



UNIVERSIDAD LAICA ELOY ALFARO DE MANABÍ
FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

TEMA

ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS PARA LA ESTABILIZACIÓN DE TALUD
UBICADO EN EL BARRIO 20 DE MAYO DE LA CIUDAD DE MANTA

AUTORA

CLAUDIA PATRICIA ALVARADO BRIONES

DIRECTOR DE PROYECTO

ING. JAVIER MOREIRA ROCA, Mg.

MANTA – MAYO 2017

CERTIFICACIÓN DEL DIRECTOR DE PROYECTO

Ing. Javier Moreira Roca, Docente de la Carrera de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Laica Manabí.

CERTIFICA:

Que el presente Proyecto de Titulación, “**Análisis de Alternativas para la Estabilización de Talud ubicado en el Barrio 20 de Mayo de la Ciudad de Manta**”, ha sido exhaustivamente revisada en varias sesiones de trabajo, se encuentra lista para su presentación y apta para su defensa.

Las opiniones y conceptos vertidos en este proyecto de titulación son fruto del trabajo, perseverancia y originalidad de su autor: Srta. Claudia Patricia Alvarado Briones, siendo de su exclusiva responsabilidad.

Manta, 30 de mayo de 2017.

Ing. Javier Moreira Roca
DIRECTOR DE PROYECTO

CERTIFICACIÓN DE AUTORIA

Quien suscribe, Claudia Patricia Alvarado Briones, hace constar que es el autor de la Tesis Titulada: Análisis de Alternativas para la Estabilización de Talud ubicado en el Barrio 20 de Mayo de la Ciudad de Manta, el cual constituye una elaboración personal realizada con la dirección del Ing. Javier Moreira Roca, docente de la carrera de Ingeniería Civil – ULEAM.

En tal sentido, manifiesto la originalidad de la Conceptualización del trabajo, interpretación de datos y la elaboración de las conclusiones.

En la ciudad de Manta, a los 30 días del mes de mayo de 2017.

Claudia Patricia Alvarado Briones
AUTORA

DEDICATORIA

Este trabajo se lo dedico a todas las personas que han contribuido a mi crecimiento personal y académico, entre ellos, mis abuelitos y de manera muy especial mi abuelito Antonio Briones.

Aunque él ya no está conmigo sé que en el cielo está muy feliz por esta etapa que estoy culminando y sé que guía siempre mis pasos.

AGRADECIMIENTOS

“Olvida lo que has dado, para recordar lo recibido.” Mariano Agulló

Quiero agradecer inicialmente a Dios, por permitirme vivir este momento.

A mis padres, Sammy y Patricia, por el gran esfuerzo que hacen día a día para proveerme de salud, comida, un techo y sobretodo mucho amor.

A Romina, mi hermana, quien me ha ayudado en cada cosa que le pido, sé que siempre puedo contar con ella.

A mis abuelitos, Enrique, Loly, Antonio y Rosita, por ser tan consentidores y llenarme de sabios consejos.

A mis tíos, Daniel, Mónica, Linguin, Toño y Rudy; por el apoyo incondicional en todo momento hacia mi familia.

A mis profesores, de manera especial al Ing. Darío Páez, Dra. Cecilia Guzmán, Ing. Alex Junqui, Ing. Dolly Delgado y al Ing. Javier Moreira Roca quien además de ser un gran docente, ha sido un excelente tutor de tesis. Gracias por creer en mí.

Al Ing. Javier Moreira Cevallos, Gerente General de la Compañía CONGEOTEC, quien me brindo asesoría técnica para la elaboración del análisis realizado.

A Jonathan Macías, mi novio, por haberme brindado su amor incondicional y gran ayuda en la realización de este proyecto.

Muchas gracias a todos, los llevo siempre en mi mente y corazón.

RESUMEN

El presente proyecto técnico titulado “Análisis de Alternativas para la Estabilización de Talud ubicado en el Barrio 20 De Mayo de la Ciudad De Manta” tiene como objetivo determinar cuál es la mejor alternativa técnica para estabilizar aquel talud; En el barrio 20 de Mayo de la Parroquia Eloy Alfaro, se ha hallado un conjunto de residencias que se encuentran próximas a un talud, que con el sismo de 7.8 grados según la escala de Richter (producido el 16 de abril de 2016), este comenzó a “desprenderse”, provocando que pequeñas rocas que se encontraban al borde del mismo se precipitaran hacia el vacío y dejando roturas paralelas al talud indicando peligro de deslave; se realizó un levantamiento topográfico y a partir de este se obtuvieron los perfiles para el análisis de estabilidad, los datos del suelo fueron consultados a una compañía que se dedica a realizar estudios de suelos en la ciudad y se relacionaron además con datos tomados en otro proyecto de titulación elaborado cerca del punto de estudio. A partir de los datos tomados, el análisis denoto que el talud es estable, sin embargo se encuentra expuesto a la erosión, razón por la cual se presentaron dos alternativas técnicas como soluciones ante las posibles fallas ocasionadas por ese factor, dentro de las cuales las propuestas presentadas se encuentra el hormigón proyectado y además el recubrimiento con una geomalla uniaxial, siendo ambas alternativas totalmente viables.

ABSTRACT

The present technical project titled "Analysis of Alternatives for Stabilization and Containment of Slope located in the Barrio 20 de Mayo of the City of Manta" aims to determine which is the best technical alternative to stabilize that slope; In Manta it is common to find houses built on the edge of slopes; When work is done without a focus on slope stabilization these become automatically a vulnerable point for the people residing around it. In the May 20 neighborhood of Eloy Alfaro Parish, a group of residences on the edge of a slope has been found, with the earthquake measuring 7.8 degrees according to the Richter scale (produced on April 16, 2016), this Slope began to "detach", causing several stones that were on the edge of the same precipitate towards the void and leaving breaks parallel to the slope indicating danger of sliding; A topographic survey was carried out and from this the profiles for the stability analysis were extracted, the soil data were consulted to a company that is dedicated to conduct studies of soils in the city and were also related to data taken in another project of Degree near the point of study. From the data taken, the analysis shows that the slope is stable, however it is exposed to erosion, which is why two technical alternatives were presented to combat the possible faults caused by this factor. Among the proposals presented are the projected concrete and also the coating with a uniaxial geogrid, both alternatives being totally viable.

Índice

GLOSARIO.....	xiii
INTRODUCCIÓN.....	1
CAPÍTULO 1	3
CARACTERIZACIÓN DE RIESGOS EXISTENTES E IDENTIFICACIÓN DE PROBLEMAS DE DESLIZAMIENTOS	3
1.1. Planteamiento Del Problema.....	3
1.1.1 Antecedentes y justificación del problema	3
1.1.2 Formulación del problema.....	4
1.2. Objetivos	5
1.2.1. Objetivo general.....	5
1.2.2. Objetivos específicos	5
1.3. Marco Teórico	6
1.3.1. Talud.....	6
1.3.2. Estabilidad de Taludes	7
1.3.3. Selección del coeficiente kh para las condiciones Pseudo – Estático	8
1.3.4. Falla Circular	10
1.3.5. Tipos y Causas de fallas más comunes en Taludes.....	11
1.3.6. Caracterización de las amenazas naturales	13
1.3.7. Parámetros de Resistencia del Suelo	13
1.4. Métodos y Materiales.....	14
1.4.1. Métodos de diseño o normativas a utilizar	14
1.4.2. Métodos de Cálculo y Análisis.....	14
1.4.2.1. Método de tablas o número de estabilidad.....	16
1.4.2.2. Método Ordinario o de Fellenius	16
1.4.2.3. Método de Bishop.....	17
1.4.2.4. Método de Janbú	18
1.4.2.5. Método de Spencer	18
1.4.2.6. Método de Morgenstern y Price	20
1.5. Normas.....	20
1.5.1. Principal	20
1.5.2. De Referencia	20
1.6. Materiales y Recursos para la Elaboración del Proyecto.....	21
- Geo5.....	21

CAPÍTULO 2	22
TABULACIÓN Y ANÁLISIS DE DATOS TOMADOS EN CAMPO	22
2.1. Tabulación de datos topográficos	22
2.2. Cuadros de Clasificación de Suelos y Ensayos S.P.T	27
CAPÍTULO 3	32
ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DEL TALUD Y EVALUACIÓN DE LAS ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN	32
3.1. Análisis de estabilidad de taludes – Perfil 0+020	32
3.1.1. Entrada de datos - Análisis Estático	32
3.2. Análisis de estabilidad de taludes – Perfil 0+020	38
3.2.1. Entrada de datos – Análisis Pseudo-Estático	38
3.3. Análisis de estabilidad de taludes – Perfil 0+040	45
3.3.1. Entrada de datos - Análisis Estático	45
3.4. Análisis de estabilidad de taludes – Perfil 0+040	52
3.4.1. Entrada de datos – Análisis Pseudo-Estático	52
3.5. Cuadro resumen de valores obtenidos en el análisis de estabilidad	58
3.6. Alterativa #1: Protección de talud con Hormigón Proyectado	59
3.6.1. Preparación de la superficie	59
3.6.2. Juntas	60
3.6.2.1. Preparación	60
3.6.2.2. Sellado	60
3.6.3. Humectación de la superficie.....	60
3.6.4. Lubricación de la manguera.....	60
3.6.5. Colocación del mortero.....	61
3.6.6. Curado.....	61
3.6.7. Ventajas del Hormigón Proyectado	61
3.7. Alterativa #2 : Geosintéticos para el control de erosión	62
3.7.1. Geomalla Uniaxial	62
3.7.2. Instalación de la geomalla.....	64
3.7.3. Ventajas de la Geomalla	65
3.8. Drenajes.....	65
3.8.1. Diseño Cuneta de Coronación	66
3.8.1.1. Caudal de diseño.....	66
3.8.1.2. Área de aportación	66

3.8.1.3.	Coeficiente de escorrentía	68
3.8.1.4.	Intensidad de lluvia.....	68
3.8.1.5.	Tiempo de concentración	69
3.8.1.6.	Dimensionamiento de cuneta de coronación	70
3.8.1.7.	Bajante de aguas lluvias cuneta de coronación.	71
3.8.2.	Diseño De Drenaje En Pie De Talud	73
3.8.2.1.	Dimensionamiento de cuneta de pie de talud.....	74
3.8.2.2.	Bajante de aguas lluvias cuneta de pie de talud	75
CAPÍTULO 4	76
PRESUPUESTO Y PROGRAMACIÓN DE LAS ALTERNATIVAS PRESENTADAS	...	76
4.1.	Cronograma Valorado De Actividades - Protección De Talud Con Geomalla Barrio 20 De Mayo	76
4.2.	Cronograma Valorado De Actividades - Protección De Talud Con Hormigón Barrio 20 De Mayo	78
CAPÍTULO 5	80
PLANOS CON DETALLES CONSTRUCTIVOS Y ESTRUCTURALES	80
5.1.	Implantación General - Niveles y Elementos Existentes.....	81
5.2.	Implantación de Talud En Estudio - Niveles y Elementos Existentes.....	82
5.3.	Secciones Transversales Talud - De la 0+000 a la 0+030	83
5.4.	Secciones Transversales Talud - De la 0+040 a la 0+060	84
5.5.	Implantación De Drenajes - Alineamientos Horizontales	85
5.6.	Perfiles Longitudinales de Terreno y Fondos de Drenajes.....	86
5.7.	Alternativa 1 - Protección de Talud con Hormigón.....	87
5.8.	Alternativa 2 - Protección de Talud con Geomalla.....	88
CONCLUSIONES	89
RECOMENDACIONES	90
BIBLIOGRAFÍA	91

Ilustraciones

Ilustración 1	Imagen del Talud de Estudio	3
Ilustración 2	Mapa de peligrosidad sísmica para determinar el factor Z	9
Ilustración 3	Esquema del análisis de estabilidad de taludes por el método de Fellenius	16

Ilustración 4 Análisis de Estabilidad de Taludes por el Método de Bishop. (a) Esquema de las fuerzas que actúan en la dovela. (b) Diagrama de fuerzas en equilibrio de la misma dovela. Fuente: (Pereira, 2012).....	17
Ilustración 5 Análisis Del ángulo De Inclinación En El Método De Spencer.....	18
Ilustración 6 Análisis De Fuerzas Por Dovelas En El Método De Spencer.....	19
Ilustración 7 Talud de estudio, ejecución de levantamiento topográfico	27
Ilustración 8 Esquema Perfil 0+020 con datos de suelos	29
Ilustración 9 Esquema Perfil 0+020 con datos de suelos	30
Ilustración 10 Curvas de Nivel y Perfiles Escogidos para realizar Análisis de Estabilidad – Fuente: Autora	30
Ilustración 11 Valores del Coeficiente de Permeabilidad.....	31
Ilustración 12 Circulo de Falla Perfil 0+020 (Sin Sismo)	37
Ilustración 13 Circulo de Falla Perfil 0+020 (Incluye Sismo)	44
Ilustración 14 Circulo de Falla Perfil 0+040 (Sin Sismo)	51
Ilustración 15 Circulo de Falla Perfil 0+040 (Incluye Sismo)	57
Ilustración 16 Esquema del procedimiento Hormigón Proyectado.....	59
Ilustración 17 Geomalla Uniaxial.....	63
Ilustración 18 Instalación de la Geomalla.....	64
Ilustración 19 Ventajas de la Geomalla	65
Ilustración 20 Área de Aportación.....	67
Ilustración 21 Capacidad de caudal solicitada - Fuente: Autora.....	71
Ilustración 22 Sección de cada tubería - Fuente: Autora	72
Ilustración 23 Sección que puede transportar el Caudal	74
Ilustración 24 Sección.....	75

Tablas

Tabla 1 Tipos de suelo y factores de sitio Fa.	9
Tabla 2 Clasificación de los perfiles de suelo.....	10
Tabla 3 Factores que intervienen en la erosión de Taludes.....	12
Tabla 4 Caracterización de las amenazas naturales.....	13
Tabla 5 Parámetros de Resistencia del Suelo.....	13
Tabla 6 Hipótesis de fuerzas entre rebanadas de distintos métodos de equilibrio límite	15
Tabla 7 Datos Topográficos.....	26

Tabla 8 Ensayo SPT, Perfil 3.....	28
Tabla 9 Ensayo SPT, Perfil 3.....	28
Tabla 10 Ensayo SPT, Perfil 5	29
Tabla 11 Ensayo SPT, Perfil 5	29
Tabla 12 Tabla Resumen de Factor de Seguridad Obtenido por varios Métodos en GEO5.....	58
Tabla 13 Coeficiente de Escorrentía	68
Tabla 14 APU Geomalla.....	76
Tabla 15 Cronograma Valorado Geomalla.....	77
Tabla 16 APU Hormigón Proyectado	78
Tabla 17 Cronograma Valorado Hormigón Proyectado	79

Ecuaciones

$$kh = 0.6 * amax \quad \text{Ecuación 1 (8)}$$

$$kv = 23 kh \quad \text{Ecuación 2 (8)}$$

$$amax = Z * Fa \quad \text{Ecuación 3 (8)}$$

$$Q = 0.00278 * A * I * C \quad \text{Ecuación 4 (66)}$$

$$ITR = k * IdTR * tn \quad \text{Ecuación 5 (689)}$$

$$t_c = 57 \cdot \left(\frac{L^3}{\Delta h} \right)^{0.385} \quad \text{Ecuación 6 (69)}$$

$$Q = A \cdot V \quad \text{Ecuación 7 (70)}$$

$$q_{Capacidad} = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2} \quad \text{Ecuación 8 (70)}$$

$$V = \frac{(R_H^{2/3} \cdot S^{1/2})}{n} \quad \text{Ecuación 9 (70)}$$

GLOSARIO

Laderas.- f. Declive de un monte o de una altura.

Formaciones geológicas.- unidad litoestratigráfica formal que define cuerpos de rocas caracterizados por unas propiedades litológicas comunes que las diferencian de las adyacentes.

Diaclasamiento.- es una fractura en las rocas que no va acompañada de deslizamiento de los bloques que determina, no siendo el desplazamiento más que una mínima separación transversal.

Terraplén.- m. Macizo de tierra con que se rellena un hueco, o que se levanta para hacer una defensa, un camino u otra obra semejante.

Cuña.- f. Piedra de empedrar labrada en forma de pirámide truncada.

Repteo.- es característico en materiales cohesivos y rocas blandas como: lutitas y sales, en taludes moderadamente empinados a empinados.

Cizallamiento.- Fuerza interna que desarrolla un cuerpo como respuesta a una fuerza cortante y que es tangencial a la superficie sobre la que actúa.

Licuefacción.- Cambio de una sustancia del estado sólido o gaseoso al estado líquido. Puesto que los diversos estados de la materia corresponden a diversas cantidades de energía de las moléculas que hacen encima de la sustancia, la energía en la forma de calor se debe proveer a una sustancia o quitar de la sustancia para cambiar su estado.

Tensiones geo-estáticas en un cuerpo terrestre.- El análisis de tensión se basa en la existencia de capas definidas por el usuario durante la carga. El programa inserta capas ficticias ubicadas donde cambia la tensión y las presiones laterales (Nivel freático del suelo, puntos de construcción, etc.).

Dovela.- Superficie que corresponde al intradós o al extradós de las piedras de un arco o bóveda.

Geosintéticos.- grupo de materiales fabricados mediante la transformación industrial de substancias químicas denominadas polímeros, del tipo conocido genéricamente como “plásticos”, que de su forma elemental, de polvos o gránulos, son convertidos mediante uno o más procesos, en láminas, fibras, perfiles, etc.

INTRODUCCIÓN

Los estudios de suelos son la base fundamental para toda obra de ingeniería civil, sin un debido estudio y control a la forma de comportamiento del suelo debido a cargas resultaría complicado iniciar cualquier tipo de estructura sobre el mismo, ya que se estaría condicionando la integridad de la obra a la “suerte” y no a un análisis completo que brinde garantías y seguridad.

En nuestro país la tendencia de las construcciones verticales va en aumento y con esto la mayor transmisión de esfuerzos hacia el suelo; así mismo la demanda de viviendas va en aumento, sobre todo los conjuntos habitacionales en las grandes urbes, lo que conlleva muchas veces a realizar edificaciones en zonas vulnerables que tienen que ser debidamente tratadas para que en ellas se pueda edificar sin poner en riesgo la seguridad y sobre todo la vida humana. En muchas ocasiones, las zonas de riesgo encontradas en las ciudades son a causa de construcciones ubicadas junto a taludes, a los cuales no se les ha dado un correcto tratamiento estructural para que brinden la estabilidad requerida por las estructuras aledañas a ellos, por ende se convierten en zonas de riesgo o extremadamente vulnerables al colapso debido a factores como lluvias con infiltraciones, sobrecargas debido a construcciones o incluso a sismos.

En la actualidad en la ciudad de Manta con la ya demostrada peligrosidad de la zona sísmica en la que se encuentra los temas relacionados al control de comportamiento de suelos y estructuras han entrado en apogeo, así mismo va en aumento la demanda de profesionales de vanguardia que dominen estos

temas para poder cubrir las necesidades que requiere la ciudad; la estabilización de taludes para brindar seguridad a la población ubicada en zonas vulnerables marca un punto sumamente relevante dentro las actuales necesidades que tiene la ciudad de Manta.

CAPÍTULO 1

CARACTERIZACIÓN DE RIESGOS EXISTENTES E IDENTIFICACIÓN DE PROBLEMAS DE DESLIZAMIENTOS

1.1. Planteamiento Del Problema

1.1.1 Antecedentes y justificación del problema

El lugar donde se va a realizar este proyecto es en el barrio 20 de Mayo, de la ciudad de Manta, ubicado en las coordenadas UTM N: 9892241 E: 531012; según testimonios de los residentes más antiguos del sitio, esta se formó a raíz de una inundación provocada por la crecida de los ríos Manta y Burro. A los afectados se los reubicó en estos terrenos, en algunos casos, situados en zonas de riesgo debido a la presencia de laderas. Tal es el caso de este estudio, donde se puede apreciar el peligro existente debido a la poca estabilidad del talud que se encuentra.



Ilustración 1 Imagen del Talud de Estudio

Fuente: Google Earth

Evaluar la estabilidad de las condiciones naturales de laderas es uno de los principales objetivos de los estudios de riesgos geológicos. En ausencia de la intervención humana, la frecuencia y la importancia de los deslizamientos de tierra se encuentran frecuentemente vinculadas con las áreas de terreno montañoso, la intensidad y duración de las precipitaciones y a ciertas formaciones geológicas particularmente sensibles a los movimientos.

En muchos proyectos, la estabilidad de taludes es analizada por métodos que arrojan datos que en ocasiones no determinan la realidad, es por esto que para poder interpretar de manera correcta estos resultados hay que considerar ciertos factores que nos proporcionen menos errores.

Al existir esta variedad de fallo, no hay un método general aplicable a todos los casos que se nos puedan presentar, principalmente porque no hay un procedimiento en la práctica para calcular los esfuerzos internos en los puntos de masa del suelo, a partir de las cargas externas que en el actúan, motivo por el cual se hará el empleo de varios métodos disponibles en la bibliografía existente para así poder generar una comparación de los resultados obtenidos.

1.1.2 Formulación del problema

En la ciudad de Manta es común encontrar muchas viviendas construidas al borde de taludes; y cuando no se realizan tratamientos de estabilización de taludes que se encuentran al pie de edificaciones, estos se convierten automáticamente en un foco de riesgo para la integridad de la edificación y de las personas que se encuentren dentro de dicha edificación.

En el barrio 20 de Mayo de la ciudad de Manta, se ha localizado un grupo de viviendas que se encuentran al borde de un talud de aproximadamente quince metros de altura, con el sismo de 7.8 grados en la escala de Richter suscitado el 16 de abril este talud comenzó a ceder, provocando que varias rocas se deslizaran y dejaran así grietas paralelas al talud indicando señal de deslave; las casas que se encuentran ahí están a pocos metros y en algunos casos a centímetros del borde del talud; por lo que se ha convertido en un riesgo eminente para sus habitantes; generando un grave problema y riesgo a la vida humana.

Con este preámbulo surgen las preguntas:

¿Debido a qué se está produciendo este desprendimiento de suelo?

¿Cuál es la evaluación que se le puede dar al sitio?

¿Qué factores determinarán el final colapso del talud?

Y por último, ¿Cuáles son las alternativas para la estabilización de talud ubicado en el barrio 20 de Mayo de la ciudad de Manta?

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo general

Determinar cuál es la mejor alternativa técnica para estabilizar el talud ubicado en el barrio 20 de mayo de la ciudad de Manta.

1.2.2. Objetivos específicos

- Recopilar datos, proyectos y fuentes bibliográficas sobre los factores que intervienen en la estabilidad de taludes.

- Realizar trabajo de campo: topografía y observación ocular.
- Diseñar y calcular, por medio de software, alternativas que puedan estabilizar y contener el talud ubicado en el barrio 20 de Mayo de la ciudad de Manta.
- Evaluar las alternativas propuestas y determinar cuál es la más viable.
- Elaboración de planos y detalles constructivos de la alternativa solución para una futura ejecución del proyecto en el barrio 20 de Mayo de la ciudad de Manta.

