ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA LA ESTABILIDAD DE TALUD EN EL BARRIO PABLO SOLANO EN EL MUNICIPIO DE PAIPA – DEPARTAMENTO DE BOYACÁ



ELABORADO POR: INGECONSULT J&C S.A.S.

PRESENTADO A:

OFICINA DE GESTION DEL RIESGO Y DESASTRES
MUNICIPIO DE PAIPA

SOGAMOSO, NOVIEMBRE 2022

TABLA DE CONTENIDO

1 OBJETIVOS 8
1.1 Objetivo General 8
1.2 Objetivos Específicos 8
2 GENERALIDADES DEL PROYECTO 9
2.1 Localización de la Zona de Estudio 9
2.2 Ubicación del proyecto 9
2.3 Descripción del Proyecto 9
2.4 Características generales de la zona de estudio 10
3 DESCRIPCIÓN, CLASIFICACIÓN Y ACTIVIDADES 11
3.1 Descripción del Movimiento 11
3.2 Clasificación del Movimiento 11
3.3 Causas del Movimiento 11
3.4 TOPOGRAFIA 13
3.4.1 Reconocimiento del terreno 13
3.4.2 Materialización de puntos estratégicos de posicionamiento y radiación 13
3.4.3 Captura de la información del terreno 14
3.4.3.1 Evidencia fotográfica de la captura de la información 14
3.4.3.2 Conclusiones desarrollo de actividades 15
3.5 GEOLOGÍA 16
3.5.1 Geología regional 16
3.5.2 Geología local 17
3.5.2.1 Formación Tilatá (Tst) 17
3.5.3 Geología estructural 19
3.5.3.1 Falla de Boyacá 19
3.6 HIDROLOGIA 19
3.6.1 Información climatológica y análisis 19
3.6.1.1 LogGumbel 22
3.6.1.2 Gumbel 23
3.6.1.3 Distribución normal 24
3.6.1.4 LogNormal de 2 parámetros 25
3.6.2 Estimación de intensidad 27
3.6.3 Hietogramas de diseño 29
3.7 EXPLORACION GEOTECNICA 30
3.7.1 Muestreo - Pruebas in Situ 31
3.7.2 Pruebas en Laboratorio 31
3.7.3 Parámetros de diseño recomendados 35
3.7.4 Alternativas de Cimentación 35
3.7.4.1 Alternativa No 1 de cimientos superficiales (Zapatas Continuas) 35
3.8 ANALISIS DE ESTABILIDAD DEL TALUD EN CONDICIONES ACTUALES 36
3.8.1 Consideraciones de Agua 37
3.8.2 Consideraciones Sísmicas 38
3.8.3 Consideraciones de Sobrecargas 39
3.8.4 Análisis de Estabilidad en Condiciones Actuales de la Sección A - A´ 39
3.8.5 Análisis de Estabilidad en Condiciones Actuales de la Sección B - B´ 41
3.8.6 Análisis de Estabilidad en Condiciones Actuales de la Sección C - C´ 43
3.9 DISEÑO ESTRUCTURA DE CONTENCIÓN 46
3.9.1 Alcance del proyecto 46
3.9.2 Características de la obra 46
3.9.3 Calidad de los materiales 47
3.9.3.1 Concreto 47

3.9.3.2 Acero de refuerzo 47
3.9.4 Parámetros de estudios del terreno 47
3.9.4.1 Tipo de Cimentación 47
3.9.4.2 Capacidad portante....48
3.9.4.3 Parámetros de diseño sismo resistente 49
3.9.5 Análisis de carga para muro de contención reforzado 49
3.9.5.1 Cargas permanentes 49
3.9.6 Análisis y chequeos 50
3.9.7 Diseño estructural 51
3.9.8 MEMORIAS DE CALCULO 52
3.10 HIDRAULICA 57
3.10.1 Metodología 57
3.10.1.1 Método racional - Caudal de diseño 59
3.10.1.2 Capacidad hidráulica de estructuras 60
3.10.2 ANÁLISIS HIDRÁULICO PARA OBRAS PROPUESTAS 60
3.10.2.1 Análisis hidráulico de zanja de la coronación 61
3.10.2.2 Análisis hidráulico de rápidas escalonadas 63
3.11 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL TALUD EN CONDICIONES FINALES 64
3.11.1 Análisis de Estabilidad en Condiciones Finales de la Sección A - A´ 66
3.11.2 Análisis de Estabilidad en Condiciones Finales de la Sección B - B´ 68
3.11.3 Análisis de Estabilidad en Condiciones Finales de la Sección C - C´ 70
3.12 EVALUACIÓN DE AMENAZA DEL TALUD DEL PROYECTO 74
3.12.1 Evaluación de Amenaza en Condiciones Actuales del Talud del Proyecto 74
3.12.2 Evaluación de Amenaza en Condiciones Finales del Talud del Proyecto 75
3.12.3 Factores de Seguridad Básicos Mínimos Directos 75
4 CONCLUSIONES 77
5 RECOMENDACIONES 80
6 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS 87

ÍNDICE DE FIGURAS

Pág.

Figura 1. Esquema de localización de la zona de estudio. 9
Figura 2. Metodología levantamiento Topográfico 13
Figura 3. Plano en planta con topografía 15
Figura 4. Mapa Geología Regional 16
Figura 5. Estaciones IDEAM 19
Figura 6. Precipitación y temperatura 21
Figura 7. Precipitación mensual máxima en 24h multianual 21
Figura 8. Modelo estadístico LogGumbel 23
Figura 9. Modelo estadístico Gumbel 24
Figura 10. Modelo estadístico Normal 25
Figura 11. Modelo estadístico LogNormal 2 parámetros 26
Figura 12. Curvas IDF Estación SURBATA BONZA [24035120] 28
Figura 13. Localización de sondeos 30
Figura 14. Estratigrafía sondeo 1 32
Figura 15. Estratigrafía sondeo 2 33
Figura 16. Estratigrafía sondeo 3 34
Figura 17. Cimentación recomendada 36
Figura 18. Ubicación de los perfiles de análisis seleccionados en condiciones actuales 37
Figura 19. Corte Geológico - Geotécnico A - A´, del terreno en condiciones actuales 39
Figura 20. Análisis de estabilidad del terreno actual para la sección A - A', en condición estática, con la sobrecarga de 25 kn/m2. 39
Figura 21. Análisis de estabilidad del terreno actual para la sección A - A', en condición pseudoestática, con la sobrecarga de 25 kn/m2. 40
Figura 22. Corte Geológico - Geotécnico B - B´, del terreno en condiciones actuales. 41
Figura 23. Análisis de estabilidad del terreno actual para la sección B - B', en condición estática, con la sobrecarga de 25 kn/m2. 41
Figura 24. Análisis de estabilidad del terreno actual para la sección B - B', en condición pseudoestática, con la sobrecarga de 25 kn/m2 42
Figura 25. Corte Geológico - Geotécnico C - C´, del terreno en condiciones actuales. 43
Figura 26. Análisis de estabilidad del terreno actual para la sección C - C', en condición estática, con la sobrecarga de 25 kn/m^2. 43
Figura 27. Análisis de estabilidad del terreno actual para la sección C - C', en condición pseudoestática, con la sobrecarga de 25 kn/m^2. 44
Figura 28. Muro tipo voladizo 46
Figura 29. Tipo de cimentación diseñada. 48
Figura 30. Capacidad portante admisible del terreno. 48
Figura 31. Esquema y ubicación de cargas. 49
Figura 32. Predimensionamiento de muro en voladizo 50
Figura 33. Dimensionado final del muro de contención. 50
Figura 34. Identificación de refuerzo principales en el muro de contención. 51
Figura 35. Delimitación áreas de drenaje 61
Figura 36. Zanja de coronación propuesta – Dimensiones 62
Figura 37. Diagrama y dimensiones estructura Rápida Escalonada 64
Figura 38. Ubicación en planta de los perfiles de análisis seleccionados en condiciones finales. 65
Figura 39. Corte Geológico - Geotécnico A - A´, del terreno en condiciones finales. 66
Figura 40. Análisis de estabilidad del corte Geológico - Geotécnico A - A´ con el muro implantado y con la sobrecarga de 25 kn/m^2, en condición estática. 67

Figura 41. Análisis de estabilidad del corte Geológico - Geotécnico A - A´ con el muro implantado y con la sobrecarga de 25 kn/m^2, en condición pseudoestática. 67
Figura 42. Corte Geológico - Geotécnico B - B´, del terreno en condiciones finales. 68
Figura 43. Análisis de estabilidad del corte Geológico - Geotécnico B - B´ con el muro implantado y con la sobrecarga de 25 kn/m^2, en condición estática. 69
Figura 44. Análisis de estabilidad del corte Geológico - Geotécnico A - A´ con el muro implantado y con la sobrecarga de 25 kn/m^2, en condición pseudoestática. 69
Figura 45. Corte Geológico - Geotécnico C - C´, del terreno en condiciones finales. 70
Figura 46. Análisis de estabilidad del corte Geológico - Geotécnico C - C´ con el muro implantado y con la sobrecarga de 25 kn/m^2, en condición estática. 71
Figura 47. Análisis de estabilidad del corte Geológico - Geotécnico C - C´ con el muro implantado y con la sobrecarga de 25 kn/m^2, en condición pseudoestática. 71
Figura 48. Dimensionamiento del corte más crítico para la instalación del relleno recomendado al espaldar del muro proyectado. 81
Figura 49. Análisis de estabilidad del corte proyectado en condición estática, con la sobrecarga de 25 kn/m^2. 82
Figura 50. Análisis de estabilidad del corte proyectado en condición pseudoestática, con la sobrecarga de 25 kn/m^2. 83

ÍNDICE DE FOTOGRAFÍAS

Pág.

Fotografía 1. Características de la zona de estudio 10
Fotografía 2. Cultivo y edificación existentes en la parte superior de la zona de estudio. 12
Fotografía 3. Zona de estudio 14
Fotografía 4. Evidencia fotográfica labores de campo 14
Fotografía 5. Formación Tilatá en la zona de estudio 18
Fotografía 6. Localización de Sondeos 30

ÍNDICE DE TABLAS

Pág.

Tabla 1. Descripción Geología Regional 16
Tabla 2. Registro de precipitación anual máxima en 24 HRS 20
Tabla 3. Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov para LogGumbel 22
Tabla 4. Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov para Gumbel 23
Tabla 5. Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov para la distribución normal 24
Tabla 6. Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov para la distribución LogNormal 25
Tabla 7. Precipitación, probabilidades de no excedencia y tiempo de retorno 26
Tabla 8. Parámetros de ajuste de la regresión (valores para Colombia) 27
Tabla 9. IDF Estación SURBATA BONZA [24035120] 28
Tabla 10. Hietogramas 29
Tabla 11. Cálculo de capacidad portante 35
Tabla 12. Propiedades geomecánicas del perfil del subsuelo explorado. 37
Tabla 13. Resultado de la aceleración máxima del espectro de diseño para periodo cero (amáx). 38
Tabla 14. Valores de los factores de seguridad en condiciones estáticas y pseudoestáticas, del terreno en condiciones actuales de la sección A - A´. 41

Tabla 15. Valores de los factores de seguridad en condiciones estáticas y pseudoestáticas, del terreno en condiciones actuales de la sección B - B´. 43
Tabla 16. Valores de los factores de seguridad en condiciones estáticas y pseudoestáticas, del terreno en condiciones actuales de la sección C - C´ 45
Tabla 17. Valores de los factores de seguridad en condiciones estáticas y pseudoestáticas, de las tres (3) secciones analizadas, en condiciones actuales. 45
Tabla 18. Periodos de retorno de obras de drenaje vial – INVIAS 58
Tabla 19. Valores de coeficiente de escorrentía urbano y rural 59
Tabla 20. Parámetros hidráulicos Zanja de coronación propuesta 62
Tabla 21. Caudal de aporte por área aferente Zanja de coronación propuesta. 62
Tabla 22. Zanja de coronación propuesta – Caudal del área aferente 62
Tabla 23. Parámetros hidráulicos Rápida escalonada 64
Tabla 24. Propiedades geomecánicas del perfil del subsuelo explorado. 65
Tabla 25. Valores de los factores de seguridad en condiciones estáticas y pseudoestáticas, del terreno en condiciones finales de la sección A - A´. 68
Tabla 26. Valores de los factores de seguridad en condiciones estáticas y pseudoestáticas, del terreno en condiciones finales de la sección B - B´. 70
Tabla 27. Valores de los factores de seguridad en condiciones estáticas y pseudoestáticas, del terreno en condiciones finales de la sección C - C´ 72
Tabla 28. Valores de los factores de seguridad en condiciones estáticas y pseudoestáticas, calculados en condiciones actuales y finales. 73
Tabla 29. Valoración de amenaza de los factores de seguridad calculados. 74
Tabla 30. Grado de amenaza del talud analizado en condiciones actuales. 74
Tabla 31. Grado de amenaza del talud analizado en condiciones finales. 75
Tabla 32. Comprobación de los factores de seguridad básicos mínimos directos. 75
Tabla 33. Valores de los factores de seguridad en condiciones estáticas y pseudoestáticas, del talud de corte recomendado 83

ÍNDICE DE ECUACIONES

Pág.

Ecuación 1. 27
Ecuación 2. Cálculo del coeficiente de aceleración horizontal pico efectiva. 38
Ecuación 3. 60

INTRODUCCIÓN

El Municipio de Paipa como entidad territorial, cuya función es la de servir a la comunidad, desarrollar actividades para la inversión social y seguridad ciudadana, implementando el desarrollo comunitario, el desarrollo turístico, la prevención del riesgo, movilidad vial y mejorando la calidad de vida, y en función de la mitigación de los diferentes escenarios de riesgo, que ha suscitado la reciente ola invernal, la administración municipal, establece la necesidad de generar las medida correctiva y preventiva en la institución educativa Armando Solano con sede en el barrio Pablo Solano, debido a una inestabilidad suscitada por detonantes de tipo antrópico y climatológico, específicamente en el costado posterior del centro educativo.

Algunos aspectos relevantes que pudieron generar la erosión y condición dinámica de los suelos es la construcción parcial de una vivienda en la parte alta del talud, el desarrollo de cultivos en la parte alta de la institución en el predio aledaño, el deficiente manejo de aguas escorrentía y superficiales claramente la ola invernal que se ha venido presentando en el transcurso del año
De manera que se pretende diseñar la medida mitigación y de estabilidad para la contención del material desde el horizonte técnico y financiero, para solventar las diferentes acciones que están colocando en riesgo la comunidad estudiantil
En el marco de la ley de 1523 de 2012 y decreto 1807 de 2014, con base en el conocimiento y reducción del riesgo se establecen las medidas correctivas mediante un muro de contención por medio de zapatas continuas para lograr detener el proceso y/o desprendimiento de material en el talud posterior de la institución educativa y otras medidas, consignadas los diseños y desde luego en las diferentes recomendaciones del presente estudio
.

1 OBJETIVOS

1.1 Objetivo General

Realizar los estudios y diseños para la estabilización de talud en institución educativa Armando Solano con sede en el barrio Pablo Solano en el municipio de Paipa- departamento de Boyacá

1.2 Objetivos Específicos

- Realizar el levantamiento topográfico detallado para establecer las condiciones actuales de la zona de estudio y generar cortes y curvas de nivel a la escala necesaria
- Realizar la exploración geotécnica mediante equipos manuales para la obtención de muestras representativas y establecer el conocimiento del subsuelo por medio de ensayos de laboratorio
- Diseñar la estructura de contención, más adecuada para la estabilización del talud objeto de estudio garantizando la funcionalidad dinámica de las condiciones actuales
- Realizar los análisis de estabilidad en condiciones actuales de la zona del proyecto.
- Realizar los análisis de estabilidad de la zona del proyecto en condiciones finales, es decir con el muro implantado en el terreno, para de esta manera validar la construcción del muro proyectado.
- Análisis hidráulicos e hidrológicos para el manejo y captación de aguas escorrentía

2 GENERALIDADES DEL PROYECTO

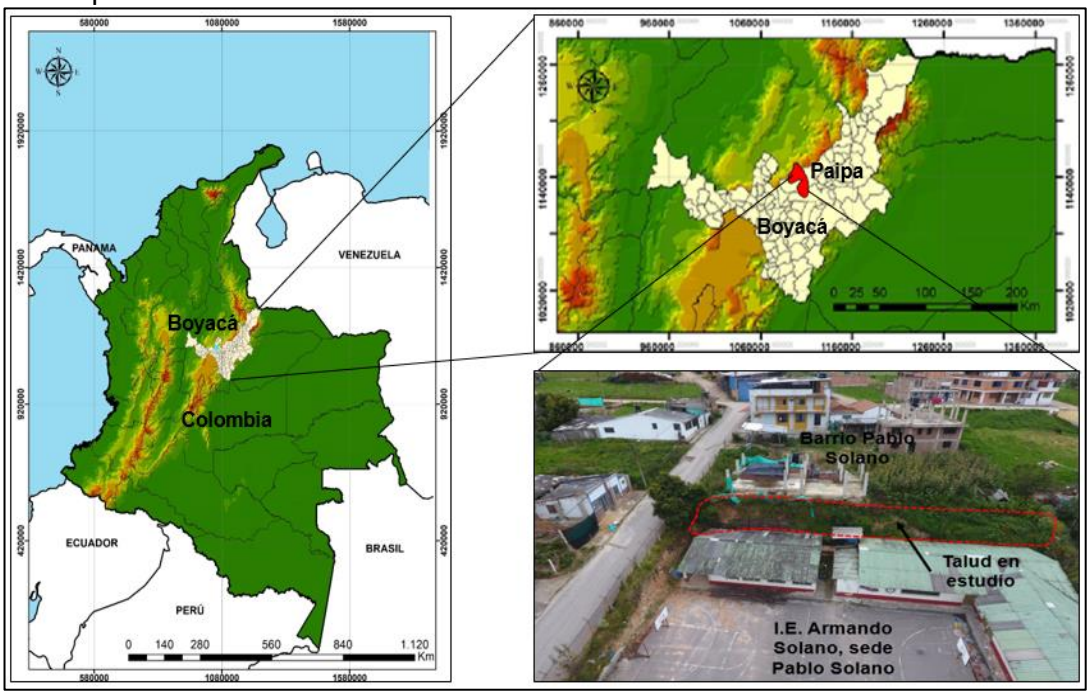
2.1 Localización de la Zona de Estudio

Paipa (originalmente Villa de San Miguel Arcángel de Paipa) es un municipio colombiano situado en el centro-oriente de Colombia, administrativamente se encuentra en la provincia de Tundama del departamento de Boyacá. Es el sexto municipio más poblado de Boyacá, después de Tunja, Sogamoso, Duitama, Chiquinquirá y Puerto Boyacá. En este municipio se encuentra el principal aeropuerto del departamento: Aeropuerto Juan José Rondón. En el plano económico, se destaca como uno de los principales centros turísticos de Boyacá

2.2 Ubicación del proyecto

La zona de estudio se encuentra ubicada en el sector nor-oriental, área rural, talud superior de la I.E. Armando Solano, sede Pablo Solano, barrio Pablo Solano, del municipio de Paipa, departamento de Boyacá; la ¡Error! No se encuentra el origen de la referencia., muestra la ubicación general de la zona donde se va a construir el muro de contención proyectado.

Figura 1. Esquema de localización de la zona de estudio.



Fuente: Ingeconsult J&C S.A.S. (2022)

2.3 Descripción del Proyecto

La zona de estudio se encuentra ubicada en el talud superior, costado oriental de la I.E. Armando Solano, sede Pablo Solano; donde se está presentando un movimiento superficial del terreno, el cual tiene un ancho promedio de 3,5 m medidos perpendicularmente a las aulas, una longitud de 39 m medidos paralelos a las aulas existentes, para un área de aproximadamente 136,5 m2, y un espesor promedio de material deslizado o suelto de 1 m, para un volumen aproximado de material suelto o deslizado de 122,5 m3, con topografía inclinada de pendientes promedio entre

el 85% y el 178%, hacia el sector occidental de la zona de estudio, ver **Fotografía 1**.

Fotografía 1. Características de la zona de estudio



19-10-2022

Fuente: Ingeconsult J&C S.A.S. (2022)

2.4 Características generales de la zona de estudio

Los límites de la zona de estudio son los siguientes: por el costado norte talud y vía pavimentada; por el costado sur lotes baldíos y edificación de un nivel; por el costado oriental cultivos y edificación en construcción; y por el costado occidental aulas existentes y vía de acceso adoquinada. Las características de los límites en el 100% de la zona de estudio, corresponden a lotes baldíos, vías de acceso pavimentadas, edificaciones de un (1) nivel, aulas, cultivo y edificación en construcción, situación que implica un manejo técnico cuidadoso durante la etapa de cortes y excavaciones para la construcción del muro de contención proyectado.

Los suelos circundantes a la zona de estudio son mal drenados superficialmente, debido a que la escorrentía superficial es alta, la topografía en la parte superior de la zona de estudio es levemente inclinada, y la topografía en la parte baja de la zona de estudio es relativamente plana; por lo tanto, existen problemas de acumulación e infiltración de aguas superficiales en la parte superior, cuerpo y parte baja del talud del proyecto, por la falta de sistemas de drenaje adecuados dentro de la zona de estudio.

La zona de estudio presenta problemas geotécnicos externos e inherentes por naturaleza como son: pendiente topográfica inclinada, los materiales no consolidados constitutivos del terreno, y las infiltraciones de aguas superficiales en la parte superior, cuerpo y parte baja del talud, que contribuyen a la inestabilidad, siendo estos los principales inconvenientes geotécnicos desfavorables que se requieren sortear para la estabilización del talud y de la I.E.

3 DESCRIPCIÓN, CLASIFICACIÓN Y ACTIVIDADES

A continuación, se describe, clasifica y se definen las causas principales para la ocurrencia del movimiento de suelo dentro de la zona de estudio, así:

3.1 Descripción del Movimiento

El problema consta de un proceso erosivo de tipo flujo de detritos en estado inactivo latente, el cual tiene un ancho promedio de 3,5 m medidos perpendicularmente a las aulas existentes, una longitud de 35 m medidos paralelos a las aulas existentes, para un área de aproximadamente 122,5 m2, y un espesor promedio de material deslizado o suelto de 1 m, para un volumen aproximado de material suelto o deslizado de 122,5 m3, el cual corresponde solamente al suelo residual existente.

El movimiento de suelo ha sido causado por: pendiente topográfica inclinada, los materiales no consolidados constitutivos del terreno, y las infiltraciones de aguas superficiales en la parte superior, cuerpo y parte baja del talud, que contribuyen a la inestabilidad del talud en estudio, siendo estos los principales inconvenientes geotécnicos desfavorables que se requieren sortear para la estabilización del talud y de la Institución Educativa.

Debe tenerse en cuenta que las condiciones actuales de los materiales han mejorado y se encuentran parcialmente más secos en comparación al momento en el que se generó el movimiento, sin embargo, esta humedad puede ser variable y la estabilidad puede disminuir considerablemente en condiciones más saturadas, lo cual no garantiza la estabilidad del talud a través del tiempo; por lo tanto, es conveniente estabilizar el talud, con la construcción de una estructura de contención, así mismo es necesaria la correcta revegetalización y empradización del sector y del talud afectado, y el diseño y construcción de sistemas de drenaje.

3.2 Clasificación del Movimiento

El problema consta de un proceso erosivo de tipo flujo de detritos en estado inactivo latente, es decir que no se ha movido hace tiempo, pero que existe la posibilidad de reactivarse por las causas del movimiento original; este movimiento actualmente se encuentra inactivo, debido a que el suelo aún conserva alguna resistencia residual, lo cual no significa que el talud va a seguir parcialmente estable a través del tiempo en estas mismas condiciones; para lo cual, se requieren tomar las medidas pertinentes que permitan la estabilidad de este, y no se lleguen a presentar problemas con la infraestructura de la Institución educativa.

3.3 Causas del Movimiento

Las principales razones que afectaron la estabilidad del talud en estudio se dividen en causas o factores detonantes, y causas o factores contribuyentes al proceso de inestabilidad.

Como factor detonante se puede indicar principalmente la saturación de los materiales que conforman el talud en estudio; originada por la infiltración de aguas superficiales y subsuperficiales por la falta de adecuados sistemas de drenaje en la parte superior del talud, y las aguas lluvias teniendo en cuenta las temporadas invernales que han antecedido a la ocurrencia del movimiento. El incremento en el nivel de humedad de los materiales afectados genera igualmente un incremento de su peso, que vence su capacidad de resistencia y provoca la falla del talud.

Como factores contribuyentes se han definido los siguientes:

- La falta de control de drenaje de aguas superficiales en la parte superior y sobre el talud, debido a su escasa canalización y captación de estas aguas, acompañados por cambios bruscos de humedad y susceptibilidad de los materiales constitutivos del terreno, son grandes contribuyentes a la inestabilidad del sector.

- Los materiales no consolidados constitutivos del terreno, los cuales corresponden a suelos en su mayoría granulares.

- Los cortes sin empradizar y sin control, que se generaron para la construcción de institución educativa.

- El pisoteo de ganado que se presenta en la parte superior del talud, lo cual ayuda a la meteorización y erosión del suelo.

- La pendiente topográfica inclinada que presenta el talud en estudio; la cual está entre el 85% y el 178%, hacia el sector occidental de la zona de estudio.

- El uso del suelo, debido al cultivo existente en la parte superior del talud, lo cual genera acumulaciones e infiltraciones de agua al talud.

- La edificación que se encuentra en construcción, ubicada en la parte superior del talud, la cual se comenzó a construir sin estudios previos de estabilidad de taludes; generando una sobrecarga al talud, y su posterior falla, ver **Fotografía 2**.

Fotografía 2. Cultivo y edificación existentes en la parte superior de la zona de estudio.



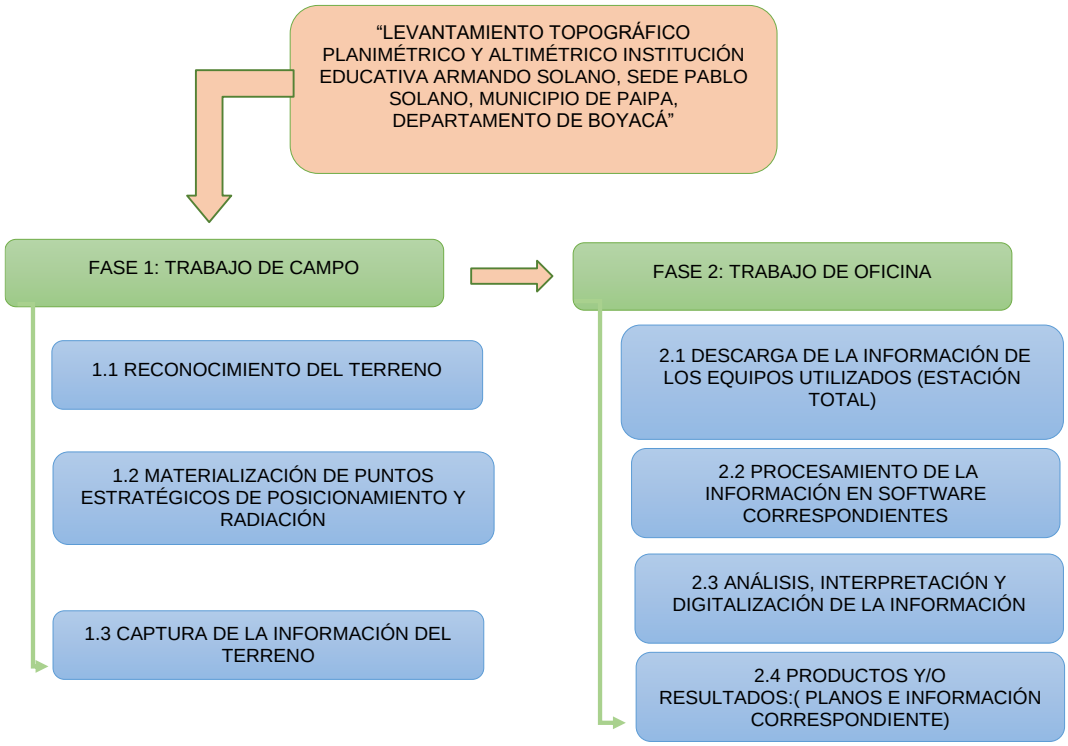
19-10-2022

Fuente: Ingeconsult J&C S.A.S. (2022)

3.4 TOPOGRAFIA

El levantamiento Topográfico se estableció mediante la siguiente metodología

Figura 2. Metodología levantamiento Topográfico



3.4.1 Reconocimiento del terreno

El trabajo de campo se realizó de manera sistemática acorde al reconocimiento de las condiciones presentes en la zona de estudio; para lo cual se realizó un recorrido preliminar de la totalidad de la zona de interés, con el objeto de identificar puntos estratégicos que permita un mayor rendimiento en cuanto a señal y visualización entre los mismos de acuerdo a los equipos topográficos a utilizar, posteriormente, en la razón a lo analizado con el recorrido en mención se procede a ejecutar el trabajo con un (1) frente o comisión de topografía.

3.4.2 Materialización de puntos estratégicos de posicionamiento y radiación

Se materializaron dos puntos o deltas con estaca y puntilla en acero, los cuales se ubicarán en los puntos estratégicos que permitan conservar el mayor tiempo posible la materialización de los mismo y a su vez generen una buena recepción de señal, posteriormente se materializan puntos auxiliares o transitorios para la captura de información detallada de la zona.

Con la materialización de los deltas se procede a estacionar y georreferenciar equipos de manera que funcionan como puntos de control, estaciones o deltas para de tal manera proceder capturar la correspondiente información de la topografía y/o topografía del terreno.

Toda la información de campo fue capturada mediante el proceso de radiación con equipo

estación total, posteriormente se descargada a la computadora a través de los programas topcon Tools, Excel, AutoCad. (Ver anexo estudio topográfico)

3.4.3 Captura de la información del terreno

Para el desarrollo de la actividad se procedió a realizar el levantamiento topográfico bajo el método de radiación el cual permitió, dadas las condiciones del terreo recolectar la mayor cantidad de información de manera ordena, precisa y completa obteniendo toda la información topográfica necesaria para el desarrollo del objetivo del trabajo.

De acuerdo con las indicaciones de las partes contratantes se realizó el barrido completo de toda el área de interés, con el propósito de no dejar vacíos en la recolección de información que permitirá la perfecta digitalización de la topografía del terreno con todos los puntos objeto de intervención.

Fotografía 3. Zona de estudio



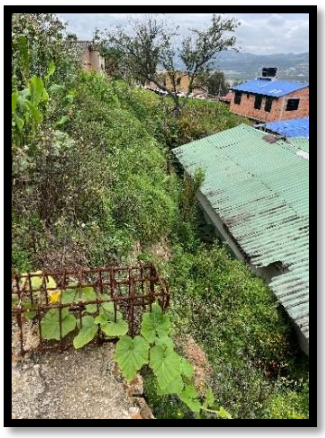
Fuente: Ingeconsult J&C S.A.S. (2022)

3.4.3.1 Evidencia fotográfica de la captura de la información

Obsérvese el levantamiento de la información planimétrica y altimétrica necesaria para la zona de interés en la institución ARMANDO SOLANO, en el municipio de Paipa, departamento de Boyacá”

Fotografía 4. Evidencia fotográfica labores de campo





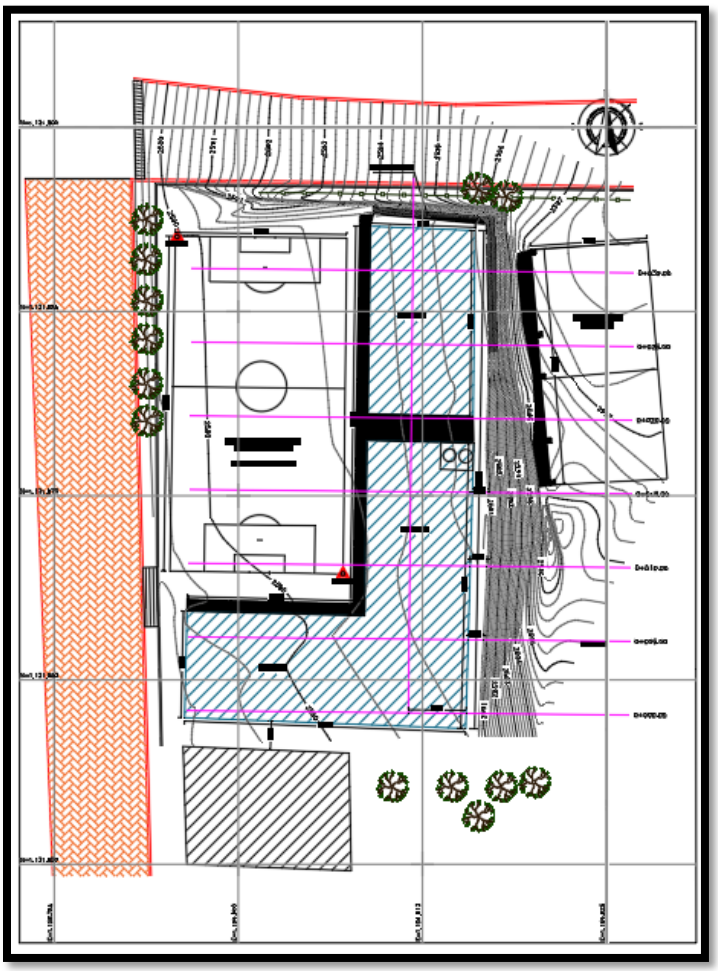
Fuente: Ingeconsult J&C S.A.S. (2022)

3.4.3.2 Conclusiones desarrollo de actividades

Se logra materializar los deltas y posteriormente la realización del levantamiento topográfico completo del terreno de interés

- ✓ Se generando una nube de puntos completa, basándose en la homogeneidad que muestre la triangulación obtenida parcialmente.
- ✓ La triangulación final es ajustada tratando de conservar los puntos necesarios.
- ✓ Se hace referencia de los DELTAS en los planos en planta y salidas gráficas en formato DWG O CAD, adicionalmente se menciona de forma clara y detallada en el respectivo informe de entrega.

