos	Flujos de rocas	De detritos	De tierras
		Reptación	
Movimientos complejos	Combinación de dos o más tipos de movimientos		

Fuente: Varnes (1978)

4.6. Geotecnia

Para la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) en el año (2014), señala que la geotecnia tiene como finalidad el reconocimiento, la realización de ensayos, y/o pruebas realizadas a un terreno para la interpretación de todos los datos obtenidos, y a su vez permitan caracterizar los diversos suelos presentes en la zona que se requiera estudiar.

Según Braja (2015), la geotecnia involucra la aplicación de la tecnología de la Ingeniería Civil en el manejo de los materiales de la corteza terrestre, es decir usada usualmente para estudiar solo los materiales naturales que se encuentran en o cerca de la superficie terrestre.

4.7. Caracterización Geotécnica

Para una correcta caracterización geotécnica de un lugar de estudio, es preciso conocer sus principales características físicas y mecánicas, siendo estas propiedades obtenidas por medio de ensayos de campo y por ensayos de laboratorio. Dentro de las propiedades físicas a determinarse son: la litología del área de estudio, peso específico, humedad, etc.

Las propiedades mecánicas son: resistencia a la compresión, resistencia al corte, cohesión, ángulo de fricción.

Según Novak, P. Moffat, A.I.B. Nalluri. (2001), las características de mayor interés para un proyecto y construcción de estructuras son las siguientes: La capacidad de carga del terreno de la cimentación, el grado de impermeabilidad del mismo y el efecto de la humedad sobre los estratos de cimentación.

4.7.1. Métodos Directos

Dentro de los métodos directos para realizar en el campo para una caracterización geotécnica son: calicatas, veletas, cono estático (CPT), o dinámico (DCP), dilatómetro, ensayo de penetración estándar (SPT).

Para Torrijo (2016), los ensayos realizados “in situ” son los que permiten obtener parámetros que, directa o indirectamente, se relacionan con los parámetros mecánicos básicos que permitirán el cálculo geotécnico. El reconocimiento en campo mediante estos ensayos debe proporcionar los siguientes datos:

- La naturaleza de los diferentes estratos.
- Muestras de cada una de las capas características, para llegado el caso estudiarlas en laboratorio.
- Características de la capa freática.
- Permeabilidad, en el caso de que fuera necesario.

Las técnicas a usar en esta investigación se basan en *métodos directos* mismos que garantizan el acceso y observación directa al subsuelo, permitiendo a su vez la obtención de muestras, se realiza mediante sondeos geotécnicos, calicatas, zanjas y pozos u galerías.

- Calicatas Geotécnicas

Las calicatas conocidas como trincheras, zanjas o pozos, son uno de los métodos más empleados en el reconocimiento del terreno, al ser un método de bajo costo y la rapidez para obtener resultados confiables, es uno de los métodos habituales dentro de un estudio geotécnico. Tomando literalmente las palabras de González (2004), “las calicatas consisten en excavaciones realizadas mediante medios mecánicos convencionales, que permiten la observación directa del terreno a cierta profundidad, la toma de muestras y la realización de ensayos in situ”.

- Ensayo de Penetración Estándar (S.P.T)

El ensayo SPT es un ensayo realizado “in situ” y permite obtener la capacidad portante del suelo, a través de una muestra alterada para realizar estudios de identificación en laboratorio; está normalizado a través de la Norma ASTM D – 1580, por su parte González (2004), menciona que este ensayo permite la correlación con ciertos parámetros mecánicos del suelo que, junto con datos obtenidos en laboratorio, ayuda a definir la presión admisible de un suelo para un determinado tipo de cimentación. En palabras de Chávez (2006), indica que esta prueba “in situ” permite estimar la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, mediante el número de golpes N . A través de este ensayo se pueden establecer las relaciones con diferentes parámetros geotécnicos o la compacidad en suelos granulares, con la densidad relativa como se determina en la Figura. 2 en el que se toma en cuenta la profundidad y el número de golpes de la prueba, pudiendo determinar su densidad relativa de manera rápida y a su vez el estado actual del suelo.

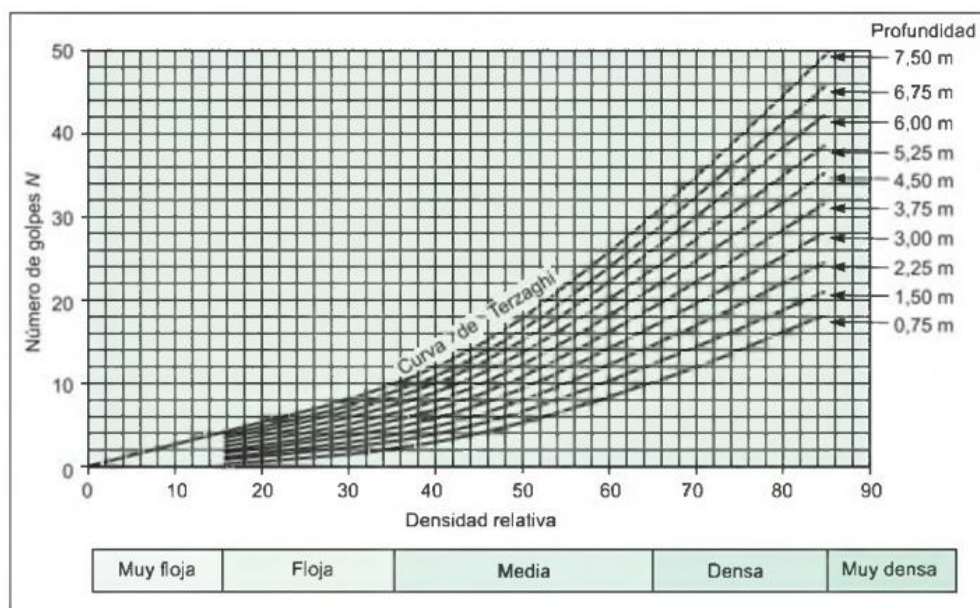


Figura 2. Interpretación de datos SPT, teniendo en cuenta la profundidad

Fuente: Gonzales de Vallejo, L (2004)

4.7.2. Métodos Indirectos

Dentro de los métodos indirectos o geofísicos, los más usados son los eléctricos que son aquellos que estudian la respuesta del terreno cuando en éste se propagan corrientes eléctricas como son los sondeos eléctricos verticales (SEV's), sin embargo, existen otros métodos de exploración indirecta tales como sísmica de refracción, análisis espectral de ondas superficiales, ReMi.

- Sísmica de Refracción

Este método consiste en producir un sismo artificial, utilizando por lo general una carga explosiva enterrada en el suelo, permitiendo medir los tiempos de llegada de las ondas producidas a unos detectores o geófonos situados sobre la superficie terrestre. (Cantos, 1987).

Una breve explicación según Cantos (1987), es que la explosión se propaga en todas las direcciones, y cuando cambian las condiciones del medio, es decir, cuando la onda sísmica en su recorrido en profundidad encuentra un medio de propagación distinto del anterior, una parte de la energía se ve reflejada, volviendo a la superficie, y otra parte se refracta siguiendo su viaje hacia la profundidad. En este caso los materiales más compactos muestran velocidades altas de ondas P, en comparación con las velocidades bajas en materiales no consolidados como se ilustra en la Figura 3.

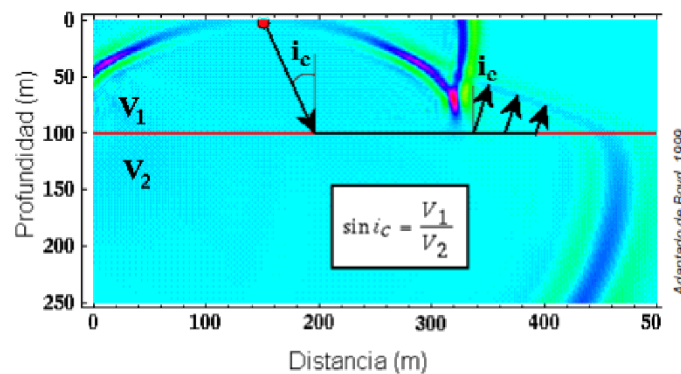


Figura 3. Ondas sísmicas reflejadas y refractadas

Fuente: Gonzales de Vallejo, L (2004)

Los resultados correspondientes a la velocidad de propagación de las ondas permiten definir áreas de contraste entre materiales de diferente velocidad y densidad; estas velocidades están controladas por los parámetros elásticos que describen el material y pueden correlacionarse con numerosas propiedades geomecánicas. (Georys, 2016).

- Sondeos Eléctricos Verticales (SEV's)

Este método indirecto es encargado de analizar la resistividad eléctrica, que es una propiedad intrínseca de las rocas y en la mayoría de los casos depende de la litología, estructura interna, y sobre todo de su contenido en agua, no siendo, una propiedad isótropa en la masa rocosa. González de Vallejo (2004).

Al ser el parámetro físico que controla la resistividad ρ y la interpretación final se hace en función de las características geológicas de la zona donde son aplicadas. En la Tabla 1, se presentan algunos valores de resistividades en suelos y rocas que son necesarios para correlacionarlos con los obtenidos durante el ensayo.

Tabla 2. Resistividad de los geomateriales

Naturaleza del material	Resistividad ($\Omega \cdot m$)
Basamento Roca sana con diaclasas espaciadas	10000
Basamento Roca fracturada	1500 – 5000
Basamento Roca fracturada saturada con agua corriente	100 – 2000
Basamento Roca Fracturada saturada con agua salada	1 – 100
Gruss no saturada	500 – 1000
Gruss saturado	40 – 60
Saprolito no saturado	200 – 500
Saprolito saturado	40 – 100
Gravas no saturadas	500 – 2000
Gravas saturadas	300 – 500
Arenas no saturadas	400 – 700
Arenas saturadas	100 – 200
Limos no saturados	100 – 200
Limos saturados	20 – 100
Limos saturados con agua salada	5 – 15
Arcillas no saturadas	20 – 40
Arcillas saturadas	5 – 20
Arcillas saturadas con agua salada	1 – 10
Andosoles secos	1000 – 2000
Andosoles no saturadas	300 – 1000
Andosoles saturados	100 – 300

Fuente: Universidad Nacional de Colombia, 2000

De acuerdo con la ley de Ohm, la resistividad también es definida en términos del cociente de caída de potencial y la corriente que pasa por las capas litológicas. (Figuerola, 1973).

$$R = V/I \quad (1)$$

Donde:

R: resistencia

V: voltaje

I: intensidad

Lo más frecuente es utilizar configuraciones normalizadas, siendo las más comunes las denominadas “Schlumberger” y “Wenner”, el primer método es simétrico, con los electrodos de potencial MN inferiores y alineados con los de corriente AB, en el segundo

arreglo la disposición es igual, salvo las distancias A-M, M-N y NB son iguales, como se puede identificar en la Figura 4.

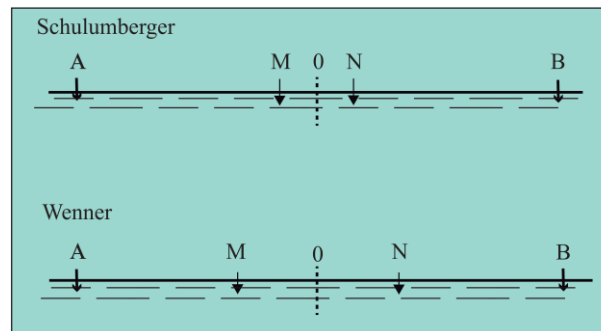


Figura 4. Configuración Schulumberger y Wenner.

Fuente: Gonzales de Vallejo, L (2004)

4.8. Parámetros de Caracterización Geotécnica

Para el ingeniero geólogo es de suma importancia realizar una caracterización geotécnica en suelos o rocas para conocer sus propiedades geomecánicas, e investigar el subsuelo, así como los análisis o ensayos que faciliten la construcción y el diseño de las obras que están en contacto con el suelo. Como lo menciona Chávez (2006), las propiedades de una roca son las que pueden influir en el comportamiento de la construcción, ya que la roca o suelo estará sometida a la acción constante de fenómenos naturales como la erosión o líquidos, como el agua. Con un correcto estudio geotécnico se garantiza un comportamiento adecuado de estas infraestructuras. Finalmente, López (2002), indica que estas propiedades de las rocas o suelos se estudian ya sea mediante ensayos de laboratorio o “in situ”, para ambos procedimientos es importante la forma en que la muestra es tomada, para obtener una muestra alterada o inalterada de un suelo, sus procedimientos son normados mediante el uso de normas como lo son las ASTM.

4.8.1. Propiedades Físicas de los Suelos

Los suelos que son productos de la descomposición de la roca, tienen su origen por procesos físico – químicos, para Marin (2008), sus propiedades físicas (índices), son aquellas que nos permiten diferenciar y caracterizar un suelo de otro mediante: granulometría, plasticidad, peso específico y humedad, y a partir de esto conocer su comportamiento mecánico.

4.8.2. Granulometría y Clasificación de Suelos

De acuerdo a la granulometría a los suelos se los puede clasificar y dividir en tres grandes grupos: gravas, arenas y finos, las clasificaciones más importantes en suelos son de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) y de acuerdo a la Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes (ASHTOO).

- Clasificación SUCS:

Este sistema fue adoptado por la ASTM como parte de sus métodos normalizados. Dicha clasificación se vale de unos símbolos de grupo, consistentes en un prefijo que designa la composición del suelo y un sufijo que matiza sus propiedades. En la Figura 5, se muestran dichos símbolos y su significado.

TIPO DE SUELO	PREFIJO	SUBGRUPO	SUFIJO
Grava	G	Bien Graduado	W
Arena	S	Pobrementemente Graduado	P
Limo	M	Limoso	M
Arcilla	C	Arcilloso	C
Orgánico	O	Límite líquido alto (>50)	L
Turba	Pt	Límite líquido bajo (<50)	H

Figura 5. Símbolos y grupos de la clasificación SUCS

Fuente: Marin (2008). Mecánica de suelos

Existen tres grandes grupos de suelos, los cuales son clasificados de acuerdo a su contenido de grava, arenas o finos:

1. **Suelos de grano grueso (G y S):** Formados por gravas y arenas con menos del 50% de contenido de finos.
2. **Suelos de grano fino (M y C):** Formados por suelos con al menos un 50% de contenido en limos y arcillas.
3. **Suelos orgánicos (O, Pt):** Constituido fundamentalmente por materia orgánica.

- Clasificación AASHTO:

La clasificación AASHTO es mediante grupos y subgrupos del terreno de acuerdo al material granular (35% o menos de material arcilloso o limoso) y materiales limo – arcillosos (35% o más de material arcilloso o limoso), siendo clasificados en grupos de A1 – A3, para el primero y de A4 – A7 para el segundo.

- **Límites de Atterberg**

Según Braja (2015), los límites de Atterberg están relacionados con el contenido de agua, en porcentaje, de acuerdo a esto, la conversión de estado sólido a semisólido, se define como el *límite de retracción*, para la transición de estado semisólido a plástico es el *límite plástico*, y de estado plástico a líquido es el *límite líquido*.

Cuando el contenido de humedad es muy alto, el suelo y el agua pueden fluir como un líquido. Por lo tanto, sobre una base arbitraria, dependiendo del contenido de humedad, la naturaleza del comportamiento del suelo puede ser dividido en cuatro estados básicos: sólido, semisólido, plástico y líquido, como se muestra en la Figura 6.

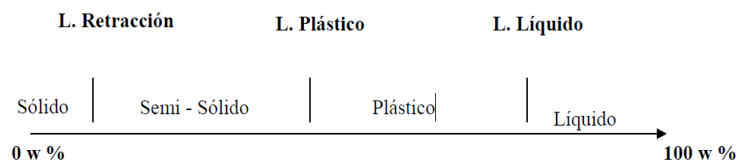


Figura 6. Límites de Atterberg

Fuente: Reunión de Ingenieros., Mecánica de suelos., Editores técnicos asociados., España., 1975

4.8.3. Resistencia Cortante del Suelo

La resistencia cortante al suelo según Braja (2015), es la resistencia por unidad de área que el suelo puede soportar a la falla y al deslizamiento en cualquier plano en su interior, siendo necesario comprender y analizar esto ya que está vinculado con:

- Capacidad de carga de cimentaciones superficiales.
- Estabilidad de taludes naturales o antrópicos.

En palabras sencillas el esfuerzo cortante producido en suelos es el valor máximo de resistencia al corte que el suelo puede soportar antes de que se rompa, esto es provocado según González de Vallejo (2004), cuando se modifica el estado tensional del suelo, produciéndose deformaciones que originan su rotura.

Braja (2015), complementa que la resistencia al cizallamiento, es una función de:

- Cohesión entre partículas del suelo.
- Resistencia a la fricción entre las partículas sólidas.
- Contenido de humedad y la presión intersticial del agua en la masa del suelo.

4.8.3.1. Criterio de Falla Mohr - Coulomb

Mohr (1900), desarrollo una teoría en la que un material falla debido a una combinación crítica tanto de esfuerzo normal como cortante, y no de cualquier esfuerzo máximo normal o cortante; siendo la relación funcional entre estos esfuerzos la siguiente:

$$\tau_f = f(\sigma) \quad (2)$$

Donde:

τ_f : *esfuerzo cortante a la falla*

σ : *esfuerzo normal*

Esta ecuación es una curva, para aproximarse al esfuerzo cortante sobre el plano de falla tomándola a esta como una función lineal del esfuerzo normal. Coulomb (1776), propuso la siguiente relación.

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \varphi' \quad (3)$$

Donde:

τ_f : *esfuerzo cortante a la falla*

c' : *cohesión efectiva*

φ' : *ángulo de fricción efectivo*

σ' : *esfuerzo normal efectivo*

La importancia de la envolvente de falla se puede explicar de la siguiente manera, si el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante sobre un plano en una masa de suelo Figura 7A son tales que se grafican como el punto A en la Figura 7B, entonces la falla de cizalla o corte se produce a lo largo de ese plano. Si el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante están sobre el plano se grafican como el punto B (que cae sobre la envolvente de falla), entonces la falla de corte se producirá a lo largo de ese plano. Un estado de esfuerzos sobre un plano representado por el punto C no puede existir porque su gráfica está por encima de la envolvente de falla, y la falla de corte en un terreno se habría producido ya.

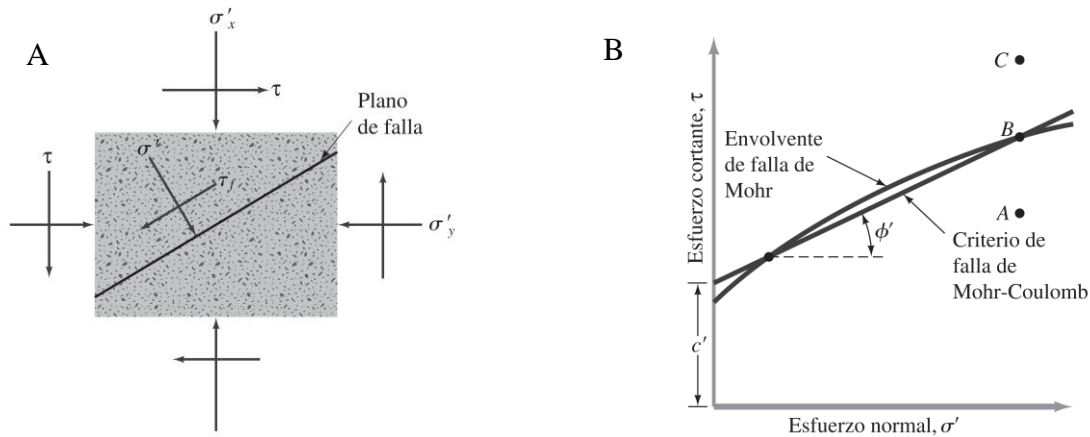


Figura 7. Envolvente de falla Mohr y criterio de rotura de Mohr – Coulomb
Fuente: Braja (2015). Fundamentos de Ingeniería Geotécnica.

4.8.3.2. Ensayo de Corte Directo

El ensayo de corte directo es aquel que permite obtener la resistencia al corte en suelos, así como la cohesión del material y su ángulo de fricción. Este normalizado según la norma ASTM D 3080 – 11, la cual establece que para el ensayo primeramente aplicamos la carga vertical N que generará una deformación vertical, y un esfuerzo normal vertical σ' , seguidamente se aplica la carga horizontal (cortante) S , hasta su rotura, obteniendo de esta manera la deformación horizontal y el esfuerzo tangencial τ . Como se muestra en las siguientes fórmulas:

$$\sigma_n = \frac{F_n}{A} \quad (4)$$

$$\tau = \frac{F_s}{A} \quad (5)$$

Donde:

σ_n : *esfuerzo normal (kPa)*

F_n : *fuerza normal actuando sobre la muestra (kN)*

A : *área de la caja de corte (m²)*

τ : *esfuerzo de corte (Kpa)*

F_s : *fuerza de corte (kN)*

Además, en función del drenaje habrá varios tipos de ensayos de acuerdo a la Norma ASTM nombrada anteriormente, siendo estos:

- **Ensayo sin drenaje:** o no consolidado- no drenado (UU), que se realiza para suelos cohesivos, siendo imposible en limos y arenas, donde se permite el drenaje de la muestra durante todo el ensayo.

- **Ensayo consolidado – sin drenaje:** o (CU). Donde se permite el drenaje de la muestra durante la aplicación del esfuerzo vertical, de esta manera al aplicar el esfuerzo de corte las presiones intersticiales sean nulas, pero se permite el drenaje en la aplicación del esfuerzo cortante. Usado para suelos cohesivos arcillosos.
- **Ensayo con drenaje:** o (CD) Permitiendo el drenaje de la muestra durante todo el ensayo, a modo que las presiones intersticiales sean nulas en la aplicación del esfuerzo cortante.

Para obtener los parámetros del ensayo es necesario realizar las pruebas de laboratorio la Figura 8, ilustra la disposición del equipo de corte directo y la aplicación de una fuerza normal y una fuerza tangencial sobre una muestra de suelo en la caja de corte.

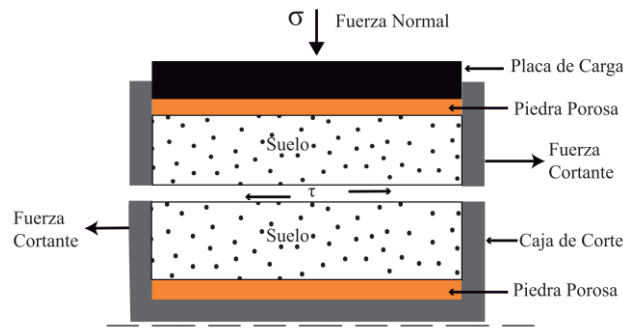


Figura 8. Diagrama de un arreglo de prueba de corte directo
Fuente: Chávez (2006). Geotecnia.

4.8.3.3. Ensayo de compresión simple

El ensayo de compresión simple, tiene como finalidad determinar la resistencia uniaxial no confinada de la roca, o muestras de suelo cohesivos. El ensayo según la norma ASTM D 2166 – 6 consiste únicamente en colocar una probeta de suelo cilíndrica en una prensa ordinaria y romperla a compresión, sin ningún confinamiento lateral, como se muestra en la Figura 9, es decir $\sigma_3 = 0$, siendo exclusivamente su uso orientando a las arcillas, limos o suelos cohesivos.

Además que permite obtener el valor de carga última del suelo debido a la compresión no confinada siendo está el desviador de tensiones ($\sigma_1 - \sigma_3 = \sigma_1 = q_u$). Además el radio del círculo de Mohr será la resistencia al corte sin drenaje S_u .

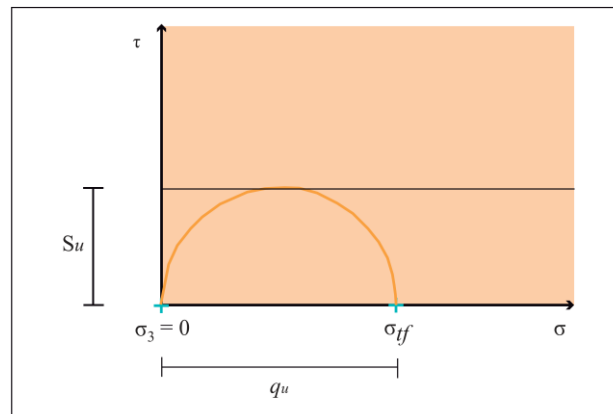


Figura 9. Círculo de Mohr en tensiones totales de un ensayo de resistencia a la compresión simple

Fuente: González (2004). Ingeniería Geológica

La cohesión del material, se obtiene a partir de la siguiente ecuación:

$$c = \frac{\sigma_u}{2} \quad (6)$$

Donde:

c = cohesión

σ_u = esfuerzo normal

4.8.4. Análisis Geológico Geotécnico

4.8.4.1. Estabilidad de Taludes

- Método de Equilibrio Límite

Para el cálculo de estabilidad de taludes los métodos de equilibrio límite son los más usados en la práctica común, por su sencillez, y porque el valor del factor de seguridad no difiere al valor real.

De acuerdo a Braja (2009), la falla del terreno se produce a través de una línea que representa la superficie de rotura. Interpretándose que la masa de terreno por encima de esa línea se desplaza respecto a la masa inferior, produciéndose, así la falla del terreno sobre un talud.

Así en el momento de producirse la rotura, la resistencia al corte a lo largo de la superficie de deslizamiento esta movilizada, y el terreno se encuentra, en su totalidad, en equilibrio estático, los métodos de equilibrio límite más usados son el de: Fellenius (1927), Bishop Modificado (1955), Spencer (1967), Janbu Generalizado (1968).

- **Factor de Seguridad**

El factor de seguridad dentro del análisis y estabilidad de taludes, nos indica la probabilidad de rotura que tendrá el talud, corroborando con Chávez (2006), un factor de seguridad indicará un correcto comportamiento de los geomateriales, dentro de parámetros de seguridad sea bien para la estructura o para los usuarios; los factores de seguridad son determinados de manera estadística. Braja (2015), define al factor de seguridad mediante la siguiente ecuación:

$$FS_s = \frac{\tau_f}{\tau_d} \quad (7)$$

Donde:

FS_s : factor de seguridad con respecto a la resistencia

τ_f : resistencia media del suelo al corte

τ_d : esfuerzo cortante promedio desarrollado a la largo de la superficie potencial de falla

$$FS_s = \frac{c' + \sigma' \tan \varphi'}{c'_d + \sigma' \tan \varphi'_d} \quad (8)$$

Donde:

FS_s : factor de seguridad con respecto a la resistencia

c' : cohesión

c'_d : cohesión eficaz

σ' : esfuerzo normal efectivo en la superficie potencial de falla.

φ' : ángulo de fricción de drenado

φ'_d : ángulo de fricción desarrollado a la largo de la superficie potencial de falla

$$FS_s = FS_{c'} = FS_{\varphi'} \quad (9)$$

Donde:

$FS_{c'}$: factor de seguridad con respecto a la cohesión

$FS_{\varphi'}$: factor de seguridad con respecto a la fricción.

Finalmente podemos definir que cuando el FS_s es igual a 1, el talud está en un estado de fallo inminente. En general un valor de 1,5 para el FS con respecto a la resistencia es aceptable para un talud estable.

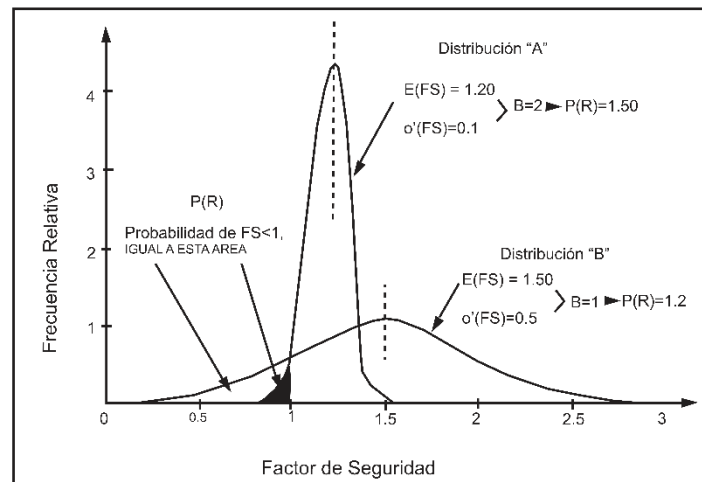


Figura 10. Distribución de frecuencias del FS

Fuente: Métodos estadísticos y probabilísticos en geotécnia. Assis (2002)

En la Figura 10, se ilustra la probabilidad de ruptura, viene dada por la porción del área bajo la curva unitaria de la distribución de frecuencia, correspondientes a los valores del factor de seguridad por debajo de 1,0. La forma dos situaciones hipotéticas: la distribución de "A", que tiene un factor de seguridad medio, bajo (1,2) y la desviación estándar de factor de seguridad, pequeña (0,1); y distribución de "B", con un factor de seguridad medio, alto (1,5) y alta desviación estándar elevada (0,5). La probabilidad de ruptura es menor en el caso de A (área de la zona de negro) que de B (zona clara), a pesar de que el factor de seguridad es mucho mayor para B que para A (Assis, 2002).

La probabilidad de ruptura se expresa por su inverso, $1/P[R]$. Así que cuando se habla de 1:50, la probabilidad es de 0,02 (o $1/50$). Otra forma de presentación es en porcentaje, multiplicando su valor por 100, es decir, la probabilidad de 0,02 se expresa por 2%.

- **Factor de seguridad determinista**

Es el factor de seguridad mínimo calculado cuando todos los datos de entrada son exactamente iguales a sus valores promedios. Corresponde al factor de seguridad que se calcula usualmente cuando no se hace análisis probabilístico.

- **Factor de seguridad promedio probabilístico**

Corresponde al valor promedio de factor de seguridad obtenido del análisis probabilístico. Es el promedio de todos los factores de seguridad calculados para el talud. En general el factor de seguridad promedio probabilístico debe estar cercano al valor del factor de seguridad determinista si el número de factores de seguridad calculados en el análisis probabilístico es suficientemente grande.

4.8.4.2. Susceptibilidad A La Rotura

La estabilidad en taludes y laderas está en condiciones por la acción simultánea de una serie de factores. Primeramente, desde un punto de vista físico, las roturas en taludes se producen por el desequilibrio existente entre las fuerzas que actúan sobre el volumen de terreno. Siendo estos factores separados en dos grandes grupos (Ferrer, 1987), factores internos y externos.

- **Los factores internos:** Condicionan las diferentes tipologías de deslizamiento, los mecanismos modelos de rotura. Dentro de ellos se encuentran *características intrínsecas*, relativa las propiedades del material y a su resistencia y las *características extrínsecas* relacionadas con la morfología y condiciones ambientales de la ladera.
- **Los factores externos:** Actúan sobre el material y dan lugar a modificaciones en las condijo iniciales de las laderas, provocando o desencadenando las roturas debido a variaciones que ejercen en el estado de equilibrio. Tres tipos de acciones se incluyen infiltración de agua en el terreno, las vibraciones y las modificaciones antrópicas (Keefer, 1984).

4.8.4.3. Tipos de rotura

- Rotura Planar

Según Ramírez (2004), llamada rotura planar o plana es aquella en la que el deslizamiento se produce a través de una única superficie plana, siendo la más sencilla de las formas de rotura posibles y se produce cuando existe una fracturación dominante en la roca.

En la Figura 11 se determinan las condiciones para rotura planar, siendo no muy frecuente, ya que debe darse ciertas condiciones:

- Los rumbos o trazas horizontales del plano del talud y del deslizamiento debe ser paralelos o casi paralelos.
- Los límites laterales de la masa deslizante han de producir una resistencia al deslizamiento despreciable.
- El rumbo de la discontinuidad planar debe estar 20 grados dentro del rumbo de la cara del talud.

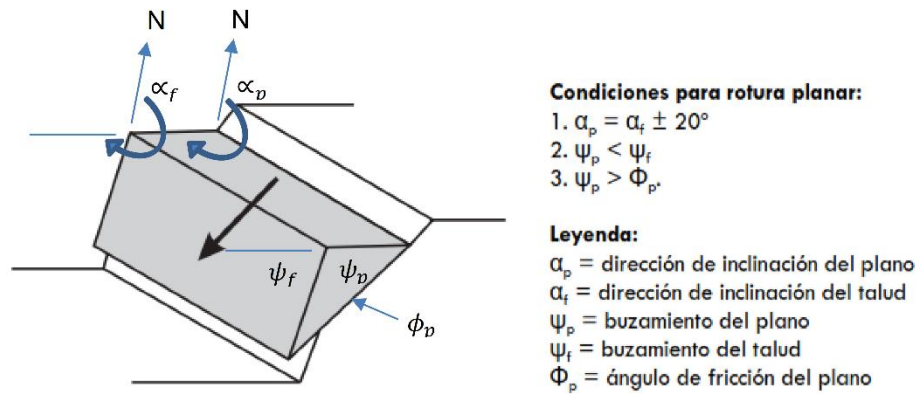


Figura 11. Geometría de la rotura planar
Fuente: Wyllie & Mah, (2007) – Castillo D. 2017

- Rotura en Cuña

Ramírez. (2004), la rotura es un tipo de deslizamiento traslacional que está controlado por dos o más discontinuidades (estratificación, esquistosidad, diaclasas, fallas). Este tipo de deslizamientos generalmente se dan en macizos rocosos existentes, con discontinuidades bien marcadas.

En la Figura 12, se observa las condiciones para la rotura, el rumbo de la cuña debe estar 20 grados dentro del rumbo de la cara del talud en ambas direcciones, el buzamiento de la discontinuidad debe ser menos que el buzamiento de la cara del talud, además debe inclinarse hacia dicha cara, y finalmente debe tener un ángulo de fricción menor que el buzamiento de la intersección.

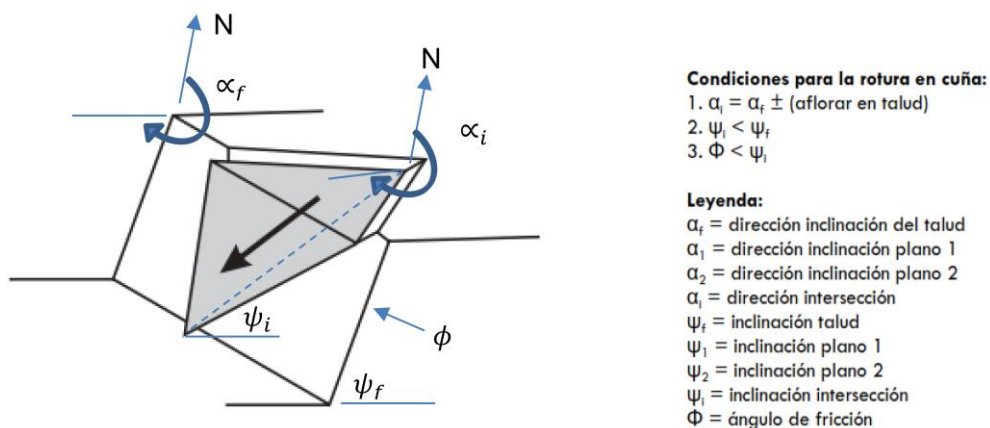


Figura 12. Geometría de la rotura en cuña
Fuente: Wyllie & Mah, (2007) – Castillo D (2017).

- Rotura en Vuelco

Ramírez. (2004), las roturas por vuelco de taludes aparecen principalmente cuando el rumbo del plano de discontinuidad: falla, estratificación, etc. Coincide aproximadamente con el plano del talud y además tiene un fuerte buzamiento hacia el interior del macizo rocoso.

En la Figura 13, el macizo rocoso presenta un conjunto de paquetes que quedan en voladizo, se produce el vuelco por flexión. A su vez el plano de rotura debe tener un rumbo aproximadamente paralelo (± 20) con relación al plano del talud, el ángulo de inclinación del plano con respecto a la vertical, debe ser menor al ángulo de buzamiento del talud menor el ángulo de fricción.

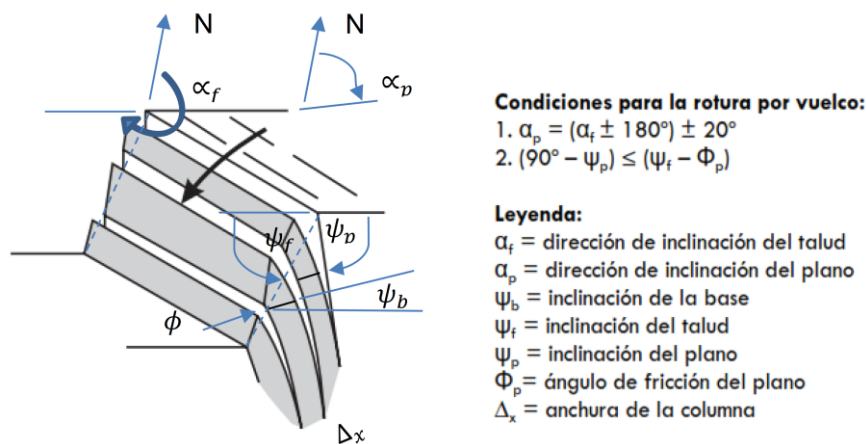


Figura 13. Geometría de la rotura en vuelco.

Fuente: Wyllie & Mah, (2007) – Castillo D. (2017)

- Rotura Circular

Llamada rotura circular a aquella superficie de deslizamientos es asimilable a una superficie cilíndrica cuya sección transversal se asemeja a un arco de círculo.

Siendo producida en terrenos homogéneos, ya sea suelos o rocas altamente fracturadas, sin direcciones preferenciales de deslizamientos, en los que además ha de cumplirse la condición de que el tamaño de las partículas de suelo o roca sea muy pequeño en comparación con el tamaño del talud. (Ramírez y otros. 2004).

En la Figura 14, se ilustra la rotura circular a lo largo de una superficie de deslizamiento interna, de forma aproximadamente circular y cóncava. El movimiento tiene por lo general una naturaleza rotacional.

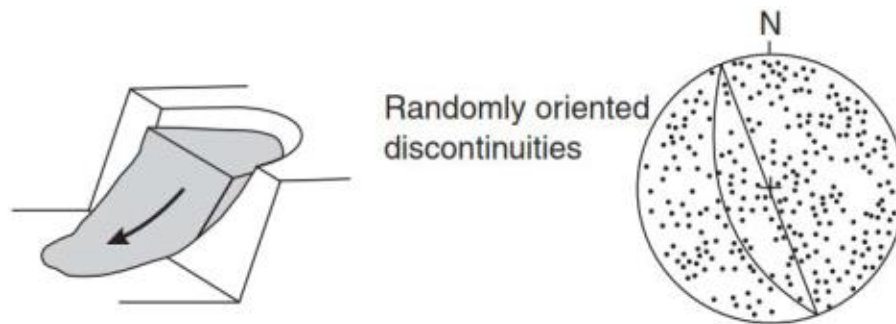


Figura 14. Geometría de la rotura circular
Fuente: Wyllie & Mah, (2007)

4.9. Canales de Riego

Los canales de riego son estructuras de gran tamaño que abarcan kilómetros de longitud y que por lo general su construcción esta manejado por entidades públicas. Los canales de riego tienen como finalidad hacer llegar el recurso hídrico desde una fuente de agua (río, lago, reservorio), hasta las zonas en donde se encuentran los cultivos, sembríos o parcelas para que en ella se pueda realizar la actividad agrícola.

Según Lapo (2012), la estructura de un sistema de riego está vinculada a las características de la zona de riego que cubre, tratando de utilizar las fuentes naturales de agua que se encuentren en niveles topográficos altos, descendiendo suavemente hacia los lugares más bajo del sistema de riego.

Los canales de riego cuentan con un canal principal que es el de mayor extensión que tiene su inicio en la fuente de captación, alargándose y dividiéndose en canales secundarios y terciarios. Estos ramales accesorios son por lo general de dimensiones más pequeñas llegando a ser de materiales distintos a los del canal principal.

La cimentación del conjunto de canales de riego es una de las partes más significativas en el costo de la inversión inicial del sistema de riego, debido a las grandes distancias que representa un solo canal en este sistema de riego. (Medina, 2015).

Según la Subsecretaría de Riego y Drenaje y el Plan Nacional de Riego y Drenaje del año 2011. Los sistemas de riego por canales en el Ecuador, según los datos del tercer censo Nacional Agropecuario y la Secretaría de Riego y Drenaje, prestan servicio a 1'152.000 hectáreas, pero, además, se estima que 348.000 Ha., adicionales están siendo regadas de manera ilegal, lo que representaría un total de 1'500.000 hectáreas equipadas con riego.

4.9.1. Clasificación de los Sistemas de Riego por Canales

Según Buyalski e.t otros (1991), en forma general, los sistemas de canales están contruidos para transportar agua desde un punto a otro, y de acuerdo al objetivo que tenga el sistema, se pueden clasificar en los siguientes:

- **Sistema de canal de entrega:** en este sistema el agua se transporta desde la bocatoma del canal, que es un gran reservorio de agua, hasta numerosos puntos que se encuentran a lo largo del canal, teniendo al final del canal un caudal mucho menor que el inicial.
- **Sistema de canal colector:** en este sistema se tiene numerosas entradas de agua a lo largo del canal. Como su nombre lo indica, este sistema recolecta el agua y lo transporta hasta el final del canal, obteniendo un caudal cada vez mayor a medida que incrementan las entradas de agua.
- **Sistema de canal conector:** en este sistema, el objetivo es simplemente transportar la misma cantidad del líquido. Por lo general, este sistema se utiliza en gran parte del canal principal de un sistema de riego, debido a la gran distancia entre la bocatoma del sistema y las redes de secundarias del sistema.

5. MATERIALES Y MÉTODOS

5.1. Materiales y Equipos

En la presente investigación se hizo uso de los materiales y equipos necesarios para cada objetivo sean estos de gabinete, campo y laboratorio como se muestra en la Tabla 3.

Tabla 3. Materiales y equipos utilizados

Materiales de gabinete		
Mapas georreferenciados, fotografías aéreas, DEM's, cartas geológicas, laptop, software y herramientas tipo GIS, software IP2Win, plotter, Microsoft Office 2013, impresora, software Dips y Slide.		
Materiales de campo		
GPS Garmin, chaleco reflexivo, libreta de campo, cámara fotográfica, fichas de campo		
TOPOGRÁFICO	GEOLÓGICO	LABORATORIO
<ul style="list-style-type: none"> - Estación Total Trimble S3 - 3 Prismas - Trípode - Estacas - Machetes - Flexómetro 	<ul style="list-style-type: none"> - Martillo geológico EP 22Oz - Libreta de campo - Brújula tipo Brunton - Ácido clorhídrico (10%) - Flexómetro - Lupa de bolsillo 40x - Rayador de campo - Lápices de colores 	<ul style="list-style-type: none"> - Cazuela de Casa Grande - Capsulas - Estufa - Ranurador - Tamices - Equipo de corte directo - Prensa Uniaxial - Tubo Shelby
GEOTÉCNICO	GEOFÍSICO	
<ul style="list-style-type: none"> - Barretas y palas - Equipo SPT - Cajas sondeos geotécnicos 	<ul style="list-style-type: none"> - Medidor de resistividad eléctrica SYSCAL R1 PLUS - 12 electrodos de cobre - 4 carretes de alambre de 350m - Conectores - 2 combos - 2 cintas de 50 metros - Fichas de campo - Batería de automóvil 12V 	

Fuente: El autor, 2019

5.2. Metodología

Dentro del trabajo de investigación “Estudio Geológico-Geotécnico del Canal de Riego Campana – Malacatos, con una longitud de 4 Km, y un área de influencia de 100 metros por lado con respecto al eje, ubicado en el sector San Francisco, parroquia Malacatos, provincia de Loja”, se desarrolló a partir de dos tipos de investigación: no experimental y experimental.

5.2.1. Investigación No Experimental

Este tipo de investigación o cuantitativa se realiza sin manipular intencionadamente variables, en este caso únicamente se basará en la observación, del proyecto en estudio, tal cual en su estado natural o situación actual. (Hernández. 2004).

En el presente estudio este tipo de experimentación se basó en una observación preliminar del canal de riego, determinar tramos del canal afectados, y definir los estudios a realizar.

5.2.2. Investigación Experimental

La investigación experimental se basó en el cumplimiento de los objetivos planteados mediante fases como se muestra en la Figura 15. La primera fase denominada “Precampo”, los procesos a cumplir son: la recopilación de información (mapas, fotografías áreas, estudios previos), teniendo como resultado una base preliminar del proyecto.

En la segunda fase denominada “Campo”, se realizaron procesos tales como el levantamiento topográfico, geológico – estructural y geomorfológico que será la base para desarrollar posteriores mapas, como resultado de este proceso se obtuvo una base topográfica y geológica.

La tercera fase denominada “Exploración”, cumple con los procesos geotécnicos – ingenieriles (ensayos S.P.T, calicatas geotécnicas, toma de muestras inalteradas, SEV’s), a partir de estos ensayos tendremos como resultado una base geotécnica de campo.

La cuarta fase denominada “Laboratorio y Resultados”, consiste en la elaboración de ensayos de laboratorio a partir de las muestras obtenidas en la tercera fase, estos fueron elaborados de acuerdo a las normas ASTM, el análisis de los SEV’s mediante el software libre IP2Win, esta fase nos dará como resultado la evaluación geotécnica del proyecto.

La quinta fase corresponde a la “Interpretación, Análisis y Recomendaciones”, de los cuales los procesos a seguir son, la correlación de los mapas topográfico, geológico y geomorfológico, modelos de pendientes, resultados de ensayos geotécnicos y laboratorio, para definir áreas geotécnicas e identificar sitios críticos para el análisis a la rotura planar y circular, así como, el modelado de taludes para el cálculo del factor de seguridad. Finalmente se elaboraron las recomendaciones ingenieriles para el canal de riego de acuerdo a los resultados, con estos procesos obtendremos como resultado la evaluación geológica – geotécnica.

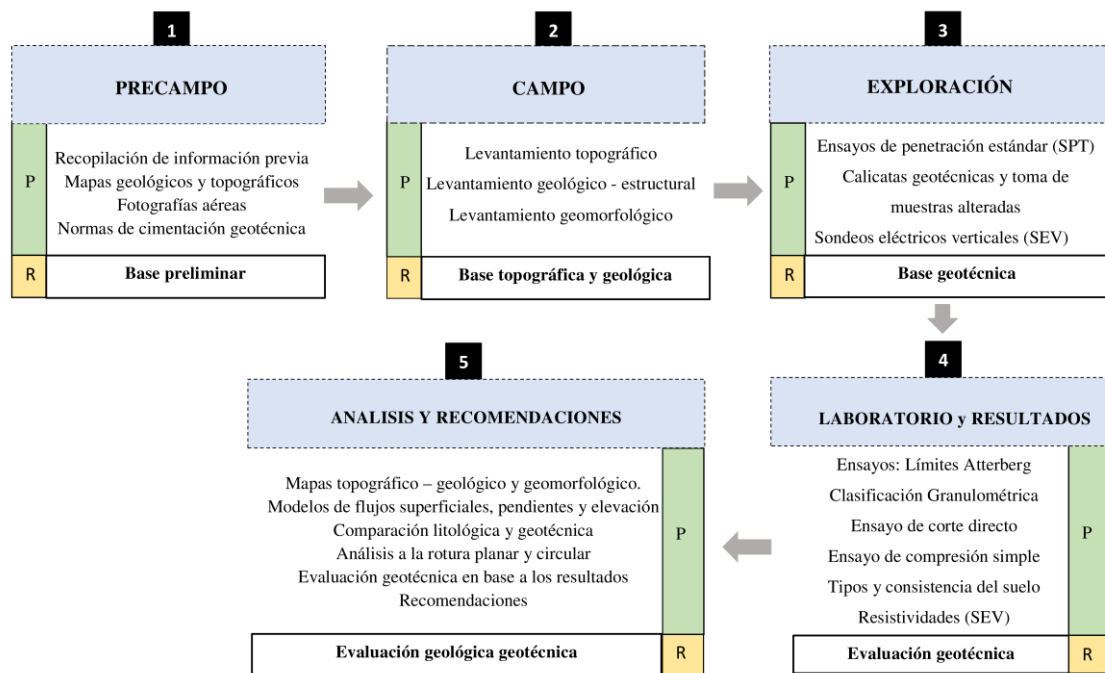


Figura 15. Esquema de la metodología empleada (P: Proceso y R: Resultado)
Fuente: El autor, 2019

5.2.3. Precampo

Durante esta fase se recopiló toda la información necesaria para establecer una base preliminar para estudios posteriores, se definió la geología regional, se compiló toda la información sobre estudios previos del canal de riego Campana – Malacatos, incluyendo el levantamiento topográfico del canal de riego (infraestructura), se realizó el análisis de fotos aéreas para identificación de posibles contactos litológicos y corroborarlos en la fase de campo, además de la investigación de las normas ASTM, y NEC para los ensayos geotécnicos.