1.3. Marco Teórico

1.3.1. Talud

Según el diccionario de la Real Academia Española (RAE), el término talud significa “Inclinación del paramento de un muro o de un terreno” (RAE, 2017). Se conocen como taludes a las superficies inclinadas o con pendiente, ya sea de forma natural o como resultado de la intervención humana en un trabajo de ingeniería. Desde la primera perspectiva, los taludes se dividen en las pendientes naturales o artificiales (corte y relleno).

El desarrollo moderno de las vías de comunicación existentes, tales como canales, carreteras, el impulso de presas, etc., promovieron en los últimos años el desarrollo de las obras de protección contra las fallas de taludes. Tener en consideración el buen diseño y la construcción tanto por el aspecto como la inversión, exige máximo cuidado por parte del calculista.

Las fuerzas no equilibradas, que provocan los deslizamiento en taludes naturales, en cortes ocasionados por el hombre o a causa de rellenos sobre el terreno natural, son incrementadas por la presión del agua de los poros, en las grietas de la roca, o por la debilidad de capas, y diaclasamiento (fractura en las rocas sin deslizamientos), etc.

Por tal razón los métodos de cálculo generalmente deben tomar en consideración la estructura del terreno, buzamiento y diaclasamiento, así como la resistencia al corte de las capas débiles que favorecen el deslizamiento.

1.3.2. Estabilidad de Taludes

La estabilidad se entiende como la seguridad de una masa de tierra contra el movimiento. En primera instancia, es necesario definir los criterios de estabilidad de taludes, lo que significa ser capaz de decir en un momento dado cual será la pendiente adecuada en un corte o terraplén, este es el centro del problema y la razón para del estudio.

Las diferentes pendientes del talud corresponden a diferentes masas de material, y la evaluación de su estabilidad requiere:

- Establecer las condiciones, llamadas "condiciones de diseño" o "condiciones de carga".
- Realización de análisis de estabilidad para cada una de estas condiciones, entre ellas la consideración de cargas sísmicas (análisis que se detallará en el Capítulo 3 de este proyecto).

Las fallas de pendiente son peligros naturales importantes que ocurren en muchas áreas en todo el mundo. Las pendientes exponen dos o más superficies libres debido a la geometría. Los tipos de fallas de plano, cuña, tope, roca y rotación (circular / no circular) son comunes en taludes. Los primeros cuatro son más predominantes en pendientes de roca y son controlados principalmente por la orientación y la separación de planos de discontinuidades con respecto a la cara de pendiente. El patrón de las discontinuidades puede estar compuesto por una sola discontinuidad, o un par de discontinuidades que se intersectan entre sí, o una combinación de discontinuidades múltiples que están enlazadas entre sí para formar un modo de fallo. La rotura circular y no circular ocurre en suelos o rocas muy débiles. Los tipos de falla de taludes se controlan principalmente por las propiedades del material, el contenido de agua y la resistencia de la cimentación.

1.3.3. Selección del coeficiente k_h para las condiciones Pseudo – Estático

Este método reduce el valor de la aceleración pico en función de factores de sitio. Para determinar el coeficiente de aceleración horizontal se deben utilizar las siguientes ecuaciones

$$k_h = 0.6 * a_{max} \quad \text{Ecuación 1}$$

$$k_v = \frac{2}{3} k_h \quad \text{Ecuación 2}$$

$$a_{max} = Z * F_a \quad \text{Ecuación 3}$$

Dónde:

Z= Coeficiente de zona sísmica

Fa= Factor de sitio que depende de las propiedades de suelos del sitio

Kh: Coeficiente sísmico horizontal

Kv: Coeficiente sísmico vertical

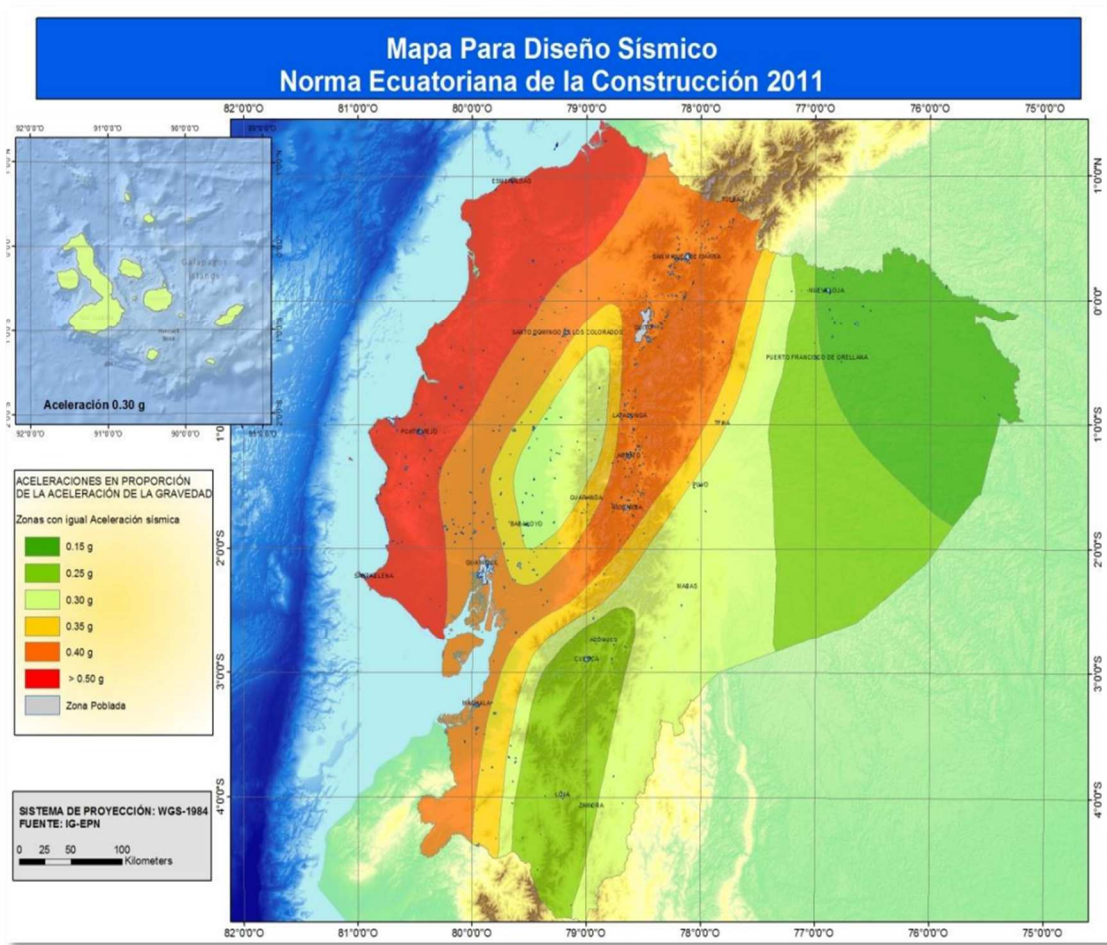


Ilustración 2 Mapa de peligrosidad sísmica para determinar el factor Z

Fuente: NEC-SE-DS-Peligro-Sísmico

El valor del factor Fa es determinado a partir de la tabla No. 10, donde el perfil de suelo debe ser seleccionado según el criterio de la Tabla No. 1.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	valor Z (Aceleración esperada en roca, 'g)	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B		1	1	1	1	1	1
C		1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D		1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E		1.8	1.5	1.39	1.26	1.14	0.97
F		ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota

Tabla 1 Tipos de suelo y factores de sitio Fa.

Fuente: NEC-SE-DS-Peligro-Sísmico

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{V}_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 360 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50.0$ $\bar{S}_u \geq 100 \text{ KPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2)$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 180 \text{ m/s}$
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > \bar{N} \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{S}_u \geq 50 \text{ kPa} (\approx 0.5 \text{ kgf/cm}^2)$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$\bar{V}_s < 180 \text{ m/s}$
	perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	IP > 20 w \geq 40% $\bar{S}_u < 50 \text{ kPa} (\approx 0.50 \text{ kgf/cm}^2)$
F	<p>Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista (Ver 2.5.4.9). Se contemplan las siguientes subclases:</p> <p>F1—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.</p> <p>F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H >3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).</p> <p>F3—Arcillas de muy alta plasticidad (H >7.5 m con índice de Plasticidad IP >75)</p> <p>F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H >30m)</p> <p>F5—Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.</p> <p>F6—Rellenos colocados sin control ingenieril.</p>	

*Tabla 2 Clasificación de los perfiles de suelo.
Fuente: NEC-SE-DS-Peligro-Sísmico*

1.3.4. Falla Circular

La mayoría de los análisis de estabilidad convencionales de las pendientes se han hecho suponiendo que la curva de deslizamiento potencial es un arco de círculo. Los procedimientos de análisis de estabilidad pueden dividirse en dos categorías principales.

El método del círculo de deslizamiento del análisis de falla circular utiliza la teoría del equilibrio limitante. Resuelve un problema bidimensional de la estabilidad del cuerpo rígido usando la superficie potencial del resbalón de forma circular. Este método se utiliza para investigar el equilibrio de una masa

del suelo que tiende a moverse hacia abajo de la pendiente bajo la influencia de la gravedad.

El círculo de deslizamiento de prueba se dibuja y el material por encima de la supuesta superficie de deslizamiento se divide en un número de tiras o rebanadas verticales. En el círculo de deslizamiento ordinario las fuerzas entre las rebanadas se desprecian y se supone que cada rebanada actúa independientemente como una columna de suelo de grosor unitario.

Se supone que el peso de cada rebanada actúa en su centro. Se supone que el factor de seguridad es el mismo en todos los puntos a lo largo de la superficie de deslizamiento. La superficie con el factor mínimo de seguridad se denomina superficie de deslizamiento crítica.

Tal superficie crítica y el correspondiente factor mínimo de seguridad representan la superficie de deslizamiento más probable.

1.3.5. Tipos y Causas de fallas más comunes en Taludes

Los tipos de falla más frecuente en taludes son los que se mencionan a continuación:

Fallos superficiales de deslizamiento, estos son provocados por fenómenos cercanos a la superficie por la ausencia de la presión normal de confinamiento con desplazamientos muy lentos como un flujo viscoso.

Los fallos por licuefacción se dan cuando la presencia de agua y el movimiento vibratorio reduce la resistencia al cizallamiento del suelo a casi cero, pero uno de los defectos más problemáticos en los diferentes tipos de taludes es el fallo

por movimiento del cuerpo de la masa produciéndose fallas por traslación y rotación, la primera se produce por un pequeño plano ligeramente inclinado en el cuerpo de la pendiente o de la fundación y la segunda a través de una superficie curva. Las fallas por rotación se pueden clasificar como fallas a pie de talud, superficial y profundo o de base.

Por otro lado se encuentran también las fallas por erosión, causados por agentes erosivos como el viento y el agua; este último factor en cuestión será el objeto de este proyecto. La manifestación típica de este fenómeno es generalmente la aparición de irregularidades en taludes, originalmente uniforme desde un punto de vista teórico, puede ser imposible cuantificar en detalle, pero la experiencia ha proporcionado estándares aplicables en estos casos.

Estos son algunos de los factores que intervienen en la erosión de los taludes:	Aparición del agua por lluvia, subterránea y el de la escorrentía, por lo tanto es de vital importancia contemplar este factor desde el inicio de la construcción.
	Inclinación del talud.
	Escurrimiento sobre la superficie del terreno, origina que la cantidad de lluvia que cae no puede ser soportada por la capacidad de infiltración del terreno.
	Número de surcos y torrentes que se forman
	Coeficiente de escurrimiento
	Porosidad, permeabilidad
	Alternancia de estaciones: seca y lluviosa
	Intensidad de la radiación solar
	Fuertes vientos
	Variación térmica

Tabla 3 Factores que intervienen en la erosión de Taludes

Fuente: TEX DELTA - Geotextiles

1.3.6. Caracterización de las amenazas naturales

Origen	Acciones y Variables
Inestabilidad de taludes	Gravitatorio: repteo de bloques Sismo: deslizamiento instantáneo o progresivo Lluvia: deslave, aumento, turbiedad del afluente
Vibraciones por sismo	Efectos locales Desplazamientos temporales
Desplazamientos permanentes	Movimientos de fallas geológicas Inestabilidad de soportes
Viento	Fuerzas laterales en la infraestructura expuesta a vientos

Tabla 4 Caracterización de las amenazas naturales
Fuente: ((HeLiD), 2008)

1.3.7. Parámetros de Resistencia del Suelo

Materiales no cohesivos	Ángulo de fricción (ϕ)	Cohesión (kPa)
Arenas	28 - 34	0
Gravas	34 - 37	0
Roca triturada		
Basalto	40 - 50	0
Granito	45 - 50	
Caliza	35 - 40	
Arenisca	35 - 45	

Materiales cohesivos	Ángulo de fricción (ϕ)	Cohesión (kPa)
Arcillas	22 - 27	20 - 50
	27 - 32	30 - 70
Rocas		
Ígneas	35 - 45	5.000 - 55.000
Metamórficas	30 - 40	20.000 - 40.000
Sediment. duras	35 - 45	10.000 - 30.000
Sediment. blandas	25 - 35	10.000 - 20.000

Tabla 5 Parámetros de Resistencia del Suelo
Fuente: (documents.mx, 2016)

1.4. Métodos y Materiales

1.4.1. Métodos de diseño o normativas a utilizar

A partir de este proyecto se pretende extraer los suficientes conocimientos de carácter específico para el caso de estudio, ya que no existe un método matemático aplicable a todos los problemas de estabilidad de taludes. Para poder determinar el método de cálculo y por ende la posible alternativa, hay que conocer previamente el tipo de falla que existe en el sitio, sin embargo estos son los métodos que se plantean que irán de acuerdo a los datos que se generen en los estudios previstos.

1.4.2. Métodos de Cálculo y Análisis

“Para definir la estabilidad de un talud, es común en ingeniería, trabajar en términos de factor de seguridad (FS), obtenido a partir de un análisis de estabilidad matemático.” (Toro, 2012)

El modelo debe tener en cuenta la mayor parte de los factores que afectan la estabilidad de las Superficies Potenciales de Falla (SPF).

Dichos factores contienen parámetros geológicos, la geometría del talud, la presencia de grietas de tensión, las cargas dinámicas debidas a los terremotos, el flujo de agua, las propiedades del suelo, etc. No obstante, no todos los factores que afectan la estabilidad de un talud se puede cuantificar para su inclusión en un modelo las matemáticas. Así que hay situaciones en las que un enfoque matemático produce resultados satisfactorios.

Métodos de equilibrio límite	Hipótesis
Fellenius (Ordinario) (1927)	Supone que las fuerzas entre rebanadas se anulan entre sí. Solo para deslizamiento circular.
Bishop Modificado (1955)	La fuerza resultante entre rebanadas es horizontal (significa que no hay fuerza tangencial entre rebanadas) Solo para deslizamiento circular.
Janbu Generalizado (1968)	La posición de la fuerza normal entre rebanadas se define con la línea de empuje y se puede variar, es decir cambiar la posición de las fuerzas resultantes entre rebanadas. Para cualquier superficie de deslizamiento.
Spencer (1967)	Las fuerzas resultantes entre rebanadas son paralelas. Cualquier superficie de deslizamiento.
Morgenstern-Price (1965)	La dirección de las fuerzas resultantes entre rebanadas se define mediante la función predeterminada y se puede variar la orientación, el porcentaje de la función utilizada se resuelva mediante equilibrio de fuerzas y momentos. Cualquier superficie de deslizamiento.
GLE	La dirección de las fuerzas resultantes entre rebanadas se define mediante la función predeterminada, el porcentaje de la función requerido para satisfacer el equilibrio de momentos y fuerzas se define buscando el punto de intersección en el diagrama factor de seguridad vs porcentaje de la función.
Corps of Engineers (1970)	Las direcciones de las fuerzas resultantes entre rebanadas se suponen paralelas al ángulo medio de la superficie del talud o a la línea definida por los puntos de entrada y salida de la línea de deslizamiento en el terreno. Cualquier superficie de deslizamiento.
Lowe-Karafiath (1960)	Las direcciones de las fuerzas resultantes entre rebanadas se suponen iguales al promedio de la superficie del terreno y superficie de deslizamiento en la base de cada rebanada. Cualquier superficie de deslizamiento.
Sarma (1973)	Los valores de las fuerza resultantes entre rebanadas siguen ciertas pautas predeterminadas. Cualquier superficie de deslizamiento.

Tabla 6 Hipótesis de fuerzas entre rebanadas de distintos métodos de equilibrio límite

Fuente: (extraído de Alonso, 1989).

A pesar de las debilidades de un modelo en particular, determinar el factor de seguridad asumiendo posibles fallas, permitiendo así tener una herramienta muy útil para la toma de decisiones.

Plana, circular, logarítmica, parabólico y las combinaciones de los mismos, estos son los tipos de superficies que se puede estudiar, una gran parte de contenidos que tratan este tema, consideran que el suelo es un material isotrópico y han desarrollado métodos de análisis de áreas circulares o aproximadamente circulares principalmente.

1.4.2.1. Método de tablas o número de estabilidad

Para taludes homogéneos y simples existen tablas que permiten el cálculo rápido del factor de seguridad. Hay una gran variedad de tablas desarrolladas por distintos autores. El primer estudio fue desarrollado por Taylor, y estas son aplicables sólo para el análisis de esfuerzos totales, ya que no tiene en cuenta las presiones de los poros.

1.4.2.2. Método Ordinario o de Fellenius

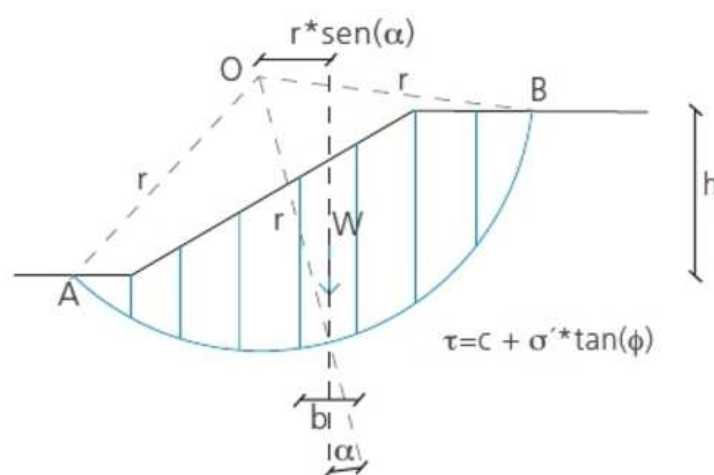


Ilustración 3 Esquema del análisis de estabilidad de taludes por el método de Fellenius

Fuente: (Pereira, 2012)

Conocido también como método Sueco, método de las Dovelas o método U.S.B.R. Este método asume superficies de fallas circulares, divide el área de falla en cortes verticales, obtiene las fuerzas de actuación y resultante para cada rebanada, y con la suma de estas fuerzas obtiene el Factor de Seguridad.

Las fuerzas que actúan sobre una dovela son:

- El peso o fuerza de la gravedad, que se puede descomponer en una tangente y una normal a la superficie de la falla.
- Fuerzas resistentes de cohesión y fricción que actúan tangencialmente a la superficie del fallo.
- Las fuerzas de presión de la tierra y de corte en las paredes entre segmentos, que no son consideradas por Fellenius, pero se tienen en cuenta en otros métodos de análisis más detallados.

1.4.2.3. Método de Bishop

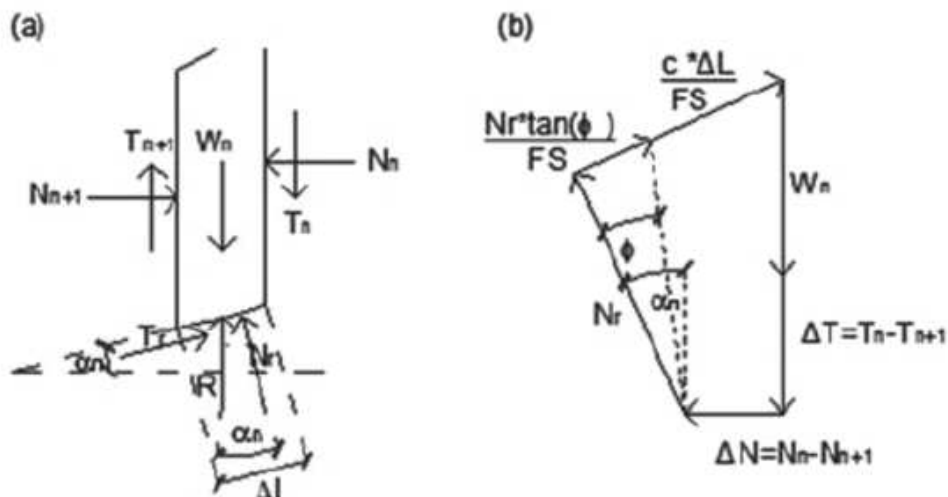


Ilustración 4 Análisis de Estabilidad de Taludes por el Método de Bishop. (a) Esquema de las fuerzas que actúan en la dovela. (b) Diagrama de fuerzas en equilibrio de la n ma dovela. Fuente: (Pereira, 2012)

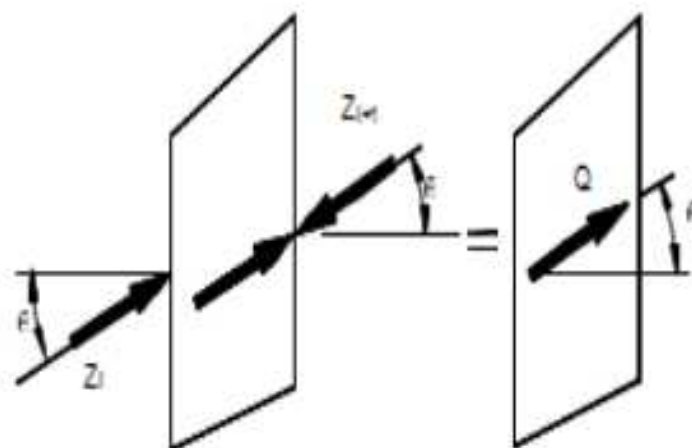
El método propuesto por Bishop en 1955 analiza la estabilidad de una pendiente con SPF circular, teniendo en cuenta el efecto de las fuerzas entre segmentos.

Como es un método de Dovelas, la masa deslizante del suelo debe ser dividida en "n" tiras verticales, para estudiar las fuerzas y momentos involucrados en cada una de las rebanadas definidas y así determinar el Factor de Seguridad asociado con el caso.

1.4.2.4. Método de Janbú

La consideración principal de este método es que las fuerzas entre segmentos son sólo horizontales, no teniendo en cuenta las fuerzas de corte. Distinto de los anteriores métodos, en bajo estas circunstancias el SPF no debe ser necesariamente circular. Esto se manifiesta en la aplicación de un factor de corrección f_0 , que depende claramente del nivel de curvatura que presenta la superficie de rotura.