Figura 3. Plano en planta con topografía



Fuente: Archivo CAD interno

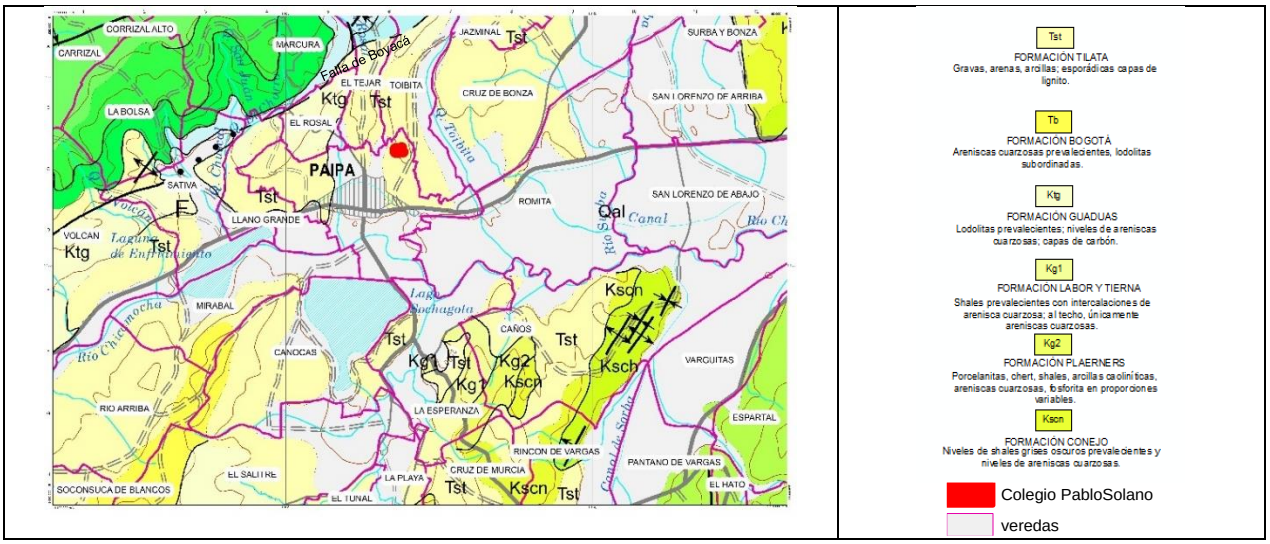
3.5 GEOLOGÍA

El área del Municipio de Paipa se localiza en la Cordillera Oriental de Colombia, y se caracteriza por presentar rocas sedimentarias de origen marino y continental, y la presencia de algunos cuerpos ígneos intrusivos.

3.5.1 Geología regional

La falla de Boyacá, marca la división de dos conjuntos de facies sedimentarias y rasgos morfoestructurales característicos; la región al Norte de la falla, con presencia de depósitos Jura-Triásicos y Cretáceos marinos de amplios pliegues, y otra región hacia el Sur de la misma falla, caracterizada por la presencia de sedimentos Terciarios continentales, sedimentos marinos del Cretáceo superior y la presencia de cuerpos ígneos volcánicos andesíticos. (POT 2000 2010)

Figura 4. Mapa Geología Regional



Fuente: Autor, modificado de Geologia de la plancha 171- Duitama.

La zona de estudio se sitúa en esta última región, en la que se ubican las formaciones del cretácico como la Fm. conejo (kscn) y las formaciones del grupo Guadalupe, como Labor y tierna (kg1) y Plaeners (kg2), la Fm. Guaduas (Ktg); del terciario la formación Bogotá (Tb) y la formación Tilatá (Tst), que se describe más adelante, sobre la cual se ubica el colegio Pablo Solano, gran parte del área cercana está cubierta por depósitos cuaternarios de origen aluvial Qal relacionados con el Rio Chicamocha.

Tabla 1. Descripción Geología Regional

Nombre	Acrónimo	Litología	Edad
Formación Conejo	Kscn	Según Rodríguez y Ulloa (1991), consta de base a techo de una sucesión de arcillolitas y lodolitas laminadas, a veces calcáreas, con intercalaciones de arcillolitas no calcáreas en capas delgadas a medias, limolitas de cuarzo y cuarzoarenitas de grano fino a medio, especialmente hacía el tope de la unidad. Conforma amplios valles de relieves suaves	Coniaciano temprano según Etayo (1979)

Nombre	Acrónimo	Litología	Edad
Formación Plaeners	Kg2	Liditas y chert, con delgadas intercalaciones de lodolitas y arcillolitas laminadas, comúnmente silíceas. La estratificación es casi invariablemente paralela, en capas delgadas y rara vez media y normalmente presenta abundantes cantidades de foraminíferos.	Campaniano - Maastrichtiano, según Pérez y Salazar (1978)
Formación Labor y Tierna	Kg1	Arenitas de cuarzo de grano fino a grueso, en capas medias a gruesas con geometría lenticular, esporádicamente, ocurren intercalaciones de lodolitas y limolitas de cuarzo. La unidad aflora con una expresión morfológica fuerte, de laderas pendientes bien inclinadas.	Maastrichtiano temprano según Pérez y Salazar (1978)
Formación Guaduas	Ktg	Constituida en la base por arcillolitas grises con intercalaciones de areniscas grises. Hacia techo consta de intercalaciones de limolitas, areniscas y mantos de carbón (Guaduas productivo)	Maestrichtiano Superior - Paleoceno Inferior según Van der Hammen (1957)
Formación Bogotá	Tb	Sucesión alternante de arenitas subfeldespáticas a sublitoarenitas de grano medio a fino, color gris verdoso a gris azuloso y hacía la base gris marrón. Ocurren lodolitas y arcillolitas interestratificadas, color gris verdoso, con moteado gris claro y en menor proporción gris rojizo. En la parte superior sucesión alternante de arcillolitas y limolitas abigarradas, intercaladas con esporádicas capas de cuarzoarenitas de grano medio a grueso, en capas muy gruesas.	Paleoceno tardío a Eoceno temprano según Hoorn (1984)
Formación Tilatá	Tst	Areniscas conglomeráticas, conglomerados de gravas a cantos bien redondeados, arcillas rojas y capas de turba	Plioceno, Pleistoceno según. Van der Hammen (1957)
Deposito Aluvial	Q2al	Consisten en bloque redondeados a subredondeados en una matriz areno arcillosa. Presentan una morfología plana generada por el Rio Chicamocha.	Cuaternario

Fuente: Autor, basado en (RENZONI, 1981; Rodriguez & Solano, 2000)

3.5.2 Geología local

La zona de estudio se sitúa en la zona nororiental del casco urbano del municipio de Paipa, sobre la Formación Tilatá, al sur de la falla de Boyacá, en el "bajo estructural", correspondiente a la depresión del Río Chicamocha, entre Tunja y Duitama, emplazado entre la Falla de Soapaga y el Anticlinal de Arcabuco (al noroeste) o la Falla de Boyacá (al noreste).

3.5.2.1 Formación Tilatá (Tst)

- **Nombre y sección tipo**

R. Schiebe dio el nombre de Tilatá a una formación que se encuentra en capas horizontales entre Tilatá y la represa del Sisga, formada alternativamente de arcillas, capas arenosas y cascajos, con unos 100 m de espesor visibles. (Hubach, 1957)

- **Posición estratigráfica y edad**

Yace discordantemente sobre todas las formaciones comprendidas entre la Formación Bogotá y

la Formación Une (Paleogenas y Cretácicas); parece que falta en las áreas ocupadas por el Terciario de la región de Sogamoso. (RENZONI, 1981) calcula un espesor en el área de 150 m y reporta una edad del Plioceno a Pleistoceno calculada por Van Der Hammen a partir de palinología de muestras de lignitos.

El ambiente de formación y deposición de la Formación Tilatá es lacustre y fluvial. ha sido interpretada como depósitos de flujos torrenciales y localmente como depósitos de flujos gravitacionales y depósitos fluviales localmente con acumulaciones de turba en lagos y pantanos. Correlaciones: se correlaciona con la Formación La Corneta del piedemonte Llanero.

- **Descripción en el Municipio**

La unidad se compone predominantemente de niveles arenosos en capas medias a gruesas, intercaladas con limolitas y arcillolitas abigarradas. Las arenas son cuarzosas, bien seleccionadas, muy friables y de grano que varía de grueso a fino, redondeado a subredondeado. Son comunes los óxidos de hierro tanto en los niveles duros como blandos. Se presentan capas de lignito, explotados en la zona como carbón de regular calidad. (Velandia, 2003). Generalmente se encuentra levemente inclinada hacia el occidente y localmente presenta buzamientos fuertes.

Hacia la base un conjunto de conglomerados aluviales seguido de arenas con intercalaciones de limos y conglomerados, hacia el techo intercalaciones de ceniza.(Rojas., 2016)

Esta unidad está ampliamente distribuida desde la Sabana de Bogotá y a lo largo del Altiplano Cundiboyacense hasta Duitama. En la zona aparece en las partes bajas cercanas al Lago Sochagota y con morfología suavemente alomada al E de La Casona, hacia la Vereda Cruz de Murcia y hacia las veredas Toibita y Cruz de Bonza. (Velandia, 2003)

Fotografía 5. Formación Tilatá en la zona de estudio



Fuente: Autor

3.5.3 Geología estructural

3.5.3.1 Falla de Boyacá

La Falla de Boyacá es una falla fundamental de carácter regional, de tipo inverso, convergencia al NW y sobresale como un lineamiento de tendencia N45E. Es una falla de cabalgamiento.

La falla afecta sedimentos antiguos Juratriásicos y rocas Cretácicas, y constituye una barrera natural que delimitó la sedimentación del Terciario en la Depresión del Río Chicamocha.

La Falla de Boyacá presenta numerosas expresiones geomórficas y evidencias geológicas que la confirman, son comunes escarpes degradados de falla y un intenso brechamiento.

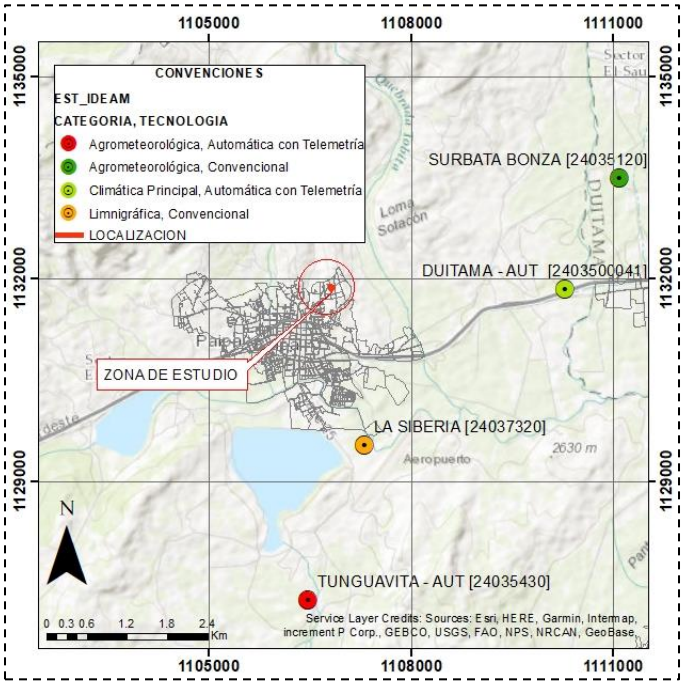
En el sector de Paipa no se hallaron evidencias claras de actividad neotectónica, pero algunos indicios geomórficos sugieren actividad durante el Cuaternario. (POT 2000 - 2010.)

3.6 HIDROLOGIA

3.6.1 Información climatológica y análisis

El municipio de Paipa actualmente no cuenta con estaciones pluviométricas activas con un intervalo de registro superior a 20 años en el área de estudio, sin embargo, se realiza el análisis de distribución de precipitación, con el fin de verificar la estación que cumpla con las condiciones más cercanas y sea hidrológicamente homogénea a la zona de estudio.
En la siguiente figura se ilustra la localización de estaciones activas cercanas a la zona de estudio.

Figura 5. Estaciones IDEAM



Fuente: Base ESRI, IDEAM, IGAC, procesado por el autor

Para el análisis de precipitación, no fue necesaria realizar la distribución de esta, ya que la única

estación de registro de precipitación aplicable al área de estudio es SURBATA BONZA [24035120] contando con el registro de datos históricos mayor a 20 años, pues la estación TUNGUAVITA - AUT [24035430] y DUITAMA - AUT [2403500041] por ser de categoría agrometeorológicas y climáticas principales con tecnología automática de telemetría no cuentan con el registro histórico mínimo requerido. Para el caso de la estación LA SIBERIA [24037320] no se tuvo en cuenta dado que esta presenta registros únicamente de caudales por ser de categoría Limnigráfica.

De acuerdo a los resultados anteriores, se solicitó información al IDEAM de datos de precipitación mensual multianual en 24 horas de la estación SURBATA BONZA [24035120], localizada en las coordenadas latitud 5.802444 y longitud -73.074472 a una elevación de 2485 msnm, clase Agrometeorológica registrando una precipitación promedio multianual de 911.19 mm/año siendo esta hidrológicamente homogénea al área de estudio. Esta estación pertenece al municipio de Duitama y se encuentra en estado activo, esta conviene más por contar con datos específicos de precipitaciones máximas en 24HR y cumplir con la similitud del régimen de lluvia anual del municipio de Paipa. Se realizó el análisis de precipitación con datos históricos multianuales del IDEAM desde el año 1996 al 2021, teniendo así un registro histórico de 26 años, como se observa en la siguiente tabla.

Tabla 2. Registro de precipitación anual máxima en 24 HRS

I D E A M - INSTITUTO DE HIDROLOGIA, METEOROLOGIA Y ESTUDIOS
SISTEMA DE INFORMACION NACIONAL AMBIENTAL
PRECIPITACIÓN MAXIMA 24 HORAS mm

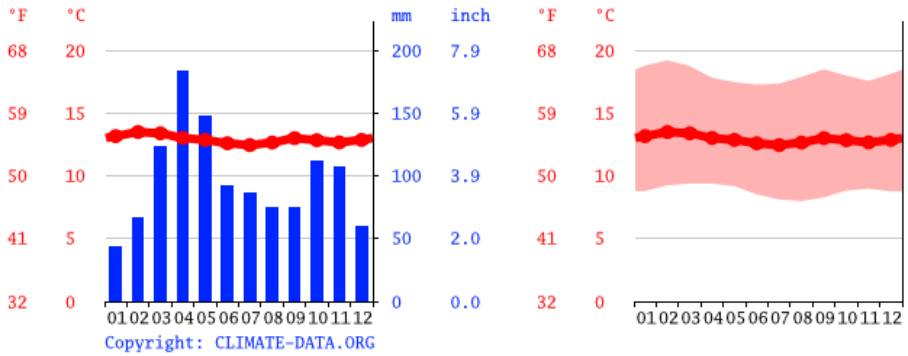
NOMBRE SURBATA BONZA [24035120]
ID PARAMETRO PRECIPITACION
FECHA DE PROCESO: 2022-10-05
LATITUD 5.802444 N LONGITUD -73.074472 W
FECHA-INSTALACION 15-03-1944
TIPO EST Agrometeorológica Convencional
DEPTO BOYACÁ MUNICIPIO DUITAMA

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1996	9.0	21.8	11.3	25.6	17.0	15.9	18.8	32.2	15.1	31.1	12.9	23.1
1997	18.0	9.5	10.8	22.9	33.9	6.2	7.0	10.3	35.6	18.5	25.7	17.5
1998	2.0	12.0	19.6	28.5	53.6	23.8	15.4	22.0	15.0	23.8	27.5	0.0
1999	20.3	22.5	18.0	22.0	15.9	23.2	7.0	15.7	24.0	32.2	14.0	15.0
2000	9.7	15.4	23.0	18.3	25.5	32.5	13.2	9.2	23.6	24.5	6.3	4.5
2001	7.0	12.2	14.5	5.2	24.7	21.4	16.8	6.7	19.2	19.4	21.1	20.2
2002	2.4	12.6	30.5	27.0	23.4	19.4	5.6	7.4	15.2	10.6	14.5	9.8
2003	2.6	21.9	30.4	17.2	28.6	30.3	9.8	14.6	17.5	42.1	21.4	9.8
2004	13.6	10.4	11.2	17.6	23.6	4.3	15.2	8.0	55.5	14.9	18.2	13.6
2005	8.4	14.9	21.2	34.5	17.2	7.8	9.2	11.3	36.6	31.4	12.6	31.8
2006	12.7		24.6	20.0	33.2	15.6	12.0	7.6	29.6	16.0	19.5	8.4
2007	8.5	13.7	39.2	32.0	17.0	10.5	16.1	17.3	11.2	28.1	33.5	13.7
2008	6.6	7.1	19.0	14.8	22.1	30.2	15.8	14.2	35.6	18.0	17.5	12.0
2009	10.5	11.6	20.6	25.0	10.0	32.8	3.6	13.7	7.2	14.1	38.0	8.6
2010	0.0	6.1	15.1	67.6	28.9	19.1	29.4	9.8	17.3	26.1	33.8	16.1
2011	10.3	18.6	14.9	36.4	48.3	10.5	19.1	42.2	12.0	18.0	20.0	22.5
2012	18.7	5.9	22.8	34.2	16.7	31.2	14.7	16.2	76.0	33.4	22.8	10.4
2013	1.5	36.7	19.0	40.0	23.2	9.0	14.4	19.2	26.7	23.5	19.5	8.0
2014	8.4	28.1	27.8	28.8	24.0	7.0	4.8	4.2	29.5	32.2	18.0	14.5
2015	8.3	9.5	12.7	34.7	7.5	10.5	15.6	9.5	5.1	18.7	26.6	3.7
2016	6.4	5.6	25.5	40.5	34.4	5.2	14.4	4.0	21.7	28.0	32.0	28.3
2017	10.5	20.0	28.5	26.8	36.8	21.0	7.4	42.3	18.6	28.0	15.5	27.4
2018	9.7	4.5	56.4	25.6	28.0	32.7	16.0	13.2	14.0	37.0	25.6	6.0
2019	6.7	16.8	30.4	26.5	41.2	7.3	4.4	11.8	26.4	31.6	27.5	29.0
2020	6.5	10.2	19.0	20.7	23.6	19.5	9.0	23.6	12.7	15.8	40.0	11.0
2021	3.0	14.2	21.5	32.0	14.4	18.0	3.7	20.5	9.0	18.4	17.4	26.4

Fuente: IDEAM, procesado por el autor.

El régimen de temperatura presente en el municipio de Paipa se toma de la página climatedata.org, siendo esta una organización confiable de la medición. En la siguiente figura se observa la distribución media mensual de temperatura y precipitación del municipio de estudio.

Figura 6. Precipitación y temperatura

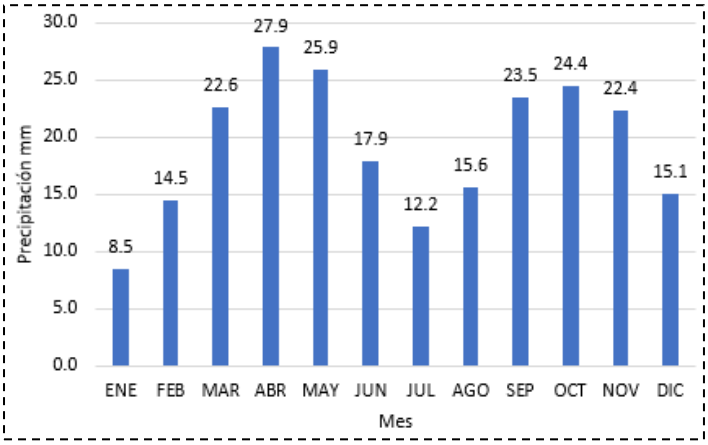


Fuente: Climatedata.org

Según el registro de Climatedata, El mes con la humedad relativa más alta es mayo (78,45 %). El mes con la humedad relativa más baja es Febrero (65,68 %). El mes con el mayor número de días lluviosos es Mayo (24,90 días). El mes con el número de días lluviosos más bajo es Enero (11.97 días). El clima es cálido y templado en Paipa. La precipitación en Paipa es significativa, con precipitaciones incluso durante el mes más seco. El clima aquí está clasificado como Cfb por el sistema Köppen-Geiger. El mes más cálido del año es febrero, con una temperatura media de 13,5 °C | 56,3 °F. A 12,4 °C | 54.4 °F en promedio, julio es el mes más frío del año. En septiembre se mide en Paipa el mayor número de horas diarias de sol en promedio. En septiembre hay una media de 6,95 horas de sol al día y un total de 215,46 horas de sol durante todo el mes de septiembre. En enero, en Paipa se registra en promedio el menor número de horas diarias de sol. En enero hay una media de 5,99 horas de sol al día y un total de 179,75 horas de sol. En Paipa se cuentan alrededor de 2358.43 horas de sol a lo largo del año. De media hay 77,55 horas de sol al mes.

De acuerdo al registro de datos diarios de la estación SURBATA BONZA [24035120], en la siguiente figura se observa el comportamiento de la precipitación en 24 HRS mensual multianual.

Figura 7. Precipitación mensual máxima en 24h multianual



Fuente: Autor e IDEAM

Con el registro de precipitaciones mensual en 24 HRS, datos proporcionados por el IDEAM, se realizó un análisis estadístico empleando los modelos probabilísticos LogGumbel, Gamma de 2 parámetros, Normal, Lognormal de 2 parámetros y LogPerson tipo III, con hidroesta.

Con el fin de estimar los valores de precipitación esperada para varios periodos de retorno, es necesario verificar el ajuste de los datos de la serie de precipitaciones máximas a una distribución de probabilidades conocida. A continuación, se revisa su ajuste de distribución mediante el ajuste de Smirnov Kolmogorov utilizando el programa “Hidroesta”.

3.6.1.1 LogGumbel

Tabla 3. Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov para LogGumbel

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	24.7	0.0370	0.0024	0.0032	0.0346
2	30.5	0.0741	0.1204	0.1273	0.0463
3	32.0	0.1111	0.1885	0.1955	0.0774
4	32.2	0.1481	0.1983	0.2052	0.0501
5	32.2	0.1852	0.1983	0.2052	0.0131
6	32.2	0.2222	0.1983	0.2052	0.0239
7	32.5	0.2593	0.2132	0.2200	0.0460
8	33.2	0.2963	0.2490	0.2554	0.0473
9	34.7	0.3333	0.3273	0.3324	0.0060
10	35.6	0.3704	0.3739	0.3781	0.0035
11	35.6	0.4074	0.3739	0.3781	0.0335
12	36.6	0.4444	0.4242	0.4273	0.0202
13	38.0	0.4815	0.4907	0.4924	0.0092
14	39.2	0.5185	0.5432	0.5438	0.0247
15	40.0	0.5556	0.5758	0.5757	0.0202
16	40.0	0.5926	0.5758	0.5757	0.0168
17	40.5	0.6296	0.5951	0.5946	0.0346
18	41.2	0.6667	0.6208	0.6198	0.0459
19	42.1	0.7037	0.6516	0.6500	0.0521
20	42.3	0.7407	0.6581	0.6564	0.0827
21	48.3	0.7778	0.8051	0.8017	0.0273
22	53.6	0.8148	0.8786	0.8752	0.0638
23	55.5	0.8519	0.8969	0.8936	0.0450
24	56.4	0.8889	0.9044	0.9012	0.0155
25	67.6	0.9259	0.9599	0.9577	0.0340
26	76.0	0.9630	0.9773	0.9759	0.0144

Fuente: Hidroesta

Ajuste de una serie de datos a la distribución LogGumbel o distribución de Fréchet. El ajuste con momentos ordinarios es:

Como el delta teórico 0.0827, es menor que el delta tabular 0.2667 Los datos se ajustan a la distribución logGumbel, con un nivel de significación del 5%.

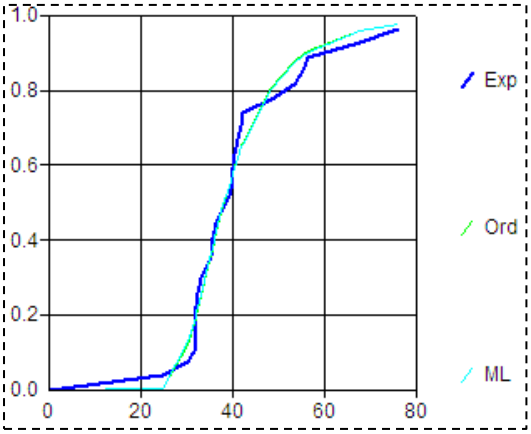
Parámetros de la distribución LogGumbel:

Con momentos ordinarios:
Parámetro de posición (μ)= 3.569
Parámetro de escala (alfa)= 0.2017

Con momentos lineales:
Parámetro de posición (μl) = 3.566
Parámetro de escala (alfal)= 0.2059

La siguiente figura representa el modelo estadístico LogGumbel

Figura 8. Modelo estadístico LogGumbel



Fuente: Hidroesta

3.6.1.2 Gumbel

Tabla 4. Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov para Gumbel

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	24.7	0.0370	0.0355	0.0288	0.0015
2	30.5	0.0741	0.1673	0.1558	0.0932
3	32.0	0.1111	0.2184	0.2073	0.1073
4	32.2	0.1481	0.2256	0.2146	0.0775
5	32.2	0.1852	0.2256	0.2146	0.0404
6	32.2	0.2222	0.2256	0.2146	0.0034
7	32.5	0.2593	0.2366	0.2258	0.0227
8	33.2	0.2963	0.2627	0.2524	0.0336
9	34.7	0.3333	0.3206	0.3119	0.0127
10	35.6	0.3704	0.3561	0.3486	0.0142
11	35.6	0.4074	0.3561	0.3486	0.0513
12	36.6	0.4444	0.3957	0.3895	0.0487
13	38.0	0.4815	0.4505	0.4463	0.0310
14	39.2	0.5185	0.4962	0.4936	0.0223
15	40.0	0.5556	0.5258	0.5242	0.0298
16	40.0	0.5926	0.5258	0.5242	0.0668
17	40.5	0.6296	0.5438	0.5429	0.0858
18	41.2	0.6667	0.5684	0.5683	0.0983
19	42.1	0.7037	0.5988	0.5998	0.1049
20	42.3	0.7407	0.6054	0.6066	0.1353
21	48.3	0.7778	0.7687	0.7738	0.0091
22	53.6	0.8148	0.8619	0.8675	0.0470
23	55.5	0.8519	0.8859	0.8913	0.0340
24	56.4	0.8889	0.8959	0.9012	0.0070
25	67.6	0.9259	0.9676	0.9705	0.0417
26	76.0	0.9630	0.9868	0.9883	0.0238

Fuente: Hidroesta

Ajuste de una serie de datos a la distribución Gumbel. El ajuste con momentos ordinarios es:

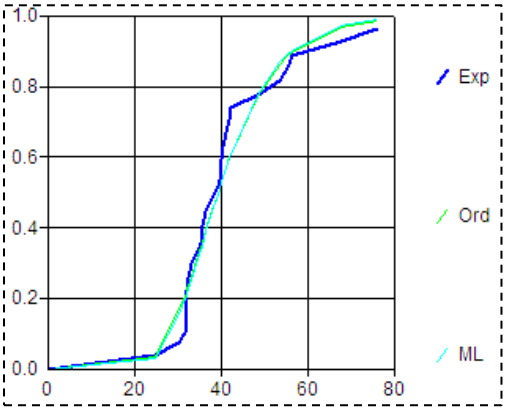
Como el delta teórico 0.1353 es menor que el delta tabular 0.2667. Los datos se ajustan a la distribución Gumbel, con un nivel de significación del 5%

Los parámetros de la distribución Gumbel:

Con momentos ordinarios:	**Con momentos lineales:**
Parámetro de forma (gamma)= 35.8966	Parámetro de forma (gammal)= 36.072
Parámetro de escala (alfa)= 9.2878	Parámetro de escala (alfa)= 8.984

La siguiente figura representa el modelo estadístico Gumbel:

Figura 9. Modelo estadístico Gumbel



Fuente: Hidroesta

3.6.1.3 Distribución normal

Tabla 5. Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov para la distribución normal

m	X	P(X)	F(Z) Ordinario	F(Z) Mom Lineal	Delta
1	24.7	0.0370	0.0823	0.0668	0.0452
2	30.5	0.0741	0.1832	0.1649	0.1092
3	32.0	0.1111	0.2185	0.2008	0.1074
4	32.2	0.1481	0.2235	0.2059	0.0754
5	32.2	0.1852	0.2235	0.2059	0.0383
6	32.2	0.2222	0.2235	0.2059	0.0013
7	32.5	0.2593	0.2311	0.2138	0.0281
8	33.2	0.2963	0.2494	0.2327	0.0469
9	34.7	0.3333	0.2910	0.2762	0.0423
10	35.6	0.3704	0.3174	0.3041	0.0530
11	35.6	0.4074	0.3174	0.3041	0.0900
12	36.6	0.4444	0.3479	0.3365	0.0965
13	38.0	0.4815	0.3922	0.3839	0.0892
14	39.2	0.5185	0.4314	0.4261	0.0871
15	40.0	0.5556	0.4580	0.4546	0.0976
16	40.0	0.5926	0.4580	0.4546	0.1346
17	40.5	0.6296	0.4746	0.4726	0.1550
18	41.2	0.6667	0.4981	0.4979	0.1686
19	42.1	0.7037	0.5282	0.5304	0.1755
20	42.3	0.7407	0.5349	0.5376	0.2059
21	48.3	0.7778	0.7228	0.7383	0.0550
22	53.6	0.8148	0.8499	0.8683	0.0351
23	55.5	0.8519	0.8841	0.9015	0.0322
24	56.4	0.8889	0.8982	0.9150	0.0093
25	67.6	0.9259	0.9865	0.9915	0.0606
26	76.0	0.9630	0.9982	0.9992	0.0353

Fuente: Hidroesta

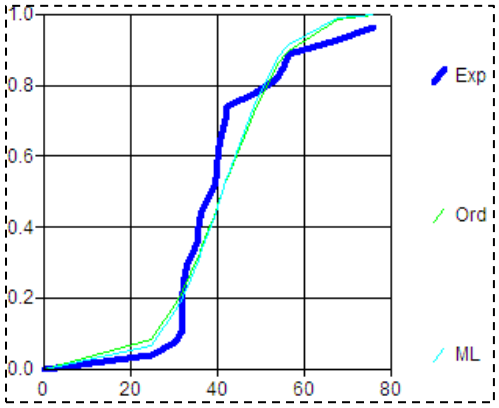
Como el delta teórico 0.2059, es menor que el delta tabular 0.2667. Los datos no se ajustan a la distribución Normal, con un nivel de significación del 5%