5.2.4. Campo

5.2.4.1. Topografía

Metodología de campo

Se realizó el levantamiento topográfico detallado mediante el uso de la estación total Trimble S3 de toda la faja de estudio, a partir de la base topográfica del canal de riego proporcionado por el Consejo Provincial de Loja, en este caso se tomó, registró y almacenó los datos obtenidos en campo para realizar la respectiva altimetría y planimetría de la faja de estudio a través del método estático, el cual consiste en ubicar un receptor (estación total) sobre un punto base, cuyas coordenadas son conocidas, en este caso el punto de coordenadas UTM según el sistema geodésico mundial de 1984 (WGS84) en la zona 17 sur donde se inició el levantamiento es (693129mE, 9536316mN 1705m), que es un punto de referencia del canal de riego, como se muestra en la Fotografía 1A, el equipo está montando sobre un trípode y sobre un punto de control, donde se encuentran los datos de las coordenadas de la estación A.

Los datos son registrados en el receptor mediante el uso de prismas, ubicados a una altura promedio de 1,70 como se muestra en la Fotografía 1B, posteriormente, una vez registrados los datos necesarios, se desplazó la estación hacia un segundo punto (base), repitiendo el proceso. El área de estudio en su mayor parte cuenta con cultivos, vegetación arbórea y pastizales, por esta razón fue necesario el uso de machetes para la limpieza del terreno por otro lado en sectores donde era inaccesible e imposible el levantamiento, los datos se complementaron con la información de SIG TIERRAS (escala 1:5000), siendo procesados en la fase de gabinete con el levantamiento realizado.



Fotografía 1. Levantamiento topográfico A) Punto de control; B) Levantamiento con prisma

Fuente: El Autor, 2019

Metodología de gabinete

Finalizado el levantamiento topográfico, a continuación, se descargaron todos los datos obtenidos de la estación total TRIMBLE S3, a una computadora para procesar dicha información, la estación total proporciona los datos en un archivo formato .txt que se puede procesar en Excel.

Se procedió a separar cada uno de los atributos en columnas y distribuidos en: norte (Y), este (X), elevación (Z), código y referencia, la nube de puntos obtenidas se los procesó en el programa FORESIGHT para la generación de curvas de nivel a cada metro; posteriormente se lo exportó y procesó mediante herramientas SIG, donde se editó el plano topográfico final, dibujando las viviendas, el canal de riego, quebradas, vías y demás referencias necesarias para el trabajo, la escala del mapa es de acuerdo a los requerimientos a escala 1:1000 con una escala de impresión de 1:2500.

5.2.4.2. Geología

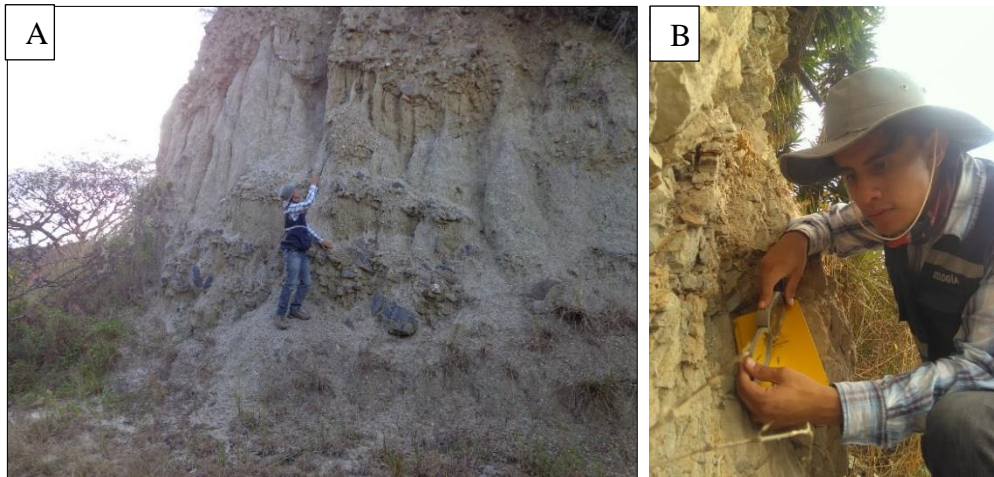
Metodología de campo

Se realizó un mapeo geológico sobre la base del mapa topográfico levantado de la faja de estudio a escala 1:1000, para realizar el mapa geológico – estructural se usó la metodología propuesta por Explorock S.A. Ver Figura 1.

Se realizó la descripción de afloramientos “in situ” mediante observación directa como se observa en la Fotografía 2A, y mediante el uso de martillo geológico, brújula tipo Brunton, ácido clorhídrico, lupa de bolsillo y rayador para identificar rocas.

Los afloramientos fueron identificados a lo largo del canal de riego, mediante caminos, quebradas y senderos, sean estos naturales o antrópicos; permitieron de manera directa realizar una descripción macroscópica del tipo de roca existente, se describió las unidades litológicas, y datos estructurales de contactos, pliegues, fallas como en la Fotografía 2B, los deslizamientos de tierra fueron descritos de acuerdo a la ficha de descripción de movimientos en masa propuesta por el Proyecto Multinacional Andino. Ver Anexo 5.

Para almacenar la información de campo, de los datos estructurales y descripción macroscópica de afloramientos se contó con fichas técnicas de descripción para el levantamiento de puntos de afloramientos como se ve en la Figura 16.



Fotografía 2. A) Descripción de afloramientos y B) Toma de datos estructurales
Fuente: El Autor, 2019

<p><i>“Estudio geológico – geotécnico del canal de Riego Campana Malacatos”</i></p> <p style="text-align: right;">Ramiro Alexander Chamba Briceño UNL</p>	
Código Afloramiento:	
Fecha:	Tipo de Afloramiento:
Coordenadas UTM – DATUM WGS84	
X: 6	Z:
Y:	Formación Geológica:
Estado de meteorización:	Litología:
Dimensiones (Long x Altura):	Datos estructurales:
Descripción:	
Fotografía:	
Observaciones:	

Figura 16. Ficha para la descripción de los principales afloramientos
Fuente: El autor, 2019

Metodología de gabinete

Una vez levantados los afloramientos necesarios en campo se procedió a ubicarlos en el mapa topográfico, colocando sus respectivos rumbos y buzamientos de cada unidad litológica levantada, para obtener así el mapa de afloramientos, a partir del cual se generó el mapa litológico superficial a detalle mediante la interpretación de estos puntos y estructuras mapeadas con todos los contactos identificados; para conocer la descripción de los principales afloramientos Ver Anexo 1.

Finalmente, mediante el uso de herramientas SIG se digitalizó y generó los respectivos shapefiles correspondientes a puntos y polígonos representados en el campo. Así se ploteó el mapa final que servirá para los posteriores estudios que se requieran.

5.2.4.3. Mapa de Pendientes

Para la elaboración del mapa de pendientes se usó herramientas tipo SIG, en el cual a partir de un modelo TIN generado (Triangle Regular Network o Red de Triangulación Regular), le añadimos las curvas de nivel obtenidas del levantamiento topográfico, obtenemos un TIN y posteriormente obtendremos un MDT (Modelo Digital del Terreno), transformando este TIN a modelo ráster, generando así, el modelo de pendientes. En la Figura 17, a través de un Model Builder, se representa el modelo de los pasos a seguir para obtener el modelo de pendientes.

Este modelo lo reclasificaremos en categorías de acuerdo a la metodología empleada. Para la clasificación del modelo de pendientes se siguió la metodología de Hernández (1998), la cual se explica en la siguiente Tabla 4. La cual indica la clasificación y rango de pendientes de acuerdo al modelo generado previamente.

Tabla 4. Clasificación y rango de pendientes

PENDIENTES	
Categorías	Rango (%)
Terrenos planos a casi planos	0 – 15
Terrenos inclinados	15 – 30
Terrenos moderadamente escarpados	30 – 50
Terrenos escarpados	50 – 75
Terrenos muy escarpados	>75

Fuente: Modificado de Hernández, (1998)

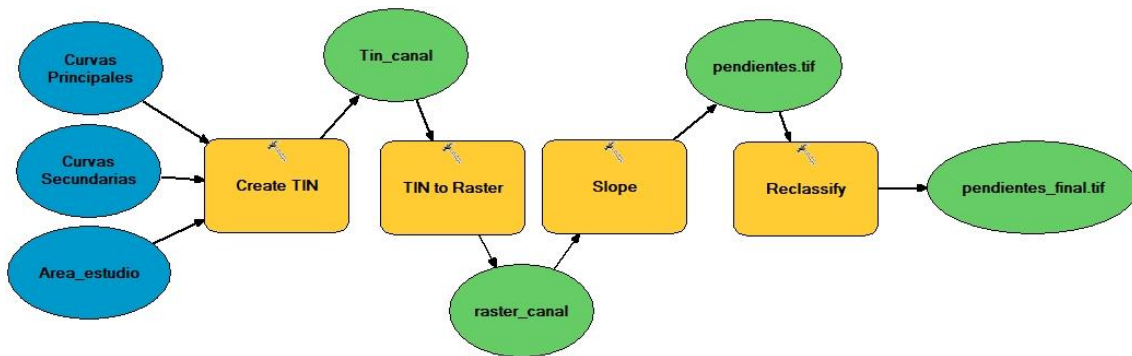


Figura 17. Model Builder para la obtención del modelo de pendientes.
Fuente y Elaboración: El autor, 2019.

5.2.4.4. Mapa Geomorfológico

En la elaboración del mapa geomorfológico, se usó la fotointerpretación, y la metodología empleada por el CLIRSEN 2010. En este caso se generó en el software tipo SIG, el modelo de sombras (Hillshade), el cual servirá como base inicial para la elaboración del mapa geomorfológico.

Las unidades geomorfológicas se establecen a partir de las curvas de nivel generadas en el levantamiento topográfico y a su vez usando el mapa de pendientes anteriormente realizado, después se genera en el software tipo SIG, un shape que contuvo los campos: unidad genética, forma del relieve, litología y pendiente.

De acuerdo a la metodología de CLIRSEN 2010, se clasifican las geomorfomas de acuerdo a la observación en campo y mediante tablas establecidas por el autor.

Génesis

Es aquel proceso que se encarga de la creación de la unidad geomorfológica. La tabla 5 indica las unidades genéticas propuestas por CLIRSEN.

Tabla 5. Unidad genética

Unidad Genética	Cod
Denudativo	Den
Depositional Acumulativo	Dep
Estructural	Est
Tectónico Erosivo	Tec
Glaciar	Glc
Volcánico	Vol

Fuente: Adaptado de CLIRSEN, (2010)

Morfología

Cada unidad geomorfológica se establece de acuerdo a su génesis, a su vez especificado por un código que lo hará reconocible, esta misma unidad geomorfológica define el tipo de la forma del relieve a través de un nombre representativo en la Tabla 6, se indica la unidad morfológica con el código respectivo de acuerdo a la metodología para el levantamiento geomorfológico.

Tabla 6. Unidad morfológica

Unidad Morfológica	Código
Relieve colinado muy alto	R6
Relieve colinado alto	R5
Relieve colinado medio	R4
Relieve colinado bajo	R3
Relieve montañoso	R7
Coluvio Aluvial antiguo	Co
Superficie poco disectada	L1
Superficie disectada	L2
Terraza alta	Ta
Terraza media	Tm
Valle en V	Vv
Superficie de cuesta	C1
Frente de cuesta	C2
Vertiente de cuesta	C3
Testigo de cuesta	C4
Superficie disectada de cuesta	C5
Barras homoclinales	Bh

Fuente: Adaptado de CLIRSEN, (2010)

Morfometría

Summerfield. (1991), señalan que corresponde al análisis cuantitativo del relieve, en otras palabras, toma en cuenta los aspectos medibles de la descripción de la morfología. En este caso las variables morfométricas deben estar acordes con los datos que proveerá el MDT.

Pendiente

La pendiente corresponde al ángulo de inclinación de las vertientes, medidas con respecto a la horizontal. Expresada está en porcentaje como se observa la Tabla 7.

Tabla 7. Clases de pendientes

Tipo	Descripción	Cod
Plano	0 a 2%	1
Muy Suave	2 a 5%	2
Suave	5 a 12%	3
Media	12 a 25%	4
Media a fuerte	25 a 40%	5
Fuerte	40 a 70%	6
Muy fuerte	70 a 100%	7
Escarpada	100 a 150%	8
Muy escarpada	150 a 200%	9
Abrupta	>200 %	10

Fuente: Adaptado de CLIRSEN, (2010)

Desnivel relativo

Es la altura existente entre la parte más baja en este caso la cota menor y la parte más alta siendo esta la cota mayor de las unidades geomorfológicas, la tabla 8 representa los rangos para representar esta variable para el mapa geomorfológico.

Tabla 8. Desnivel relativo

Tipo	Cod
0 a 5 m	1
5 a 15 m	2
15 a 25 m	3
25 a 50 m	4
50 a 100 m	5
100 a 200 m	6
200 a 300m	7
>300m	8

Fuente: Adaptado de CLIRSEN, (2010)

Para un análisis más completo, en el software tipo SIG se usó las herramientas topográficas el cual permite generar un modelo TIP (Topographic Index Position), que permite identificar la porción geográfica de una región maximizando la continuidad y la diversidad de las unidades de paisajes.

Con el uso de esta herramienta se utilizó como criterio tres radios diferentes los cuales son 10, 40 y 100 metros con la finalidad de comparar los tres modelos y así definir cuál de estos representa de manera más precisa y homogénea las unidades geomorfológicas del área de estudio, esta herramienta facilita el reconocimiento geográfico de las

geoformas de acuerdo a las pendientes y topografía generadas. Siguiendo la metodología de CLIRSEN, en el software tipo SIG se editó el mapa geomorfológico, para posteriormente plotearlo.

5.2.4.5. Mapa de Flujos Superficiales Estacionarios.

Para la elaboración de este mapa se utilizó softwares de tipo SIG, el cual a través de las herramientas de análisis e hidrología permite realizar dicho análisis, a partir de una superficie obtendremos el modelo raster. Dicho proceso se observa en la Figura. 18, en la cual se enmarcan las herramientas utilizadas para generar el mapa de flujos estacionarios los cuales se los organiza de acuerdo al orden de los flujos, con este mapa se determinó los sectores del área de estudio donde el agua desciende (vaguadas y corrientes).

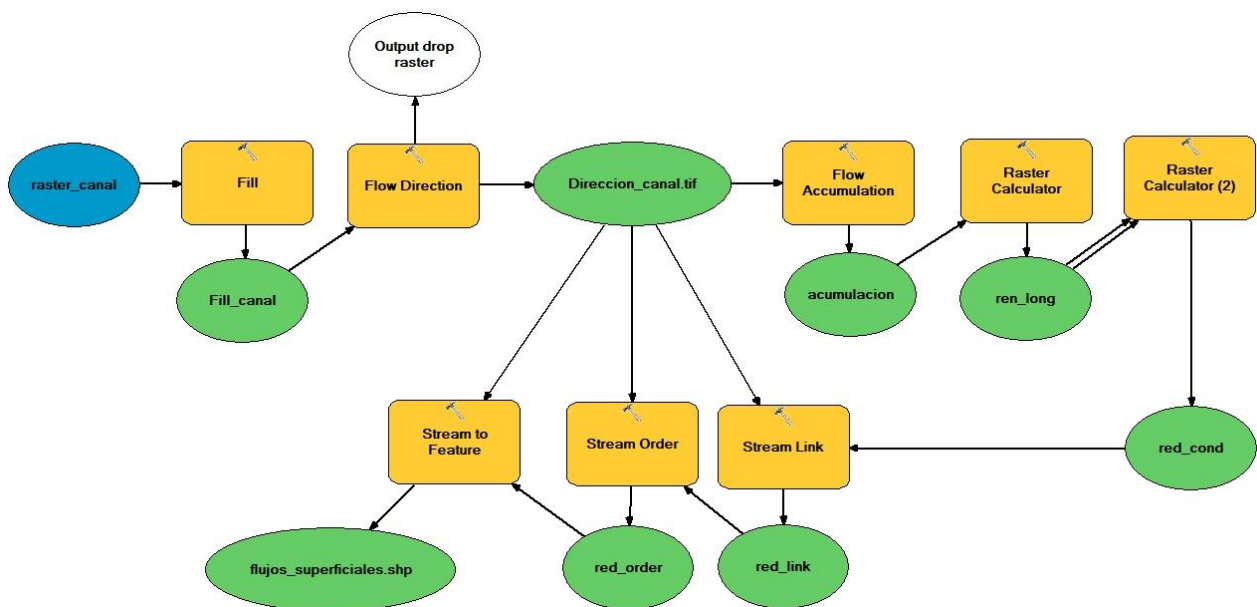


Figura 18. Modelo automatizado para la elaboración del mapa de “Flujos Estacionarios”.
Fuente y Elaboración: El autor, 2019.

5.2.5. Exploración

5.2.5.1. Geofísica:

- Sondeo Eléctrico Vertical (SEV)

Metodología en campo

Los S.E.V. o (sondeos eléctricos verticales) son de los métodos indirectos más importantes en cuanto a lo que se refiere a exploración eléctrica usando su metodología de resistividades aparentes.

En el canal de riego Campana – Malacatos cuya superficie es de 78,482 Ha, con una longitud de 4 Km. Se realizaron tres SEVs, que abarquen las litologías levantadas en el mapa geológico y en sectores críticos del canal de riego, estas líneas se distribuyeron de tal manera que tengan una abertura que permita obtener la mayor información posible sobre el subsuelo, para la obtención de datos de resistividades se contó con el equipo de geofísica SYSCAL R1 PLUS y mediante el arreglo tipo Schlumberger, en el cual la distancia de abertura entre los electrodos de AM y NB es igual, como está enmarcado en la Fotografía 3. Los datos de las resistividades obtenidas se registraron en fichas de campo Ver Anexo. 3.1



Fotografía 3. A) Equipo SYSCAL R1 PLUS - Arreglo Schlumberger B) Lectura de datos y disposición de electrodos

Fuente: El Autor, 2019

Para obtener la resistividad del subsuelo se lleva a cabo, mediante la introducción en el terreno de una corriente continua, usando dos electrodos denominados A y B, que están conectados a una fuente de energía, se mide la diferencia del potencial ΔV , generada por el paso de la corriente, entre dos electrodos denominados M y N y finalmente se realiza el cálculo de la resistividad para obtener el espesor de terreno afectado por el paso de la corriente, estos electrodos son simétricos de acuerdo al arreglo Schulumberger.

La resistividad obtenida no corresponde a una unidad litológica concreta, define al conjunto de materiales afectados, por el paso de la corriente y se denomina resistividad aparente (ρ_a), estas resistividades serán relacionadas con tablas de geomateriales como la expuesta en la Tabla 1.

$$\rho_a = K (\Delta V/I)(10)$$

Donde:

K: constante de configuración (depende de las distancias entre electrodos)

ΔV : variación de voltaje

En las fichas de campo a ser usadas consta la siguiente información, aberturas tanto de AB/2 como MN, así como la resistividad aparente en (Ohm.m) y el coeficiente del dispositivo en este caso del arreglo Schumberger que relaciona las distancias AB y MN y la resistividad que es el valor del cociente V/I.

Para una interpretación preliminar y en campo de los resultados obtenidos, se dibujó las curvas de resistividades aparentes en una gráfica logarítmica en el que se lleva en la ordenada las resistividades aparentes y en abscisas la distancia que hay entre uno de los electrodos de corriente y el punto 0 de sondeo.

Metodología en gabinete

Una vez realizadas las líneas de los SEV se procedió al procesamiento de las resistividades de dichas líneas, para lo cual se contó con la ayuda del software de interpretación geofísica IP2Win, el cual mediante el proceso de datos efectúa las curvas patrón de resistividades aparentes, además nos proporciona la interpolación completa 2D de los perfiles eléctricos de superficie. Adicionalmente el autor debe interpretar la potencia de las capas y las resistividades finales, teniendo en cuenta que el error del software sea menor al 3% en el mejor de los casos para tener resultados más aproximados y precisos. El software para el proceso de datos necesita principalmente: Datos Geoeléctricos: AB/2, MN, ρ ($\Omega \cdot m$)

5.2.5.2. Exploración Geotécnica

- Calicatas

Las calicatas geotécnicas fueron elaboradas de acuerdo a la metodología propuesta por el NEC (2014), en el apartado de geotecnia.

Las calicatas fueron realizadas en las zonas del área de estudio donde no existió la presencia de afloramientos para determinar primeramente la litología predominante en

ese sector y por otro lado con la finalidad de obtener en campo las propiedades físicas del suelo “in situ”, las propiedades físicas determinadas fueron textura, color, humedad, etc. Los apiques de las calicatas fueron realizados a una profundidad promedio de 1.50m y un ancho de 1m, para excavaciones por medios manuales.

Para identificar las propiedades de los suelos se basó en la tabla propuesta por González de Vallejo (2004). La identificación en campo de suelos cohesivos se relacionó de acuerdo a la Tabla 9.

Tabla 9. Determinación en campo de la consistencia en los suelos cohesivos

Consistencia	Resistencia a la compresión simple (Kg/cm²)	Ensayo de identificación en campo
Muy blanda	0 – 0.25	Se escurre entre los dedos al cerrar la mano
Blanda	0.25 – 0.50	Se moldea fácilmente con los dedos
Firme	0.50 – 1.0	Se moldea con una fuerte presión en los dedos.
Consistente	1.0 – 1.5	Se hunde con una fuerte presión en los dedos
Muy consistente	1.5 – 2.0	Se hunde ligeramente con una fuerte presión de los dedos
Dura	> 2.0	Se hunde ligeramente con la punta de un lápiz.

Fuente: Gonzalez - Ingeniera Geológica, 2004

Elaboración:El autor

Para la caracterización de las calicatas se usaron fichas de descripción en el que se detallan las propiedades de cada una a detalle, así como una descripción general del sector donde fue realizada la calicata, estos resultados serán interpretados y comparados con el resultado de los demás ensayos geotécnicos. Ver Anexo 2.

La elaboración de las calicatas en campo se lo realizó por medios manuales es decir mediante el uso de herramientas como palas, picos y barretas como se observa en la Fotografía 4A, se optó por este medio debido a la dificultad de acceso en estos sectores para hacer uso de medios mecánicos y por tratarse de zonas habitadas con cultivos.

Los datos y determinación de las propiedades físicas fueron tomadas “in situ” como se observa en la Fotografía 4B, siguiendo los parámetros y recomendaciones del NEC (2014) y la guía propuesta por González (2004).



Fotografía 4. A) Apertura de calicatas por medios manuales B) Toma de datos y determinación de propiedades físicas in situ

Fuente: El Autor, 2019

- **Ensayo de Penetración Estándar (S.P.T)**

Es un método directo para determinar el comportamiento del terreno, la capacidad portante de los suelos, obtener perfiles estratigráficos, y las propiedades físicas mecánicas de los suelos a través de muestras alteradas.

Metodología en campo

Los sondeos que se realizaron dependieron de las unidades litológicas levantadas de tal manera, que se realice, al menos un sondeo por cada litología y que represente la mayor información del canal de riego, a una profundidad máxima de 6 metros aproximadamente. El ensayo del SPT se lo realiza de acuerdo a la norma ASTM - D1586.

El ensayo a través de las muestras obtenidas permite tener un valor N_{SPT} que es equivalente a la resistencia a la penetración y este lo podemos correlacionarlo con parámetros geotécnicos. En campo el procedimiento para conseguir dicho valor es el de hincar un toma – muestras en el terreno de 45 cm de longitud, posteriormente se cuenta el número de golpes que se ha introducido cada de segmento de 15 cm, para el hincado es necesario considerar las especificaciones recomendadas y estandarizadas para dicho ensayo como se puede ver en la Tabla 10.

La muestra que se adquirió que en este caso es alterada, se obtuvo por cada metro de perforación a percusión, realizando igualmente una metodología estandarizada para su conservación y posterior análisis en el laboratorio en la Fotografía 5A se cumple con la metodología para la elaboración del SPT, en una unidad litológica, por otro lado, la

Fotografía 5B muestra el etiquetado y conservación de la muestra para los ensayos de laboratorio.



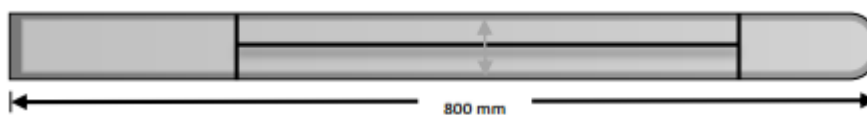
Fotografía 5. A) Colocación de equipo SPT B) Etiquetado de muestra

Fuente: El Autor, 2019

Tabla 10. Datos técnicos considerados en el ensayo SPT.

Motor	Potencia: 6 – 8 HP	Cuerda	Grosor: 2"
Martillo	Peso: 63,5 Kg	Tubería	Altura: 1520 mm (W: 9,1 Kg.)
	Altura de caída: 76,2 cm		Tipo: (Φ i: 34,9 mm) (Φ e: 44,5 mm)

TOMA – MUESTRAS (ASTM D1586)



Cabeza de Acoplamiento	Tubo partido: 550 mm	Zapata
175 mm	Φ interior: 35 mm Φ exterior: 51 mm	75 mm

Fuente: Norma ASTM D1586, Elaborado por el autor, (2019)

- **Muestras Inalteradas**

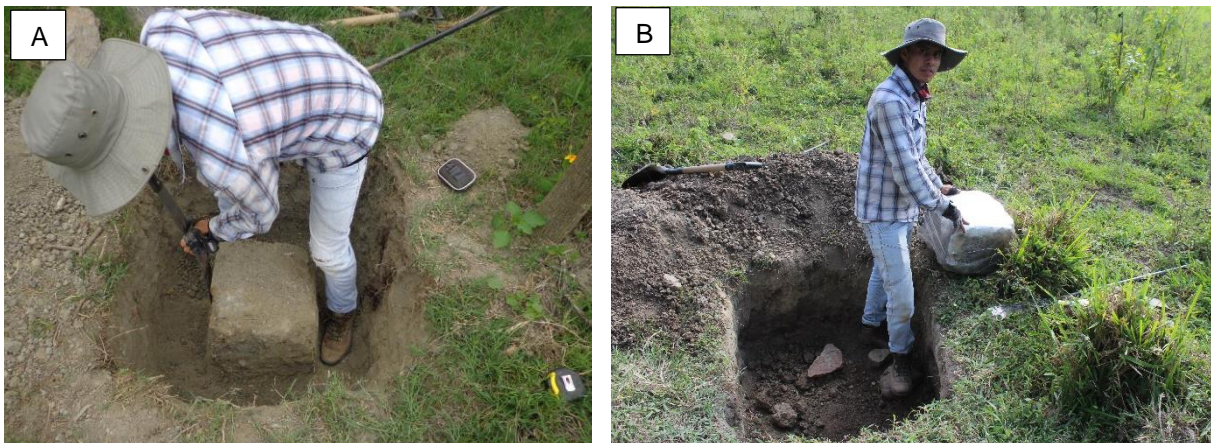
Para la toma de muestras inalteradas se realizaron cuatro calicatas en los sectores de estudio más relevantes, en este caso, los sitios donde se efectuaron los ensayos SPT y SEV's, estas muestras inalteradas permitieron determinar el ángulo de fricción y cohesión de los suelos, de igual manera la obtención de la resistencia a la compresión simple de dichos suelos.

Metodología de campo

Para obtener las muestras inalteradas la metodología aplicada fue la propuesta por la norma INV E – 104 – 13, para toma de muestras inalteradas de suelo en superficie.

A través de esta metodología se pretende obtener muestras que conserven su estructura y humedad naturales para los posteriores ensayos en laboratorio. El ensayo principalmente consiste en la abertura de una calicata de 1,50 x 1x50 metros en donde se pueda tallar una muestra de 30x30 cm a una profundidad de 0,50 metros como se muestra en la Fotografía 6A.

Una vez tallada la muestra por medio de herramientas manuales para la preservación de la misma en campo es necesario cubrirla con plástico y con una capa de parafina, como se identifica en la Fotografía 6B, para que de esta manera conserve sus propiedades originales hasta la realización de los ensayos en laboratorio.



Fotografía 6. A) Excavación y tallado de la muestra inalterada B) Muestra aislada con plástico y una capa de parafina.

Fuente: El Autor, 2019

5.2.6. Laboratorio (Resultados)

5.2.6.1.Laboratorio Ensayo SPT

Para los estudios de laboratorio se tomaron las muestras del testigo obtenido en la prueba SPT, estas muestras que son alteradas, son llevadas al laboratorio donde los ensayos fueron realizados mediante las normas ASTM, en la Tabla 11 se especifica el ensayo y la norma para cada uno de ellos.

Tabla 11. Ensayos a realizar de acuerdo a las normas ASTM

ENSAYO	NORMA
Humedad natural	ASTM D 2216-98
Granulometría	ASTM D 421-58
Límite Líquido	ASTM 423-66
Límite Plástico	ASTM 424-59

Fuente: El autor, (2019)

Una vez obtenidos los resultados del laboratorio estos son relacionados con los obtenidos del ensayo SPT en lo relacionado a la compacidad relativa de la arena, y a la resistencia de los suelos cohesivos y arenas como se muestra en la Tabla 12 y en la Tabla 13, en esta tabla además se determina una resistencia a la compresión simple inferida en el campo.

Tabla 12. Compacidad relativa de la arena

Número de golpes de SPT	Compacidad relativa
0 – 4	Muy suelta
5 – 10	Suelta
11 – 20	Firme
21 – 30	Muy Firme
31 – 50	Densa
Más de 50	Muy Densa

Fuente: Aguilar, (2013)

Tabla 13. Resistencia de los suelos cohesivos

Nº de golpes del SPT	Consistencia	Resistencia a la compresión simple en (Kg/cm ²)
< 2	Muy Blanda	< 0,25
2 – 4	Blanda	0,25 – 0,50
4 – 8	Media	0,50 – 1,00
8 – 15	Firme	1,00 – 2,00
15 – 30	Muy Firme	2,00 – 4,00
> 30	Dura	> 4,00

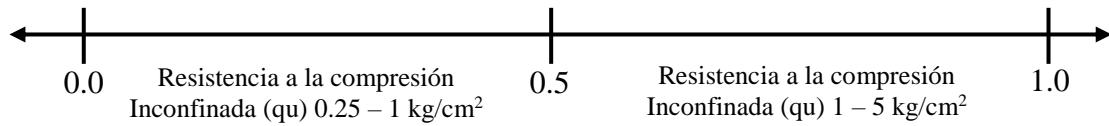
Fuente: Aguilar, (2013)

En los ensayos realizados en laboratorio mediante las normas ASTM, estos resultados pueden ser relacionados y analizados mediante tablas y fórmulas para determinar las propiedades de los suelos en cuanto a consistencia, índice de liquidez y permeabilidad. Dichas tablas y fórmulas son presentadas a continuación

- **Consistencia Relativa (CR)**

Para determinar la firmeza y la solidez del suelo se usa la siguiente ecuación:

$$CR = \frac{LL - Wn}{IP} \quad (11)$$



Donde:

CR: consistencia relativa

LL: límite líquido

IP: índice de plasticidad

Wn: contenido de humedad

Tabla 14. Consistencia relativa

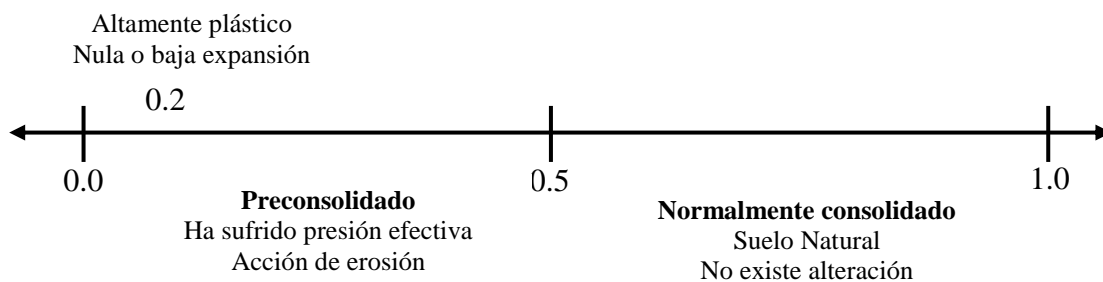
Intervalos	Descripción del suelo
0.00 – 0.25	Suelo muy blando
0.25 – 0.50	Suelo blando
0.50 – 0.75	Suelo consistencia media
0.75 – 1.0	Suelo consistencia rígida

Fuente: González de Luis I, 2002

- **Índice de Liquidez (IL)**

Este índice nos permite evaluar el comportamiento plástico de los depósitos (suelos) y obtener una idea de la historia de esfuerzos a los que el suelo ha estado sometido, la evaluación del suelo es a través de resultados de los límites de Atterberg y mediante tablas comparativas como se indica en la Tabla 15.

$$IL = \frac{Wn - LP}{IP} \quad (12)$$



Donde:

IL: Índice de liquidez

Wn: Contenido de humedad

LP: Límite plástico

IP: Índice de plasticidad

Tabla 15. Comportamiento de los suelos en función del IL

IL	Comportamiento de suelos
< 0.00	Suelo en estado sólido a semi sólido
0.00 – 1.00	Plástico (Arcillas expansivas)
> 1.00	Sensibles (en estado natural son estables, pero con cargas colapsan)

Fuente: González de Vallejo Luis I, 2002

- Permeabilidad

Es necesario determinar el coeficiente de permeabilidad equivalente horizontal (k_h) y el coeficiente de permeabilidad equivalente vertical (k_v), se realiza el cálculo mediante las siguientes fórmulas:

$$k_v = \frac{B}{\sum \frac{B_i}{k_i}} \quad (13)$$

$$k_h = \frac{\sum B_i * k_i}{B} \quad (14)$$

Donde:

k_h : permeabilidad horizontal

k_v : permeabilidad vertical

B : profundidad del sondeo

k_i : permeabilidad de acuerdo al material

B_i : potencia del estrato

En la tabla 16 se determinan los rangos de permeabilidad para la variable K, de acuerdo al material encontrado en el sector.

Tabla 16. Rangos de permeabilidad según los suelos del sector de estudio

Tipo de suelo	Símbolo	K(cm/s)	Capacidad de infiltración (mm/hora)
Arcilla de alta plasticidad	CH1	$< 10 \times 10^{-9}$	0.25 – 2.5
Limo de baja plasticidad	ML	$5 \times 10^{-5} - 10^{-4}$	2.5 – 8
Arcilla de baja plasticidad	CL	$10^{-5} - 10^{-3}$	0.25 – 2.5
Arena Limosa	SM	$10^{-3} - 5 \times 10^{-3}$	8 – 13
Arena Arcillosa	SC	$10^{-4} - 10^{-3}$	8 – 13
Grava arcillosa limosa	GC – GM	$> 1 \times 10^{-2}$	20 – 30
Grava limosa	GM	$> 1 \times 10^{-2}$	20 – 30
Grava no gradada y arcillosa	GP – GC	≥ 1	20 – 30

Fuente: Suarez Días Jaime, 2009 & Gonzales de Vallejo Luis I, 2002

5.2.6.2. Laboratorio Muestras Inalteradas

Para los ensayos de laboratorio se toman las muestras inalteradas de cada sector y se procede a realizar los ensayos según las normas ASTM propuestas en la Tabla 17.

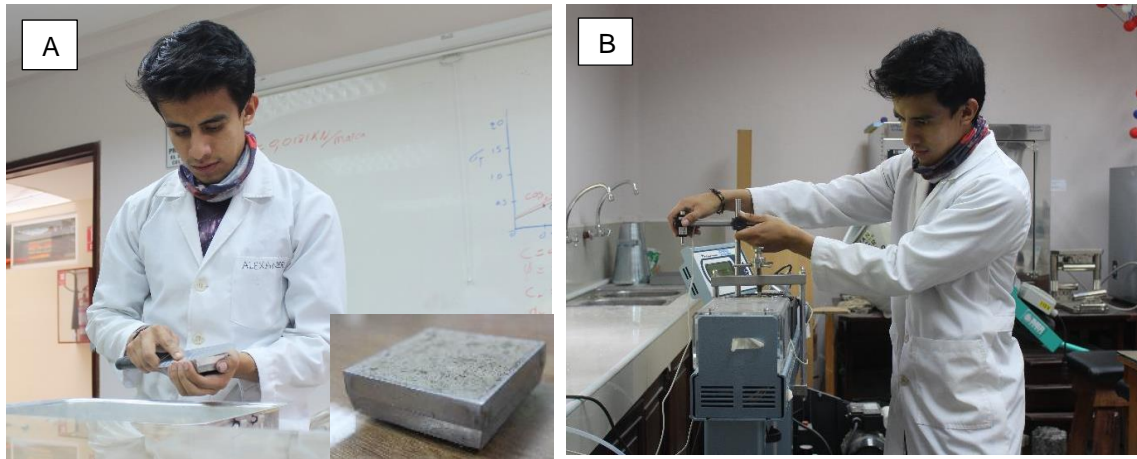
Tabla 17. Ensayos a realizar de acuerdo a las normas ASTM

ENSAYO	NORMA
Corte directo	ASTM D 3080 – 11
Compresión simple	ASTM D 2166 – 6

Fuente: El autor, (2019)

- Corte Directo

El ensayo de corte directo se lo realizó de acuerdo a las especificaciones de la norma ASTM 3080 – 11, en el cual a una muestra inalterada tallada se la coloca en un anillo de corte de 36 cm^2 , como se puede ver en la Fotografía 7A, le aplicamos una fuerza de corte a diferentes cargas ($0.5, 1, 2 \text{ Kg/cm}^2$), para determinar la cohesión y el ángulo de fricción, el desplazamiento mínimo es de $0,6 \text{ mm}$, una velocidad de $0,05 \text{ mm/min}$ y un tiempo mínimo de ensayo de 15 minutos para suelos cohesivos, dicho proceso se lo observa en la Fotografía 7B, el ensayo para las muestras en función del drenaje es el propuesto en la norma ASTM que en este caso es UU (sin consolidar sin drenaje), para lo cual se usó la máquina de corte directo del laboratorio de mecánica de rocas de la carrera de Geología Ambiental y Ordenamiento Territorial de la Facultad de Energía de la Universidad Nacional de Loja.

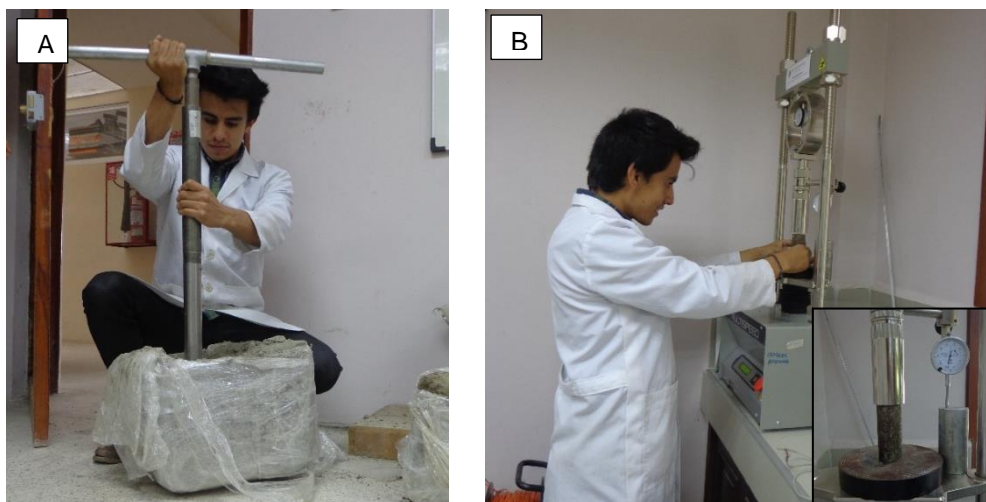


Fotografía 7. A) Tallado de la muestra inalterada B) Ubicación de la muestra con el anillo en la máquina de corte directo

Fuente: El Autor, 2019

- Compresión Simple

El ensayo de compresión simple se lo realizó de acuerdo a la norma ASTM D 2166 – 6, en el cual se toma una muestra inalterada del sector de estudio, un ensayo por cada muestra inalterada, mediante el saca muestras y el tubo shelby, este procedimiento se lo observa en la Fotografía 8A, se obtiene un testigo, mismo que debe tener de dos a tres veces el radio del mismo, para poder cumplir con la norma, se aplica una fuerza de tal manera que produzca una deformación axial o compresión simple, a una velocidad de 0.5mm/min, como se observa en la Fotografía 8B, para obtener los resultados y poder correlacionarlos con los obtenidos en los ensayos anteriores, este ensayo es únicamente aplicado a suelos cohesivos, por otro lado los suelos granulares (arenosos), tendrán un rango de cohesión muy bajo.



Fotografía 8. A) Obtención de la muestra B) Ubicación de la muestra para realizar el ensayo

Fuente: El Autor, 2019

5.2.7. Interpretación, análisis y recomendaciones

Para la interpretación y análisis, el trabajo realizado fue estrictamente de gabinete en el cual se analizó todos los ensayos realizados en campo, datos obtenidos en laboratorio, y la información de los diferentes mapas generados, se procedió a realizar un análisis minucioso sobre cada uno de los resultados generados, un análisis de los geomateriales estudiados, propiedades de suelos, así como la estabilidad de taludes mediante el método de equilibrio límite, los mapas geomorfológico y de pendientes permitieron un breve análisis de susceptibilidad de estos a las roturas planares y circulares a través de redes estereográficas, así como el cálculo del factor de seguridad de los taludes, estos análisis fueron realizados en el software Dips y Slide.

5.2.7.1. Análisis Cinemático

Los puntos susceptibles a fallar son definidos en campo y mediante el levantamiento geológico – estructural

Tabla 18. Suelos típicos y propiedades de rocas

Tipo y material	Unidad de peso (Saturado/Seco) Kn/m³	Angulo de fricción (°)	Cohesión (Kpa)
Sin cohesión (Suelos y Rocas Fracturadas)			
Arenisca	17 / 13	35 – 45	-
Grava y Arena, tamaño de grano mezclado	19 / 17	48 – 45	-
Lutita	20 / 16	30 – 35	-
Roca			
Arenisca, Lutita	17 a 23	25 – 35	1000 – 20000

Fuente: Modificado de Borselli (2017)

El análisis cinemático para los diferentes taludes se realizó de acuerdo a la metodología de Wyllie & Mah (2007), haciendo uso de redes estereográficas y de acuerdo a las condiciones estructurales para cada tipo de rotura.

Condiciones estructurales para rotura planar

1. El rumbo de la discontinuidad planar debe estar 20 grados dentro del rumbo de la cara del talud en ambas direcciones: $\alpha_p = \alpha_f \pm 20^\circ$

2. El buzamiento del plano de estratificación debe ser menor que el buzamiento de la cara del talud, además de inclinarse hacia dicha cara: $\psi_p < \psi_f$
3. El buzamiento del plano de estratificación debe ser mayor que el ángulo de fricción de la superficie de deslizamiento $\psi_p > \phi_p$

Condiciones estructurales para rotura por vuelco

1. El plano de rotura debe tener un rumbo aproximadamente paralelo ($\pm 20^\circ$), con relación al plano del talud : $\alpha_i = (\alpha_f \pm 180^\circ) \pm 20^\circ$
2. El ángulo de inclinación del plano con respecto a la vertical, debe ser menor al ángulo de buzamiento del talud menor el ángulo de fricción: $(90 - \psi_p) (\psi_f < \phi_p)$

5.2.7.2. Análisis de Estabilidad Global.

Para el análisis de estabilidad global, se procedió al modelamiento de taludes de los sectores críticos y donde se realizó la campaña geotécnica y/o ensayos de laboratorio.

. Los valores necesarios para el modelamiento de los taludes son: peso específico de los tipos de materiales, cohesión y ángulo de fricción, estos valores fueron obtenidos en los ensayos geotécnicos y de laboratorio; para estratos más profundos se optó por usar los valores expuestos en la Tabla 18.

Finalmente se realizaron recomendaciones desde el punto de vista geotécnico acerca del tipo de terreno y el estado actual del canal ya sea para una posible rehabilitación y reconstrucción de los tramos afectados.

6. RESULTADOS

6.1. Descripción General del Área de Estudio

6.1.1. Ubicación Administrativa

El área de estudio está localizada geográficamente al norte de la parroquia Malacatos, a 22 Km de la ciudad, cantón y provincia de Loja, en la región interandina al sur oriente de la provincia de Loja en la parte alta de la cuenca Malacatos, como se observa en la Figura 19, está ubicado en el barrio denominado “San Francisco” que corresponde a la zona III del área regable del sistema de riego.

La zona de estudio se halla limitada hacia el norte, por el río Campana, al oeste por la quebrada San Francisco, al sur por la parroquia Malacatos, y al este por acequias la Granja y Moquillo.

La longitud del sector de estudio es de 4 km de los 13,62 Km totales de canal de riego “Campana – Malacatos.”, el área de la faja de estudio total es de 74Ha. Como se observa en la Figura 20 y en la Tabla 19, se indican las coordenadas de ubicación para el inicio y final del tramo de estudio.

Tabla 19. Coordenadas de ubicación del proyecto UTM 17 S

Tramo inicio del proyecto			Tramo final del proyecto		
Latitud	Longitud	Altitud	Latitud	Longitud	Altitud
9536213.18mN	694435.68mE	1708 m	9536400.24mN	692515.81mE	1705 m

Fuente: El autor, 2019

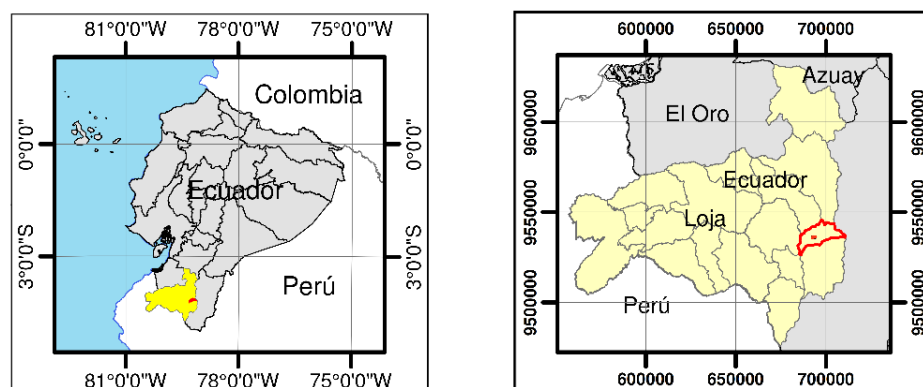


Figura 19. Ubicación geográfica de la zona de estudio

Fuente y Elaboración: El autor, 2019.

