

1.1. Introducción

Los problemas generalizados por deslizamientos de suelo en taludes se deben a varios factores entre éstos se encuentran los de escorrentía superficial, vibraciones causadas por tránsito de vehículos, altura, presiones laterales, entre otros, el problema radica en que sin la adecuada protección del talud este material se vuelve frágil, incrementando la pendiente del talud y el plano de falla lo que afectará a las estructuras aledañas produciendo un deterioro económico y medio ambiental.

Se conoce con el nombre genérico de talud cualquier superficie inclinada respecto a la horizontal que hayan de adoptar permanentemente las masas de tierras.

Cuando el talud se produce en forma natural, sin intervención humana, se denomina ladera natural o simplemente ladera, cuando los taludes son hechos por el hombre se denominan cortes o taludes artificiales, según sea la génesis de su formación; en el corte, se realiza una excavación en una formación térrea natural, en tanto que los taludes artificiales son los inclinados de los terraplenes. También se producen taludes en los bordes de una excavación que se realice a partir del nivel del terreno natural, a los cuales se suele denominar taludes de la excavación.

No hay duda de que el talud constituye la estructura más complejo de las vías terrestres; por eso es preciso analizar la necesidad de definir criterios de estabilidad de taludes entendiéndose, por tales algo tan simple como el poder decir en un instante dado cuál será la inclinación apropiada en un corte o en un terraplén.

Para el diseño de las obras de control de la erosión en un talud debe realizarse un análisis muy completo de las condiciones geológicas, geotécnicas, hidrológicas y ambientales que permitan tener un conocimiento completo del comportamiento del talud después de construido. En el caso de requerirse la estabilización por problemas de deslizamientos o erosión activos se debe analizar los mecanismos de falla y cuantificar el desequilibrio.

1.2. Problemática

La zona de estudio ubicada en el tramo carretero Calamuchita - El Valle se encuentra afectado continuamente por varios deslizamientos en los taludes naturales aledaños a la carretera, esto va ocasionado varios problemas porque perjudican el libre tránsito en la vía, daños en la estructura de la carretera e incluso riesgo para la vida humana por accidentes vehiculares, perjudicando a los diferentes usuarios (comunarios, transportistas, agricultores, estudiantes, turistas), ocasionando pérdidas económicas por el continuo mantenimiento de la carretera y el perjuicio que pueda ocasionar a la producción agrícola y turismo en la región.

La presencia de gran cantidad de agua en época de lluvia es otro de los problemas que afecta a la zona ya que la carretera no cuenta con un sistema adecuado de drenaje, afectando a los taludes y terrenos adyacentes.

1.3. Justificación

Los deslizamientos o inestabilidad de taludes con todos los problemas y pérdidas que esto provoca, en su mayoría son evitables si el problema se identifica con tiempo y se toman medidas de prevención o control.

Es por esto que se realizara un estudio que nos ayude a obtener un valor de estabilidad del talud en estudio, por lo que es necesario determinar la geometría del talud y las propiedades mecánicas del suelo donde se localizará ésta estructura, ya que también debemos establecer el tipo de mecanismo de falla que más se adecúe para la determinación de la estabilidad del talud.

Se busca proponer la mejor alternativa de solución desde el punto de vista ingenieril mejorando las condiciones actuales del lugar, mejorando la transitabilidad de la carretera y verificando que el sistema de drenaje sea efectivo y que permita recoger las aguas a un lugar de desagüe seguro sin ocasionar problemas a comunarios de la zona.

Con un talud estable y un sistema de drenaje adecuado se eliminara muchos de los problemas que actualmente se observa brindando seguridad y un buen servicio en el uso del tramo carretero, fomentando al desarrollo de agricultura y turismo de las comunidades.

1.3.1. Justificación Académica

Aplicar los conocimientos adquiridos en la estabilidad de taludes y drenaje en Carreteras, de manera de interactuar el campo teórico con la aplicación práctica que con lleva el “estudio de alternativas para la estabilización de taludes y el análisis del sistema de drenaje para el tramo Calamuchita - El Valle”, aportando así una vez terminado el mismo, a futuros estudios o diseños en la universidad sobre temas relacionados.