Parámetros de la distribución normal:

Con momentos ordinarios:	**Con momentos lineales:**
Parámetro de localización (Xm)= 41.2577	Media lineal (Xl)= 41.2577
Parámetro de escala (S)= 11.9121	Desviación estándar lineal (Sl)= 11.0375

La siguiente figura representa el modelo estadístico normal

Figura 10. Modelo estadístico Normal



Fuente: Hidroesta

3.6.1.4 LogNormal de 2 parámetros

Tabla 6. Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov para la distribución LogNormal

m	X	P(X)	F(Z) Ordinario	F(Z) Mom Lineal	Delta
1	24.7	0.0370	0.0321	0.0292	0.0049
2	30.5	0.0741	0.1504	0.1449	0.0763
3	32.0	0.1111	0.1978	0.1925	0.0867
4	32.2	0.1481	0.2046	0.1993	0.0565
5	32.2	0.1852	0.2046	0.1993	0.0194
6	32.2	0.2222	0.2046	0.1993	0.0176
7	32.5	0.2593	0.2149	0.2097	0.0443
8	33.2	0.2963	0.2398	0.2348	0.0565
9	34.7	0.3333	0.2959	0.2917	0.0374
10	35.6	0.3704	0.3310	0.3274	0.0394
11	35.6	0.4074	0.3310	0.3274	0.0764
12	36.6	0.4444	0.3706	0.3678	0.0738
13	38.0	0.4815	0.4266	0.4249	0.0549
14	39.2	0.5185	0.4741	0.4735	0.0444
15	40.0	0.5556	0.5053	0.5054	0.0503
16	40.0	0.5926	0.5053	0.5054	0.0873
17	40.5	0.6296	0.5244	0.5250	0.1052
18	41.2	0.6667	0.5507	0.5519	0.1160
19	42.1	0.7037	0.5835	0.5854	0.1202
20	42.3	0.7407	0.5907	0.5927	0.1501
21	48.3	0.7778	0.7710	0.7760	0.0068
22	53.6	0.8148	0.8738	0.8791	0.0590
23	55.5	0.8519	0.8996	0.9046	0.0477
24	56.4	0.8889	0.9101	0.9149	0.0212
25	67.6	0.9259	0.9794	0.9816	0.0535
26	76.0	0.9630	0.9937	0.9946	0.0307

Fuente: Hidroesta

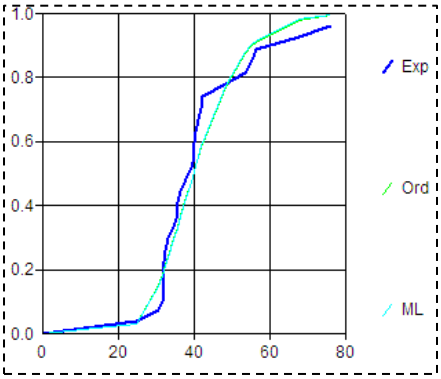
Como el delta teórico 0.1501, es menor que el delta tabular 0.2667. Los datos se ajustan a la distribución logNormal 2 parámetros, con un nivel de significación del 5%

Parámetros de la distribución logNormal:

Con momentos ordinarios:	**Con momentos lineales:**
Parámetro de escala (μy)= 3.6855	Media lineal (Xl)= 3.6855
Parámetro de forma (Sy)= 0.2587	Desviación estándar lineal (Sl)= 0.2529

La siguiente figura representa el modelo estadístico LogNormal:

Figura 11. Modelo estadístico LogNormal 2 parámetros



Fuente: Hidroesta

En la siguiente tabla se presenta un resumen de las precipitaciones máximas y probabilidades proporcionadas por el software, el cual nos indica las precipitaciones con las probabilidades de no excedencia:

Tabla 7. Precipitación, probabilidades de no excedencia y tiempo de retorno

	Tr	P Máx total en 24 HRS (mm/mes)	P (de no excedencia) %
Gumbel	2,33	41.27	57,07
LogGumbel		39.87	
Normal		43.38	
LogNormal de 2 parámetros		41.74	
Gumbel	5	49.83	80,00
LogGumbel		48.02	
Normal		51.28	
LogNormal de 2 parámetros		49.56	
Gumbel	10	56.80	90,00
LogGumbel		55.87	
Normal		56.53	
LogNormal de 2 parámetros		55.54	
Gumbel	20	63.48	96,00

	Tr	P Máx total en 24 HRS (mm/mes)	P (de no excedencia) %
LogGumbel		64.60	
Normal		60.86	
LogNormal de 2 parámetros		61.01	
Gumbel	50	72.14	98,00
LogGumbel		77.95	
Normal		65.73	
LogNormal de 2 parámetros		67.82	

3.6.2 Estimación de intensidad

Según (Corzo & Pinilla, 2015) "Las curvas IDF permiten la estimación de volúmenes de drenaje superficial mediante modelos de lluvia- escorrentía en cuencas que no cuentan con registros históricos de caudales. Los Ingenieros Rodrigo Vargas y Mario Díaz-Granados, a partir de curvas IDF generadas para aproximadamente 165 estaciones ubicadas en diversas zonas del territorio nacional, y los resúmenes pluviométricos multianuales de las mismas, elaboraron un estudio en el cual se evaluaron las principales ecuaciones de curvas propuestas por diferentes autores y establecieron nuevas ecuaciones para las principales cuatro regiones geográficas nacionales (Diaz-granados, 1998)."

El método simplificado de cálculo de las curvas intensidad – duración – frecuencia, se debe llevar a cabo siempre y cuando no se disponga de datos históricos de precipitación de corta duración (datos pluviográficos). Para Colombia se propone la ecuación:

Ecuación 1.

$$\frac{aT^b M^d}{\left(\frac{d}{60}\right)^c}$$

Donde:

i: Intensidad de precipitación, en milímetros por hora (mm/h).
T: Periodo de retorno, en años.
M: Promedio multianual de la precipitación máxima anual en 24 horas.
d: Duración de la lluvia de diseño, en minutos (min).
a, b, c, d: Parámetros de ajuste de la regresión.

La intensidad es la tasa de lluvia en milímetros por intervalo de tiempo para una cuenca, la cual se selecciona con base en la duración de la lluvia de diseño. Para las constantes para cada región geográfica en Colombia, son:

Tabla 8. Parámetros de ajuste de la regresión (valores para Colombia)

Región	a	b	c	d
Andina	0.94	0.18	0.66	0.83
Caribe	24.85	0.22	0.50	0.10
Pacífico	13.92	0.19	0.58	0.20
Orinoquía	5.53	0.17	0.63	0.42

Fuente: Instituto Nacional de Vías, 2009.

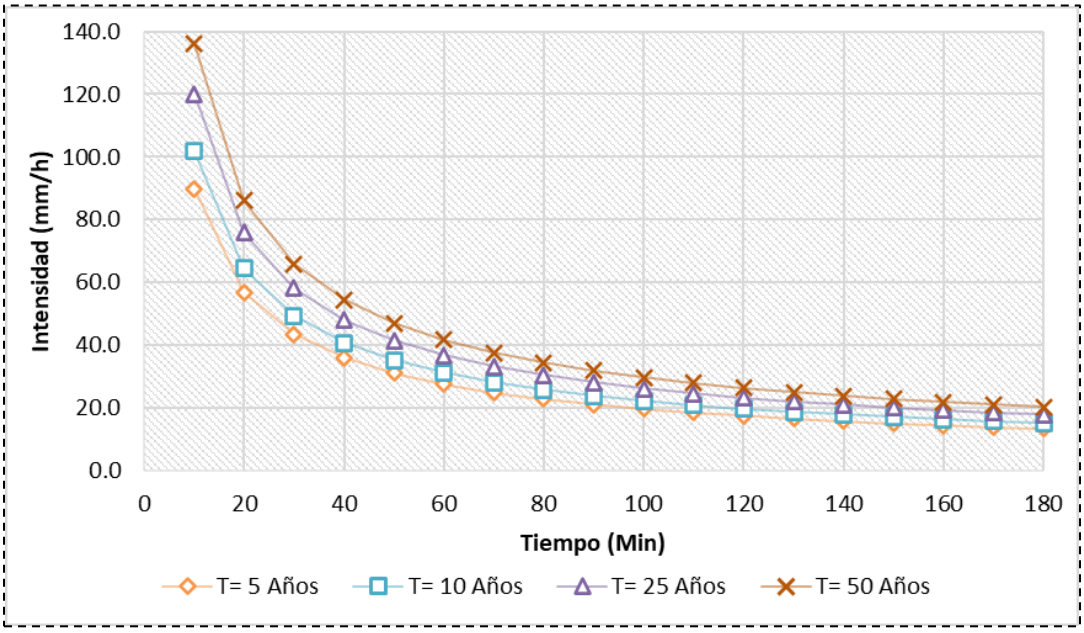
Con las intensidades halladas para diferentes periodos de retorno y diferentes tiempos, como se muestra en la tabla, se construyen las curvas IDF a partir de la precipitación promedio 41.25mm.

Tabla 9. IDF Estación SURBATA BONZA [24035120]

TIEMPO	TIEMPO DE RETORNO			
	5	10	25	50
10	89.810	101.744	119.988	135.933
20	56.839	64.392	75.938	86.029
30	43.493	49.273	58.108	65.830
40	35.972	40.752	48.059	54.446
50	31.046	35.171	41.478	46.990
60	27.526	31.184	36.776	41.662
70	24.863	28.167	33.218	37.632
80	22.766	25.791	30.416	34.458
90	21.063	23.862	28.141	31.880
100	19.648	22.259	26.251	29.739
110	18.450	20.902	24.650	27.926
120	17.421	19.736	23.274	26.367
130	16.524	18.720	22.077	25.010
140	15.735	17.826	21.023	23.817
150	15.035	17.033	20.087	22.756
160	14.408	16.323	19.250	21.807
170	13.843	15.682	18.494	20.952
180	13.330	15.102	17.810	20.176

Fuente: Autor propio

Figura 12. Curvas IDF Estación SURBATA BONZA [24035120]



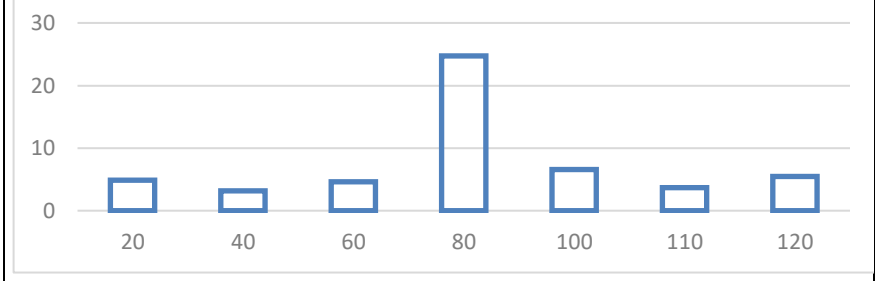
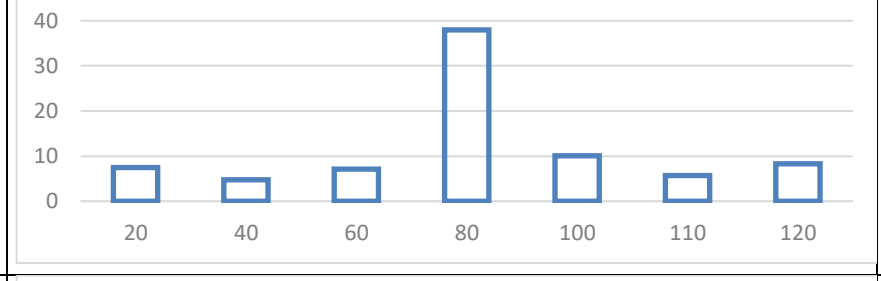
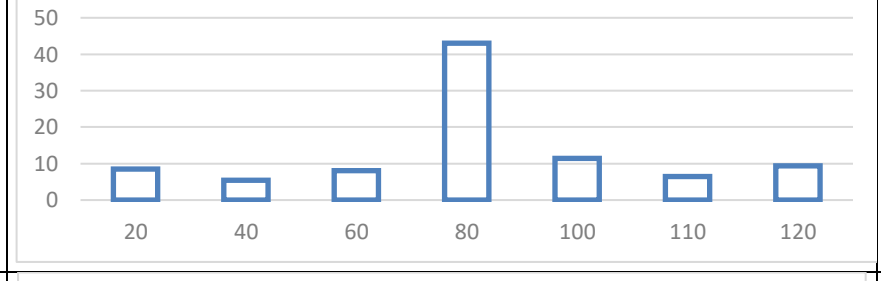
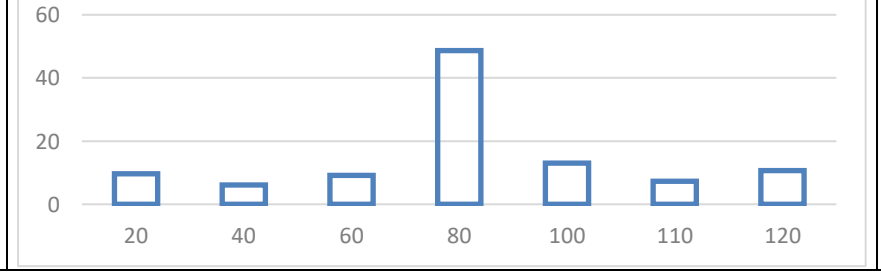
Fuente: Autor propio

Los resultados vistos en la figura anterior representan la intensidad con intervalos cada 10 minutos para la zona de estudio, siendo acorde al tiempo de concentración usado para los cálculos hidráulicos. Aunque en los primeros minutos se evidencian intensidades altas, esto no afecta en los cálculos, ya que a menor tiempo de concentración mayor es la intensidad calculada. Estas intensidades se calibran y se verifican con los resultados de hietogramas de diseño.

3.6.3 Hietogramas de diseño

La metodología se realizó teniendo en cuenta la construcción del hietograma de manera individual en cada periodo de retorno (2.33, 5, 10, 20, 50 y 100 años) a partir de las curvas intensidad – duración y frecuencia, analizando el comportamiento de precipitación con incrementos cada minuto en cada periodo de retorno, para cada uno de estos. El cálculo tanto de hietogramas, se realizó a partir del análisis de escorrentía superficial. Los hietogramas calculados se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 10. Hietogramas

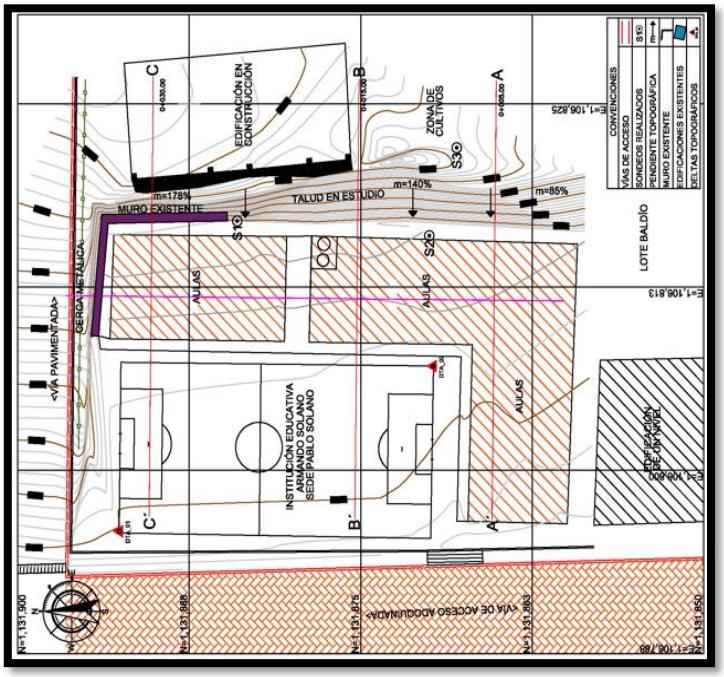
Periodo de retorno 2.33 años		Tiempo 20 40 60 80 100 110 120	P (mm) 4.899 3.128 4.634 24.770 6.583 3.698 5.430
Periodo de retorno 25 años		Tiempo 20 40 60 80 100 110 120	P (mm) 7.510 4.795 7.104 37.969 10.091 5.668 8.324
Periodo de retorno 50 años		Tiempo 20 40 60 80 100 110 120	P (mm) 8.508 5.432 8.048 43.014 11.431 6.422 9.430
Periodo de retorno 100 años		Tiempo 20 40 60 80 100 110 120	P (mm) 9.639 6.154 9.117 48.730 12.950 7.275 10.683

Fuente: Proyecto

3.7 EXPLORACION GEOTECNICA

De acuerdo con los requisitos de la norma NSR-10 título H.3.2.5 para el proyecto del muro de contención, se realizarán Tres (3) sondeos cada uno con una profundidad de 5 a 6m.

Figura 13. Localización de sondeos



Fuente: Estudio Geotécnico

La zona de estudio se caracteriza por presentar una topografía moderada con pendientes longitudinales predominantes entre 0% y 8% se encuentra en la zona de piedemonte del Municipio de Paipa, Boyacá.

Fotografía 6. Localización de Sondeos





Fuente: Estudio Geotécnico

3.7.1 Muestreo - Pruebas in Situ

Basados en el tipo de construcción y con base a las estipulaciones de la NSR 10, se ejecutaron trabajos de campo que permitieran determinar las características y propiedades geomecánicas de los materiales contenidos en el subsuelo para el presente estudio geotécnico de la siguiente forma:

Sondeo manual a una profundidad de 6.00 metros siguiendo la indicación de la norma sismorresistente título H.3.2.5. Profundidad de los sondeos.

Durante el proceso de exploración y muestreo se recuperaron muestras de la siguiente manera:

Alteradas: SS el muestreo se efectuó en forma alterada con tubo partido siguiendo el método de penetración estándar, de acuerdo con la norma
A.S.T.M. D1586-99, (Método Terzagui- INV E-111-07) el cual consiste en hincar a base de golpes una cuchara muestreadora (Split spoon) de 60 cm de largo, 5.08 cm de diámetro exterior y 3.49 cm de diámetro interior mediante la energía proporcionada por una masa de 64 kg de peso que es dejada caer libremente de una altura de 76 cm; el número de golpes (N) necesarios para que la cuchara penetre los 30 cm intermedios nos dan idea de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo. Este tipo de muestras se recuperaron donde el suelo presentaba una consistencia dura o lentes arenosos.

Inalteradas: SH se recuperaron en tubos de pared delgada (Shelby) Realizando el mismo procedimiento anteriormente descrito.

3.7.2 Pruebas en Laboratorio

Para caracterizar las propiedades de las muestras recuperadas en suelo y determinar parámetros de resistencia se realizaron los siguientes ensayos en los suelos encontrados. (Ver anexo)

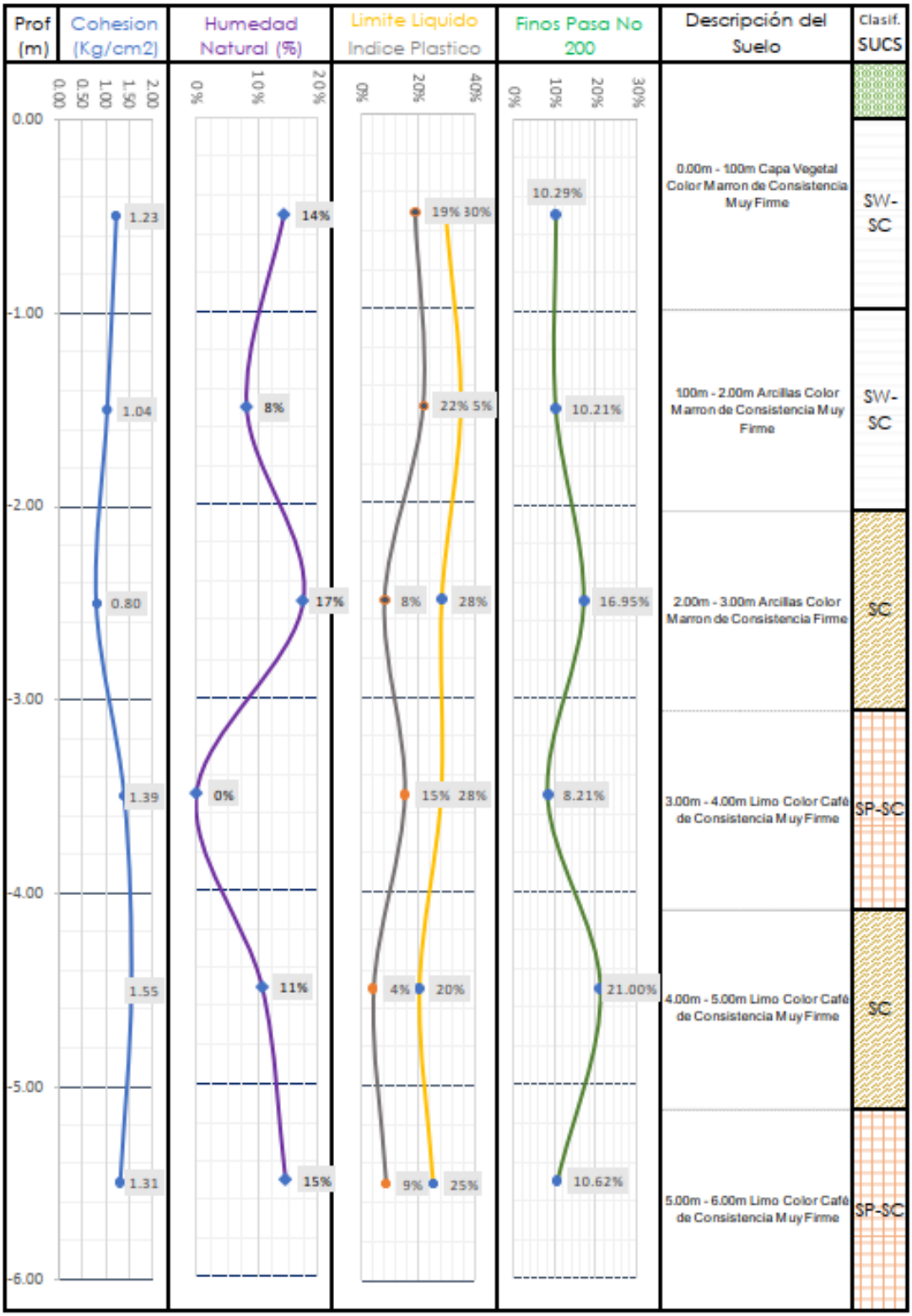
Determinación del contenido de agua (humedad) (I.N.V.E - 122 - 13)
Resistencia a la compresión inconfinada (INV E 152-13)
Límites de Atterberg (INV E 125-13) (INV E 126-13)
Análisis granulométrico de agregados gruesos y finos (I.N.V.E - 123 -13)
Ensayo de corte directo (I.N.V.E - 154 - 13)

Durante el proceso de secado y extendido de las muestras se realizó inspección visual (INV E 102 - 13) para verificar el estado y la variación de ellas con el clima y la temperatura en cuanto a resistencia y color.

Con los resultados de los ensayos, se clasificó el suelo por el sistema unificado de suelos (SUCS) donde se determinaron familias predominantes en el subsuelo y para las cuales se obtuvieron valores de resistencia para establecer el comportamiento del suelo, y con base en este definir el tipo de cimentación.

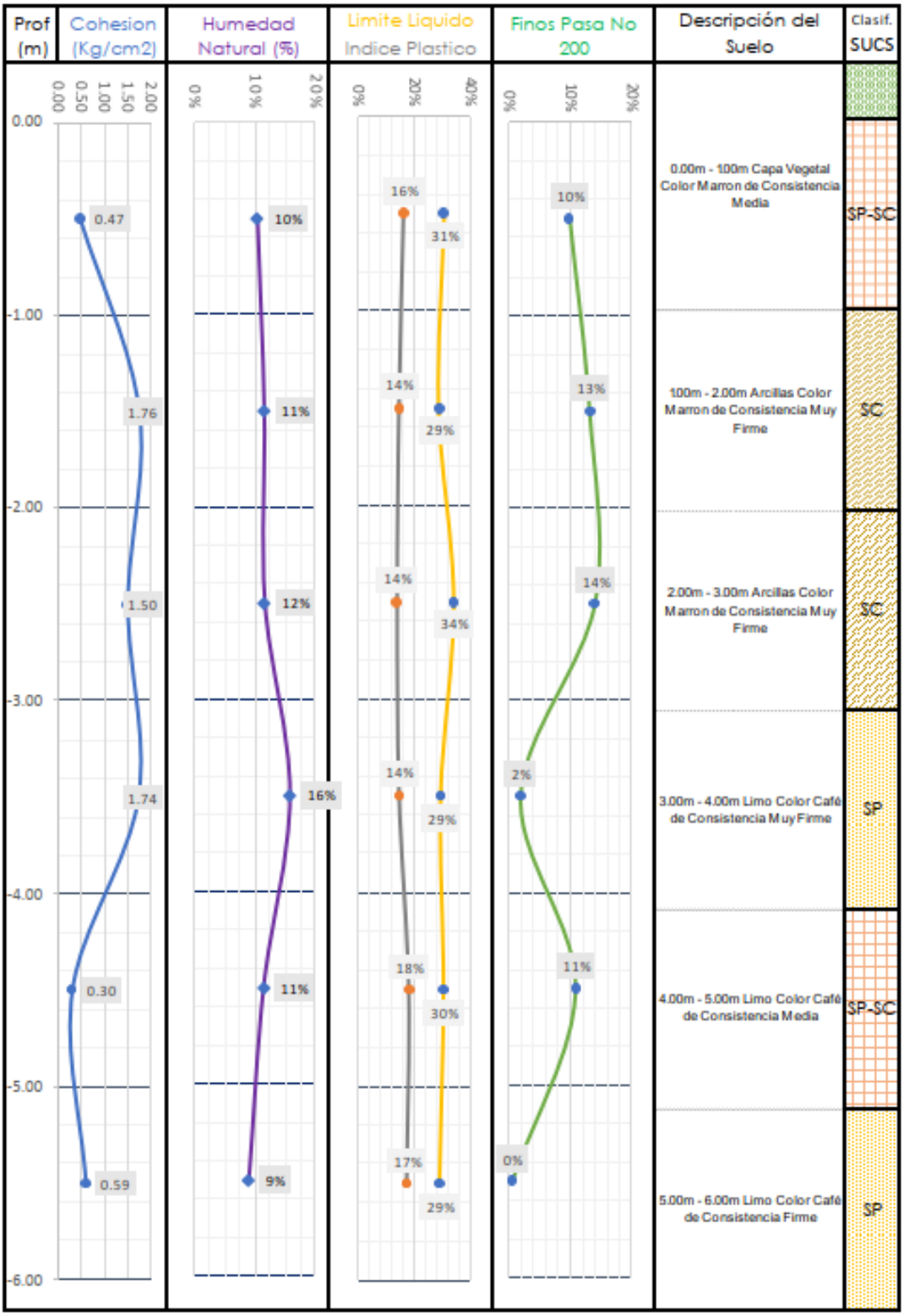
Todos los ensayos se realizaron bajo las especificaciones contempladas en las normas INVIAS, ASTM y NTC. (Ver anexo resultado de pruebas de laboratorio)

Figura 14. Estratigrafía sondeo 1



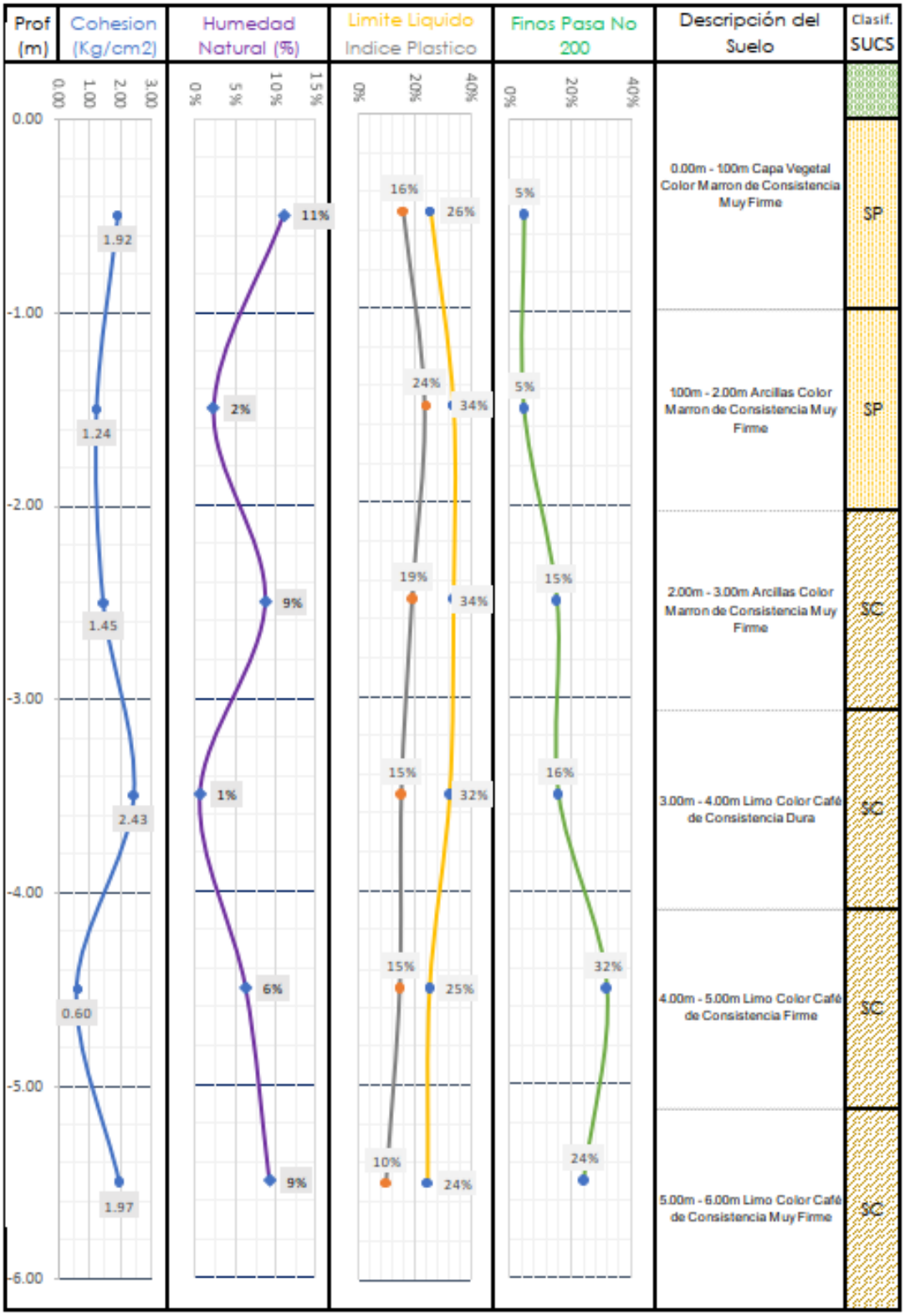
Fuente: Estudio Geotécnico

Figura 15. Estratigrafía sondeo 2



Fuente: Estudio Geotécnico

Figura 16. Estratigrafía sondeo 3



Fuente: Estudio Geotécnico

Tabla 11. Cálculo de capacidad portante

CALCULO DE CAPACIDAD PORTANTE MEDIANTE LA ECUACIÓN GENERAL DE LA CAPACIDAD DE CARGA (MEYERHOF)

Caracteristicas de Carga y FS

Inclinacion de la carga (β)	0°	Angulo de Fricción (φ)	0°
Factor de Seguridad F.S (NSR-10)	2.5	Cohesion C	6.23 Ton/m2
		Peso especifico del suelo	1.92 Ton/m3

Caracteristicas del Suelo

Zapata Tipo	DIMENSIONES				B/L	Df/B	Factores de carga			Factores de forma			Factores de profundidad			Factores de Inclinacion			Sobrecarga q = (γ*Df)	Carga Ultima q_u (Ton/m²)	Carga Admisible q_{adm} (Ton/m²)	Carga Bruta Q_{adm} (Ton)
	Base B (m)	Largo L (m)	Area (m²)	Df			Nc	Nq	Nγ	F_{cs}	F_{qs}	$F_{γs}$	F_{cd}	F_{qd}	$F_{γd}$	F_{ci}	F_{qi}	$F_{γi}$				
Zapatas (Continua)	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	5.14	1.00	0.00	1.19	1.00	0.60	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	38.26	15.30	15.30
	1.00	1.00	1.00	0.20	1.00	0.20	5.14	1.00	0.00	1.19	1.00	0.60	1.08	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.35	41.67	16.67	16.67
	1.00	1.00	1.00	0.40	1.00	0.40	5.14	1.00	0.00	1.19	1.00	0.60	1.16	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.70	45.09	18.04	18.04
	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	5.14	1.00	0.00	1.19	1.00	0.60	1.24	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.06	48.50	19.40	19.40
	1.00	1.00	1.00	0.80	1.00	0.80	5.14	1.00	0.00	1.19	1.00	0.60	1.32	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.41	51.91	20.76	20.76
	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	5.14	1.00	0.00	1.19	1.00	0.60	1.40	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.76	55.33	22.13	22.13
	1.00	1.00	1.00	1.20	1.00	1.20	5.14	1.00	0.00	1.19	1.00	0.60	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	2.11	53.78	21.51	21.51
	1.00	1.00	1.00	1.50	1.00	1.50	5.14	1.00	0.00	1.19	1.00	0.60	1.39	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	2.64	55.94	22.38	22.38

Fuente: Estudio Geotécnico

La capacidad portante calculada para cimientos continuos es de 22.13 Ton/m2, a 1.0 m de cimentación del muro, puede variar de acuerdo a la profundidad final seleccionada para cumplir con volcamiento y desplazamiento.