6.1.2. Ubicación Geográfica

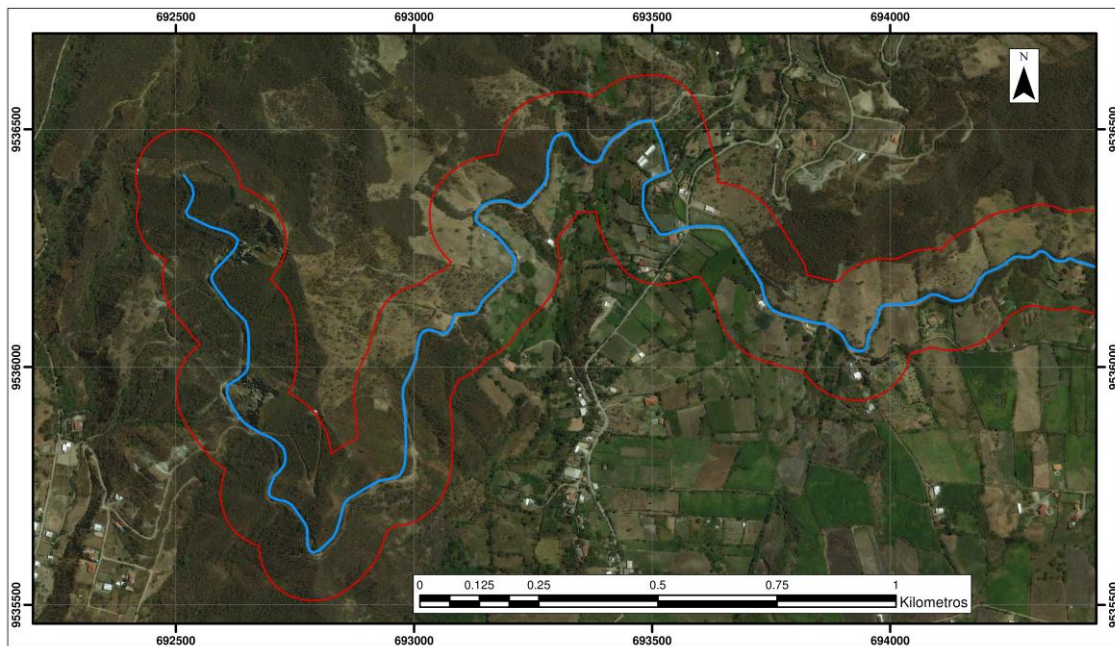


Figura 20. Extensión y faja del área de estudio

Fuente: El autor, 2019.

6.1.3. Acceso

El acceso se lo puede realizar desde la capital de la República del Ecuador (Quito), mediante vía terrestre en un recorrido aproximado de 730 Km mediante una vía de primer orden por la carretera Panamerica Troncal de la Sierra/E35 en un aproximado de 12 horas en transporte público hasta la ciudad de Malacatos.

También se puede optar por la alternativa área tomando un vuelo desde la ciudad de Quito hasta el aeropuerto “Ciudad de Catamayo”, ubicando en Catamayo y aquí tomar la Avenida Éxodo de Yangana/E682 hasta Malacatos en un recorrido de 45 minutos desde la ciudad de Loja hasta el kilómetro 28 cerca de la parroquia Malacatos mediante vía terrestre, como se representa en la Figura 21A; aquí se toma la vía Calera de segundo orden hasta llegar al sector Loma Redonda, y tomar la vía San Francisco Alto hasta llegar al canal de riego que está a unos 3 km aproximadamente de Loma Redonda que son barrios rurales ubicados en el sector de estudio como se muestra en la Figura 21B.

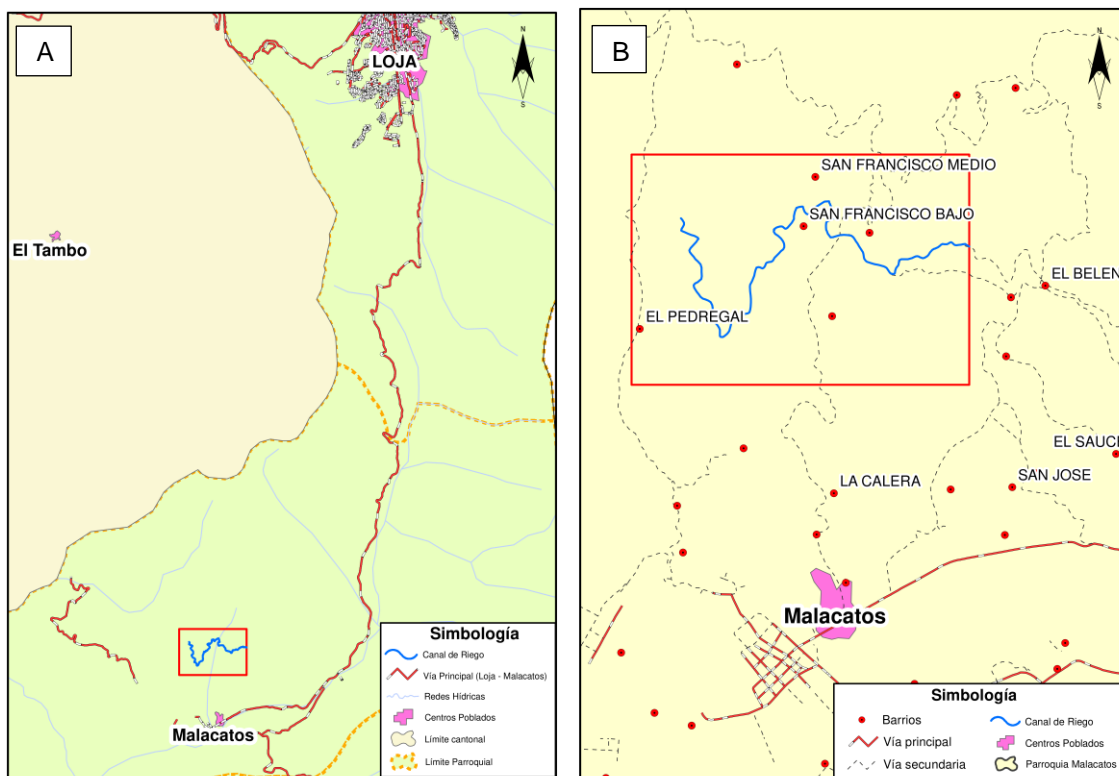


Figura 21. Tramo vial de acceso a la zona de estudio A) desde la ciudad de Loja; B) desde Malacatos
Fuente: MTOP (2014)
Elaboración: El autor

6.1.4. Canal de Riego Campana – Malacatos

El sector donde se encuentra ubicado el canal de riego es una importante área de producción por sus condiciones agroclimáticas, siendo su principal actividad la agricultura, que es la más importante fuente de ingresos de los agricultores del sector, siendo este canal imprescindible para ellos.

El sistema de riego cuenta con una comunidad regante de aproximadamente 900 usuarios incrementándose con el paso de los años, están distribuidos en tres zonas, llegando a cubrir un área total de 844,28 Ha, de las cuales 721,97 Ha son regables. (Maldonado, 2014).

6.1.4.1. Descripción del Sistema de Riego

El sistema de riego Campana – Malacatos es una obra de infraestructura hidráulica, que comenzó a construirse a partir del año 1978, pero que finalmente se puso en funcionamiento en el año de 1993, teniendo varios ajustes hasta la actualidad. Su principal fuente de captación es el río Campana que se encuentra a 1753 msnm.

El sistema de riego cuenta con un caudal de 600 litros por segundo, medidos en la bocatoma, se encuentra formado por un canal principal de 12.76 km de longitud y canales secundarios de 41.9 km de longitud.

El canal principal cuenta con 12.26 km de canal revestido, de sección rectangular, la sección transversal de canal es de 1.20 metros de ancho por 0.90 metros de profundidad, construido de hormigón simple, como se observa en la Fotografía 9.

Cuenta con 5 túneles que suman una longitud de 1.15 Km, 17 alcantarillas, 78 tomas directas, 25 derivaciones, 3 reservorios, 62 cajas de válvula o de deriva, 4 aliviaderos, entre otros elementos. (Empresa de Riego y Drenaje del Sur, 2014).

En los canales secundarios que es donde se realiza la distribución del agua a las distintas parcelas que forman el sistema de riego, cuenta con 150 cajas de distribución.



Fotografía 9. Tramo del canal de riego Campana Malacatos
Fuente: El Autor, 2019

6.1.4.2. Situación Actual del Canal de Riego (Sector San Francisco)

La longitud de estudio del canal de riego es de aproximadamente 4 kilómetros de longitud, de los cuales 2 kilómetros corresponden al canal construido 0.5 kilómetros corresponden a la construcción actual del canal y los restantes 1.5 kilómetros a la proyección del canal de riego para su construcción.

El canal de riego que está construido de hormigón simple, y con vigas de hormigón armado perpendiculares a este cada dos metros, adicional a esto el canal presenta tramos sobre elevados con mampostería de ladrillo.

El tramo donde se presentan la mayoría de problemas estructurales para el canal de riego, son en los primeros dos primeros kilómetros, donde la infraestructura presenta fisuras, grietas, y daños estructurales como se muestra en la Fotografía 10 A y B, ubicados en las coordenadas UTM (9536108mN – 693776mE). A partir de esto se elabora un diagnostico con la tipología de todos los daños en el canal de riego para realizar los estudios geológicos – geotécnicos y finalmente elaborar las recomendaciones geotécnicas para estos sectores.



Fotografía 10. Daños en el canal A) Grietas sobre la pared; B) Fisura y musgo en la infraestructura
Fuente: El Autor, 2019

Por otro lado, en ciertos sectores del canal de riego, se encontraron grandes inconvenientes producto de movimientos en masa en los cuales la infraestructura ha sufrido grandes daños como se muestran la Fotografía 11. Ubicado en las coordenadas UTM (9536130mN – 694027mE).



Fotografía 11. Canal de riego afectado parcialmente por un movimiento en masa
Fuente: El Autor, 2019

6.2. Descripción Biofísica del Área de Estudio

6.2.1. Clima

El área de estudio está conformado por tres niveles de altitud, siendo en los niveles más bajos y medios un clima templado con una temperatura anual que llega hasta los 18°C y en los niveles altos tiene un clima sub templado con una temperatura media anual de 14°C. La precipitación media anual tiene un rango entre 850 y 1500 mm, en la zona baja la mayor pluviosidad corresponde a los meses de diciembre a abril y en la zona alta la pluviosidad es uniforme a lo largo de todo el año.

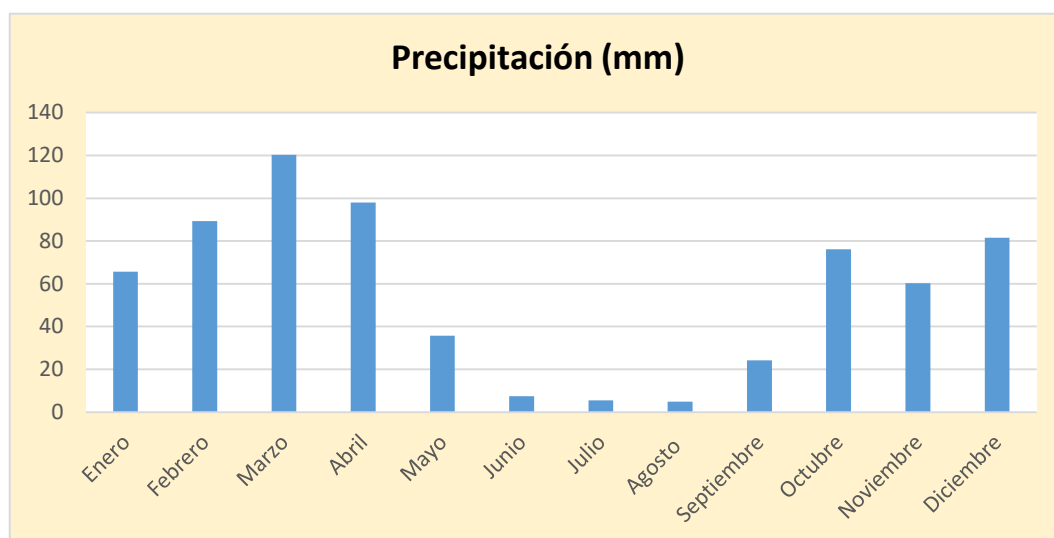


Figura 22. Precipitación media mensual de la parroquia Malacatos

Fuente: MAGAP, PDOT Malacatos 2015

Elaboración: El autor

En la Figura 22, podemos diferenciar dos estaciones diferenciadas una donde las lluvias son más abundantes comprendido entre el periodo febrero – abril, y el segundo período de menos precipitación durante los meses de junio a agosto, con un promedio de precipitación anual de 669,1 mm.

6.2.2. Hidrografía

La red hidrográfica principal de la cuenca Malacatos es el río Campanas, cuyos caudales toman una dirección sur – oeste, en el área de estudio se encuentra la quebrada San Francisco, su caudal tiene una dirección sur y desemboca en el río Campanas, esta es una red hídrica secundaria de tipo paralela. De acuerdo a la topografía levantada y al análisis de flujos superficiales estacionarios realizados mediante análisis en el software tipo SIG, se determinó el orden de drenaje del área de estudio a su vez su longitud como se presenta en la Tabla 20. En la Figura 23 se presenta el mapa de flujos superficiales.

Tabla 20. Red de flujos estacionarios

Orden	Número de flujos	Longitud (metros)
1	18	3763.28
2	20	2396.70
3	16	1612.35
4	2	382.62
5	1	399.09

Fuente: El autor, (2019)

6.2.3. Flora y Fauna

En lo referente a la vegetación el PDOT de Malacatos (2015), lo divide en dos sectores, el primero corresponde al área de influencia del canal de riego Campana – Malacatos que en su mayoría está conformada por especies cultivadas, y la cuenca Malacatos que está conformado por especies nativas, en la Figura 23 se presenta el mapa de cobertura vegetal del área de estudio; en el área de estudio se conocen las siguientes formaciones vegetales:

- **Complejo Pastizal – Cultivo:** En lo referente a agricultura los principales cultivos son: maíz y caña de azúcar artesanal (en mínima cantidad la caña de azúcar industrial). La limitante para los cultivos agrícolas es la disponibilidad de agua de riego, debido a que se trata de cultivos de secano como: pastizales, caña de azúcar, hortalizas y plantas aromáticas, en la Fotografía 12 se aprecia los cultivos de caña de azúcar.



Fotografía 12. Complejo Pastizal – Cultivo

Fuente: El Autor, 2019

- **Cultivos Asociados Subtropicales:** Las zonas agrícolas están dedicados a los cultivos y siembra de pastos cultivados principalmente de las razas Brown Swiss y Brahma, para el propósito pecuario.
- **Matorral Seco Alto:** Caracterizado por una vegetación dominante de tipo arbustivo y herbácea que se desarrolla en forma natural y espontánea, generalmente luego de alteraciones de la vegetación original.

- **Pastizal:** Se considera a los herbazales húmedos y secos ya que la mayor parte de los pobladores de las áreas rurales se dedica a la crianza de ganado vacuno en estos espacios, en la Fotografía 13 se describen los pastizales y matorrales secos.



Fotografía 13. Area de pastizales y matorrales secos

Fuente: El Autor, 2019

- **Bosque Abierto:** Es un tipo de formación vegetal arbórea generado por sucesión natural, se caracteriza por la presencia de árboles de diferentes especies nativas, con uno o más estratos, fisonómicamente se mantienen con un verdor y humedad constante.

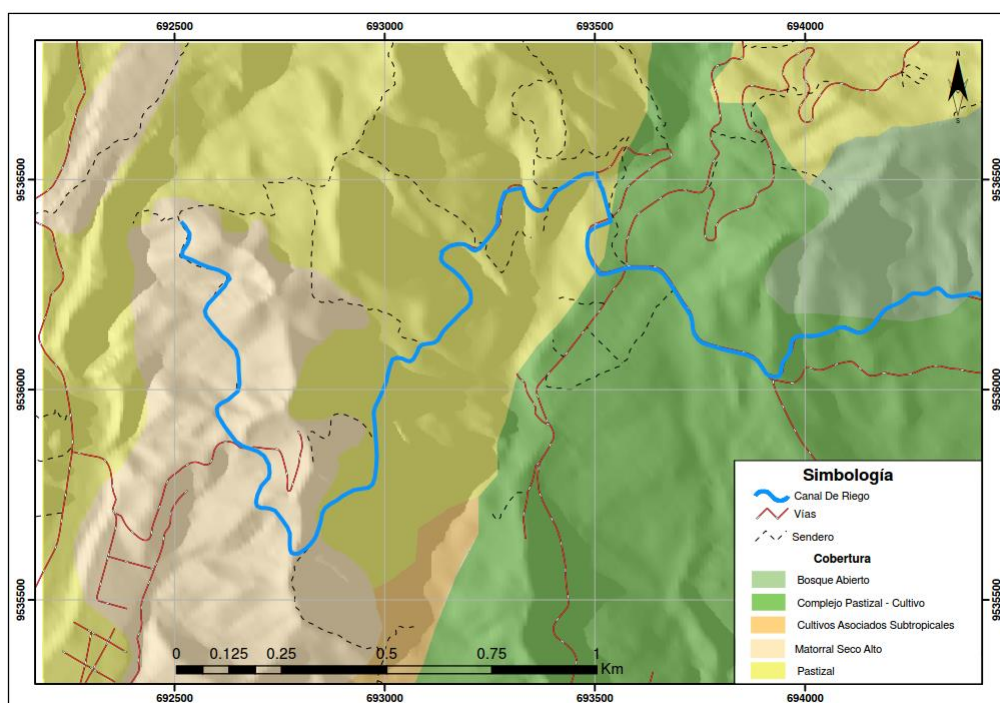


Figura 23. Mapa de cobertura vegetal del área de estudio

Fuente: Cobertura de Loja – GAD 2017

Elaboración: El autor, 2019

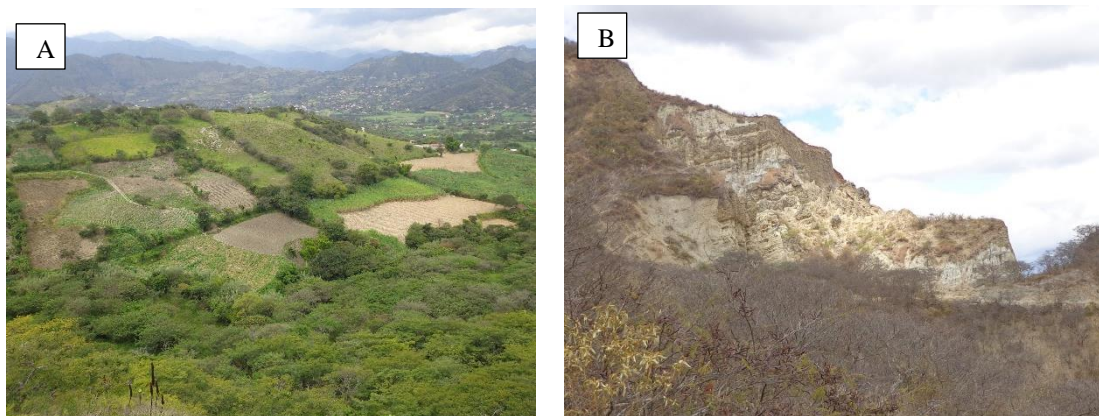
La fauna del sector es muy variada encontrándose: mamíferos, aves, reptiles, ofidios y peces, entre los que son más comunes tenemos al ganado vacuno, porcino, asnal y porcino, variedad de aves, animales domésticos y roedores como guatusas y cuyes. Es muy común encontrar el cultivo y producción de tilapia en peceras particulares.

6.2.4. Topografía

La topografía del sector de estudio en base al levantamiento realizado, presenta cotas de elevación que van desde los 1660 msnm hasta los 1760 msnm, existiendo un desnivel de 100 metros.

Con respecto a la cota más baja, se ubica en la zona sur – oeste donde se presentan pequeñas elevaciones, dirigiéndose hacia el este se presentan terrenos más planos producto de los asentamientos humanos y zonas de cultivo a los que están destinados la mayor parte de los suelos del sector como se observa en la Fotografía 14A.

Las elevaciones más altas corresponden a las grandes torres rocosas ubicados en la zona nor – oeste producto de eventos de erosión sobre geomateriales relativamente más duros como en la Fotografía 14B. El levantamiento del área de estudio corresponde 78,48 Ha. El mapa topográfico se encuentra en el Anexo 7.1.



Fotografía 14. A) Vista SE de la zona baja . B)Vista NE de la zona alta

Fuente: El Autor, 2019

6.2.5. Pendientes

Hupp L. (1989), según su metodología menciona que, para realizar el cálculo de pendientes, a través de una base topográfica dependerá en primera instancia de la escala, el intervalo y finalmente el objetivo de estudio. Las pendientes del área de estudio se calcularon a través del software tipo SIG, con la metodología tradicional para obtener la misma partiendo del modelo Hernández (1998), siendo agrupadas en categorías.

Los resultados son presentados en la Tabla 21, por otro lado, el mapa de pendientes final se encuentra en el Anexo 7.4.

Tabla 21. Rango de pendientes

PENDIENTES			
Categorías	Rango (%)	Área (Ha)	Área (%)
Terrenos planos a casi planos	0 – 15	18,82	14,76
Terrenos inclinados	15 – 30	35,57	27,91
Terrenos moderadamente escarpados	30 – 50	18,11	14,21
Terrenos escarpados	50 – 75	4,78	3,75
Terrenos muy escarpados	>75	1,17	0,92
TOTAL		78,470	100 %

Fuente: El autor, (2019)

Correlacionando las pendientes obtenidas en la Tabla 21, con el mapa topográfico podemos afirmar que los sectores donde predominan terrenos más escarpados y con mayor pendiente corresponden al sector NW del área de estudio, de la misma manera hay predominio de matorrales secos y pastizales; los sectores donde hay pendientes más suaves y con ángulos menores son los sectores donde predominan los cultivos y los asentamientos humanos que corresponden a la parte NE del área de estudio.

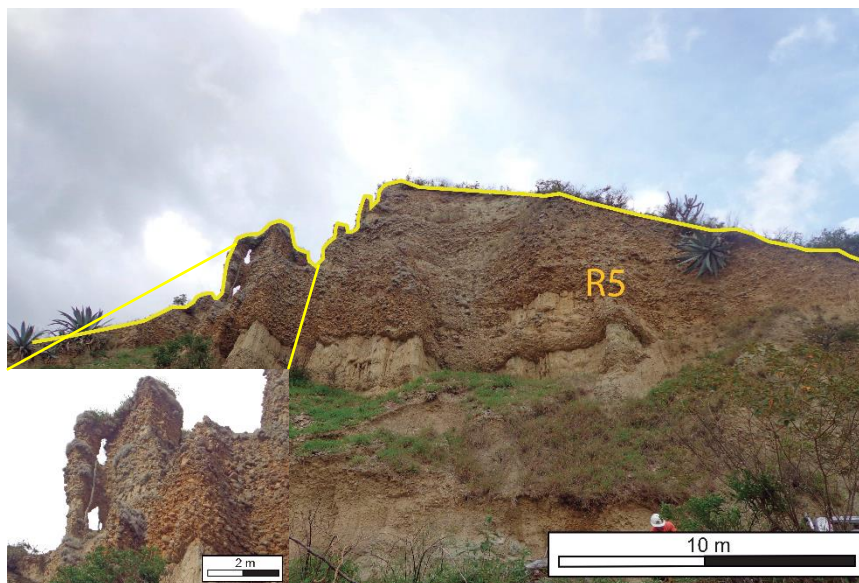
6.2.6. Geomorfología

Tomando como referencia la cuenca de Malacatos la geomorfología en el sector de estudio tiene su origen en procesos tectónicos erosivos. En la zona de estudio se distingue varias zonas geomorfológicas que van topográficamente desde la cota 1660 hasta la cota 1760 para determinar las unidades geomorfológicas se realizó primeramente una fotointerpretación que permitió identificar y separar sectores con una geomorfología diferente para posteriormente comprobar en campo y realizar un análisis entre los mapas de pendientes, topográfico y la fotointerpretación realizada. Se siguió la metodología de CLIRSEN (2010), analizando cada una de las variables propuestas y mediante herramientas SIG se escogió la diversidad de unidades del paisaje. Correlacionando cada una de estas variables se determinó como resultado la unidad genética, unidad morfológica, pendiente, desnivel relativo, litología, y área que ocupa cada una de las geoformas identificadas.

6.2.6.1. Tectónico Erosivo (Tec)

Relieve colinado alto (R5)

La superficie de esta unidad geomorfológica es de 25,95 Ha. Se encuentra al NW del canal de riego, en las cotas más altas, presentan materiales sedimentarios de la Fm. Cerro Mandango específicamente conglomerados y capas de areniscas capaces de formar estructuras geomorfológicas como torres rocosas en todo este sector; estas son formadas por la erosión diferencial de una roca más dura sobre un sustrato más suave y erosionable. La roca dura actúa como una "sombrija" que evita parte de la erosión del material subyacente. En algún momento, debido a la erosión, la estructura se volvió inestable y la roca más dura cayó y se convirtió en una "sombrija", dejando la columna de material más suave completamente desprotegida, como en la Fotografía 15, que en este caso el material duro es el conglomerado mientras el material erosionable son las capas de areniscas, La pendiente predominante presenta rangos de con un desnivel relativo de $>75\%$ en la mayor parte de este tramo del canal. Ubicación: 692627mE – 9535891mN (Datum WGS84 UTM 17S).



Fotografía 15. Relieve tectónico – erosivo alto

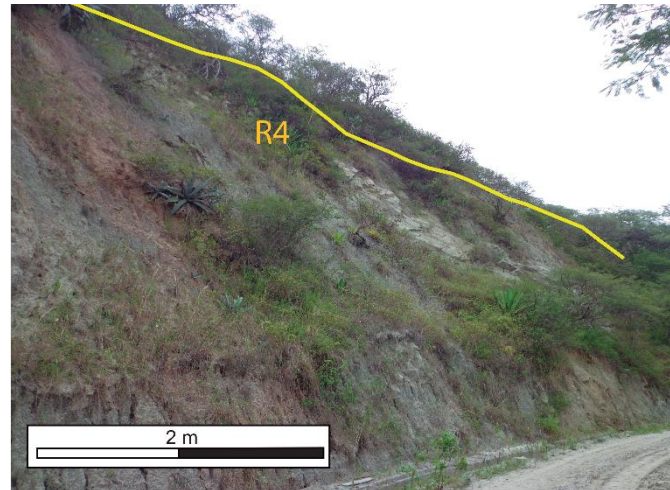
Fuente: El Autor, 2019

6.2.6.2. Estructural (Est)

Relieve colinado medio (R4)

La superficie de esta unidad geomorfológica es de 15,58 Ha. Se encuentra al NW del área de estudio litológicamente está compuesta por areniscas e intercalaciones de arcillolitas

con areniscas. Representa pendientes entre rangos de 30 a 50% está formado por pequeños lomeríos cubiertos por pastizales altos y árboles secos, como se muestra en la Fotografía 16. Ubicación: 693454mE – 9536504mN (Datum WGS84 UTM 17S).

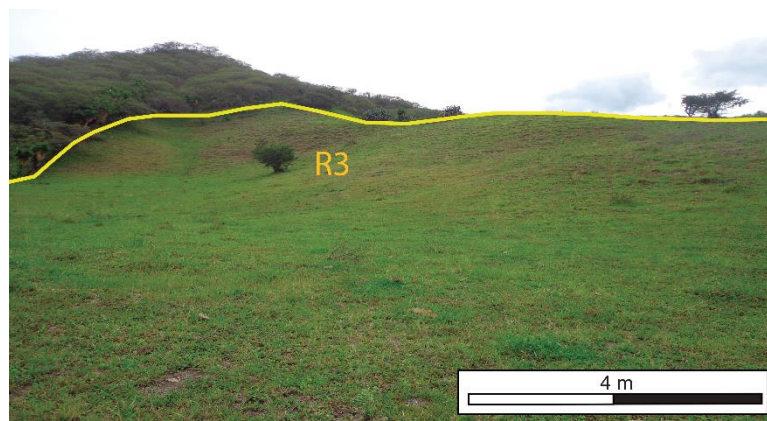


Fotografía 16. Relieve estructural colinado medio (R4)

Fuente: El Autor, 2019

Relieve colinado bajo (R3)

La superficie de esta unidad es de 9.80 Ha. Se encuentra al NE del área de estudio y cubre los dos primeros kilómetros del canal de riego litológicamente está compuesta por lutitas fisibles y areniscas de la Fm. Santo Domingo. Representa pendientes entre rangos de 30 a 50%. Formado por pequeños lomeríos cubiertos por pastizales y parte del bosque abierto como se muestra en la Fotografía 17. Ubicación: 693882mE – 9536083mN (Datum WGS84 UTM 17S).



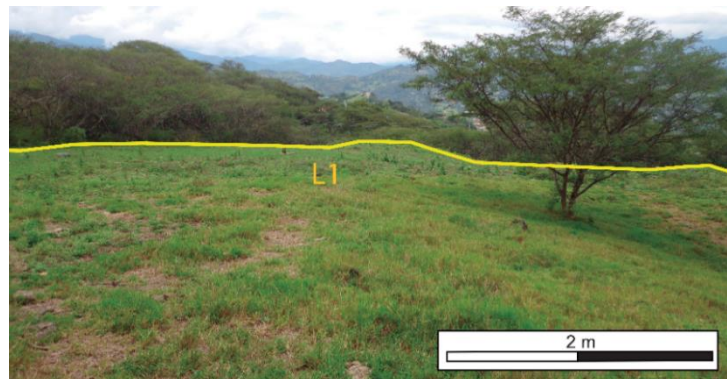
Fotografía 17. Relieve estructural colinado bajo (R3)

Fuente: El Autor, 2019

6.2.6.3. Deposicional Acumulativo (Dep)

Superficie poco disectada (L1)

La superficie de esta unidad es de 24.98 Ha. Se encuentra al sur del área de estudio y cubre tres kilómetros del canal de riego, litológicamente está compuesta por lutitas fisibles, areniscas e intercalaciones con arcillolitas de la Fm. Santo Domingo cubierta en su mayoría por cultivos y matorrales. Formada pendientes entre rangos de 15 – 30% como en la Fotografía 18, Ubicación: 69mE – 9535891mN (Datum WGS84 UTM 17S).

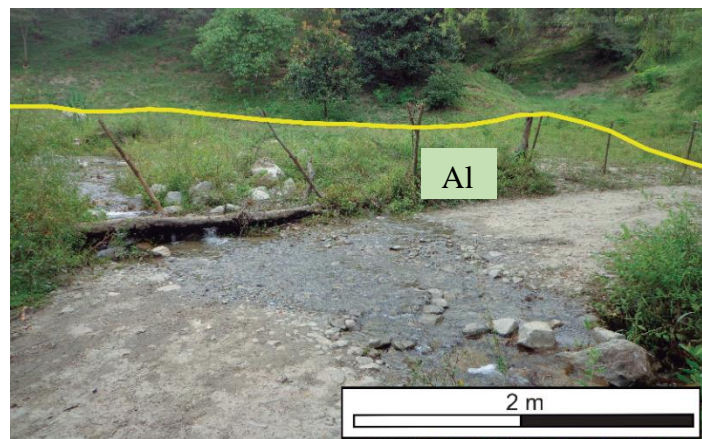


Fotografía 18. Superficie poco disectada
Fuente: El Autor, 2019

6.2.6.4. Denudativo (Den)

Depósito Aluvial (Al)

La superficie es de 2,52 Ha. Se encuentra ubicado al pie de la principal vertiente del área de estudio la quebrada San Francisco, formado por acción de la gravedad y resultado del desgaste y transporte de relieves principales, presentan materiales sedimentarios con clastos ígneos y metamórficos. Las pendientes predominantes son de 0-15%. Como en la Fotografía 19, Ubicación: 693557mE – 9536501mN (Datum WGS84 UTM 17S).



Fotografía 19. Coluvio - Aluvial
Fuente: El Autor, 2019

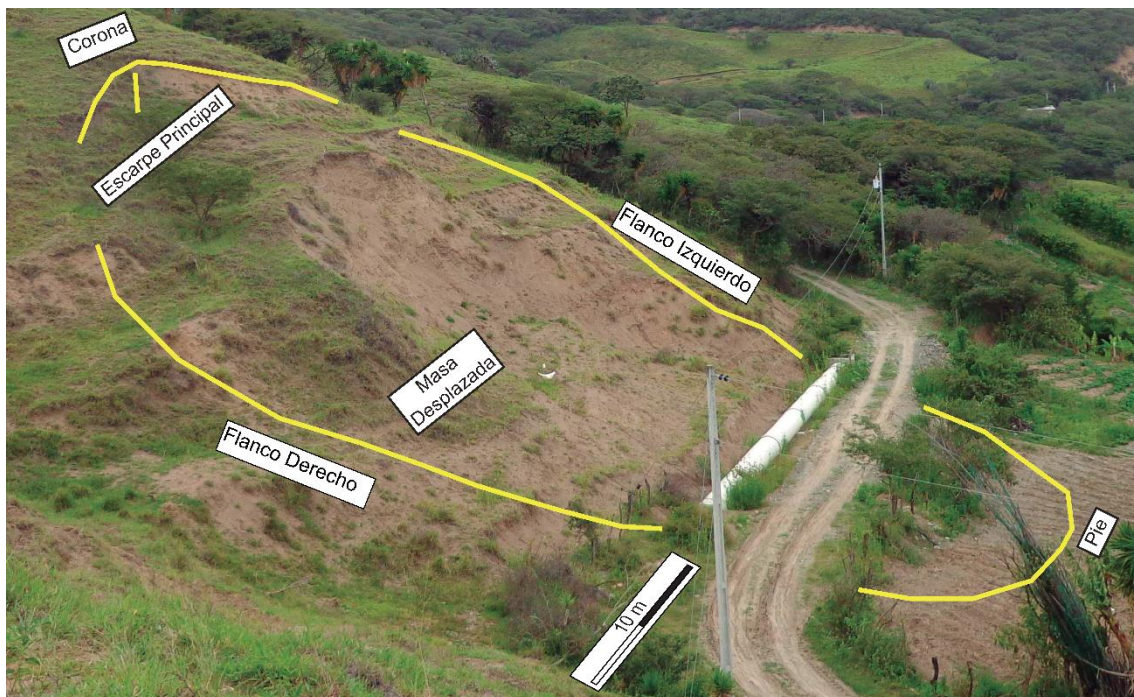
6.2.7. Inventario de Deslizamientos

Dentro del sector que corresponde al canal de riego se identificaron dos movimientos en masa que están afectados al canal de riego, siendo estos rotacional y hundimiento con características reptacional.

Para la caracterización de los deslizamientos se lo realizó mediante observación directa utilizando las fichas de inventario de movimientos en masa propuesta por la Universidad Industrial de Santander en su Boletín de Geología, volumen 22, el cual se encuentra en el Anexo 5.

6.2.7.1. Deslizamiento CM – 01

Este deslizamiento de tipo rotacional y de acuerdo a una descripción general se encuentra ubicado en las coordenadas X: 694025mE Y: 9536132mN Z: 1709, geológicamente se encuentra sobre la Fm. Santo Domingo, tiene una litología sedimentaria de lutitas con alta fisibilidad con capas de areniscas y vetillas yeso, presenta una meteorización media con deformaciones producto de las lutitas, geomorfológicamente corresponde a un ambiente deposicional denudativo, con una forma de pendiente cóncava, una pendiente escarpada con 42° de inclinación como se muestra en la Fotografía 20. La cobertura de suelo es arbustiva y el uso actual del suelo es con fines agropecuarios.



Fotografía 20. Deslizamiento CM – 01

Fuente: El Autor, 2019

Dentro de la descripción detallada el movimiento en masa es catalogado como un deslizamiento rotacional con una dirección de $S10^{\circ}E$, actualmente se infiere que se encuentra en estado latente con una velocidad muy lenta, constituye un movimiento único, el material desplazado contiene suelo residual y capas de yeso, siendo el 80% de material residual, el 20% restante corresponde a detritus de arena y limos. Su morfometría presenta un ancho de 40m y una longitud de 20m. Los elementos visibles son la corona, escarpe principal, flancos laterales y pie del deslizamiento. Dentro de las causas del movimiento se lo atribuye al corte de la vía para la implementación del canal y sobre todo a la litología presente en el mismo, así como la precipitación y actividades antrópicas.

6.2.7.2.Deslizamiento CM – 02

Este deslizamiento catalogado como un hundimiento con características reptacionales, de acuerdo a una descripción general se encuentra ubicado en las coordenadas X: 693644mE Y: 9536291mN Z: 1708msnm, geológicamente se encuentra sobre la Fm. Santo Domingo, por esta razón presenta una litología sedimentaria de material arcilloso y coluvial, geomorfológicamente corresponde a un ambiente deposicional denudativo, con una forma de pendiente convexa, una pendiente suave con pendientes no mayores a 15° . La cobertura de suelo es arbustiva y el uso actual del suelo es con fines agropecuarios, como se indica en la Fotografía 21.



Fotografía 21. Deslizamiento CM – 02

Fuente: El Autor, 2019

Este movimiento es catalogado como un hundimiento con características reptacionales con una velocidad lenta, la dirección del movimiento es $N15^{\circ}W$ el material que lo forma

es de 15% de rocas (cantos), 60% de detritus (gravas, arenas y limos) y un 25% de suelo (materia orgánica).

Es un movimiento inferido como latente, que presenta un avance progresivo y constituye un movimiento único. Su morfometría presenta un ancho de 15 m, una longitud 30m. Los elementos visibles son la corona, escarpe principal, flancos laterales. Como factores intrínsecos se identificó específicamente la litología, aunque el principal factor detonante es de origen antrópico por la filtración de agua del canal de riego o por lluvias estacionales. El mapa geomorfológico se encuentra en el Anexo 7.5.

6.2.8. Geología Regional

El sector de estudio que se encuentra dentro de la cuenca sedimentaria Malacatos-Vilcabamba a lo largo de los años ha tenido varios estudios sobre su geología y estructura tales como Wolf (1892); Villemur (1967); las Naciones Unidas (U.N.D.P., 1969); y Hungerbühler (2002), en el que se basa en mayor parte la presente investigación.

Estos investigadores interpretan a la cuenca como una depresión alargada de 7km de ancho y 25 km de largo, extendiéndose en dirección noroeste – sureste desde Catamayo al norte y Yangana al sur, teniendo su génesis producto del sistema de fallas noroeste – sureste que controlaron el desarrollo de esta cuenca.

La cuenca está dividida tectónicamente en dos bloques y por una falla NO - SE que va desde el barrio de San Pedro de Vilcabamba hasta el pueblo de la Picota (Kennerly, 1973). El bloque nororiental ha recibido la denominación del “Bloque La Granja” (Hungerbühler (2002); está dividida en cuatro formaciones que se describen a continuación:

Formación San José (Mioceno Medio)

Corresponde a los materiales inferiores del relleno sedimentario de la cuenca, mostrando un espesor aproximado de unos 400m; se apoya discordantemente sobre los materiales volcánicos de la Fm. Loma Blanca y pasaría sobre un supuesto contacto concordante a la Fm. Santo Domingo; se define la siguiente secuencia estratigráfica, comienza en la base con un paquete de ortoconglomerados masivos con clastos volcánicos bien redondeados, en una matriz areniscosa de tamaño de grano medio a grueso. Por encima aparecen una serie de secuencias gradadas de escala métrica formadas de muro a techo por, conglomerados y microconglomerados volcánicos con clastos subredondeados y base erosiva, que pasan a techo con limolitas y abundantes rizoconcreciones, nódulos

carbonatados, y por encima lutitas con yeso intersticial lenticular. En la parte media de la unidad aparecen una serie de secuencias lutíticas con abundantes venas de yeso fibroso secundario, ricas en ostracoditas con foraminíferos bentónicos dispersos, calizas mudstone, calcarenitas y litarenitas con cemento carbonatado. En la parte superior de la unidad, afloran un conglomerado relativamente continuo.

Formación San Francisco (Mioceno Superior)

Constituye la secuencia media – alta de relleno sedimentario de la cuenca Malacatos – Vilcabamba. Corrochano (2014). La unidad tiene un espesor variable y según ciertos autores alcanza los 800m de potencia (Hungerbühler, 1997; Hungerbühler et al., 2002). El tránsito inferior con la unidad infrayacente (Fm. Santo Domingo) suele ser un contacto fallado, infiriéndose un contacto concordante. El tránsito entre ambas unidades está caracterizado por una serie de tobas volcánicas de hasta 10m de espesor. Estas intercalaciones volcánico – sedimentarias están también presentes en la parte inferior de la Fm. San Francisco, donde se observan estratificaciones cruzadas en surco donde alternan depósitos con líticos volcánicos y metamórficos. El tránsito superior con la Fm. Cerro Mandango es gradual, y se establece cuando empiezan a predominar los conglomerados y se produce la transición del predominio de gris-azulados a marrones.

Está constituida por capas de limolitas y areniscas de grano fino a medio, que por lo general se encuentran bien clasificadas, que presentan una característica tonalidad gris-azulada (“areniscas azules”), también aparecen intercalaciones canaliformes de areniscas de color marrón con estratificación cruzada en surco y conglomerados con clastos metamórficos. Finalmente se encuentra discordante sobre la Unidad Quinara al sur poblado de Malacatos, al oeste se infiere un contacto transicional a la Fm. Santo Domingo y al sur subyace en discordancia angular a los depósitos conglomeráticos de la Fm. Cerro Mandango.

Formación Cerro Mandango (Mioceno-Superior)

Dentro de la cuenca sedimentaria Malacatos - Vilcabamba esta unidad ocupa la mayor extensión de la misma siendo más potente hacia el sur. Se caracteriza por la presencia abundante de ortoconglomerados con intercalaciones de areniscas, formando una gran secuencia granocreciente siendo común la presencia de intercalaciones tobáceas. Los conglomerados son masivos y pobremente clasificados, pudiendo presentar bases y techos planos y geometrías canaliformes de gran escala con superficies fuertemente

erosivas. Los clastos son de origen metamórfico, de tamaño variado, llegando a alcanzar diámetros superiores a 1m; por lo general son subangulosos y en algunos casos presentar imbricaciones. Las areniscas son de grano grueso y suelen presentar estratificación horizontal.

Formación Santo Domingo (Mioceno Medio-Superior)

Esta unidad aflora en la parte central y Norte de la cuenca, así como en el bloque de la Granja. Teniendo un espesor aproximado de 500-600 m.

Litológicamente está formada por la asociación de dos facies diferentes cuyo tránsito es gradual y se interpreta como un cambio lateral de facies (Hungerbühler et al., 2002). La asociación de facies inferior y superior está compuesta en su mayor parte por niveles lutíticos y evaporíticos correspondientes (Miembro Yeso) y la asociación de facies intermedias está caracterizada por la presencia de lutitas, areniscas, capas de turba, y carbón (Miembro Carbón). La unidad comienza con una secuencia de unos 100 m dominados por lutitas de color marrón oscuro (lutitas “chocolate”), que alternan cíclicamente con limolitas marrones con base y techo planos; también se observan intercalaciones muy esporádicas de areniscas de grano medio a grueso aparecen capas de yeso primario, nódulos lutíticos, carbonatados y de yeso. Por encima de esta sucesión lutítica aparecen el denominado Miembro Carbón; el tránsito entre ambos se define en la primera capa de carbón lateralmente continua. Esta asociación de facies está caracterizada por la presencia de lutitas “chocolate”, limos de color marrón-amarillo, areniscas, conglomerados y capas de carbón.

Esta formación sobreyace concordantemente a la Fm. San José y se infiere un paso transicional a la Fm. San Francisco, se propuso como ambiente de depósito una llanura lutítica con influencia mareal. La alternancia de capas de carbón y facies evaporíticas, sugiere que hubo cambios climáticos muy marcados en la zona de depositación.

Depósitos Aluviales (Holoceno)

Se agrupan principales depósitos coluviales y aluviales. Los depósitos aluviales se encuentran en los márgenes de los ríos Solanda, Malacatos y en el sector de Quinara. Están constituidos por material poco consolidado con cantos y bloques de rocas metamórficas y volcánicas. En la Figura 24, determina la geología regional enmarcado en rojo se encuentra el área de la presente investigación. En la Figura 25, se presenta un corte geológico del mapa geológico regional ubicando el área de estudio regionalmente.

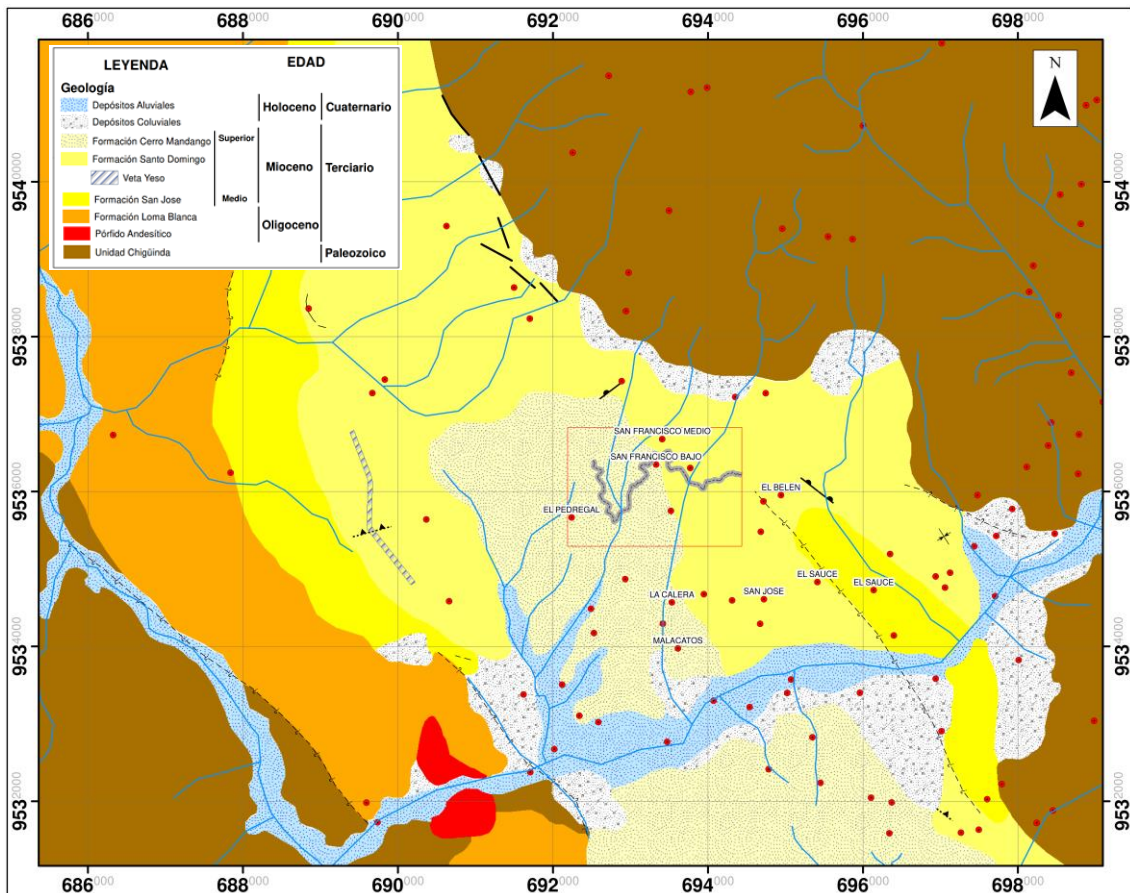


Figura 24. Geología regional de la cuenca Malacatos

Fuente: Elaborado por el autor (2019), adaptado de Medina (2014)

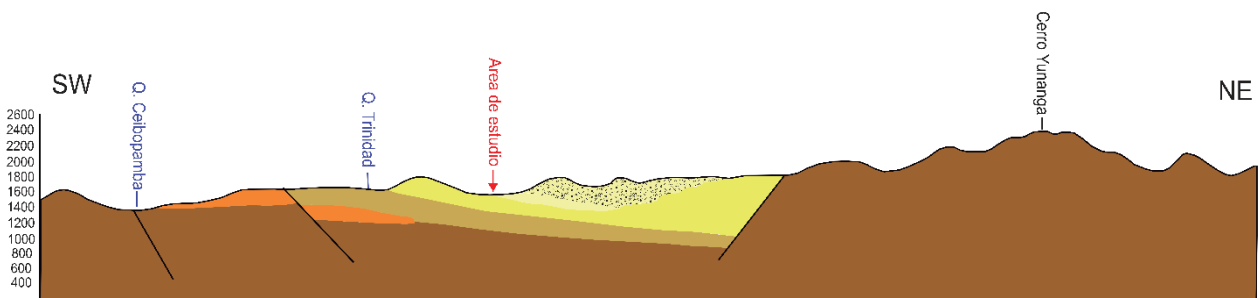


Figura 25. Perfil geológico de la cuenca de Malacatos (área de estudio)

Fuente: Elaborado por el autor, 2019. Adaptado de Medina (2014)

En la Figura 26 se representa la columna estratigráfica correspondiente a la cuenca Malacatos donde se encuentra las formaciones del área de estudio, adicional a esto la Tabla 22, se encuentra la síntesis litoestratigráfica de la cuenca Malacatos – Vilcabamba basado en Hungerbühler (2002) y Corrochano (2014), en la que se determina la edad de las formaciones geológicas del área de estudio. Para el mapa geológico regional ploteado Ver Anexo 7.2.