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo General

Diseñar alternativas de solución para la estabilización de taludes, en el tramo carretero Calamuchita – El Valle, mediante el análisis de las características mecánicas de los taludes.

1.4.2. Objetivos Específicos

- Realizar un levantamiento topográfico del lugar de estudio para determinar las características geométricas de los taludes por el método de la poligonal abierta.
- Caracterizar y determinar las propiedades mecánicas de los materiales que conforman los taludes mediante ensayos necesarios para su identificación.
- Analizar el comportamiento de aguas y consecuencias para la estabilidad de taludes.
- Determinar la estabilidad de los taludes mediante el uso del software Geostudio.

- Analizar cada una de las alternativas para poder controlar los deslizamientos desde el punto de vista técnico y económico.
- Evaluar la incidencia de las características topográficas e hidrológicas en el diseño y funcionamiento de cada una de las obras de arte menor.
- Establecer un análisis de la situación en las que se encuentran las alcantarillas después de un determinado tiempo de servicio.

1.5. Alcance del Proyecto

En el presente trabajo se pretende analizar varias alternativas de solución para la estabilización de taludes en el tramo carretero Calamuchita - El Valle, las diferentes alternativas de solución presentadas deberán responder satisfactoriamente a todas las necesidades de solución de estabilidad de taludes, además realizar una evaluación del funcionamiento del sistema de drenaje para proponer una solución para su conservación y mantenimiento.

Se procederá a la recopilación de toda la información necesaria para el desarrollo del proyecto, esto implica el levantamiento topográfico para conocer las condiciones del lugar y características propias de la carretera, estudio de suelos necesario para determinar las características geotécnicas de los materiales que conforman los taludes, se usara el método de las dovelas para el cálculo del FS mínimo mediante el uso del programa GeoSlope versión 2007, en base a los resultados que se tengan se describirá las diferentes alternativas aplicables al proyecto, de los cuales se propondrá la mejor alternativa desde el punto de vista técnico y económico.

Se realizará un estudio hidrológico e hidráulico, de todas las obras de control para poder verificar su buen funcionamiento y que hayan sido diseñadas de forma correcta, en caso de tener resultados negativos de propondrá cómo solución el rediseño de las mismas.

Terminado con el estudio se dará a conocer las conclusiones y recomendaciones obtenidas del trabajo realizado.

2.1. Descripción general

En su mayoría los deslizamientos son el producto de las condiciones geológicas, hidrológicas, geomorfológicas y la modificación de estas por procesos geodinámicos, vegetación, uso de la tierra, actividades humanas, y la frecuencia e intensidad de las precipitaciones y en pocas veces relacionados con la sismicidad.

La ocurrencia de este fenómeno está sujeta a muchos grados de incertidumbre debido a que los deslizamientos incluyen diferentes tipos de movimientos, velocidades, modos de falla, tipo de material del suelo, restricciones geológicas, etc. Cuando existe incertidumbre de la posibilidad o no de la ocurrencia de un fenómeno, generalmente, se toman decisiones equivocadas de diseño.

Una zonificación de amenazas y riesgos nos permite evaluar parcialmente un posible problema y es una herramienta muy útil para la toma de decisiones, especialmente en las primeras etapas de planeación de un proyecto. La zonificación consiste en la división del terreno en áreas homogéneas y la calificación de cada una de estas áreas, de acuerdo al grado real o potencial de amenaza o de riesgo. El mapeo puede realizarse sobre un área donde se tiene información de la ocurrencia de deslizamientos o se tiene un inventario de estos eventos, o sobre áreas en las cuales no se tiene conocimiento de deslizamientos en el pasado, pero en nuestro caso se cuenta con una pobre información sobre deslizamientos y tipos de suelos que se tiene en el sector de estudio dificultando predecir la posibilidad de amenazas en un futuro.

2.2. Partes generales de un talud

Un talud o ladera es una masa de tierra que no es plana sino que posee pendiente o cambios de altura significativos. En la literatura técnica se define como ladera cuando su conformación actual tuvo como origen un proceso natural y talud cuando se conformó artificialmente.