3.7.3 Parámetros de diseño recomendados

Para garantizar la estabilidad del proyecto se recomienda la construcción de un muro de contención para lo cual se recomienda para el diseño utilizar los siguientes parámetros geotécnicos para el cálculo de empujes laterales de tierra.

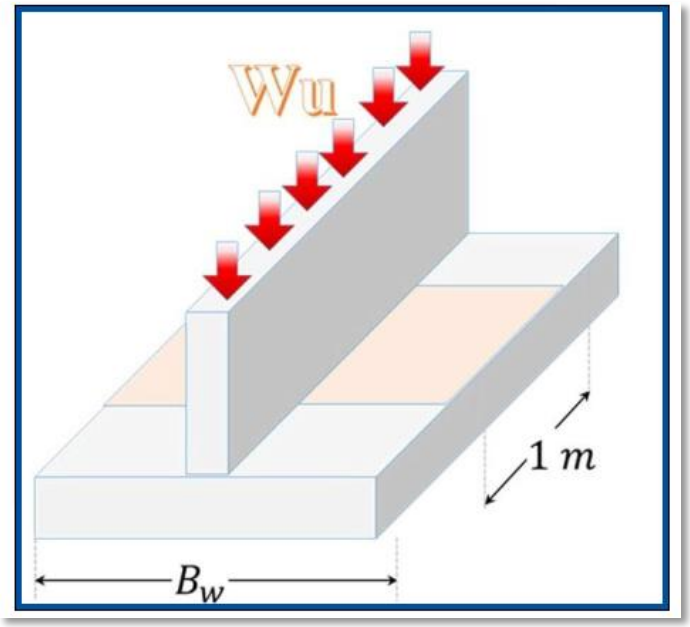
- Angulo de fricción 25°
- Cohesión 5,7 ton/m2
- Peso específico 1.96 ton/m3
- Ka = 0.41 Kp = 2.46

3.7.4 Alternativas de Cimentación

3.7.4.1 Alternativa No 1 de cimientos superficiales (Zapatas Continuas)

De acuerdo al área de construcción del proyecto, al perfil del subsuelo explorado, y al tipo de muro de contención a construirse, lo más adecuado desde el punto de vista técnico y económico, es construir el muro con una cimentación superficial simulando un cimiento continuo. El nivel de fundación para el muro proyectado se establece a 1 m de profundidad respecto de la cota topográfica 2590,5 m.s.n.m., en la Capa B del perfil del subsuelo explorado, la cual corresponde a una arena arcillosa (SC), de resistencia al corte media; sin embargo, para mejorar el suelo de fundación, se debe sobreexcavar 0,5 m por debajo del nivel de fundación recomendado, es decir a (-1,5 m), y construir un concreto ciclópeo de 0,5 m de espesor, y sobre este ciclópeo apoyar la cimentación del muro, es decir que el nivel de fundación queda como se estableció con anterioridad a (-1 m) sobre el ciclópeo recomendado.

Figura 17. Cimentación recomendada

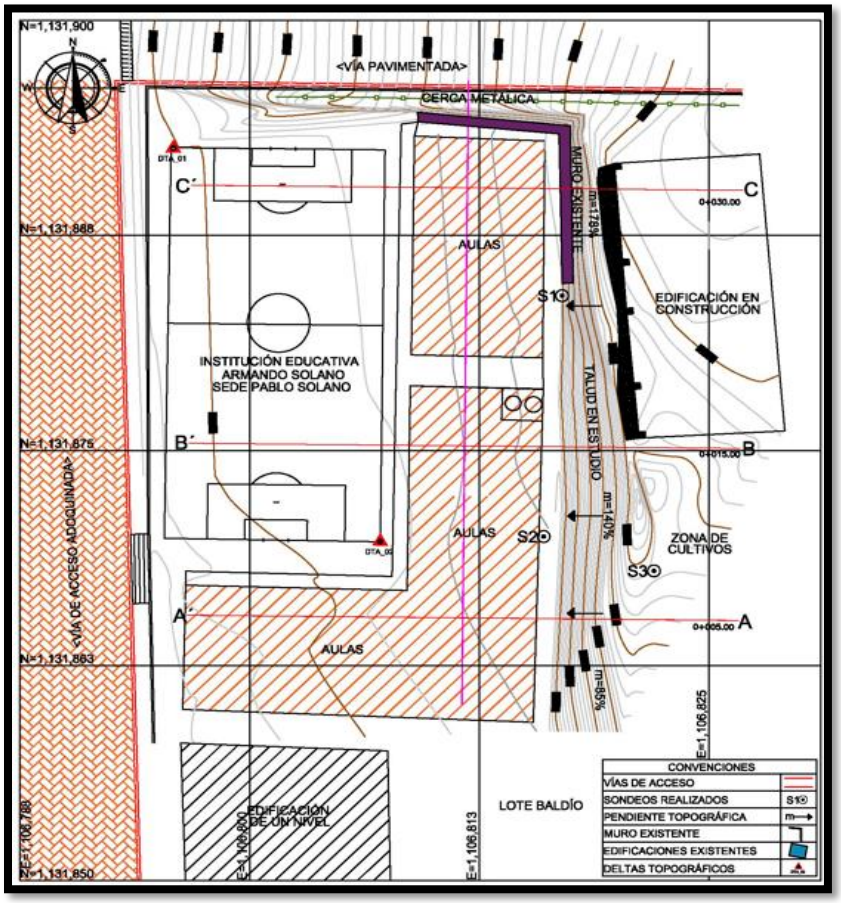


Fuente: Estudio Geotécnico

3.8 ANALISIS DE ESTABILIDAD DEL TALUD EN CONDICIONES ACTUALES

A continuación, se muestran los resultados de los análisis de estabilidad del talud de estudio en condiciones actuales, con base en: los cortes Geológico - Geotécnicos A - A´, B´ - B´ y C - C´, mostrados en la **Figura 18**, la topografía generada de la zona de estudio, los parámetros geomecánicos del subsuelo obtenidos del estudio geotécnico realizado, ver **Tabla 12**, y los parámetros sísmicos donde se encuentra el proyecto; con lo anterior se realizaron análisis estáticos y pseudoestáticos de las condiciones actuales del terreno, permitiendo conocer los factores de seguridad en condiciones actuales para las secciones mencionadas, calculados por el método de Bishop, mediante la aplicación del software Slide V.6.0 de Rocscience, utilizando el modelo de Mohr Coulomb para el suelo residual, basado en lo descrito en el libro Estabilidad de Taludes de (Gerscovich, 2012), y el libro Deslizamientos, Análisis Geotécnico de (Suárez, 2009); para los análisis de estabilidad se simularon las situaciones más críticas, teniendo en cuenta las sobrecargas que originan las edificaciones existentes, las infiltraciones de aguas superficiales debido a la morfología del terreno, y la aceleración sísmica de la zona del proyecto en el caso de los análisis pseudoestáticos.

Figura 18. Ubicación de los perfiles de análisis seleccionados en condiciones actuales



Fuente: Ingeconsult J&C S.A.S. (2022)

Tabla 12. Propiedades geomecánicas del perfil del subsuelo explorado.

CAPA Y/O ESTRATO	PESO UNITARIO TOTAL (t/m³)	ANGULO DE FRICCIÓN ϕ (°)	COHESIÓN C (t/m²)	MODELO
SP	1,96	25	5,7	Mohr Coulomb
SC	1,92	23	6,2	

Fuente: Resultados del estudio geotécnico realizado (2022)

3.8.1 Consideraciones de Agua

Debido a que se están presentando infiltraciones de aguas superficiales dentro del cuerpo del talud en estudio, de acuerdo a la morfología del terreno, por lo cual, para los análisis de estabilidad se asumió un valor de Ru de 0,5, con lo cual se considera que el suelo se encuentra parcialmente saturado; algo importante del Ru es que considera cada punto de suelo saturado, de acuerdo a la cota o profundidad que tenga, esta condición es conservadora en razón a que si

se trabaja con un nivel freático o tabla de agua dada, no todos los puntos están con presión de poros y solo depende de los puntos que estén por debajo de nivel freático, basado en lo descrito en el libro Estabilidad de Taludes de (Gerscovich, 2012), y el libro Análisis Geotécnico-Deslizamientos de (Suárez, 2009).

3.8.2 Consideraciones Sísmicas

De acuerdo con lo estipulado en la NSR-10, en el apéndice A-4 (Ministerio de Ambiente, Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10), ley 400 de 1997 (modificada ley 1229 de 2008), Decreto 926 del 19 de marzo de 2010, 2010); con la ubicación del municipio y el perfil del subsuelo explorado, la zona de estudio tiene un valor de Aa de 0,2g.

Según lo estipulado en el Título H.5.2.5. (Sismo de Diseño) de la NSR-10 (Ministerio de Ambiente, Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10), ley 400 de 1997 (modificada ley 1229 de 2008), Decreto 926 del 19 de marzo de 2010, 2010), se debe emplear la aceleración máxima del terreno obtenida de un espectro para periodo cero, la cual se debe calcular como se muestra en la **Ecuación 2**.

Ecuación 2. Cálculo del coeficiente de aceleración horizontal pico efectiva.

$$amáx = Aa * Fa * I$$

Fuente: NSR-10

Dónde:
Aa: Coeficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva, apéndice A-4, de la NSR-10.
Fa: Coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de periodos cortos, Tabla A.2.4-3, de la NSR-10.
I: Coeficiente de importancia, Tabla A.2.5-1, de la NSR-10.

En la **Tabla 13**, se puede ver el resultado de la aceleración máxima del espectro de diseño para periodo cero (amáx).

Tabla 13. Resultado de la aceleración máxima del espectro de diseño para periodo cero (amáx).

PARÁMETRO	VALOR
Municipio	Paipa
Aa	0,2
Perfil de suelo	D
Fa	1,4
I	1,0
amáx	0,28

Fuente: NSR-10

Teniendo en cuenta lo establecido en el capítulo H.5.2, numeral H.5.2.5. (Sismo de diseño), de la NSR-10 (Ministerio de Ambiente, Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10), ley 400 de 1997 (modificada ley 1229 de 2008), Decreto 926 del 19 de marzo de 2010, 2010), y de acuerdo al tipo de material encontrado dentro de la zona de estudio (materiales térreos), se trabajó con una reducción de 0,67 del valor de la aceleración máxima del espectro de diseño para periodo cero; por lo tanto, para la realización de los análisis de estabilidad en condiciones pseudoestáticas, se asumió un coeficiente sísmico de diseño (Kst) de 0,67 * 0,28 = 0,19g.

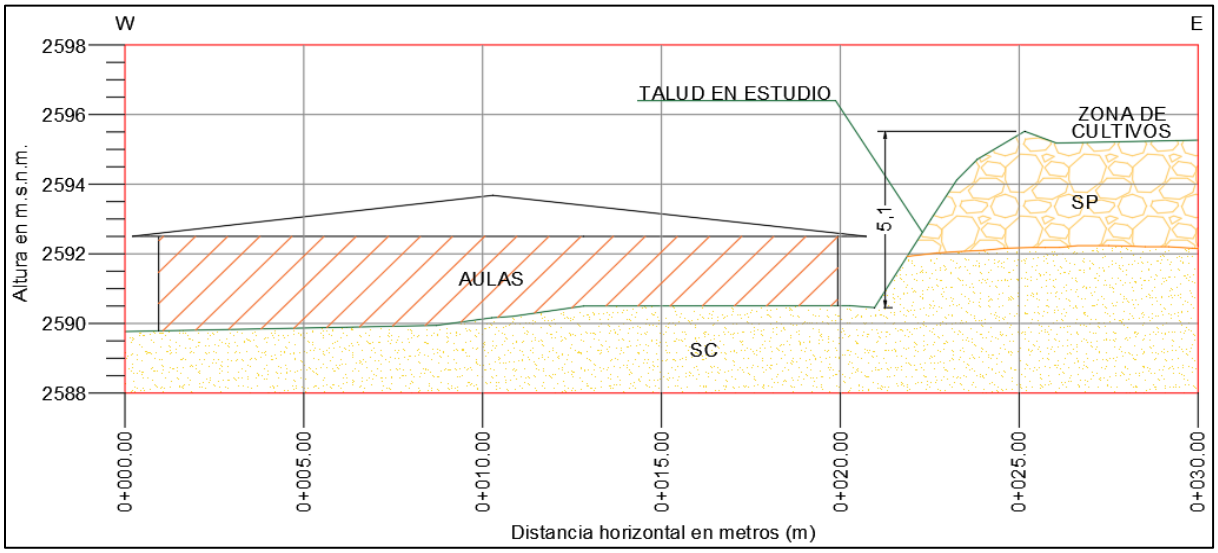
3.8.3 Consideraciones de Sobrecargas

Teniendo en cuenta que existen algunas edificaciones en la parte superior e inferior del talud en estudio; por lo tanto, para los análisis de estabilidad tanto en condiciones actuales como en condiciones finales, se trabajará con un valor de sobrecarga de 25 kn/m^2, la cual se distribuirá en el ancho del talud.

3.8.4 Análisis de Estabilidad en Condiciones Actuales de la Sección A - A´

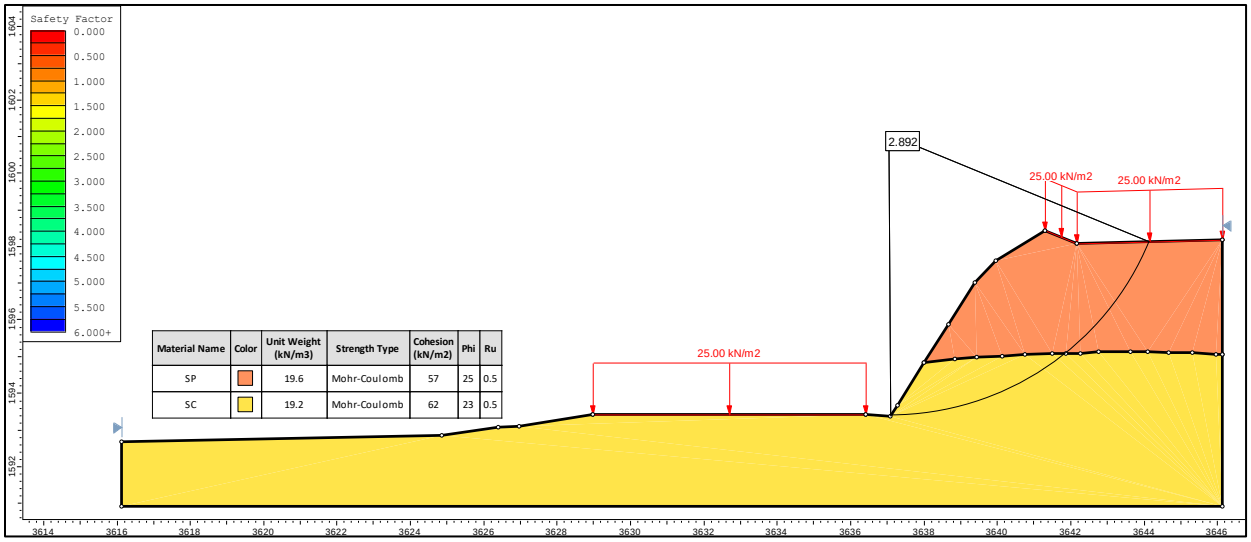
La **Figura 19**, muestra el corte Geológico - Geotécnico A - A´ del terreno en condiciones actuales, la **Figura 20**, muestra el análisis en condición estática de la sección A - A´, y la **Figura 21**, muestra el análisis en condición pseudoestática de la sección A - A´.

Figura 19. Corte Geológico - Geotécnico A - A´, del terreno en condiciones actuales



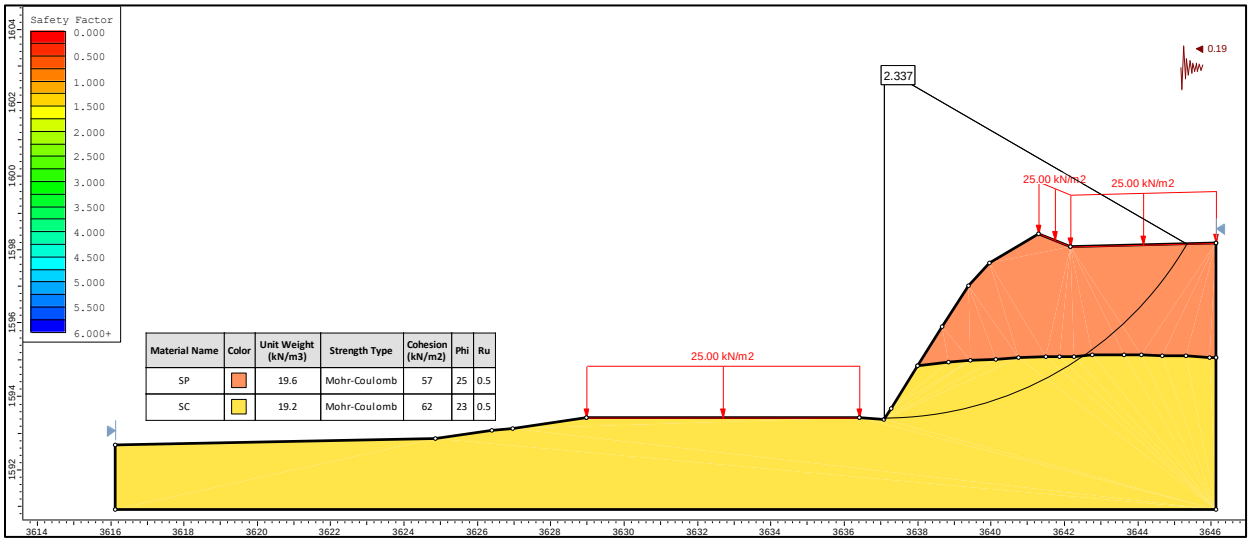
Fuente: Ingeconsult J&C S.A.S. (2022)

Figura 20. Análisis de estabilidad del terreno actual para la sección A - A', en condición estática, con la sobrecarga de 25 kn/m2.



Fuente: Ingeconsult J&C S.A.S. (2022)
El factor de seguridad en este análisis es de 2,892.

Figura 21. Análisis de estabilidad del terreno actual para la sección A - A', en condición pseudoestática, con la sobrecarga de 25 kn/m2.



Fuente: Ingeconsult J&C S.A.S. (2022)
El factor de seguridad en este análisis es de 2,337.

Las superficies de falla mostradas en las figuras anteriores y obtenidas para la sección definida A - A´, corresponden a las condiciones más probables de falla, que pueden presentarse en la actualidad. Los factores de seguridad obtenidos en los análisis de estabilidad realizados en condiciones estáticas y pseudoestáticas para la sección analizada se pueden ver en la **Tabla 14**; los cuales se consideran valores moderados a medios, que están por encima del valor de equilibrio limite, es decir 1,0, con un nivel de amenaza bajo, según los lineamientos establecidos en la Resolución 227 de 2006 del DPAE (DPAE, 2006); por lo tanto, se consideran aceptables y no representan una amenaza latente o de alto riesgo para la estabilidad del terreno en

condiciones actuales.

Tabla 14. Valores de los factores de seguridad en condiciones estáticas y pseudoestáticas, del terreno en condiciones actuales de la sección A - A´.

SECCIÓN ANALIZADA	TALUD ANALIZADO	F.S. EN CONDICIÓN ESTÁTICA	F.S. EN CONDICIÓN PSEUDOESTÁTICA
A - A´	Talud general	2,892	2,337

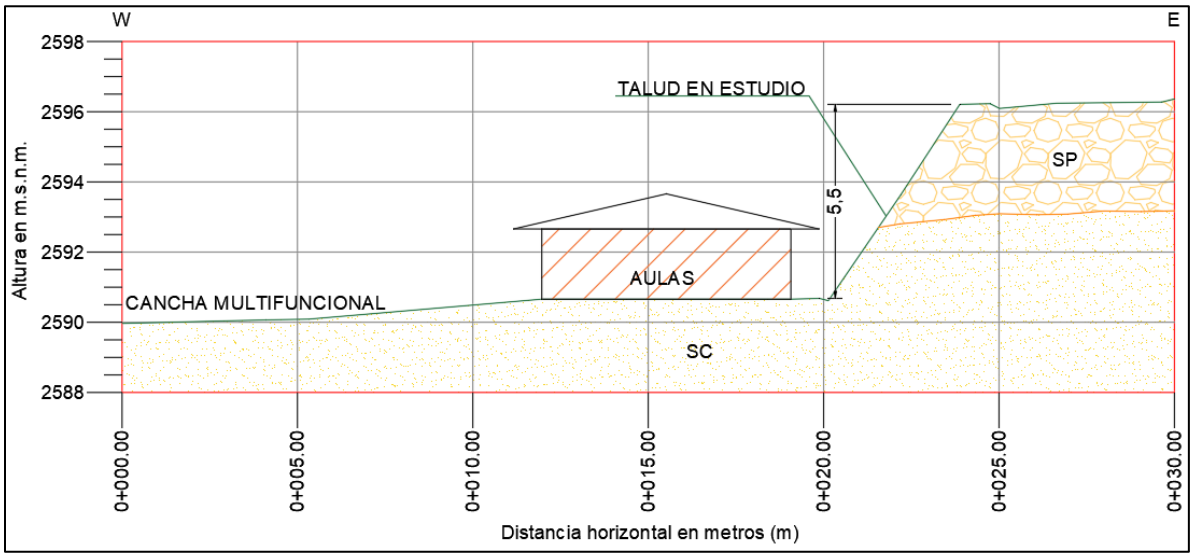
Fuente: Ingeconsult J&C S.A.S. (2022)

De acuerdo con los resultados mostrados en la tabla anterior, se permite concluir que el talud analizado en esta sección se encuentra parcialmente estable en la actualidad, debido a que no se están presentando movimientos grandes de tierra o fallas de fondo, si no por el contrario, se está presentando una falla relativamente superficial.

3.8.5 Análisis de Estabilidad en Condiciones Actuales de la Sección B - B´

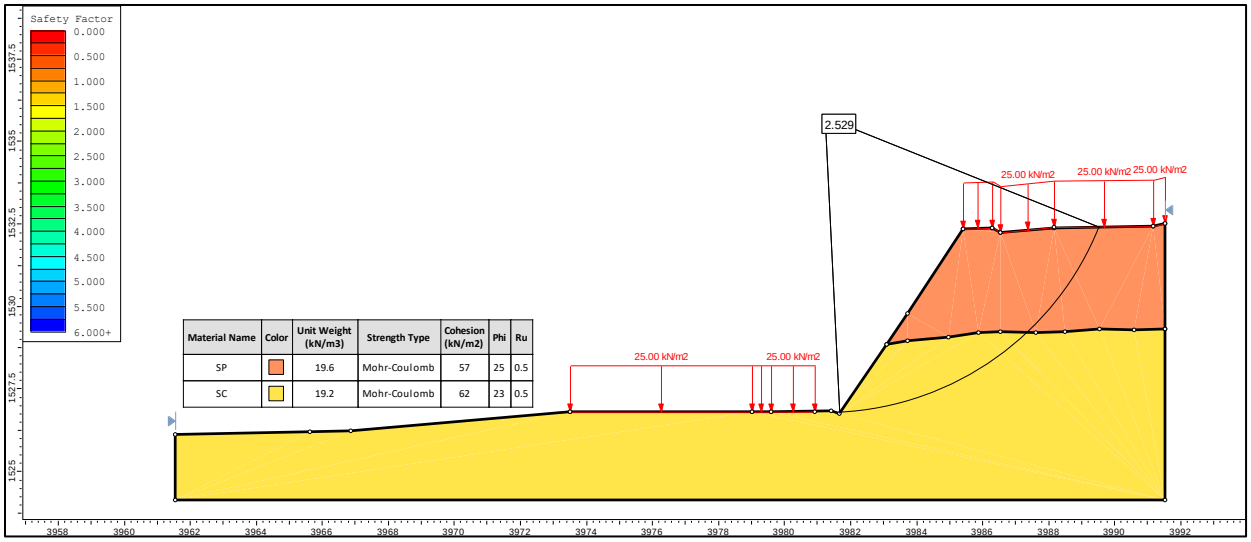
La **Figura 22**, muestra el corte Geológico - Geotécnico B - B´ del terreno en condiciones actuales, la **Figura 23**, muestra el análisis en condición estática de la sección B - B´, y la **Figura 24**, muestra el análisis en condición pseudoestática de la sección B - B´.

Figura 22. Corte Geológico - Geotécnico B - B´, del terreno en condiciones actuales.



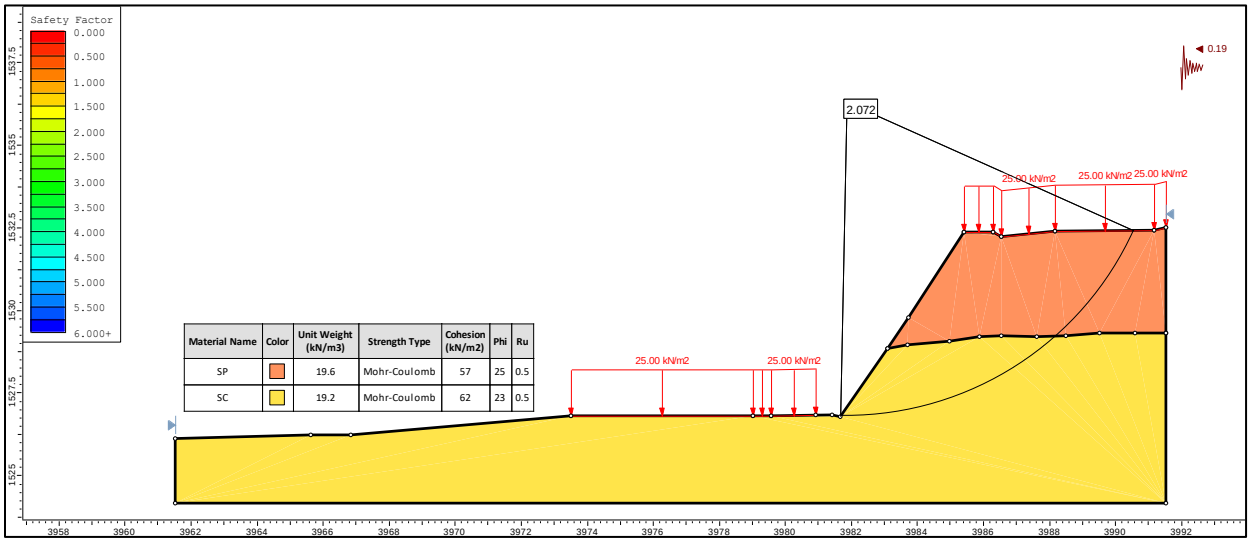
Fuente: Ingeconsult J&C S.A.S. (2022)

Figura 23. Análisis de estabilidad del terreno actual para la sección B - B', en condición estática, con la sobrecarga de 25 kn/m2.



Fuente: Ingeconsult J&C S.A.S. (2022)
El factor de seguridad en este análisis es de 2,529.

Figura 24. Análisis de estabilidad del terreno actual para la sección B - B', en condición pseudoestática, con la sobrecarga de 25 kn/m2



Fuente: Ingeconsult J&C S.A.S. (2022)
El factor de seguridad en este análisis es de 2,072.

Las superficies de falla mostradas en las figuras anteriores y obtenidas para la sección definida B - B´, corresponden a las condiciones más probables de falla, que pueden presentarse en la actualidad. Los factores de seguridad obtenidos en los análisis de estabilidad realizados en condiciones estáticas y pseudoestáticas para la sección analizada se pueden ver en la **Tabla 15**; los cuales se consideran valores moderados a medios, que están por encima del valor de equilibrio limite, es decir 1,0, con un nivel de amenaza bajo, según los lineamientos establecidos en la Resolución 227 de 2006 del DPAE (DPAE, 2006); por lo tanto, se consideran aceptables y no representan una amenaza latente o de alto riesgo para la estabilidad del terreno en

condiciones actuales.

Tabla 15. Valores de los factores de seguridad en condiciones estáticas y pseudoestáticas, del terreno en condiciones actuales de la sección B - B´.

SECCIÓN ANALIZADA	TALUD ANALIZADO	F.S. EN CONDICIÓN ESTÁTICA	F.S. EN CONDICIÓN PSEUDOESTÁTICA
B - B´	Talud general	2,529	2,072

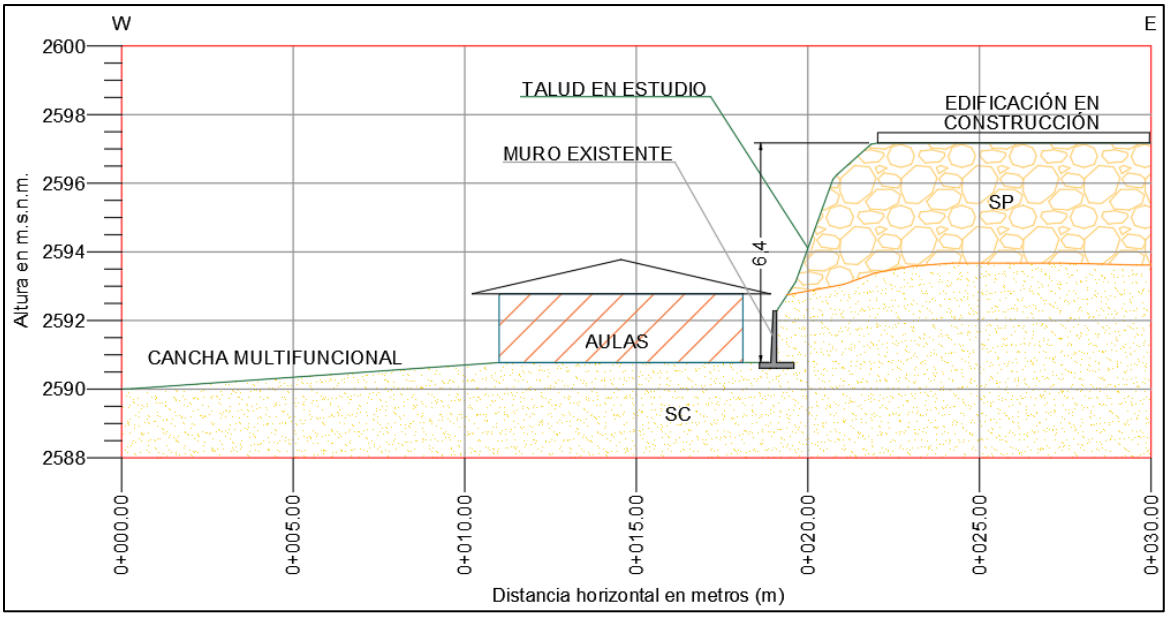
Fuente: Ingeconsult J&C S.A.S. (2022)

De acuerdo con los resultados mostrados en la tabla anterior, se permite concluir que el talud analizado en esta sección se encuentra parcialmente estable en la actualidad, debido a que no se están presentando movimientos grandes de tierra o fallas de fondo, si no por el contrario, se está presentando una falla relativamente superficial.