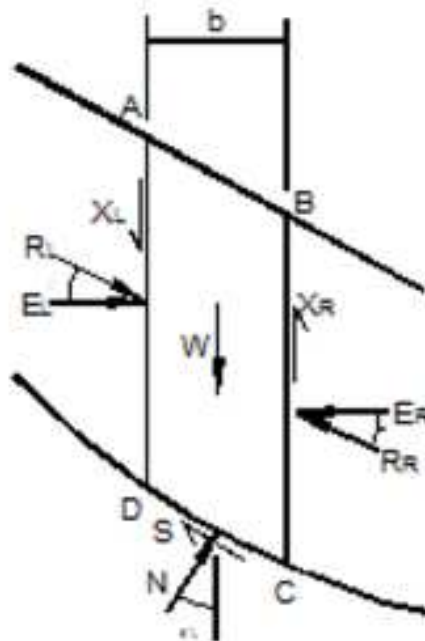
1.4.2.5. Método de Spencer



*Ilustración 5 Análisis Del ángulo De Inclinación En El Método De Spencer
Fuente: (Pereira, 2012)*

El método de Spencer es un método que satisface totalmente el equilibrio de momentos y esfuerzos. El procedimiento de Spencer (1967) se basa en el supuesto de que las fuerzas entre los segmentos son paralelas entre sí, es decir, que tienen el mismo ángulo de inclinación.

La inclinación específica de estas fuerzas entre partículas es desconocida y se calcula como una de las incógnitas en la solución de las ecuaciones de equilibrio. Spencer propuso inicialmente su método para superficies circulares, pero este procedimiento se puede extender fácilmente a superficies no circulares. Spencer propone dos ecuaciones, una de equilibrio de fuerzas y otra de equilibrio de momentos, que se resuelven para calcular los factores de seguridad F y los ángulos de inclinación de las fuerzas entre los dovelas θ .



*Ilustración 6 Análisis De Fuerzas Por Dovelas En El Método De Spencer
Fuente: (Pereira, 2012)*

1.4.2.6. Método de Morgenstern y Price

El método de análisis desarrollado por Morgenstern y Price (1965) puede aplicarse a superficies tanto circulares como no circulares. Es un método similar al método de Spencer, pero en el caso de Morgenstern-Price se permite la especificación de las fuerzas entre rodajas. El esquema de fuerzas entre las rebanadas es el mismo que para el método de Spencer. Considere que las tensiones y las fuerzas varían continuamente en la superficie, resuelve los componentes normales y paralelos a la base para cada elemento formulando ecuaciones generales de equilibrio de la fuerza. Supone que existe la siguiente relación entre esta componente vertical y la componente normal: $X E = \lambda \cdot f(x)$ (2.7), donde $F(x)$: es la función que varía de forma continua a lo largo de la línea, y λ es un valor escala. Para una función dada $f(x)$, los valores de λ y F se encuentran de forma que se cumplan los equilibrios globales de Momentos y Fuerzas.

1.5. Normas

1.5.1. Principal

- Norma Ecuatoriana de la Construcción – NEC–SE–CM (Geotecnia y Cimentaciones) 2016
- Norma Ecuatoriana de la Construcción – NEC-SE-DS (Peligro Sísmico) 2016.

1.5.2. De Referencia

- Normas: American Society for Testing and Materials (ASTM)

- Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente – NSR10 –
Titulo H – Estudios Geotécnicos.

1.6. Materiales y Recursos para la Elaboración del Proyecto

- Geo5

GEO5 es software que permite el análisis de estabilidad de taludes entre otras acciones y/o tareas geotécnicas. Los diferentes programas tienen la misma interfaz de usuario y se comunican entre sí, siendo que cada uno de ellos verifica un tipo de estructura diferente. Para el análisis de estabilidad Geo5 emplea los métodos de Bishop, Fellenius, Spencer, Janbú y Morgenstern y Price.

- Microsoft Excel
- Microsoft Word
- AutoCAD Civil 3D

CAPÍTULO 2

TABULACIÓN Y ANÁLISIS DE DATOS TOMADOS EN CAMPO

2.1. Tabulación de datos topográficos

El levantamiento topográfico para este proyecto se realizara mediante el sistema GPS utilizando el método cinemático en tiempo real RTK (Real Time Kinematic). Para este levantamiento se utilizan 2 receptores con equipo de radio-modem, un trípode rígido, un bastón y un flexómetro.

PUNTO	NORTE	ESTE	COTA	DESCRIPCIÓN
1	9892277,763	531031,138	68,596	TOP
2	9892257,233	531042,926	70,752	TOP
3	9892252,083	531036,983	71,792	TOP
4	9892248,05	531026,161	72,236	TOP
5	9892244,476	531016,095	72,37	TOP
6	9892240,839	531007,655	72,612	TOP
7	9892237,523	530997,919	72,846	TOP
8	9892233,937	530988,347	73,134	TOP
9	9892230,786	530978,988	73,398	TOP
10	9892227,122	530969,729	73,405	TOP
11	9892236,477	530966,992	72,99	TOP
12	9892245,573	530963,69	72,655	TOP
13	9892253,289	530959,956	72,37	TOP
14	9892255,346	531022,757	72,656	TOP
15	9892257,374	531030,51	72,511	TOP
16	9892260,626	531036,209	71,447	TOP
17	9892268,121	531039,1	71,041	TOP
18	9892266,447	531033,159	71,204	TOP
19	9892265,045	531027,295	71,494	TOP
20	9892264,493	531022,117	71,376	TOP
21	9892269,739	531022,002	70,694	TOP
22	9892270,33	531024,094	70,618	TOP
23	9892273,351	531025,029	68,878	TOP
24	9892271,434	531020,895	69,171	TOP
25	9892267,516	531028,464	69,372	TOP
26	9892268,785	531032,611	69,058	TOP
27	9892271,028	531037,746	68,836	TOP
28	9892270,469	531040,454	68,945	TOP
29	9892268,25	531040,816	69,082	TOP
30	9892262,389	531040,249	69,546	TOP

31	9892262,234	531043,571	69,974	TOP
32	9892270,265	531044,835	68,638	TOP
33	9892277,952	531045,523	67,488	TOP
34	9892286,018	531046,104	66,115	TOP
35	9892286,77	531044,041	66,224	TOP
36	9892281,388	531036,559	67,478	TOP
37	9892267,039	531018,359	70,148	TOP
38	9892261,738	531010,75	70,109	TOP
39	9892260,7	531001,231	70,143	TOP
40	9892257,644	530998,595	71,314	TOP
41	9892254,763	530991,926	71,486	TOP
42	9892255,156	530982,391	70,514	TOP
43	9892257,49	530969,91	70,233	TOP
44	9892263,487	530956,162	64,509	TOP
45	9892273,301	530952,282	63,927	TOP
46	9892280,157	530950,362	62,904	TOP
47	9892285,144	530958,379	62,297	TOP
48	9892281,058	530960,331	62,96	TOP
49	9892277,889	530961,897	64,512	TOP
50	9892272,813	530961,786	64,86	TOP
51	9892262,871	530964,577	65,484	TOP
52	9892261,679	530984,602	64,907	TOP
53	9892269,125	530976,468	63,401	TN
54	9892267,157	530976,434	64,343	TN
55	9892264,282	530976,559	64,517	TN
56	9892272,218	530975,056	63,287	TN
57	9892281,44	530971,646	63,1	TN
58	9892277,164	530982,114	62,712	TN
59	9892267,203	530986,167	63,204	TN
60	9892265,619	530987,506	64,168	TN
61	9892263,383	530987,697	64,585	TN
62	9892271,863	530996,01	61,985	TN
63	9892269,873	530996,76	62,545	TN
64	9892277,212	530994,428	60,745	TN
65	9892271,19	531006,377	61,639	TN
66	9892276,461	531004,648	61,102	TN
67	9892282,816	531002,328	59,663	TN
68	9892290,336	531000,179	57,326	TN
69	9892299,199	531005,86	56,17	TN
70	9892308,933	531002,965	55,272	TN
71	9892317,188	531011,328	54,848	TN
72	9892307,445	531014,212	55,661	TN
73	9892298,039	531018,084	56,533	TN
74	9892291,347	531020,81	57,44	TN

75	9892288,503	531021,796	59,374	TN
76	9892291,144	531017,828	58,959	TN
77	9892286,415	531018,688	59,828	TN
78	9892281,757	531013,565	60,457	TN
79	9892285,447	531011,059	59,641	TN
80	9892287,202	531010,152	58,664	TN
81	9892296,722	531030,166	56,409	TN
82	9892309,902	531024,33	55,588	TN
83	9892318,729	531021,198	55,165	TN
84	9892329,03	531027,944	55,019	TN
85	9892324,284	531029,892	55,23	TN
86	9892315,022	531033,107	55,499	TN
87	9892306,463	531036,921	56,035	TN
88	9892299,569	531035,288	56,551	TN
89	9892322,279	531041,045	55,573	TN
90	9892336,657	531035,901	54,894	TN
91	9892328,143	531039,456	55,312	TN
92	9892333,308	531047,953	55,632	TN
93	9892343,896	531044,021	54,887	TN
94	9892340,399	531045,283	55,088	TN
95	9892344,363	531054,111	54,995	TN
96	9892349,185	531053,369	54,637	TN
97	9892350,32	531056,906	54,376	TN
98	9892348,573	531059,54	54,94	TN
99	9892342,615	531056,665	56,197	TN
100	9892331,108	531052,834	58,345	TN
101	9892319,662	531050,267	60,329	TN
102	9892304,438	531048,35	62,881	TN
103	9892297,642	531047,814	64,042	TN
104	9892357,129	531064,918	52,751	TN
105	9892364,084	531069,002	51,12	TN
106	9892374,779	531075,038	48,583	TN
107	9892386,927	531082,245	45,454	TN
108	9892398,44	531087,905	42,803	TN
109	9892407,772	531095,842	40,88	TN
110	9892412,911	531103,62	39,854	TN
111	9892421,453	531110,6	37,879	TN
112	9892424,36	531108,579	37,123	ASFALTO
113	9892419,479	531100,45	37,293	ASFALTO
114	9892414,741	531092,638	37,311	ASFALTO
115	9892409,655	531084,164	37,506	ASFALTO
116	9892404,381	531075,381	37,845	ASFALTO
117	9892399,024	531066,362	38,181	ASFALTO
118	9892393,999	531058,104	38,539	ASFALTO

119	9892388,664	531049,216	38,971	ASFALTO
120	9892383,2	531040,12	39,351	ASFALTO
121	9892377,882	531031,387	39,783	ASFALTO
122	9892372,601	531022,556	40,17	ASFALTO
123	9892367,447	531013,978	40,55	ASFALTO
124	9892362,123	531004,977	40,963	ASFALTO
125	9892357,037	530996,647	41,355	ASFALTO
126	9892351,781	530987,857	41,705	ASFALTO
127	9892346,144	530978,638	42,18	ASFALTO
128	9892341,065	530970,151	42,541	ASFALTO
129	9892336,064	530961,869	42,91	ASFALTO
130	9892331,117	530953,046	43,291	ASFALTO
131	9892326,366	530944,276	43,688	ASFALTO
132	9892321,781	530935,951	44,072	ASFALTO
133	9892311,596	530939,2	50,973	TN
134	9892302,892	530942,821	51,424	TN
135	9892294,931	530944,532	52,234	TN
136	9892300,319	530953,578	51,152	TN
137	9892305,94	530952,351	50,638	TN
138	9892314,72	530948,791	50,109	TN
139	9892318,042	530947,353	49,647	TN
140	9892322,812	530955,891	48,462	TN
141	9892318,789	530957,676	48,944	TN
142	9892309,898	530960,623	49,701	TN
143	9892305,092	530962,446	50,108	TN
144	9892309,882	530971,745	49,216	TN
145	9892306,434	530972,836	52,109	TN
146	9892321,714	530968,288	48,293	TN
147	9892326,976	530966,748	47,667	TN
148	9892332,406	530974,237	47,238	TN
149	9892326,012	530976,725	47,686	TN
150	9892316,375	530979,566	48,347	TN
151	9892312,635	530980,788	48,558	TN
152	9892306,813	530983,34	50,504	TN
153	9892296,224	530978,335	54,752	TN
154	9892295,997	530986,717	53,746	TN
155	9892301,169	530995,894	52,105	TN
156	9892309,103	530992,307	49,729	TN
157	9892317,148	530990,397	47,802	TN
158	9892329,139	530985,38	47,414	TN
159	9892337,774	530982,744	46,973	TN
160	9892340,516	530992,141	46,747	TN
161	9892332,148	530995,113	46,902	TN
162	9892323,032	530998,234	47,472	TN

163	9892329,069	531007,118	47,353	TN
164	9892335,322	531004,853	46,732	TN
165	9892345,398	531001,269	46,349	TN
166	9892349,287	531000,049	46,053	TN
167	9892353,427	531007,817	45,744	TN
168	9892348,55	531010,573	46,14	TN
169	9892335,046	531016,264	47,046	TN
170	9892340,272	531013,956	46,465	TN
171	9892342,223	531024,463	46,264	TN
172	9892351,723	531020,302	45,997	TN
173	9892358,643	531018,266	45,552	TN
174	9892364,857	531026,372	45,225	TN
175	9892355,582	531029,682	45,769	TN
176	9892347,687	531032,909	46,19	TN
177	9892353,801	531040,473	45,919	TN
178	9892359,585	531038,132	45,544	TN
179	9892370,184	531034,614	44,956	TN
180	9892367,731	531035,594	45,132	TN
181	9892375,824	531043,127	44,6	TN
182	9892372,226	531044,809	44,839	TN
183	9892362,366	531048,404	45,206	TN
184	9892358,902	531049,866	45,604	TN
185	9892366,909	531056,925	45,004	TN
186	9892375,035	531054,415	44,627	TN
187	9892381,009	531052,493	44,276	TN
188	9892385,616	531060,8	43,72	TN
189	9892375,343	531065,211	44,338	TN
190	9892384,059	531072,378	43,607	TN
191	9892392,068	531070,465	42,978	TN
192	9892398,225	531077,937	42,005	TN
193	9892392,492	531079,689	42,709	TN
194	9892403,694	531086,412	40,755	TN

Tabla 7 Datos Topográficos

Fuente: Autora



Ilustración 7 Talud de estudio, ejecución de levantamiento topográfico
Fuente: Autora

2.2. Cuadros de Clasificación de Suelos y Ensayos S.P.T

Las siguientes tablas se tomaron de un estudio realizado por la compañía CONGEOPEC, y los ensayos a su vez, fueron realizados de acuerdo a las normas ASTM, los cuales se siguieron según la siguiente designación:

- Contenido de humedad natural norma ASTM D2216
- Límites de Atterberg norma ASTM D4318
- Granulometría norma ASTM D422

Se tomaron los datos para los perfiles más críticos (Perfil 3 – 0+020 y Perfil 5 – 0+040) considerando la proximidad de una vivienda a la cabeza del talud.

PERFIL:		3	
ENSAYO:		SPT	
		MUESTRAS	
		1	2
SPT			1 m/14
DESCRIPCIÓN		CAPA VEGETAL	ARENA LIMOSA
GRANULOMETRÍA	NO. 4		99,60
% QUE PASA TAMIZ	NO. 200		14.1
LIMITES DE ATTERBERG	LIMITE LIQUIDO %		-
	INDICE PLASTICO %		NP

CLASIFICACION S.U.C.S		SM
PESO VOLUMETRICO		18,00 kN/m ³
ANGULO DE FRICCION INTERNA		29
COHESION		10 kPa
OBSERVACIONES	Capa vegetal 20cm.	Arena Limosa de plasticidad nula

*Tabla 8 Ensayo SPT, Perfil 3
Fuente: CONGEOTEC S.A.*

PERFIL:		3	
ENSAYO:		SPT	
		MUESTRAS	
		3	4
SPT		3 m/16	3 m/24
DESCRIPCIÓN		ARENA ARCILLOSA	ARCILLA ARENOSA
GRANULOMETRÍA	NO. 4	98,78	100
% QUE PASA TAMIZ	NO. 200	46,06	86,1
LIMITES DE ATTERBERG	LIMITE LIQUIDO %	29,26	34,0
	INDICE PLASTICO %	11,75	15,0
CLASIFICACION S.U.C.S		SM	CS
PESO VOLUMETRICO		18,50 kN/m ³	18,50 kN/m ³
ANGULO DE FRICCION INTERNA		28	26
COHESION		24 kPa	40 kPa
OBSERVACIONES			Sr < 0,8

*Tabla 9 Ensayo SPT, Perfil 3
Fuente: CONGEOTEC S.A.*

PERFIL:		5	
ENSAYO:		SPT	
		MUESTRAS	
		1	2
SPT			1 m/14
DESCRIPCIÓN		CAPA VEGETAL	ARENA LIMOSA
GRANULOMETRÍA	NO. 4		99,23
% QUE PASA TAMIZ	NO. 200		14,07
LIMITES DE ATTERBERG	LIMITE LIQUIDO %		-
	INDICE PLASTICO %		NP
CLASIFICACION S.U.C.S			SM
PESO VOLUMETRICO			18,00 kN/m ³
ANGULO DE FRICCION INTERNA			29

COHESION		10 kPa
OBSERVACIONES	Capa vegetal 20cm.	Arena Limosa de plasticidad nula

Tabla 10 Ensayo SPT, Perfil 5
Fuente: CONGEOTEC S.A.

PERFIL:		3	
ENSAYO:		SPT	
		MUESTRAS	
		3	4
SPT		3 m/16	3 m/24
DESCRIPCIÓN		ARENA ARCILLOSA	ARCILLA ARENOSA
GRANULOMETRÍA	NO. 4	98,57	100
% QUE PASA TAMIZ	NO. 200	45,98	86,12
LIMITES DE ATTERBERG	LIMITE LIQUIDO %	29,22	34,1
	INDICE PLASTICO %	11,8	15,04
CLASIFICACION S.U.C.S		SC	CS
PESO VOLUMETRICO		18,50 kN/m ³	18,50 kN/m ³
ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA		28	26
COHESION		24 kPa	40 kPa
OBSERVACIONES			Sr < 0,8

Tabla 11 Ensayo SPT, Perfil 5
Fuente: CONGEOTEC S.A.

0+020.00

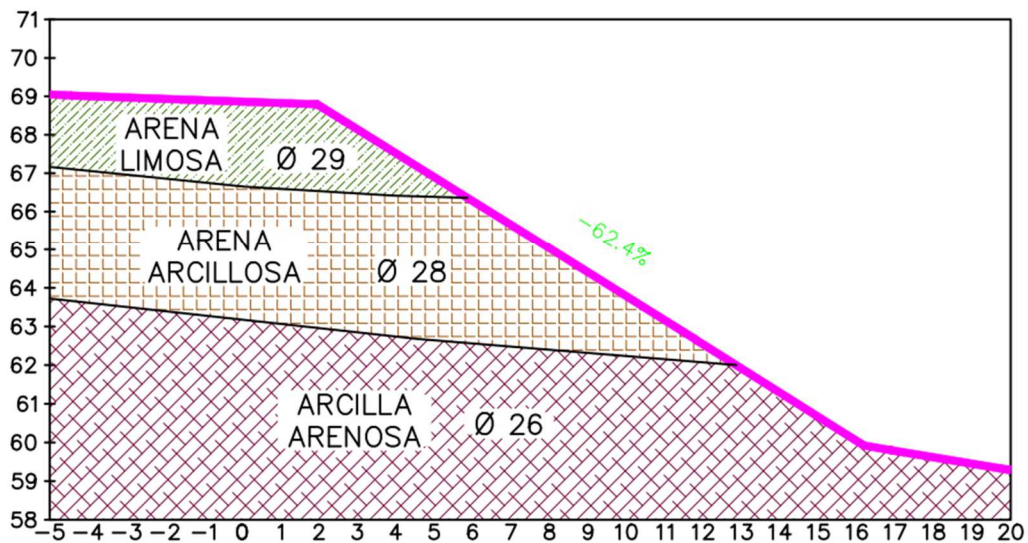


Ilustración 8 Esquema Perfil 0+020 con datos de suelos

Fuente: Autora

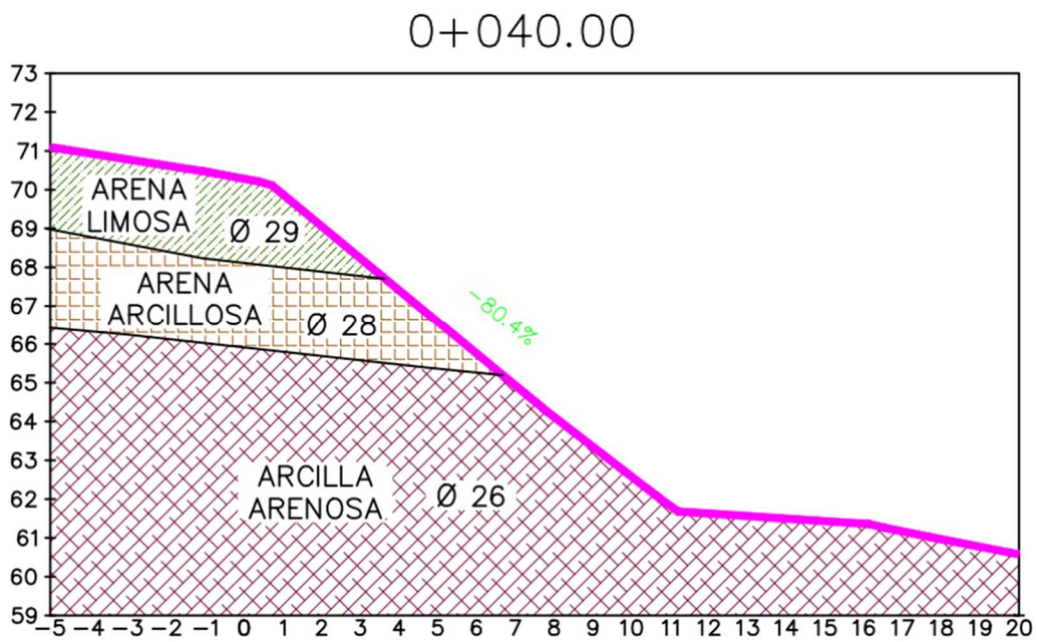


Ilustración 9 Esquema Perfil 0+020 con datos de suelos
Fuente: Autora



Ilustración 10 Curvas de Nivel y Perfiles Escogidos para realizar Análisis de Estabilidad – Fuente: Autora

VALORES DEL COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD

TIPO DE SUELO	k (cm/s)	NOTAS
Gravas	> 1	
Arenas gruesas	$1 - 10^{-1}$	
Arenas medias	$10^{-1} - 10^{-2}$	} Se pueden drenar mediante bombeo.
Arenas finas	$10^{-2} - 10^{-3}$	
Arenas limosas	$10^{-3} - 10^{-4}$	} Drenaje muy escaso.
Turba	$3,8 \times 10^{-3} - 10^{-7}$	
Limos, arcillas meteorizadas.	$10^{-4} - 10^{-7}$	
Muestras inalteradas de limos y arcillas yesíferas de la autopista Zaragoza - Alfajárin	$1,5 \times 10^{-4} - 5 \times 10^{-6}$	
Terraplén compactado impermeable	$10^{-6} - 10^{-8}$	} Prácticamente impermeables.
Arcillas no meteorizadas	$10^{-7} - 10^{-9}$	