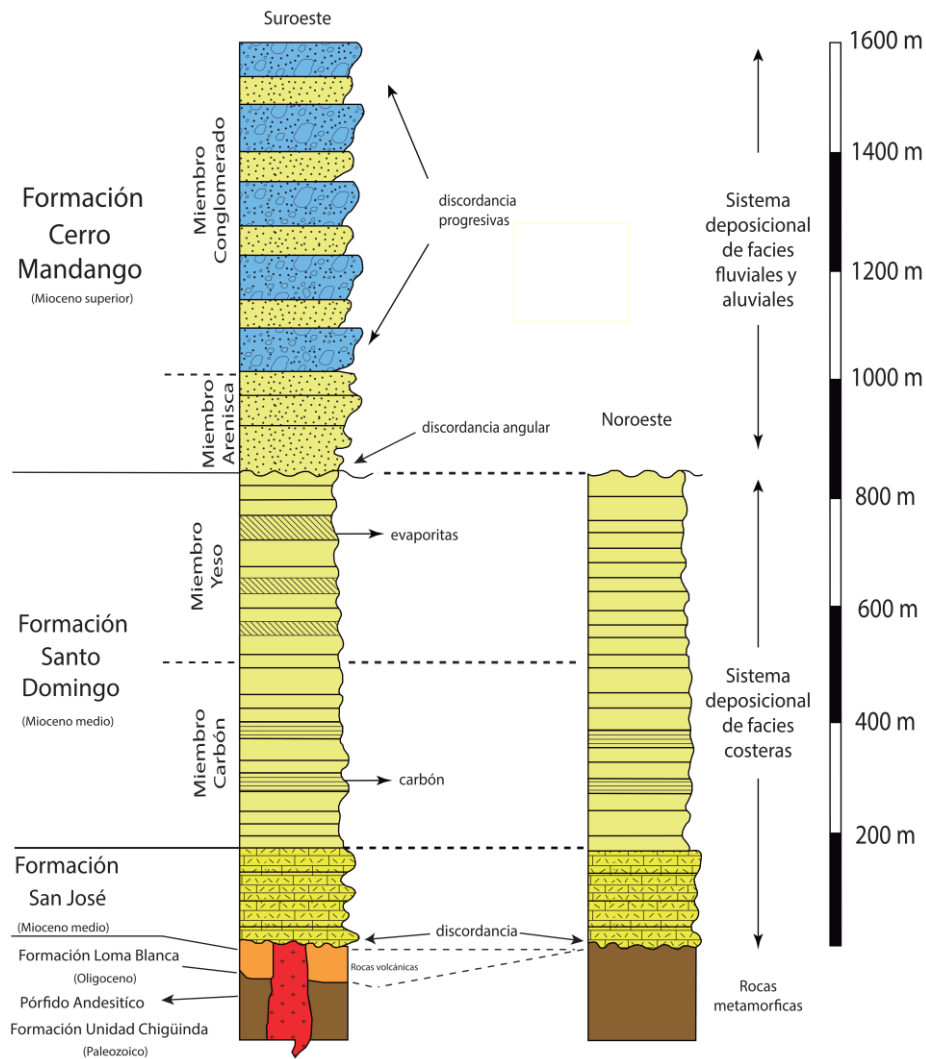


Figura 26. Columna estratigráfica de la cuenca sedimentaria Malacatos basada en Hungerbühler (2002)
Fuente: Elaborado por el autor

Tabla 22. Síntesis litoestratigráfica de la cuenca Malacatos basado en Hungerbühler-Corrochano (2014)

		EDAD	Hungerbühler (1997)	Corrochano (2014)
RELLENO SEDIMENTARIO	Mioceno	Ta	Fm. Cerro Mandango	Fm. Cerro Mandango
				Fm. San Francisco
		M	Santo Domingo	Santo Domingo
			San José	San José
BASAMENTO		Te	Quinara	Quinara
		Oligoceno	Loma Blanca	Loma Blanca
		Eoceno		
		Paleoceno		
		Cretácico		
	Pre-cretácico	Tres Lagunas	Tres Lagunas	
		Chigüinda	Chigüinda	

Fuente: El autor, 2019

6.3. Geología Local

El área de estudio del canal de riego se encuentra en la parte central de la cuenca sedimentaria de Malacatos, en la que afloran únicamente las formaciones Cerro Mandango y Santo Domingo, existiendo predominio de rocas sedimentarias.

En la Figura 27 se representa el mapa geológico del sector realizado mediante herramientas SIG y en la Figura 28 se presenta un corte geológico del mapa de estudio en el sector SW – NE en la que constan las principales litologías; de izquierda a derecha (conglomerados, areniscas, intercalaciones de arcillolitas con areniscas y lutitas).

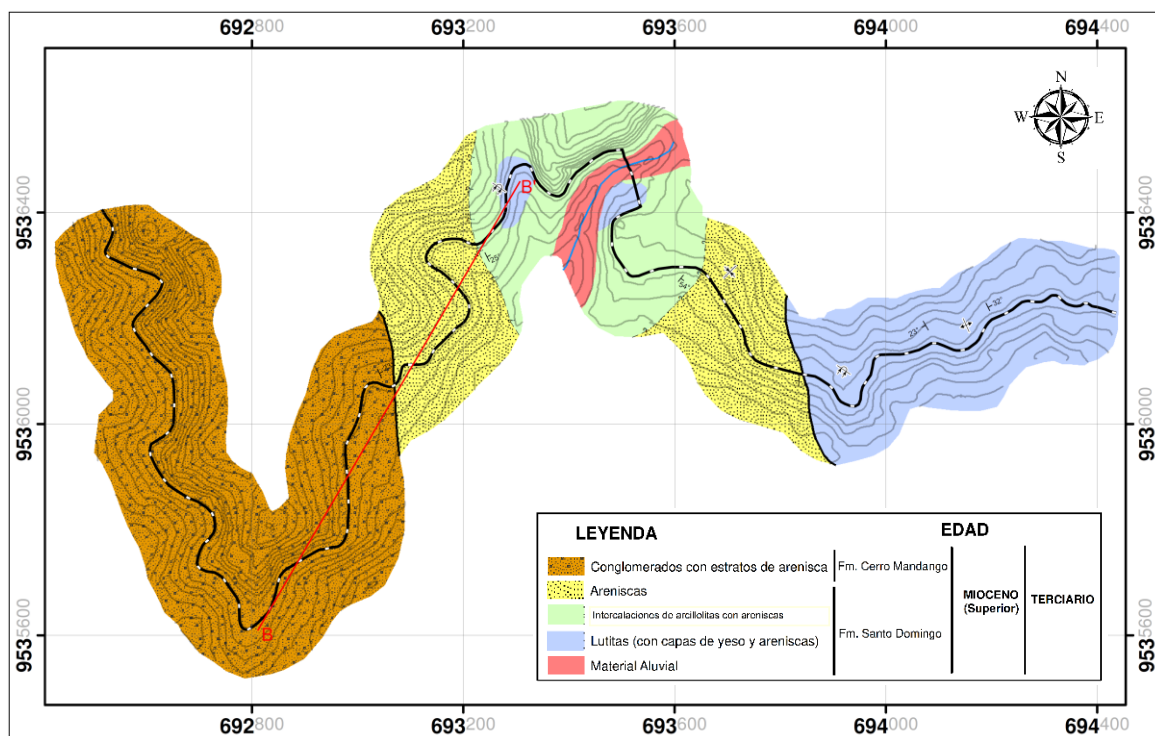


Figura 27. Mapa geológico del sector de estudio a través de herramientas SIG

Fuente: Elaborado por el autor

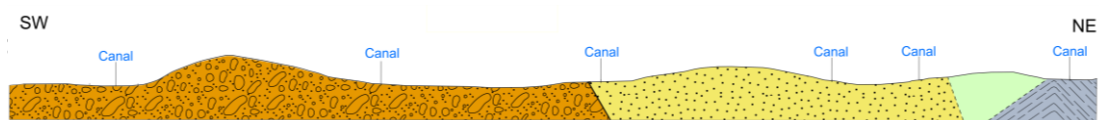


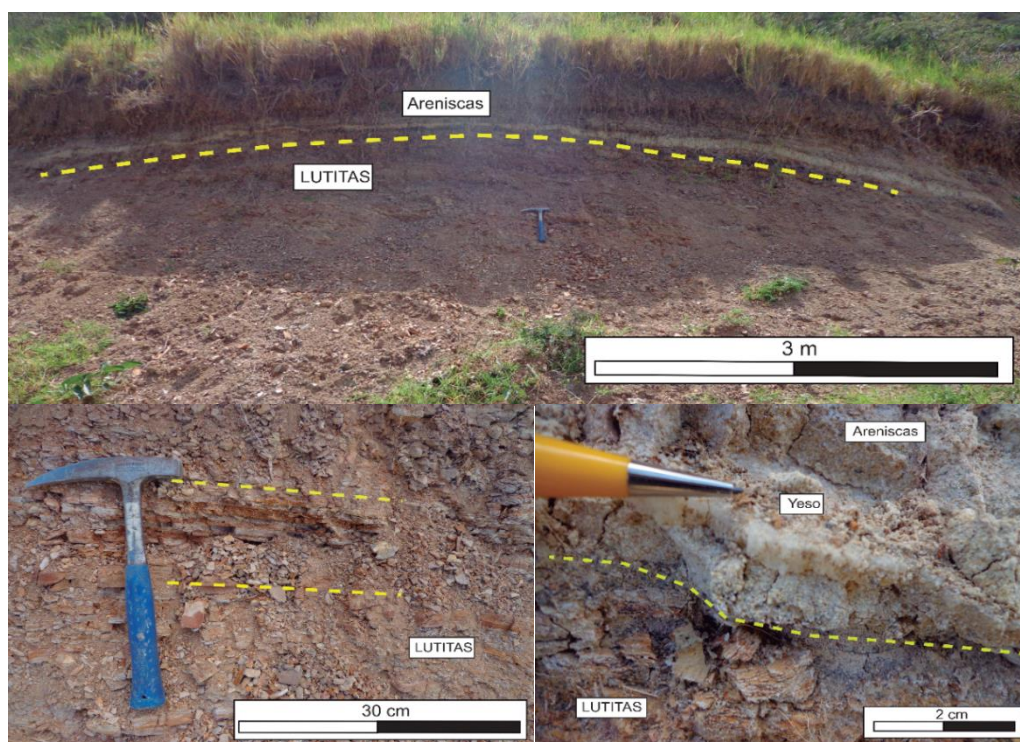
Figura 28. Perfil geológico del sector de estudio kilómetro 3

Fuente: Elaborado por el autor

6.3.1. Formación Santo Domingo

6.3.1.1. Lutitas (con capas de yeso y areniscas)

Afloran en gran medida en la zona nor – este del área de estudio las mismas que corresponderían a la edad Mioceno – Medio y por lo tanto a la Formación Santo Domingo que a su vez sobreyace a la Fm. San José. Las lutitas que se encuentran en los tramos del canal producto de la oxidación tienen colores que van desde blanco a café oscuro, además de una granulometría muy fina, con alteraciones de óxidos y vetas de yeso que van desde los 2cm hasta los 5 cm; estas mismas vetas siguen la estratificación de las lutitas y en algunos casos son perpendiculares a las mismas. Las capas de lutitas prevalecen en la mayoría del tramo del canal, además de estratos de areniscas y arcillolitas, la mayor parte de estas se encuentran meteorizadas y alteradas; en ciertos sectores presentan deformaciones producto de las capas de yeso. En la Fotografía 22 se visualiza los estratos de lutitas con capas de areniscas y vetillas de yeso.



Fotografía 22: Vista E-O de un afloramiento de lutitas con capas de arenisca y yeso

Fuente: El Autor, 2019

En el afloramiento de la Fotografía 23, las lutitas tienen buena fisibilidad, se pudo localizar presencia de fósiles específicamente de tipo hojas, que se encuentran medianamente conservados debido a la erosión. Conforme avanza el canal hacia el oeste

estas lutitas se introducen hasta perderlas de vista y son sobreyacidas por capas de arcillolitas y areniscas en contactos claramente identificados en campo. Este afloramiento corresponde a la Fm. Santo Domingo formado por lutitas cuyos planos de estratificación tienen una dirección de $325^{\circ}/55^{\circ}\text{NE}$. Ubicado en en 693492mE – 9536384mN (Datum WGS84 UTM 17S).



Fotografía 23: a) Vista E-O de un afloramiento de lutitas b) Acercamiento del afloramiento con vetillas de yeso c) Afloramiento de lutitas con deformaciones pequeñas por efecto del yeso.

Fuente: El Autor, 2019

6.3.1.2. Areniscas Grano Medio a Grueso

Las areniscas que pertenecen a la Fm. Santo Domingo se encuentran dentro de la secuencia sedimentaria con las lutitas, estas areniscas presentan colores claros amarillentos a grises producto de la presencia de feldespatos, son de grano medio a grueso. Además, se encuentran areniscas amarillentas que junto a vetillas de yeso forman parte de los estratos de lutitas en la parte superior de los cmismos.

El afloramiento de la Fotografía 24 corresponde a una arenisca de color gris claro bien cimentada, de grano medio a grueso con presencia de lentes de microconglomerados con clastos de 0.5 cm, poco erosionada este afloramiento que se encuentra en el kilómetro 3,5. Ubicado en 693446mE – 9536527mN (Datum WGS84 UTM 17S).

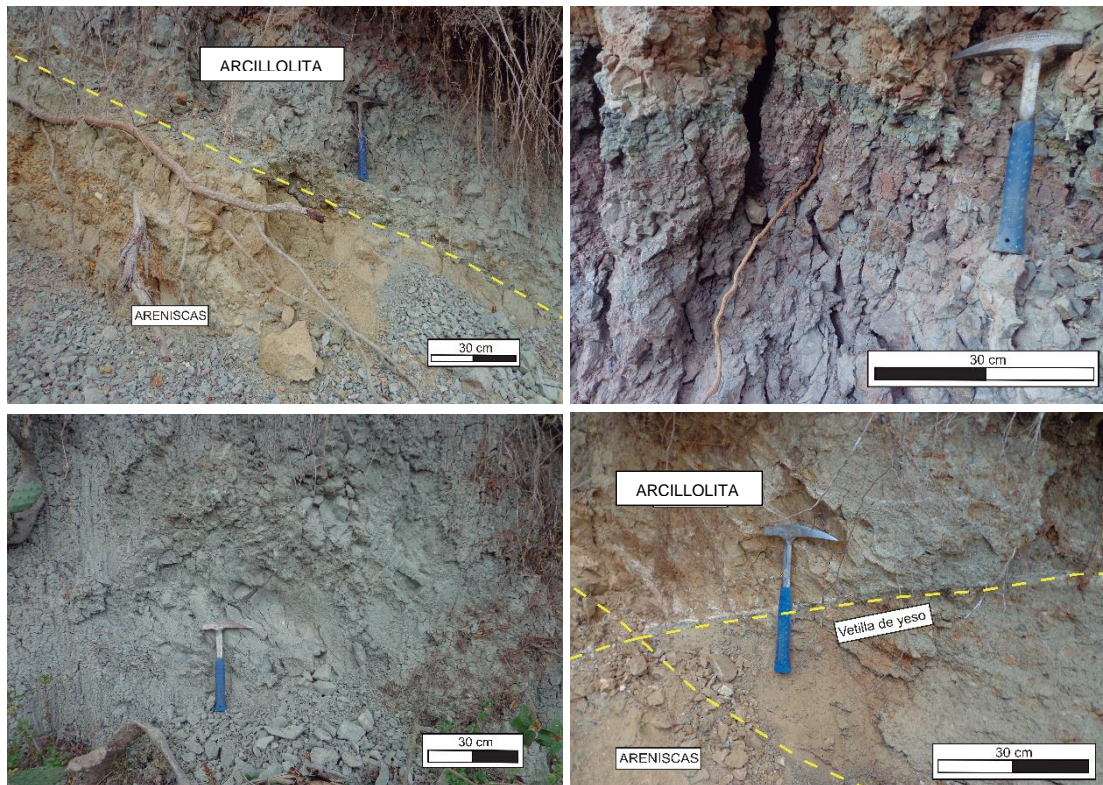


Fotografía 24: a) Vista NW-SE afloramiento areniscas amarillentas b) Contacto entre las lutitas y las areniscas de la Fm. Santo Domingo c) Muestra de mano arenisca grisácea d) Afloramiento areniscas compactas con lentes de microconglomerado

Fuente: El Autor, 2019

6.3.1.3. Intercalaciones de Arcillolitas con Areniscas

Las arcillolitas cubren la base de la mayoría del canal presentan fisuras y variación de colores desde azuladas hasta tonos violáceos, amarillosos y marrón oscuro, producto de oxidaciones están medianamente compactadas, no presentan una dirección preferencial y se encuentran en sectores intercalados con pequeños estratos de areniscas que contienen vetillas de yeso en sectores puntuales. Además forman el recubrimiento de la quebrada San Francisco, estas arcillolitas forman parte de la Fm. Santo Domingo y forman una secuencia sedimentaria con las areniscas, se encuentran en contactos bien definidos, de acuerdo a las calicatas realizadas se determinó arcillolitas en el sector sur – este con media plasticidad y consistencia media. Las arcillolitas del sector este se encuentran más compactas que las lutitas de la parte oeste del canal de riego. Los afloramientos de la Fotografía 25 se encuentran Ubicados en 693537mE – 9536533mN (Datum WGS84 UTM 17S).



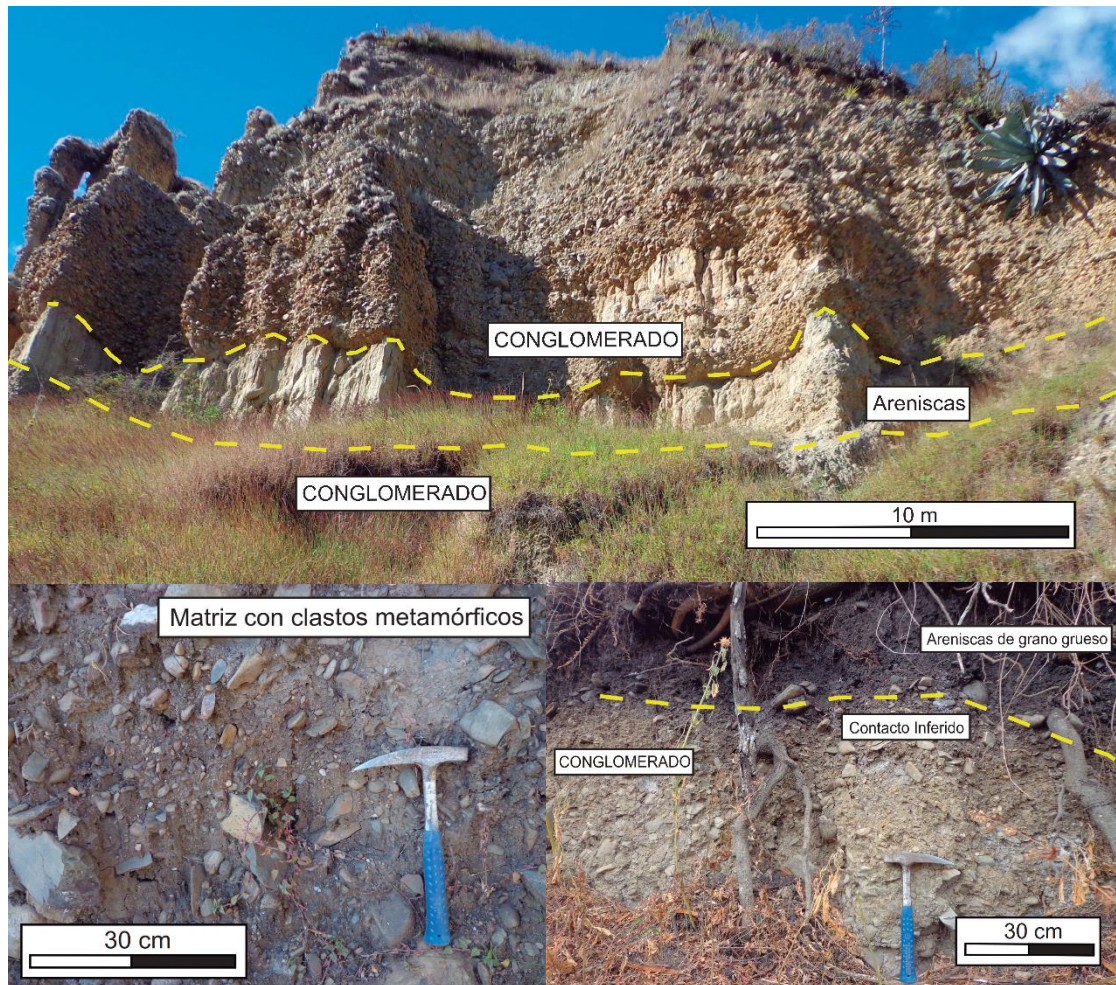
Fotografía 25. Vista S-W de un afloramiento de arcillolitas azuladas b) Afloramiento de arcillolitas con colores violáceos y cafés.

Fuente: El Autor, 2019

6.3.2. Formación Cerro Mandango

6.3.2.1. Conglomerados Intercalados con Areniscas

Los conglomerados se ubican y cubre toda la parte oeste del área de estudio corresponden a la Fm. Cerro Mandango. Esta unidad litológica presenta estratificación con areniscas que en la mayor parte forman estratos subhorizontales, los conglomerados de esta unidad son pobremente clasificados que van desde subredondeados hasta angulosos lo que indica poca transportación con matriz limo – arcillosa con cantos como cuarcitas de origen metamórfico que van desde los 5 cm hasta los 50cm. En este sector también se forman grandes escarpes de esta litología como se puede apreciar en la Fotografía 26. Ubicación: 692627mE – 9535891mN (Datum WGS84 UTM 17S). Las areniscas y conglomerados se encuentran muy bien consolidados producto de la erosión y las lluvias formando estructuras geomorfológicas como torres rocosas, que son producidas por la erosión del material blando en este caso las areniscas.

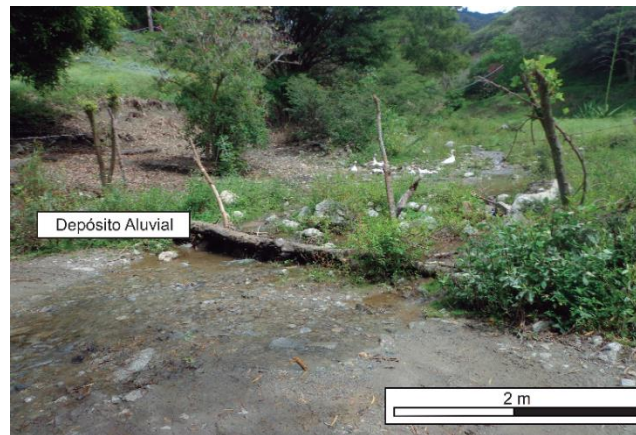


Fotografía 26. a) Vista E-O de afloramiento de conglomerados y areniscas, b) Matriz de conglomerados con clastos metamórficos, c) Contacto inferido entre la Fm. Cerro Mandango y Fm. San Francisco.

Fuente: El Autor, 2019

6.3.2.2. Depósitos Aluviales

Dentro del sector que cubre el canal de riego nos encontramos con la quebrada San Francisco que sirve como tributario para el río Malacatos, esta conformada de depósitos aluviales con clastos metamórficos e ígneos redondeados, en tamaños variados desde unos cuantos centímetros hasta 30 – 40 cm de diámetro. El material cementante que se puede observar son limos y arenas. Estos depósitos aluviales ocupan un área relativamente pequeña, dicha quebrada sirve como desemboque del agua que viene del canal de riego. En la Fotografía 27, se determina la presencia de aluviales producto de la quebrada San Francisco.



Fotografía 27. Vista NW – SE de la quebrada San Francisco correspondiente a los depósitos aluviales.
Fuente: El Autor, 2019

6.4. Geología Estructural

El sector de estudio está ubicado en los bloques La Merced y La Granja. En el centro la falla inversa San Francisco, con dirección NE – SW y buzamiento vertical, divide la cuenca en dos bloques, siendo desarrollada durante y después de la colmatación de la cuenca, abarcando los periodos litoral (Mioceno medio – superior) e intramontañoso (Mioceno superior – Plioceno). Al sur – este se encuentra la Falla Picota con una dirección NW – SE y buzamiento al noreste que ha controlado el levantamiento de las secuencias sedimentarias. En la Figura 29, se presenta las estructuras regionales de la cuenca Malacatos.

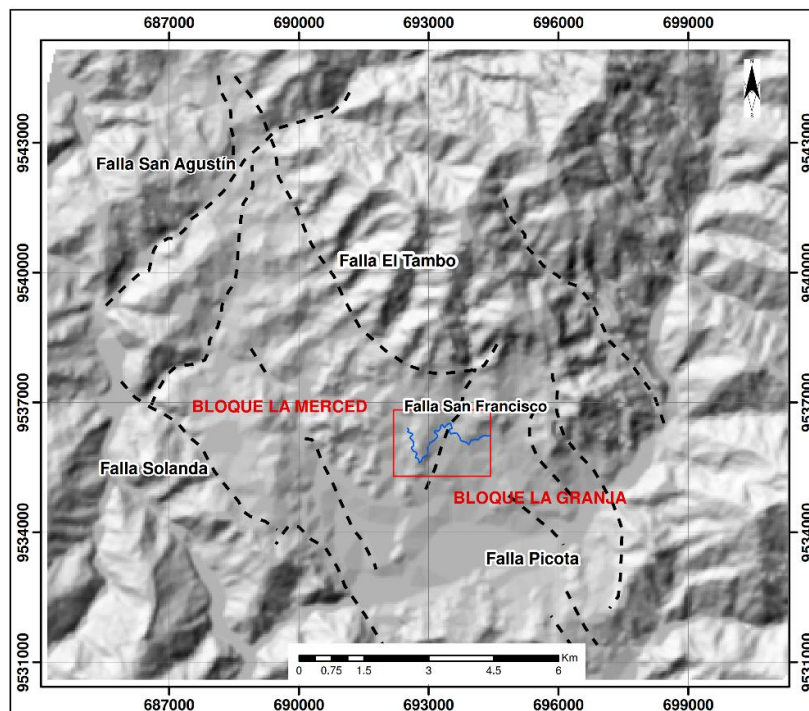
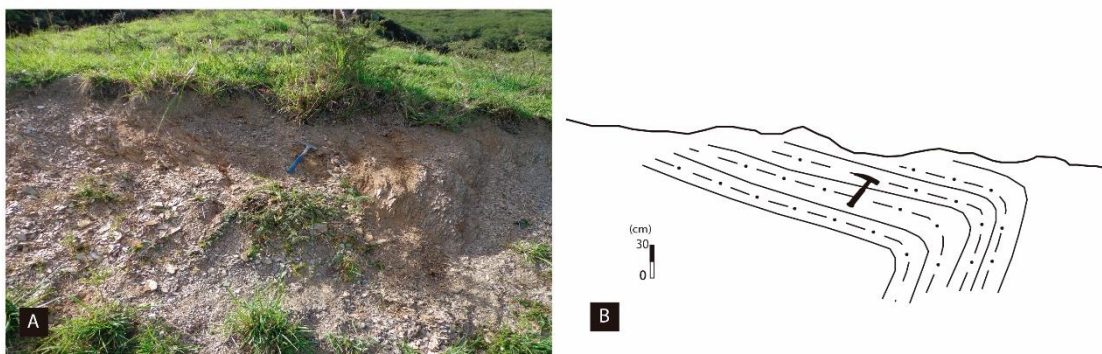


Figura 29. Mapa esquemático de la falla del norte de la cuenca Malacatos Vilcabamba
Fuente: Solis, Reyes & Corrochano (2017)

En la Figura 29, se ubica el sector de estudio entre los bloques La Merced y la Granja, limitado por las fallas regionales por otro lado entre las formaciones sedimentarias y las unidades del basamento metamórfico y/o volcánico, las falla inversa San Agustín, con dirección NE – SW y buzamiento vertical, al nororiente de la cuenca se encuentra la falla inversa El Tambo, con dirección variable entre N – S y ENE – WSW y buzamiento entre este y noroeste, levanta la Unidad Tres Lagunas, al occidente la falla inversa Solanda se presenta segmentada con direcciones entre N – S y NW – SE y buzamiento hacia el oeste, elevando la Formación Loma Blanca.

En el área de estudio se recolectó los datos estructurales de las diferentes unidades litológicas, por otro lado en la litología correspondiente a las lutitas se pudo identificar la presencia de estructuras sedimentarias como pliegues.

En la Fotografía 28 del afloramiento se puede apreciar la presencia de un pliegue tumbado de lutitas plegadas y alteradas de coloración blanquecina a café muy fracturadas, se encuentra ubicado en el kilómetro 0,5 del sector de estudio, posiblemente de origen no tectónico, cuyos flancos tienen las siguientes medidas de yacencia $30^{\circ}, 24\text{NE}$ y $345^{\circ}, 60\text{SW}$. Ubicación: 693929mE – 9536107mN (Datum WGS84 UTM 17S).

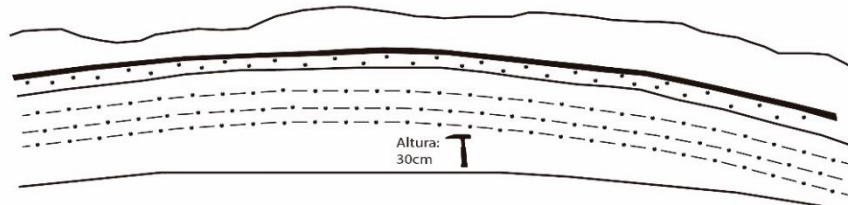


Fotografía 28. Vista E-O de un pliegue tumbado presente en las lutitas de la Fm. Santo Domingo. La vergencia de este plegamiento es hacia el O

Fuente: El Autor, 2019

El afloramiento de la Fotografía 29, presenta lutitas de color café oscuro alteradas además la presencia de material orgánico en la parte superior del afloramiento hace que estas tengan coloración oscura, se encuentra estratificado con una capa de arenisca (10cm) y vetillas de yeso de no más de 2cm, las capas de lutita tiene una dirección preferencial hacia el NW siendo sus elementos de yacencia $305^{\circ}/33\text{NE}$. Ubicado en 694405mE – 9536298mN (Datum WGS84 UTM 17S). Las lutitas también afloran en tramos del canal

que corresponden a la parte central del área de estudio formando estructuras como pliegues y monoclinales estos afloramientos son sobreyacidos por capas de arcillolitas y areniscas, al igual que los anteriores tienen buena fisibilidad y presentan esporádicas vetas de yeso en ellas



Fotografía 29. Vista N-W de un afloramiento de lutitas alteradas con capas de areniscas y yeso
Fuente: El Autor, 2019

El afloramiento de la Fotografía 30, corresponde a lutitas de color amarillo y cafés con capas pequeñas de yeso y areniscas que se encuentran entre las capas de lutitas los elementos de yacencia de este pliegue son $315^{\circ}/30NE$ y $210^{\circ}/14SW$. Ubicado en: 693270mE y 9536439mN (Datum WGS84 UTM 17S).



Fotografía 30: Vista N-E de un afloramiento de lutitas que forman un pliegue tumbado la vergencia de este plegamiento es hacia el oeste
Fuente: El Autor, 2019

6.5. Caracterización Geotécnica

Dentro de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), sugiere que para esta clase de estudios es necesario presentar todas las actividades que comprenden el reconocimiento en el campo, la investigación del subsuelo, los análisis y las recomendaciones ingenieriles tanto para el diseño como la construcción de las obras que están en contacto con el suelo, de tal manera que se garantice que esta infraestructura tenga un comportamiento adecuado sean estas grandes edificaciones, puentes, así como pequeñas infraestructuras como canales de riego, evitando el daño a las mismas y se preserve la vida humana. (NEC, 2014).

6.5.1. Antecedentes Generales

El canal de riego Campana Malacatos es una obra de infraestructura hidráulica que empezó su construcción en el año de 1978 y puso su funcionamiento en el año de 1993, teniendo varias adecuaciones hasta la actualidad. La principal fuente de captación es el río Campana ubicado a 1753 msnm, este sistema de riego cuenta con una comunidad de regantes de 900 usuarios llegando a cubrir un total de 844,28 Ha de los 12,76 km de longitud que tiene el canal, siendo los 4 km finales en los que se basa el estudio.

La sección transversal del canal es de 1,10m de ancho por 0,90 m de profundidad, construido de hormigón simple. Actualmente presenta problemas en su infraestructura generando fisuras a lo largo del canal, por lo tanto es necesario el estudio geotécnico ya que si únicamente fuera un estudio geológico, el estudio no sería completo e impreciso, el análisis de otros factores como la litología, topografía, geomorfología o pendientes son también complementarios pero estos debemos relacionarlos como las propiedades físico – mecánicas de los suelos a través de ensayos geotécnicos, es decir, son parámetros cuali-cuantitativos, siendo la única manera de obtenerlos mediante la exploración geotécnica, usando los métodos directos e indirectos.

6.5.2. Métodos Indirectos

En cuanto a los métodos indirectos la Norma Ecuatoriana de Construcción (2014), nos propone como métodos a usar los SEV's o sísmica de refracción, además indica la combinación entre los métodos directos e indirectos como recomendación para obtener un mayor rango de confiabilidad en los resultados.

6.5.2.1. Sondeos Eléctricos Verticales (S.E.V)

Se realizaron un total de 4 sondeos eléctricos verticales sistemáticamente definidos, es necesario mencionar que la finalidad de este ensayo fue determinar los niveles freáticos de cada sector donde se realizó el SEV ya que las resistividades que se obtienen al relacionarlos con tablas son muy amplias, para en este caso definir litologías y obtener un corte geoelectrico integro. En la Figura 30 y Tabla 23 se ubican los SEV's con su dirección y abertura realizados en el área de estudio.

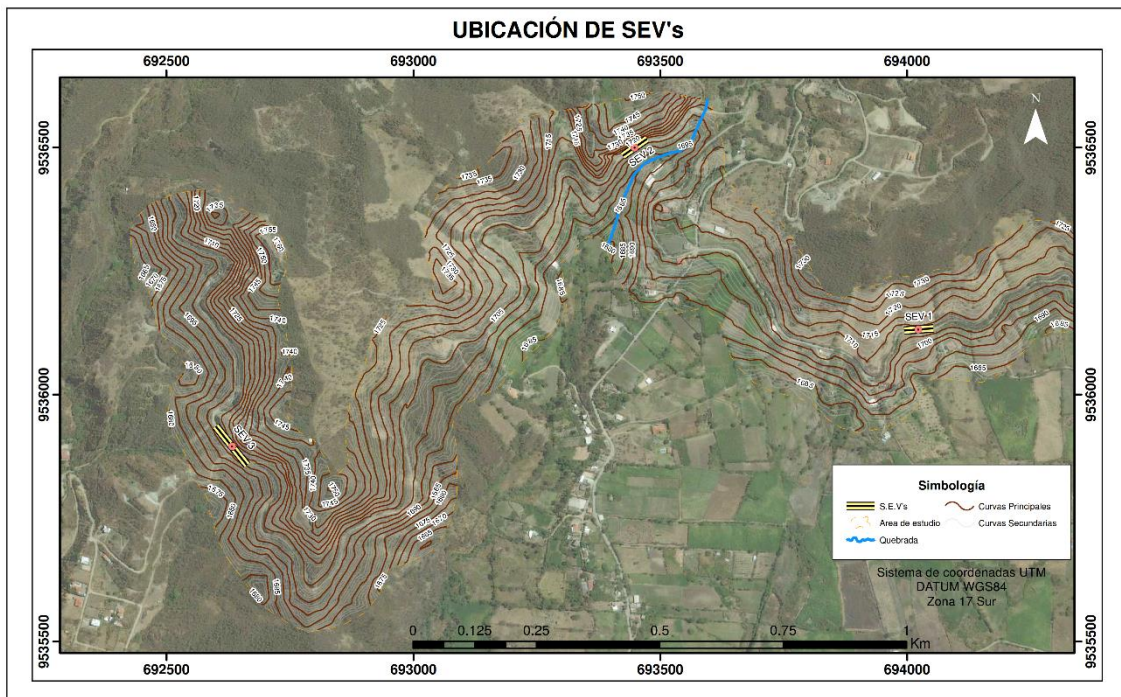


Figura 30. Ubicación de los sondeos eléctricos verticales en campo
Fuente: El autor, 2019

Tabla 23. Localización de las líneas de los sondeos eléctricos verticales

Línea SEV	EJE CENTRAL			ABERTURA AB/2	DIRECCIÓN (Azimutal)
	Norte (Y)	Este (X)	Cota (Z)		
Línea 1	9536130	694018	1707	30	84°
Línea 2	9536504	693454	1706	30	35°
Línea 3	9535891	692634	1704	50	130°

Fuente: El autor, (2019)

SEV 1

- Descripción general y resistividades obtenidas

Esta línea se realizó al noreste del sector de estudio específicamente en las coordenadas 694018mE - 9536130mN, con una dirección de N84°E, una abertura máxima AB/2 de 30 y una profundidad estimada de 10 m. En la Tabla 24 se encuentran los datos obtenidos en campo y en la Figura 31, los datos ingresados al software para su interpretación.

Tabla 24. Datos obtenidos en el campo para el SEV 1

Estación punto	AB/2 (m)	MN(m)	k(m)	Resistividad ($\Omega \cdot m$)
1	1	0,5	2,4	7,39
2	1,5	0,5	6,28	8,00
3	2	0,5	11,78	8,32
4	2,5	0,5	18,85	8,53
5	2,5	1	8,25	8,82
6	3	0,5	27,5	8,80
7	3	1	12,6	9,10
8	5	1	37,7	10,19
9	7	1	75,4	10,67
10	10	1	155,5	9,91
11	10	2,5	58,9	9,61
12	15	1	351,9	9,61
13	15	2,5	137,4	9,98
14	20	2,5	247,4	12,48
15	20	10	47,1	10,58
16	30	2,5	561,6	5,97
17	30	125,7	125,7	5,53

Elaboración: El autor, 2019

- Obtención de curvas de resistividad

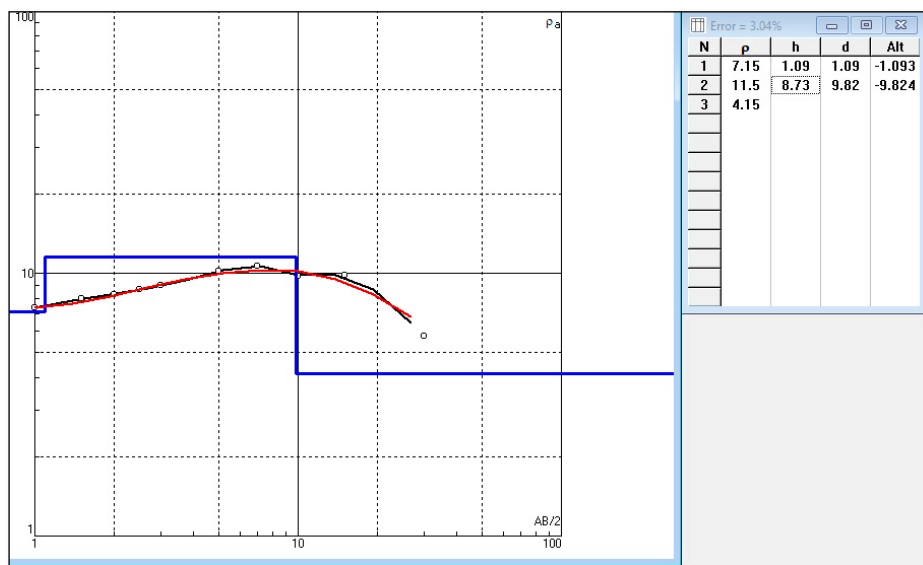


Figura 31. Curvas de resistividad y error admisible del SEV 1

Fuente: El autor, 2019

- Análisis de perfil geoelectrico

De acuerdo a la Figura 32 se determina que existen tres capas. La primera capa correspondería a lutitas algo húmedas con una resistividad de $7,15 \Omega.m$ y una potencia de 1,09m; la segunda capa formada por una segunda capa de lutitas con una resistividad de $11,15 \Omega.m$ y una potencia de 8,73m. Se estima a mayor profundidad la presencia de una capa de lutitas muy húmedas y saturadas con una resistividad de $4,15 \Omega.m$.

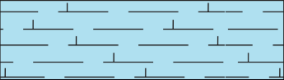
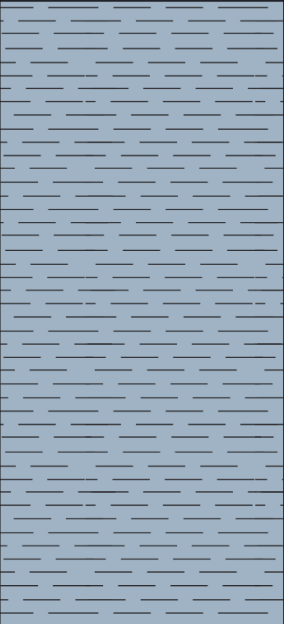
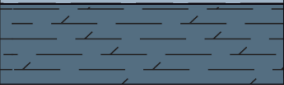
Resistividad	Espesor	Perfil estratigráfico	Descripción
7,15 $\Omega.m$	1,09 m		Lutitas algo húmedas
11,5 $\Omega.m$	8,73 m		Lutitas
4,15 $\Omega.m$	-		Lutitas muy húmedas

Figura 32. Corte geoelectrico del SEV 1

Fuente: El autor, 2019

SEV 2

- Descripción general y resistividades obtenidas

Esta línea se realizó al noroeste del sector de estudio en las coordenadas 9536504mN – 693454mE, con una dirección de N35E, una abertura máxima AB/2 de 30 y una profundidad estimada de 10 m. Para visualizar los datos obtenidos en campo y la curva de resistividad obtenida en el programa Ver Anexo 3.

- Análisis de perfil geoelectrico

De acuerdo a la Figura 33, se determina que existen tres capas. La primera capa correspondería a las areniscas con una resistividad de $75,5 \Omega.m$ y una potencia de 1,67m; la segunda capa comprende una capa de lutitas con una resistividad de $11,6 \Omega.m$ y una potencia de 7,84m. Se estima a mayor profundidad la presencia de una segunda capa de lutitas con algo de humedad y con una resistividad de $8,99 \Omega.m$. pero sin una potencia definida.


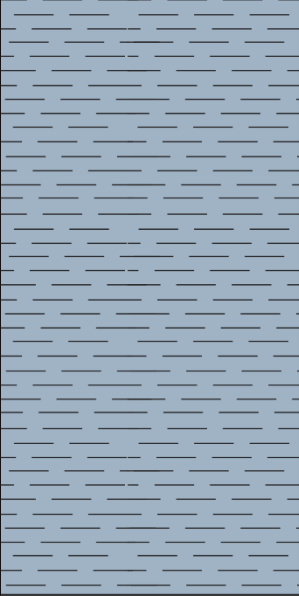

Resistividad	Espesor	Perfil estratigráfico	Descripción
75,5 $\Omega.m$	1,67 m		Areniscas
11,6 $\Omega.m$	7,84 m		Lutitas
8,99 $\Omega.m$	-		Lutitas algo húmedas

Figura 33. Corte geoelectrico del SEV 2

Fuente: El autor, 2019

SEV 3

- Descripción general y resistividades obtenidas

Esta línea se la realizó al noroeste del sector de estudio en el Km 3 aproximadamente y en las coordenadas 953891mN – 692634mE, con una dirección de S50E, con una abertura

máxima AB/2 de 50 y una profundidad estimada de 16,67 m, este SEV corresponde litológicamente a la Fm. Cerro Mandango. Para visualizar los datos de campo y la curva de resistividad ver Anexo 3.

- Análisis de perfil geoelectrico

De acuerdo a la Figura 34 se determina que existen cuatro capas. La primera capa pertenecería a conglomerados con matriz arenosa y clastos metamórficos con una resistividad de 91 $\Omega.m$ y una potencia de 2,56 m; la segunda capa correspondería a una capa de areniscas con algo de húmedas, con una resistividad de 48,9 $\Omega.m$ y una potencia de 1,96m. La tercera capa comprende lutitas con una resistividad de 7,85 $\Omega.m$ y una potencia de 9,01m. Se estima a mayor profundidad la presencia de una segunda capa de areniscas con mayor de humedad con una resistividad de 23,5 $\Omega.m$. pero sin una potencia definida.



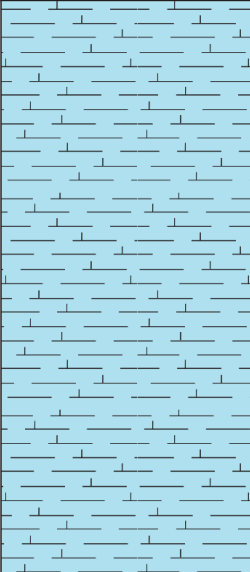

Resistividad	Espesor	Perfil estratigráfico	Descripción
91 $\Omega.m$	2,56 m		Conglomerados
48,9 $\Omega.m$	1,96 m		Areniscas algo húmedas
7,85 $\Omega.m$	9,01 m		Lutitas algo húmedas
23,5 $\Omega.m$	-		Areniscas húmedas

Figura 34. Corte geoelectrico del SEV 3
Fuente: El autor, 2019

6.5.3. Métodos Directos

Para el cumplimiento del objetivo tres y debido a la limitada cantidad de recursos para los ensayos se optó por realizar: calicatas geotécnicas y ensayos de penetración estándar, además de calicatas adicionales para la toma de muestras inalteradas usadas en los ensayos de corte directo y compresión simple.

6.5.3.1. Calicatas Geotécnicas

Para el estudio se realizó un total de 7 calicatas sistemáticamente definidas, esto en parte por la falta de afloramientos en estas zonas y para constatar la geología local del sector; por otro lado, para la abertura de dichas calicatas se realizó mediante medios manuales con el uso de herramientas como palas y barretas, debido a la dificultad del sector para el ingreso de cualquier tipo de maquinaria mecánica. En las calicatas se describió las diferentes variaciones litológicas, textura, color, humedad, y consistencia. La ubicación de las calicatas sobre el área de estudio es representada en la Figura 35, por otro lado en la Tabla 25 es detallado el lugar exacto para la abertura de las mismas con su respectiva dimensión y profundidad.