3.8.6 Análisis de Estabilidad en Condiciones Actuales de la Sección C - C´

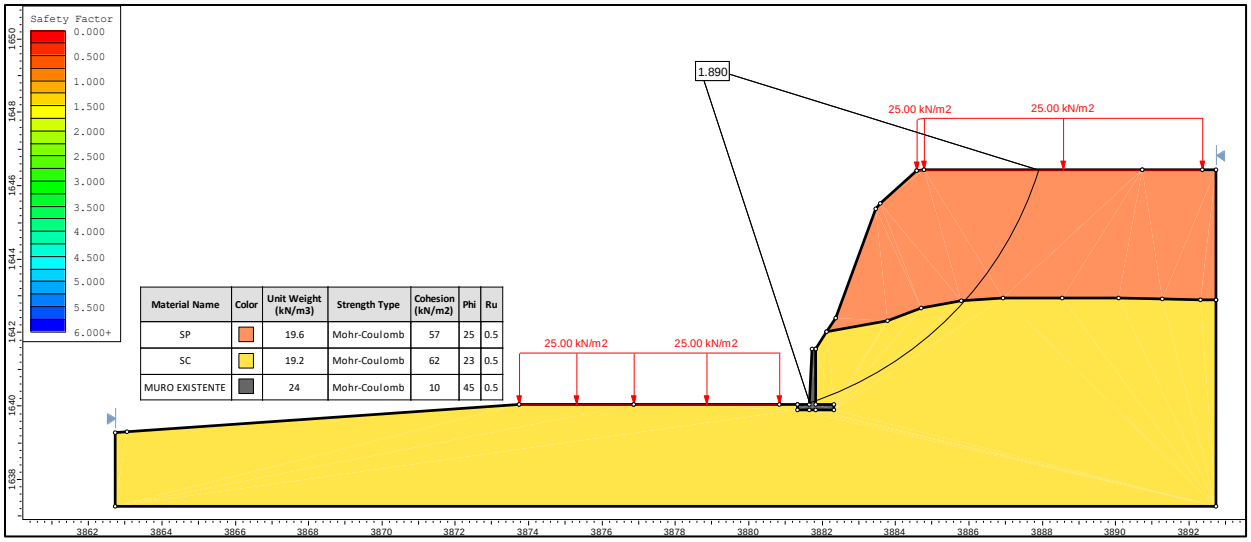
La **Figura 25**, muestra el corte Geológico - Geotécnico C - C´ del terreno en condiciones actuales, la **Figura 26**, muestra el análisis en condición estática de la sección C - C´, y la **Figura 27**, muestra el análisis en condición pseudoestática de la sección C - C´.

Figura 25. Corte Geológico - Geotécnico C - C´, del terreno en condiciones actuales.



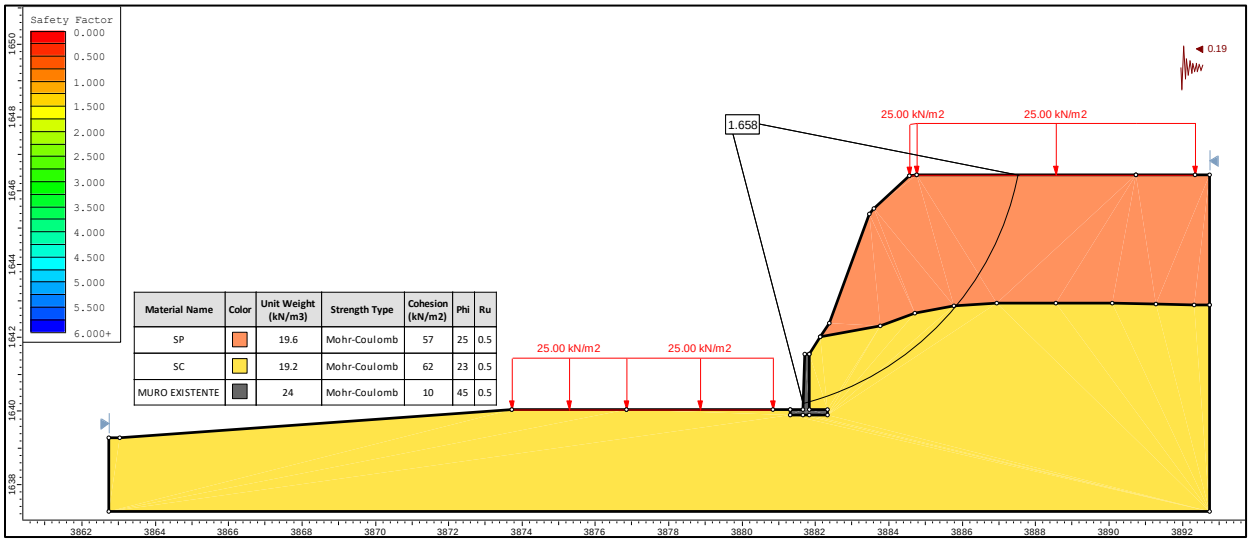
Fuente: Ingeconsult J&C S.A.S. (2022)

Figura 26. Análisis de estabilidad del terreno actual para la sección C - C', en condición estática, con la sobrecarga de 25 kn/m^2.



Fuente: Ingeconsult J&C S.A.S. (2022)
El factor de seguridad en este análisis es de 1,89.

Figura 27. Análisis de estabilidad del terreno actual para la sección C - C', en condición pseudoestática, con la sobrecarga de 25 kn/m^2.



Fuente: Ingeconsult J&C S.A.S. (2022)
El factor de seguridad en este análisis es de 1,658.

Las superficies de falla mostradas en las figuras anteriores y obtenidas para la sección definida C - C´, corresponden a las condiciones más probables de falla, que pueden presentarse en la actualidad. Los factores de seguridad obtenidos en los análisis de estabilidad realizados en condiciones estáticas y pseudoestáticas para la sección analizada se pueden ver en la **Tabla 16**; los cuales se consideran valores moderados a medios, que están por encima del valor de equilibrio limite, es decir 1,0, con un nivel de amenaza bajo, según los lineamientos establecidos en la Resolución 227 de 2006 del DPAE (DPAE, 2006); por lo tanto, se consideran aceptables y no representan una amenaza latente o de alto riesgo para la estabilidad del terreno en

condiciones actuales.

Tabla 16. Valores de los factores de seguridad en condiciones estáticas y pseudoestáticas, del terreno en condiciones actuales de la sección C - C´.

SECCIÓN ANALIZADA	TALUD ANALIZADO	F.S. EN CONDICIÓN ESTÁTICA	F.S. EN CONDICIÓN PSEUDOESTÁTICA
C - C´	Talud general	1,89	1,658

Fuente: Ingeconsult J&C S.A.S. (2022)

De acuerdo con los resultados mostrados en la tabla anterior, se permite concluir que el talud analizado en esta sección, se encuentra parcialmente estable en la actualidad, debido a que no se están presentando movimientos grandes de tierra o fallas de fondo, si no por el contrario, se está presentando una falla relativamente superficial; sin embargo, el muro en concreto existente en este sector presenta una altura muy baja, y ya su funcionamiento no es el adecuado para brindarle estabilidad al talud en este sector, por lo cual, se recomienda la construcción de un nuevo muro en concreto reforzado, con una mayor altura.

Por otra parte, el talud analizado en esta sección presenta los factores de seguridad más bajos con respecto a las otras dos (2) secciones, debido a que el talud en este sector presenta una altura y una pendiente mayor a las otras dos (2) secciones; lo cual, fue generado por la inadecuada construcción de la edificación ubicada en la parte superior de este sector.

En la **Tabla 17**, se puede observar los resultados de los factores de seguridad calculados a las tres (3) secciones definidas, en condiciones actuales.

Tabla 17. Valores de los factores de seguridad en condiciones estáticas y pseudoestáticas, de las tres (3) secciones analizadas, en condiciones actuales.

CONDICIONES ACTUALES			
SECCIÓN ANALIZADA	TALUD ANALIZADO	F.S. EN CONDICIÓN ESTÁTICA	F.S. EN CONDICIÓN PSEUDOESTÁTICA
A - A´	Talud general	2,892	2,337
B - B´	Talud general	2,529	2,072
C - C´	Talud general	1,89	1,658

Fuente: Ingeconsult J&C S.A.S. (2022)

Según los resultados de los factores de seguridad calculados, en los análisis de estabilidad realizados a las tres (3) secciones definidas, se concluye que el talud de la zona de estudio, se encuentra parcialmente estable, debido a que no se están presentando movimientos grandes de tierra o fallas de fondo, si no por el contrario, se están presentando fallas relativamente superficiales, lo cual no significa que el talud permanezca estable a través del tiempo, además, el muro en concreto existente presenta una altura muy baja, y ya su funcionamiento no es el adecuado para brindarle estabilidad al talud en este sector; por lo tanto, la estabilidad del talud está sujeta a que se diseñe y construya un nuevo muro en concreto reforzado en toda la longitud del talud, a la reconformación del terreno, a la empradización y reforestación de los taludes existentes que carezcan de capa vegetal y los generados durante la reconformación del terreno, y al diseño y construcción de sistemas de drenaje, que capten, conduzcan y descarguen técnicamente las aguas lluvias y de escorrentía, al sistema de alcantarillado del sector o a un lugar seguro, sin que estas provoquen problemas de inestabilidad.

3.9 DISEÑO ESTRUCTURA DE CONTENCIÓN

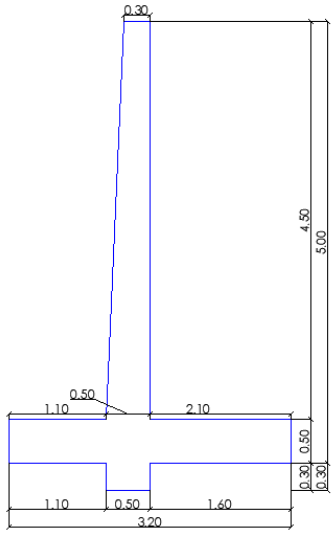
3.9.1 Alcance del proyecto

Se presentan las memorias de cálculo y las consideraciones pertinentes emanados del análisis estructural. También son reflejados todos los criterios y aspectos concernientes al cálculo y diseño de un muro de contención reforzados tipo cantiléver o en voladizo.

3.9.2 Características de la obra

La obra consiste en la construcción de un muro de contención que es solicitado con el fin de evitar los daños en el deslizamiento de material generados por las condiciones climáticas, por ello, se plantea la construcción de un muro tipo voladizo, en concreto reforzado que va a contener material seleccionado a una altura libre de 4.00 metros, como se muestra en la **Figura 28**.

Figura 28. Muro tipo voladizo



Fuente: Autor

3.9.3 Calidad de los materiales

3.9.3.1 Concreto

Esfuerzo a compresión. F'c = 21 MPa.
Masa por unidad de volumen. γ_c = 2.4 ton/m^3.
Módulo de elasticidad. E_c = 3900 $\sqrt{f'c}$= 17.87 GPa.

3.9.3.2 Acero de refuerzo

Esfuerzo a la fluencia. Fy = 420 MPa.
Masa por unidad de volumen. γ_c = 7.8 ton/m3.
Módulo de elasticidad. Ea = 200 GPa.

3.9.4 Parámetros de estudios del terreno

Según el correspondiente estudio de suelos se realizaron 3 sondeos en el eje central donde será construido el muro de contención. Sondeos a una profundidad de 6 metros, en los cuales NO se encontró nivel freático.

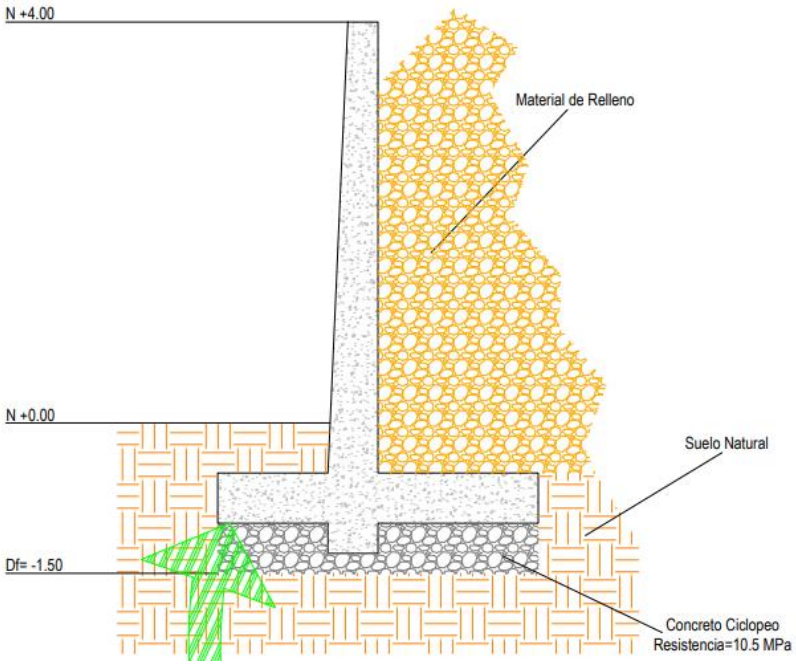
Las sugerencias obtenidas en el estudio de suelos se basan en la construcción de muros de contención tipo cantiléver.
para lo cual se recomienda para el diseño utilizar los siguientes parámetros geotécnicos para el cálculo de empujes laterales de tierra.

- Angulo de fricción 25°
- Cohesión 5,7 ton/m2
- Peso específico 1.96 ton/m3
- Ka = 0.41 Kp = 2.46

3.9.4.1 Tipo de Cimentación

La recomendación presentada y la más idónea es una cimentación superficial, tipo cimiento continúo y contención con fuste, con un mejoramiento en concreto ciclópeo con el fin de aumentar el coeficiente de fricción (0.65) para mejorar las condiciones del terreno.

Figura 29. Tipo de cimentación diseñada.



Fuente: Autor

3.9.4.2 Capacidad portante

Para el tipo de cimentación presentado se tiene una capacidad portante última de 55.33 t/m2. Con esta capacidad portante se va a realizar el diseño de los muros de contención.

Figura 30. Capacidad portante admisible del terreno.

CALCULO DE CAPACIDAD PORTANTE MEDIANTE LA ECUACIÓN GENERAL DE LA CAPACIDAD DE CARGA (MEYERHOF)

Caracteristicas de Carga y FS		*Caracteristicas del Suelo*	
Inclinacion de la carga (β)	0°	Angulo de Fricción (φ)	0°
Factor de Seguridad F.S (NSR-10)	2.5	Cohesion C	6.23 Ton/m2
		Peso especifico del suelo	1.92 Ton/m3

Zapata Tipo	DIMENSIONES				B/L	Df/B	Factores de carga			Factores de forma			Factores de profundidad			Factores de Inclinacion			Sobrecarga q = (γ*Df)	Carga Ultima q_u (Ton/m²)	Carga Admisible q_{adm} (Ton/m²)	Carga Bruta Q_{adm} (Ton)
	Base B (m)	Largo L (m)	Area (m²)	Df			Nc	Nq	Nγ	F_{cs}	F_{qs}	$F_{γs}$	F_{cd}	F_{qd}	$F_{γd}$	F_{ci}	F_{qi}	$F_{γi}$				
Zapatas (Continua)	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	5.14	1.00	0.00	1.19	1.00	0.60	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	38.26	15.30	15.30
	1.00	1.00	1.00	0.20	1.00	0.20	5.14	1.00	0.00	1.19	1.00	0.60	1.08	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.35	41.67	16.67	16.67
	1.00	1.00	1.00	0.40	1.00	0.40	5.14	1.00	0.00	1.19	1.00	0.60	1.16	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.70	45.09	18.04	18.04
	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	5.14	1.00	0.00	1.19	1.00	0.60	1.24	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.06	48.50	19.40	19.40
	1.00	1.00	1.00	0.80	1.00	0.80	5.14	1.00	0.00	1.19	1.00	0.60	1.32	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.41	51.91	20.76	20.76
	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	5.14	1.00	0.00	1.19	1.00	0.60	1.40	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.76	55.33	22.13	22.13
	1.00	1.00	1.00	1.20	1.00	1.20	5.14	1.00	0.00	1.19	1.00	0.60	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	2.11	53.78	21.51	21.51
	1.00	1.00	1.00	1.50	1.00	1.50	5.14	1.00	0.00	1.19	1.00	0.60	1.39	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	2.64	55.94	22.38	22.38

Fuente: Autor

3.9.4.3 Parámetros de diseño sismo resistente

De acuerdo al reglamento colombiano NSR-10, se dan los parámetros de diseño en el estudio de suelos.

PROYECTO	CONSTRUCCIÓN DE MURO DE CONTENCIÓN	
LOCALIZACIÓN	PAIPA, BOYACÁ	
ZONA DE AMENAZA SÍSMICA	ALTA	
PERFIL DE SUELO	D	
GRUPO DE USO	I	(NSR-10 A.2.5)
COEFICIENTE DE ACELERACIÓN PICO EFECTIVA (Aa)	0.20	Estudio de suelos
COEFICIENTE DE VELOCIDAD PICO EFECTIVA (Av)	0.25	Estudio de suelos
CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO	22.38 TON/M2 (Estudio de suelos)	
NIVEL DE EXCAVACIÓN	-1.50 m (Estudio de suelos)	
COEFICIENTE DE AMPLIACIÓN (Fa)	1.40	(NSR-10 Tabla A.2.4-3)
COEFICIENTE DE AMPLIACIÓN (Fv)	1.90	(NSR-10 Tabla A.2.4-4)
COEFICIENTE DE IMPORTANCIA (I)	1.00	(NSR-10 Tabla A.2.5-1)

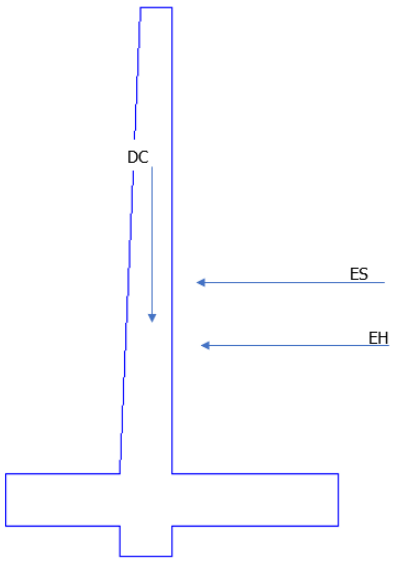
3.9.5 Análisis de carga para muro de contención reforzado

Para el debido análisis de carga, se definieron las cargas a considerar para el cálculo y el diseño de los muros de contención reforzados.

3.9.5.1 Cargas permanentes

- DC = Peso propio de los componentes estructurales y de los accesorios no estructurales.
- EH = Empuje horizontal del suelo.
- ES = Sobrecarga del suelo.

Figura 31. Esquema y ubicación de cargas.

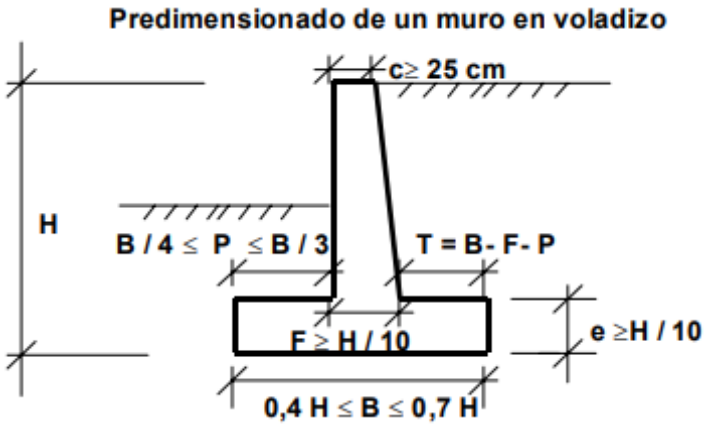


Fuente: Autor

3.9.6 Análisis y chequeos

Con base a la altura total del muro se realiza una pre dimensión del muro con base a la siguiente ilustración.

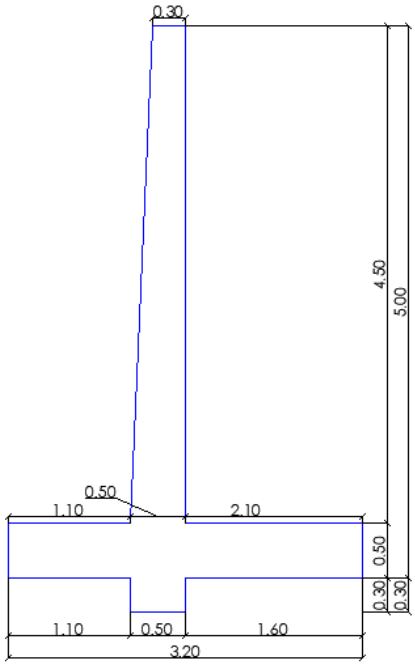
Figura 32. Predimensionamiento de muro en voladizo



Fuente: Autor

Luego de una serie de iteraciones, se cumple con las verificaciones con y sin sismo para el volcamiento y el deslizamiento.

Figura 33. Dimensionado final del muro de contención.



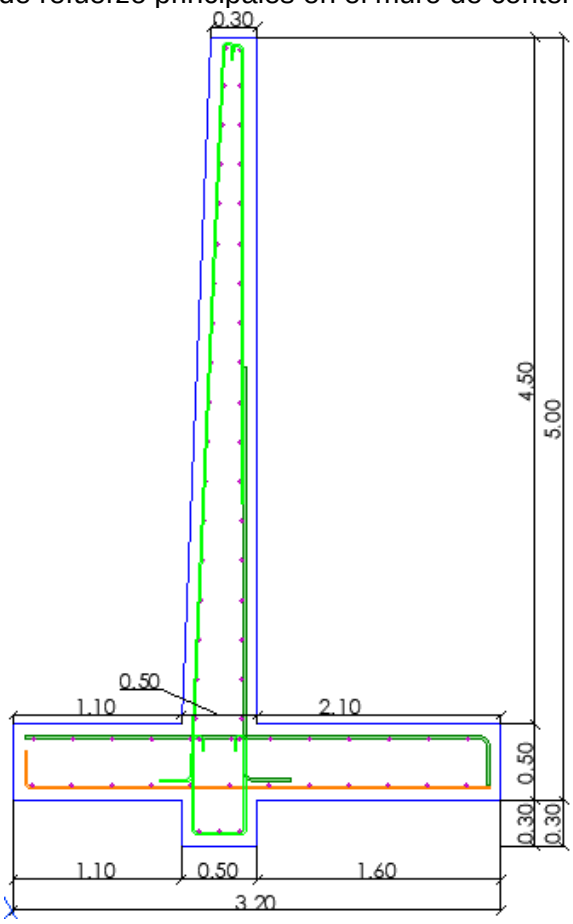
Fuente: Autor

3.9.7 Diseño estructural

El diseño estructural se realiza teniendo como fundamento los dos refuerzos principales en esta sección. Tal como se evidencia en la siguiente ilustración.

Cada elemento fue diseñado a flexión y a cortante con el finde garantizar el comportamiento óptimo del muro.

Figura 34. Identificación de refuerzo principales en el muro de contención.



Fuente: Autor

3.9.8 MEMORIAS DE CALCULO

HOJA DE CÁLCULO PARA PREDIMENSIONAMIENTO DE MUROS DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO

PARÁMETROS DE ENTRADA

SUELO FUNDACIÓN		SUELO RELLENO	
γ (kgf/m3) =	1900	γ (kgf/m3) =	1860
Df (m) =	1	ϕ (°) =	25
ϕ (°) =	23	c (kgf/cm2) =	0.57
c (kgf/cm2) =	0.62		
qult (kgf/cm2) =	5.533		
F.S. adm =	2.5		

MATERIALES		SOBRECARGAS	
f'c (Kgf/cm2) =	210	q (kgf/m2) =	2500
Fy (Kgf/cm2) =	4200	Aa =	0.20
γc (kgf/m3) =	2500	Drenar aguas lluvias =	

H (m) =	5.00	ψ (°) =	90
		β (°) =	0
B (m) =	3.20		
F (m) =	0.50		
P (m) =	1.10		
c (m) =	0.30		
e (m) =	0.50		
Hd (m) =	0.40		
Bd (m) =	0.50		
T (m) =	1.60		
H_{fuste} (m) =	4.50		

CASO 1: EMPUJE DE TIERRA + SOBRECARGA

Cálculo del peso propio del muro y su centro de gravedad con respecto al punto de giro

FIGURA	Brazo X (m)	Brazo Y (m)	Peso (kgf/m)	Peso * Brazo X (kgf-m/m)	Peso * Brazo X (kgf-m/m)
1	1.60	0.25	4000.00	6400.00	1000.00
2	1.23	2.00	1125.00	1387.50	2250.00
3	1.45	2.75	2250.00	3262.50	6187.50
		Σ	7375.00	11050.00	9437.50

Xcg (m) =	1.50	Coordenada X del centro de gravedad del muro
Ycg (m) =	1.28	Coordenada Y den centro de gravedad del muro

CÁLCULO DE CARGAS ACTUANTES

Vertical	Ws (kgf/m) =	4000.00		Peso de la **sobrecarga** sobre el relleno limitada por el talón y la corona del muro
Horizontal	Brazo Ws (m) =	3.05		**Distancia de aplicación en X de la sobrecarga vertical**
Vertical	Wr (kgf/m) =	13392.00		Peso del **relleno** sobre el talón
Horizontal	Brazo Wr (m) =	2.40		**Distancia de aplicación en X de la sobrecarga vertical**
Horizontal	Ka =	0.400	0.406	Coeficiente de **empuje activo**, debe ser validado con geotecnia
Horizontal	Ea (kgf/m) =	9300.00	9300.000	**Empuje activo**
Vertical	Brazo Ea (m) =	1.67		**Distancia de aplicación en altura del empuje activo**
Horizontal	Es (kgf/m) =	5000.00		**Empuje lateral por sobrecarga**
Vertical	Brazo Es (m) =	2.50		**Distancia de aplicación en altura del empuje lateral por sobrecarga**
	Eh(kgf/m) =	14300.00		**Empuje lateral total sobre el muro (activo + sobrecarga lateral)**
	Rv (kgf/m) =	24767.00		**Resultante de las cargas verticales**

CHEQUEO DE ESTABILIDAD POR DESLIZAMIENTO						
	δ (°)=	**15.33**	15.333	**Ángulo de fricción suelo - muro = 2/3*ϕ, debe validarse con geotecnia**		
	μ =	**0.650**	0.274	**Coeficiente de fricción (tan δ), debe ser validado por geotecnia**		
	c' (kgf/m2) =	**3100.0**	3100.000	**Cohesión efectiva de la fundación, debe ser validado por geotecnia**		
	Kp =	2.28	2.282622982			
	σ_{sup} (kgf/cm2) =	4332.00				
	σ_{inf} (kgf/cm2) =	6064.80				
Horizontal	**Ep (kgf/m) =**	2079.36		**Empuje pasivo tras la fundación**		
	Fr (kgf/m) =	28097.91	→	**Eh(kgf/m) =**	14300.00	
	FACTOR DE SEGURIDAD MÍNIMO					
	FSd =	1.96	>=	1.50	**OK DESLIZAMIENTO**	
CHEQUEO DE ESTABILIDAD POR VOLCAMIENTO						
	Mv (kgf-m/m) =	28000		Momento de volcamiento		
	Me (kgf-m/m) =	55390.8		Momento de estabilidad		
	FACTOR DE SEGURIDAD MÍNIMO					
	FSv =	1.98	>=	1.50	**OK VOLCAMIENTO**	
VERIFICACIÓN POR CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO						
	Xr (m) =	1.11		**Punto de aplicación de la fuerza resultante**		
	ex (m) =	0.49		**Excentricidad de la resultante vertical**		
	B/6 (m) =	0.53		Base sextos		
		0.49	≤	**0.53**	**OK EXCENTRICIDAD**	
PRESIÓN DE CONTACTO MURO - SUELO DE FUNDACIÓN						
	σ_{adm} (kgf/cm2) =	2.21		**Capacidad portante del suelo de fundación, validar con geotecnia**		
	σ_{max} (kgf/cm2) =	1.49		**OK SUELO DE FUNDACIÓN**		
	σ_{min} (kgf/cm2) =	0.06				
CASO 2: EMPUJE DE TIERRA + SOBRECARGA + SISMO						
	Csh =	0.10		**Coeficiente sísmico horizontal**		
	Csv =	0.07		**Coeficiente sísmico vertical**		
	θ (°) =	6.14		**Angulo Tetha**		
Horizontal	**Fspp (kgf/m) =**	737.50				
Vertical	**Brazo Fspp (m) =**	1.28				
	Kas =	0.445	0.445328636	**Coeficiente de presión dinámica activa Kas**		
Horizontal	**ΔDEa (kgf/m) =**	980.12				
Vertical	**Brazo ΔDEa (m) =**	3.33				
CHEQUEO DE ESTABILIDAD POR DESLIZAMIENTO						
	Fr (kgf/m) =	28097.91				
	Eh (kgf/m) =	16017.62				
	FACTOR DE SEGURIDAD MÍNIMO					
	FSd =	1.75	>=	1.40	**OK DESLIZAMIENTO**	

CHEQUEO DE ESTABILIDAD POR VOLCAMIENTO

Mv (kgf-m/m) =	32210.81			
Me (kgf-m/m) =	55390.80			
FACTOR DE SEGURIDAD MÍNIMO				
FSv =	1.72	>=	1.40	OK VOLCAMIENTO

VERIFICACIÓN POR CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

Xr (m) =	0.94		Punto de aplicación de la fuerza resultante
ex (m) =	0.66		Excentricidad de la resultante vertical
B/6 (m) =	0.53		Base sextos
	0.66	≤	0.53

PRESIÓN DE CONTACTO MURO - SUELO DE FUNDACIÓN

σ_{adm} (kgf/cm2) =	2.77	Capacidad portante del suelo de fundación, validar con geotecnia
σ_{max} (kgf/cm2) =	1.74	OK SUELO DE FUNDACIÓN
σ_{min} (kgf/cm2) =	-0.19	

DISEÑO ESTRUCTURAL - FUSTE

FACTOR DE MAYORACIÓN DE CARGA	1.50
m =	23.53

SOLICITACIONES CASO DE CARGA SIN SISMO

PROFUNDIDAD FUSTE (m)	Espesor de fuste e (m)	Espesor efectivo de fuste d (m)	EH (kgf/m)	Mu1 (kgf-m/m) (Mr)	ELS (kgf/m)	Mu2 (kgf-m/m) (Mr)	Mu total (kgf*m/m) (Mr)
0.00	0.30	0.22	0	0	0	0	0
0.45	0.32	0.24	113	17	675	152	169
0.90	0.34	0.26	452	136	1350	608	743
1.35	0.36	0.28	1017	458	2025	1367	1825
1.80	0.38	0.30	1808	1085	2700	2430	3515
2.25	0.40	0.32	2825	2119	3375	3797	5916
2.70	0.42	0.34	4068	3661	4050	5468	9129
3.15	0.44	0.36	5537	5814	4725	7442	13255
3.60	0.46	0.38	7232	8678	5400	9720	18398
4.05	0.48	0.40	9153	12356	6075	12302	24658
4.50	0.50	0.42	11300	16949	6750	15188	32137

SOLICITACIONES CASO DE CARGA CON SISMO

PROFUNDIDAD FUSTE (m)	Espesor de fuste e (m)	Espesor efectivo de fuste d (m)	EH (kgf/m) (PAE2) Empuje activo estático	Mu1 (kgf-m/m) (Mr)	Mu total (kgf*m/m) (Mr)
0.00	0.30	0.22	0	0	0
0.45	0.32	0.24	113	17	17
0.90	0.34	0.26	452	136	136
1.35	0.36	0.28	1017	458	458
1.80	0.38	0.30	1808	1085	1085
2.25	0.40	0.32	2825	2119	2119
2.70	0.42	0.34	4068	3661	3661
3.15	0.44	0.36	5537	5814	5814
3.60	0.46	0.38	7232	8678	8678
4.05	0.48	0.40	9153	12356	12356
4.50	0.50	0.42	11300	16949	16949