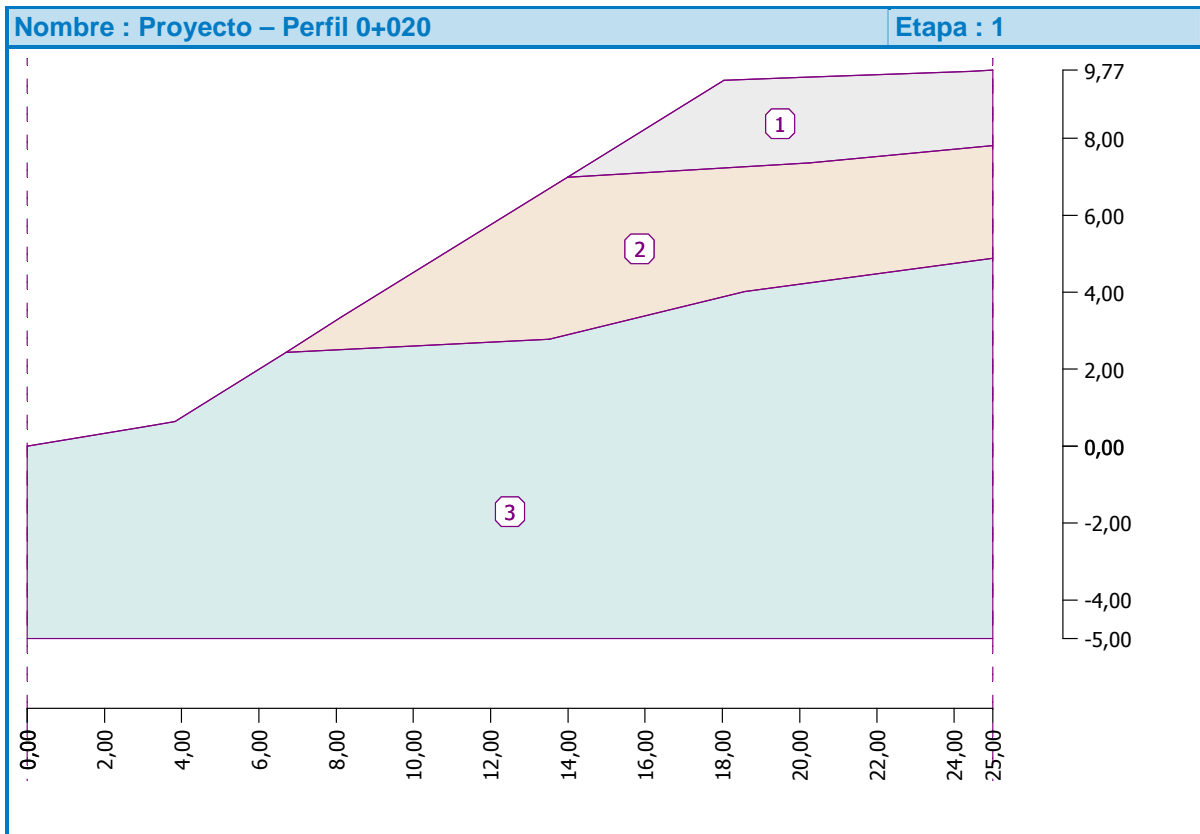
Ilustración 11 Valores del Coeficiente de Permeabilidad
Fuente: (JA Jimenez Salas, 2008)

CAPÍTULO 3

ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DEL TALUD Y EVALUACIÓN DE LAS ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN

3.1. Análisis de estabilidad de taludes – Perfil 0+020

3.1.1. Entrada de datos - Análisis Estático



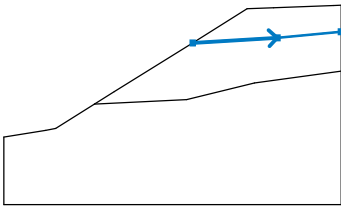
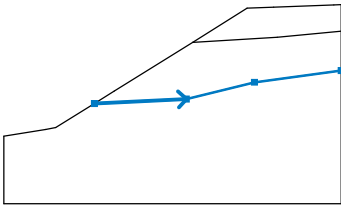
Análisis de estabilidad

Análisis sísmico : Estándar
 Metodología de verificación : Factores de seguridad (ASD)

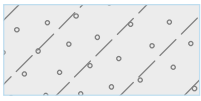
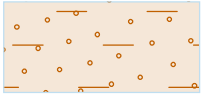

Factores de seguridad		
Situación de diseño permanente		
Factor de seguridad :	$SF_s =$	1,50 [-]

Interfaz

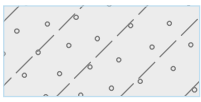
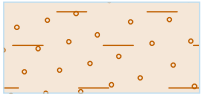
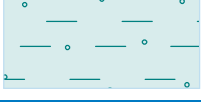
Número	Ubicación de la Interfaz	Coordenadas de puntos de interfaz [m]					
		x	z	x	z	x	z
1		0,00	0,00	3,11	0,51	3,83	0,64
		6,71	2,44	8,16	3,36	13,99	6,98
		18,04	9,51	20,00	9,58	24,45	9,74
		25,00	9,77				

Número	Ubicación de la Interfaz	Coordenadas de puntos de interfaz [m]					
		x	z	x	z	x	z
2		13,99	6,98	20,26	7,36	25,00	7,81
3		6,71	2,44	13,52	2,78	18,58	4,02
		25,00	4,88				

Parámetros de suelo - Estado de tensión efectiva

Número	Nombre	Trama	ϕ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]
1	Arena limosa (SM)		29,00	10,00	18,00
2	Arena arcillosa (SC)		28,00	24,00	18,50
3	Arcilla arenosa (CS), consistencia rígida, $S_r < 0,8$		26,00	40,00	18,50

Parámetros de suelo - subpresión

Número	Nombre	Trama	γ_{sat} [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	N [-]
1	Arena limosa (SM)		18,00		
2	Arena arcillosa (SC)		18,50		
3	Arcilla arenosa (CS), consistencia rígida, $S_r < 0,8$		18,50		

Datos del suelo

Arena limosa (SM)

Peso unitario :	γ	=	18 kN/m ³
Estado de tensión :	Efectivo		
Ángulo de fricción interna :	ϕ_{ef}	=	29 °
Cohesión de suelo :	c_{ef}	=	10 kPa
Peso unitario de suelo saturado :	γ_{sat}	=	18 kN/m ³

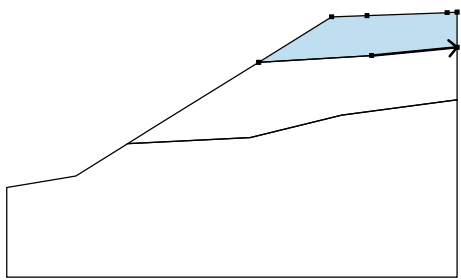
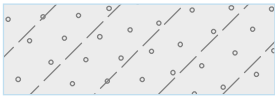
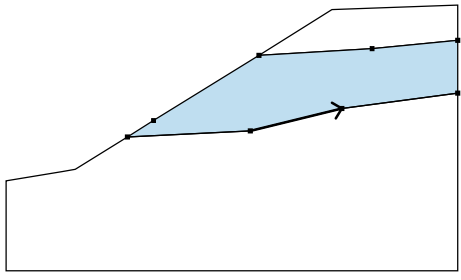
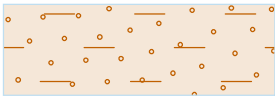
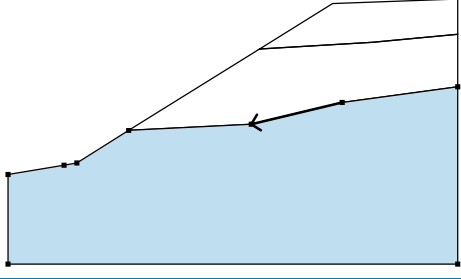

Arena arcillosa (SC)

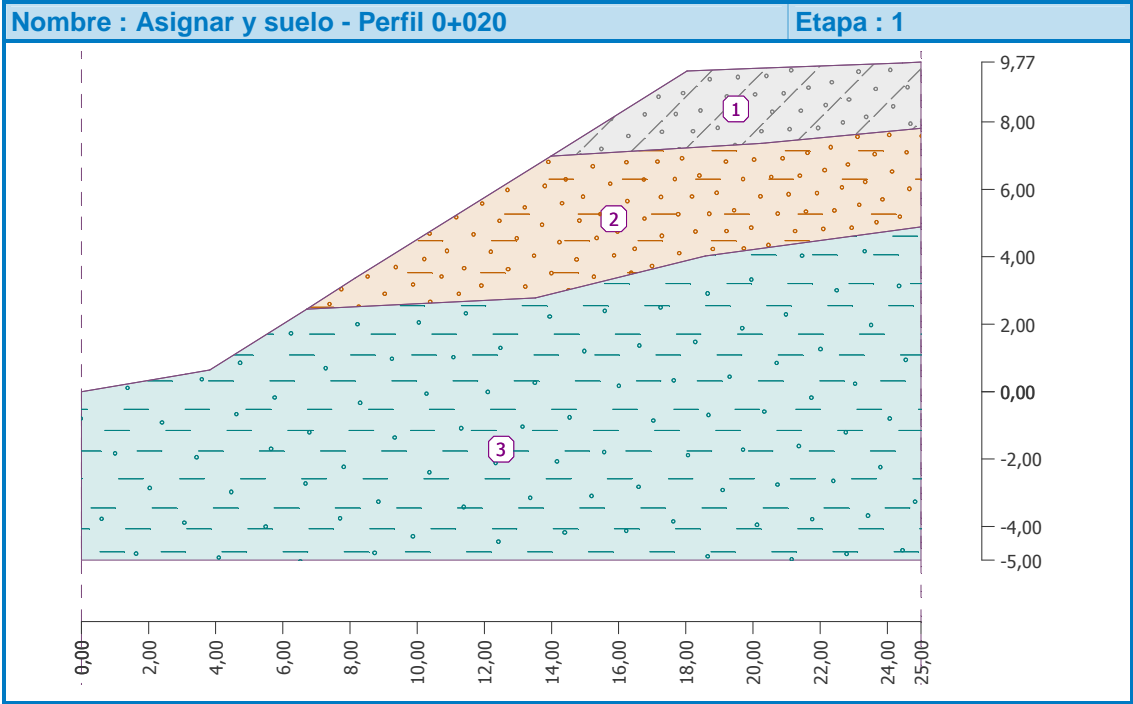
Peso unitario :	γ	=	18,5 kN/m ³
Estado de tensión :	Efectivo		
Ángulo de fricción interna :	ϕ_{ef}	=	28 °
Cohesión de suelo :	c_{ef}	=	24 kPa
Peso unitario de suelo saturado :	γ_{sat}	=	18,5 kN/m ³

Arcilla arenosa (CS), consistencia rígida, $S_r < 0,8$

Peso unitario :	γ	=	18,5 kN/m ³
Estado de tensión :	Efectivo		
Ángulo de fricción interna :	ϕ_{ef}	=	26 °
Cohesión de suelo :	c_{ef}	=	40 kPa
Peso unitario de suelo saturado :	γ_{sat}	=	18,5 kN/m ³

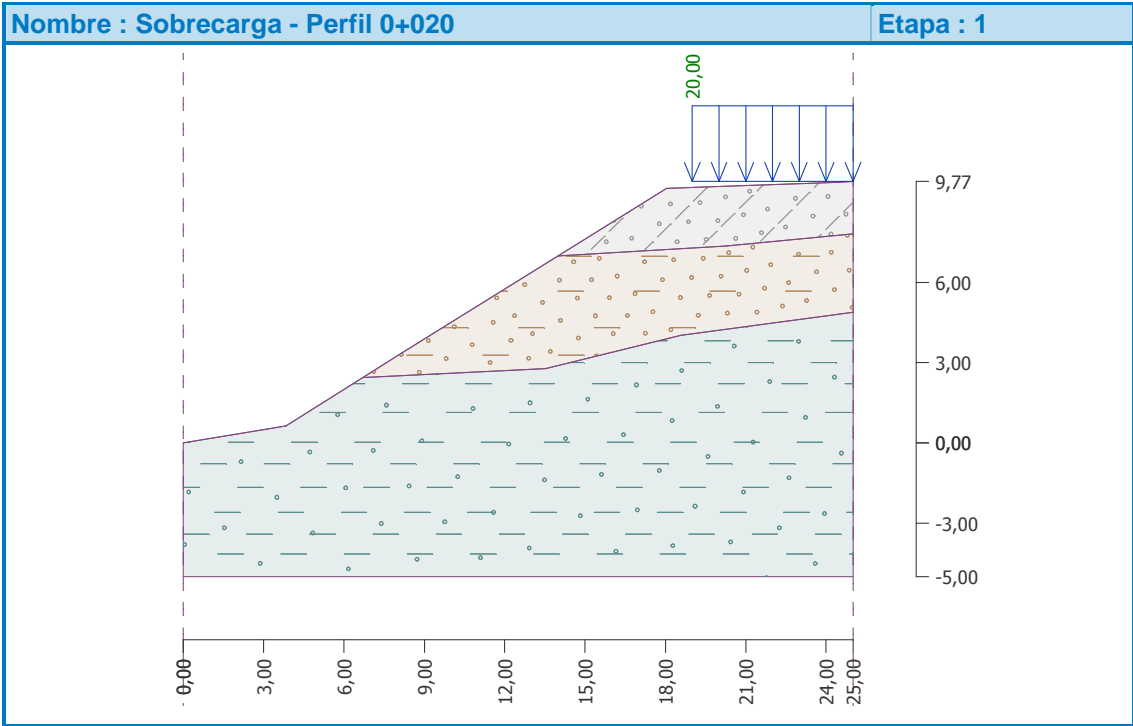
Asignación y superficies

Número	Posición de superficie	Coordenadas de puntos de superficie [m]				Asignado Suelo
		x	z	x	z	
1		20,2	7,3	25,0	7,8	Arena limosa (SM) 
		25,0	9,7	24,4	9,7	
		20,0	9,5	18,0	9,5	
		13,9	6,9			
2		13,5	2,7	18,5	4,0	Arena arcillosa (SC) 
		25,0	4,8	25,0	7,8	
		20,2	7,3	13,9	6,9	
		8,16	3,3	6,71	2,4	
3		18,5	4,0	13,5	2,7	Arcilla arenosa (CS), consistencia rígida, $S_r < 0,8$ 
		6,71	2,4	3,83	0,6	
		3,11	0,5	0,00	0,0	
		0,00	-	25,0	-	
		25,0	4,8			



Sobrecarga

Número	Tipo	Tipo de acción	Ubicación z [m]	Origen x [m]	Longitud l [m]	Ancho b [m]	Pendiente α [°]	Magnitud		
								q, q_1, f, F	q_2	unidad
1	Franja	Permanente	sobre el terreno	x = 19,00	l = 6,00		0,00	20,00		kN/m ²



Agua

Tipo de agua : Sin presencia de agua

Grieta de tracción

No se ha introducido la grieta de tracción.

Sismo

Sismo no incluido.

Configuraciones de la etapa de construcción

Situación de diseño : permanente

Resultados (Etapa de construcción 1)

Análisis 1

Superficie de deslizamiento circular

Datos de la superficie de deslizamiento					
0Centro :	x =	4,96 [m]	Ángulos :	$\alpha_1 =$	-3,38 [°]
	z =	19,67 [m]		$\alpha_2 =$	58,18 [°]
Radio :	R =	19,06 [m]			

Análisis de la superficie de deslizamiento sin optimización.

Verificación de estabilidad de taludes (todos los métodos)

Bishop : FS = 2,54 > 1,50 **ACEPTABLE**

Fellenius / Petterson : FS = 2,41 > 1,50 **ACEPTABLE**

Spencer : FS = 2,51 > 1,50 **ACEPTABLE**

Janbu : FS = 2,51 > 1,50 **ACEPTABLE**

Morgenstern-Price : FS = 2,51 > 1,50 **ACEPTABLE**

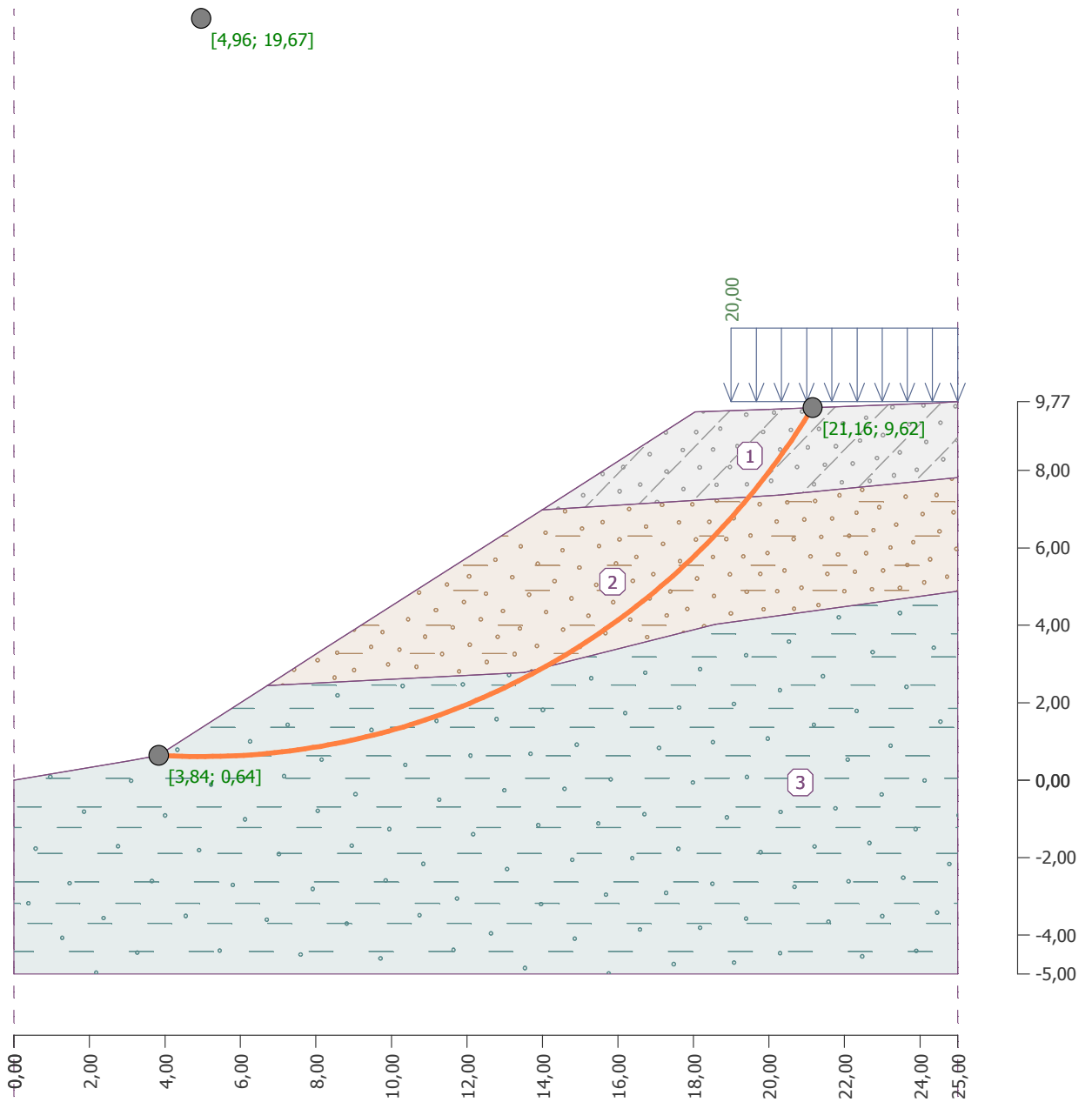


Ilustración 12 Circulo de Falla Perfil 0+020 (Sin Sismo)

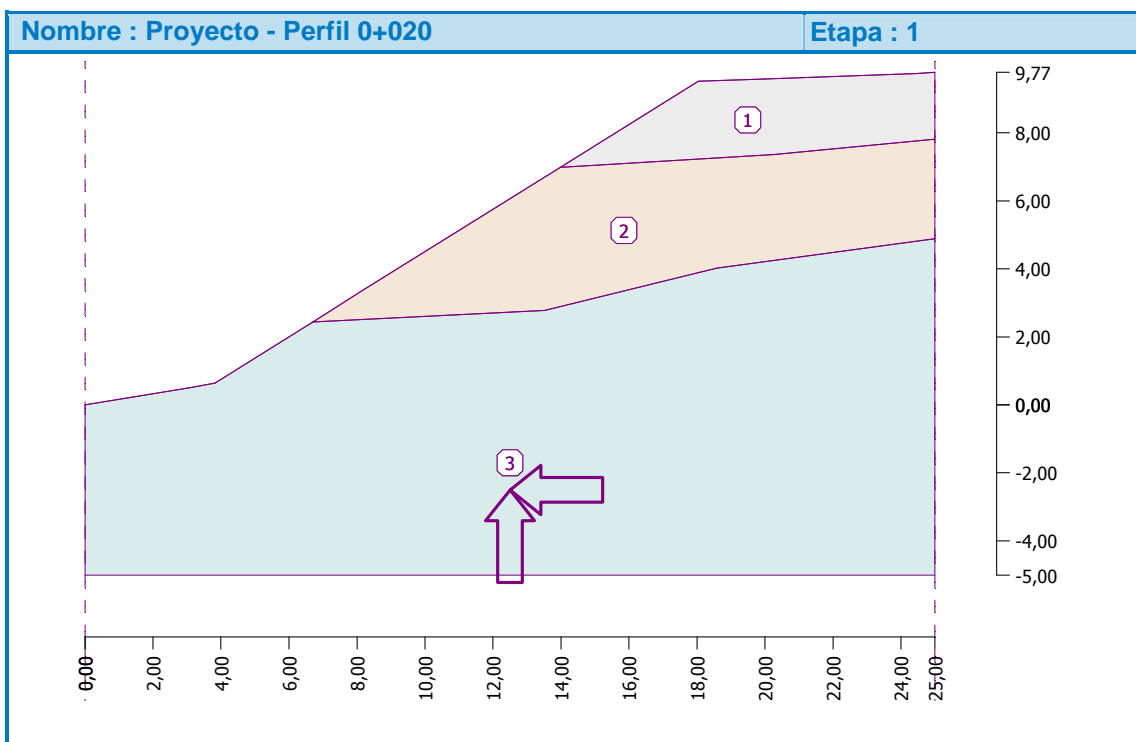
3.2. Análisis de estabilidad de taludes – Perfil 0+020

3.2.1. Entrada de datos – Análisis Pseudo-Estático

Como se mencionó en el Capítulo 1 de este proyecto, se ha tomado en consideración el análisis Pseudo - Estático como escenario modelado.