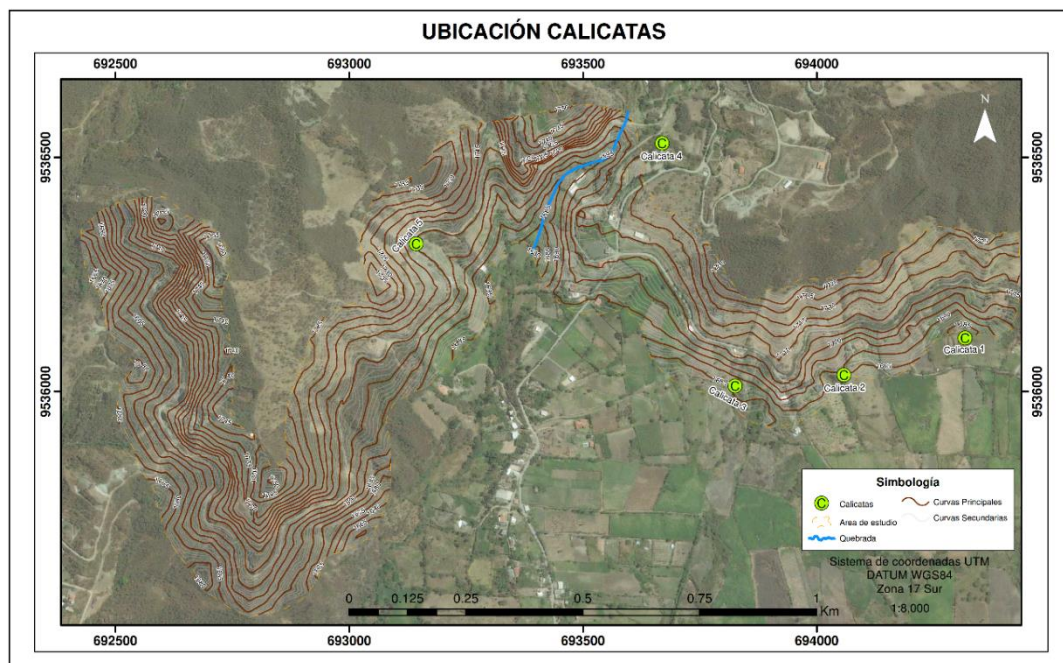


Figura 35. Ubicación de calicatas en campo

Fuente: El autor, 2019

Tabla 25. Localización de las calicatas geotécnicas

N° Calicata	Coordenadas			DIMENSIONES		
	Norte (Y)	Este (X)	Cota (Z)	Longitud	Ancho	Profundidad
Calicata 1	9536114	694317	1679	1 m	0,60 m	0.80 m
Calicata 2	9536035	694058	1686	1 m	0.60 m	1 m
Calicata 3	9536012	693825	1686	0.75m	0.70 m	1.20 m
Calicata 4	9536530	693669	1712	1 m	1 m	1.50 m
Calicata 5	9536315	693143	1704	0.70 m	0.80 m	1.10 m

Fuente: El autor, (2019)

Para la primera calicata, se determinó que el tipo de suelo corresponde a un suelo en su mayoría limo arcilloso con una consistencia blanda, se localizó el nivel freático a una profundidad de 0,60 m.

Para el caso de la segunda calicata, el tipo de suelo es arcilloso de coloración café y un suelo arenoso de color café medianamente plástico, a partir del 0,80 se determina la presencia de lutitas medianamente plásticas.

En la tercera calicata, presenta un suelo arenoso de coloración café oscuro, a una profundidad de 0,60 metros se localiza la presencia de sedimentos de arcillas de coloración violacea y café altamente plástica.

En la cuarta calicata, existe un predominio de arcillas hasta los 0.80 m de profundidad de coloración café oscura con estratos de arenas la arcilla es altamente plástica a una profundidad de >1.50m se determinó la presencia de lutitas de gran fisibilidad.

En la quinta calicata, se determinó la presencia de dos estratos arcillosos – arenosos muy sueltos y secos de coloración café oscura. En el Anexo 2 se detalla la caracterización de las calicatas mediante fichas usadas en campo.

6.5.3.2. Ensayo de Penetración Estándar (S.P.T)

Se realizaron un total de 4 ensayos SPT, bajo la normativa ASTM D1586 y siguiendo la metodología explicada anteriormente, en la cual, al tratarse de un canal de riego, se realizó un SPT por cada litología del sector de estudio. En la Figura 36 se detalla la ubicación de los ensayos en campo y en la Tabla 26 la ubicación exacta y profundidad del sondeo realizado para cada SPT.

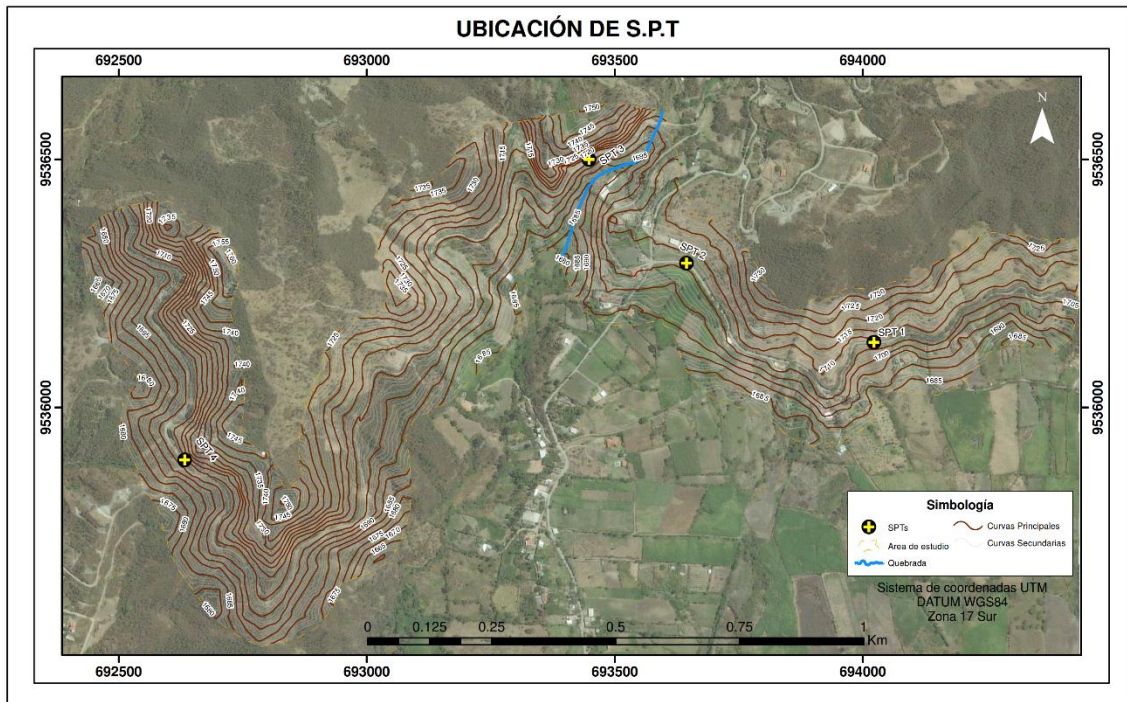


Figura 36. Ubicación de los S.P.T en campo
Fuente: El autor, 2019

Tabla 26. Localización de los sondeos geotécnicos (SPT)

N° Sondeo	Coordenadas			OBSERVACIONES	
	Norte (Y)	Este (X)	Cota (Z)	Nivel Freático	Profundidad
Sondeo 1	9536130	694018	1707	-	6 m.
Sondeo 2	9536298	693665	1706	-	6 m.
Sondeo 3	9536504	693454	1706	-	3 m.
Sondeo 4	9535891	692634	1704	-	3 m.

Fuente: El autor, (2019)

Se realizó una perforación total de 18 metros, entre los cuatro SPT's realizados en los tramos del canal de riego, siendo caracterizados cada metro de perforación, y abarcando cada unidad litológica levantada, los primeros dos SPT's corresponden a zonas donde se encuentran deslizamientos y donde el canal presenta daños estructurales por lo cual se optó por realizar perforaciones de seis metros en estos sectores, y dos perforaciones adicionales de tres metros en las otras unidades litológicas mapeadas. En las Fig. 37 – 40 y en las Tablas 27 – 30, se representa los resultados obtenidos mediante los ensayos SPT, para ver los resultados a detalle Ver Anexo 4.

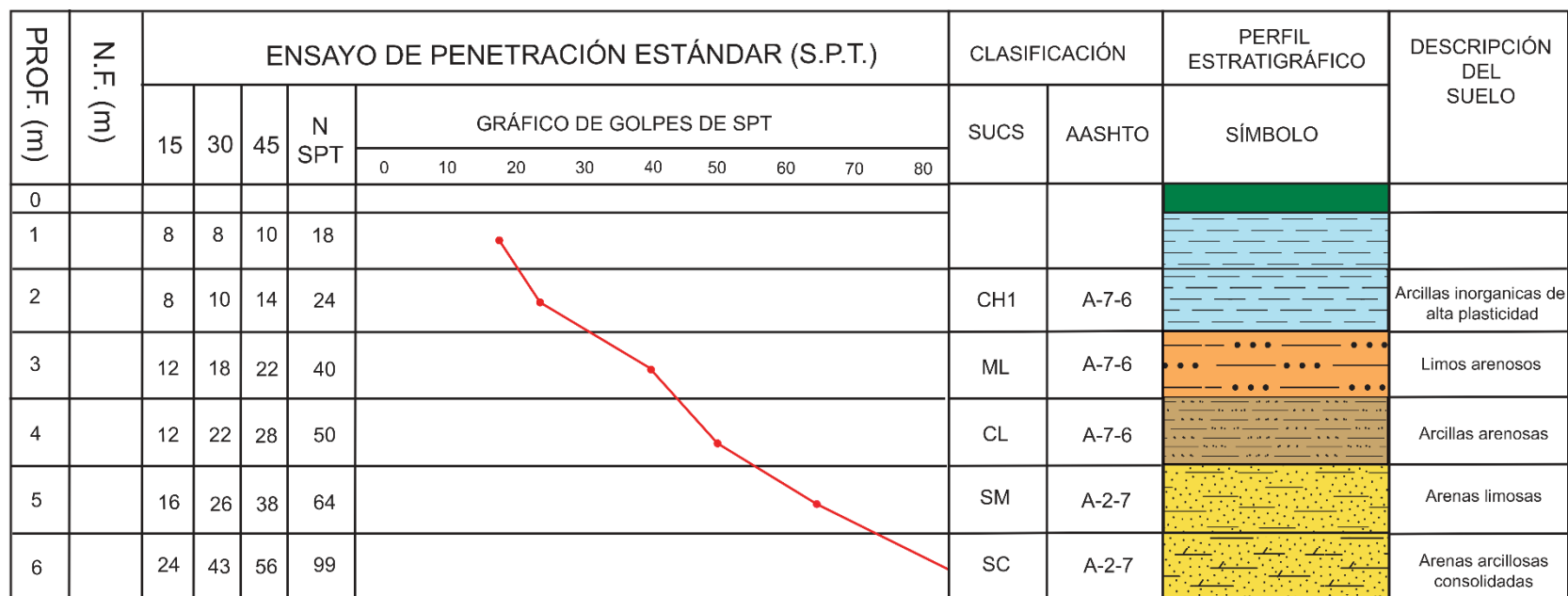


Figura 37. Perfil estratigráfico del SPT 1

Fuente: El autor, 2019

Tabla 27. Datos del SPT 1

Prof. (m)	Límites de Atterberg				Granulometría			Clasificación		Golpes N			NSPT	q_u (Kg/cm ²)	q_{u-neta} (Kg/cm ²)	q_{a-neta} (Kg/cm ²)	c' (Kg/cm ²)	ϕ (°)	γ (T/m ³)	$\gamma * H$ (T/m ²)
	C.H %	L.L %	L.P %	I.P %	G %	S %	C %	SUCS	AASHTO	15 cm	30 cm	45 cm								
1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	8	8	10	18		6.25	2.08	35	1.75	1.75
2	27	57	16	41	0	29	71	CH 1	A - 7 - 6	8	10	14	24	3.15	7.09	2.36	1.58	1.80	3.55	
3	29	49	28	21	1	22	77	ML	A - 7 - 6	12	18	22	40	4.71	10.59	3.53	2.35	1.85	5.40	
4	27	48	26	22	2	23	75	CL	A - 7 - 6	12	22	28	50	6.12	13.78	4.59	3.06	1.85	7.25	
5	20	56	31	25	4	61	35	SM	A - 2 - 7	16	26	38	64		16.40	5.47		48	1.90	9.15
6	27	58	30	28	7	60	34	SC	A - 2 - 7	24	43	56	99		25.19	8.40		56	1.94	11.09

Fuente: ESTSUELCON CIA. LTDA, 2019





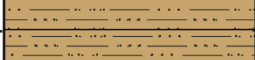

PROF. (m)	N.F. (m)	ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (S.P.T.)												CLASIFICACIÓN		PERFIL ESTRATIGRÁFICO	DESCRIPCIÓN DEL SUELO	
		15	30	45	N SPT	GRÁFICO DE GOLPES DE SPT								SUCS	AASHTO	SÍMBOLO		
						0	10	20	30	40	50	60	70					80
0																		
1		3	3	4	7									CL	A-7-6		Arcillas arenosas	
2		3	3	3	6									CL	A-7-6		Arcillas arenosas	
3		4	4	8	12									CH1	A-7-6		Arcillas inorgánicas de alta plasticidad	
4		6	16	16	32									CL	A-7-6		Arcillas arenosas	
5		14	18	18	36									CL	A-7-6		Arcillas arenosas	
6		14	22	26	48									CH1	A-7-6		Arcillas plásticas consolidadas	

Figura 38. Perfil estratigráfico del SPT 2

Fuente: El autor, 2019

Tabla 28. Datos del SPT 2

Prof. (m)	Límites de Atterberg				Granulometría			Clasificación		Golpes N			NSPT	q_u (Kg/cm ²)	q_{u-neta} (Kg/cm ²)	q_{a-neta} (Kg/cm ²)	c' (Kg/cm ²)	ϕ (°)	γ (T/m ³)	$\gamma * H$ (T/m ²)
	C.H	L.L	L.P	I.P	G	S	C	SUCS	AASHTO	15	30	45								
	%	%	%	%	%	%	%			cm	cm	cm								
1	23	48	15	33	2	18	80	CL	A-7-6	3	3	4	7	1.08	2.43	0.81	0.54	1.75	1.75	
2	28	49	18	31	1	12	87	CL	A-7-6	3	3	3	6	0.79	1.77	0.59	0.39	1.80	3.55	
3	20	50	9	42	1	14	86	CH 1	A-7-6	4	4	8	12	1.41	3.18	1.06	0.71	1.85	5.40	
4	20	44	19	25	7	13	80	CL	A-7-6	6	16	16	32	3.92	8.82	2.94	1.96	1.85	7.25	
5	21	48	16	32	27	11	62	CL	A-7-6	14	18	18	36	3.92	8.82	2.94	1.96	1.90	9.15	
6	20	60	22	38	3	7	90	CH 1	A-7-6	14	22	26	48	5.47	12.30	4.10	2.73	-	-	

Fuente: ESTSUELCON CIA. LTDA, 2019

PROF. (m)	N.F. (m)	ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (S.P.T.)													CLASIFICACIÓN		PERFIL ESTRATIGRÁFICO	DESCRIPCIÓN DEL SUELO	
		15	30	45	N SPT	GRÁFICO DE GOLPES DE SPT										SUCS	AASHTO		SÍMBOLO
						0	10	20	30	40	50	60	70	80	90				
0																			
1		10	25	26	51														Grava arcillosa limosa con arena
2		12	35	48	83														Mezcla de arena, limo y conglomerado
3		25	48	57	105														Grava con arcilla y arena

Figura 39. Perfil estratigráfico del SPT 3

Fuente: El autor, 2019

Tabla 29. Datos del SPT 3

Prof. (m)	Límites de Atterberg				Granulometría			Clasificación		Golpes N			NSPT	q_u (Kg/cm ²)	q_{u-neta} (Kg/cm ²)	q_{a-neta} (Kg/cm ²)	c' (Kg/cm ²)	$\phi(^{\circ})$	γ (T/m ³)	$\gamma * H$ (T/m ²)
	C.H	L.L	L.P	I.P	G	S	C	SUCS	AASHTO	15 cm	30 cm	45 cm								
1	3	19	13	6	62	22	15	GC-GM	A - 1 - b	10	25	26	51	-	17.71	5.90	-	49	1.75	1.75
2	2	16	13	3	41	31	29	GM	A - 2 - 4	12	35	48	83	-	24.52	8.17	-	55	1.80	3.55
3	3	23	12	11	46	42	12	GP-GC	A - 2 - 6	25	48	57	103	-	27.79	9.26	-	58	1.85	5.40

Fuente: ESTSUELCON CIA. LTDA, 2019

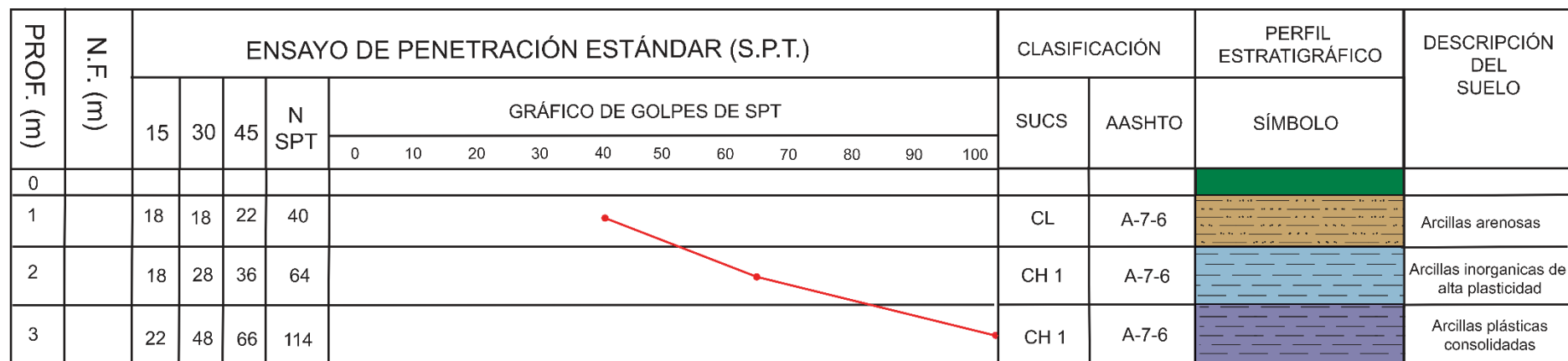


Figura 40. Perfil estratigráfico del SPT 4

Fuente: El autor, 2019

Tabla 30. Datos del SPT 4

Prof. (m)	Límites de Atterberg				Granulometría			Clasificación		Golpes N			NSPT	q_u (Kg/cm ²)	q_{u-neta} (Kg/cm ²)	q_{a-neta} (Kg/cm ²)	c' (Kg/cm ²)	$\phi(^{\circ})$	γ (T/m ³)	$\gamma * H$ (T/m ²)
	C.H %	L.L %	L.P %	I.P %	G %	S %	C %	SUCS	AASHTO	15 cm	30 cm	45 cm								
1	9	48	18	30	6	36	57	CL	A-7-6	18	18	22	40	6.17	13.89	4.63	3.09	-	1.75	1.75
2	14	71	20	50	19	16	65	CH 1	A-7-6	18	28	36	64	7.55	16.98	5.66	3.77	-	1.80	5.35
3	13	52	17	35	40	6	54	CH 1	A-7-6	22	48	66	114	12.34	27.77	9.26	6.17	-	1.85	7.20

Fuente: ESTSUELCON CIA. LTDA, 2019

SPT #1

Este primer ensayo fue realizado en el primer movimiento en masa, caracterizado en las abscisas 10+470 del canal de riego.

La caracterización a partir del segundo metro corresponde a unas arcillas inorgánicas de alta plasticidad con un N_{SPT} de 24 golpes, con una carga admisible de 2.36 Kg/cm^2 de compacidad medianamente duro, con un contenido de humedad de 27.34%, un peso específico de 1.80 Tn/m^3 , es un material cohesivo con una cohesión de 1.58 Kg/cm^2 .

El tercer metro corresponde a limos arenosos con un N_{SPT} de 40 golpes, con una carga admisible de 3.53 Kg/cm^2 de compacidad denso es decir un suelo compacto, con un contenido de humedad de 29.47%, un peso específico de 1.85 Tn/m^3 , es un material cohesivo con una cohesión de 2.35 Kg/cm^2 .

El cuarto metro corresponde arcillas arenosas con un N_{SPT} de 50 golpes, con una carga admisible de 4.59 Kg/cm^2 de compacidad denso es decir un suelo compacto, con un contenido de humedad de 26.61%, un peso específico de 1.85 Tn/m^3 , es un material cohesivo con una cohesión de 3.06 Kg/cm^2 .

El quinto metro corresponde arcillas limosas con un N_{SPT} de 64 golpes, con una carga admisible de 5.47 Kg/cm^2 de compacidad muy denso es decir un suelo compacto, con un contenido de humedad de 19.91%, un peso específico de 1.90 Tn/m^3 , es un material no cohesivo con un ángulo de fricción de 48° que igualmente nos refiere a un estado de empaquetamiento muy denso.

El sexto metro corresponde a arenas arcillosas consolidadas con un N_{SPT} de 99 golpes, con una carga admisible de 8.40 Kg/cm^2 de compacidad muy denso es decir un suelo compacto, con un contenido de humedad de 27.10%, un peso específico de 1.94 Tn/m^3 , es un material no cohesivo con un ángulo de fricción de 56° que igualmente nos refiere a un estado de empaquetamiento muy denso.

SPT #2

Este segundo ensayo fue realizado en el segundo movimiento caracterizado en las abscisas 10+900 del canal de riego.

A partir del primer metro corresponde a arcillas arenosas, con un N_{SPT} de 7 golpes, con una carga admisible de 0.81 Kg/cm^2 de compacidad suelto, con un contenido de humedad de 23.21%, un peso específico de 1.75 Tn/m^3 , es un material cohesivo con una cohesión de 0.54 Kg/cm^2 .

El segundo metro corresponde a una segunda capa de arcillas arenosas con un N_{SPT} de 6 golpes, con una carga admisible de 0.59 Kg/cm^2 de compacidad denso, con un contenido de humedad de 28.33%, un peso específico de 1.80 Tn/m^3 , es un material cohesivo con una cohesión de 0.39 Kg/cm^2 .

El tercer metro corresponde a arcillas inorgánicas de alta plasticidad, con un N_{SPT} de 12 golpes, con una carga admisible de 1.06 Kg/cm^2 de compacidad medianamente duro, con un contenido de humedad de 19.51%, un peso específico de 1.85 Tn/m^3 , es un material cohesivo con una cohesión de 0.71 Kg/cm^2 .

El cuarto metro corresponde a una tercera capa de arcillas arenosas con un N_{SPT} de 32 golpes, con una carga admisible de 2.94 Kg/cm^2 de compacidad denso es decir un suelo compacto, con un contenido de humedad de 20.39%, un peso específico de 1.85 Tn/m^3 , es un material cohesivo con una cohesión de 1.96 Kg/cm^2 .

El quinto metro corresponde a una cuarta capa de arcillas arenosas con un N_{SPT} de 36 golpes, con una carga admisible de 2.94 Kg/cm^2 de compacidad muy denso es decir un suelo compacto, con un contenido de humedad de 20.70%, un peso específico de 1.90 Tn/m^3 , es un material cohesivo con una cohesión de 1.96 Kg/cm^2 .

El sexto metro corresponde a una capa de arcillas plásticas consolidadas con un N_{SPT} de 48 golpes, con una carga admisible de 4.10 Kg/cm^2 de compacidad muy denso es decir un suelo compacto, con un contenido de humedad de 19.97%, un peso específico de 1.94 Tn/m^3 , es un material cohesivo con una cohesión de 2.73 Kg/cm^2 .

SPT #3

Este tercer ensayo fue realizado en las abscisas 11+300 del canal de riego.

A partir del primer metro corresponde a gravas arcillosas limosas con arena, con un N_{SPT} de 51 golpes, con una carga admisible de 5.90 Kg/cm^2 de compacidad muy denso, con un

contenido de humedad de 2.68%, un peso específico de 1.75Tn/m^3 , es un material no cohesivo con un ángulo de fricción de 49° .

El segundo metro corresponde a una capa mezclada de arena, limo y conglomerado, con un N_{SPT} de 83 golpes, con una carga admisible de 8.17 Kg/cm^2 de compactación muy densa, con un contenido de humedad de 1.64%, un peso específico de 1.80Tn/m^3 , es un material no cohesivo con un ángulo de fricción de 55° .

El tercer metro corresponde a una capa de grava con arcilla y arena, con un N_{SPT} de 103 golpes, con una carga admisible de 9.26 Kg/cm^2 de compactación muy densa, con un contenido de humedad de 3.39%, un peso específico de 1.85Tn/m^3 , es un material no cohesivo con un ángulo de fricción de 58° .

SPT #4

Este tercer ensayo fue realizado en las abscisas 13+240 del canal de riego.

A partir del primer metro corresponde a arcillas arenosas, con un N_{SPT} de 40 golpes, con una carga admisible de 4.63 Kg/cm^2 de compactación densa un material compacto, con un contenido de humedad de 9.15%, un peso específico de 1.75Tn/m^3 , es un material cohesivo con una cohesión de 3.09 Kg/cm^2 .

El segundo metro corresponde a una capa de arcillas inorgánicas de alta plasticidad, con un N_{SPT} de 64 golpes, con una carga admisible de 5.66 Kg/cm^2 de compactación muy densa, con un contenido de humedad de 14.24%, un peso específico de 1.80Tn/m^3 , es un material cohesivo con una cohesión de 3.77Kg/cm^2 .

El tercer metro corresponde a una capa de arcillas plásticas consolidadas, con un N_{SPT} de 114 golpes, con una carga admisible de 9.26 Kg/cm^2 de compactación muy densa, con un contenido de humedad de 13.25%, un peso específico de 1.85Tn/m^3 , es un material cohesivo con una cohesión de 6.17Kg/cm^2 .

Los datos que surgieron a partir de los ensayos realizados permitieron realizar correlaciones con tablas estandarizadas y la elaboración de cálculos como lo es el comportamiento geotécnico de los suelos, cargas ($q_a; q_u$), permeabilidad (k), comparaciones entre humedad vs profundidad, esto con la finalidad de integrar la información en una interpretación geotécnica.

- Características de suelos y uso

Según el tipo de suelo clasificado en los ensayos SPT se toma en consideración las características de los mismos y aptitudes de uso en las diferentes obras de infraestructura. En la Tabla 31 se determina la aptitud de suelos según el SUCS para los suelos mapeados.

Tabla 31. Características de suelos

Suelo	Cambio de volumen	Permeabilidad	Compresibilidad	Aptitudes según usos
CH1	Muy Alto	Baja	Muy bajo	Inaceptable en cimentación (hinchable)
ML	Muy Alto	Deficiente	Moderado	Inaceptable en pavimentos, licuable
CL	Muy Alto	Baja	Moderado	Revestimiento de canales, pero es erodable
SM	Alto	Deficiente	Alto	Cimentación con flujo, presas homogéneas
SC	Alto	Baja	Alto	Revestimiento de canales, capas de pavimento
GC - GM	Deficiente	Baja	Muy Alto	Cimentaciones con flujo de agua, revestimiento de canales
GM	Moderado	Baja	Muy Alto	Cimentaciones con flujo de agua
GP - GC	Moderado	Alto	Muy Alto	Mantos de presas y erosión de canales, revestimiento de canales

Fuente: Modificado por el autor según grupo SUCS

- Comportamiento geotécnico de los suelos

Se realizaron los cálculos correspondientes exclusivamente para los materiales que presenten condiciones no favorables en la construcción de infraestructuras civiles, siendo estos materiales arcillosos y limosos, para los sondeos que presenten este tipo de suelos los resultados obtenidos se relacionaron mediante fórmulas y tablas propuestas en la metodología en la sección Laboratorio.

- Consistencia Relativa (CR)

Para determinar la firmeza y la solidez del suelo en la Tabla 32 se observa los resultados obtenidos mediante la aplicación de la fórmula de consistencia relativa y mediante tablas partiendo de la base teórica.

Tabla 32. Resultados de la consistencia relativa (CR)

N° SPT	Profundidad (m)	Consistencia relativa	Interpretación
1	2	0.75	Un suelo con consistencia media y tiene una resistencia a la presión Inconfinada (qu) 1 – 5 kg/cm ²
	3 – 4	0.95	Un suelo con consistencia rígida y una resistencia a la presión Inconfinada (qu) 1 – 5 kg/cm ²
2	1	0.76	Un suelo con consistencia rígida y tiene una resistencia a la presión Inconfinada (qu) 1 – 5 kg/cm ²
	2 - 3	0.68 – 0.71	Un suelo con consistencia media y tiene una resistencia a la presión Inconfinada (qu) 1 – 5 kg/cm ²
	4 – 5 – 6	0.96 – 0.84 – 1.05	Un suelo con consistencia rígida y tiene una resistencia a la presión Inconfinada (qu) 1 – 5 kg/cm ²
4	1 – 2 – 3	1.30 - 1.14 - 1.11	Un suelo con consistencia rígida y tiene una resistencia a la presión Inconfinada (qu) 1 – 5 kg/cm ²

Fuente: El autor, 2019

- Índice de Liquidez (IL)

Este índice nos permite evaluar el comportamiento plástico de los depósitos (suelos) y obtener una idea de la historia de esfuerzos a los que el suelo ha estado sometido, los resultados presentados en la Tabla 34, representan la aplicación de fórmulas y tablas para realizar una interpretación de los resultados y de las propiedades físicas de los suelos.

Tabla 33. Resultados del índice de liquidez

N° SPT	Profundidad (m)	Índice de liquidez	Interpretación
1	2	0.27	Son suelos preconsolidados. Han sufrido presiones efectivas (T') y tienen ciertos rasgos de erosión. Por lo tanto, se trata arcillas plásticas y expansivas. Siendo arcillas preconsolidadas o sobreconsolidadas el valor de la cohesión será mayor a cero ($c'=0$)
	3 – 4	0.05	
2	1 – 2 – 3	0.24 – 0.32 – 0.26	Son suelos preconsolidados. Han sufrido presiones efectivas (T') y tienen ciertos rasgos de erosión. Por lo tanto, se trata arcillas plásticas y expansivas. Siendo arcillas preconsolidadas o sobreconsolidadas el valor de la cohesión será mayor a cero ($c'=0$)
	4	0.04	
	5	0.16	
4	1 – 2 – 3	1.30 - 1.14 - 1.11	Suelo normalmente consolidado, siendo un suelo natural sin alteración

Fuente: El autor, 2019

Según las tablas y tipo de suelos arcillosos y arenosos se puede determinar que para el SPT 1 tiene un cambio de volumen de las arcillas moderado y un potencial expansivo moderado a bajo.

Para el SPT 2 tiene un cambio de volumen de las arcillas moderado y un potencial de expansivo moderado.

Finalmente, para el SPT 4 se determina que las arcillas tienen un cambio de volumen moderado y un potencial expansivo moderado.

- Cargas (q_a ; q_u)

La carga última neta (q_{u-neta}) aumenta o disminuye siempre en proporción y variación de la carga admisible neta. Esta es relacionada con la profundidad del sondeo obteniendo las siguientes gráficas.

En la Figura, 41 se presenta la carga admisible neta de acuerdo a la profundidad para el SPT 1. Se puede determinar un incremento de la carga proporcional a la profundidad en la que se encuentre siendo los primeros valores similares por tratarse de los estratos de arcillas y limos del suelo con una carga de hasta 4,59 kg/cm² por otro lado los dos últimos metros presenta un mayor incremento en la carga debido a las capas de arenas presentes en el sondeo, siendo estratos muy firmes el valor de carga admisible es de 8,4 Kg/cm².

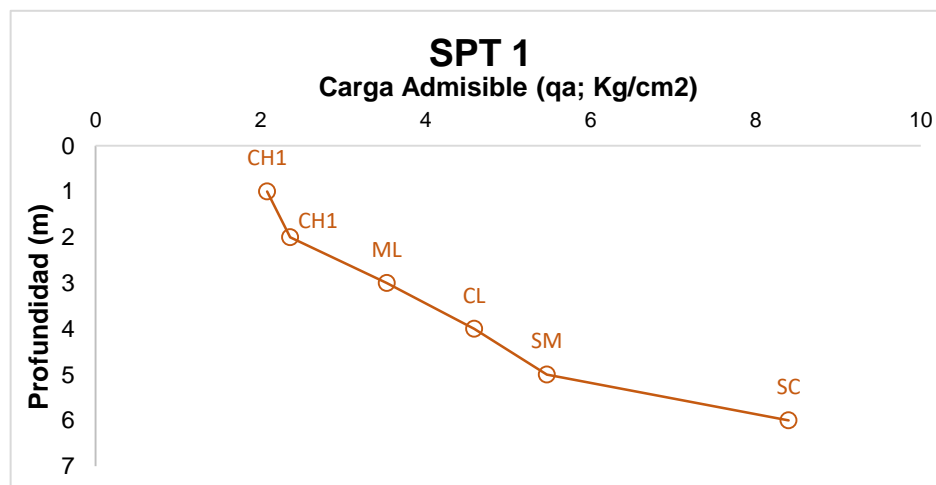


Figura 41. Profundidad vs carga admisible neta (SPT 1)

Fuente: El autor, 2019

La Figura 42 representa la carga admisible de acuerdo a la profundidad para el SPT 2 cuyo valor inicial es de 0.81Kg/cm² para el primer metro presenta una disminución en su carga hasta el 0.59 Kg/cm² siendo el mismo material arcilloso sin embargo para el metro 2 presenta mayor contenido de humedad a partir de este metro la carga admisible aumenta

en proporción a la profundidad del sondeo hasta un máximo de 4,1 Kg/cm² para el sexto metro una carga menor a la presentada en el SPT 1.

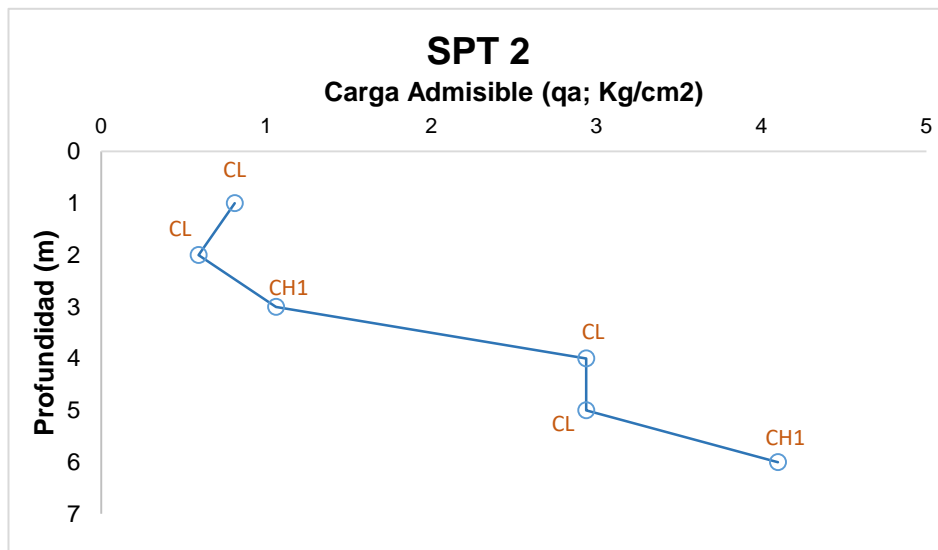


Figura 42. Profundidad vs carga admisible neta (SPT 2)

Fuente: El autor, 2019

En la Figura 43, se representa la carga admisible según la profundidad para el SPT 3 que presenta una carga superior a los dos anteriores sondeos aumentando en proporción a la profundidad total de 3 metros siendo materiales en su mayoría gruesos y gravosos con una carga inicial de 5,9 Kg/cm² y una carga final a una profundidad de tres metros de 9,26 Kg/cm².

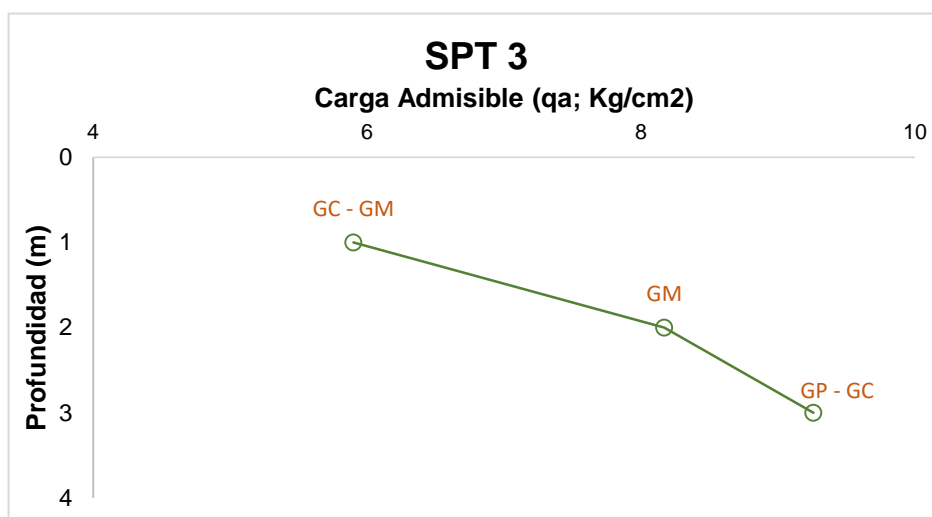


Figura 43. Profundidad vs carga admisible neta (SPT 3)

Fuente: El autor, 2019

En la Figura 44, se representa la carga admisible de acuerdo a la profundidad para el SPT 4 se determina una carga mayor a los dos primeros sondeos del mismo material arcilloso y limoso, aumenta gradualmente a la profundidad del sondeo siendo en el primer metro una carga de 4,63Kg/cm² hasta un máximo de 9,26 Kg/cm² a tres metros de profundidad del sondeo en este caso en este sector el material arcilloso presenta menor humedad que los dos primeros sondeos.

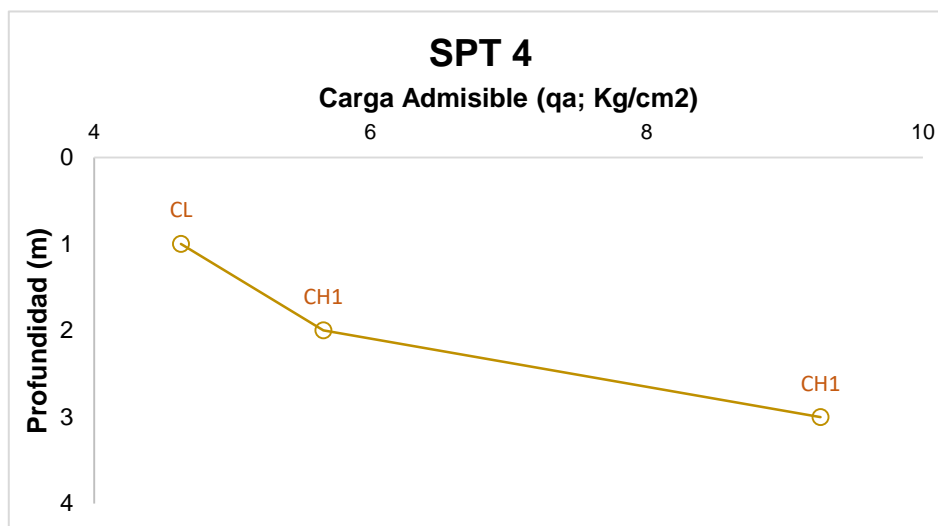


Figura 44. Profundidad vs carga admisible neta (SPT 4)

Fuente: El autor, 2019

De manera resumida se puede mencionar que para el SPT 1 a partir del tercer metro, soporta mayor carga que en sus primeros tres metros que tiene una capacidad de carga inferior, para el SPT 2 de manera similar a partir del cuarto metro, soportan una mayor carga que en los primeros tres metros, para los SPT 3 y 4 se puede deducir que desde el primer metro tienen una capacidad de carga sumamente alta y que aumenta de acuerdo a la profundidad del mismo.

- SPT vs Humedad

La humedad obtenida a partir del ensayo SPT y de los ensayos de laboratorio permitió determinar la cantidad de agua que se filtra al canal en sectores donde existen roturas o fisuras en el canal, determinando la profundidad hasta donde la humedad es localizada, y relacionarla con la permeabilidad de los materiales.

En la Figura 45, el contenido de humedad tiene un promedio de 27% en los seis metros de perforación, en este sector se ha remplazado la infraestructura del canal por tubería, los valores de humedad son debido al material arcilloso – arenoso por lo que permitiría el paso del agua con una permeabilidad baja.

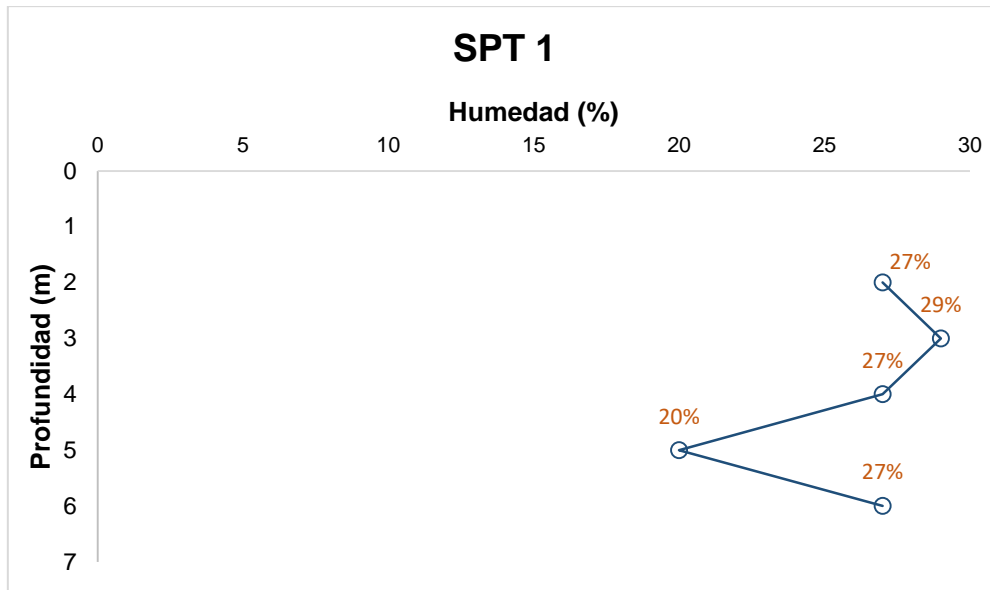


Figura 45. Profundidad vs humedad (%) – SPT 1
Fuente: El autor, 2019

En la Figura 46, el contenido de humedad tiene un promedio de 25% en los seis metros de perforación, este sector corresponde a la zona del canal donde se requiere tomar medidas de impermeabilización debido a que el canal presenta fisuras y grietas con grandes posibilidades de filtraciones, los valores de humedad están en dependencia del material que en este caso es arcilloso – arenoso, a partir del tercer metro se determina una reducción en los contenidos de humedad, esto debido a que el agua sería retenida en las dos primeras capas de arcillas.

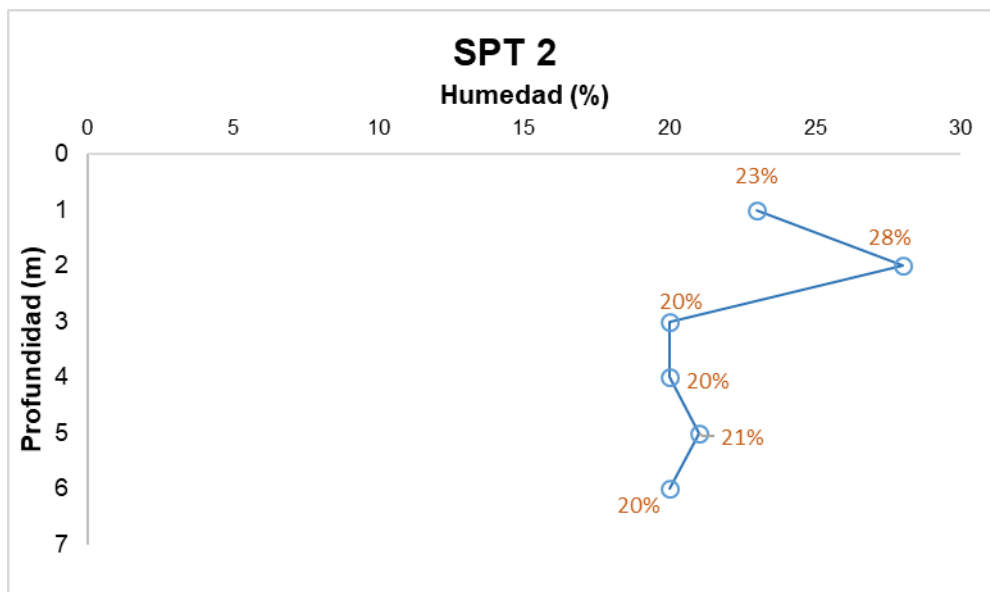


Figura 46. Profundidad vs humedad (%) – SPT 2
Fuente: El autor, 2019

En la Figura 47, el contenido de humedad tiene un promedio de 3% en los tres metros de perforación, este sector corresponde a la zona del canal donde se tiene previsto una expansión y construcción del canal de riego, los valores de humedad están en dependencia del material que en este caso es gravoso con mezcla de arena y limos, siendo la humedad sumamente baja ya que el material prácticamente se encuentra seco, esto debido a las propiedades del suelo que son sumamente permeables por lo que el agua puede fluir hacia estratos más profundos.

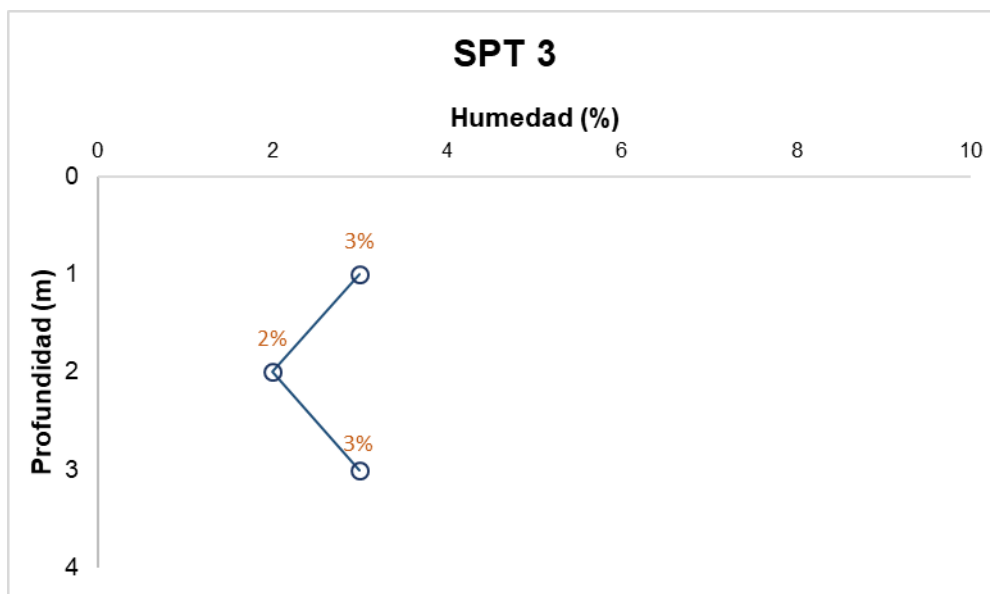


Figura 47. Profundidad vs humedad (%) – SPT 3
Fuente: El autor, 2019

En la Figura 48, se aprecia que el contenido de humedad tiene un promedio de 13% en los tres metros de perforación, este sector corresponde a la zona del canal en construcción, el material es arcilloso – arenoso, la humedad es sumamente baja debido a la permeabilidad del material que es baja, pero en este caso, no existen infiltraciones de ninguna clase, por lo tanto el material es seco, además se puede relacionar con el ensayo SPT en la que el material es compacto a diferencia de los dos primeros SPT. Hay que considerar que es necesario una correcta impermeabilización en esta zona del canal ya que al ser materiales similares al de los dos primeros SPT y cuando el canal esté en funcionamiento a medio o largo plazo puede ocasionar los mismos inconvenientes de los dos primeros SPT.