PROFUNDIDAD FUSTE (m)	SOLICITACIONES SIN SISMO		SOLICITACIONES CON SISMO		DISEÑO POR FLEXIÓN			
	Mu sin sismo (Mr) (kgf-m/m)	Vu sin sismo (kgf/m)	Mu con sismo (kgf-m/m)	Vu con sismo (kgf/m)	Mr max (kgf-m/m)	ρ nec	As nec (cm2/m)	As min (cm2/m)
0.00	0	0	0	0	0	0.00000	0.00	2.70
0.45	169	788	17	113	169	0.00008	0.19	2.88
0.90	743	1802	136	452	743	0.00029	0.76	3.06
1.35	1825	3042	458	1017	1825	0.00062	1.74	3.24
1.80	3515	4508	1085	1808	3515	0.00105	3.14	3.42
2.25	5916	6200	2119	2825	5916	0.00156	4.98	3.60
2.70	9129	8118	3661	4068	9129	0.00214	7.29	3.78
3.15	13255	10262	5814	5537	13255	0.00280	10.07	3.96
3.60	18398	12632	8678	7232	18398	0.00352	13.36	4.14
4.05	24658	15228	12356	9153	24658	0.00429	17.18	4.32
4.50	32137	18050	16949	11300	32137	0.00513	21.54	4.50

DEFINICIÓN DE ACERO DE REFUERZO PARA EL FUSTE

PROFUNDIDAD FUSTE (m)	As (cm2/m)	SEPARACIÓN #3 (m)	SEPARACIÓN #4 (m)	SEPARACIÓN #5 (m)	SEPARACIÓN #6 (m)	SEPARACIÓN #7 (m)	SEPARACIÓN #8 (m)
0.00	2.70	0.26	0.48	0.74	1.05	1.43	1.89
0.45	2.88	0.25	0.45	0.69	0.99	1.34	1.77
0.90	3.06	0.23	0.42	0.65	0.93	1.26	1.67
1.35	3.24	0.22	0.40	0.61	0.88	1.19	1.57
1.80	3.42	0.21	0.38	0.58	0.83	1.13	1.49
2.25	4.98	0.14	0.26	0.40	0.57	0.78	1.02
2.70	7.29	0.10	0.18	0.27	0.39	0.53	0.70
3.15	10.07	0.07	0.13	0.20	0.28	0.38	0.51
3.60	13.36	0.05	0.10	0.15	0.21	0.29	0.38
4.05	17.18	0.04	0.08	0.12	0.17	0.23	0.30
4.50	21.54	0.03	0.06	0.09	0.13	0.18	0.24

VERIFICACIÓN DE RESISTENCIA AL CORTANTE DEL FUSTE

$\beta =$ 1.86

$$\beta = \frac{4.8}{(1+750\varepsilon_s)}$$

$$V_c = 0.083\beta\sqrt{f'_c}\,b_v d_v$$

Vu max (kgf/m)	Vc (kgf/m)	¿CUMPLE?
0	15598	SI
788	17016	SI
1802	18434	SI
3042	19852	SI
4508	21270	SI
6200	22688	SI
8118	24106	SI
10262	25524	SI
12632	26942	SI
15228	28360	SI
18050	29778	SI

DISEÑO ESTRUCTURAL - ZARPA

CASO 1 - SIN SISMO

Wpp (kg) =	1375.00	Peso propio de puntera
bpp (m) =	0.55	Brazo de puntera
σ(kgf/cm2) =	1.00	
Rs1 (kg) =	13689.33	Reacción del suelo
V1-1 (kg) =	12314.33	Fuerza cortante resultante en la puntera
R triangulo (kg)	7886.74	Resultante triangulo
R rectangulo (kg)	626.91	Resultante rectangulo
b triangulo (m)	0.73	Brazo triangulo
b rectangulo (m)	0.55	base rectangulo

M1-1 (kg*m) =	5372.16	Momento en la puntera	
Wpp (kg) =	2000.00	Peso propio de talón	
bpp (m) =	0.80	Brazo de talón	
σ(kgf/cm2) =	0.77		
Rs2 (kg) =	6647.69	Reacción del suelo	
V2-2 (kg) =	-12744.31	Fuerza cortante resultante en el talón	
R triangulo (kg)	5735.81	Resultante triangulo	
R rectangulo (kg)	911.88	Resultante rectangulo	
b triangulo (m)	0.53	Brazo triangulo	
b rectangulo (m)	0.80	base rectangulo	
M2-2 (kg*m) =	42152.20	Momento en el talón	
CASO 2 - CON SISMO			
σ(kgf/cm2) =	1.08		
Rs1 (kg) =	15470.39	Reacción del suelo	
V1-1 (kg) =	14095.39	Fuerza cortante resultante en la puntera	
R triangulo (kg)	3644.00	Resultante triangulo	
R rectangulo (kg)	11826.39	Resultante rectangulo	
b triangulo (m)	0.73	Brazo triangulo	
b rectangulo (m)	0.55	base rectangulo	
M1-1 (kg*m) =	8420.53	Momento en la puntera	
σ(kgf/cm2) =	0.77		
Rs2 (kg) =	4673.87	Reacción del suelo	
V2-2 (kg) =	-10718.13	Fuerza cortante resultante en el talón	
R triangulo (kg)	7709.63	Resultante triangulo	
R rectangulo (kg)	-3035.76	Resultante rectangulo	
b triangulo (m)	0.53	Brazo triangulo	
b rectangulo (m)	0.80	base rectangulo	
M2-2 (kg*m) =	32057.61	Momento en el talón	

DISEÑO CORTE Y MOMENTO - ZARPA								
Vmax (kg) =	14095.39		Corte máximo en puntera					
Vu (kg) =	21143.09		Corte último máximo					
Vc (kg/m) =	32641.83							
ϕVu (kg/m) =	28190.79							
	Vc	32641.83	>=	28190.79	OK CORTANTE			
Mup (kg*m) =	12630.80		Momento Máximo en puntera					
Mut (kg*m) =	63228.30		Momento máximo en talón					
d (cm) =	42.50	0.425	Alura efectiva de la base					
Verificación	42.07							
		d+e						
	Espesor	50.00	>=	42.07	OK ESPESOR			
Asmin (cm2)/m	9.00	cm2/ml	Acero de refuerzo mínimo por metro lineal de muro					
ñ (cm) =	4.25							
As punta (cm2)/m	8.04		As	8.04	>=	9.00	Usar As mínimo	
As talon (cm2)/m	44.95		As	44.95	>=	9.00	Usar As calculado	
As trans (cm2)/m	2.65							

ELEMENTO	SEPARACIÓN #3 (m)	SEPARACIÓN #4 (m)	SEPARACIÓN #5 (m)	SEPARACIÓN #6 (m)	SEPARACIÓN #7 (m)	SEPARACIÓN #8 (m)	
PUNTA	0.08	0.14	0.22	0.32	0.43	0.57	Abajo
TALON	0.02	0.03	0.04	0.06	0.09	0.11	Arriba
TRANSVERSAL	0.27	0.49	0.75	1.07	1.46	1.92	

3.10 HIDRAULICA

Los objetivos del presente análisis son establecer las características hidrológicas y los factores hidráulicos que conllevan a una real apreciación del comportamiento hidráulico, que permiten definir los requisitos mínimos y su ubicación optima en función de los niveles de seguridad o riesgos permitidos o aceptables para las características particulares de la estructura.

El programa de este tipo de estudios debe considerar la recolección de información, los trabajos de campo y los trabajos de gabinete, cuya cantidad y alcance será determinado con base a la envergadura del proyecto, en términos de su longitud y riesgo considerado

3.10.1 Metodología

Para el análisis hidráulico de la zona de estudio se tiene en cuenta los periodos de retorno dados por INVIAS y la resolución 0330 de 2017, usado para obras hidráulicas en la estabilización de laderas con la implementación de muros de contención como medidas de mitigación.

Tabla 18. Periodos de retorno de obras de drenaje vial – INVIAS

Obras de drenaje vial	Tr
Drenaje superficial	2
Cunetas	5
Zanjas de coronación	10
Estructuras de caída	10
Alcantarillas de 0.9m de diámetro	10
Alcantarillas mayores a 0.90m de diámetro	20
Puentes menores (luz menor a 10m)	25
Puentes de luz igual a 10m y menor a 50m	50
Puentes de luz mayor o igual a 50m	100

Fuente: Manual de Drenaje Vial del INVIAS 2009. Guía de diseño de pavimentos

a. **Intensidad de lluvia**. Se deben seleccionar las curvas IDF de cada localidad o región en particular y verificar su validez. Si no existen o no contemplan datos del último quinquenio, se deben obtener a partir de información pluviográfica de la zona, incluyendo los datos más recientes, para derivar las curvas de frecuencia correspondientes mediante análisis puntuales de frecuencia de eventos extremos máximos. Si esto no permite derivar curvas IDF aceptables para el proyecto, deben ajustarse curvas IDF por métodos sintéticos, derivados con información pluviográfica colombiana. En el análisis se deberán incluir los cambios en las intensidades producidos por los fenómenos de variabilidad y cambio climático sucedidos en Colombia, teniendo en cuenta los lineamientos desarrollados en las comunicaciones nacionales sobre cambio climático, elaborados por el IDEAM. Con base en el análisis de las curvas IDF bajo el escenario de cambio climático, si la intensidad de diseño, acorde con el periodo de retorno requerido en la tabla anterior, es mayor a la intensidad de la curva IDF de este literal, el diseñador deberá plantear un plan de expansión que incluya elementos de redundancia y costos estimados con una proyección al periodo de diseño.

b. **Tipo de cobertura.** Se debe realizar un análisis detallado de las coberturas de las áreas de estudio, tanto para la situación al inicio como al final del periodo de diseño. Para el caso de estudio el tipo de coberturas se realizó teniendo en cuenta la siguiente tabla:

Tabla 19. Valores de coeficiente de escorrentía urbano y rural

Tabla 2.9. - Valores del coeficiente de escorrentía en áreas urbanas (Referencia 2.9)

TIPO DE ÁREA DE DRENAJE	COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA C
PRADOS	
Suelos arenosos, planos, 2%	0.05 - 0.10
Suelos arenosos, promedio, 2 -7 %	0.15 - 0.20
Suelos pesados (arcillosos), planos, 2%	0.13 - 0.17
Suelos pesados (arcillosos), promedio, 2 -7 %	0.18 - 0.22
Suelos pesados (arcillosos), pendientes, 7%	0.25 - 0.35
DISTRITOS COMERCIALES	
Áreas de centro de ciudad	0.70 - 0.95
Áreas vecinas	0.50 - 0.70
RESIDENCIAL	
Casas individuales separadas	0.30 - 0.50
Casas multifamiliares separadas	0.40 - 0.60
Casas multifamiliares unidas	0.60 - 0.75
Suburbana	0.25 - 0.40
Áreas de apartamentos de vivienda	0.50 - 0.70
INDUSTRIAL	
Áreas livianas	0.50 - 0.80
Áreas pesadas	0.60 - 0.90
PARQUES CEMENTERIOS	0.10 - 0.25
CAMPOS DE JUEGOS	0.20 - 0.35
ÁREAS DE PATIOS DE FERROCARRILES	0.20 - 0.40
ÁREAS NO DESARROLLADAS	0.10 - 0.30
CALLES	
Asfaltadas	0.70 - 0.95
Concreto	0.80 - 0.95
Ladrillo	0.70 - 0.85
CALZADAS Y ALAMEDAS	0.75 - 0.85
TECHOS	0.75 - 0.95

Tabla 2.10.- Valores del coeficiente de escorrentía en áreas rurales (Referencia 2.4)

VEGETACIÓN Y TOPOGRAFÍA Y	TEXTURA DEL SUELO		
	FRANCO ARENOSO	FRANCO LIMO ARCILLOSO	ARCILLOSO
BOSQUES			
Plano	0.10	0.30	0.40
Ondulado	0.25	0.35	0.50
Montañoso	0.30	0.50	0.60
PASTOS			
Plano	0.10	0.30	0.40
Ondulado	0.16	0.36	0.55
Montañoso	0.22	0.42	0.60
TIERRAS CULTIVADAS			
Plano	0.30	0.50	0.60
Ondulado	0.40	0.60	0.70
Montañoso	0.52	0.72	0.82

Nota: Plano (pendiente 0 - 5%); Ondulado (pendiente 5 - 10%); Montañoso (pendiente 10 - 30%). Para valores mayores al 30 %, a falta de datos, utilizar los valores para pendientes entre el 10 y el 30 %.

Fuente: Manual de drenaje, procesado por el autor

Tiempo de concentración. Se debe considerar el tiempo de entrada y el tiempo de recorrido en el sistema. El tiempo de entrada se debe calcular de acuerdo con las características del área de drenaje. Se debe realizar una simulación para tiempos de concentración mínimos entre 3 y 10 minutos, y evaluar la incidencia de adoptar uno u otro valor.

3.10.1.1 Método racional - Caudal de diseño

El método racional parte de la definición del coeficiente de escorrentía C, el cual se puede definir como la relación entre el volumen de escorrentía superficial y el volumen de precipitación total dando un valor adimensional.

En este método, se considera que sí la lluvia cayese a rata constante sobre una superficie impermeable, la escorrentía llegaría a tomar una intensidad igual a la de la lluvia. El tiempo necesario para llegar a este equilibrio es el tiempo de concentración Tc, y para pequeñas áreas

impermeables se puede considerar que se la lluvia persiste con un ritmo uniforme durante un periodo como mínimo igual al tiempo de concentración, la escorrentía máxima será igual a la intensidad de la lluvia.

Según INVIAS el método racional, existe discrepancia entre los diferentes autores sobre el rango de aplicabilidad del método en relación con el área de drenaje de las hoyas. Valores entre 0.65 y 12.5 km2 han sido citados en la literatura técnica. En este Manual se deberá adoptar un área de drenaje máxima igual a 2.5 km2 para el uso de este método.

El método tiene aplicación en el diseño de drenaje superficial, especialmente en carreteras en superficies pequeñas, en el presente estudio se aplicará a cuencas con áreas menores a 1,0 km2, además se usa en el diseño de obras.

Ecuación 3.

$$Q = c * i * A$$

Dónde:

Q Caudal pico de escorrentía (m^3 /s)
C Coeficiente de escorrentía
i Intensidad uniforme repartida sobre el área de la cuenca (mm/h)
A Área de la cuenca en estudio (km^2).

3.10.1.2 Capacidad hidráulica de estructuras

El tamaño de la cuneta y/o estructuras que se requieren para el drenaje se determinan con la fórmula de Manning para flujo uniforme y las relaciones hidráulicas.

Formula de Manning.

$$Q = \frac{ARH^{2/3}S^{0.5}}{n}$$

Q: Caudal transportado por la cuneta, m^3/s.
n: Coeficiente de rugosidad de Manning, valor adimensional. Se ha supuesto igual a 0.015 para concreto bien terminado.
A: Área hidráulica, m^2.
R*H*: Radio hidráulico, m. Es igual al área hidráulica, A, sobre el perímetro mojado, P.
S: Pendiente del fondo del canal, m/m.

3.10.2 ANÁLISIS HIDRÁULICO PARA OBRAS PROPUESTAS

En la delimitación y análisis de áreas de drenaje de las estructuras de recolección para aguas lluvias, se consideró el levantamiento topográfico realizado en el proyecto. A continuación, en la siguiente figura se presenta un esquema de la delimitación de áreas aferentes para cada uno de los canales propuestos en el area de estudio

Figura 35. Delimitación áreas de drenaje



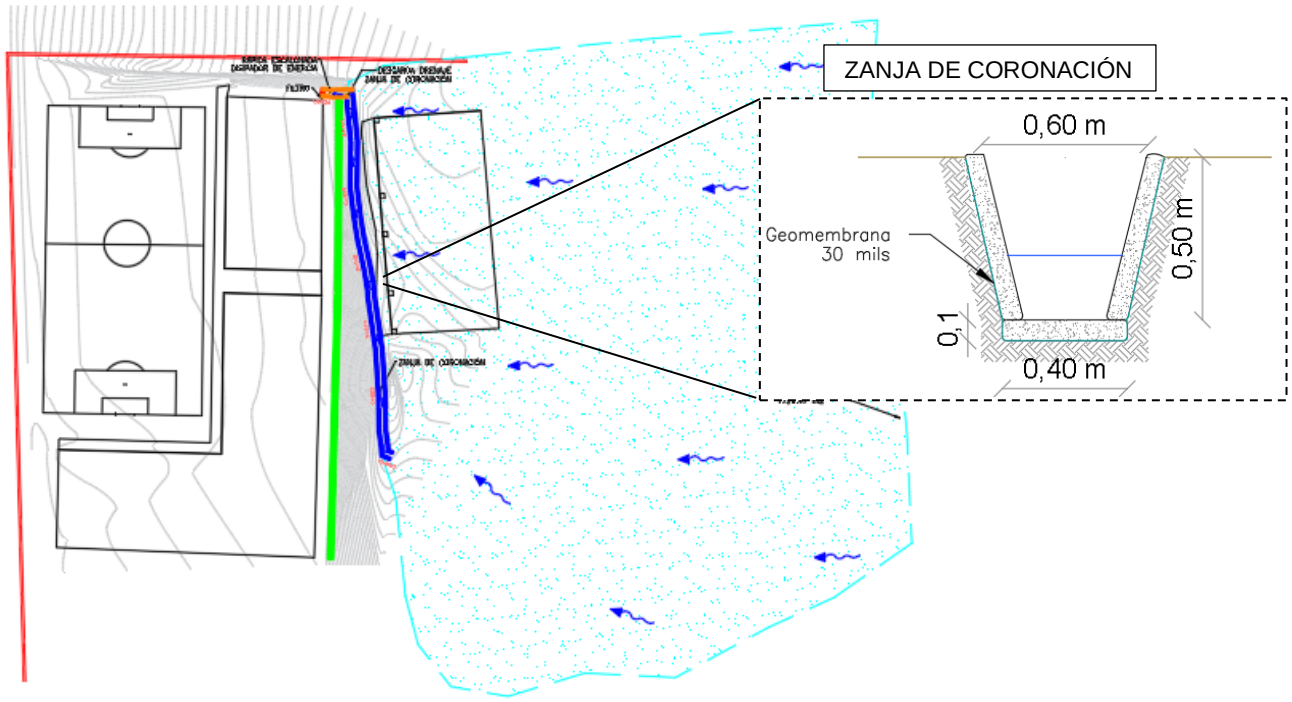
Fuente: Google maps

El parteaguas evidenciado en la figura anterior corresponde a al área aferente delimitada para la zanja de coronación y los disipadores de energía (línea azul clara). La escorrentía superficial drena directamente a los canales principales y/o estructuras hidráulicas propuestas, ya que, la propuesta hidráulica propone canalizar las aguas desde el punto más alto a los costados del sitio de estudio, llegando a sitio de entrega final para su adecuado manejo (Filtro en el muro propuesto).

3.10.2.1 Análisis hidráulico de zanja de la coronación

En la siguiente figura se ilustra la sección de la zanja de coronación propuesta para el manejo de aguas de escorrentía del talud de estudio.

Figura 36. Zanja de coronación propuesta – Dimensiones



Fuente: Autor

La zanja vista anteriormente, cuenta con las siguientes características hidráulicas:

Tabla 20. Parámetros hidráulicos Zanja de coronación propuesta

Caudal Capacidad hidráulica(m3/s)	Área Hidráulica (m2)	Espejo de Agua (m)	Perímetro (m)	Radio Hidráulico (m)	Velocidad (m/s)	Energía Específica (m)
0.7405	0.250	0.6	1.4198	0.1761	2.9619	0.9471
Número de Froude	**Manning**	**Pendiente (m/m)**	**Tipo de flujo**	**Base (m)**	**Altura (m)**	**Talud (z)**
1.4650	0.015	0.02	Subcrítico	0.4	0.5	0.2

En la siguiente tabla se observa el caudal de aporte de la zanja de coronación propuesta:

Tabla 21. Caudal de aporte por área aferente Zanja de coronación propuesta.

Estructura	Tc (min)	Tr (Años)	i (mm/h)	A (m2)	C	Q (m3/s)
ZANAJ DE CORONACIÓN	10	10	101.744	1726.47	0.42	0.02049

De acuerdo al análisis de la zanja de coronación propuesta para la recolección del flujo de escorrentía, se analizó el caudal de aporte del área aferente de la misma, esto con el fin de verificar que cumpla con la capacidad hidráulica. Lo anterior se evidencia en la siguiente tabla:

Tabla 22. Zanja de coronación propuesta – Caudal del área aferente

Canal	Caudal Área Aferente (m^3/s)	Caudal Estructura Hidráulica (m^3/s)	Cumple SI/NO
ZANJA DE CORONACIÓN	0.02049	0.7405	SI

De acuerdo a los resultados de la tabla anterior, se evidencia que la zanja de coronación cumple con la capacidad hidráulica, y aunque el caudal de recolección es bajo, se toma el concepto dado por el manual de drenaje en el apartado 4.3.2 "*Generalmente, para las áreas pequeñas de drenaje, se recomienda una zanja rectangular de cuando menos 40 centímetros de ancho y 50 centímetros de profundidad".* De acuerdo a lo anterior se adoptó la sección recomendada por el manual de drenaje en Colombia.

3.10.2.2 Análisis hidráulico de rápidas escalonadas

En las estructuras de disipación escalonadas, el agua es transportada desde un nivel superior hasta un nivel inferior. El flujo sobre estas escaleras se puede dar en tres diferentes condiciones:

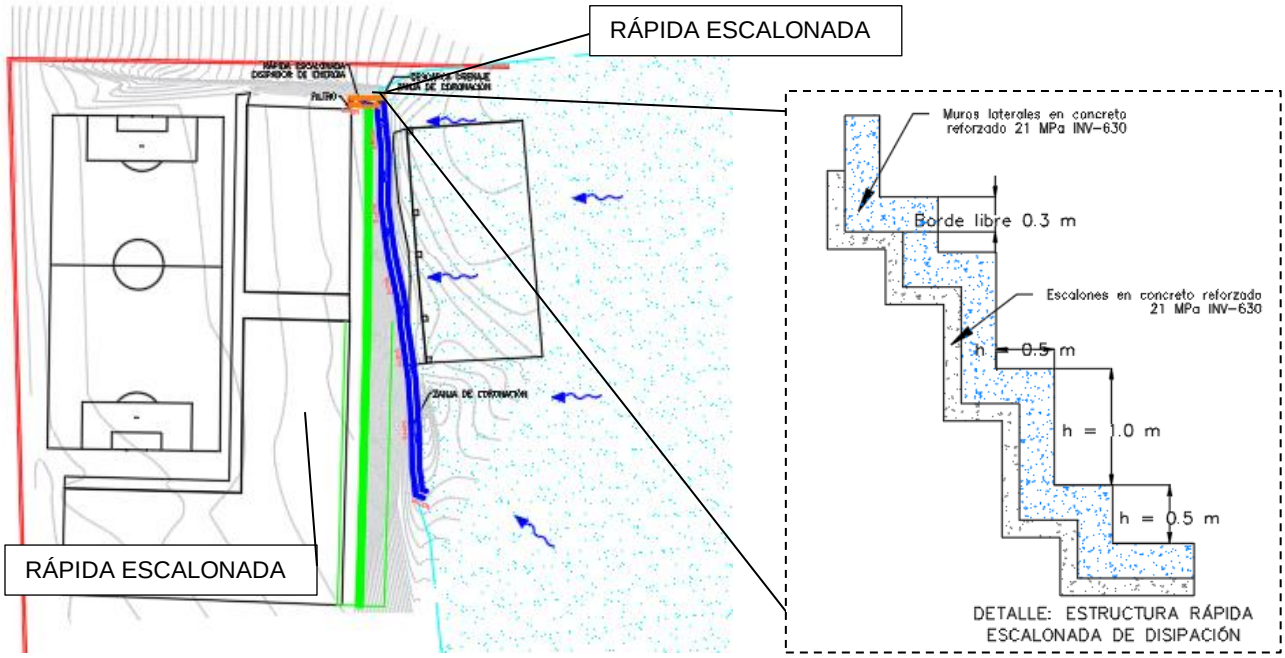
- Flujo rasante ("skimming flow"): para esta condición, el agua fluye sobre las esquinas externas de las escaleras como una nata sobre un seudo-fondo, produciéndose una recirculación del agua en la parte interna del escalón. La reducción de energía se da, entonces, por recirculación de agua en el escalón y por impacto en el escalón aguas abajo.
- Flujo escalón a escalón ("nappe flow"): en este caso, el flujo de cada escalón sigue una trayectoria tipo jet (chorro) con un lente de aire bajo la napa, golpeando la huella del escalón aguas abajo y generando un resalto hidráulico. La pérdida de energía se produce, entonces, por la dispersión del chorro en el aire, por la mezcla del agua en el impacto y por el desarrollo total o parcial del resalto hidráulico.
- Flujo de transición: condición intermedia entre las dos anteriores, en que la napa sobre el lente de aire puede o no formarse y se produce una recirculación parcial del agua en cada escalón.

Dada la abrupta topografía de la parte más desarrollada del país, con elevadas pendientes que limitan la longitud de las huellas de los escalones para el desarrollo del resalto hidráulico, predomina el flujo rasante en las rápidas escalonadas. Las metodologías de diseño para estructuras de caída escalonadas con flujo rasante son variadas y todas de carácter experimental. En este manual se presenta la metodología dada por Ohtsu, que recoge los resultados de la experimentación realizada hasta la fecha y propone una metodología práctica para diseño. Cabe anotar que el diseñador de este tipo de estructuras debe estar atento a la experimentación, los resultados y las conclusiones que obtienen permanentemente los investigadores de los diferentes países del mundo.

Investigaciones llevadas a cabo en la Universidad Nacional de Colombia sede Manizales, se presenta textualmente que primero, se debe definir el régimen preferencial del flujo para el caudal de diseño, en cuanto a si este sería saltante (se caracteriza por una sucesión de chorros en caída libre que chocan en el siguiente escalón, seguidos por un resalto hidráulico parcial o totalmente desarrollado) o rasante (en él, el agua fluye sobre los escalones como una corriente estable rasando sobre ellos y amortiguándose por el fluido re circulante atrapado entre los escalones), teniendo en cuenta que la disipación de la energía, en el régimen saltante, se produce en cada escalón, al romperse el chorro en el aire, al mezclarse en el escalón o por formación de resaltos hidráulicos; y en el régimen rasante, se produce en la formación de vórtices en las gradas, debido a que las gradas actúan como una macro rugosidad en el canal.
El caudal que recibe la zanja en corona y llevados a las rápidas escalonadas, vierten al filtro de diseño en la base del muro de contención

En la siguiente figura se ilustra el diseño de la rápida escalonada para el presente estudio.

Figura 37. Diagrama y dimensiones estructura Rápida Escalonada



Fuente: Autor

El análisis hidráulico, como modelación se evidencia en el anexo 3. Rápida escalonada. Los resultados se observan a continuación:

Tabla 23. Parámetros hidráulicos Rápida escalonada

River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
		(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
5	PF 1	0.02	2591.17	2591.23	2591.23	2591.25	0.003228	0.73	0.03	0.50	0.98
3	PF 1	0.02	2591.67	2591.73	2591.73	2591.75	0.003228	0.73	0.03	0.50	0.98
1.5	PF 1	0.02	2592.66	2592.72	2592.72	2592.74	0.003228	0.73	0.03	0.50	0.98
0.5	PF 1	0.02	2593.66	2593.72	2593.72	2593.74	0.003228	0.73	0.03	0.50	0.98
0	PF 1	0.02	2594.14	2594.20	2594.20	2594.22	0.003228	0.73	0.03	0.50	0.98

Fuente: Autor

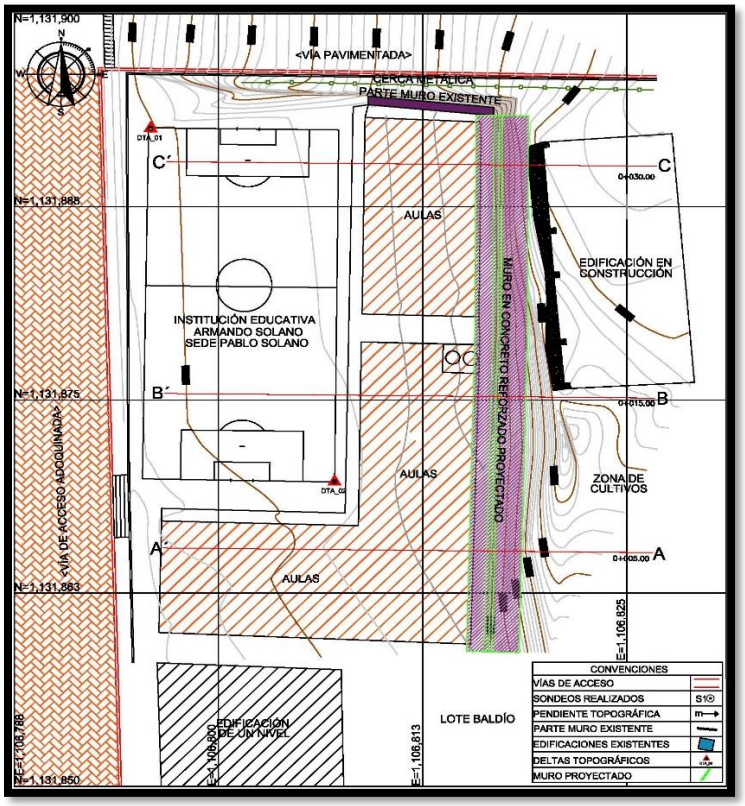
3.11 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL TALUD EN CONDICIONES FINALES

Se realizaron los análisis de estabilidad del terreno en condiciones finales, es decir con el muro implantado en el terreno, con base en: los cortes Geológico - Geotécnicos A - A´, B´ - B´ y C - C´, mostrados en la **Figura 38**, la topografía final de la zona de estudio, los parámetros geomecánicos del subsuelo obtenidos del estudio geotécnico realizado, ver

Tabla 24, y los parámetros sísmicos de la zona donde se encuentra la zona del proyecto; con lo anterior se realizaron análisis estáticos y pseudoestáticos de las condiciones finales del terreno, permitiendo conocer los factores de seguridad en condiciones finales para las secciones mencionadas, calculados por el método de Bishop, mediante la aplicación del software Slide V.6.0 de Rocscience, utilizando el modelo de Mohr Coulomb para el suelo residual, basado en lo descrito en el libro Estabilidad de Taludes de (Gerscovich, 2012), y el libro Análisis Geotécnico de (Suárez, 2009); para los análisis de estabilidad se simularon las situaciones más críticas,

teniendo en cuenta la sobrecarga que origina las edificaciones existentes en la parte superior del talud, las posibles infiltraciones de aguas superficiales, y la aceleración sísmica de la zona del proyecto en el caso de los análisis pseudoestáticos.

Figura 38. Ubicación en planta de los perfiles de análisis seleccionados en condiciones finales.



Fuente: Diseño del muro realizado por Ingeconsult J&C S.A.S. (2022)

Tabla 24. Propiedades geomecánicas del perfil del subsuelo explorado.

CAPA Y/O ESTRATO	PESO UNITARIO TOTAL (t/m³)	ANGULO DE FRICCIÓN ϕ (°)	COHESIÓN C (t/m²)	MODELO
SP	1,96	25	5,7	Mohr Coulomb
SC	1,92	23	6,2	

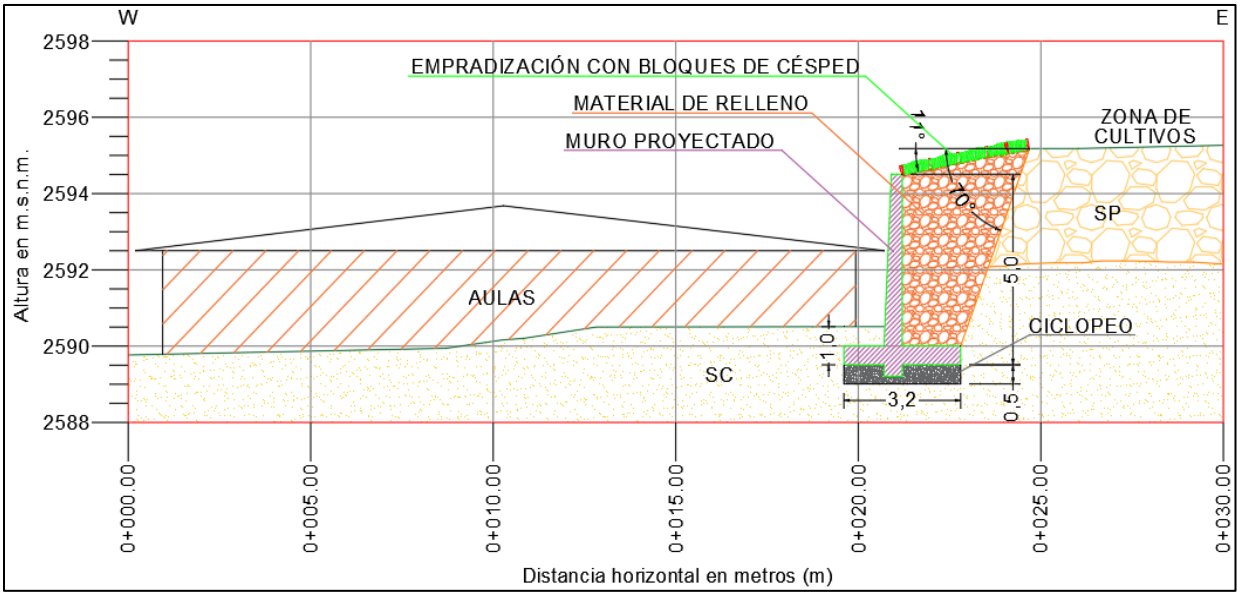
Fuente: Resultados del estudio geotécnico realizado (2022)

Debido a que el suelo existente dentro de la zona de estudio es granular; por lo cual, se recomienda que el material producto de los cortes y excavaciones para la construcción del muro proyectado, sea acopiado en la cancha multifuncional, y luego este sea utilizado como material de relleno en el espaldar del muro, el cual se debe compactar técnicamente.