Aplicando las ecuaciones 1 y 2, se obtienen valores de:

- Coeficiente sísmico horizontal: $K_h = 0,34$
- Coeficiente sísmico vertical: $K_v = 0,23$

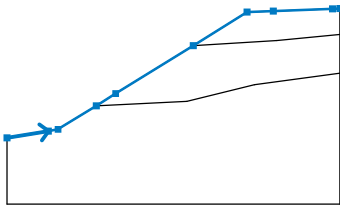
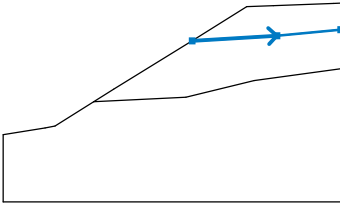
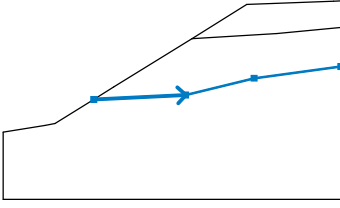


Análisis de estabilidad

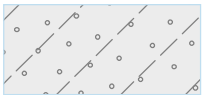

Análisis sísmico : Estándar
 Metodología de verificación : Factores de seguridad (ASD)

Factores de seguridad	
Situación de diseño permanente	
Factor de seguridad :	SF _s = 1,20 [-]




Interfaz

Número	Ubicación de la Interfaz	Coordenadas de puntos de interfaz [m]					
		x	z	x	z	x	Z
1		0,00	0,00	3,11	0,51	3,83	0,64
		6,71	2,44	8,16	3,36	13,99	6,98
		18,04	9,51	20,00	9,58	24,45	9,74
		25,00	9,77				
2		13,99	6,98	20,26	7,36	25,00	7,81
3		6,71	2,44	13,52	2,78	18,58	4,02
		25,00	4,88				

Parámetros de suelo - Estado de tensión efectiva

Número	Nombre	Trama	Φ_{ef} [°]	C_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]
1	Arena limosa (SM)		29,00	10,00	18,00
2	Arena arcillosa (SC)		28,00	24,00	18,50
3	Arcilla arenosa (CS), consistencia rígida, $S_r < 0,8$		26,00	40,00	18,50

Parámetros de suelo - subpresión

Número	Nombre	Trama	γ_{sat} [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	N [-]
1	Arena limosa (SM)		18,00		
2	Arena arcillosa (SC)		18,50		
3	Arcilla arenosa (CS), consistencia rígida, $S_r < 0,8$		18,50		

Datos del suelo

Arena limosa (SM)

Peso unitario :	γ	=	18 kN/m ³
Estado de tensión :	Efectivo		
Ángulo de fricción interna :	ϕ_{ef}	=	29 °
Cohesión de suelo :	c_{ef}	=	10 kPa
Peso unitario de suelo saturado :	γ_{sat}	=	18 kN/m ³

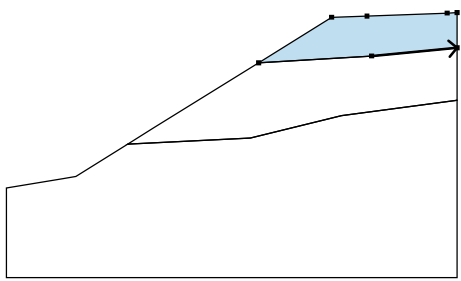
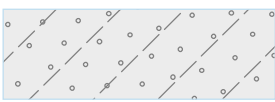
Arena arcillosa (SC)

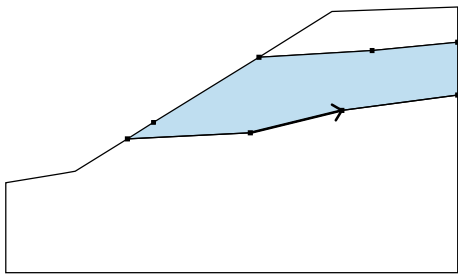
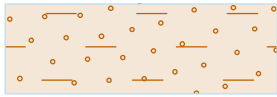
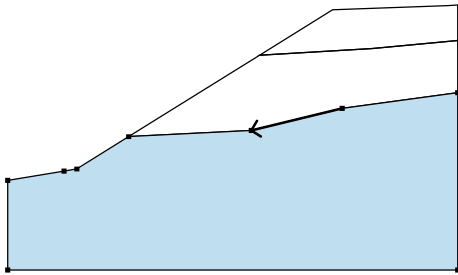

Peso unitario :	γ	=	18,5 kN/m ³
Estado de tensión :	Efectivo		
Ángulo de fricción interna :	ϕ_{ef}	=	28 °
Cohesión de suelo :	c_{ef}	=	24 kPa
Peso unitario de suelo saturado :	γ_{sat}	=	18,5 kN/m ³

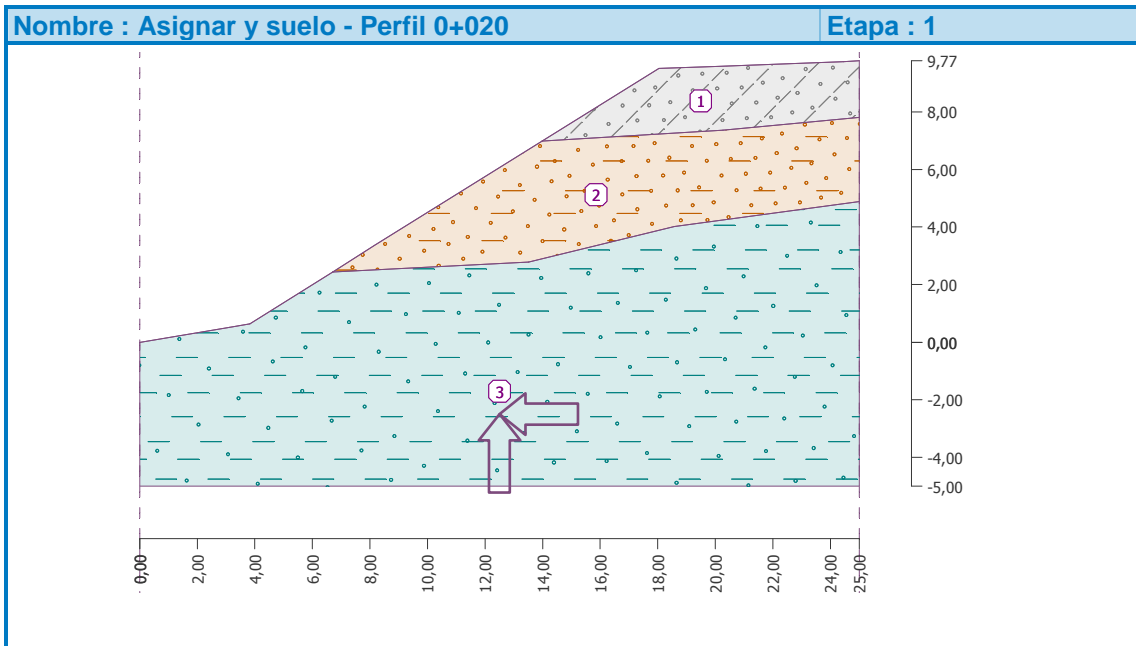
Arcilla arenosa (CS), consistencia rígida, $S_r < 0,8$

Peso unitario :	γ	=	18,5 kN/m ³
Estado de tensión :	Efectivo		
Ángulo de fricción interna :	ϕ_{ef}	=	26 °
Cohesión de suelo :	c_{ef}	=	40 kPa
Peso unitario de suelo saturado :	γ_{sat}	=	18,5 kN/m ³

Asignación y superficies

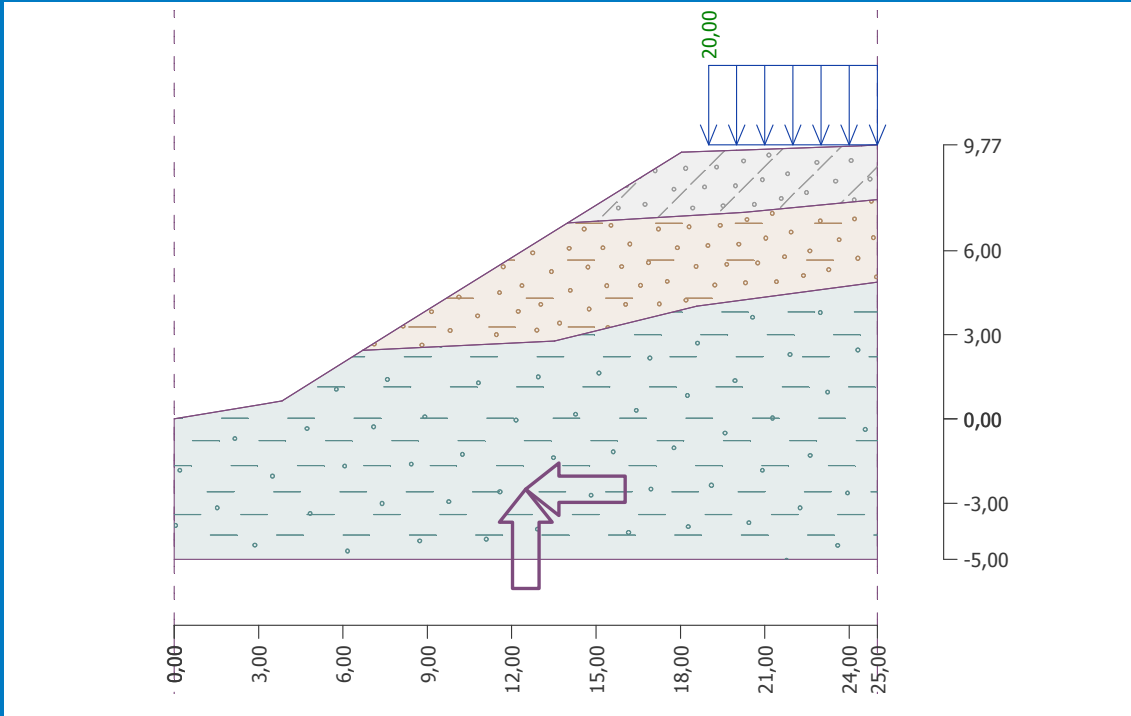
Número	Posición de superficie	Coordenadas de puntos de superficie [m]				Asignado
		x	z	x	z	Suelo
1		20,2	7,3	25,0	7,8	Arena limosa (SM)
		25,0	9,7	24,4	9,7	
		20,0	9,5	18,0	9,5	
		13,9	6,9			

Número	Posición de superficie	Coordenadas de puntos de superficie [m]				Asignado Suelo
		x	z	x	z	
2		13,5	2,7	18,5	4,0	Arena arcillosa (SC) 
		25,0	4,8	25,0	7,8	
		20,2	7,3	13,9	6,9	
		8,16	3,3	6,71	2,4	
3		18,5	4,0	13,5	2,7	Arcilla arenosa (CS), consistencia rígida, $S_r < 0,8$ 
		6,71	2,4	3,83	0,6	
		3,11	0,5	0,00	0,0	
		0,00	-	25,0	-	
		25,0	4,8			



Sobrecarga

Número	Tipo	Tipo de acción	Ubicación z [m]	Origen x [m]	Longitud l [m]	Ancho b [m]	Pendiente α [°]	Magnitud		
								q, q_1, q_2	f, F	Unidad
1	Franja	Permanente	sobre el terreno	x = 19,00	l = 6,00		0,00	20,00		kN/m ²



Agua

Tipo de agua : Sin presencia de agua

Grieta de tracción

No se ha introducido la grieta de tracción.

Sismo

Coefficiente sísmico horizontal : $K_h = 0,34$

Coefficiente sísmico vertical : $K_v = 0,23$

Configuraciones de la etapa de construcción

Situación de diseño : permanente

Resultados (Etapa de construcción 1)

Análisis 1

Superficie de deslizamiento circular

Datos de la superficie de deslizamiento							
Centro :	x =	8,02	[m]	Ángulos :	$\alpha_1 =$	-2,80	[°]
	z =	25,59	[m]		$\alpha_2 =$	46,64	[°]
Radio :	R =	23,06	[m]				
Análisis de la superficie de deslizamiento sin optimización.							

Verificación de estabilidad de taludes (todos los métodos)

Bishop : FS = 1,31 > 1,20 **ACCEPTABLE**
Fellenius / Petterson : FS = 1,25 > 1,20 **ACCEPTABLE**
Spencer : FS = 1,31 > 1,20 **ACCEPTABLE**
Janbu : FS = 1,40 > 1,20 **ACCEPTABLE**
Morgenstern-Price : FS = 1,31 > 1,20 **ACCEPTABLE**

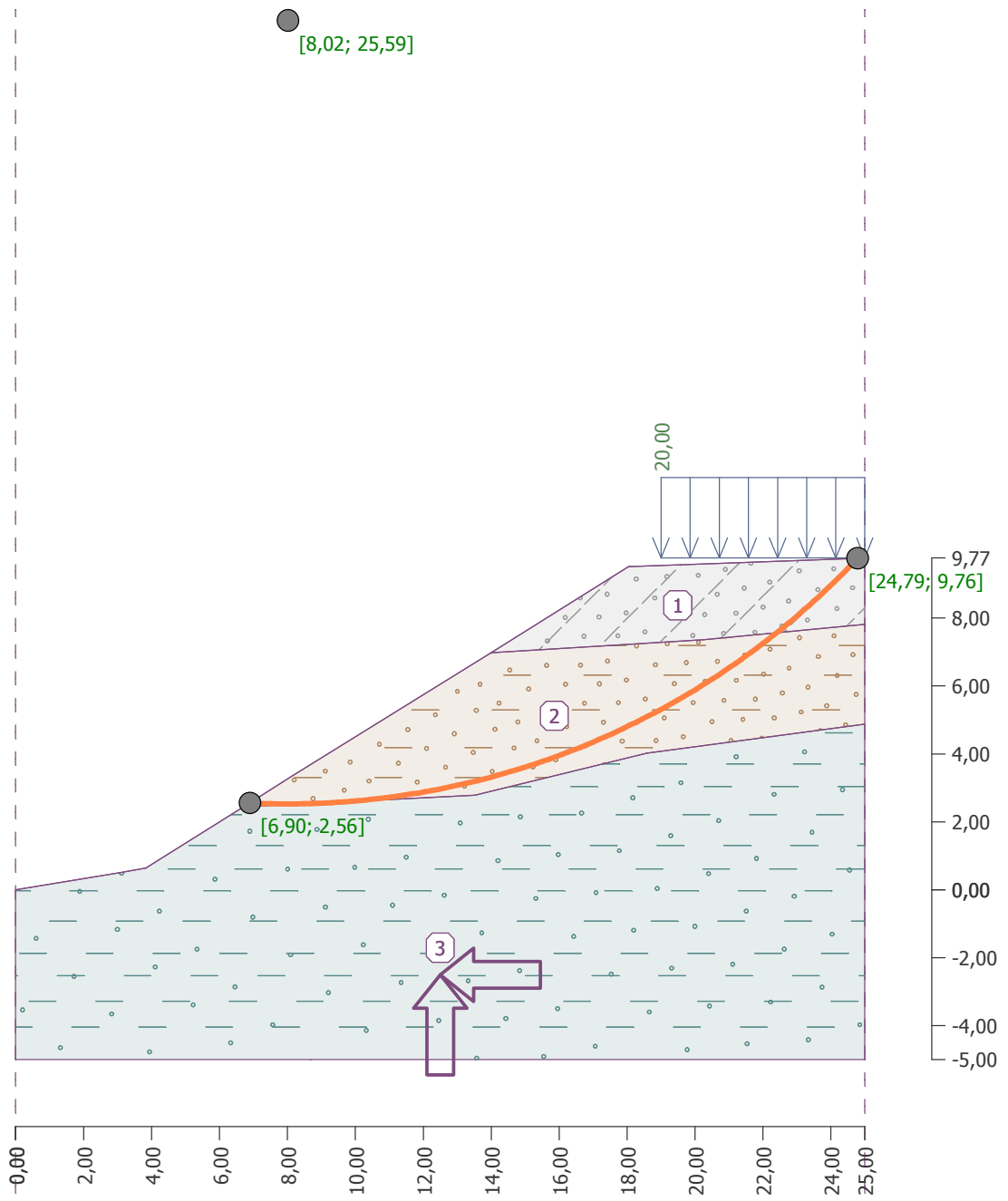
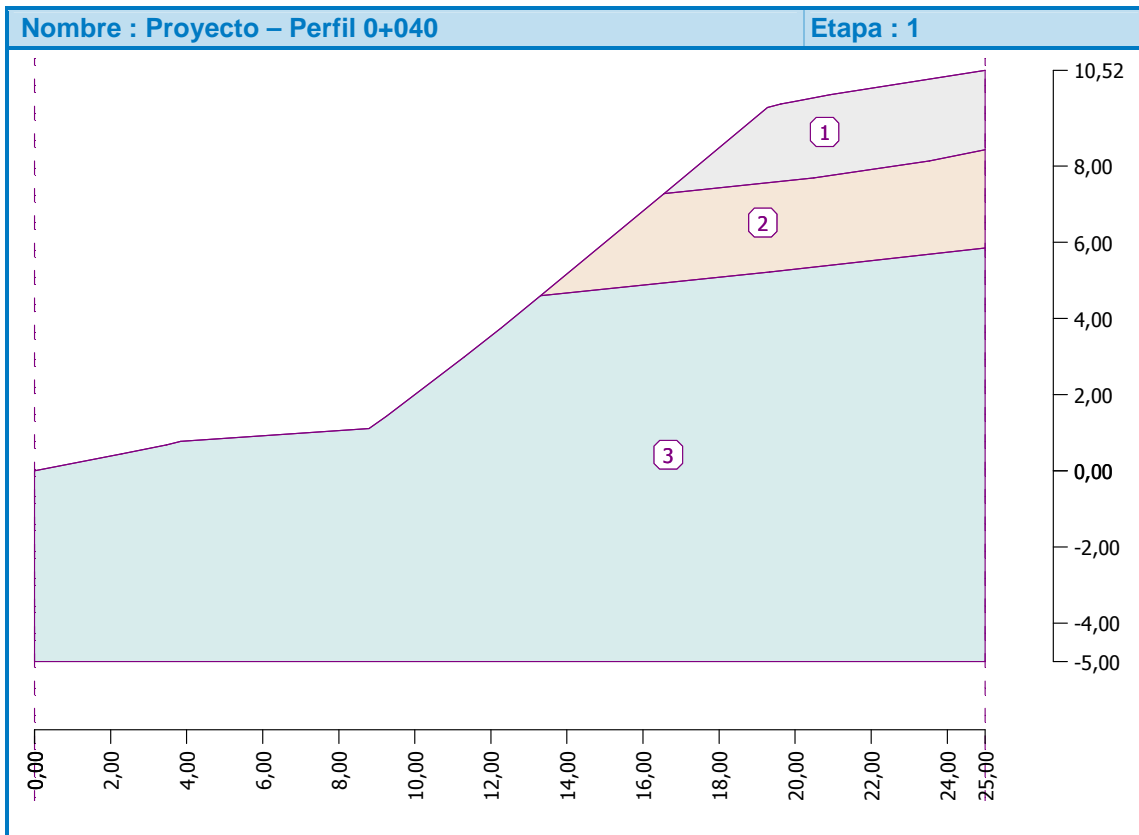


Ilustración 13 Circulo de Falla Perfil 0+020 (Incluye Sismo)

3.3. Análisis de estabilidad de taludes – Perfil 0+040

3.3.1. Entrada de datos - Análisis Estático



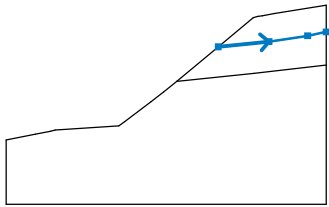
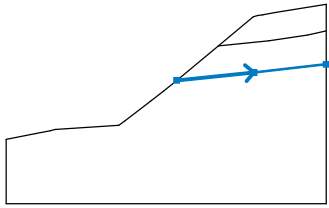
Análisis de estabilidad

Análisis sísmico : Estándar
 Metodología de verificación : Factores de seguridad (ASD)

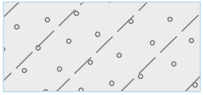

Factores de seguridad	
Situación de diseño permanente	
Factor de seguridad :	SF _s = 1,50 [-]

Interfaz

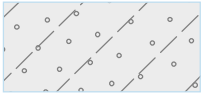
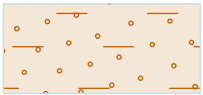

Número	Ubicación de la Interfaz	Coordenadas de puntos de interfaz [m]					
		x	z	x	z	x	z
1		0,00	0,00	2,30	0,45	3,48	0,69
		3,85	0,78	8,80	1,11	9,25	1,43
		11,30	3,00	12,28	3,76	13,31	4,60
		16,56	7,28	19,28	9,54	19,63	9,64
		20,00	9,71	20,92	9,88	25,00	10,52

Número	Ubicación de la Interfaz	Coordenadas de puntos de interfaz [m]					
		x	z	x	z	x	z
2		16,56	7,28	20,50	7,69	23,53	8,14
		25,00	8,44				
3		13,31	4,60	19,33	5,22	25,00	5,85

Parámetros de suelo - Estado de tensión efectiva

Número	Nombre	Trama	ϕ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]
1	Arena limosa (SM)		29,00	10,00	18,00
2	Arena arcillosa (SC)		28,00	24,00	18,50
3	Arcilla arenosa (CS), consistencia rígida, $S_r < 0,8$		26,00	40,00	18,50

Parámetros de suelo - subpresión

Número	Nombre	Trama	γ_{sat} [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	N [-]
1	Arena limosa (SM)		18,00		
2	Arena arcillosa (SC)		18,50		
3	Arcilla arenosa (CS), consistencia rígida, $S_r < 0,8$		18,50		

Datos del suelo

Arena limosa (SM)

Peso unitario :	γ	=	18 kN/m ³
Estado de tensión :	Efectivo		
Ángulo de fricción interna :	ϕ_{ef}	=	29 °
Cohesión de suelo :	c_{ef}	=	10 kPa
Peso unitario de suelo saturado :	γ_{sat}	=	18 kN/m ³

Arena arcillosa (SC)

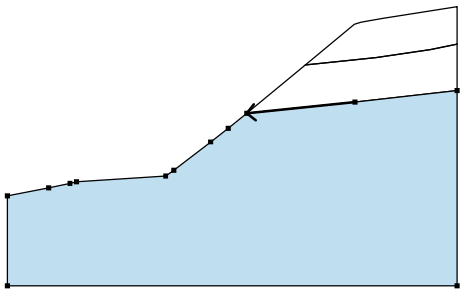
Peso unitario :	γ	=	18,5 kN/m ³
Estado de tensión :	Efectivo		
Ángulo de fricción interna :	ϕ_{ef}	=	28 °
Cohesión de suelo :	c_{ef}	=	24 kPa
Peso unitario de suelo saturado :	γ_{sat}	=	18,5 kN/m ³

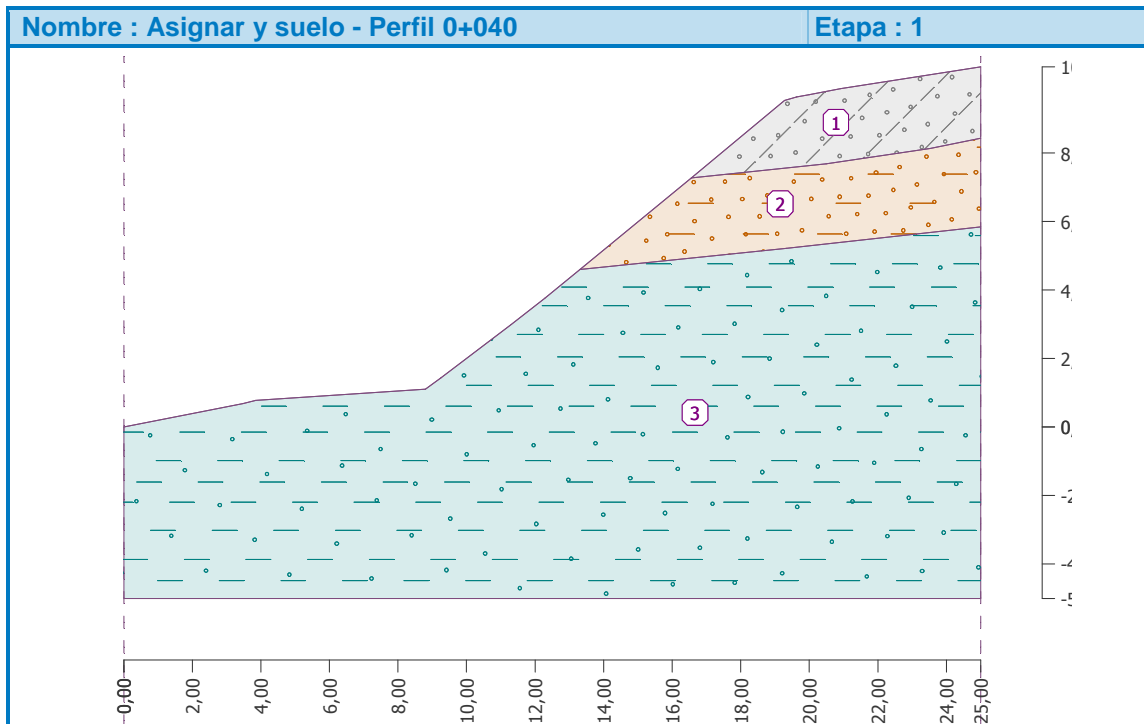
Arcilla arenosa (CS), consistencia rígida, $S_r < 0,8$