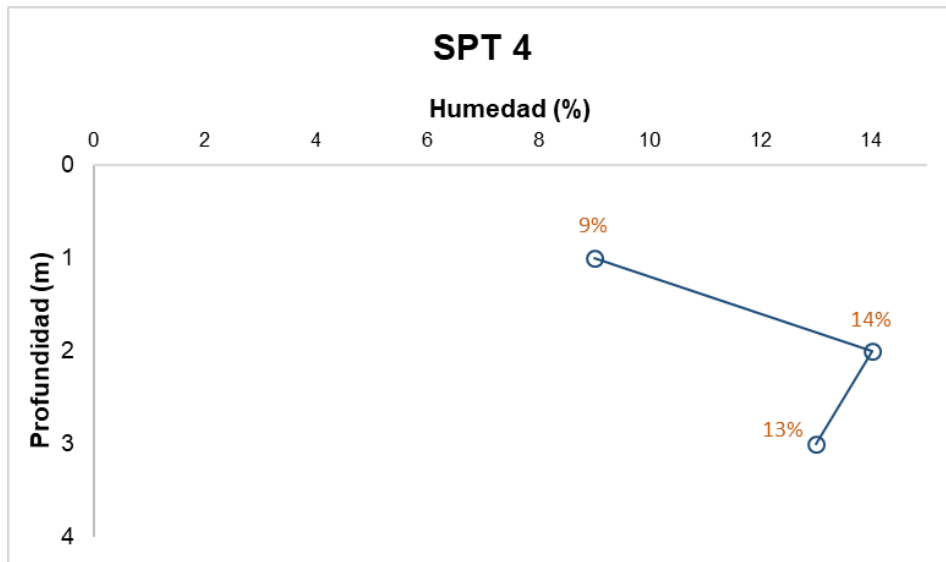


Figura 48. Profundidad vs humedad (%) – SPT 4
Fuente: El autor, 2019

- Permeabilidad (k)

Para el cálculo de la permeabilidad de cada uno de los estratos en cada metro de perforación se tomaron en cuenta los rangos de permeabilidad propuestos por Suarez y Gonzales de Vallejo (2002), que son valores aproximados y que están en relación al material presente en cada sondeo.

En la Figura 49, se representa los resultados obtenidos para permeabilidad vertical y horizontal para el SPT #1. Se determina que individualmente en este sector el suelo tiene una baja permeabilidad tanto horizontal como vertical al ser suelos arcillosos arenosos.

PROF. (m)	N.F. (m)	PERFIL ESTRATIGRÁFICO	Clasificación	
		SÍMBOLO	SUCS	
0				$k_v = 2.99 \times 10^{-8} \text{ cm/s}$
1				
2			CH1 – B1=2m $k_1 = 10 \times 10^{-9}$	$k_h = 1.86 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$
3			ML – B2=1m $k_2 = 5 \times 10^{-5} - 10^{-4}$	
4			CL – B3=1m $k_3 = 10^{-5} - 10^{-3}$	
5			SM – B4=1M $k_4 = 10^{-3} - 5 \times 10^{-3}$	
6			SC- B5=1M $k_5 = 10^{-4} - 10^{-3}$	

Figura 49. Resultados permeabilidad (SPT 1)
Fuente: El autor, 2019

En la Figura 50, se representa los resultados obtenidos para permeabilidad vertical y horizontal para el SPT #2. Se determina que individualmente en este sector el suelo tiene una baja permeabilidad tanto horizontal como vertical al ser suelos arcillosos arenosos.

PROF. (m)	N.F. (m)	PERFIL ESTRATIGRÁFICO	Clasificación	$kv = 2.99 \times 10^{-8} \text{ cm/s}$
		SÍMBOLO	SUCS	
0				$kh = 6.66 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$
1			CL - B=2m $k1 = 10^{-5} - 10^{-3}$	
2				
3			CH1 - B=1m $k2 = 10 \times 10^{-9}$	
4			CL - B=2m $k3 = 10^{-5} - 10^{-3}$	
5				
6			CH1 - B=1m $k4 = 10 \times 10^{-9}$	

Figura 50. Resultados permeabilidad (SPT 2)

Fuente: El autor, 2019

En la Figura 51, se representa los resultados obtenidos para permeabilidad vertical y horizontal. Se determina que individualmente en este sector el suelo tiene una permeabilidad media alta tanto horizontal como vertical al ser suelos gravosos y arenosos.

PROF. (m)	N.F. (m)	PERFIL ESTRATIGRÁFICO	Clasificación	$kv = 0.14 \text{ cm/s}$
		SÍMBOLO	SUCS	
0				$kh = 0.34 \text{ cm/s}$
1			GC-GM - B=1m $k1 = 1 \times 10^{-2}$	
2			GM - B=1m $k2 = 1 \times 10^{-2}$	
3			GP-GC - B=1m $k3 = 1$	

Figura 51. Calculo de coeficiente de permeabilidad (SPT 3)

Fuente: El autor, 2019

En la Figura 52, se representa los resultados obtenidos para permeabilidad vertical y horizontal. Se determina que individualmente en este sector el suelo tiene una permeabilidad baja tanto horizontal como vertical al ser suelos arcillosos - limosos.

PROF. (m)	N.F. (m)	PERFIL ESTRATIGRÁFICO	Clasificación	$k_v = 1.49 \times 10^{-8} \text{ cm/s}$
		SÍMBOLO	SUCS	
0				$k_h = 3.33 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$
1			CL - B=1m $k_1 = 10^{-5} - 10^{-3}$	
2			CH1 - B=2m $k_2 = 10 \times 10^{-9}$	
3				

Figura 52. Calculo de coeficiente de permeabilidad (SPT 4)

Fuente: El autor, 2019

De acuerdo a los resultados se determina que el SPT 3 presenta mayor permeabilidad esto al tratarse de gravas con arena y arcillas, Siendo el SPT 2 el que tiene los rangos más bajos de permeabilidad, el tipo de suelo predominante son las arcillas de alta plasticidad. Para los SPT 1 y 4 presentan rangos de permeabilidad bajos el tipo de suelo en estos sectores es el predominio de arcillas y arenas en la Tabla 34, se resume los resultados presentados anteriormente.

Tabla 34. Tabla resumen de los resultados de permeabilidad

Sondeo	Permeabilidad Vertical	Permeabilidad Horizontal
1	$2.99 \times 10^{-8} \text{ cm/s}$	$1.86 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$
2	$1.86 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$	$6.66 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$
3	0.14 cm/s	0.34 cm/s
4	$1.49 \times 10^{-8} \text{ cm/s}$	$3.33 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$

Fuente: El autor, (2019)

6.5.3.3. Muestras Inalteradas

Para el estudio se realizó un total de cuatro calicatas y de las cuales se tomó cuatro muestras inalteradas definidas de acuerdo a los estudios previamente hechos en el sector, la metodología para la obtención de las muestras inalteradas se las cumplió de acuerdo a la Norma ASTM D-3080-11, para realizar posteriormente el ensayo de corte directo y compresión simple en las muestras. En la Figura 53, se representa visualmente la ubicación de las calicatas al igual que en la Tabla 35, que indica la ubicación exacta y dimensiones de cada calicata.

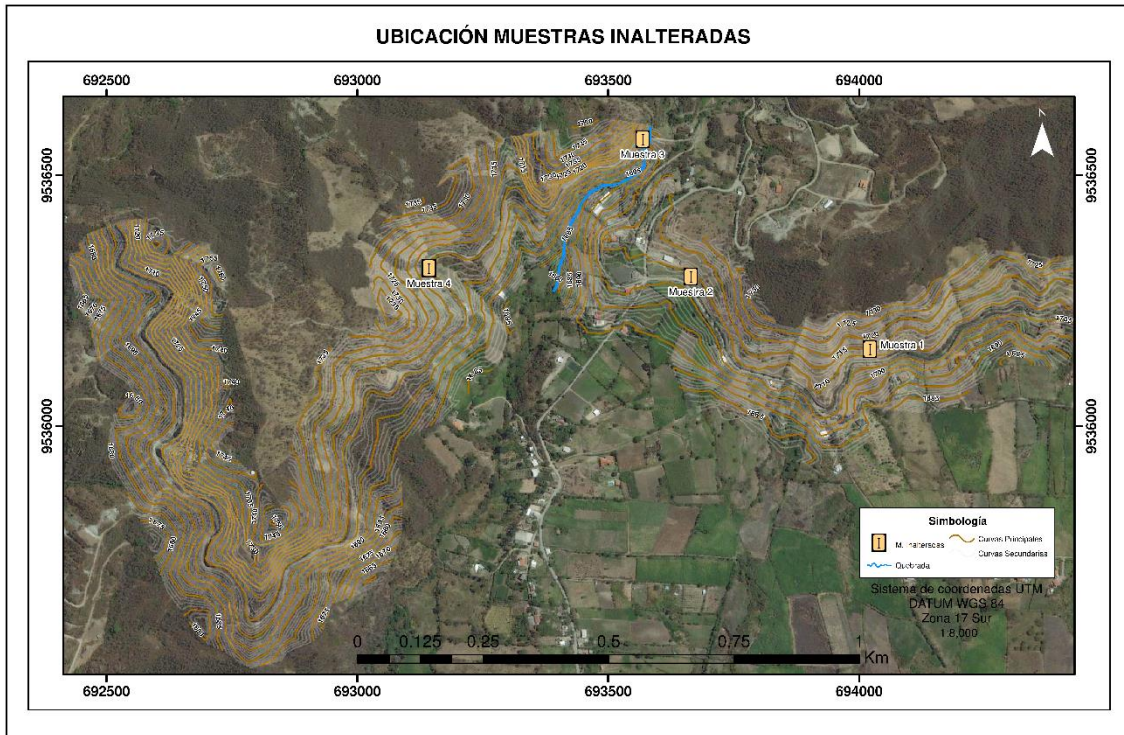


Figura 53. Ubicación de las muestras inalteradas en campo.

Fuente: El autor, 2019

Tabla 35. Localización de las muestras inalteradas

N°	Coordenadas			DIMENSIONES		
	Norte (Y)	Este (X)	Cota (Z)	Longitud	Ancho	Profundidad
Calicata						
Calicata 1	9536572	693569	-	1.50 m	1,50 m	1 m
Calicata 2	9536298	693665	-	1.50 m	1,50 m	1 m
Calicata 3	9536315	693143	-	1.50 m	1,50 m	1 m
Calicata 4	9536130	694018	-	1.50 m	1,50 m	1 m

Fuente: El autor, (2019)

Muestra MIC 1

- Descripciones generales y resultados obtenidos

La muestra inalterada obtenida corresponde al Km 1 encontrándose en las abscisas 10+470 del canal de riego ubicado al NW del mismo en las coordenadas 9536130mN – 694018mE, obtenida a una profundidad de 1,50 m, con unas medidas de 30x30x40, con un contenido de humedad del 3.97%, esta muestra litológicamente se encuentra en la Fm. Santo Domingo. La Tabla 36, muestra el resumen de los resultados presentados para ambos ensayos. Para visualizar los resultados a detalle de las curvas de resistencia del ensayo de corte directo y compresión simple Ver Anexo. 6.

Tabla 36. Resumen de los resultados de corte directo y compresión simple (Muestra 1)

Corte Directo				
Ensayo	Esfuerzo Normal (σ)	Esfuerzo Cortante (τ)	Cohesión (c)	Angulo de fricción (ϕ)
1	0.48	0.415	0.122 Kg/cm ²	31.34°
2	0.97	0.658		
3	1.94	1.293		
Compresión Simple				
1	14.76	Esfuerzo de compresión último	Cohesión	
		1.10 Kg/cm ²	0.55Kg/cm ²	

Fuente: El autor, 2019

Para el ensayo de corte directo al graficar los esfuerzos cortantes a los que esta soportado la muestra 1, se observa una tendencia de proporcionalidad, es decir, que a medida que aumenta el esfuerzo sobre la masa del suelo, la deformación se incrementa, hasta alcanzar un valor máximo de esfuerzo donde presenta características constantes. La muestra con una carga de 3,5 Kg presenta un ligero decaimiento en cuanto al esfuerzo cortante. Se obtienen como resultados una cohesión de 0,122 Kg/cm², al ser un valor cercano a cero por estar sueltas las partículas que conforman esta muestra, el ángulo de fricción interna es de aproximadamente 31.34°, por otro lado, las muestras no indican un descenso a partir del esfuerzo máximo esto debido al reacomodo de las partículas de arcillas, en el sector de estudio existe el predominio de suelos arcillosos. Para este ensayo se utilizó las cargas de 1.75, 3.50 y 7 Kg respectivamente.

Para el ensayo de compresión simple muestra un comportamiento algo anormal esto pudo deberse al reacomodo de las partículas o reacomodo de la probeta en uno de sus ejes, siendo el esfuerzo de compresión último de 1.10 Kg/cm² que según Terzaghi corresponde a un suelo de consistencia firme, con este valor obtenemos un valor aproximado de cohesión el cual es 0.55 Kg/cm². El tipo de rotura para la muestra es frágil debido al desmoronamiento de la probeta y al aparecer grietas paralelas a la dirección de la carga.

Muestra MIC 2

- Descripciones generales y resultados obtenidos

La muestra inalterada obtenida corresponde al Km 2 del canal de riego ubicado al NW del mismo en las coordenadas 9536298mN – 693665mE, obtenida a una profundidad de 1,50 m, con unas medidas de 30x30x40, con un contenido de humedad del 5.77% esta

muestra litológicamente se encuentra en la Fm. Santo Domingo. La Tabla 37, muestra el resumen de los resultados presentados para ambos ensayos. Para visualizar los resultados a detalle de las curvas de resistencia del ensayo de corte directo y compresión simple Ver Anexo 6.

Tabla 37. Resumen de los resultados de corte directo y compresión simple (Muestra 2)

Corte Directo				
Ensayo	Esfuerzo Normal (σ)	Esfuerzo Cortante (τ)	Cohesión (c)	Angulo de fricción (ϕ)
1	0.48	0.3433	0.168 Kg/cm ²	19.56°
2	0.97	0.5906		
3	1.94	0.876		
Compresión Simple				
1	12.91	Esfuerzo de compresión último	Cohesión	
		1.12 Kg/cm ²	0.56 Kg/cm ²	

Fuente: El autor, 2019

Para el ensayo de corte directo al graficar los esfuerzos cortantes a los que esta soportado la muestra 2, se observa una tendencia de proporcionalidad, es decir, que a medida que aumenta el esfuerzo sobre la masa del suelo, la deformación se incrementa, hasta alcanzar un valor máximo de esfuerzo donde presenta características constantes. Obteniendo como resultados una cohesión de 0,168 Kg/cm², al ser un valor cercano a cero es relativamente bajo esto por estar sueltas las partículas que conforman esta muestra, el ángulo de fricción interna es de aproximadamente 19.56°, por otro lado, las muestras no indican un descenso a partir del esfuerzo máximo esto debido al reacomodo de las partículas de arcillas que contiene la muestra, en el sector de estudio existe el predominio de suelos arenosos - arcillosos. Para este ensayo se utilizó las cargas de 1.75, 3.50 y 7 Kg respectivamente en el equipo de corte directo.

Para el ensayo de compresión simple la muestra presentó un comportamiento que de acuerdo a la gráfica es progresivo y en aumento, siendo el esfuerzo de compresión último de 1.12 Kg/cm² que según Terzaghi corresponde a un suelo de consistencia firme, con este valor obtenemos un valor aproximado a la cohesión el cual es 0.56 Kg/cm² siendo ligeramente superior a la cohesión obtenida en el ensayo de corte directo. El tipo de rotura para la muestra es frágil debido al desmoronamiento de la probeta y al aparecer grietas paralelas a la dirección de la carga durante la elaboración del ensayo.

Muestra MIC 3

- Descripciones generales y resultados obtenidos

La muestra inalterada obtenida corresponde al Km 3 del canal de riego ubicado al NW del mismo en las coordenadas 9536572mN – 693569mE, obtenida a una profundidad de 1,50 m, con unas medidas de 30x30x40, con un contenido de humedad del 4.08%, esta muestra litológicamente se encuentra en la Fm. Santo Domingo. La Tabla 38, muestra el resumen de los resultados presentados para ambos ensayos. Para visualizar los resultados a detalle de las curvas de resistencia del ensayo de corte directo y compresión simple Ver Anexo 6.

Tabla 38. Resumen de los resultados de corte directo y compresión simple (Muestra 3)

Corte Directo				
Ensayo	Esfuerzo Normal (σ)	Esfuerzo Cortante (τ)	Cohesión (c)	Angulo de fricción (ϕ)
1	0.48	0.333	0.071 Kg/cm ²	28.64°
2	0.97	0.6839		
3	1.94	1.1469		
Compresión Simple				
1	18.45	Esfuerzo de compresión último	Cohesión	
		1.61 Kg/cm ²	0.805 Kg/cm ²	

Fuente: El autor, 2019

Para el ensayo de corte directo al graficar los esfuerzos cortantes a los que está soportando la muestra 3, se observa una tendencia de proporcionalidad, es decir, que a medida que aumenta el esfuerzo sobre la masa del suelo, la deformación se incrementa, hasta alcanzar un valor máximo de esfuerzo donde presenta características constantes. Obteniendo como resultados una cohesión de 0,071 Kg/cm², al ser un valor cercano a cero por el hecho de estar suelta las partículas que conforman esta muestra, el ángulo de fricción interna es de aproximadamente 28,64°, por otro lado, las muestras no indican un descenso a partir del esfuerzo máximo esto debido al reacomodo de las partículas de arcillas. Para este ensayo se utilizó las cargas de 1.75, 3.50 y 7 Kg respectivamente.

Para el ensayo de compresión simple muestra un comportamiento de acuerdo a la gráfica es progresivo en aumento, siendo el esfuerzo de compresión último de 1.61 Kg/cm² que según Terzaghi corresponde a un suelo de consistencia Firme, con este valor obtenemos

un valor aproximado de la cohesión el cual es 0.805 Kg/cm^2 . El tipo de rotura para la muestra es frágil debido al desmoronamiento de la probeta y al aparecer grietas paralelas a la dirección de la carga.

Muestra MIC 4

- Descripciones generales y resultados obtenidos

La muestra inalterada obtenida corresponde al Km 3 del canal de riego ubicado al NW del mismo en las coordenadas $9536315\text{mN} - 693143\text{mE}$, obtenida a una profundidad de 1,50 m, con unas medidas de $30 \times 30 \times 40$, con un contenido de humedad del 4.08%, esta muestra litológicamente se encuentra en la Fm. Santo Domingo. La Tabla 39, muestra el resumen de los resultados presentados para ambos ensayos. Para visualizar los resultados a detalle de las curvas de resistencia del ensayo de corte directo y compresión simple Ver Anexo 6.

Tabla 39. Resumen de los resultados de corte directo y compresión simple (Muestra 4)

Corte Directo				
Ensayo	Esfuerzo Normal (σ)	Esfuerzo Cortante (τ)	Cohesión (c)	Angulo de fricción (ϕ)
1	0.48	0.4319	0.164 Kg/cm^2	29.10°
2	0.97	0.8283		
3	1.94	1.269		
Compresión Simple				
1	1.84	Esfuerzo de compresión último	Cohesión	
		0.16 Kg/cm^2	0.08 Kg/cm^2	

Fuente: El autor, 2019

Para el ensayo de corte directo al graficar los esfuerzos cortantes a los que está soportando la muestra 3, se observa una tendencia de proporcionalidad, es decir, que a medida que aumenta el esfuerzo sobre la masa del suelo, la deformación se incrementa, hasta alcanzar un valor máximo de esfuerzo donde presenta características constantes. Obteniendo como resultados una cohesión de $0,164 \text{ Kg/cm}^2$, al ser un valor cercano a cero por el hecho de estar suelta las partículas que conforman esta muestra, el ángulo de fricción interna es de aproximadamente $29,10^\circ$, por otro lado, las muestras no indican un descenso a partir del esfuerzo máximo esto debido al reacomodo de las partículas de arcillas. Para este ensayo se utilizó las cargas de 1.75, 3.50 y 7 Kg respectivamente.

Para el ensayo de compresión simple la muestra presenta un esfuerzo sumamente bajo esto debido al ser el material más arenoso de todas las muestras dejando espacios vacíos entre las partículas arenosas, muestra un comportamiento homogéneo desde el primer esfuerzo aplicado, los resultados presentan cierta incertidumbre al presentarse estas situaciones, siendo el esfuerzo de compresión último de 0.16 Kg/cm^2 que según Terzaghi corresponde a un suelo de consistencia muy blanda, con este valor obtenemos un valor aproximado a la cohesión que es de 0.08 Kg/cm^2 . El tipo de rotura para la muestra es frágil debido al desmoronamiento de la probeta y al aparecer grietas paralelas a la dirección de la carga. En la Tabla 40 se visualiza el resumen de los resultados para ambos ensayos de corte directo y de compresión simple.

Tabla 40. Resumen de los resultados de corte directo y compresión simple para las muestras inalteradas (1 – 4)

Muestra	<i>Corte Directo</i>		<i>Compresión Simple</i>	
	Angulo de fricción	Cohesión	Esfuerzo de compresión último	Cohesión
1	31.34°	0.122 Kg/cm ²	1.10 Kg/cm ²	0.55 Kg/cm ²
2	19.56°	0.168 Kg/cm ²	1.12 Kg/cm ²	0.56 Kg/cm ²
3	28.64°	0.071 Kg/cm ²	1.61 Kg/cm ²	0.805 Kg/cm ²
4	29.10°	0.164 Kg/cm ²	0.16 Kg/cm ²	0.08 Kg/cm ²

Fuente: El autor, 2019

6.6. Diagnóstico Técnico del Canal de Riego: Sector San Francisco

El estado actual del canal de riego y su infraestructura han sido evaluados con el canal en funcionamiento, a falta de una limpieza generalizada; existiendo restos de acarreo y musgos que dificultan fundamentalmente la inspección y evaluación de la infraestructura.

El estado de conservación general del canal es de medio a pobre, debido a la antigüedad del mismo donde el deterioro es evidente, agrietamientos, fisuras, y daños en la infraestructura son frecuentes en las abscisas 10+000 a 12+000, por otro lado, se han llevado a cabo recientemente actuaciones puntuales de reparación de emergencia en las zonas deterioradas. De cualquier manera, existen zonas donde el estado de conservación del canal sigue dejando bastante que desear, con puntos donde producto de las grietas se producen infiltraciones.

En general, los problemas son consecuencia de un deterioro progresivo en el hormigón, movimientos en masa, acciones físicas sobre el canal, erosión causada por el agua, las tierras que arrastra y materiales flotantes que lleva consigo, todo esto causando la aparición de fisuras, grietas, favoreciendo la aparición de filtraciones. En algunos casos las variaciones de temperatura pueden ser causa de daños importantes.

6.6.1. Infraestructura de los tramos del Canal de Riego

En este apartado se describe de manera técnica los tres tramos correspondientes a las secciones del canal en estudio, tomándose las medidas geométricas de cada sección. Adicional Ver Anexo 7.8 Mapa sobre tipología de daños al canal.

6.6.1.1. Tramo N° 1 – Canal en funcionamiento (1.4 km)

Este tramo se encuentra al NE del sector de estudio, la infraestructura se presenta en sección rectangular, de hormigón simple, con vigas de hormigón armado perpendiculares a la dirección del canal, cada dos metros, además de cubiertas (tapas) de hormigón que cubren al canal. En ciertos sectores presenta elevamiento del canal con mampostería de ladrillo. En la Figura 54 se presentan las medidas técnicas del canal de riego. En la Tabla 40, se exponen las coordenadas de ubicación para este tramo del canal.

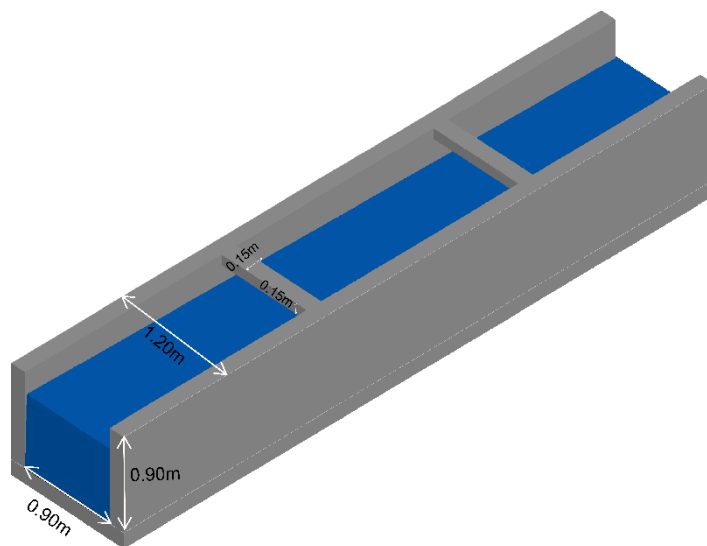


Figura 54. Infraestructura del canal de riego abscisas 10+000 – 11+500
Fuente: El autor, 2019

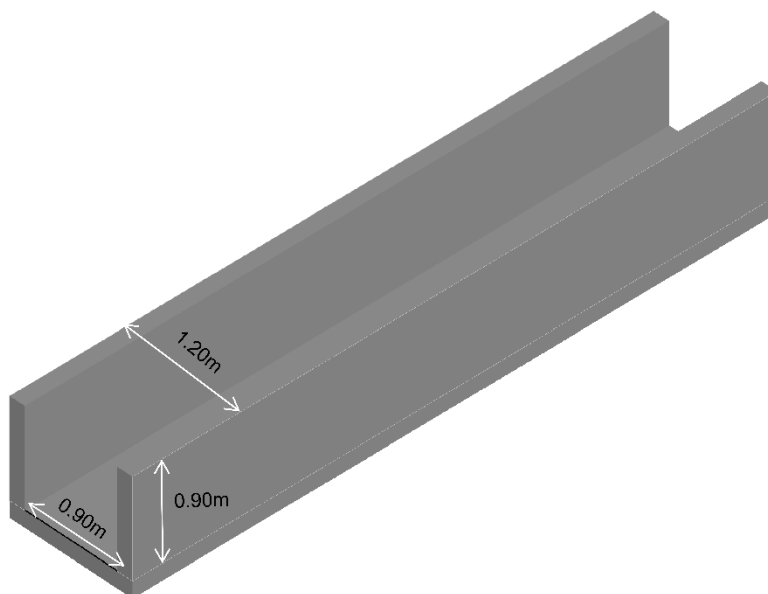
Tabla 41. Canal en funcionamiento coordenadas UTM – Tramo 1

COORDENADAS UTM			
Inicio		Final	
X	694435.68 mE	X	693840.717 mE
Y	9536213.18 mN	Y	9536094.563 mN
Z	1708 msnm	Z	1708 msnm

Fuente: El autor, 2019

6.6.1.2. Tramo N° 2 – Canal en construcción (0.6 km)

Este tramo cubre la parte central y SW del sector de estudio, actualmente se encuentra en construcción la infraestructura se presenta en sección rectangular, de hormigón simple. En la Figura 55 se presentan las medidas técnicas de la infraestructura para este tramo de estudio. En la Tabla 42, se exponen las coordenadas de ubicación para este tramo del canal.

**Figura 55.** Infraestructura del canal de riego abscisas 11+500 – 12+100

Fuente: El autor, 2019

Tabla 42. Canal en funcionamiento coordenadas UTM – Tramo 2

COORDENADAS UTM			
Inicio		Final	
X	693652.77 mE	X	693224.144 mE
Y	9536285.66 mN	Y	9536338.58 mN
Z	1707 msnm	Z	1707 msnm

Fuente: El autor, 2019

6.6.1.3. Tramo N° 3 – Canal en proyección (2 km)

Este tramo cubre la parte NW del sector de estudio, actualmente se encuentra como proyección del canal de riego, existiendo solamente la vía para la construcción del canal, sin ningún tipo de infraestructura, o zanja para el canal. En la Fotografía 31, se observa la vía construida actualmente para la expansión del canal de riego.



Fotografía 31. Tramo de la vía para la proyección del canal de riego
Fuente: El Autor, 2019

6.6.2. Tipología de Daños según los Tramos del Canal de Riego

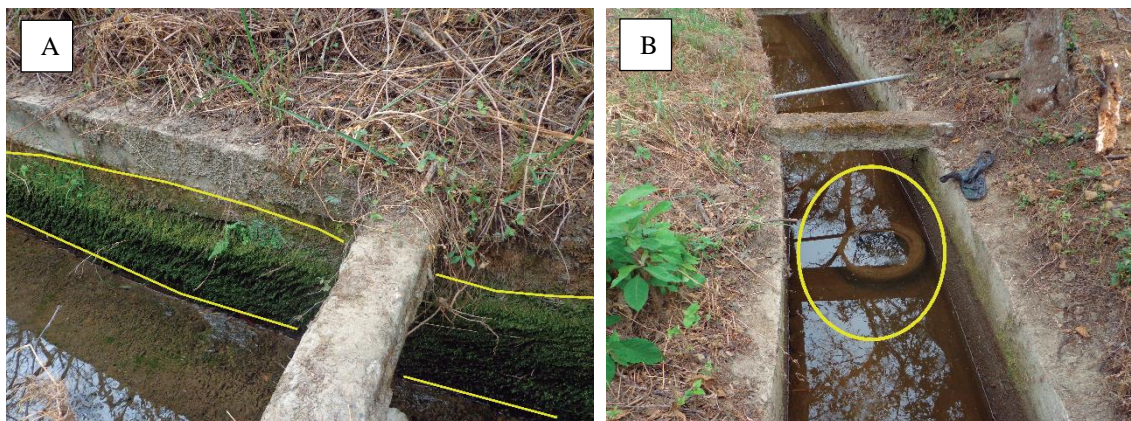
De acuerdo al grado de daños encontrados en el canal de riego se los ha caracterizado de la siguiente manera:

- CM_1 : No presenta daños de consideración o apreciables a simple vista.
- CM_2 : Agrietamiento y erosiones puntuales en las paredes del canal.
- CM_3 : Agrietamiento, erosiones frecuentes con daños en las paredes del canal.
- CM_4 : Deterioro y/o movimiento de la infraestructura.

Finalmente, las recomendaciones geotécnicas serán aplicadas de acuerdo a las unidades geotécnicas y a los tramos del canal mencionados anteriormente.

6.6.2.1. Tipología Daños CM_1

Este tipo de daños se presentan por lo general en varios tramos del canal de riego, caracterizados por no presentar daños relevantes son leves y en su mayoría la infraestructura se encuentra en buenas condiciones, puesto que su impermeabilidad está asegurada, siendo las plantas como musgos y objetos que se encuentran dentro del canal los que afectan su caudal como se muestra en las Fotografías 32 y 33.

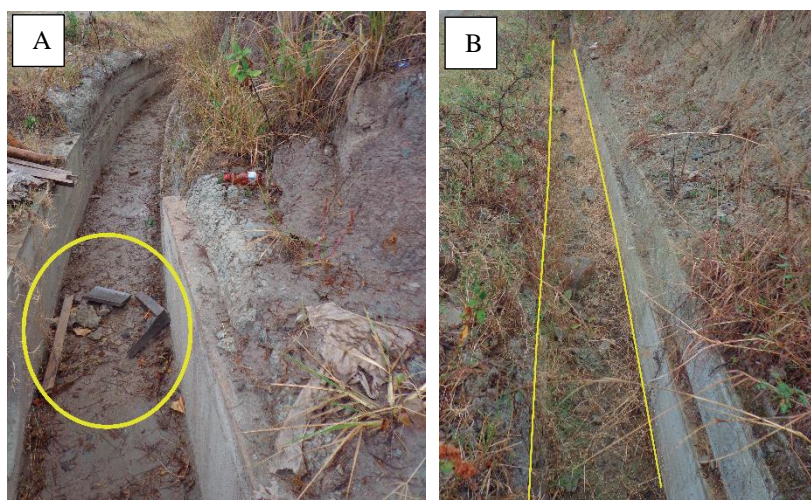


Fotografía 32. Tramo del canal que presentan daños tipo CM1 a) Presencia de musgos sobre las paredes del canal b) Presencia de basura sobre la solera del canal

Fuente: El Autor, 2019

En el canal en funcionamiento actualmente es común la presencia de musgos y plantas que rodean al canal y sus paredes, además de la presencia de sedimentos, y materiales sólidos como rocas, palos y basura que se acumula sobre la solera del mismo.

En la Fotografía 33, se visualiza los daños tipo CM₁ sobre la infraestructura del canal que actualmente se encuentra en construcción.



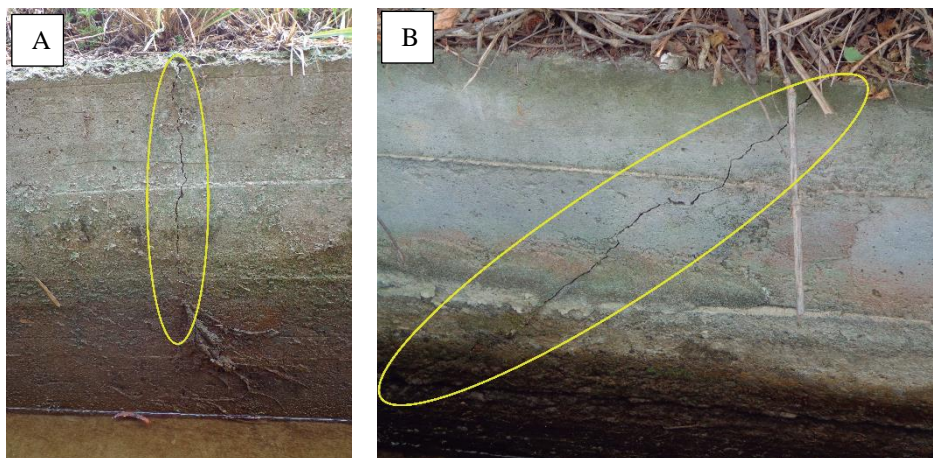
Fotografía 33. Tramo del canal en construcción que presentan daños CM1 a) Presencia de objetos y basura sobre la solera b) Plantas y sedimentos cubriendo toda la solera del canal

Fuente: El Autor, 2019

6.6.2.2. Tipología Daños CM₂

Este tipo de daños se presentan como grietas o fisuras puntuales y pequeñas, donde las mismas no sobrepasan los milímetros de abertura, no existen daños significativos a las paredes o a la solera del canal, la infraestructura no se encuentra comprometida por lo tanto la estabilidad se encuentra asegurada, estos daños se presentan en la mayor parte

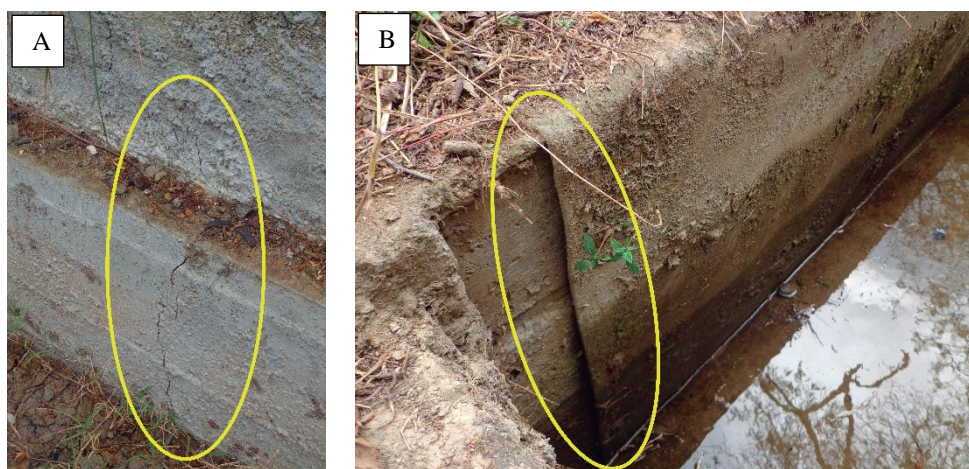
del canal de riego, especialmente en las abscisas 11+000 a 12+000. En la Fotografía 34, se muestra el tipo de daños catalogados como CM₂.



Fotografía 34. Tramo del canal que presentan daños CM₂ a) Presencia de grietas verticales sobre la pared del canal b) Grietas horizontales sobre la pared del canal.

Fuente: El Autor, 2019

Estas grietas se presentan también en tramos del canal en construcción, si llegar a afectar la infraestructura, estas se presenta como grietas ubicadas en las paredes superiores del canal sin llegar a ser profundas, pero con el paso del tiempo y cuando el canal entre en funcionamiento estas mismas grietas pueden llegar a ser un problema constante si se quiere evitar la infiltración de agua, por otro lado en otros sectores se han implementado medidas de remediación como el revestimiento con planchas plásticas sobre las paredes del canal, sin llegar a ser completamente efectivas. Fotografía 35 a) y b).

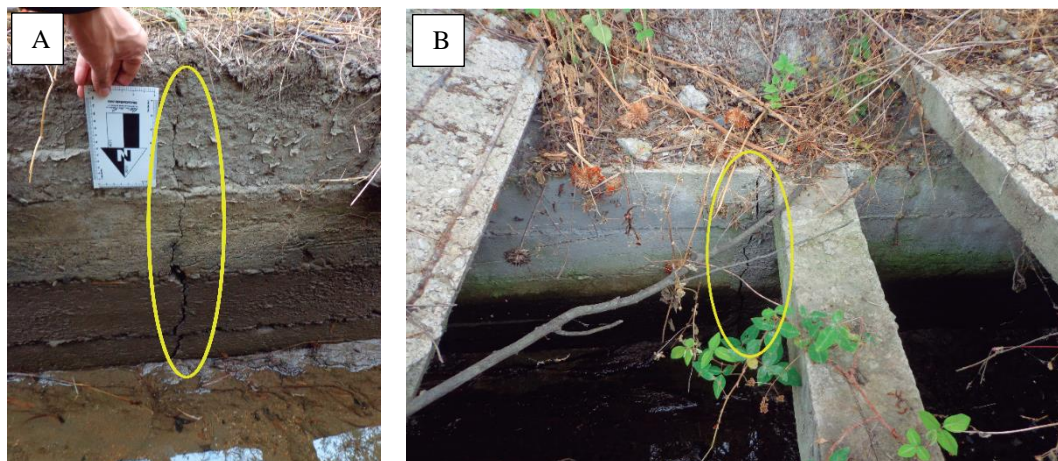


Fotografía 35. Tramo del canal que presenta daños CM₃ a) Grietas en la construcción del canal b) Reparación del canal con revestimiento plástico.

Fuente: El Autor, 2019

6.6.2.3. Tipología Daños CM3

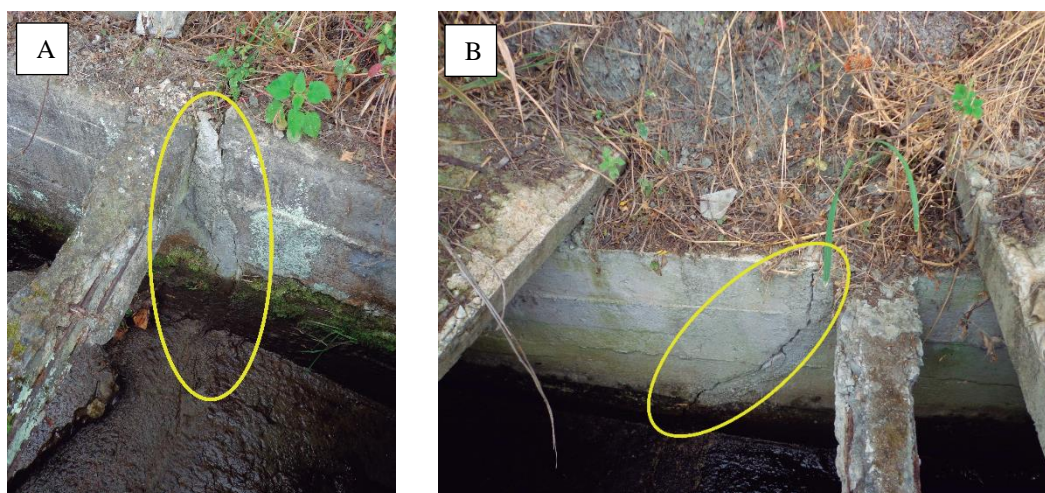
Los daños son catalogados como grietas o fisuras grandes, donde las mismas sobrepasan los milímetros hasta centímetros de abertura, existen daños significativos a las paredes del canal donde se presentan espacios por donde el agua se puede infiltrar, la infraestructura del mismo se encuentra ligeramente comprometida y a largo plazo puede presentar serios daños. En la Fotografía 36, se muestra el tipo de daños.



Fotografía 36. Tramo del canal que presenta daños CM3 a) Presencia de grietas verticales sobre la pared del canal b) Grietas verticales con basura sobre la solera

Fuente: El Autor, 2019

En la Fotografía 37, se muestra como en ciertas partes del canal se han realizado reparaciones con hormigón sobre las grietas pero con el paso del tiempo el hormigón ha comenzado a despegarse de la pared del canal.

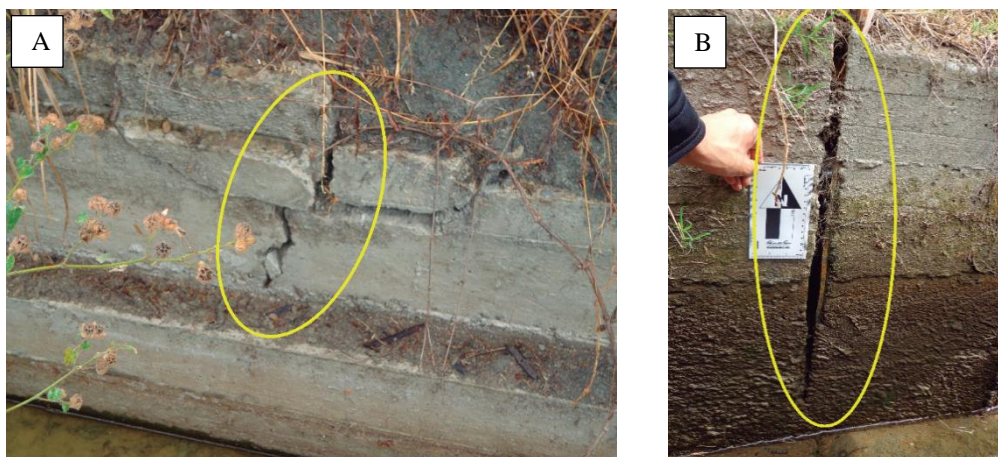


Fotografía 37. Tramo del canal que presenta daños CM3 a) Reparación de grietas verticales b) Reparación de grietas horizontales

Fuente: El Autor, 2019

6.6.2.4. Tipología Daños CM4

Los daños son catalogados como tramos fuertemente erosionados con daños significativos en las paredes del canal, y donde las juntas de separación se encuentran en mal estado, por lo tanto la estabilidad del canal está en peligro, por lo tanto la impermeabilización del canal no es suficiente, requiriéndose tomar medidas adecuadas para estos tramos que confiera una adecuada resistencia estructural. Este tipo de daños se localizan en sectores puntuales como los deslizamientos anteriormente analizados y caracterizados. En la Fotografía 38, se muestra el tipo de daños catalogados como CM4.



Fotografía 38. Tramo del canal que presenta daños CM4 a) Grietas con daños a la infraestructura b) Juntas del canal en mal estado

Fuente: El Autor, 2019

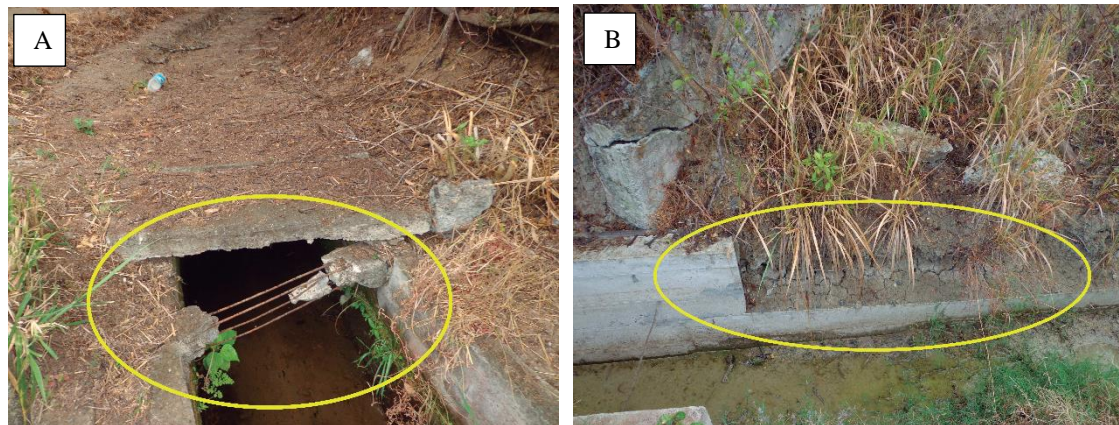
Adicionalmente los daños más significativos se presentan en el segundo movimiento catalogado como reptacional donde la infraestructura está severamente afectada y su estabilidad está comprometida como se muestra en la Fotografía 39.



Fotografía 39. Infraestructura del canal afectado por el deslizamiento.

Fuente: El Autor, 2019

En la Fotografía 40 se ilustra como en sectores del canal se ha identificado daños y deterioros casi completos de las vigas de hormigón perpendiculares a las paredes del mismo, así como en tramos del canal en construcción se identificó que la infraestructura está incompleta; la vegetación y sedimentos han ocupado su lugar.



Fotografía 40. Daños a la infraestructura del canal a) sobre las vigas perpendiculares b) infraestructura incompleta sobre el canal en construcción.

Fuente: El Autor, 2019

En la Tabla 43 se presenta el resumen con los daños principales localizados en el canal de riego, en todos sus tramos, Ver Anexo 8, para el inventario completo de daños.

Tabla 43. Inventario de daños en canal

Tipología	Coordenadas		Tipología Daños		Observaciones
Canal	694061	9536141	CM1	Objetos	-
Canal	694172	9536157	CM1	Musgos	-
Canal	694265	9536230	CM2	Grieta	-
Canal	694360	9536225	CM2	Fisura	-
Canal	693906	9536053	CM2	Grieta	-
Canal	693952	9536056	CM3	Fisura	Reparación puntual
Canal	693698	9536224	CM3	Grieta	
Canal	693629	9536300	CM4	Movimiento	Deslizamiento
Junta	693780	9536103	CM4	Junta	Junta en mal esto

Fuente: El autor, 2019

6.7. Análisis Geológico – Geotécnico

Este apartado tiene como objetivo el análisis geológico y geotécnico de los geomateriales del sector de estudio a partir de los ensayos realizados.

Se determina que existen tres unidades geológicas – geotécnicas denominadas:

- Depósitos del mioceno superior correspondientes a la Fm. Cerro Mandango que está representada por conglomerados con intercalaciones de areniscas.
- Depósitos del mioceno medio correspondientes a la Fm. Santo Domingo que están representados por lutitas.
- Depósitos del mioceno correspondientes a la Fm. Santo Domingo que están representados por intercalaciones de arcillolitas con areniscas.