3.11.1 Análisis de Estabilidad en Condiciones Finales de la Sección A - A´

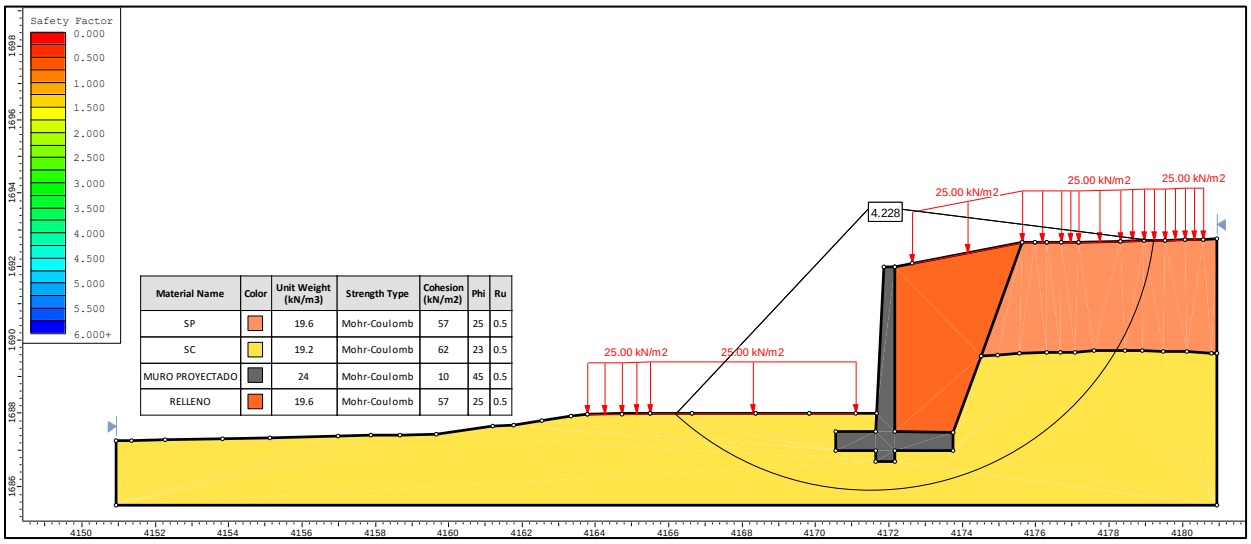
L**a Figura 39**, muestra el corte Geológico - Geotécnico A - A´ en condiciones finales, es decir, con el muro implantado en el terreno, la **Figura 40**, muestra el análisis en condición estática de la sección A - A´ en condiciones finales; y la **Figura 41**, muestra el análisis en condición pseudoestática de la sección A - A´ en condiciones finales.

Figura 39. Corte Geológico - Geotécnico A - A´, del terreno en condiciones finales.



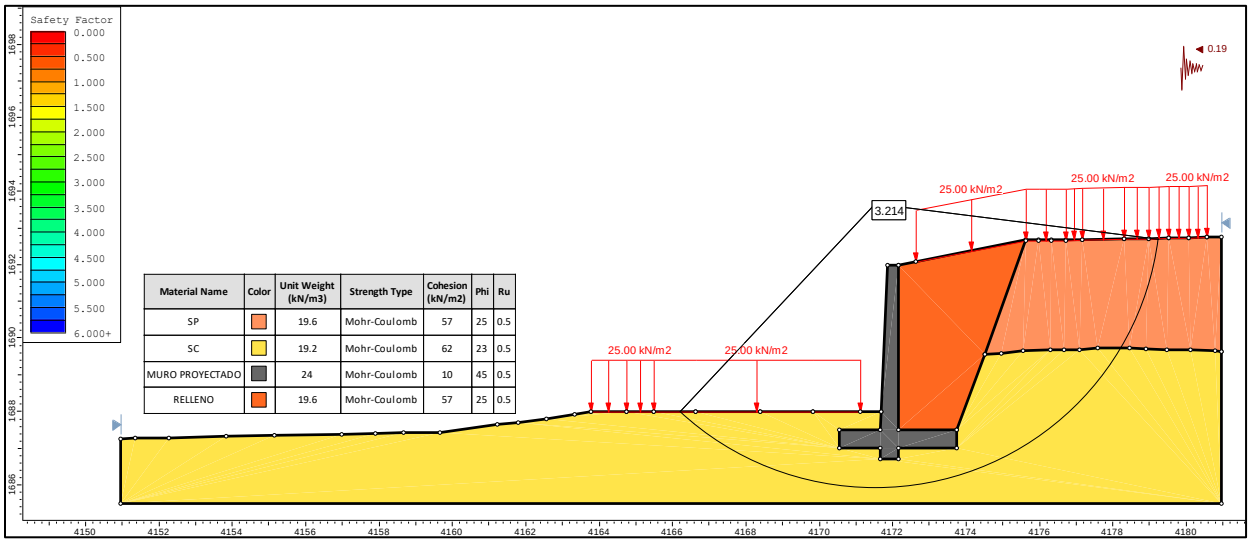
Fuente: Ingeconsult J&C S.A.S. (2022)

Figura 40. Análisis de estabilidad del corte Geológico - Geotécnico A - A´ con el muro implantado y con la sobrecarga de 25 kn/m^2, en condición estática.



Fuente: Ingeconsult J&C S.A.S. (2022)
El factor de seguridad en este análisis es de 4,228.

Figura 41. Análisis de estabilidad del corte Geológico - Geotécnico A - A´ con el muro implantado y con la sobrecarga de 25 kn/m^2, en condición pseudoestática.



Fuente: Ingeconsult J&C S.A.S. (2022)
El factor de seguridad en este análisis es de 3,214.

Las superficies de falla mostradas en las figuras anteriores y obtenidas para la sección definida A - A´, corresponden a las condiciones más probables de falla, que pueden presentarse después de construido el muro proyectado. Los factores de seguridad obtenidos en los análisis de estabilidad realizados en condiciones estáticas y pseudoestáticas para la sección analizada se

pueden ver en la **Tabla 25**; los cuales se consideran valores moderados a altos, que están por encima del valor de equilibrio limite, es decir 1,0, con un nivel de amenaza bajo, según los lineamientos establecidos en la Resolución 227 de 2006 del DPAE (DPAE, 2006); por lo tanto, se consideran aceptables y no representan ninguna amenaza latente o de alto riesgo para la estabilidad del talud después de construido el muro de contención proyectado.

Tabla 25. Valores de los factores de seguridad en condiciones estáticas y pseudoestáticas, del terreno en condiciones finales de la sección A - A´.

SECCIÓN ANALIZADA	TALUD ANALIZADO	F.S. EN CONDICIÓN ESTÁTICA	F.S. EN CONDICIÓN PSEUDOESTÁTICA
A - A´	Talud general y/o global	4,228	3,214

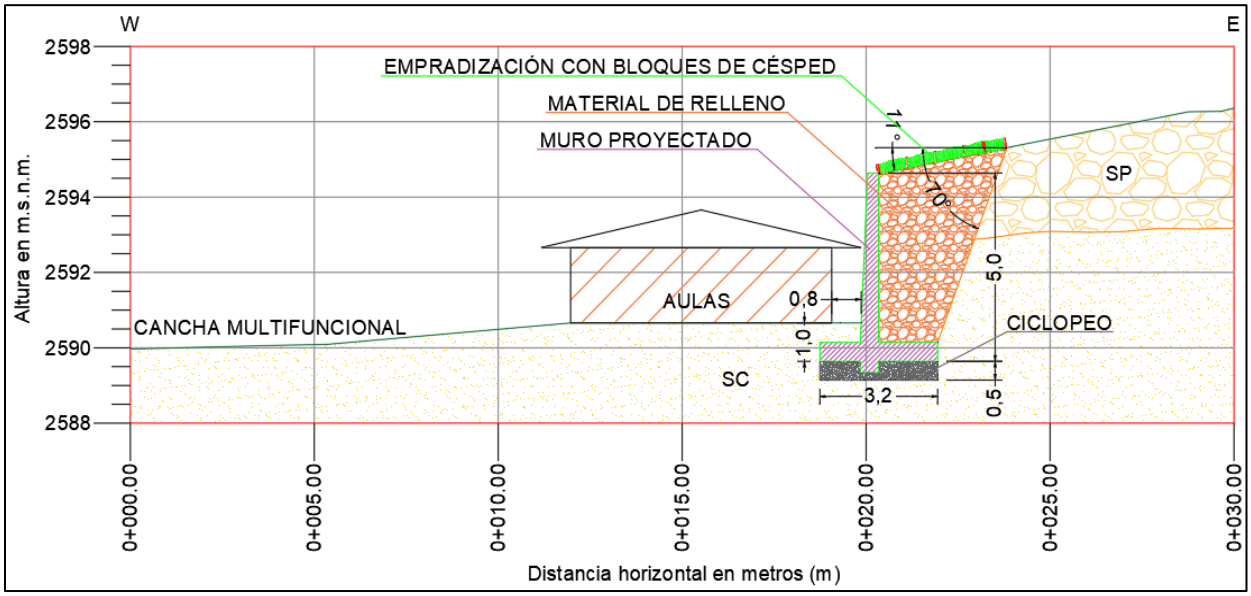
Fuente: Ingeconsult J&C S.A.S. (2022)

La Tabla anterior permite concluir, que después de construido el muro de contención proyectado, el talud analizado en esta sección va a mejorar su estabilidad.

3.11.2 Análisis de Estabilidad en Condiciones Finales de la Sección B - B´

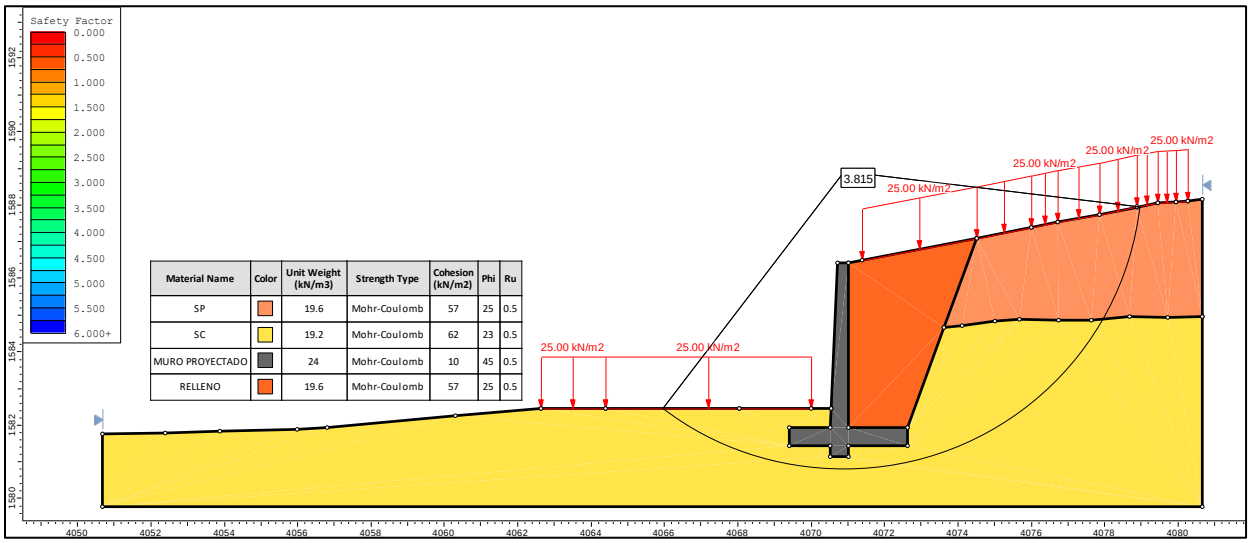
La **Figura 42**, muestra el corte Geológico - Geotécnico B - B´ en condiciones finales, es decir, con el muro implantado en el terreno, la **Figura 43**, muestra el análisis en condición estática de la sección B - B´ en condiciones finales; y la **Figura 44**, muestra el análisis en condición pseudoestática de la sección B - B´ en condiciones finales.

Figura 42. Corte Geológico - Geotécnico B - B´, del terreno en condiciones finales.



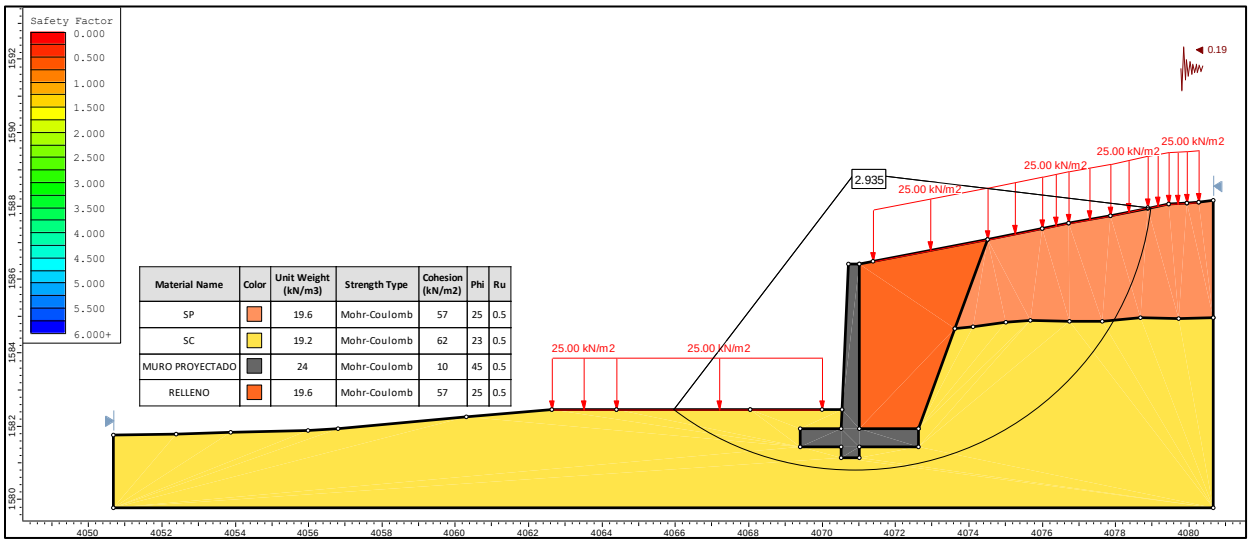
Fuente: Ingeconsult J&C S.A.S. (2022)

Figura 43. Análisis de estabilidad del corte Geológico - Geotécnico B - B´ con el muro implantado y con la sobrecarga de 25 kn/m^2, en condición estática.



Fuente: Ingeconsult J&C S.A.S. (2022)
El factor de seguridad en este análisis es de 3,815.

Figura 44. Análisis de estabilidad del corte Geológico - Geotécnico A - A´ con el muro implantado y con la sobrecarga de 25 kn/m^2, en condición pseudoestática.



Fuente: Ingeconsult J&C S.A.S. (2022)
El factor de seguridad en este análisis es de 2,935.

Las superficies de falla mostradas en las figuras anteriores y obtenidas para la sección definida B - B´, corresponden a las condiciones más probables de falla, que pueden presentarse después de construido el muro de contención proyectado. Los factores de seguridad obtenidos en los

análisis de estabilidad realizados en condiciones estáticas y pseudoestáticas para la sección analizada se pueden ver en la **Tabla 26**; los cuales se consideran valores moderados a altos, que están por encima del valor de equilibrio limite, es decir 1,0, con un nivel de amenaza bajo; según los lineamientos establecidos en la Resolución 227 de 2006 del DPAE (DPAE, 2006); por lo tanto, se consideran aceptables y no representan ninguna amenaza latente o de alto riesgo para la estabilidad del talud después de construido el muro de contención proyectado.

Tabla 26. Valores de los factores de seguridad en condiciones estáticas y pseudoestáticas, del terreno en condiciones finales de la sección B - B´.

SECCIÓN ANALIZADA	TALUD ANALIZADO	F.S. EN CONDICIÓN ESTÁTICA	F.S. EN CONDICIÓN PSEUDOESTÁTICA
B - B´	Talud general y/o global	3,815	2,935

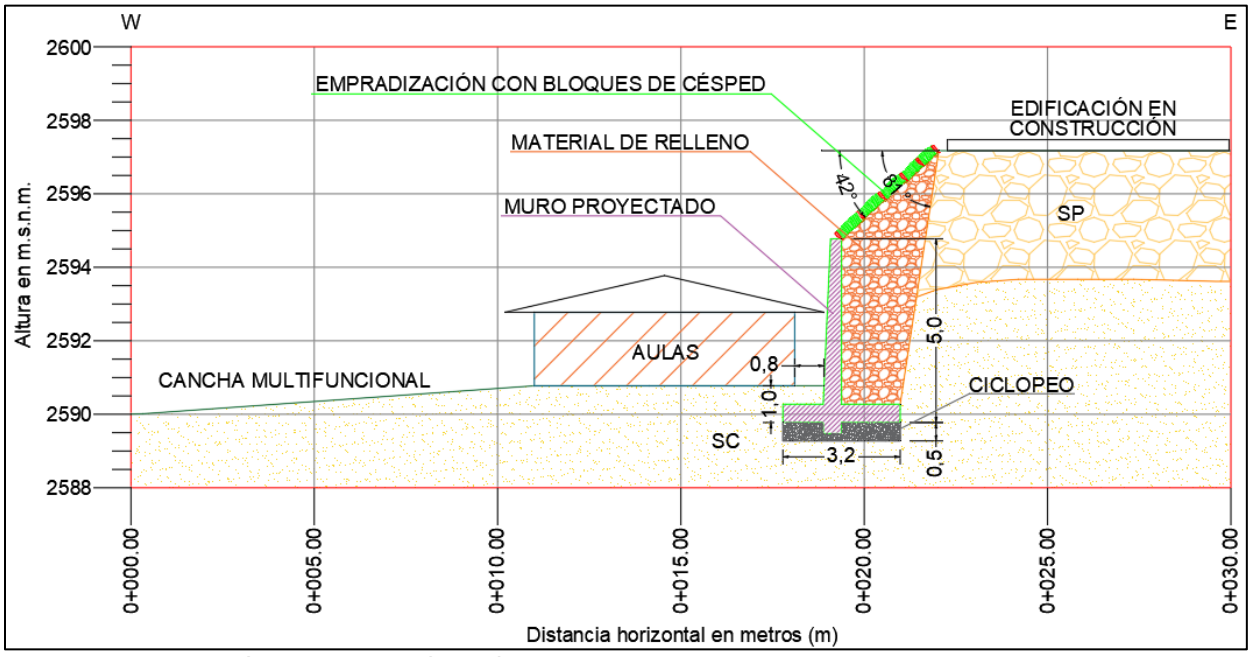
Fuente: Ingeconsult J&C S.A.S. (2022)

La Tabla anterior permite concluir, que después de construido el muro de contención proyectado, el talud analizado en esta sección va a mejorar su estabilidad.

3.11.3 Análisis de Estabilidad en Condiciones Finales de la Sección C - C´

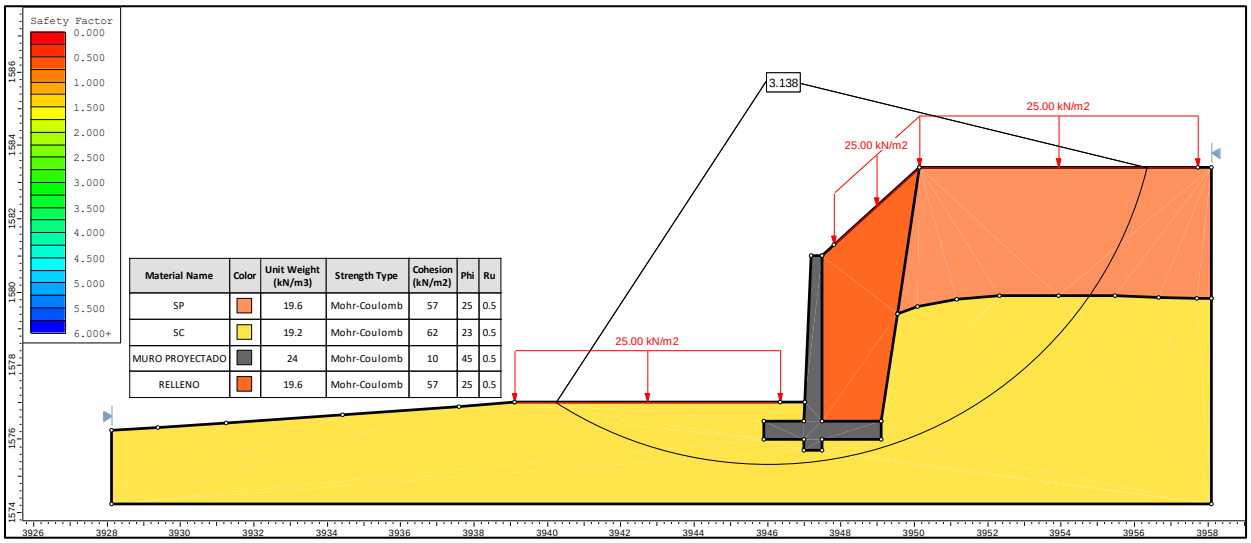
La **Figura 45**, muestra el corte Geológico - Geotécnico C - C´ en condiciones finales, es decir, con el muro de contención implantado en el terreno, la **Figura 46**, muestra el análisis en condición estática de la sección C - C´ en condiciones finales; y la **Figura 47**, muestra el análisis en condición pseudoestática de la sección C - C´ en condiciones finales.

Figura 45. Corte Geológico - Geotécnico C - C´, del terreno en condiciones finales.



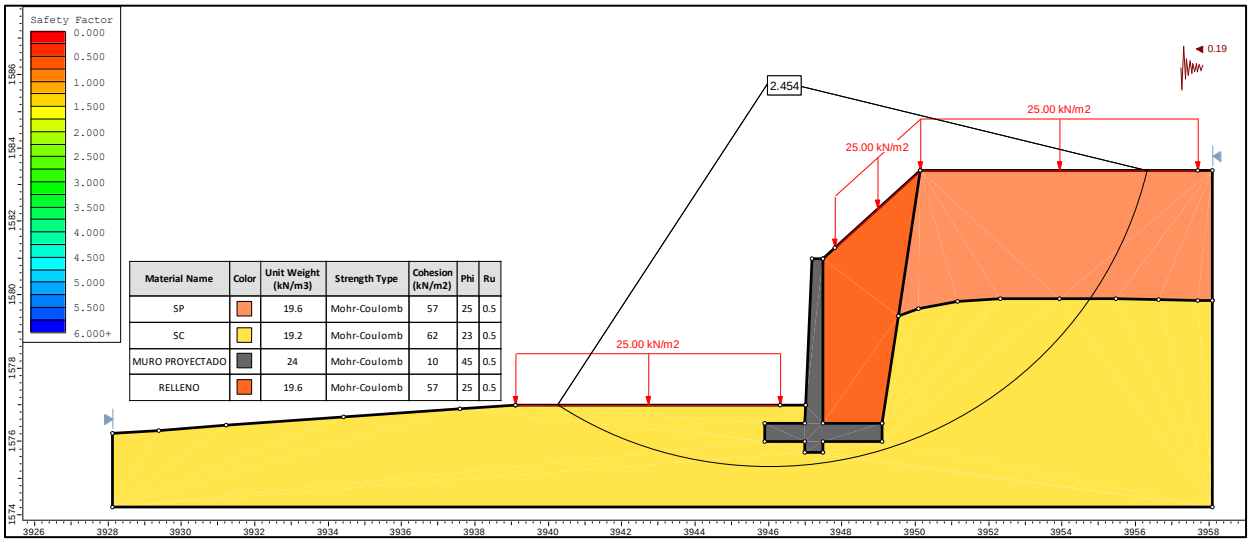
Fuente: Ingeconsult J&C S.A.S. (2022)

Figura 46. Análisis de estabilidad del corte Geológico - Geotécnico C - C´ con el muro implantado y con la sobrecarga de 25 kn/m^2, en condición estática.



Fuente: Ingeconsult J&C S.A.S. (2022)
El factor de seguridad en este análisis es de 3,138.

Figura 47. Análisis de estabilidad del corte Geológico - Geotécnico C - C´ con el muro implantado y con la sobrecarga de 25 kn/m^2, en condición pseudoestática.



Fuente: Ingeconsult J&C S.A.S. (2022)
El factor de seguridad en este análisis es de 2,454.

Las superficies de falla mostradas en las figuras anteriores y obtenidas para la sección definida C - C´, corresponden a las condiciones más probables de falla, que pueden presentarse después de construido el muro de contención proyectado. Los factores de seguridad obtenidos en los

análisis de estabilidad realizados en condiciones estáticas y pseudoestáticas para la sección analizada se pueden ver en la **Tabla 27**; los cuales se consideran valores moderados a altos, que están por encima del valor de equilibrio limite, es decir 1,0, con un nivel de amenaza bajo; según los lineamientos establecidos en la Resolución 227 de 2006 del DPAE (DPAE, 2006); por lo tanto, se consideran aceptables y no representan ninguna amenaza latente o de alto riesgo para la estabilidad del talud después de construido el muro de contención proyectado.

Tabla 27. Valores de los factores de seguridad en condiciones estáticas y pseudoestáticas, del terreno en condiciones finales de la sección C - C´.

SECCIÓN ANALIZADA	TALUD ANALIZADO	F.S. EN CONDICIÓN ESTÁTICA	F.S. EN CONDICIÓN PSEUDOESTÁTICA
C - C´	Talud general y/o global	3,138	2,454

Fuente: Ingeconsult J&C S.A.S. (2022)

La Tabla anterior permite concluir, que después de construido el muro de contención proyectado, el talud analizado en esta sección, va a mejorar su estabilidad; sin embargo, los factores de seguridad pueden disminuir considerablemente en condiciones más saturadas, lo cual no garantiza la estabilidad del talud a través del tiempo, por lo tanto, se deben tener en cuenta todas las recomendaciones de estabilidad dadas en este informe.

En la **Tabla 13**, se puede observar los resultados de los factores de seguridad calculados a las tres (3) secciones definidas, en condiciones finales.

Tabla 13. Valores de los factores de seguridad en condiciones estáticas y pseudoestáticas, de las secciones analizadas, en condiciones finales.

CONDICIONES FINALES			
SECCIÓN ANALIZADA	TALUD ANALIZADO	F.S. EN CONDICIÓN ESTÁTICA	F.S. EN CONDICIÓN PSEUDOESTÁTICA
A - A´	Talud general y/o global	4,228	3,214
B - B´	Talud general y/o global	3,815	2,935
C - C´	Talud general y/o global	3,138	2,454

Fuente: Ingeconsult J&C S.A.S. (2022)

De acuerdo con los resultados de los factores de seguridad calculados, en los análisis de estabilidad realizados a las tres (3) secciones definidas en condiciones finales, se concluye que, al construir el muro de contención proyectado, el talud en estudio va a mejorar su estabilidad; por lo tanto, no representa una amenaza latente o de alto riesgo para la estabilidad del terreno, lo cual, es favorable desde el punto de vista de estabilidad de taludes.

Por otra parte, se recomienda que el muro proyectado se construya con las dimensiones dadas en este informe, y en el informe y planos de diseño estructural del muro, para de esta manera

garantizar su estabilidad y vida útil.

Los valores de los factores de seguridad obtenidos en los análisis de estabilidad realizados en condiciones actuales, son moderados a medios, en comparación con los calculados en los análisis de estabilidad finales o global, los cuales presentan valores moderados a altos, que están por encima de los valores en condiciones actuales, en la **Tabla 28**, se pueden ver los valores de los factores de seguridad calculados en los dos (2) casos.

Tabla 28. Valores de los factores de seguridad en condiciones estáticas y pseudoestáticas, calculados en condiciones actuales y finales.

SECCIÓN ANALIZADA	TALUD ANALIZADO	TALUD EN CONDICIONES ACTUALES		TALUD EN CONDICIONES FINALES	
		F.S. EN CONDICIÓN ESTÁTICA	F.S. EN CONDICIÓN PSEUDOESTÁTICA	F.S. EN CONDICIÓN ESTÁTICA	F.S. EN CONDICIÓN PSEUDOESTÁTICA
A - A´	Talud general y/o global	2,892	2,337	4,228	3,214
B - B´	Talud general y/o global	2,529	2,072	3,815	2,935
C - C´	Talud general y/o global	1,89	1,658	3,138	2,454

Fuente: Ingeconsult J&C S.A.S. (2022)

De acuerdo con la tabla anterior, se puede observar que el talud de la zona de estudio en condiciones actuales, presenta valores de factores de seguridad moderados a medios, y que al construir el muro de contención proyectado, los valores de los factores de seguridad aumentan, por lo que se comprueba la viabilidad de la construcción del muro proyectado; sin embargo, la estabilidad del talud en estudio, no depende solamente de la construcción del muro, sino también de una completa empradización de los taludes perimetrales que carezcan de capa vegetal, y de los taludes generados mediante la reconformación del terreno, y del diseño y construcción de sistemas de drenaje, que capten, conduzcan y descarguen técnicamente las aguas lluvias y de escorrentía al sistema de alcantarillado del sector, o a un lugar seguro, sin que estas provoquen problemas de inestabilidad.

3.12 EVALUACIÓN DE AMENAZA DEL TALUD DEL PROYECTO

Los valores de los factores de seguridad calculados en los análisis de estabilidad realizados, fueron correlacionados con el grado de amenaza según los lineamientos establecidos en la Resolución 227 de 2006 del DPAE (DPAE, 2006), ver **Tabla 29**.

Tabla 29. Valoración de amenaza de los factores de seguridad calculados.

AMENAZA	CONDICIONES NORMALES F.S.
Baja	>1,9
Media	1,2-1,9
Alta	<1,2
AMENAZA	**CONDICIÓN EXTREMA (50 AÑOS) F.S.**
Baja	>1,3
Media	1,0-1,3
Alta	<1,0

Fuente: Resolución 227 de 2006 del DPAE

3.12.1 Evaluación de Amenaza en Condiciones Actuales del Talud del Proyecto

La **Tabla 30**, presenta la correlación entre los factores de seguridad calculados y el grado de amenaza a la ocurrencia de procesos de remoción en masa, tanto en condiciones estáticas como pseudoestáticas, de los taludes analizados en condiciones actuales.

Tabla 30. Grado de amenaza del talud analizado en condiciones actuales.

SECCIÓN ANALIZADA	TALUD ANALIZADO	F.S. EN CONDICIÓN ESTÁTICA	GRADO DE AMENAZA, CONDICIONES NORMALES	F.S. EN CONDICIÓN PSEUDOESTÁTICA	GRADO DE AMENAZA, CONDICIONES EXTREMAS
A - A´	Talud general	2,892	Baja	2,337	Baja
B - B´	Talud general	2,529	Baja	2,072	Baja
C - C´	Talud general	1,89	Media	1,658	Baja

Fuente: Ingeconsult J&C S.A.S. (2022)

De acuerdo con los resultados mostrados en la tabla anterior, se concluye que el grado de amenaza a la ocurrencia de procesos de remoción en masa, en condiciones actuales es baja en las secciones analizadas A - A´ y B - B´, debido que el talud en estas secciones presenta una pendiente y una altura más baja que en la sección C - C´.