Peso unitario :	γ	=	18,5 kN/m ³
Estado de tensión :	Efectivo		
Ángulo de fricción interna :	ϕ_{ef}	=	26 °
Cohesión de suelo :	c_{ef}	=	40 kPa
Peso unitario de suelo saturado :	γ_{sat}	=	18,5 kN/m ³

Asignación y superficies

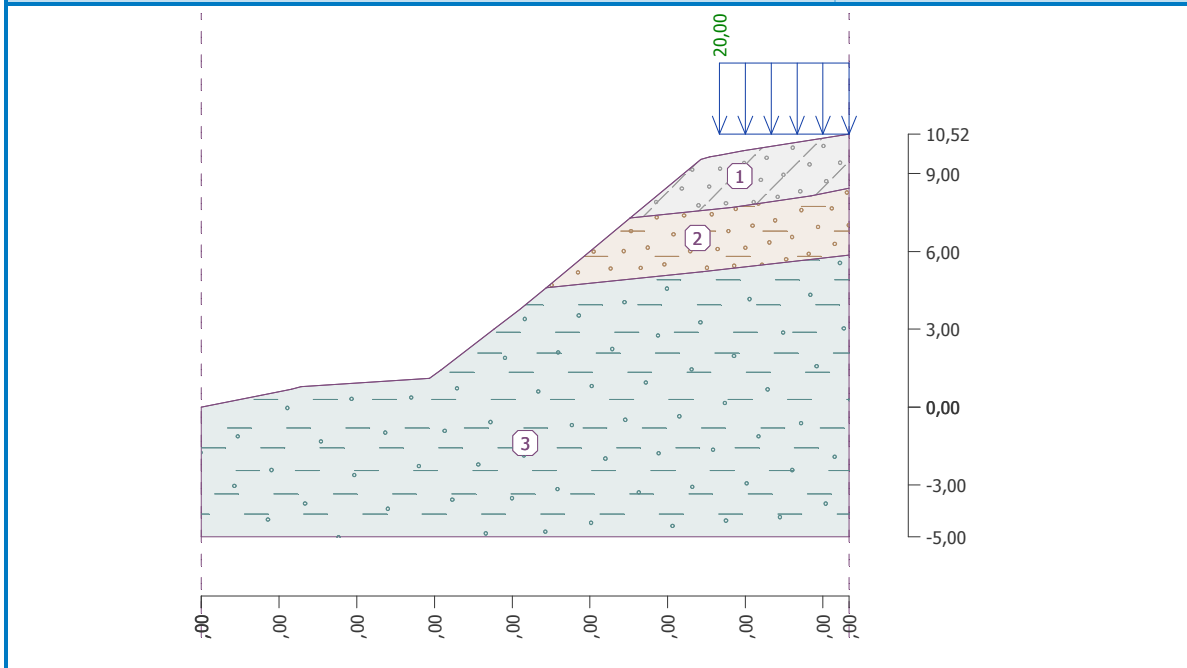
Número	Posición de superficie	Coordenadas de puntos de superficie [m]				Asignado suelo
		x	z	x	z	
1		20,5	7,6	23,5	8,14	Arena limosa (SM)
		25,0	8,4	25,0	10,5	
		20,9	9,8	20,0	9,71	
		19,6	9,6	19,2	9,54	
		16,5	7,2			
2		19,3	5,2	25,0	5,85	Arena arcillosa (SC)
		25,0	8,4	23,5	8,14	
		20,5	7,6	16,5	7,28	
		13,3	4,6			

Número	Posición de superficie	Coordenadas de puntos de superficie [m]				Asignado suelo
		x	z	x	z	
3		19,3	5,2	13,3	4,60	Arcilla arenosa (CS), consistencia rígida, $S_r < 0,8$
		12,2	3,7	11,3	3,00	
		9,25	1,4	8,80	1,11	
		3,85	0,7	3,48	0,69	
		2,30	0,4	0,00	0,00	
		0,00	-	25,0	-5,00	
		25,0	5,8			



Sobrecarga

Número	Tipo	Tipo de acción	Ubicación z [m]	Origen x [m]	Longitud l [m]	Ancho b [m]	Pendiente α [°]	Magnitud		
								q, q_1, q_2	f, F	Unidad
1	Franja	Permanente	sobre el terreno	x = 20,00	l = 5,00		0,00	20,00		kN/m ²



Agua

Tipo de agua : Sin presencia de agua

Grieta de tracción

No se ha introducido la grieta de tracción.

Sismo

Sismo no incluido.

Configuraciones de la etapa de construcción

Situación de diseño : Permanente

Resultados (Etapa de construcción 1)

Análisis 1

Superficie de deslizamiento circular

Datos de la superficie de deslizamiento					
Centro :	x =	12,31 [m]	Ángulos :	$\alpha_1 =$	3,64 [°]
	z =	20,56 [m]		$\alpha_2 =$	50,86 [°]
Radio :	R =	15,98 [m]			
Análisis de la superficie de deslizamiento sin optimización.					

Verificación de estabilidad de taludes (todos los métodos)

Bishop : FS = 2,20 > 1,50 **ACCEPTABLE**

Fellenius / Petterson : FS = 2,12 > 1,50 **ACCEPTABLE**

Spencer : FS = 2,19 > 1,50 **ACCEPTABLE**

Janbu : FS = 2,19 > 1,50 **ACCEPTABLE**

Morgenstern-Price : FS = 2,19 > 1,50 **ACCEPTABLE**

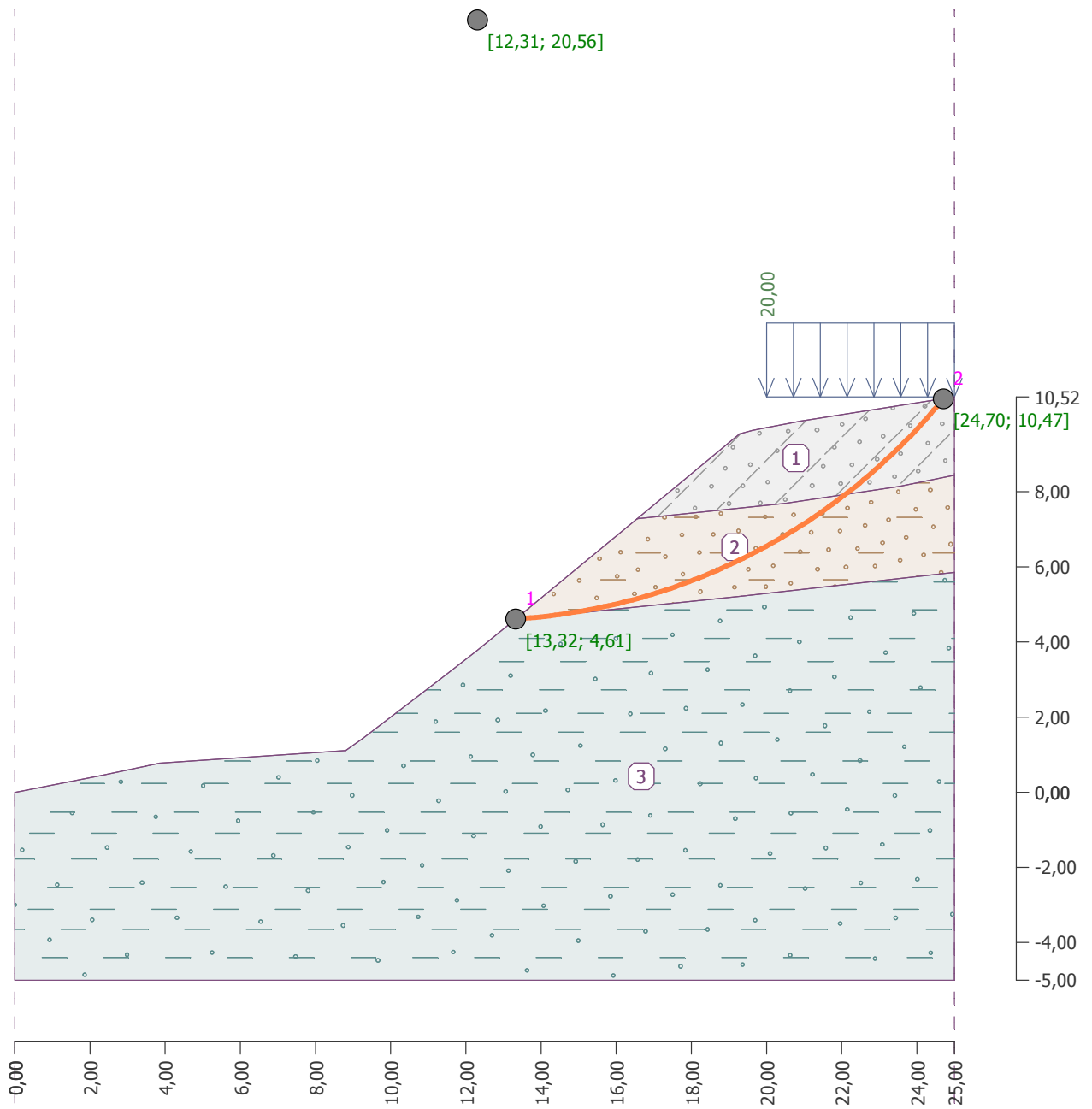
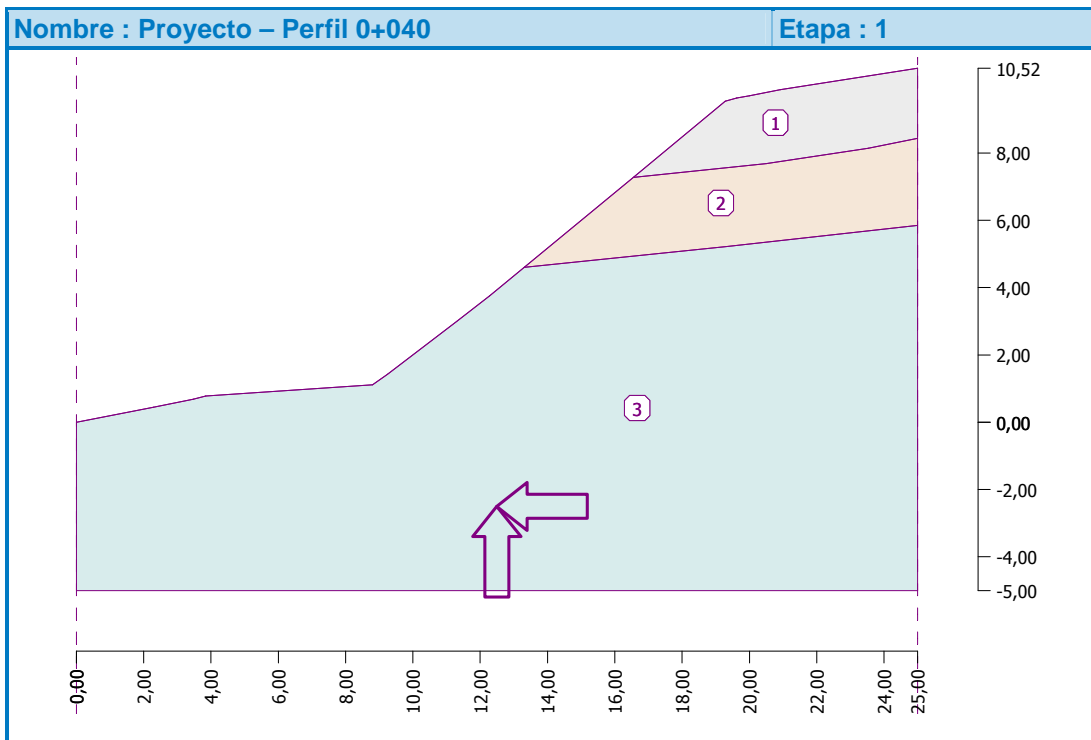


Ilustración 14 Circulo de Falla Perfil 0+040 (Sin Sismo)

3.4. Análisis de estabilidad de taludes – Perfil 0+040

3.4.1. Entrada de datos – Análisis Pseudo-Estático



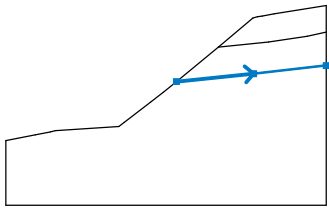
Análisis de estabilidad

Análisis sísmico : Estándar
 Metodología de verificación : Factores de seguridad (ASD)




Factores de seguridad		
Situación de diseño permanente		
Factor de seguridad :	$SF_s =$	1,20 [-]

Interfaz




Número	Ubicación de la Interfaz	Coordenadas de puntos de interfaz [m]					
		x	z	x	z	x	Z
1		0,00	0,00	2,30	0,45	3,48	0,69
		3,85	0,78	8,80	1,11	9,25	1,43
		11,30	3,00	12,28	3,76	13,31	4,60
		16,56	7,28	19,28	9,54	19,63	9,64
		20,00	9,71	20,92	9,88	25,00	10,52
2		16,56	7,28	20,50	7,69	23,53	8,14
		25,00	8,44				

Número	Ubicación de la Interfaz	Coordenadas de puntos de interfaz [m]					
		x	z	x	z	x	z
3		13,31	4,60	19,33	5,22	25,00	5,85

Parámetros de suelo - Estado de tensión efectiva

Número	Nombre	Trama	ϕ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]
1	Arena limosa (SM)		29,00	10,00	18,00
2	Arena arcillosa (SC)		28,00	24,00	18,50
3	Arcilla arenosa (CS), consistencia rígida, $S_r < 0,8$		26,00	40,00	18,50

Parámetros de suelo - subpresión

Número	Nombre	Trama	γ_{sat} [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	n [-]
1	Arena limosa (SM)		18,00		
2	Arena arcillosa (SC)		18,50		
3	Arcilla arenosa (CS), consistencia rígida, $S_r < 0,8$		18,50		

Datos del suelo

Arena limosa (SM)

Peso unitario :	γ	=	18 kN/m ³
Estado de tensión :	Efectivo		
Ángulo de fricción interna :	ϕ_{ef}	=	29 °
Cohesión de suelo :	c_{ef}	=	10 kPa
Peso unitario de suelo saturado :	γ_{sat}	=	18 kN/m ³

Arena arcillosa (SC)

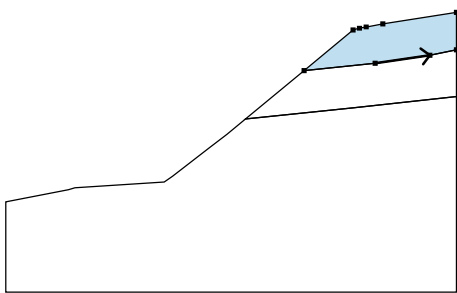
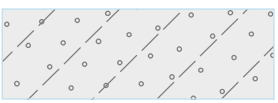
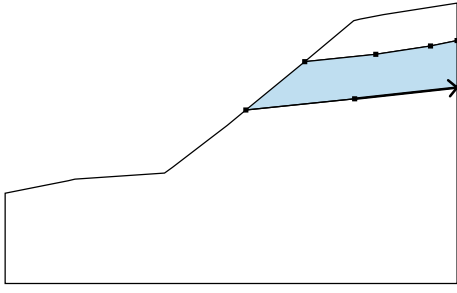
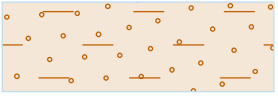
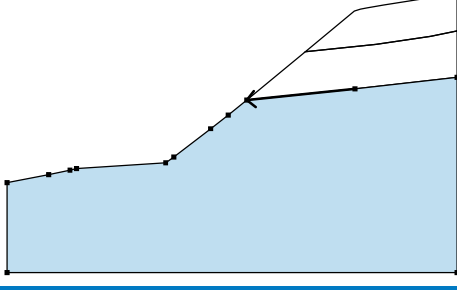

Peso unitario :	γ	=	18,5 kN/m ³
Estado de tensión :	Efectivo		

Ángulo de fricción interna : φ_{ef} = 28 °
 Cohesión de suelo : c_{ef} = 24 kPa
 Peso unitario de suelo saturado : γ_{sat} = 18,5 kN/m³

Arcilla arenosa (CS), consistencia rígida, $S_r < 0,8$

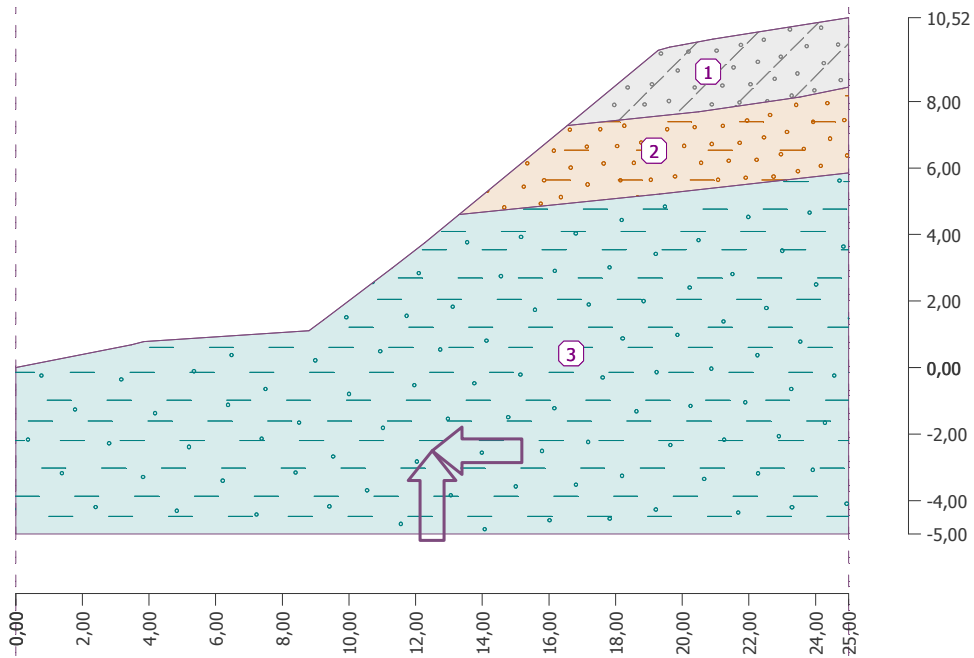
Peso unitario : γ = 18,5 kN/m³
 Estado de tensión : Efectivo
 Ángulo de fricción interna : φ_{ef} = 26 °
 Cohesión de suelo : c_{ef} = 40 kPa
 Peso unitario de suelo saturado : γ_{sat} = 18,5 kN/m³

Asignación y superficies

Número	Posición de superficie	Coordenadas de puntos de superficie [m]				Asignado Suelo
		x	z	x	z	
1		20,5	7,6	23,5	8,14	Arena limosa (SM) 
		25,0	8,4	25,0	10,5	
		20,9	9,8	20,0	9,71	
		19,6	9,6	19,2	9,54	
		16,5	7,2			
2		19,3	5,2	25,0	5,85	Arena arcillosa (SC) 
		25,0	8,4	23,5	8,14	
		20,5	7,6	16,5	7,28	
		13,3	4,6			
3		19,3	5,2	13,3	4,60	Arcilla arenosa (CS), consistencia rígida, $S_r < 0,8$ 
		12,2	3,7	11,3	3,00	
		9,25	1,4	8,80	1,11	
		3,85	0,7	3,48	0,69	
		2,30	0,4	0,00	0,00	
		0,00	-	25,0	-5,00	
		25,0	5,8			

Nombre : Asignar y suelo – Perfil 0+040

Etapa : 1

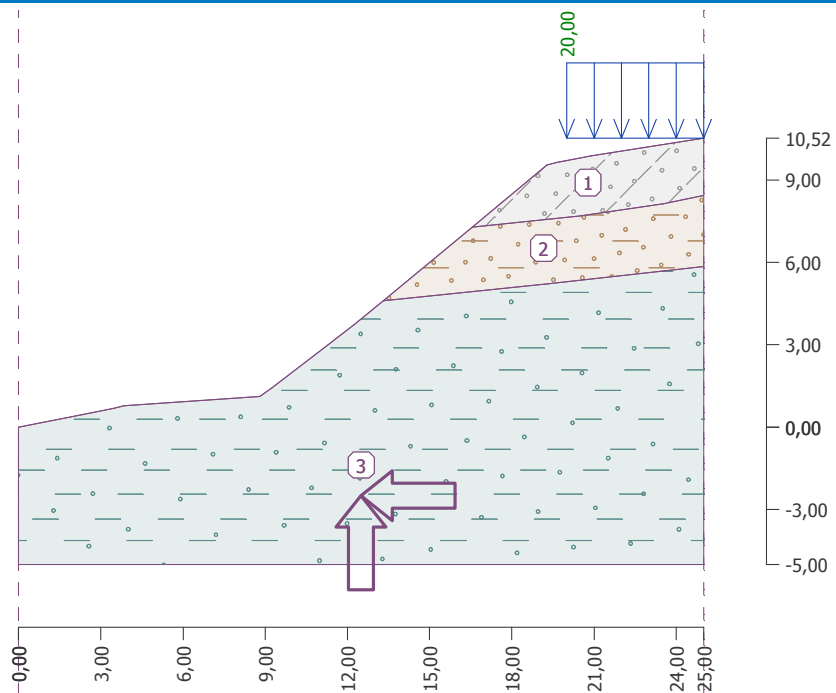


Sobrecarga

Número	Tipo	Tipo de acción	Ubicación z [m]	Origen x [m]	Longitud l [m]	Ancho b [m]	Pendiente α [°]	Magnitud	
								q, q_1, f, F	q_2
1	Franja	Permanente	sobre el terreno	x = 20,00	l = 5,00		0,00	20,00	kN/m ²

Nombre : Sobrecarga

Etapa : 1



Agua

Tipo de agua : Sin presencia de agua

Grieta de tracción

No se ha introducido la grieta de tracción.

Sismo

Coefficiente sísmico horizontal : $K_h = 0,34$

Coefficiente sísmico vertical : $K_v = 0,23$

Configuraciones de la etapa de construcción

Situación de diseño : Permanente

Resultados (Etapa de construcción 1)

Análisis 1

Superficie de deslizamiento circular

Datos de la superficie de deslizamiento							
Centro :	x =	12,31	[m]	Ángulos :	$\alpha_1 =$	3,64	[°]
	z =	20,56	[m]		$\alpha_2 =$	50,86	[°]
Radio :	R =	15,98	[m]				
Análisis de la superficie de deslizamiento sin optimización.							