6.7.1. Unidad Geológica – Geotecnica 1: Conglomerados de la Fm. Cerro Mandango (Mioceno Superior)

Esta unidad geotécnica está caracterizada por conglomerados mal clasificados con matriz de clastos metamórficos que van desde los centímetros a decímetros, presenta intercalaciones de areniscas bien cimentadas. En estos sectores se localizan grandes estructuras geomorfológicas provocadas por la erosión, los estratos de areniscas y conglomerados presentan un rumbo SE con inclinaciones mayores a los $>15^\circ$.

En cuanto a los SEV's que se realizaron dentro de esta litología tienen una abertura de 100m y una profundidad estimada de 16.67m, sin establecer el nivel freático en las capas litológicas analizadas, las resistividades van desde los 91 Ω .m hasta 7.85 Ω .m, evidencian un primer estrato de conglomerados de casi 3 metros, capas de areniscas y un estrato de lutitas de 9 metros.

Por su parte los resultados obtenidos del SPT realizado, a tres metros de profundidad confirma lo asumido con los SEV's al mostrar capas con gravas mezcladas con arcilla y arena, de acuerdo a los ensayos de humedad, se determina como un suelo seco con una capacidad portante sumamente alta.

En cuanto a las condiciones de estabilidad y de acuerdo a las características del suelo en los dos primeros metros está formado por grava que tiene una capacidad de carga sumamente alta, tiene una tendencia al cambio de volumen deficiente en el primer metro, pero este aumenta a partir del segundo por contener material más arcilloso, dentro de las

aptitudes de este tipo de suelo, están las cimentaciones con flujos de agua. Capaz de soportar una carga de 5.9Kg/cm^2 en el primer metro. Tiene un peso específico general de 1.75T/m^3 , son suelos granulares por lo tanto la cohesión es sumamente baja entre los materiales, siendo el ángulo de fricción mayor a los $>45^\circ$. Tiene gran permeabilidad tanto horizontal como verticalmente siendo $k_h > k_v$.

6.7.2. Unidad Geológica – Geotécnica 2: Lutitas de la Fm. Santo Domingo (Mioceno Superior)

Esta unidad geotécnica está caracterizada por lutitas fisibles con estratos de areniscas y vetillas de yeso de 1 cm, ubicados al este de la unidad de estudio, estructuralmente presenta plegamiento y deformaciones locales.

En cuanto a los SEV's que se realizaron dentro de esta litología con una abertura de 60m y una profundidad estimada de 10m, sin establecer el nivel freático, las resistividades van desde los $4 \Omega.m$ hasta $11 \Omega.m$, evidencian un primer estrato de lutitas que debido a una reducción en su resistividad pueden contener algo de humedad esta capa tiene una potencia de 1m a 2 m se presenta un segundo estrato de lutitas de 8 metros de espesor.

Por su parte el SPT realizado a seis metros de profundidad confirma lo asumido con los SEV's al mostrar en los dos primeros metros capas de arcillas inorgánicas de alta plasticidad, a partir de los tres metros presenta variación en las arcillas con limos, arenas, pero bien consolidadas.

Según el tipo de suelo se determina que tiene un potencial al cambio de volumen de alto a muy alto con una permeabilidad baja y con una compresibilidad moderada, según las aptitudes de uso para el suelo no es aceptable para estructuras con hormigón y cemento.

La consistencia del suelo a dos metros esta entre los intervalos de 0.75 a 1.0 que según Aguilar (2013), se lo interpreta como un suelo con una consistencia media y una resistencia a la compresión inconfiada de $1 - 5 \text{ Kg/cm}^2$. A partir del metro tres el suelo tiene una consistencia rígida. De acuerdo al índice de liquidez que es de 0.27 en el metro 2m y 0.05 a partir del metro 3, es decir son suelos preconsolidados y tienen un comportamiento plástico.

Al ser suelos arcillosos con arenas la permeabilidad del material tiene una capacidad de infiltración sumamente baja siendo la $k_h > k_v$.

6.7.3. Unidad Geológica – Geotécnica 3: Intercalaciones de Arcillolitas con Areniscas de la Fm. Santo Domingo (Mioceno Superior)

Esta unidad geotécnica está caracterizada por intercalaciones de arcillolitas con areniscas, no presentan estructuras geológicas importantes, la dirección de los estratos es SE.

En cuanto a los SEV's que se realizaron dentro de esta litología con una abertura de 60m y una profundidad estimada de 10m, sin establecer el nivel freático, las resistividades van desde los 8.99 Ω .m hasta 75.5 Ω .m, evidencian un primer estrato de areniscas que tiene un espesor aproximado de 1,67m, un segundo estrato de lutitas con un espesor aproximado de 8 metros, a mayor profundidad se presentan lutitas con algo de humedad.

Por su parte el primer SPT's realizado a tres metros de profundidad confirma lo asumido con el primer SEV's, al mostrar una primera capa al primer metro de arcillas arenosas el metro 2 y 3 corresponden a arcillas inorgánicas de alta plasticidad y arcillas más consolidadas. El segundo SPT realizado a 6 metros, está conformado de arcillas arenosas y arcillas plásticas en los 6 metros de perforación.

Según el tipo de suelo se determina que tiene un potencial al cambio de volumen de alto a muy alto con una permeabilidad baja y con una compresibilidad moderada, según las aptitudes el uso del suelo no es aceptable para estructuras con hormigón y cemento.

La consistencia del suelo en el primer SPT muestra un suelo con una consistencia rígida en el primer metro siendo el valor entre los intervalos de 0.75 a 1.0 según Aguilar (2013), el metro 2 y 3 muestra un suelo con una consistencia media, a partir del metro 4 el suelo es rígido. Para el segundo SPT muestra una consistencia rígida en los tres metros de perforación. En cuanto al índice de liquidez se determina que son suelos preconsolidados con un comportamiento plástico. Por lo tanto, se trataría de arcillas plásticas y expansivas.

Las cargas que pueden soportar en el primer SPT a un metro de profundidad es de 0.81 Kg/cm^2 , el segundo metro se reduce su carga hasta 0.59 Kg/cm^2 , para el segundo SPT presenta una carga admisible inicial de 4.63 Kg/cm^2 siendo mayor según la profundidad.

La permeabilidad de esta unidad geotécnica para el SPT se define que la $k_h > k_v$ y para el segundo SPT se define que $k_h > k_v$.

6.7.4. Análisis Cinemático

Se lo realizó en cinco taludes, los datos tomados para el análisis son, la dirección de buzamiento e inclinación de talud. En la tabla 44 se presenta el resumen de los parámetros de diseño para el análisis cinemático, tomados del canal de riego según los puntos críticos establecidos, en los cuales los planos de estratificación son favorables al plano del talud, para el ángulo de fricción de la roca se tomaron los datos de acuerdo a la Tabla 18, los datos usados en los taludes se basaron en el mapa topográfico y datos tomados en campo.

6.7.4.1. Rotura Planar

Se escogieron 5 puntos, para el análisis de rotura planar, las características estructurales de estos se presentan en la Tabla 44.

Tabla 44. Parámetros usados para el análisis a rotura planar

Sector (Abscisa)	Altura máxima (m)	Talud			Plano de estratificación		
		Dirección (°)	Buz. Talud (°)	Dominio Geotécnico	Buz (°)	Dirr (°)	Angulo de Fricción (°)
10+470	29	180	42	Lutitas	23	310	25
10+660	10	210	25	Lutitas	30	220	25
10+960	8	230	27	Areniscas	62	210	25
11+300	12	30	35	Lutitas	55	45	25
11+590	38	122	65	Areniscas	45	45	25

Fuente: El autor, 2019

De acuerdo al análisis cinemático, realizado en los taludes con características favorables para que se produzca la falla planar, se deduce que existe una probabilidad nula para falla planar en los taludes analizados, y por lo tanto en el sector de estudio la Figura 56 muestra el análisis cinemático para rotura planar por medio del software Dips, en uno de los taludes del sector de estudio.

Esto se debe a que las alturas de los taludes analizados, que están dentro de los puntos críticos, no son mayores a 15 metros, de acuerdo a los mapas de pendientes y geomorfología, son terrenos poco inclinados y con pendientes que no sobrepasan los 30° de inclinación, por otro lado, en sectores donde existen pendientes más inclinadas las direcciones de los planos de estratificación están en contra de la pendiente, por lo tanto, el análisis no es realizado.

La Tabla 45 muestra el resumen para los taludes analizados para rotura planar, en los cuales se detalla las condiciones que deben cumplir para que se produzca la misma.

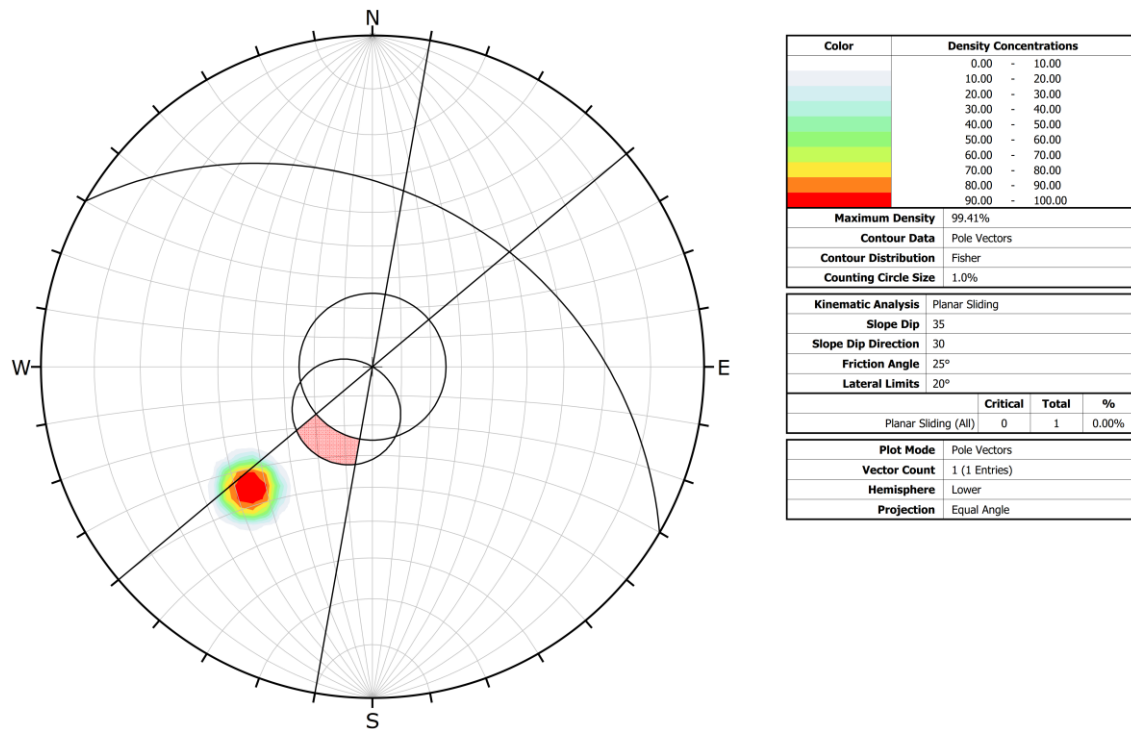


Figura 56. Análisis estereográfico para falla planar abscisa 11+300 (UTM 694016mE – 9536138mN)
Fuente: Rocscience Inc., 2019.

Tabla 45. Resumen de los resultados para análisis por rotura planar.

Talud	Condiciones para rotura planar		
	$\alpha_p = \alpha_f \pm 20^\circ$	$\psi_p < \psi_f$	$\psi_p > \phi_p$
10+470	X	✓	X
10+660	✓	X	✓
10+960	✓	X	✓
11+300	✓	X	✓
11+590	X	✓	✓

Fuente: El autor, 2019

El análisis cinemático muestra los planos de estratificación cercanos a la rotura planar, de los cuales en un 0% de los sectores analizados son susceptibles a la rotura planar, se analizó las zonas donde se realizaron los ensayos geotécnicos. En los cuales los planos de estratificación no son favorables a la dirección del talud y por lo tanto no es posible una rotura planar.

Para los sitios analizados en los que los planos de estratificación están dentro de los 20° de rumbo de la cara del talud, sin embargo, el buzamiento de la discontinuidad en todos los casos es mayor que el buzamiento de la cara del talud, por lo tanto, no cumplen las condiciones para que se produzca una rotura planar.

6.7.4.2. Rotura por Vuelco

Se escogieron 4 puntos con condiciones favorables para este tipo de rotura, las características y parámetros analizados en estos puntos se encuentran en la Tabla 46.

Tabla 46. Parámetros usados para el análisis a rotura por vuelco

Sector (Abcisa)	Talud				Plano de estratificación		
	Altura máxima (m)	Dirección (°)	Pend. (°)	Dominio Geotécnico	Buz (°)	Dirr (°)	Angulo de Fricción (°)
10+470	29	180	42	Lutitas	23	310	25
11+300	12	30	35	Lutitas	55	45	25
11+590	35	122	65	Areniscas	45	45	25
13+240	25	242	70	Conglomerados	19	45	35

Fuente: El autor, 2019

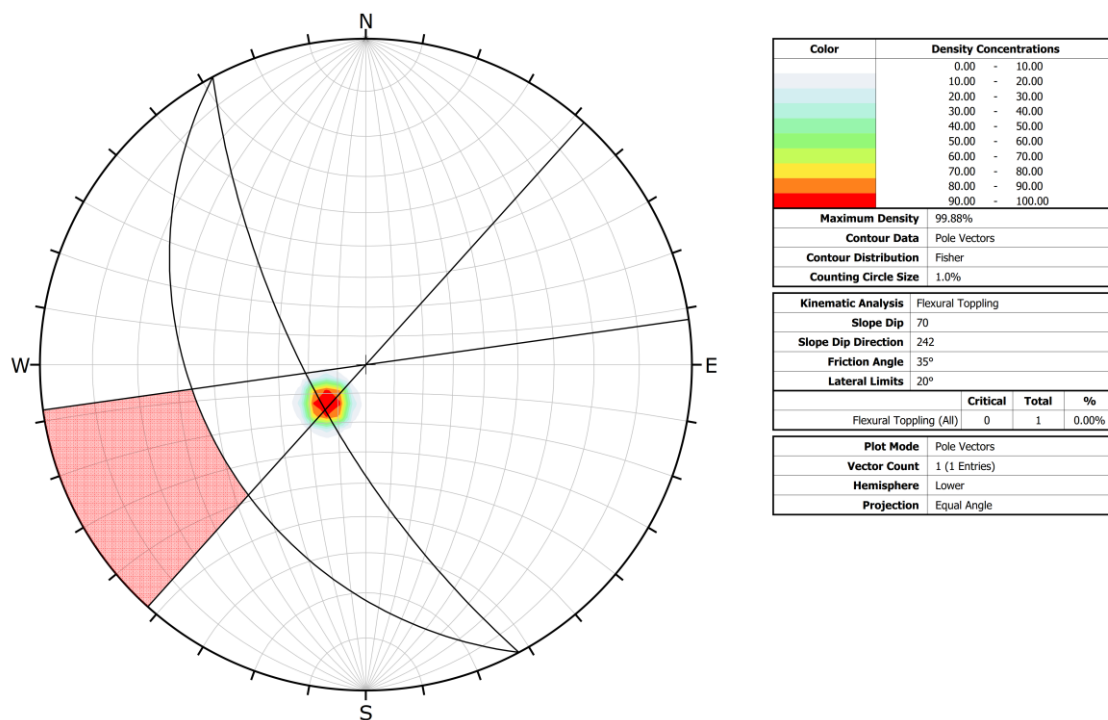


Figura 57. Análisis estereográfico por vuelco abscisa abscisa 13+240 (UTM 692638mE – 9535884mN)

Fuente: Rocscience Inc., 2019

De acuerdo al análisis cinemático, realizado en los taludes con características favorables para que se produzca la falla por vuelco, la probabilidad de rotura es del 0% en todos los casos. En la Figura 57 se visualiza el análisis cinemático mediante el software Dips para uno de los taludes analizados.

En la Tabla 47 se muestra un cuadro resumen en donde se determina los taludes con las condiciones para que se produzca la rotura, determinando cuales tiene probabilidades para que ocurra dicha rotura.

Se determina que el ángulo de inclinación de los taludes con respecto a la vertical, no es menor al ángulo de buzamiento del talud, siendo este el factor por el cual no se produce la falla en todos los taludes analizados.

Tabla 47. Resumen de los resultados para análisis por rotura en vuelco

Talud	Condiciones para rotura planar	
	$\alpha_i = (\alpha_f \pm 180^\circ) \pm 20^\circ$	$(90 - \psi_p)(\psi_f < \phi_p)$
Sector (Abscisa)		
10+470	✓	X
11+300	✓	X
11+590	X	X
13+240	X	X

Fuente: El autor, 2019

6.7.5. Análisis de Estabilidad Global

Para el análisis de estabilidad global se presentan los resultados por el método de equilibrio límite, relacionando los métodos de Bishop y Janbu simplificado y Spencer.

Adicionalmente para el análisis se tomó en cuenta la condición de nivel de agua sobre el talud cuando exista rotura del canal de riego.

Los parámetros a considerar para el modelamiento del talud, se presentan en las Tablas 48 - 51, y son tomados a partir de los ensayos geotécnicos realizados, en laboratorio y en campo.

Tabla 48. Parámetros usados para el análisis de estabilidad global talud 1

Talud 1	X: 693614	Y: 9536302	Z: 1706
Parámetros geotécnicos			
Litología	Peso específico	Cohesión	Ángulo de fricción
Material superficial	17 kN/m ³	0.01 kN/m ²	31°
Lutitas	17 kN/m ³	12 kN/m ²	31°
Arcillas inorgánicas	17 kN/m ³	155 kN/m ²	0°
Limos arenosos	18 kN/m ³	230 kN/m ²	0°
Arenas arcillosas	18 kN/m ³	0.01 kN/m ²	48°
Arcillas compactas	17 kN/m ³	350 kN/m ²	0°

Fuente: El autor., 2019

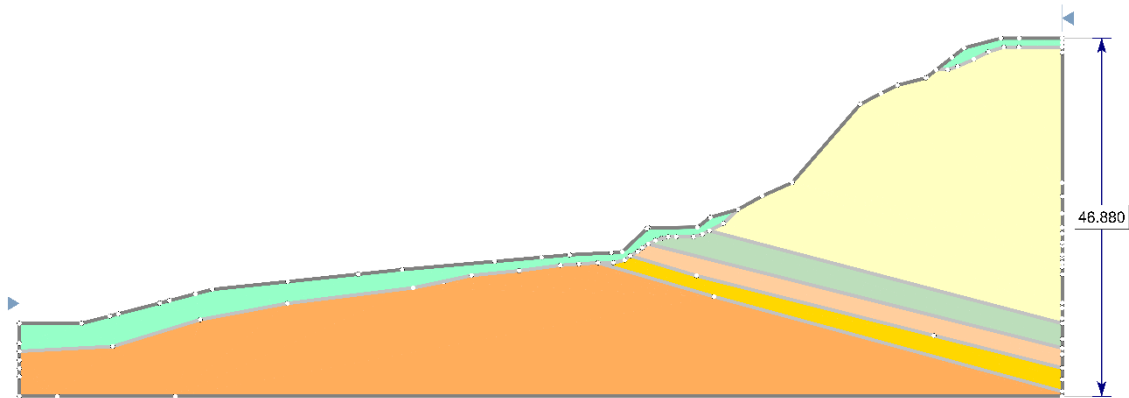


Figura 58. Diseño del talud #1 para análisis de estabilidad global.

Fuente: Rocscience Inc., 2019

Para el modelado del primer talud ubicado en las abscisas 10+470 a 10+500, se toman los datos obtenidos de los ensayos geotécnicos indirectos (SEV's) y directos (SPT), así como los valores obtenidos en laboratorio (corte directo), en el análisis global de estabilidad, el talud es modelado en estado natural, y cuando existe ruptura del canal provocando que el nivel freático se encuentre sobre el canal, los FS obtenidos para ambos casos determinarán las recomendaciones a tomar en caso de falla. Los datos para cada uno de los geomateriales modelados se encuentran en la Tabla. 48 y se encuentran representados en la Figura 58.

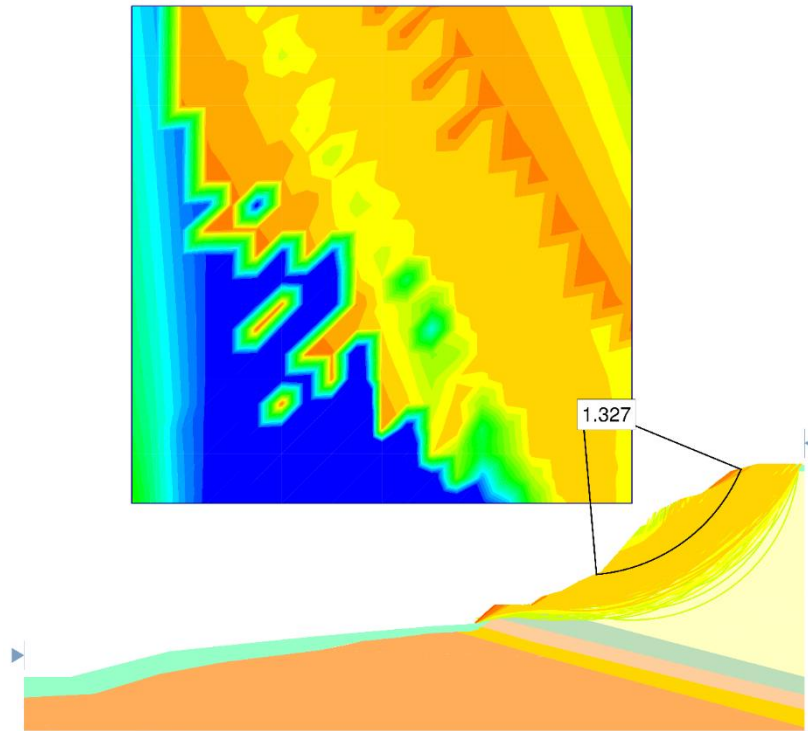


Figura 59. Análisis de estabilidad talud #1 condición natural
Fuente: Rocscience Inc., 2019

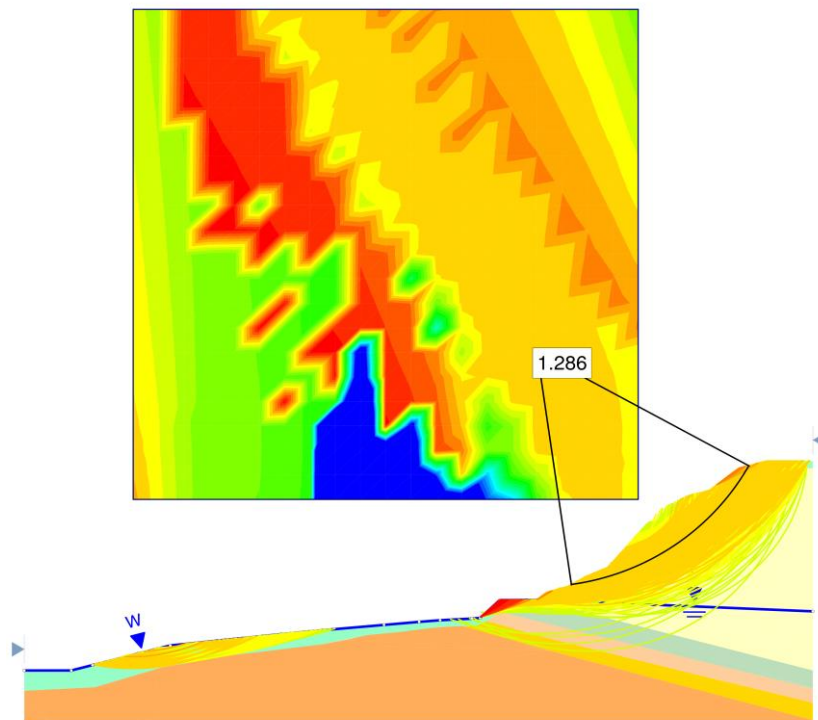


Figura 60. Análisis de estabilidad talud #1 ruptura del canal
Fuente: Rocscience Inc., 2019

El resultado para el modelado del talud en condiciones naturales y de acuerdo al análisis por los métodos de Bishop, Jacob y Spencer, se obtiene un FS de 1.3 lo que significa que el talud actualmente se encuentra dentro de los rangos estables, siendo el talud de la cota del canal hacia arriba donde existe la probabilidad de ruptura como se observa en la Figura 59, al producirse una ruptura del canal y se produzcan infiltraciones sobre el terreno, el FS del talud se reduce hasta un rango de 1.2 como se observa en la Figura 60, debido a que el talud se encuentra fallado el agua afectaría en menor proporción específicamente a la vía y sectores puntuales, siendo necesario tomar medidas sobre el mismo, ya que el agua podría llegar a afectar nuevamente al talud.

Tabla 49. Parámetros usados para el análisis de estabilidad global para la reconstrucción talud 1

Talud 1	X: 693614	Y: 9536302	Z: 1706
Parámetros geotécnicos			
Litología	Peso específico	Cohesión	Ángulo de fricción
Material superficial	17 kN/m ³	0.01 kN/m ²	31°
Lutitas	17 kN/m ³	12 kN/m ²	31°
Arcillas inorgánicas	17 kN/m ³	155 kN/m ²	0°
Limos arenosos	18 kN/m ³	230 kN/m ²	0°
Arenas arcillosas	18 kN/m ³	0.01 kN/m ²	48°
Arcillas compactas	17 kN/m ³	350 kN/m ²	0°

Fuente: El autor, 2019

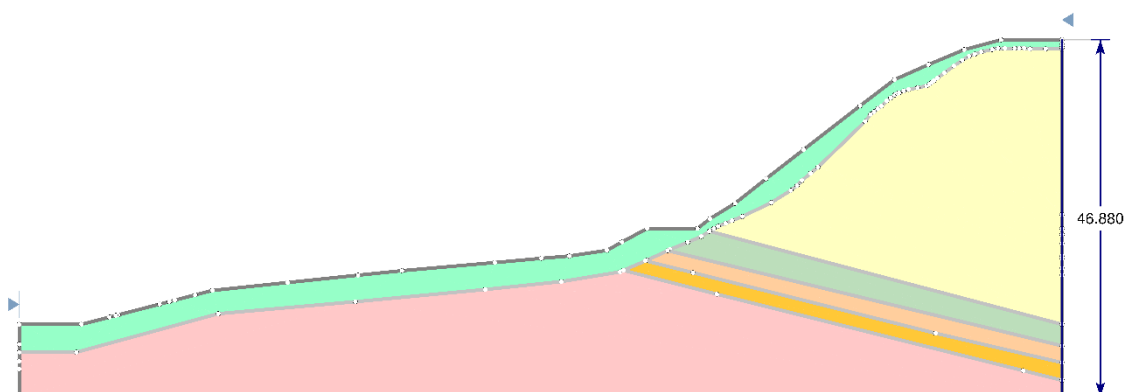


Figura 61. Diseño del talud #1 reconstruido para análisis de estabilidad global.

Fuente: Rocscience Inc., 2019

Se realizó la reconstrucción del primer talud para identificar las condiciones en las cuales se produzco la falla y posterior deslizamiento del mismo. En este caso se tomaron los mismos datos obtenidos de los ensayos geotécnicos indirectos (SEV's) y directos (SPT), así como los valores obtenidos en laboratorio (corte directo), añadiendo la superficie que se deslizó en este talud, el talud es modelado en estado natural, y cuando existe ruptura del canal provocando que el nivel freático se encuentre sobre el canal, esto servirá para determinar las posibles condiciones de rotura. Los datos para cada uno de los geomateriales modelados se encuentran en la Tabla. 49 y se encuentran representados en la Figura 61.

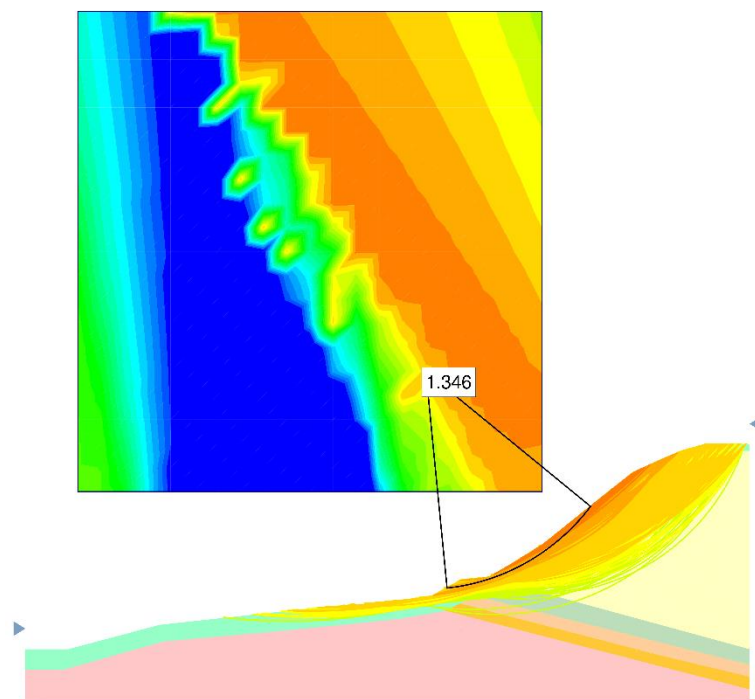


Figura 62. Análisis de estabilidad reconstrucción talud #1 condiciones normales
Fuente: Rocscience Inc., 2019

En la Figura 62, se muestra el talud reconstruido en condiciones normales, el FS en este caso es de 1.3 por lo cual el talud en condiciones normales se encontraba estable en toda su superficie para determinar la condición de rotura es necesario realizar la simulación de rotura del canal de riego e implementar el nivel freático a nivel de la base del talud y corroborar si el FS disminuye hasta condiciones críticas.

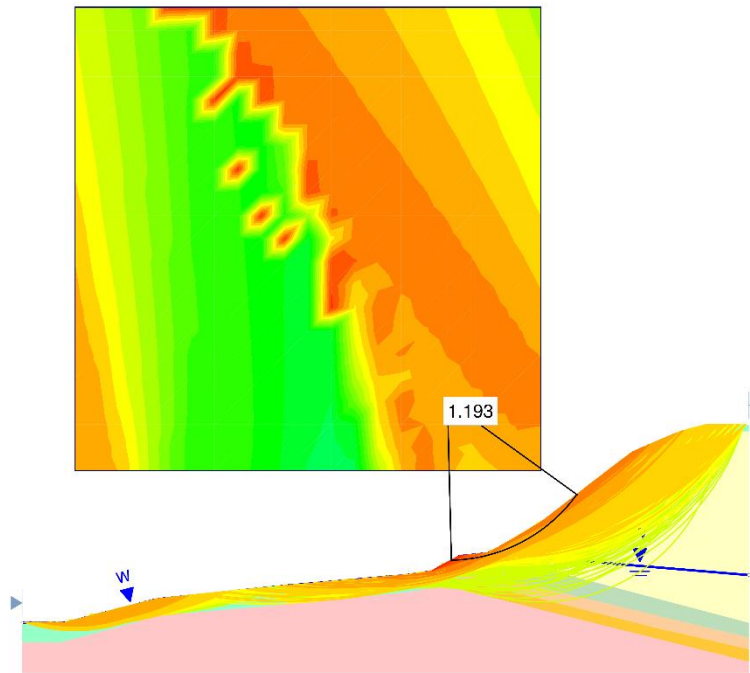


Figura 63. Análisis de estabilidad reconstrucción talud #1 ruptura del canal
Fuente: Rocscience Inc., 2019

En la Figura 63, se muestra el talud reconstruido bajo condiciones del nivel freático sobre la base del canal se determina que el FS disminuye hasta 1.1 teniendo como consecuencia una posible ruptura y deslizamiento del material, siendo el agua el factor determinante para que se produzca la falla.

Tabla 50. Parámetros usados para el análisis de estabilidad global talud 2

Talud 2	X: 694027	Y: 9536134	Z: 1707
Parámetros geotécnicos			
Litología	Peso específico	Cohesión	Ángulo de fricción
Material superficial	17 kN/m ³	2 kN/m ²	19°
Arcillas	18 kN/m ³	16 kN/m ²	19°
Arcillas arenosas	17 kN/m ³	38 kN/m ²	0°
Arcillas inorgánicas	18 kN/m ³	71 kN/m ²	0°
Arcillas compactas	18 kN/m ³	196 kN/m ²	0°
Arcillas consolidadas	20 kN/m ³	273 kN/m ²	0°

Fuente: El autor., 2019

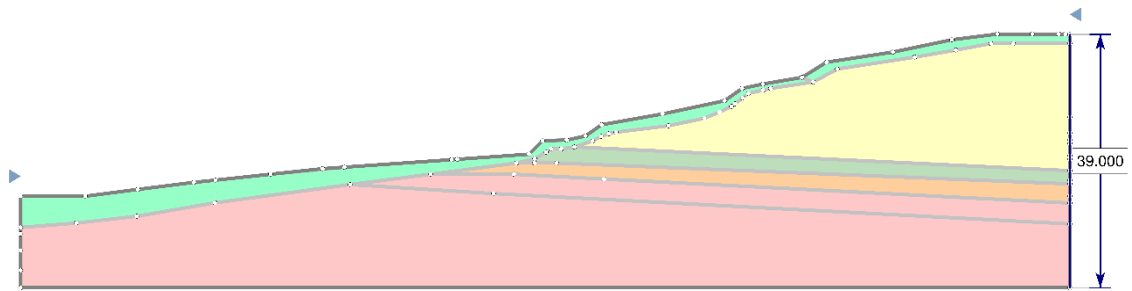


Figura 64. Diseño del talud #2 para análisis de estabilidad global.

Fuente: Rocscience Inc., 2019

Para el modelado del segundo talud ubicado en las abscisas 10+900 a 10+950, se toman los datos obtenidos de los ensayos geotécnicos indirectos (SEV's) y directos (SPT), así como los valores obtenidos en laboratorio (Corte Directo), en el análisis global de estabilidad, el talud es modelado en estado natural, y cuando existe ruptura del canal provocando que el nivel freático se encuentre sobre el canal, los FS obtenidos para ambos casos determinaran las recomendaciones a tomar en caso de ruptura. Los datos para cada uno de los geomateriales modelados se encuentran en la Tabla. 50 y se encuentran representados en la Figura 64.

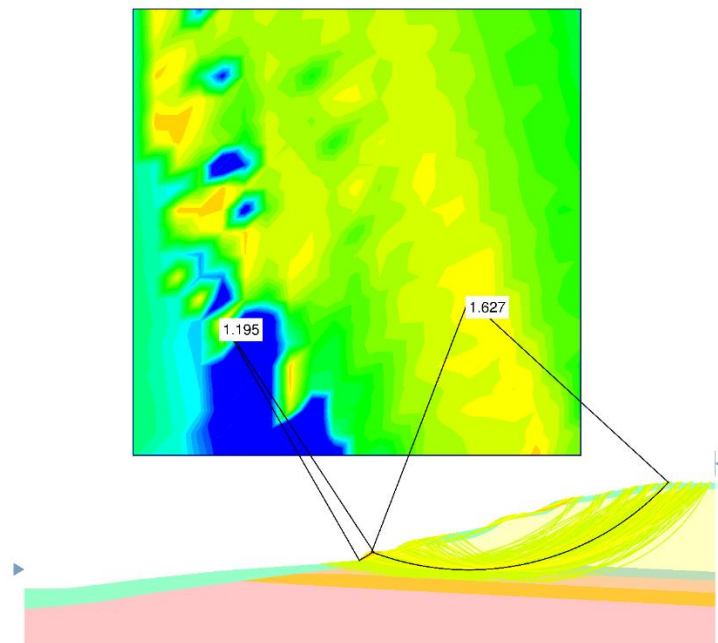


Figura 65. Análisis de estabilidad talud #2 condición natural

Fuente: Rocscience Inc., 2019

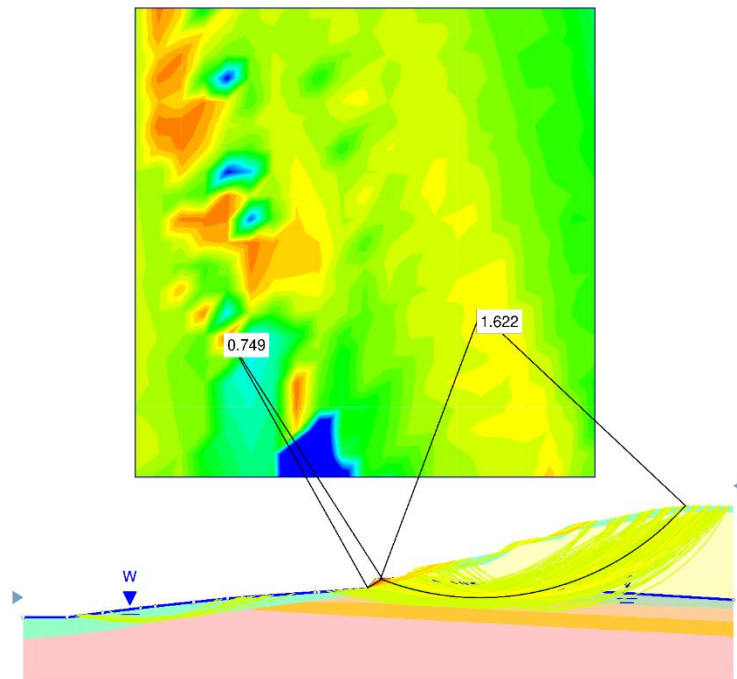


Figura 66. Análisis de estabilidad talud #2 condición rotura del canal
Fuente: Rocscience Inc., 2019

El resultado para el modelado del talud en condiciones naturales y de acuerdo al análisis de equilibrio límite por los métodos de Bishop, Jacob y Spencer, se obtiene un FS de 1.6 lo que significa que el talud actualmente se encuentra dentro de los rangos y condiciones estables sin llegar a producirse la falla circular, como se observa en la Figura 65, al producirse una ruptura del canal y existan infiltraciones sobre el terreno, el FS del talud se mantiene dentro del rango de estabilidad como se identifica en la Figura. 66. Esto debido a que el tipo de rotura que pueda llegar a producirse no es circular, sino más bien, reptacional, siendo movimientos lentos ya que existen zonas de ruptura menores pero que se encuentran bajo los rangos de <1 en cuanto al FS siendo puntos en la base del canal como lo es el deslizamiento ubicado en este sector, por lo tanto, deben realizarse medidas en base a este análisis y resultado identificado los sectores en los que el movimiento se manifieste en el daño a la infraestructura.

Tabla 51. Parámetros usados para el análisis de estabilidad global talud 3

Talud 3	X: 693454	Y: 9536507	Z: 1707
Parámetros geotécnicos			
Litología	Peso específico	Cohesión	Ángulo de fricción
Areniscas arcillosas	17 kN/m ³	42 kN/m ²	35°
Arcillas arenosas	18 kN/m ³	300 kN/m ²	0°
Arcillas inorgánicas	18 kN/m ³	377 kN/m ²	0°
Arcillas consolidadas	18 kN/m ³	617 kN/m ²	0°

Fuente: El autor., 2019

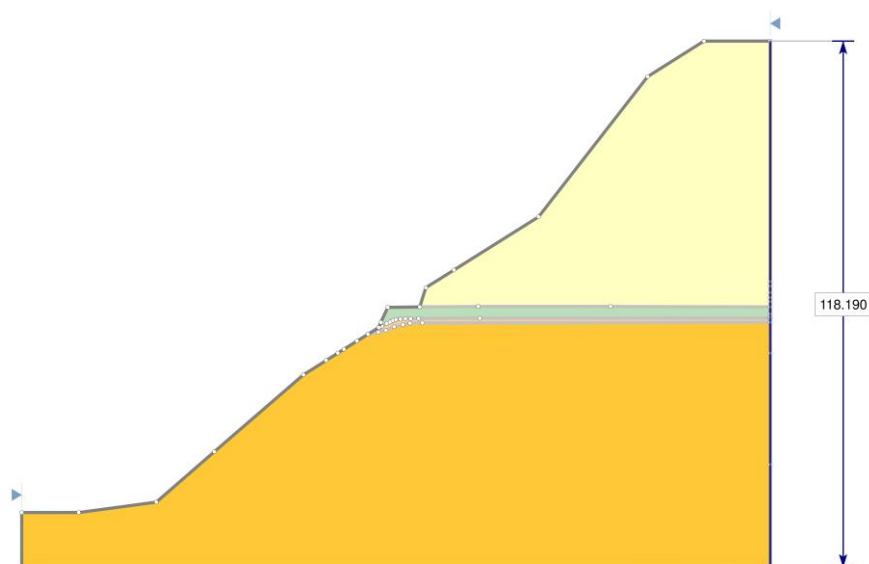


Figura 67. Diseño del talud #3 para análisis de estabilidad global.

Fuente: Rocscience Inc., 2019

Para el modelado del tercer talud ubicado en las abscisas 11+300 a 11+350, se toman los datos obtenidos de los ensayos geotécnicos indirectos (SEV's) y directos (SPT), así como los valores obtenidos en laboratorio (corte directo), en el análisis global de estabilidad, el talud es modelado en estado natural, y cuando existe ruptura del canal provocando que el nivel freático se encuentre sobre el canal, los FS obtenidos para ambos casos determinaran las recomendaciones a tomar en caso de ruptura. Los datos para cada uno de los geomateriales modelados se encuentran en la Tabla. 51 y se encuentran representados en la Figura 67.

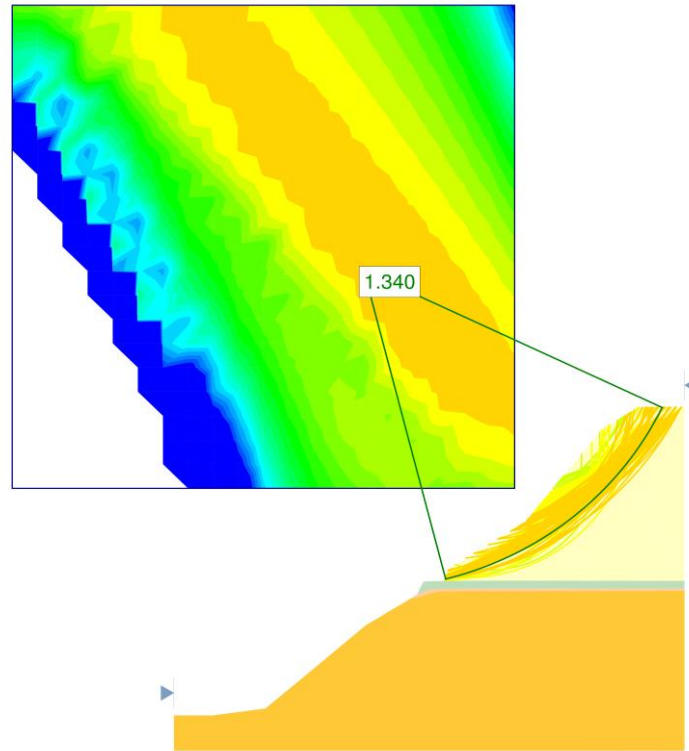


Figura 68. Análisis de estabilidad talud #3 condición natural
Fuente: Rocscience Inc., 2019

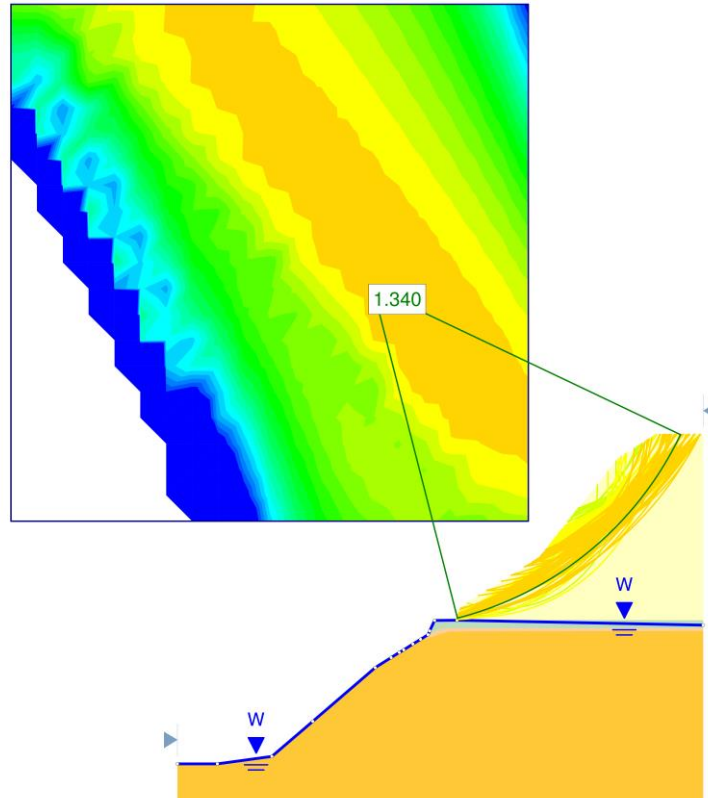


Figura 69. Análisis de estabilidad talud #3 condición rotura del canal
Fuente: Rocscience Inc., 2019

El resultado para el modelado del talud en condiciones naturales y de acuerdo al análisis por los métodos de Bishop, Jacob y Spencer, se obtiene un FS de 1.336 lo que significa que el talud actualmente se encuentra dentro de los rangos y condiciones no críticas para una rotura circular, como se observa en el modelo de la Figura 68, al producirse una ruptura del canal y se produzcan infiltraciones sobre el terreno, afectando a las capas de suelos inferiores y con el nivel freático sobre el canal, el FS del talud se mantiene dentro de los rangos estables, lo que indica una probabilidad de ruptura baja como se muestra en la Figura 69, específicamente del canal hacia arriba, ya que las capas sobre el canal muestran estar bien cohesionadas, y que el agua en caso de existir los afectaría en menor medida, sin consecuencias graves, sin embargo es necesario tener en cuenta el FS del canal hacia arriba, y de ser necesario tomar medidas generales.

Tabla 52. Parámetros usados para el análisis de estabilidad global talud 4

Talud 4	X: 692620	Y: 9535908	Z: 1706
Parámetros geotécnicos			
Litología	Peso específico	Cohesión	Ángulo de fricción
Conglomerados	22 kN/m ³	0.01 kN/m ²	40°
Areniscas arcillosas	19 kN/m ³	0.01 kN/m ²	35°
Areniscas limosas	19 kN/m ³	0.01 kN/m ²	55°
Arcillas	18 kN/m ³	220 kN/m ²	15°
Arcillas compactas	18 kN/m ³	320 kN/m ²	25°

Fuente: El autor., 2019

Para el modelado del primer talud ubicado en las abscisas 13+240 a 13+260, se toman los datos obtenidos de los ensayos geotécnicos indirectos (SEV's) y directos (SPT), en el análisis global de estabilidad, el talud es modelado en estado natural, y cuando existe ruptura del canal provocando que el nivel freático se encuentre sobre el canal, los FS obtenidos para ambos casos determinaran las recomendaciones a tomar en caso de ruptura. Los datos para cada uno de los geomateriales modelados se encuentran en la Tabla. 52 y se encuentran representados en la Figura 70.