Por otra parte, de acuerdo con los resultados mostrados en la tabla anterior, se concluye que el grado de amenaza a la ocurrencia de procesos de remoción en masa, en condiciones actuales es media en la sección analizada C - C´, debido a que el muro en concreto existente en este sector presenta una altura muy baja, y ya su funcionamiento no es el adecuado para brindarle estabilidad al talud en este sector, por lo cual, se recomienda la construcción de un nuevo muro en concreto reforzado con una mayor altura; además, el talud analizado en esta sección,

presenta una altura y una pendiente mayor a las otras dos (2) secciones, lo cual, fue generado por la inadecuada construcción de la edificación ubicada en la parte superior de este sector.

3.12.2 Evaluación de Amenaza en Condiciones Finales del Talud del Proyecto

La **Tabla 31**, presenta la correlación entre los factores de seguridad y el grado de amenaza a la ocurrencia de procesos de remoción en masa, tanto en condiciones estáticas como en condiciones pseudoestáticas, de los taludes analizados en condiciones finales.

Tabla 31. Grado de amenaza del talud analizado en condiciones finales.

SECCIÓN ANALIZADA	TALUD ANALIZADO	F.S. EN CONDICIÓN ESTÁTICA	GRADO DE AMENAZA, CONDICIONES NORMALES	F.S. EN CONDICIÓN PSEUDOESTÁTICA	GRADO DE AMENAZA, CONDICIONES EXTREMAS
A - A´	Talud general y/o global	4,228	Baja	3,214	Baja
B - B´	Talud general y/o global	3,815	Baja	2,935	Baja
C - C´	Talud general y/o global	3,138	Baja	2,454	Baja

Fuente: Ingeconsult J&C S.A.S. (2022)

- De acuerdo con los resultados mostrados en la tabla anterior, se concluye que el grado de amenaza a la ocurrencia de procesos de remoción en masa, en condiciones finales es baja; sin embargo, la estabilidad del talud en estudio, no depende solamente de la construcción del muro proyectado, sino también de una completa empradización y reforestación de los taludes existentes que carezcan de capa vegetal y los generados durante la reconformación del terreno, y al diseño y construcción de sistemas de drenaje.

3.12.3 Factores de Seguridad Básicos Mínimos Directos

Por otra parte, también se correlacionaron los valores de los factores de seguridad de los análisis de estabilidad realizados en condiciones finales, tanto en condiciones estáticas como pseudoestáticas, de acuerdo a lo estipulado en la Tabla H.2.4-1 (Factores de Seguridad Básicos Mínimos Directos) de la NSR-10 (Ministerio de Ambiente, Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10), ley 400 de 1997 (modificada ley 1229 de 2008), Decreto 926 del 19 de marzo de 2010, 2010), lo cual se puede ver en la **Tabla 32**.

Tabla 32. Comprobación de los factores de seguridad básicos mínimos directos.

SECCIÓN ANALIZADA	TALUD ANALIZADO	F.S. EN CONDICIÓN ESTÁTICA	F.S. EN CONDICIÓN ESTÁTICA NSR-10	CHEQUEO	F.S. EN CONDICIÓN PSEUDOESTÁTICA	F.S. EN CONDICIÓN PSEUDOESTÁTICA NSR-10	CHEQUEO
A - A´	Talud general y/o global	4,228	1,5	Cumple	3,214	1,05	Cumple
B - B´	Talud general y/o global	3,815	1,5	Cumple	2,935	1,05	Cumple
C - C´	Talud general y/o global	3,138	1,5	Cumple	2,454	1,05	Cumple

Fuente: Ingeconsult J&C S.A.S. (2022)

De acuerdo con los resultados mostrados en la tabla anterior, se puede observar que los factores de seguridad calculados en condiciones finales, es decir con el muro implantado en el terreno, son mayores a los estipulados en la Tabla H.2.4-1 (Factores de Seguridad Básicos Mínimos Directos) de la NSR-10 (Ministerio de Ambiente, Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10), ley 400 de 1997 (modificada ley 1229 de 2008), Decreto 926 del 19 de marzo de 2010, 2010), en etapa de diseño; por lo tanto, se comprueba la viabilidad del diseño del muro en concreto reforzado proyectado.

4 CONCLUSIONES

- Se generan las condiciones favorables para la mitigación del riesgo, producto de las condiciones expuestas en la institución educativa Pablo Solano generando los diseños desde el horizonte estructural, geotécnico e hidráulico para la contención del fenómeno

- Para la estabilización del talud objeto del estudio, se contempla la construcción de un muro en concreto reforzado, el cual se va a construir en toda la longitud del talud en estudio de 34,8 m, con una base de – 1.5 m, con mejoramiento de 0.5 metros y proceso de construcción desde la cota -1 metro y con una altura de 4 m libre

- Debido a que se evidenciaron infiltraciones de aguas superficiales dentro del cuerpo del talud en estudio, de acuerdo con la morfología del terreno, por lo cual, para los análisis de estabilidad se asumió un valor de Ru de 0,5, con lo cual se considera que el suelo se encuentra parcialmente saturado.

- Para realizar los análisis de estabilidad en condiciones pseudoestáticas, se trabajó con una reducción de 0,67 del valor de la aceleración máxima del espectro de diseño para periodo cero; por lo tanto, se asumió un coeficiente sísmico de diseño (Kst) de 0,67*0,28 = 0,19g.

- Teniendo en cuenta que existen algunas edificaciones en la parte superior e inferior del talud en estudio; por lo tanto, para los análisis de estabilidad tanto en condiciones actuales como en condiciones finales, se trabajó con un valor de sobrecarga de 25 kn/m^2, la cual se distribuirá en el ancho del talud.

- De acuerdo con los resultados de los análisis de estabilidad realizados en condiciones actuales, se permite concluir que el talud analizado en la sección C - C´, se encuentra parcialmente estable en la actualidad, debido a que no se están presentando movimientos grandes de tierra o fallas de fondo, si no por el contrario, se está presentando una falla relativamente superficial; sin embargo, el muro en concreto existente en este sector presenta una altura muy baja, y ya su funcionamiento no es el adecuado para brindarle estabilidad al talud, y que no se conoce el proceso constructivo del mismo, y su patología es recomendable su remoción

- De acuerdo con los resultados de los factores de seguridad calculados, en los análisis de estabilidad realizados a las tres (3) secciones definidas en condiciones finales, se concluye que, al construir el muro de contención proyectado, el talud en estudio va a mejorar su estabilidad; por lo tanto, no representa una amenaza latente o de alto riesgo para la estabilidad del terreno, lo cual, es favorable desde el punto de vista de estabilidad de taludes y mitigación del riesgo

- De acuerdo con la comparación entre los valores de los factores de seguridad, tanto en condiciones actuales como en condiciones finales, se puede observar que el talud de la zona de estudio en condiciones actuales, presenta valores de factores de seguridad moderados a medios, y que al construir el muro de contención proyectado, los valores de los factores de seguridad aumentan, por lo que se comprueba la viabilidad de la construcción del muro proyectado; sin embargo, la estabilidad del talud en estudio, no depende solamente de la construcción del muro, sino también de una completa empradización de los taludes perimetrales que carezcan de capa vegetal, y de los taludes generados mediante la reconformación del terreno

- De acuerdo con los resultados de la evaluación de amenaza, se concluye que el grado de amenaza a la ocurrencia de procesos de remoción en masa, en condiciones actuales es baja en las secciones analizadas A - A´ y B - B´, debido que el talud en estas secciones presenta una pendiente y una altura más baja que en la sección C - C´.

- De acuerdo con los resultados de los factores de seguridad mínimos directos, se puede observar que los factores de seguridad calculados en condiciones finales, es decir con el muro implantado en el terreno, son mayores a los estipulados en la Tabla H.2.4-1 (Factores de Seguridad Básicos Mínimos Directos) de la NSR-10, en etapa de diseño; por lo tanto, se comprueba la viabilidad del diseño del muro en concreto reforzado proyectado.

- Según los parámetros hidrológicos a partir de la estación mas cercana del IDEAM, se establece las áreas aferentes de aporte hidrológico a la zona de estudio mediante la interpretación de las curvas intensidad, duración y frecuencia (IDF)

- Se diseñan las zanja en corona para captar y contener las aguas escorrentía y drenadas por rápidas escalonadas sobre la zona norte del proyecto, y drenadas al filtro inferior del muro de contención

- Los cálculos presentados anteriormente cumplen con los requerimientos expuestos en el reglamento vigente NSR-10 y los parámetros usados concuerdan con el estudio de suelos.

- Los trabajos de construcción deben ejecutarse de acuerdo con las especificaciones contenidas en este documento, siempre y cuando en ese momento se estimen las mismas condiciones adoptadas en el presente estudio

- El nivel de fundación para el muro proyectado se establece a 1 m de profundidad respecto de la cota topográfica 2590,5 m.s.n.m., en la Capa B del perfil del subsuelo explorado, la cual corresponde a una arena arcillosa (SC), de resistencia al corte media; sin embargo, para mejorar el suelo de fundación, se debe sobre excavar 0,5 m por debajo del nivel de fundación recomendado, es decir a -1,5 m, y construir un concreto ciclópeo de 0,5 m de espesor, y sobre este ciclópeo apoyar la cimentación del muro, es decir que el nivel de

fundación queda como se estableció anteriormente a -1 m sobre el ciclópeo recomendado.

5 RECOMENDACIONES

- Primero que todo, se debe realizar un replanteo topográfico de cada una de las obras de estabilización recomendadas, antes de la construcción de estas.

- Se recomienda que el muro proyectado se construya con las dimensiones dadas en este informe, y en el informe y planos de diseño estructural del muro, para de esta manera garantizar su estabilidad y vida útil.

- Antes de la construcción del muro proyectado, se debe perfilar el terreno, para de esta manera disminuir el peso y/o empujes de tierra, y así realizar los cortes para la construcción del muro; luego de construido el muro en concreto reforzado, se procederá a la construcción de los sistemas de drenaje necesarios, y por último se procederá a empradizar los nuevos taludes generados por la construcción del muro, y los perimetrales a la zona de estudio, con bloques de césped.

- El nivel de fundación para el muro proyectado se establece a 1 m de profundidad respecto de la cota topográfica 2590,5 m.s.n.m., en la Capa B del perfil del subsuelo explorado, la cual corresponde a una arena arcillosa (SC), de resistencia al corte media; sin embargo, para mejorar el suelo de fundación, se debe sobreexcavar 0,5 m por debajo del nivel de fundación recomendado, es decir a -1,5 m, y construir un concreto ciclópeo de 0,5 m de espesor, y sobre este ciclópeo apoyar la cimentación del muro, es decir que el nivel de fundación queda como se estableció anteriormente a -1 m sobre el ciclópeo recomendado.

- De acuerdo al área de construcción del proyecto, al perfil del subsuelo explorado, y al tipo de muro de contención a construirse, lo más adecuado desde el punto de vista técnico y económico, es construir el muro con una cimentación superficial simulando un cimiento continuo.

- El muro en concreto existente en el talud en estudio, presenta una altura muy baja, y ya su funcionamiento no es el adecuado para brindarle estabilidad al talud en este sector, debido a la inadecuada construcción de la edificación ubicada en la parte superior de este sector; por lo cual, se recomienda demoler parte de este muro, y construir un nuevo muro en concreto reforzado, con una mayor altura, que garantice la estabilidad del talud

- Para la construcción del muro proyectado, se deben hacer cortes y rellenos en el espaldar del muro; el relleno se debe instalar ascendiendo topográficamente, hasta alcanzar la corona o parte alta del talud, debe tenerse en cuenta que la superficie final del relleno tendrá una inclinación de 42° en la zona donde se encuentra la edificación en construcción, y una inclinación de 11° en la zona donde se encuentra el cultivo, lo cual deberá conformarse a medida que se asciende topográficamente.

- Se deben diseñar y construir sistemas de drenaje totalmente impermeabilizados con geomenbrana de polietileno y/o con concreto, con el fin de no permitir que estos sirvan

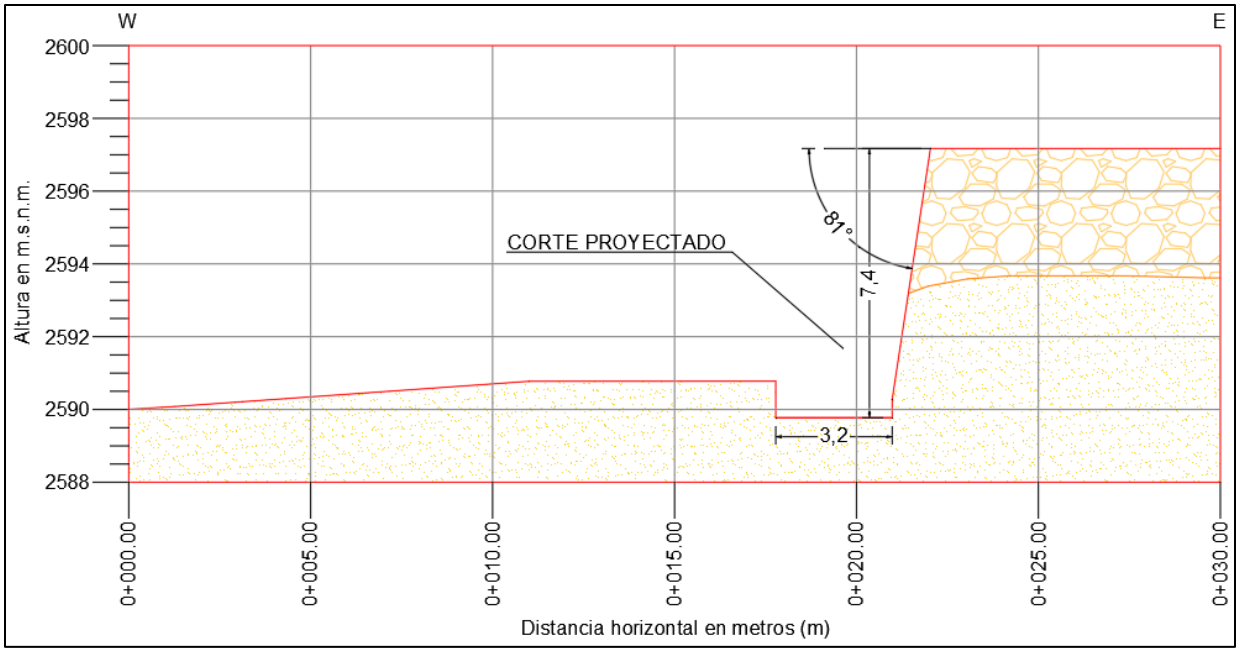
como elementos de filtración de agua al cuerpo del talud, y al muro de contención proyectado, de tal forma que intercepten la mayor parte del flujo superficial de agua y la conduzca directamente al sistema de alcantarillado del sector o a un lugar seguro, sin que estas aguas lleguen a afectar el talud en estudio.

- Debido a que el suelo existente dentro de la zona de estudio es granular; por lo cual, se recomienda que el material producto de los cortes y excavaciones para la construcción del muro proyectado, sea acopiado en la cancha multifuncional, y luego este sea utilizado como material de relleno en el espaldar del muro, el cual se debe compactar técnicamente, con compactadores manuales, tales como saltarines o ranas, compactando técnicamente las capas del relleno recomendado en el espaldar del muro. Este material de relleno se debe cubrir con un plástico de tipo industrial, para evitar pérdidas de material, en especial por las lluvias.

- Todos los materiales utilizados durante la construcción del muro en concreto reforzado, deberán cumplir con las especificaciones del Instituto Nacional de Vías (INVIAS) de 2013.

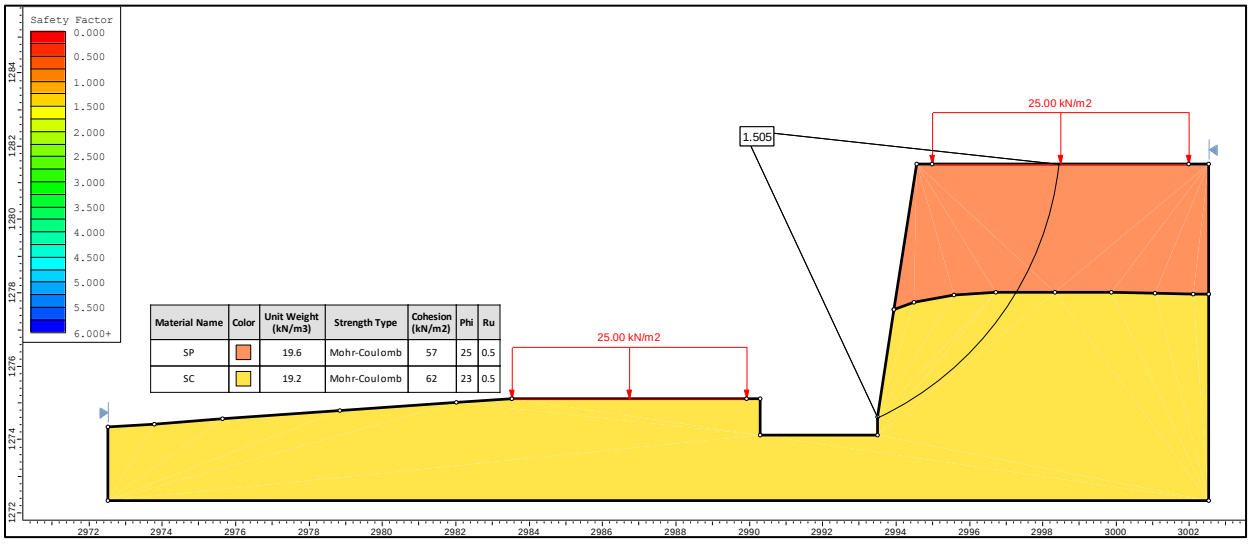
- Los cortes recomendados para la construcción del muro proyectado, son cortes de 7,4 m de altura máximo, 3,2 m de base y con una inclinación máxima de 81º, para la zona donde se encuentra la edificación en construcción, y cortes de 5,7 m de altura máximo, 3,2 m de base y con una inclinación máxima de 70º, para la zona donde se encuentra el cultivo; para lo anterior, se realizaron análisis de estabilidad, para ver la viabilidad de las dimensiones de corte más crítica, para la instalación del relleno al espaldar del muro, y para la construcción del muro en general, donde se simularon las situaciones más extremas, teniendo en cuenta la sobrecarga de las edificaciones existentes en la parte superior del talud, las infiltraciones de aguas superficiales debido a la morfología del terreno, y la aceleración sísmica del sitio del proyecto en el caso del análisis pseudoestático, ver **Figura 48, 49 y 50**.

Figura 48. Dimensionamiento del corte más crítico para la instalación del relleno recomendado al espaldar del muro proyectado.



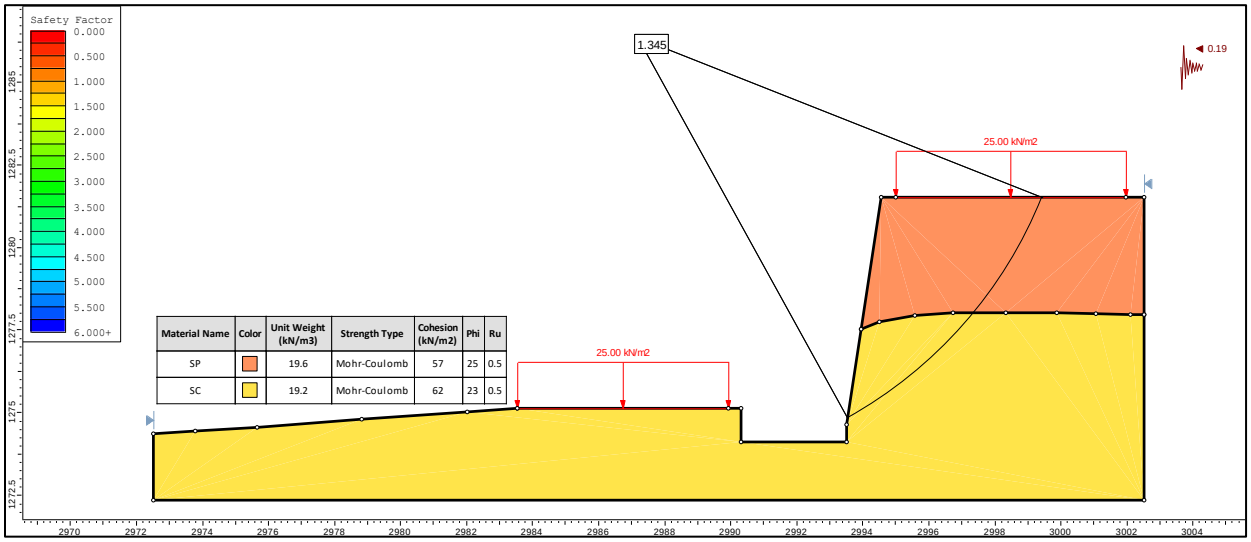
Fuente: Ingeconsult J&C S.A.S. (2022)

Figura 49. Análisis de estabilidad del corte proyectado en condición estática, con la sobrecarga de 25 kn/m^2.



Fuente: Ingeconsult J&C S.A.S. (2022)
El factor de seguridad de este análisis es de 1,505.

Figura 50. Análisis de estabilidad del corte proyectado en condición pseudoestática, con la sobrecarga de 25 kn/m^2.



Fuente: Ingeconsult J&C S.A.S. (2022)
El factor de seguridad de este análisis es de 1,345.

Las superficies de falla mostradas en las figuras anteriores y obtenidas para la sección definida, corresponden a las condiciones más probables de falla, que pueden presentarse después de realizado el corte recomendado para la construcción del muro proyectado. Los factores de seguridad obtenidos en los análisis de estabilidad realizados en condiciones estáticas y pseudoestáticas para la sección analizada se pueden ver en la **Tabla 33**; los cuales se consideran valores moderados a bajos, pero que están por encima del valor de equilibrio limite, es decir 1,0, con un nivel de amenaza medio; según los lineamientos establecidos en la Resolución 227 de 2006 del DPAE (DPAE, 2006); sin embargo, pueden representar una amenaza latente o de alto riesgo para la estabilidad del talud después de realizado el corte.

Tabla 33. Valores de los factores de seguridad en condiciones estáticas y pseudoestáticas, del talud de corte recomendado

SECCIÓN ANALIZADA	F.S. EN CONDICIÓN ESTÁTICA	F.S. EN CONDICIÓN PSEUDOESTÁTICA
Corte recomendado	1,505	1,345

Fuente: Ingeconsult J&C S.A.S. (2022)

De acuerdo con los resultados mostrados en la tabla anterior, se puede observar que al realizar el corte para la construcción del relleno y el muro proyectado, el talud va a ser parcialmente estable; sin embargo, debido a las infiltraciones de agua que se presentan en la zona de estudio y a las sobrecargas existentes en la parte superior del talud, no se recomienda desde el punto de vista de estabilidad de taludes, realizar el corte en una sola etapa o sin ninguna obra de protección y/o contención temporal.

- Se recomienda que en la zona donde se encuentra el cultivo, el corte se debe realizar por tramos de máximo 3 m, y al mismo tiempo se vaya construyendo el muro en este sector; para de esta manera darle una mayor estabilidad al corte a realizar para la construcción del muro.

- Se recomienda demoler y retirar este tramo del muro existente, e ir realizando el corte recomendado por tramos de máximo 2 m, y al mismo tiempo ir construyendo el muro proyectado en este sector; para de esta manera darle una mayor estabilidad al corte a realizar para la construcción del muro.

- La otra parte del muro en concreto existente de 7,8 m de longitud, ubicado en el talud del sector norte, se debe dejar, ya que el talud en este sector es de menos altura que el talud del costado oriental y/o en estudio.

- De acuerdo a las características geomecánicas del perfil del subsuelo explorado, la altura critica (Hc) para un talud vertical, o sea la profundidad del talud hasta la cual se sostiene por sí solo sin necesidad de contención lateral, es igual a $(2*C)/\gamma t$, es decir: $2*5,7\ t/m^2/1,96\ t/m^3 = 5,8$ m, máximo; por lo tanto, se ve la necesidad de implementar obras de protección y/o contención temporales al momento de la construcción de los cortes recomendados, y/o llevar a cabo las recomendaciones anteriores, en especial en la zona donde se encuentra la edificación en construcción.

- Los cortes realizados no se deben dejar a la intemperie, estos se deben cubrir puede ser con plástico de uso industrial, para de esta manera evitar la erosión y meteorización de los taludes de corte, y así darle una mayor estabilidad a los mismos, mientras se va construyendo el muro, y el relleno al espaldar.

- Debe realizarse un sellado de las grietas existentes o las generadas durante el proceso de construcción de las obras recomendadas para la estabilización del talud, con material arcilloso del sector, compactado o apisonado al interior de las mismas, evitando infiltraciones de aguas lluvias y de escorrentía superficial a través de estas, y de esta manera aumentar la estabilidad de la zona de estudio.

- La localización y desagüe de todas las zonas húmedas, nacimientos y corrientes de agua que puedan surgir, son un gran aporte a la estabilidad de la zona de estudio. De ser posible se debe implementar un sistema de drenaje profundo o semi-profundo por medio de un grupo de drenes o subdrenes en el sector, que disipen las presiones generadas por aguas ya infiltradas dentro del material deslizado; sea cual sea la metodología, el drenaje cumple un papel fundamental en la estabilización de la zona de estudio.

- Después de construidas las obras propuestas, no se debe permitir la presencia de ganado ni de cultivos en la parte superior del talud en estudio.

- Es recomendable que se realicen cortes y excavaciones en las áreas estrictamente necesarias, con el fin de evitar movimientos de tierra innecesarios, y así mitigar problemas de inestabilidad del terreno.

- Después de construidos los sistemas de drenaje y el muro proyectado, que le dará una mayor estabilidad al talud en estudio, se deberá controlar los problemas de erosión y meteorización de los taludes desprovistos de capa vegetal, en especial los existentes en los costados norte y sur de la Institución Educativa, y el talud generado por la construcción del relleno al espaldar del muro, mediante una completa empradización; esto se debe realizar con el fin de darle una mayor estabilidad a las obras propuestas.

- La vegetación cumple dos funciones importantes: la primera es la de disminuir el contenido de agua en el suelo superficial y la segunda en darle consistencia con sus raíces; por lo tanto, se recomienda utilizar para la empradización de los taludes plantas nativas de la región para facilitar su adaptación al medio. Una vez se tenga listo el terreno o taludes, se debe realizar la empradización de estos como medida correctora del medio ambiente natural, y además constituye una etapa fundamental dentro del proyecto de estabilidad de taludes y a su vez los integra a las características del paisaje natural circundante. A los taludes sobre los que se les efectuará la empradización, se les debe aplicar una capa de tierra orgánica muy bien abonada, luego instalar los bloques de césped, los cuales pueden ser rectangulares y deberán tener raíces de pasto sanas y adheridas a la capa orgánica. Este método además de mejorar rápidamente el aspecto visual de la zona del proyecto, tiene un efecto protector y estabilizador del suelo, disminuyendo la superficie de escorrentía del agua. El método de empradización con césped, es de la siguiente manera:

    - ❖ Se deben cubrir totalmente los taludes, con una capa vegetal o suelo orgánico.
    - ❖ Se debe sembrar o instalar césped, empradizando todos los taludes del proyecto.
    - ❖ Para sostener el césped, mientras se adhiere a la capa orgánica y taludes, se debe hincar una estaca de 10 cm de diámetro por 50 cm de largo, por metro cuadrado de césped instalado. La cabeza de la estaca debe quedar nivelada con el césped.

- Debe tenerse en cuenta que las condiciones de estabilidad simuladas pueden verse afectadas por cambios bruscos de humedad, que pueden disminuir los valores de los factores de seguridad y perturbar la estabilidad del terreno a través del tiempo; por lo anterior, es conveniente prevenir cualquier desplazamiento llevando a cabo todas las recomendaciones dadas anteriormente.

- Se debe construir según el diseño hidráulico la zanja en corona y los disipadores, por medio de las rápidas escalonadas y verter el flujo al filtro de la base del muro

- Durante el proceso constructivo se recomienda especialmente, en el tramo donde se encuentra la edificación en la parte alta del talud, realizar las excavaciones y retiro de

material de manera moderada, es decir cada 2 metros y simultáneamente ir fundiendo el fuste del muro para garantizar la estabilidad de la ladera, producto de alta pendiente

- Se debe garantizar los 50cm de concreto ciclópeo a lo largo del muro para garantizar los parámetros usados en el diseño.

- La resistencia a la compresión específicamente del concreto f´c, para cada porción de la estructura debe ser la que se estipula en las memorias y en los presentes planos. Los requisitos de resistencia deberán basarse en resistencias a la compresión del promedio de dos cilindros normalizados ensayados a los 28 días. Las dosificaciones para concreto deberán ser por peso. Se prohíben las dosificaciones por volumen. El concreto deberá dosificarse y producirse para tener un asentamiento de 10 cm o menos; si la compactación se hace por vibrado, y de 13 cm o menos; si la compactación se hace por métodos diferentes al vibrado. Deberá permitirse una tolerancia de hasta 2.5 cm a la máxima indicada para una cualquiera de cinco mezclas consecutivas ensayadas. El asentamiento deberá determinarse de acuerdo con la norma NTC 396 (ASTM C 143).

- Las formaletas deben tener la resistencia suficiente para soportar la presión resultante de la colocación y del vibrado del concreto, y deberán tener la rigidez suficiente para mantener las tolerancias especificadas. El diseño de la formaletería, así como su construcción, deberán ser responsabilidad del constructor. Las formaletas deben diseñarse para las cargas verticales y las presiones laterales. En el diseño deben tomarse en cuenta las cargas de viento, los esfuerzos permitidos y otros requisitos aplicables de la NSR-10. Las formaletas deben ser suficientemente herméticas para prevenir escapes de mortero desde el concreto. Deben proveerse medios adecuados de ajuste (cuñas o prensas) para puntales o riostras. Las formaletas deben arriostrarse para prevenir deflexiones laterales. Antes de colocar ya sea el acero de refuerzo o el concreto, las superficies de las formaletas deben cubrirse con un material protector que prevenga efectivamente la absorción de humedad e impide la unión con el concreto sin dejar manchas en la superficie de este. Puede utilizarse un agente removedor aplicado en la formaleta en obra, un sellante, o un forro no absorbente de aplicación industrial.

- Para garantizar el comportamiento adecuado del filtro y de los desagües, se debe usar grava con tamaño superior a 2’’, con el fin de evitar taponamientos, así mismo se debe realizar un mantenimiento periódico de dichos desagües.

- Se debe cumplir con el recubrimiento expuesto en los planos de despiece, con el fin de garantizar el comportamiento adecuado de las estructuras expuestas.

- Se debe garantizar el corte del talud en el momento de la construcción con un ángulo no mayor de 81°

- Se recomienda ejecutar el relleno en capas con el fin de garantizar la compactación adecuada del material a sostener.

6 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Hubach, E. (1957). Estratigrafía de la Sabana de Bogotá y alrededores. *Boletin de Geología*, *5 (2)*, 93–112.

RENZONI, G. (1981). Geología del cuadrángulo J-12 Tunja. *Boletín Geológico INGEOMINAS*, *N. 24*, 31–48.

Rodriguez, A., & Solano, O. (2000). MAPA GEOLOGICO DEL DEPARATAMENTO DE BOYACÁ. Memoria explicativa. *Boletin de Geologia (Bucaramanga)*, *20*(35), 53–63.

Rojas., D. (2016). *Contribución al estudio del vólcan de Paipa y su sistema termal mediante prospecciones de Resistividad*. Universidad de Los Andes.

Velandia, F. (2003). *Cartografía geológica y estructural sector sur del municipio de Paipa*. *July*, 31. https://doi.org/10.13140/RG.2.1.4741.2720

POT 2000-2010

DPAE. (2006). Resolución 227 de 2006. Bogotá D.C.: Secretaría Distrital de Gobierno-Dirección de Prevención y Atención de Emergencias.

Gerscovich, D. M. (2012). Estabilidad de Taludes. Sao Paulo, Brasil: Lemoine Editores.

Ministerio de Ambiente, V. y. (2010). Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10), ley 400 de 1997 (modificada ley 1229 de 2008), Decreto 926 del 19 de marzo de 2010. Bogotá, D.E., Colombia: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica-AIS.

Suárez, J. (2009). Deslizamientos, Análisis Geotécnico (Vol. 1). Bucaramanga, Colombia: División de Publicaciones UIS.