Verificación de estabilidad de taludes (todos los métodos)

Bishop : FS = 1,35 > 1,20 **ACEPTABLE**

Fellenius / Petterson : FS = 1,28 > 1,20 **ACEPTABLE**

Spencer : FS = 1,34 > 1,20 **ACEPTABLE**

Janbu : FS = 1,34 > 1,20 **ACEPTABLE**

Morgenstern-Price : FS = 1,34 > 1,20 **ACEPTABLE**

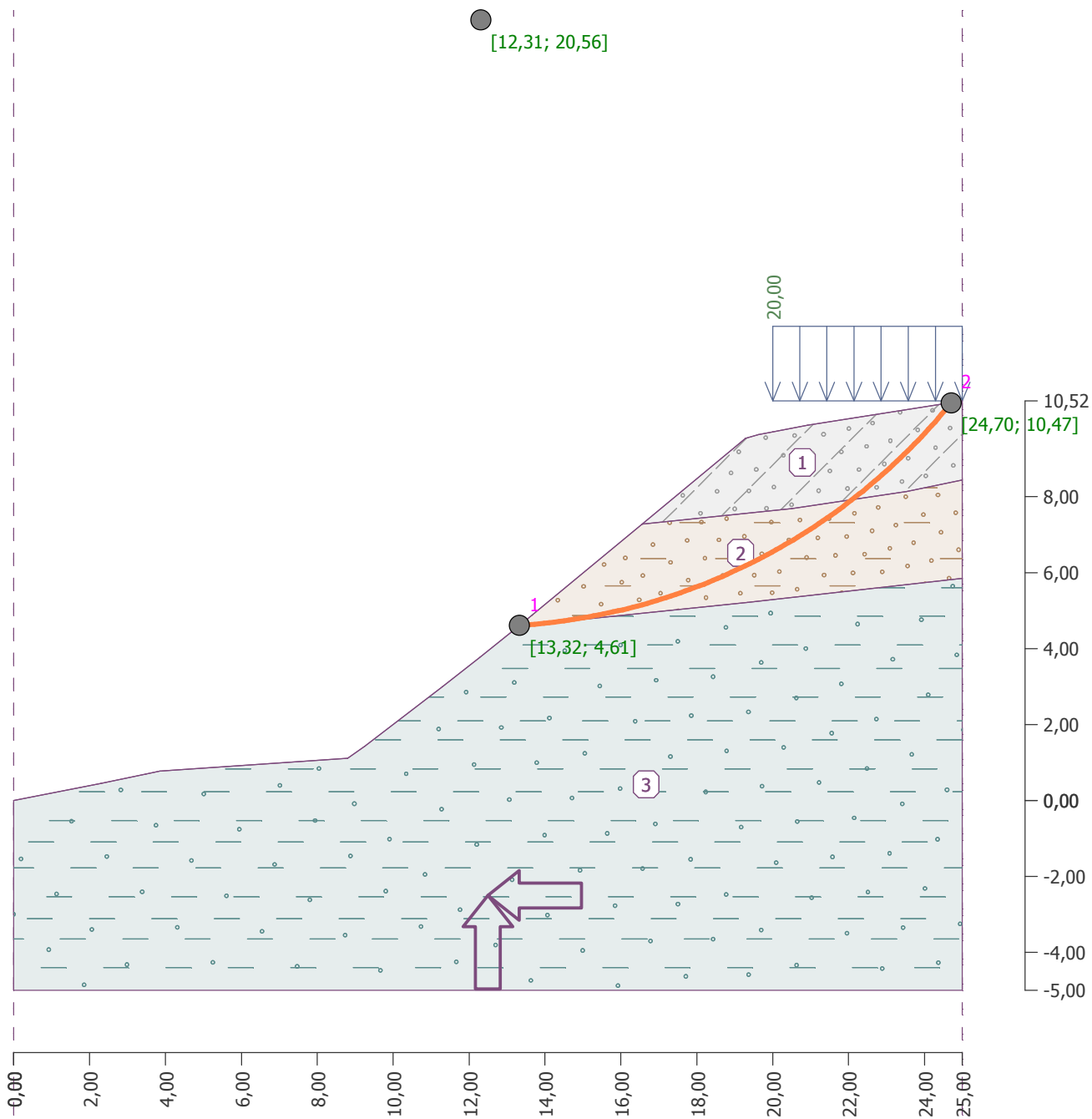


Ilustración 15 Circulo de Falla Perfil 0+040 (Incluye Sismo)

3.5. Cuadro resumen de valores obtenidos en el análisis de estabilidad

Verificación de estabilidad de taludes - Análisis Estático - Perfil 0-020		
METODO	CONDICION	ESTADO
Bishop :	FS = 2,54 > 1,50	Aceptable
Fellenius / Petterson :	FS = 2,41 > 1,50	Aceptable
Spencer :	FS = 2,51 > 1,50	Aceptable
Janbu :	FS = 2,51 > 1,50	Aceptable
Morgenstern-Price :	FS = 2,51 > 1,50	Aceptable
Verificación de estabilidad de taludes - Análisis Pseudo Estático - Perfil 0-020		
METODO	CONDICION	ESTADO
Bishop :	FS = 1,31 > 1,20	Aceptable
Fellenius / Petterson :	FS = 1,25 > 1,20	Aceptable
Spencer :	FS = 1,31 > 1,20	Aceptable
Janbu :	FS = 1,40 > 1,20	Aceptable
Morgenstern-Price :	FS = 1,31 > 1,20	Aceptable
Verificación de estabilidad de taludes - Análisis Estático - Perfil 0-040		
METODO	CONDICION	ESTADO
Bishop :	FS = 2,20 > 1,50	Aceptable
Fellenius / Petterson :	FS = 2,12 > 1,50	Aceptable
Spencer :	FS = 2,19 > 1,50	Aceptable
Janbu :	FS = 2,19 > 1,50	Aceptable
Morgenstern-Price :	FS = 2,19 > 1,50	Aceptable
Verificación de estabilidad de taludes - Análisis Pseudo Estático - Perfil 0-040		
METODO	CONDICION	ESTADO
Bishop :	FS = 1,35 > 1,20	Aceptable
Fellenius / Petterson :	FS = 1,28 > 1,20	Aceptable
Spencer :	FS = 1,34 > 1,20	Aceptable
Janbu :	FS = 1,34 > 1,20	Aceptable
Morgenstern-Price :	FS = 1,34 > 1,20	ACEPTABLE

Tabla 12 Tabla Resumen de Factor de Seguridad Obtenido por varios Métodos en GEO5

Fuente: Autora

Del cuadro de resumen presentado podemos determinar que el talud es estable, ya que el factor de seguridad obtenido por los métodos de Bishop, Fellenius/ Patterson, Spencer, Janbu y Morgenstern – Price, ha cumplido con la condición planteada, razón por la cual se plantearan dos alternativas para la protección del talud contra la erosión: Protección con hormigón proyectado, y protección con geosintético.

3.6. Alternativa #1: Protección de talud con Hormigón Proyectado

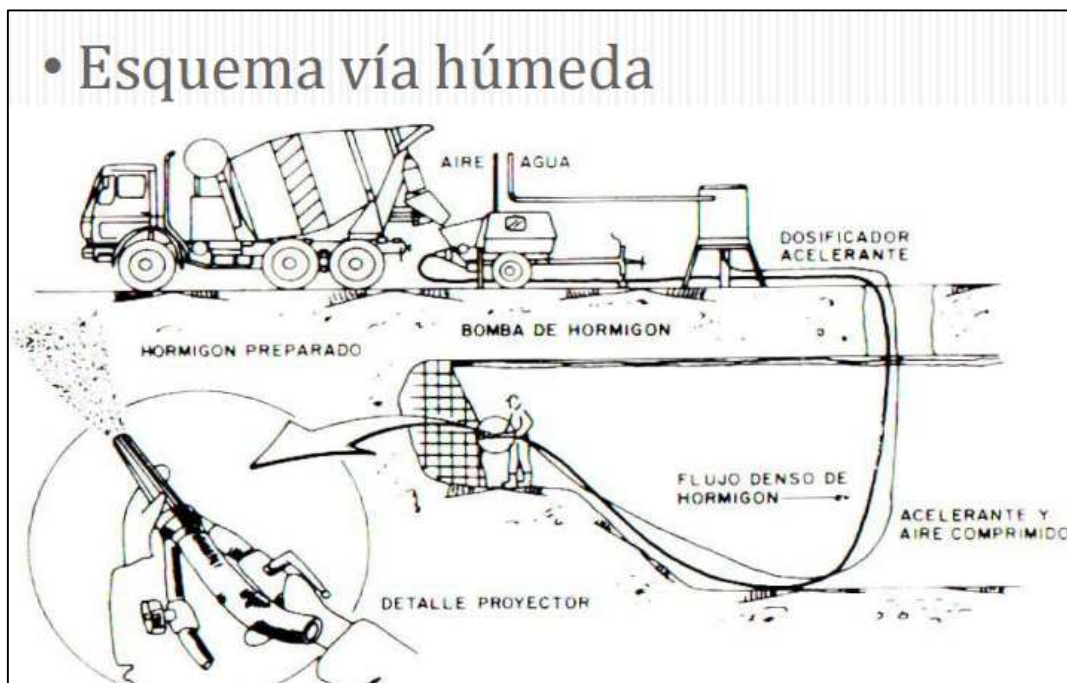


Ilustración 16 Esquema del procedimiento Hormigón Proyectado
Fuente: (Echeverría, 2013)

3.6.1. Preparación de la superficie

Se deberá verificar que el talud a ser trabajado se encuentre liberado geométricamente de acuerdo a planos aprobados. Previamente a la aplicación del mortero se efectuará la limpieza del talud con el objetivo de retirar materiales sueltos. Esta preparación podrá ser realizada con una excavadora,

para obtener un corte de superficie uniforme. También se podrá emplear una regla, con la cual se nivelará la superficie del corte de manera manual.

3.6.2. Juntas

3.6.2.1. Preparación

Las juntas serán ejecutadas de acuerdo a lo especificado en los planos. La realización de las mismas podrá ser efectuada: colocando un encofrado (madera o metálico) en el lugar donde se va a realizar la junta que deberá ser retirado antes del fraguado del mortero; o cortando con disco para hormigón en el lugar indicado para realizar la junta, este corte podrá realizarse máximo hasta 24 horas después de fraguado el mortero.

3.6.2.2. Sellado

Para el sellado de las juntas, se deberá asegurar que ésta se encuentre limpia, libre de cualquier elemento.

3.6.3. Humectación de la superficie

Una vez que el área de trabajo haya sido preparada, se deberá humectar su superficie. Para las tareas de humectación de superficie, se utilizará una manguera de agua conectada a un tanque elevado, previamente instalado. La cantidad de agua a ser aplicada será determinada en campo, y deberá ser suficiente para evitar una pérdida excesiva de la humedad del mortero y la saturación del suelo.

3.6.4. Lubricación de la manguera

Previo al inicio del lanzamiento de mortero, se deberá lubricar la manguera de lanzamiento con lechada de cemento. La lechada utilizada para esta

lubricación deberá ser lanzada al talud, para evitar la contaminación de otra zona.

3.6.5. Colocación del mortero

El proyectado de mortero será ejecutado de abajo hacia arriba, por fajas verticales y en movimientos circulares, garantizando la homogeneidad y el cubrimiento total de la superficie de trabajo. El flujo de mortero deberá ser mantenido perpendicular al talud, para garantizar una mejor compactación. La boquilla de la manguera deberá estar entre 1.00 m y 2.00 m de distancia.

Para las cunetas, bermas y hombrillo podrá ser vaciado directo desde el mixer o con bomba para hormigón.

3.6.6. Curado

Se aplicará antisol (parafina) en dos pasadas sucesivas e inmediatas, una vez que el mortero proyectado haya fraguado (generalmente en un tiempo no mayor a dos horas) después de la colocación del mortero sobre el talud.

La capa de antisol cubrirá todo el mortero colocado. Para los casos en que el mortero no llene todo el paño y la actividad no continúe de manera inmediata, pero éste ya posea los 7 cm de espesor en el área que fue aplicado, se deberá dejar un espacio de 15 cm que no será cubierto con antisol, para garantizar la adherencia cuando se continúe con la actividad.

3.6.7. Ventajas del Hormigón Proyectado

- Mayores rendimientos de la puesta en obra al eliminar los encofrados y moldes y permite realizar proyectos que por métodos convencionales de hormigonado, serían difíciles de ejecutar.

- Buena adherencia.
- Perfecto para la reparación y rehabilitación por recubrimiento de estructuras de hormigón deteriorado, sin necesidad de demolición total o parcial.
- Rebote mucho menor. Con el uso de equipos apropiados y de personal capacitado, se obtienen pérdidas normales que oscilan entre 5 y 10 %, incluso para el caso de proyección de concreto reforzado con fibras.
- Mejor ambiente de trabajo debido a la reducción del polvo.
- Capas más gruesas gracias al uso eficiente de los materiales de mezcla.
- Dosificación controlada de agua (constante, relación agua/cemento definida).

3.7. Alternativa #2 : Geosintéticos para el control de erosión

La erosión es un proceso natural causado por las fuerzas del agua y el viento. Esto se ve influenciada por un número de factores tales como la vegetación, la geografía y por supuesto el tipo de suelo y puede ser acelerada por diversas actividades que se producen de acuerdo con el uso del mismo. Los procesos de erosión no controlada pueden causar un daño significativo a las estructuras existentes y también el medio ambiente.

3.7.1. Geomalla Uniaxial

Las geomallas son materiales geosintéticos constan de una superficie uniforme formado principalmente a partir de poliéster, polipropileno y / o polietileno de alta densidad, están orientadas y diseñadas para resistir la elongación cuando se someten a cargas pesadas durante largos períodos de tiempo. Estos geomallas son también altamente resistentes al daño de la instalación así como

a la degradación química o biológica a largo plazo. Se presenta en la forma de un rectángulo en forma de tiras y conectado por un punto llamado nodo. Hay dos tipos de geomallas de acuerdo a su proceso de fabricación, a saber, las geomallas uniaxiales y biaxial.

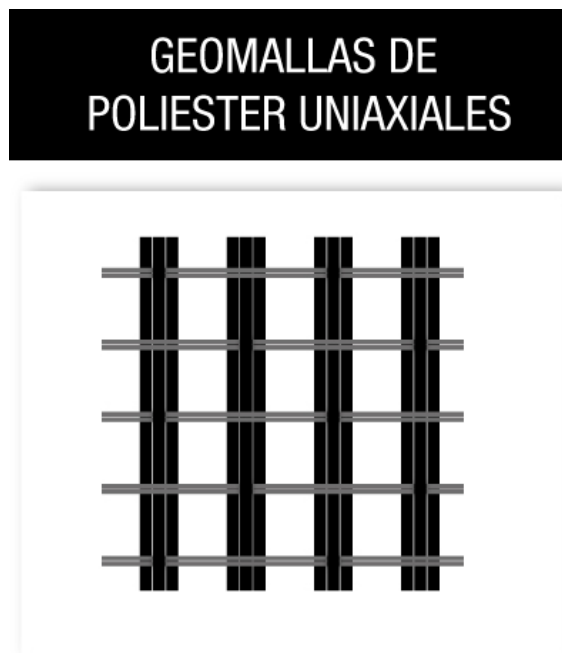


Ilustración 17 Geomalla Uniaxial
Fuente: TEX DELTA - Geotextiles

Las geomallas uniaxiales están fabricadas a partir de una lámina de geotextil perforada y sometida a un estiramiento gradual hasta que se consigue la forma así como características deseadas.

Las geomallas uniaxiales o monorientadas están fabricadas de tal manera que la resistencia a la tensión va en el sentido de expansión del rollo, o lo que es lo mismo, son diseñadas para el refuerzo en una sola dirección de estructuras de suelo mecánicamente estabilizado y que involucran todo tipo de material de relleno. La tensión soportada por estas geomallas es longitudinal.

3.7.2. Instalación de la geomalla

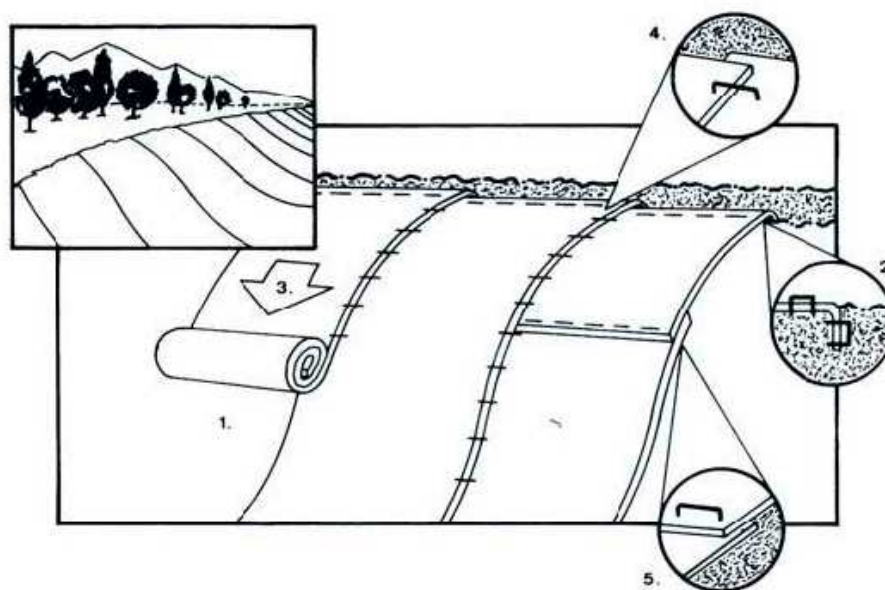


Ilustración 18 Instalación de la Geomalla
Fuente: TEX DELTA - Geotextiles

Previo a la colocación de la malla volumétrica, es necesario realizar acciones de acondicionamiento en las que las pendientes y barrancos que pudieran estar presentes en el talud.

Se deberá proporcionar una zanja para anclar la malla, a no menos de 1 metro del borde de la pendiente, 20 cm de ancho por 20 de profundidad.

La malla volumétrica se fija al interior de la zanja con pasadores de fijación. La zanja entonces será llenada compactándola para aumentar su fuerza.

El número de anclajes en la zanja de sujeción de la malla volumétrica debe ser de 1 por m². Una vez que la malla volumétrica se coloca y se asegura en la zanja, se debe desenrollar el material en la pendiente siguiendo la dirección de descenso del talud.

El material debe superponerse entre 10 y 20 cm entre rodillos. También, debemos colocar los muelles del accesorio a una distancia de 1 metro. En el caso de solapamientos al final de un rollo y al comienzo del siguiente, el solapamiento debe ser de 100 cm y reforzado con más muelles de anclaje aumentando la densidad de estos a 2 por m².

3.7.3. Ventajas de la Geomalla

VENTAJAS DE LA GEOMALLA	Fácil instalación incluso en condiciones climatológicas adversas
	Facilita el enraizamiento para la regeneración de especies vegetales
	Permite el paso del agua mejorando la capacidad de infiltración y nutrientes
	Disminución del impacto ambiental
	Protección del talud en condiciones climáticas extremas como fuerte viento o altas temperaturas.

Ilustración 19 Ventajas de la Geomalla

Fuente: TEX DELTA - Geotextiles

3.8. Drenajes

Es necesario como parte de la protección por erosión, la implementación de dispositivos de drenaje y encauzamiento para que las aguas que puedan llegar hasta el talud sean desviadas y no penetren la estructura del mismo pudiendo causar problemas de estabilidad. Se ha elegido para la protección del talud la implementación de cunetas de coronación y de cunetas de pie de talud.

La cuneta de coronación, es el dispositivo encargado de recoger y encauzar el agua que proviene del área de aportación pluvial que tiene el talud, mientras

que la cuneta de pie de talud es la encargada de recoger el agua que cae y escurre directamente sobre la superficie del talud.

Para el dimensionamiento de la cuneta de coronación es necesario conocer el caudal que va a circular a través de ella; para determinar dicho caudal se aplica el método de cálculo racional, este método es recomendado para áreas no mayores a 500 hectáreas y se realiza aplicando los siguientes parámetros.

3.8.1. Diseño Cuneta de Coronación

3.8.1.1. Caudal de diseño

$$Q = 0.00278 * A * I * C \quad \text{Ecuación 4}$$

Dónde:

Q= Caudal de proyecto en m³/s,

A= Área de contribución en ha.

I= Intensidad de lluvia en mm/h.

C= Coeficiente de escorrentía, adimensional

Para realizar el diseño hidráulico tomamos como periodo de retorno 25 años; es un tiempo generalmente utilizado en diseño de obras de drenaje superficial, recomendado también por el “Manual de carreteras” de Bañón Blázquez; a más de eso también se estima que dentro de los próximos 10 años sean concluidas las obras de pavimentación de vías en el sector, eliminando así la mayoría del área de aportación considerada en el presente estudio.

3.8.1.2. Área de aportación

El área de aportación para el cálculo generalmente es delimitada tomando en cuenta la información contenida en las cartas topográficas del IGM (Instituto

Geográfico Militar) sin embargo el área de aportación que tiene el talud en estudio es sumamente pequeña, tomando en consideración que esa zona del barrio 20 de Mayo se encuentra ubicada prácticamente en una cresta, por lo pequeña que es la cresta con relación al área que abarcan las cartas topográficas del IGM y la precisión de la información que en dichas cartas se muestra (Intervalos de 10 metros en las curvas de nivel presentadas), se hace casi imposible delimitar el área de aportación. Es por esto que para la delimitación del área de aportación fue utilizada la información brindada en el software “Google Earth” más ciertas herramientas que brinda el programa “AutoCAD Civil 3D” para obtener así las elevaciones referenciales del sitio con curvas de nivel cada metro; y poder determinar el área de aportación.



Ilustración 20 Área de Aportación
Fuente: Autora

Se obtiene como resultado un área de 1.2 hectáreas.