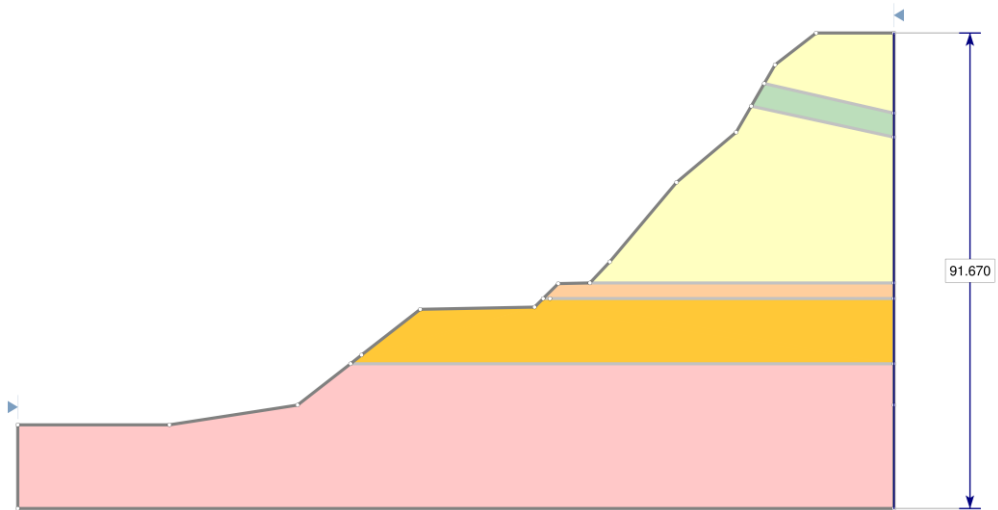


Figura 70. Diseño del talud #4 para análisis de estabilidad global.
Fuente: Rocscience Inc., 2019

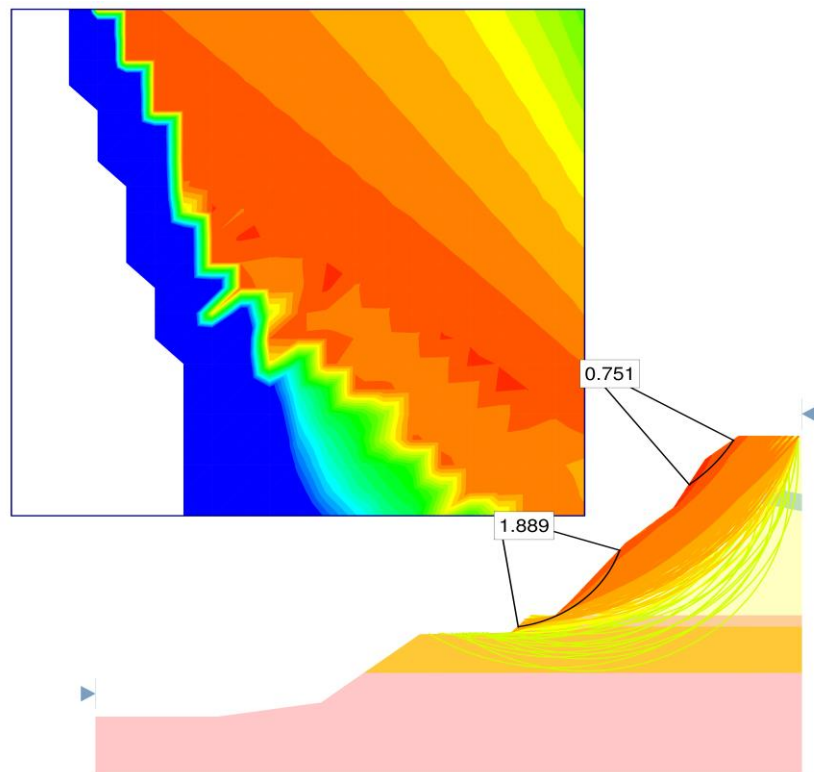


Figura 71. Análisis de estabilidad talud #4 condición natural
Fuente: Rocscience Inc., 2019

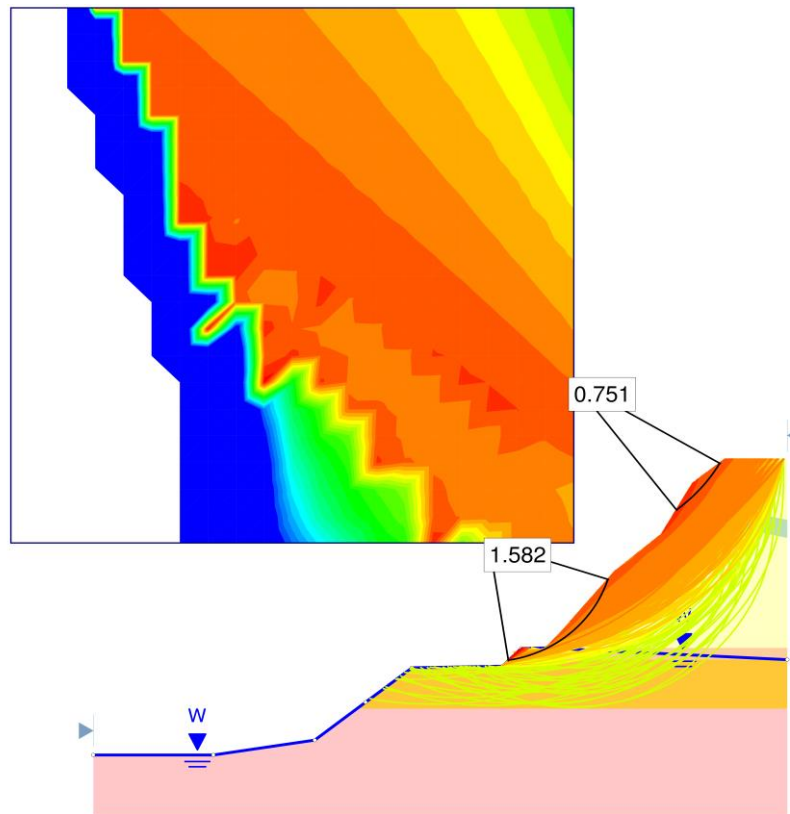


Figura 72. Análisis de estabilidad talud #4 condición ruptura del canal

Fuente: Rocscience Inc., 2019

El resultado para el modelado del talud en condiciones naturales y de acuerdo al análisis por los métodos de Bishop, Jacob y Spencer, se obtiene un FS de 1.8 lo que significa que el talud actualmente se encuentra dentro de los rangos y condiciones no críticas, sin embargo es susceptible a la caída de rocas al ser material no cohesivo, como se observa en el modelo de la Figura 72, al producirse una ruptura del canal el FS del talud baja hasta 1.5, lo que indica una probabilidad de ruptura baja, en este caso es claro que el agua del canal puede llegar afectar la estabilidad del talud y reducir su factor de seguridad, además de la susceptibilidad a la caída de rocas, es necesario realizar las recomendaciones encaminadas a evitar que se produzca la inestabilidad del mismo, ya sea mediante la impermeabilización o retaludamiento en taludes con pendientes sumamente altas.

En la Tabla 53, se muestra una tabla resumen con los resultados del FS para todos los taludes analizados en condiciones normales como en condiciones de ruptura del canal de riego para la superficie de rotura principal en cada talud.

Tabla 53. Resumen del análisis de estabilidad global

Talud	Método de Análisis	Ángulo de talud global	Nivel freático	FS Situación Estática
1	Bishop	42°	Natural	1.327
			Rotura del canal	1.286
	Janbu		Natural	1.280
			Rotura del canal	1.230
	Spencer		Natural	1.360
			Rotura del canal	1.330
1 Re.	Bishop	42°	Natural	1.346
			Rotura del canal	1.193
	Janbu		Natural	1.300
			Rotura del canal	1.120
	Spencer		Natural	1.350
			Rotura del canal	1.230
2	Bishop	10°	Natural	1.627
			Rotura del canal	1.622
	Janbu		Natural	1.590
			Rotura del canal	1.570
	Spencer		Natural	1.600
			Rotura del canal	1.580
3	Bishop	65°	Natural	1.340
			Rotura del canal	1.340
	Janbu		Natural	1.321
			Rotura del canal	1.310
	Spencer		Natural	1.332
			Rotura del canal	1.310
4	Bishop	70°	Natural	1.889
			Rotura del canal	1.582
	Janbu		Natural	1.760
			Rotura del canal	1.624
	Spencer		Natural	1.810
			Rotura del canal	1.610

Fuente: El autor., 2019

6.8.Recomendaciones Generales para el Canal de Riego.

Para las recomendaciones geotécnicas propuestas para este estudio se tomó en consideración los estudios realizados (SPT, SEV's, análisis cinemático y FS), el análisis geotécnico realizado en el apartado anterior en donde se identifica el estado actual del canal mediante un diagnóstico técnico, la tipología de daños y a partir de esto realizar las medidas de rehabilitación teniendo como principal objetivo la impermeabilización del canal.

6.8.1. Unidad Geológica – Geotécnica 1: Conglomerados.

Para esta unidad geológica – geotécnica en la que se prevé la construcción y expansión el tipo de suelo es gravoso – arenoso, al existir infiltraciones sobre el suelo con un aumento del nivel freático puede ocasionar la inestabilidad del suelo, sin embargo al tratarse de este tipo de suelos, estos tienen una gran permeabilidad por lo tanto en este caso es necesario el revestimiento con hormigón armado y sin vigas perpendiculares, al ser el más económico y es la mejor opción para este tipo de suelo.

En el tramo de construcción que es de 1,5 kilómetros se recomienda que la pendiente o desnivel del suelo sea de 1%, evitando así que la velocidad del agua aumente y erosione el fondo del canal en caso de ser la pendiente mayor, por otro lado, si la pendiente es menor, puede ocasionar el acumulamiento de clastos o tierra en el fondo del canal ocasionando un taponamiento y reduciendo la velocidad del caudal. (Andrade, 2016).

Es necesario considerar que de acuerdo al análisis de equilibrio límite la probabilidad de caída de rocas es alta, es necesario realizar un recubrimiento al canal con una cubierta de hormigón en los sectores donde se presenten mayores pendientes evitando así daños a la infraestructura o a su vez se recomienda realizar un retaludamiento en donde las pendientes sean muy pronunciadas, al ser el material conglomerados con mezcla de areniscas las pendientes recomendadas son 1H:1V a 1.2H:1V con una altura de corte de 10 a 15 metros o menores con ángulos de inclinación en los taludes de 40° a 45°, como se muestra en la Figura 73.

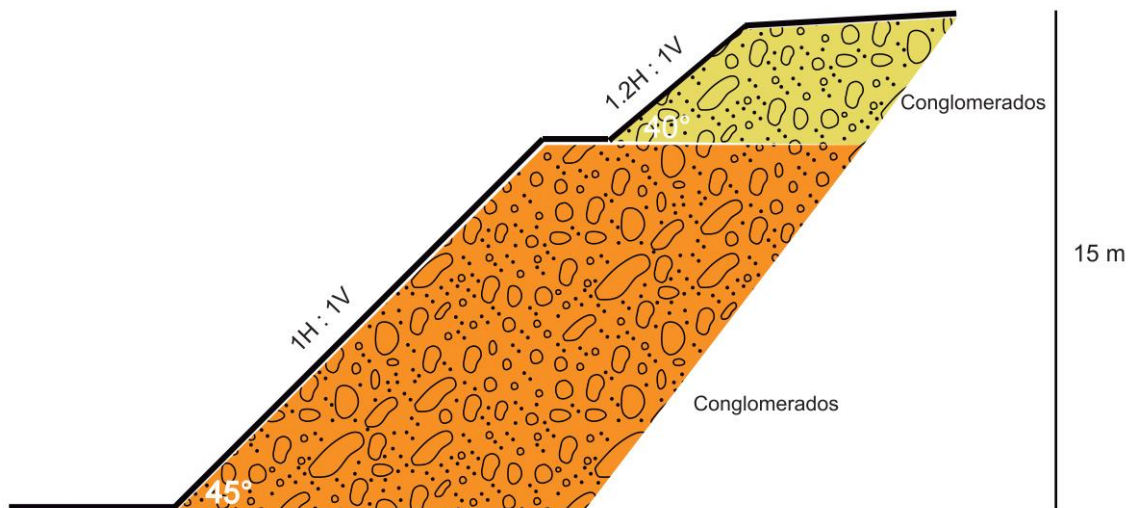


Figura 73. Pendientes sugeridas para el retaludamiento
Fuente: El autor, 2019

6.8.2. Unidad Geológica – Geotécnica 2: Lutitas.

En esta unidad geológica – geotécnica, existe la presencia de un deslizamiento que bajo en análisis de equilibrio límite se encuentra estable en condiciones normales, pero con la infiltración del agua el FS disminuye, del talud de la vía hacia arriba, actualmente cuenta con una medida de remediación la cual es el cambio total de la infraestructura del canal en el tramo del deslizamiento por tubería corrugada PVC, de rigidez anular, que sirve como medida de rehabilitación.

En el deslizamiento ubicado en este sector se recomienda realizar un análisis a detalle, para identificar la superficie de rotura para lo cual es necesario la realización de 2 SPT's en corona y pie del deslizamiento como medida preventiva para futuros movimientos.

Como medidas geotécnicas en el deslizamiento se recomienda la colocación de drenajes de coronación para redirigir el agua hacia el canal mediante cunetas en el flanco derecho del talud, evitando así la filtración de agua hacia el talud y asegurando la estabilidad del mismo en caso de filtración de agua ya sea por el canal o por escorrentía. Esto se esquematiza en la Figura 74 y en la Figura 75, en donde se exponen de manera general los criterios para las zanjas la cuales deberán ser impermeabilizadas con geotextiles, en este caso no se consideró medidas técnicas para estas recomendaciones.

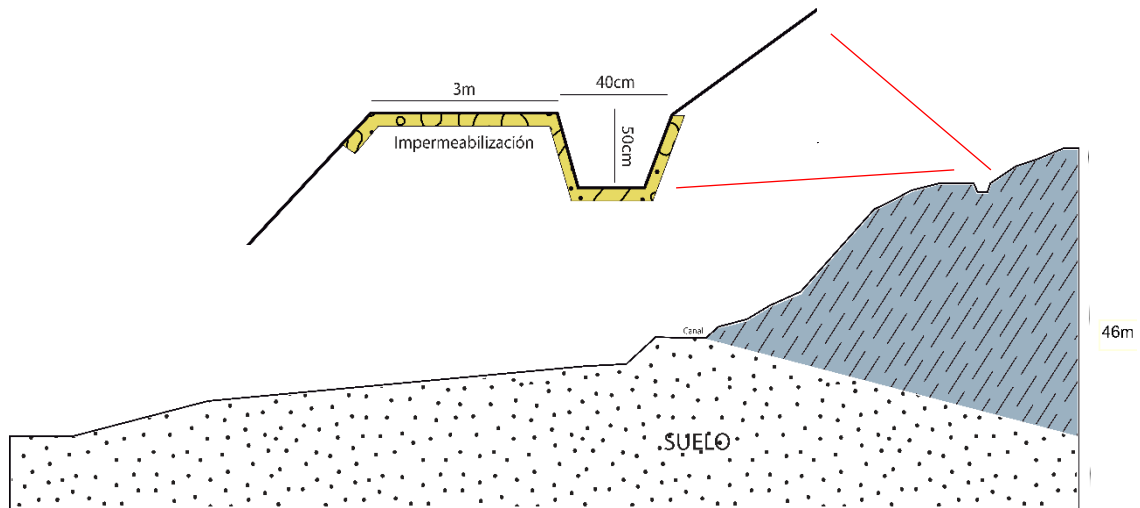


Figura 74. Esquema drenajes de coronación en la cabeza del deslizamiento
Fuente: El autor, 2019

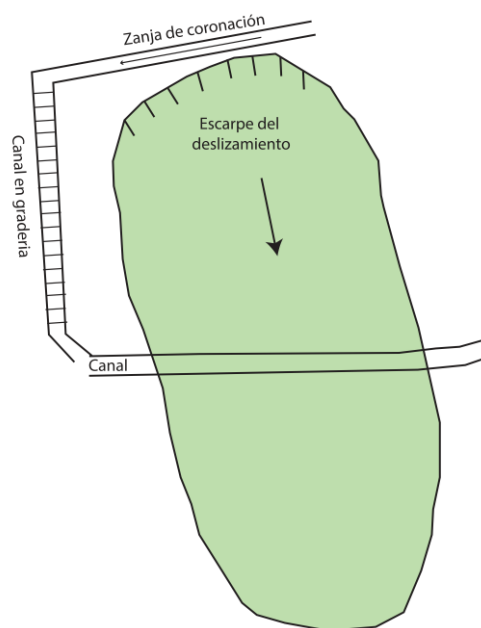


Figura 75. Esquema en planta del canal colector para el deslizamiento.
Fuente: El autor, 2019

Este tramo que corresponde 1,5 Km se indentificaron daños de tipo CM₁, CM₂ y CM₃ para este tipo de daños se realizan las siguientes recomendaciones geotecnicas, primeramente como actividad preliminar realizar una limpieza general del canal eliminando la vegetación así como el limo y la arcilla de las paredes del canal.

Para las secciones del canal que presentan los daños tipo CM_1 , al ser catalogados como daños muy leves o prácticamente inexistentes, se recomienda una limpieza generalizada del canal sobre todo en la solera del mismo, una vez realizada esta limpieza es necesario cubrir al canal con las tapas de hormigón evitando así que se introduzcan nuevamente objetos al canal, esta limpieza deberá ser realizada al menos dos veces al año para optimizar el funcionamiento en estos tramos, por otro lado la impermeabilidad del canal esta asegurada.

Para las secciones que tienen daños tipo CM_2 , se han analizado varias alternativas de impermeabilización, ya que la estabilidad estructural de los tramos caracterizados por estos daños no queda comprometida siendo estas medidas a controlar la erosión del canal.

En este caso se recomienda que estas secciones sean revestidas con:

- Hormigón tradicional.
- Hormigón proyectado.
- Láminas plásticas.

El ***hormigón tradicional***, es el material más económico y si se toman las medidas adecuadas puede ser una solución puntual, para lo cual es necesario tomar en cuenta que las dosificaciones de cemento no deben ser altas, los áridos deben ser sanos y reactivos con lo álcalis del cemento, y deben estar exentos de sulfuros. El hormigón debe colocarse siempre mediante vibración.

El ***hormigón proyectado***, presenta una alta durabilidad, logra una permeabilidad completa de la sección donde se aplique, sin embargo posee inconvenientes desde el punto de vista hidráulico y de funcionalidad, es decir, el coeficiente de rugosidad (Manning) mínimo para conseguir la velocidad del agua en el canal no se consigue después de la puesta en obra del hormigón proyectado, siendo necesario introducir una partida entera de regleteado y fratasado de la capa superficial de hormigón para conseguir los resultados esperados, llevando a un incremento del precio no esperado.

Las ***láminas plásticas***, es necesario una preparación del soporte para que la unión con la lámina sea eficaz, aumentando su precio, aunque es un perfecto impermeabilizante, tiene inconvenientes como el desgarramiento constante por choque de objetos sumergidos, siendo necesario proteger la lámina con otro elemento resistente aumentando más su precio.

A tenor de estas condiciones y teniendo en cuenta como factor principal al económico, el tipo de revestimiento ideal es con el hormigón tradicional, ya que es sencillo, con buena resistencia y durabilidad.

Para las secciones que tienen daños tipo CM_3 , en la que el canal presenta agrietamientos y fisuras de consideración es necesario tener en cuenta que la impermeabilización del canal debe ser realizada sobre un espacio vacío, siendo necesario emplear un material impermeabilizante para lo cual se recomienda un relleno con resinas epóxicas, ya que tienen gran fuerza, son adherentes y son impermeables, también se puede usar una masilla de poliuretano sobre las fisuras y en las juntas de dilatación del canal que estén en condiciones precarias.

Como criterio final en caso de la reconstrucción de la infraestructura del canal sobre el deslizamiento o sobre cualquier tramo en esta unidad geotécnica se recomienda el mejoramiento del suelo con cal, para evitar la expansividad del suelo y reducir la plasticidad ya que de acuerdo al SPT los suelos tienen un índice de plasticidad alto al igual que su límite líquido por lo tanto son suelos expansivos.

6.8.3. Unidad Geológica – Geotécnica 3: Intercalaciones de arcillolitas con areniscas

En esta unidad geológica geotécnica es donde actualmente presenta mayores inconvenientes ya que el canal se encuentra deteriorado, presenta fisuras y grietas, y es por ello que ponen en peligro la estabilidad estructural del canal en ciertos tramos del canal como el punto ubicado en las abscisas 10+900, por lo que la impermeabilización no resulta suficiente. Por otro lado, el SPT realizado en el tramo donde el canal está actualmente en construcción muestra una compactación alta y de acuerdo al análisis cinemático la posibilidad de rotura es baja, además las pendientes en este tramo no son altas y en general son terrenos con ligeros lomeríos, se recomienda la construcción del canal con hormigón simple y con las medidas previamente técnicas tomadas anteriormente para el tramo que se encuentra en construcción.

En cuanto a las fisuras y grietas se puede tomar en cuenta las recomendaciones mencionadas para daños tipo CM_1 , CM_2 y CM_3 .

Para los daños tipo CM_4 se proponen las siguientes recomendaciones:

- Rellenar los desperfectos existentes mediante resinas epóxicas o masillas de poliuterano.
- La sustitución completa de la infraestructura del canal de riego mediante tuberías corrugadas PVC de rigidez anular en el tramo del canal que corresponde a las abscisas 10+900 a 10+950, ya que los ensayos SPT muestran que en este sector la compacidad del terreno es muy baja, demostrando que los problemas a nivel de infraestructura serán constantes, como recurso adicional se puede realizar un mejoramiento del suelo con cal para reducir la expansividad del terreno ya que son terrenos que de acuerdo al análisis de índice de plasticidad y límite líquido son terrenos expansivos.
- Como proyección a futuro se recomienda la modernización y consolidación de los regadíos de las actuales acequias de hormigón que riegan por gravedad, a una red de presión forzada hasta toma de parcela, permitiendo gracias a la balsa de regulación, un suministro fiable y regular durante todo el año.

7. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

El objetivo principal de la presente investigación fue el de conocer las características físico – mecánicas de los geomateriales del canal de riego Campana – Malacatos en las abscisas 10+000 a 14+000 tanto para su prolongación como para identificar el estado actual del canal de riego. El canal de riego en la zona de estudio actualmente presenta tres zonas, en funcionamiento, en construcción y en ampliación, tiene aproximadamente más de 25 años de funcionamiento.

De acuerdo a la litología expuesta en el sector de estudio y de acuerdo a la campaña geotécnica (calicatas, SPT, SEV's, muestras inalteradas), se determinó que el tramo donde el canal se encuentra en funcionamiento presenta inconvenientes en la infraestructura como grietas, fisuras y es favorable a movimientos en masa, esto es en la unidad geotécnica de lutitas y en la unidad geotécnica de intercalaciones de arcillolitas y areniscas que corresponden a la Fm. Santo Domingo, de acuerdo a los SPT y a los ensayos de corte directo los suelos se encuentran sueltos a ligeramente compactos y presentan una compacidad baja, por otro lado mediante el SEV no se localizó un nivel freático, pero si estratos con contenidos de humedad, siendo necesario la implementación de medidas de remediación y recomendaciones geotécnicas expuestas en el apartado anterior, por otro lado, el análisis de estabilidad global indica que el agua puede ser un desencadenante para movimientos pequeños y que a futuro pueden llegar a afectar la estabilidad del canal en este sector especialmente los movimientos en masa ubicados en las coordenadas X:694025mE, Y:9536132mN, Z: 1709msnm que es un movimiento rotacional; X:693644mE, Y: 9536291mN, Z:1708mnsnm que es un movimiento reptacional.

Los conglomerados de la Fm. Cerro Mandango donde se construirá la ampliación del canal no presenta mayores inconvenientes, excepto por la caída de rocas en sectores con pendientes pronunciadas, de acuerdo al SPT realizado, el suelo tiene una compacidad alta y es determinado como duro, además el SEV realizado no mostro un nivel freático en superficie, debido a la gran permeabilidad del suelo, siendo necesario realizar medidas generales como la cobertura del canal para prevenir la caída de rocas o el retaludamiento de los taludes con pendientes más altas.

En cuanto al tramo en construcción a pesar de estar conformado por intercalaciones de areniscas y arcillolitas, el SPT mostro que está conformado por suelos duros y compactos,

visualmente presenta problemas a nivel de infraestructura como grietas y fisuras que deben ser corregidas, el SEV no indicó un nivel freático, sin embargo hay que considerar que el agua puede ser determinante para su inestabilidad y que a largo plazo puede tener problemas similares a los presentados en el canal en funcionamiento, siendo necesario implementar medidas correctoras como la limpieza periódica del canal y una correcta impermeabilización del canal.

En cuanto al levantamiento geológico – estructural no se han identificado fallas que estén afectado directamente al canal, pero si estructuras sedimentarias como pliegues y monoclinales siendo muy puntuales y pequeños, de acuerdo al análisis cinemático el buzamiento de estos estratos no favorece la rotura planar o por vuelco, que puedan llegar afectar al canal

Para los ensayos de compresión simple y corte directo los resultados obtenidos fueron a partir de suelos superficiales pero son similares a los obtenidos mediante los SPT, siendo suelos arcillo – arenosos, y con una cohesión baja para las cuatro muestras inalteradas, para futuras investigaciones es necesario la toma de muestras inalteradas a una mayor profundidad teniendo datos del suelo y su comportamiento en estratos más profundos.

Para las recomendaciones geotécnicas se propusieron de acuerdo al grado de daños que presente el canal de riego agrupándolos desde CM1 – CM4, para los cuales se optó desde medidas sencillas como la limpieza del canal hasta evaluar medidas correctoras más apropiadas como revestimiento de los tramos del canal con hormigón tradicional y el uso de resinas epóxicas y masillas de poliuterano para las grietas y fisuras del canal, siendo las medidas más económicamente viables y con resultados aceptables para la solución de estos problemas.

En el tramo del canal que corresponde a las abscisas 10+900 a 10+950 es necesario el reemplazo de la infraestructura del canal por tubería corrugada PVC, ya que los análisis de suelos y la campaña geotecnia demuestran que se tratan de suelos sueltos y que presentan tendencia al cambio de volumen, por lo que las reparaciones a nivel de infraestructura serán solamente momentáneas y a largo plazo el canal necesitara nuevamente reparaciones aumentando su costo.

Como criterio final es necesario tener en cuenta que el canal de riego Campana – Malacatos tiene una antigüedad de más de 20 años, por lo que es habitual que los daños

en infraestructura y reparaciones sean cada vez más comunes, es necesario reconocer que el canal de riego cumplió con su vida útil como obra ingenieril, los estudios realizados están orientados a la estabilidad del canal y a la impermeabilización del mismo, pero para que estos tengan una completa funcionalidad es de suma importancia plantearse el remplazo de la infraestructura del canal por una más resistente o a su vez la implementación y modernización del mismo, siempre y cuando el presupuesto sea el adecuado, teniendo como objetivo principal el de servir a la comunidad de regantes que están en dependencia del recurso hídrico.

8. CONCLUSIONES

Del estudio Geológico – Geotécnico del canal de riego Campana – Malacatos sector San Francisco Bajo, se pueden obtener las siguientes conclusiones:

- Topográficamente el área de estudio comprende una superficie de 78,48 Ha, y de acuerdo al modelo de pendientes un 45% del área corresponden a terrenos inclinados con pendientes de 15 a 30% que corresponden a la Fm. Santo Domingo ubicado al este del área de estudio y que en su mayoría se encuentran ocupados por cultivos y asentamientos humanos, de igual manera los terrenos escarpados y moderadamente escarpados corresponden a un 25% del área total con pendientes que van desde 30% a 50% son ubicados en al oeste y al nor – oeste del área de estudio y corresponden a los conglomerados de la Fm. Cerro Mandango donde se realizará la prolongación del canal de riego.
- Geológicamente el área de estudio se encuentra dentro de las formaciones del Mioceno Superior específicamente la Fm. Cerro Mandango formada por conglomerados mal clasificados con estratos de areniscas, ocupando toda la zona NW – SW del área de estudio; la Fm Santo Domingo está caracterizada por lutitas con capas de yeso y areniscas, además de areniscas de grano medio a grueso, y finalmente intercalaciones de arcillolitas con areniscas; los depósitos aluviales corresponden a la quebrada San Francisco.
- De acuerdo a la campaña geotécnica (métodos directos e indirectos), indican que los suelos son arcillo – arenosos, medianamente plásticos y relativamente secos, con la elaboración de tres líneas eléctricas (SEV's), se determinó que el primer SEV presenta litológicamente capas de lutitas hasta los nueve metros sin localizar un nivel freático; para el segundo SEV presenta litológicamente capas de areniscas y lutitas, no se determinó un nivel freático bajo los diez metros ya que las resistividades de los geomateriales no descendieron; para el tercer SEV se determinó capas de conglomerados/gravas, areniscas y lutitas que en comparación con los anteriores SEV's y al igual que los dos anteriores SEV's el nivel freático no fue localizado. Se determinó que en los sectores donde se realizaron los SEV's los suelos son de secos a ligeramente húmedos. En la realización de cuatro ensayos SPT con un total de 18 metros de perforación, el primer SPT es caracterizado principalmente por limos arcillosos y arenas limo-arcillosas, de

acuerdo a este criterio se determina que son suelos con un índice de plasticidad elevado en relación con el límite líquido, son sujetos a cambios de volumen y la capacidad portante es baja en los primeros dos metros de perforación. El segundo SPT caracterizado principalmente por arcillas – arenosas, al igual que el primer SPT son suelos con una plasticidad elevada y están sujetos a cambios de volumen, la capacidad portante del suelo es sumamente baja en los tres primeros metros de perforación, siendo suelos caracterizados como sueltos debido al número de golpes durante el ensayo. El tercer SPT conformado por gravas mezcladas con arcilla y arena son suelos con una alta permeabilidad y no cohesivos, tienen una compacidad alta siendo suelos completamente duros desde el primer metro de perforación. El cuarto SPT está caracterizado por arcillas arenosas al igual que los dos primeros SPT pero la capacidad portante del suelo es alta y son suelos caracterizados como compactos desde el primer metro de perforación.

- La consistencia de los suelos de acuerdo a los SPT muestra que en el primer SPT los suelos son medianamente duros con una capacidad de carga de $2,36 \text{ Kg/cm}^2$ en los dos primeros metros y con un contenido de humedad del 27% a partir del tercer metro los suelos son compactos manteniendo el contenido de humedad, la capacidad de carga es proporcional a la profundidad a partir del tercer metro desde $3,53 \text{ Kg/cm}^2$ hasta los $8,40 \text{ Kg/cm}^2$. Para el segundo SPT los suelos son blandos siendo la capacidad de carga baja en los tres primeros metros desde $0,81 \text{ Kg/cm}^2$ hasta $1,06 \text{ Kg/cm}^2$ y un contenido de humedad promedio de 25%, a partir del cuarto metro la capacidad de carga aumenta desde $2,94 \text{ Kg/cm}^2$ hasta $4,10 \text{ Kg/cm}^2$ y con un contenido de humedad del 20%. El tercer SPT presenta una capacidad de carga sumamente alta de $5,90 \text{ Kg/cm}^2$ hasta el $9,26 \text{ Kg/cm}^2$ para el tercer metro el contenido de humedad es bajo los suelos son secos. Para el cuarto SPT la capacidad de carga es al igual que el tercer SPT alta desde $4,63 \text{ Kg/cm}^2$ hasta $9,26 \text{ Kg/cm}^2$ y con un contenido de humedad bajo, son suelos ligeramente húmedos.
- Para los ensayos de compresión simple y corte directo, muestran que los suelos en la primera muestra, tienen un ángulo de fricción de 34° y una cohesión de $0,122 \text{ Kg/cm}^2$ tienen una cohesión baja, según el ensayo de compresión simple es de $0,55 \text{ Kg/cm}^2$. La segunda muestra un ángulo de fricción de 19° y la cohesión de $0,168 \text{ Kg/cm}^2$, la cohesión según el ensayo de compresión simple es de $0,56 \text{ Kg/cm}^2$. La tercera muestra corresponde a un ángulo de fricción de 28° y una cohesión de $0,071 \text{ Kg/cm}^2$ el ensayo de compresión simple indica una cohesión

de 0.805 Kg/cm^2 . La cuarta muestra corresponde a un ángulo de fricción de 29° y una cohesión de 0.164 Kg/cm^2 , según el ensayo de compresión simple la cohesión del material es de 0.08 Kg/cm^2 . Se estima que los valores en todas las muestras en cuanto a la cohesión es cercano a cero o son muy bajas debido a que son suelos arcillo – arenosos.

- De acuerdo al análisis de equilibrio límite los taludes analizados se encuentran normalmente estables bajo condiciones normales siendo el FS en la mayoría de los casos mayor a 1.2, sin embargo, bajo condiciones de ruptura del canal y un posible nivel freático el FS en los taludes descende, pudiendo afectar a largo plazo a la infraestructura del canal, como es el caso del primer talud, donde se realizó un retrocálculo para determinar los factores que ocasionaron la rotura y posterior movimiento en masa, en el que se determinó que el agua llegó a desestabilizar el talud, por lo tanto es necesario realizar las recomendaciones geotécnicas propuestas, teniendo como primer objetivo la impermeabilización del canal de riego en los sectores donde el canal presenta fisuras y grietas.
- De acuerdo al modelo de flujos superficiales se determinó que el sector de estudio tiene una red de orden 5, del canal hacia arriba las vaguadas por donde el agua corre en su mayoría es de orden 1, 2 y 3, estas filtraciones pueden llegar afectar los suelos donde se encuentran los movimientos en masa, por lo tanto como medida adicional se recomienda colocar drenajes de coronación, y captar estos flujos hacia el canal de riego; usando el modelo de flujos superficiales y sobre todo en las abscisas 10+000 – 11+000 que es donde se encuentran vaguadas por donde el agua corre, en las abscisas 13+000 – 14+000, que es donde existen mayores pendientes las vaguadas por donde el agua fluye son pequeñas y de orden 1 y 2 sin llegar a crear mayores inconvenientes sobre el sector.
- Finalmente de acuerdo al estudio realizado se determinó que el canal de riego actualmente se encuentra en un estado regular a malo, y que a partir de los problemas encontrados las principales recomendaciones geotécnicas a realizar son la impermeabilización del canal de riego mediante la aplicación de hormigón simple para el revestimiento de paredes del canal, masillas de poliuretánica y resinas epóxicas sobre las fisuras además se sugiere el intercambio del canal de riego por tubería corrugada PVC en el deslizamiento reptacional; por otro lado, en el deslizamiento rotacional es necesario el estudio a detalle de estos movimientos en masa mediante ensayos SPT.

9. RECOMENDACIONES

De los resultados del análisis geotécnico y toda la información recolectada durante toda la investigación, es necesario exponer las siguientes recomendaciones:

- Realizar una nueva campaña geofísica, para localizar capas altamente permeables en tramos del canal donde no se realizaron SEV's y determinar un nivel freático no localizado en los SEV's realizados previamente.
- Realizar ensayos de laboratorio específicamente para el análisis granulométrico de finos como es el ensayo del hidrómetro, y así identificar el tipo de arcilla que se presenta en el sector para determinar el comportamiento geotécnico del suelo y especificar el potencial de cambio de volumen de estas.
- Realizar ensayos de sísmica de refracción en la unidad geotécnica donde se prevé la expansión del canal de riego esto para complementar el ensayo SPT realizado previamente y poder determinar la estructura del subsuelo a mayor profundidad.
- Realizar un presupuesto en cuanto a las soluciones y propuestas geotécnicas recomendadas y elegir la más económicamente viable para su aplicación además de realizar una inspección visual con el canal limpiado para evaluar el estado actual de la solera e identificar la conservación de esas partes y así elaborar un inventario de daños más completo con los puntos localizados mediante un reportaje fotográfico asociado.
- Como medida complementaria a los ensayos de compresión simple y corte directo, es necesario realizar ensayo triaxial para obtener parámetros más exactos de los suelos del área de estudio.
- Implementar y mejorar las labores de limpieza de malezas del canal de riego, con la finalidad de evitar taponamientos y de esta manera acelerar la velocidad del agua dentro del canal.

Realizar futuras investigaciones se recomienda lo siguiente:

- Análisis de los minerales de arcilla mediante ensayos de hinchamiento libre y de hidrómetro para caracterizar los materiales finos.
- Evaluar el reemplazo del canal de riego mediante modernas técnicas de riego.

10. BIBLIOGRAFÍA

- Andrade M., P; Bajaña C., R (2016). Rehabilitación de canales con propósito para riego y drenaje de los cantones Samborondon, Salitre y Daule. ESPOL. Quito
- Aguilar, Z., (2013). Estudio de mecánica de suelos: Exploración geotécnica. Universidad Nacional de Ingeniería. Lima. Perú
- Alcántara, D., (2007). Topografía y sus aplicaciones. México. Primera Edición. Grupo Editorial Patria.
- Assis, A.P. (2002). Métodos estadísticos e probabilísticos em geotecnia. Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia, Departamento de engenharia civil e ambiental, Brasil.
- Ayala, L. (2018). Notas esenciales sobre mapeo geológico. Lima, Pe.: Explorock Soluciones Geologicas. Recuperado de: <https://goo.gl/XaEfbZ>
- Barnes, J., Lisle, R. (2004). Basic Geological Mapping, fourth edition. The Geological Field Guide Series. John Wiley & Sons Ltd.
- Blaszczynsky (1997). "Landform Characterizacion with Geographic Information Systems". PERS
- Billings, M.P. (1974). Geología Estructural. Argentina: Editorial Universitaria de Buenos Aires. Cuarta Edición. 564 p.
- Braja, M.Das., (2015). Fundamentos de ingeniería geotécnica. México. Cengage Learning.
- Buyalski, C.P Ehler, D.G. Falvey, H.T. Rogers, D. C y Serfozo, E. A. (1991). Canal Systems Automation Manual, Volumen I, vol. I, Denver.
- Casagrande, A., (1932). "Research of Atterberg Limits of Soils," Public Roads, Vol. 13, No. 8.
- CLIRSEN (2002). Centro de Levantamientos Integrados de Recursos Naturales por Sensores Remotos, Ec. Proyecto de generación de información georreferenciada para el desarrollo sustentable Del sector agropecuario. Quito, Ec.
- Compton, R.R. (1962) Manual of Field Geology. John Wiley & Sons, New York, 378 p.
- Corrochano, D. (2014). Geología Sedimentaria y Sedimentología dentro del proyecto del mapeo geológico a nivel nacional a escala 1:50.000. Informe Técnico. PROMETEO – INIGEMM, pp. 37.
- Coulomb, C. A. (1776). "Essai sur une Application des Règles de Maximis et Minimis à quelques Problèmes de Statique, relatifs a l'Architecture," Mem. Roy. des Sciences, Paris, Vol. 3, 38
- Cueva, G. (2015). Mapa de unidades geomorfológicas de la Hoya de Loja. Universidad Técnica Particular de Loja. Loja. Ecuador
- Chávez, J.M., (2006). Geotecnia. México: Universidad Nacional Autónoma de México.
- Davis, R., & Foote, F., & Kelly, J., (1979). Tratado de Topografía. Madrid. Quinta Edición. Colección ciencia y técnica Aguilar

- Duque Escobar G. (2003). Manual de Geología para Ingenieros. Colombia: Universidad Nacional de Colombia sede Manizales. 479 p.
- Ferrer, M., (1987). Deslizamientos, desprendimientos, flujos y avalanchas. Serie Geología Ambiental. Riesgos Geológicos. I.G.M.E. Madrid. 175-192 p. 1987
- Figuerola, C., (1973). Tratado de Geofísica Aplicada. Madrid. IGME. 2da Edición.
- Gil Montes J. (2008) “Recursos hidrogeológicos”. España.
- Gómez, K., Ordoñez, V. (2007). Evaluación y Plan de Manejo Ambiental en el Sistema de Riego Campana – Malacatos, Universidad Nacional de Loja, Loja.
- González, L., (2004). Ingeniería geológica. Madrid. Pearson Educación.
- Gustavsson M, Seijmonsbergen Ac & Kolstrup E. (2008). Structure and contents of a new geomorphological GIS database linked to a geomorphological map – With an example from Liden, central Sweden. *Geomorphology* 95 (3-4): 335-349.
- Harvey, J.C., (1982). Geología para ingenieros geotécnicos. México. Noriega Editores.
- Hernández, G. (1998). Metodología Para La Elaboración De Mapas De Pendientes. *Revista Geográfica De América Central*, 2(36), 69-79. Recuperado de: <https://goo.gl/41FvGB>
- Hungerbühler, D. (1997). Neogene basic in the Andes of southern Ecuador: evolution, deformation and regional tectonic implications. Tesis Doctoral, Zürich.
- Hungerbühler, D., Steinmann, M., Winkler, W., Seward, D., Egüez, A., & Peterson, D. (2002). Neogene basic in the Andes of southern Ecuador: evolution, deformation and regional tectonic implications. *Earth science reviews*.
- Hunt R. (2005). “Geotechnical Engineering Investigation Handbook”. Estados Unidos.
- INIGEMM. (2017). Hoja Geológica Gonzanmá, Escala 1:100 000. Quito.
- INAMHI. (2017). Boletín de Precipitación y Temperatura del Cantón Loja y Malacatos. Quito. Recuperado junio de 2018
- Jiménez, J.A., & Justo, Jl., (1975). Geotecnia y cimientos I: Propiedades de los suelos y de las rocas. Madrid. Editorial Rueda.
- Jiménez, G., (2007). Topografía para ingenieros civiles. Programa de ingeniería civil Armenia. Universidad del Quindío.
- Keefer, D. K (1984). Landslides caused by earthquakes. *Geol. Soc. Am. Bull.* 95, 406-4 p.
- Kennerly, J.B., (1973). Geology of Loja Province, southern Ecuador, Report No 23. Institute of Geological Sciences (Overseas Division). Photogeological Unit, London, pp. 34.
- Lapo, C (2012). Diseño óptimo de sistemas de riego a presión y su eficiencia Hidro-Energética. Aplicación en el caso de Loja (Ecuador). Universidad Politécnica de Valencia, Valencia.
- López, J.M., (2002). Geología aplicada a la ingeniería civil. Madrid. CIE Inversiones Editoriales Dossat.
- López, S., (1996). Topografía. Madrid. Segunda Edición. Ediciones Mundi – Prensa.

- Marin, L., (2008). Mecánica de suelos. Guayaquil. Colección Texto Universitario.
- Medina, J., (2014). Validación geológica estructural de la cuenca sedimentaria de Malacatos, Loja: Universidad Técnica Particular de Loja.
- McClay, K.R., (1987). The mapping of Geological Structures. John Wiley & Sons
- Mohr, O. (1900). “Welche Umstände Bedingen die Elastizitätsgrenze und den Bruch eines Materialen?” Zeitschrift des Vereines Deutscher Ingenieure.
- Muthoni, L. (2010). Geological Field Mapping. Presented at Short Course V on Exploration for Geothermal Resources-Kenya, Oct. 29-Nov. 19.
- NEC (2014). Geotécnica y cimentaciones. Quito. Recuperado Agosto 2018.
- Novak, P., Moffat, A., Nalluri, C., (2001) Estructuras hidráulicas. Segunda Edición. Bogotá. McGrawhill.
- Peña J. (1997). “Cartografía geomorfológica básica y aplicada”. X Curso de geografía física. Universidad de verano de Teruel, Albarracín. España.
- Putzer, H., (1985). Lignitos Terciarios en el Graben Interandino del Ecuador como ejemplo de la formación sinorogénica de carbón en cuencas intramontañosas. Monografía de Geología, 4(1): 145-181.
- Ramírez O, Monge P & Monge A, Leandro R. (2004). Mecánica de rocas: fundamentos e ingeniería de taludes. Red DESIR, Madrid.
- Reunión De Ingenieros (1975). Mecánica de suelos., Editores técnicos asociados., España., 1975. pag 36
- ROCSCIENCE. (n.d.) Slope Stability with Rocscience software.
- ROCSCIENCE. (2013) Dips 6.0.
- Sánchez M. A (2008). Ejercicios resueltos de geotecnia. Tomo I. Bellisco. Madrid. España.
- Skempton, A. W. (1953). “The Colloidal Activity of Clays,” Proceedings, 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London, Vol.1
- Solís, B., Reyes, P., Corrochano, D., (Agosto 2017). Revisión morfoestructural y tectónica del norte de la cuenca Malacatos- Vilcabamba (Mioceno, provincia de Loja, sur de Ecuador). *Geolatitud (1)*, p.7-17.
- Suarez, J., (2009). Deslizamientos Volumen 1: Análisis geotécnico. Colombia. División de Publicaciones UIS.
- Suárez, J., (2009). Deslizamientos Volumen 2: Técnicas de remediación. Colombia. División de Publicaciones UIS.
- Summerfield, M.A., (1991). Global Geomorphology: an introduction to the study of landforms. Harlow: Longman Scientific and Technical.

- Tarback E.J. & Lutgens F.K., (2005) Ciencias de la Tierra. Edit. Prentice Hall, España
- Terzaghi, K. (1943). Theoretical Soil Mechanics, Wiley, New York.
- Torrijo, J., Franch J., (7 de noviembre de 2016) Reconocimientos geotécnicos. Introducción. Estudios Geotécnicos. Recuperado de: goo.gl/pzTXzv
- Torres & Villate (2001). Topografía. Editorial Norma. Bogotá Colombia
- Van Der Pluijm, B & Marshak, S (2004). Earth Structure. An Introduction to Structural Geology and Tectonics. Second Edition. W.W. Norton & Company. 656p.
- Vallejo, L. I. G.; Ferrer, M.; Ortuño, L. Oteo, C. (2002). Ingeniería Geológica. (P. Hall, Ed) (202nd Ed.). España.
- Varnes, D. J. (1978). Landslide types and process (Vol. 29). E.B. Eckel.
- W. G. Holtz and H. J. Gibbs (1956), "Engineering Properties of Expansive Soils," Transactions of ASCE, Vol. 121, pp. 641-679.
- Wallace, S.R. (1975). The Henderson ore body-elements of discovery, reflections, Mining Engineering, 27(6), 34-36.
- Wyllie, D. C., & Mah, C. W. (2007). Rock Slope Engineering civil and mining. Environmental and Engineering Geoscience, 13(4), 369–370.
- Zurita, J., (1998). Topografía Práctica. Barcelona. España. Grupo Editorial CEAC. S.A.

11. ANEXOS

Anexo 1.- Descripción de los principales afloramientos

Anexo 2.- Fichas de descripción de calicatas

Anexo 3.- Resultados de SEV's

Anexo 3.1.- Ficha de campo para SEV's

Anexo 4.- Resultados de ensayo de S.P.T

Anexo 5.- Formatos para movimientos en masa

Anexo 6.- Resultados de ensayos de corte directo y compresión simple

Anexo 7.- Mapas del área de estudio

Anexo 8.- Inventario de daños en canal

ANEXO 1: DESCRIPCIÓN DE LOS PRINCIPALES AFLORAMIENTOS

ANEXO 2: FICHAS DE DESCRIPCIÓN DE CALICATAS

ANEXO 3: RESULTADOS ENSAYOS SEV'S

**ANEXO 4: RESULTADOS DEL ENSAYO DE PENETRACIÓN
ESTÁNDAR SPT**

**ANEXO 5: FORMATO PARA DESCRIPCIÓN DE MOVIMIENTOS EN
MASA**

**ANEXO 6: RESULTADOS DE ENSAYOS DE CORTE DIRECTO Y
COMPRESIÓN SIMPLE**

ANEXO 7: MAPAS DEL ÁREA DE ESTUDIO

Anexo 7.1. Mapa topográfico y cortes topográficos del área de estudio (Canal de Riego Campana – Malacatos).

Anexo 7.2. Mapa de geología regional del área de estudio

Anexo 7.3. Mapa litológico superficial y cortes geológicos del área de estudio.

Anexo 7.4. Mapa de pendientes del área de estudio

Anexo 7.5. Mapa geomorfológico del área de estudio

Anexo 7.6. Mapa de flujos superficiales del área de estudio.

Anexo 7.7. Mapa de tipología de daños canal de riego

ANEXO 8: INVENTARIO DE DAÑOS EN CANAL