3.8.1.3. Coeficiente de escorrentía

Para determinar el coeficiente de escorrentía utilizamos la siguiente tabla de las Normas de diseño geométrico de carretas del Ecuador:

COEFICIENTE DE ESCORRENTIA C					
COBERTURA VEGETAL	TIPO SUELO	PENDIENTE DEL TERRENO			
		PRONUNCIADA	ALTA	MEDIA	SUAVE
		50%	20%	5%	1%
SIN VEGETACION	IMPERMEABLE	0.80	0.75	0.70	0.65
	SEMIPERMEABLE	0.70	0.65	0.60	0.55
	PERMEABLE	0.50	0.45	0.40	0.35
CULTIVOS	IMPERMEABLE	0.70	0.65	0.60	0.55
	SEMIPERMEABLE	0.60	0.55	0.50	0.45
	PERMEABLE	0.40	0.35	0.30	0.25
PASTOS VEGETACION LIGERA	IMPERMEABLE	0.65	0.60	0.55	0.50
	SEMIPERMEABLE	0.55	0.50	0.45	0.40
	PERMEABLE	0.35	0.30	0.25	0.20
HIERBA, GRAMA	IMPERMEABLE	0.60	0.55	0.50	0.45
	SEMIPERMEABLE	0.50	0.45	0.40	0.35
	PERMEABLE	0.30	0.25	0.20	0.15
BOSQUES DENSA VEGETACION	IMPERMEABLE	0.55	0.50	0.45	0.40
	SEMIPERMEABLE	0.45	0.40	0.35	0.30
	PERMEABLE	0.25	0.20	0.15	0.10

Fuente: Normas de Diseño Geométrico de Carreteras del Ecuador .
Tabla 13 Coeficiente de Escorrentía

Se obtiene un coeficiente de escorrentía de 0.4

3.8.1.4. Intensidad de lluvia

La intensidad de la lluvia se determina por la siguiente fórmula:

$$I_{TR} = k * Id_{TR} * t^n \quad \text{Ecuación 5}$$

Dónde:

I_{TR} : Valor de la intensidad máxima de lluvia en 24 horas (6.4 según datos de la estación meteorológica M – 074 ubicada en el aeropuerto de Manta)

t: Tiempo de concentración en minutos.

k, n: Son constantes establecidas por la ecuación de intensidad para determinada zona. (Para este caso en particular se toman datos de la estación meteorológica M – 074 ubicada en el aeropuerto de Manta, la cual tiene los siguientes valores: $k=51.584$ y $n= -0.3842$).

3.8.1.5. Tiempo de concentración

El tiempo que demora el agua en escurrir desde la línea de divisoria de aguas hasta el punto de interés, es determinado mediante la fórmula de Kirpich, representada en la siguiente ecuación:

$$t_c = 57 \cdot \left(\frac{L^3}{\Delta h} \right)^{0.385} \quad \text{Ecuación 6}$$

Dónde:

t_c = Tiempo de concentración, (minutos)

L = Longitud del cauce principal, (km)

Δh = Diferencia de altura entre el punto más alto al más de la cuenca, (m).

La longitud del cauce principal se toma desde el punto más alto de la cuenca y sigue su trazado a través de ella siguiendo el recorrido de la gota de agua, este recorrido se determina mediante el software AutoCAD civil 3D, también se obtienen las diferencias de elevaciones a partir de las curvas de nivel; obteniendo como resultado un valor de 170m para la longitud del área de aportación con una diferencia de elevación de 9m.

Reemplazando los valores obtenidos en la ecuación 5 se tiene un tiempo de concentración de 3.16 minutos; se asume un tiempo de concentración de 5 minutos, ya que las formulas y procedimientos estiman dicho tiempo de concentración mínimo en sus procedimientos.

Reemplazando los valores obtenidos en la ecuación 4, de la intensidad de la lluvia se obtiene un valor de 177.89mm/h.

Y a su vez reemplazando los valores ya obtenidos del área de aportación, intensidad de lluvia y el coeficiente de escurrimiento en la ecuación 6 se obtiene un valor de caudal de diseño de 0.24m³/s.

3.8.1.6. Dimensionamiento de cuneta de coronación

La metodología de cálculo del drenaje superficial está basada en la teoría de “Longitud Crítica”, donde los dispositivos no deberán exceder su capacidad hidráulica.

Para el dimensionamiento de las secciones de las estructuras de drenaje fueron utilizadas las ecuaciones de Continuidad y de Manning.

$$Q = A \cdot V \quad \text{Ecuación 7}$$

Luego:

$$q_{\text{Capacidad}} = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R_H^{2/3} \cdot S^{1/2} \quad \text{Ecuación 8}$$

$$V = \frac{(R_H^{2/3} \cdot S^{1/2})}{n} \quad \text{Ecuación 9}$$

Dónde:

Q/q= Caudal en m³/s

A= Área mojada del dispositivo en m²

R_H= Radio hidráulico

S= pendiente de asentamiento en m/m;

n= coeficiente de Manning.

Para el dimensionamiento de la cuneta mediante una hoja de cálculo Excel se evaluaron distintas dimensiones de una sección típica trapezoidal, para así poder determinar las dimensiones con las que la sección podía alcanzar la capacidad requerida; en este caso para conducir a través de ella un caudal de 0.24m³/s.

Se expone a continuación la sección que cumple con la capacidad de caudal solicitada:

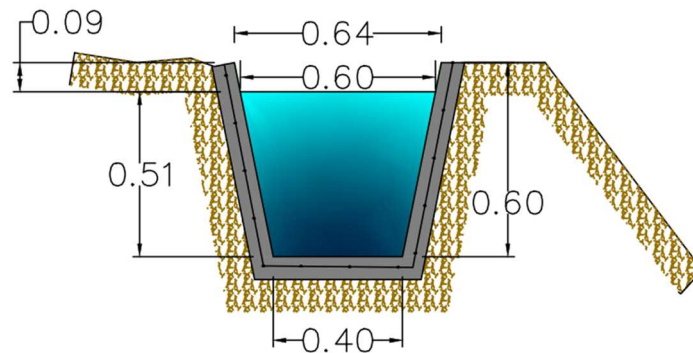


Ilustración 21 Capacidad de caudal solicitada - Fuente: Autora

Los valores obtenidos y reemplazados en la ecuación 7 son los siguientes:

$A = 0.256$ (En función de la sección típica)

$RH = 0.178$ (En función de la sección típica)

$S = 0.0015$ (Pendiente mínima adoptada en el perfil de diseño)

$n = 0.013$ (Coeficiente para revestimientos de hormigón)

Con los valores expuestos se obtiene una capacidad máxima para la sección de $0.24 \text{ m}^3/\text{s}$, con un 15% de borde libre para la sección.

3.8.1.7. Bajante de aguas lluvias cuneta de coronación.

El agua que transporta la cuneta debe de ser conducida hacia la vía principal, para descargar en la cuneta de drenaje que existe sobre esta vía.

Para realizar el respectivo cálculo y dimensionamiento se vuelven a utilizar las ecuaciones 7, 8 y 9; tomando en consideración que ahora el ducto será circular (tubería PVC)

Mediante la aplicación de las fórmulas antes mencionadas se fueron evaluando distintas secciones de tuberías PVC para determinar cuál es la más idónea; finalmente se define la implementación de 3 tuberías PVC de 160 mm de diámetro para conducir las aguas hasta la cuneta de drenaje de la vía principal. La elección de tres tuberías se realiza porque aplicando los respectivos cálculos para conducir el caudal de $0.24\text{m}^3/\text{s}$ a través de una sola tubería con una pendiente del 19%, el agua alcanzaba velocidades de más de 6m/s y dicha velocidad no es permitida en tuberías de PVC; de tal manera que bajando los diámetros de tubería se obtienen menores velocidades, además de que es más práctico por lo irregular del terreno conducir el agua por tres tuberías de diámetros menores, que por una sola tubería de un diámetro mayor.

Finalmente la sección de cada tubería es la siguiente:

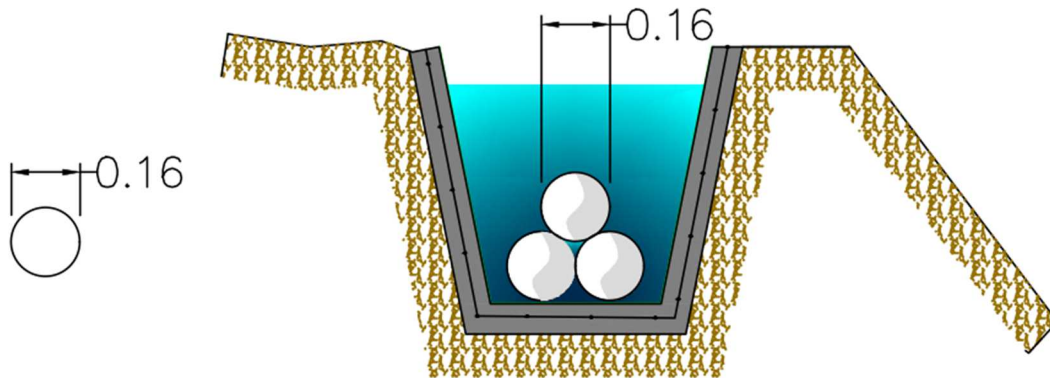


Ilustración 22 Sección de cada tubería - Fuente: Autora

Premisas

- Diámetro comercial de la tubería PVC= 160mm
- Diámetro interno de la tubería PVC= 0.152m
- Coeficiente de rugosidad PVC= 0.010

Los valores obtenidos y reemplazados en la ecuación 8 son los siguientes:

- A= 0.018
- RH= 0.038
- S= 0.19 (Pendiente en el perfil de diseño)
- n= 0.010

Con los valores expuestos se obtiene una capacidad máxima por tubería de 0.089m³/s² a una velocidad de 4.93m/s³; siendo finalmente la capacidad de conducción de las tres tuberías de 0.268 m/s².

3.8.2. Diseño De Drenaje En Pie De Talud

Para drenar las aguas que escurren sobre la superficie del talud, se hace necesaria la implementación de una cuneta que va a ir al pie del talud siguiendo su trazado, para recoger y canalizar las aguas que a la cuneta escurran.

Para el dimensionamiento de la cuneta se aplican las ecuaciones antes expuestas, aplicando la misma fórmula para determinar la intensidad de lluvia; tomando en consideración que el área de aportación es mucho más pequeña y que el tiempo de escurrimiento mínimo establecido es de 5 minutos.

$$I_{TR} = k * Id_{TR} * t^n$$

Dónde:

Id_{TR}= 6.4

t=5min

k=51.584

n=-0.3842

Operando en la ecuación 5, los valores expuestos obtenemos una intensidad de lluvia de 177.89 mm/h.

Para determinar el caudal generado se utiliza la ecuación 4.

$$Q = 0.00278 * A * I * C$$

Dónde:

A= 0.13 ha.

I= 177.89 mm/h.

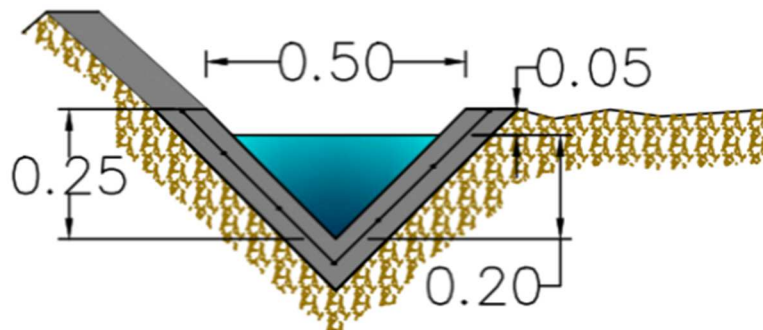
C= 0.6

Obteniendo un caudal de 0.04m³/s.

3.8.2.1. Dimensionamiento de cuneta de pie de talud

Se aplican las ecuaciones 7, 8 y 9 con los mismos criterios de dimensionamiento para determinar la sección transversal de la cuneta de pie de talud.

Con la premisa que la pendiente mínima tomada es del 1%, la superficie de la cuneta es de hormigón, el tirante es del 80% de la profundidad total del canal; se tiene la siguiente sección que puede transportar el caudal de 0.04m³/s



*Ilustración 23 Sección que puede transportar el Caudal
Fuente: Autora*

3.8.2.2. Bajante de aguas lluvias cuneta de pie de talud

Se realiza nuevamente el procedimiento que se utilizó para el cálculo de la bajante de aguas lluvias en la cuneta de coronación; para transportar el caudal de $0.04\text{m}^3/\text{s}$ a través de una pendiente del 19% la sección presentada a continuación cumple con los requerimientos:

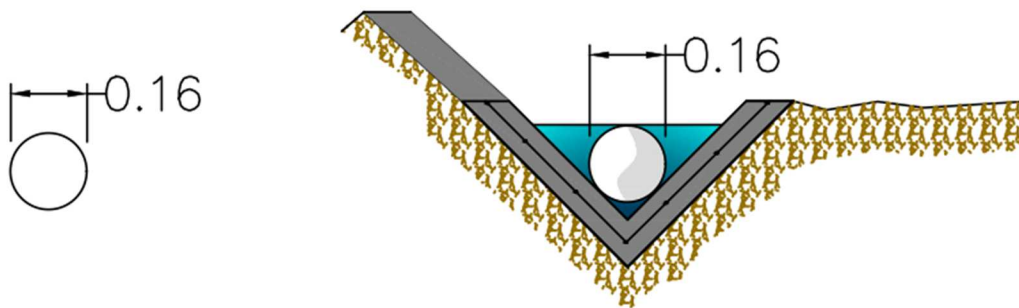


Ilustración 24 Sección

Con el diámetro de tubería de 16mm se obtiene una capacidad de drenaje de $0.089\text{m}^3/\text{s}^2$, mucho mayor de la requerida, sin embargo por auto limpieza de la tubería no se aconseja poner diámetros menores.

CAPÍTULO 4
PRESUPUESTO Y PROGRAMACIÓN DE LAS ALTERNATIVAS PRESENTADAS

4.1. Cronograma Valorado De Actividades - Protección De Talud Con Geomalla Barrio 20 De Mayo

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS- PROTECCIÓN DE TALUD CON GEOMALLA BARRIO 20 DE MAYO				
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Precio total
PRELIMINARES				
Limpieza y desbroce	m ²	1599	\$0.44	\$703.56
Replanteo y nivelación	ml	360	\$0.60	\$216.00
DRENAJES				
Excavación a mano	m ³	90.753	\$33.00	\$2,994.83
Relleno (Cama de arena e=100cm)	m ³	11.700	\$1.20	\$14.04
Desalojo	m ³	71.843	\$1.65	\$118.54
Tubería PVC 116mm	ml	542.500	\$12.80	\$6,944.00
Hormigón 210kg/cm ²	m ³	14.589	\$270.09	\$3,940.34
Malla electro soldada	m ²	207.900	\$1.83	\$380.46
PROTECCIÓN TALUD				
Geo Malla	m ²	1599	\$2.92	\$4,669.08
			Total:	\$19,980.85
NOTA: Precios unitarios incluyen mano de obra y herramientas necesarias				

Tabla 14 APU Geomalla
Fuente: Autora

CRONOGRAMA VALORADO DE ACTIVIDADES - PROTECCIÓN DE TALUD CON GEOMALLA BARRIO 20 DE MAYO							
Descripción	Unidad	MES 1				MES 2	
		1	2	3	4	1	2
PRELIMINARES							
Limpieza y desbroce	m ²	\$ 703,56					
Replanteo y nivelación	MI		\$ 72,00	\$ 72,00	\$ 72,00		
DRENAJES							
Excavación a mano	m ³		\$ 998.28	\$ 998.28	\$ 998.28		
Relleno (Cama de arena e=100cm)	m ³			\$ 4.68	\$ 4.68	\$ 4.68	
Desalojo	m ³			\$ 39.51	\$ 39.51	\$ 39.51	
Tubería PVC 116mm	MI			\$ 2,314.67	\$ 2,314.67	\$ 2,314.67	
Hormigón 210kg/cm ²	m ³			\$ 1,313.45	\$ 1,313.45	\$ 1,313.45	
Malla electro soldada	m ²			\$ 126.82	\$ 126.82	\$ 126.82	
PROTECCIÓN TALUD							
Geo Malla	m ²			\$ 1,167.27	\$ 1,167.27	\$ 1,167.27	\$ 1,167.27
Inversión semanal		\$ 703.56	\$ 1,070.28	\$ 6,036.67	\$ 6,036.67	\$ 4,966.40	\$ 1,167.27
Inversión acumulada semanal		\$ 703.56	\$ 1,773.84	\$ 7,810.51	\$ 13,847.19	\$ 18,813.58	\$ 19,980.85
Avance acumulado de obra		4%	9%	39%	69%	94%	100%

Tabla 15 Cronograma Valorado Geomalla
Fuente: Autora

4.2. Cronograma Valorado De Actividades - Protección De Talud Con Hormigón Barrio 20 De Mayo

CRONOGRAMA VALORADO DE ACTIVIDADES - PROTECCIÓN DE TALUD CON HORMIGÓN BARRIO 20 DE MAYO				
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Precio total
PRELIMINARES				
Limpieza y desbroce	m ²	1599	\$ 0.44	\$ 703.56
Replanteo y nivelación	ml	360	\$ 0.60	\$ 216.00
DRENAJES				
Excavación a mano	m ³	90,75	\$ 33.00	\$2,994.83
Relleno (Cama de arena e=100cm)	m ³	11,70	\$ 1.20	\$ 14.04
Desalojo	m ³	71,84	\$ 1.65	\$ 118.54
Tubería PVC 116mm	ml	542,50	\$ 12.80	\$ 6,944.00
Hormigón 210kg/cm ²	m ³	14,59	\$ 270.09	\$ 3,940.34
Malla electro soldada (15cmx15cm e:3.5mm)	m ²	207.9	\$ 1.83	\$ 380.46
PROTECCIÓN TALUD				
Hormigón 210kg/cm ² (e=7cm)	m ³	1599	\$ 18.90	\$ 30,221.10
Malla electro soldada (15cmx15cm e:3.5mm)	m ²	1599	\$ 1.83	\$ 2,926.17
			Total:	\$ 48,459.04
NOTA: Precios unitarios incluyen mano de obra y herramientas necesarias				

Tabla 16 APU Hormigón Projectado
Fuente: Autora

CRONOGRAMA VALORADO DE ACTIVIDADES - PROTECCIÓN DE TALUD CON HORMIGÓN PROYECTADO BARRIO 20 DE MAYO							
Descripción	Unidad	MES 1				MES 2	
		1	2	3	4	1	2
PRELIMINARES							
Limpieza y desbroce	m ²	\$ 703.56					
Replanteo y nivelación	ml		\$ 72.00	\$ 72.00	\$ 72.00		
DRENAJES							
Excavación a mano	m ³		\$ 998.28	\$ 998.28	\$ 998.28		
Relleno (Cama de arena e=100cm)	m ³			\$ 4.68	\$ 4.68	\$ 4.68	
Desalojo	m ³			\$ 39.51	\$ 39.51	\$ 39.51	
Tubería PVC 116mm	ml			\$ 2,314.67	\$ 2,314.67	\$ 2,314.67	
Hormigón 210kg/cm ²	m ³			\$ 1,313.45	\$ 1,313.45	\$ 1,313.45	
Malla electro soldada (15cmx15cm e:3.5mm)	m ²			\$ 126.82	\$ 126.82	\$ 126.82	
PROTECCIÓN TALUD							
Hormigón 210kg/cm ² (e=7cm)	m ²			\$ 7,555.28	\$ 7,555.28	\$ 7,555.28	\$ 7,555.28
Malla electro soldada (15cmx15cm e:3.5mm)	m ²			\$ 731.54	\$ 731.54	\$ 731.54	\$ 731.54
Inversión semanal		\$ 703.56	\$ 1,070.28	\$ 13,156.22	\$ 13,156.22	\$ 12,085.94	\$ 8,286.82
Inversión acumulada semanal		\$ 703.56	\$ 1,773.84	\$ 14,930.06	\$ 28,086.28	\$ 40,172.23	\$ 48,459.04
Avance acumulado de obra		1%	4%	31%	58%	83%	100%

Tabla 17 Cronograma Valorado Hormigón Proyectado
Fuente: Autora

CAPÍTULO 5
PLANOS CON DETALLES CONSTRUCTIVOS Y ESTRUCTURALES

5.1. Implantación General - Niveles y Elementos Existentes

5.2. Implantación de Talud En Estudio - Niveles y Elementos Existentes

5.3. Secciones Transversales Talud - De la 0+000 a la 0+030

5.4. Secciones Transversales Talud - De la 0+040 a la 0+060

5.5. Implantación De Drenajes - Alineamientos Horizontales

5.6. Perfiles Longitudinales de Terreno y Fondos de Drenajes

5.7. Alternativa 1 - Protección de Talud con Hormigón

5.8. Alternativa 2 - Protección de Talud con Geomalla

CONCLUSIONES

Se realizó el respectivo levantamiento topográfico y se consultaron fuentes bibliográficas de donde se obtuvieron datos para el análisis de estabilidad, donde se pudo demostrar que el talud tiene un factor de seguridad considerado “aceptable” en los dos estados analizados (estático y pseudo – estático).

Dentro del estudio realizado se despreciaron los valores de permeabilidad o conductividad hidráulica en vista de que los suelos que componen el talud tienen “Drenajes muy escasos” y/o son “Prácticamente impermeables” de acuerdo a fuentes bibliográficas.

A través de los datos obtenidos del análisis se calcularon las alternativas para proteger el talud contra la erosión de las dos alternativas presentadas, se consideran ambas como opciones viables, sin embargo, se puede decir que la mejor opción desde el punto de vista técnico es la protección de talud con hormigón proyectado ya que al crear una capa de roca artificial se la protege de la escorrentía y degradación del suelo.

Desde el punto de vista económico, la geomalla también es una buena opción, sin embargo es un poco vulnerable a daños, estéticamente no aportaría de manera positiva al paisajismo del sitio, por lo que a largo plazo el hormigón proyectado sigue siendo mejor considerando el costo – beneficio.

RECOMENDACIONES

Para este proyecto se pudo haber considerado el uso de Geomanto o incluso Vegetación como alternativa contra la erosión sin embargo no se planteó su empleo en vista de que el suelo encontrado en el talud de este proyecto es muy pobre y posee condiciones ambientales muy áridas que dificultarían el mantenimiento de estos, razón por la cual no se recomienda su utilización como posible solución a este caso particular.

Con respecto al hormigón proyectado como alternativa seleccionada, se recomienda tener en cuenta la obtención de una dosis óptima de hormigón proyectado, este depende en gran medida del tiempo y medios disponibles en el diseño y pruebas; sin embargo, en la producción hay variables que no se contemplan por lo que en estas etapas previas se deben seguimiento continuo, mejora y optimización del proceso.

BIBLIOGRAFÍA

(HeLiD), H. L. (2008). *Health Library for Disasters (HeLiD)*. Retrieved abril 02, 2017, from <http://helid.digicollection.org/en/d/Jh0206s/3.html>

documents.mx. (2016, marzo 06). *COHESION Y ANGULOS DE FRICCION DE ROCAS Y SUELOS*. Retrieved junio 06, 2017, from documents.mx: <http://documents.mx/documents/cohesion-y-angulos-de-friccion-de-rocas-y-suelos.html>

Echeverría, N. (2013, junio 18). *SlideShare*. Retrieved mayo 28, 2017, from https://es.slideshare.net/nelnonecheverria2/estudio-practico-de-hormign-proyectado-primera-parte?qid=4e18d2f5-0173-4040-8ebe-3c08f916d248&v=&b=&from_search=1

JA Jimenez Salas, J. d. (2008). *Geotecnia y Cimientos*. In J. d. JA Jimenez Salas, *Geotecnia y Cimientos* (p. 132). Madrid: Rueda.

Pereira, M. (2012). *Modelos de Análisis de Estabilidad de Taludes*. Caracas, Venezuela.

RAE. (2017, mayo 01). *Real Academia Española*. Retrieved from <http://www.rae.es/>

Toro, L. J. (2012, Junio 10). *Revista Boletín Ciencias de la Tierra*. Retrieved mayo 2017, from <http://revistas.unal.edu.co/index.php/rbct/article/view/31253/43364>

Pereira, M. (2012). *Modelos de Análisis de Estabilidad de Taludes*. Caracas, Venezuela.

RAE. (2017, mayo 01). *Real Academia Española*. Retrieved from <http://www.rae.es/>