Las laderas que han permanecido estables por muchos años pueden fallar en forma imprevista debido:

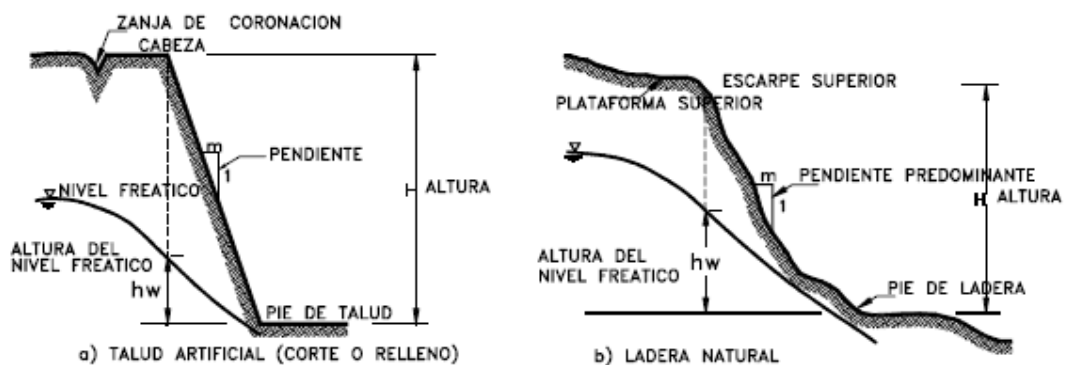
- cambios topográficos
- sismicidad
- flujos de agua subterránea
- cambios en la resistencia del suelo
- meteorización
- factores de tipo antrópico o natural

Los taludes se pueden agrupar en tres categorías generales:

- Los terraplenes
- Los cortes de laderas naturales
- Los muros de contención.

Además, se pueden presentar combinaciones de los diversos tipos de taludes y laderas.

Figura 2.1 Nomenclatura de taludes y laderas.



Fuente: Deslizamientos y estabilidad de taludes, Suárez Días, 1998.

En el talud o ladera se definen los siguientes elementos constitutivos:

1. Altura

Es la distancia vertical entre el pie y la cabeza, la cual se presenta claramente definida en taludes artificiales pero es complicada de cuantificar en las laderas debido a que el pie y la cabeza no son accidentes topográficos bien marcados.

2. Pie

Corresponde al sitio de cambio brusco de pendiente en la parte inferior.

3. Cabeza o escarpe

Se refiere al sitio de cambio brusco de pendiente en la parte superior.

4. Altura de nivel freático

Distancia vertical desde el pie del talud o ladera hasta el nivel de agua medida debajo de la cabeza.

5. Pendiente

Es la medida de la inclinación del talud o ladera. Puede medirse en grados, en porcentaje o en relación $m/1$, en la cual m es la distancia horizontal que corresponde a una unidad de distancia vertical.

Los suelos más resistentes y duros generalmente forman laderas de mayor pendiente y los materiales de baja resistencia o blandos tienden a formar laderas de baja pendiente.

Existen, además, otros factores topográficos que se requiere definir como son longitud, convexidad (vertical), curvatura (horizontal) y área de cuenca de drenaje, los cuales pueden tener influencia sobre el comportamiento geotécnico del talud. (Suárez Días Jaime, 1998)

2.3. Clasificación de los deslizamientos

La clasificación de deslizamientos pretende describir e identificar los cuerpos que están en movimiento relativo. Las clasificaciones existentes son esencialmente geomorfológicas y solamente algunas de ellas introducen consideraciones mecánicas o propiamente geológicas.

Las caracterizaciones geotécnicas son necesarias y por esta razón, las clasificaciones eminentemente topográficas y morfológicas, como las propuestas por Varnes (1978), Hutchinson (1988), etc., deben adaptarse a las condiciones verdaderas de los movimientos.

En este orden de ideas se deben considerar cuatro etapas diferentes en la clasificación de los movimientos:

- a. Etapa de deterioro o antes de la falla donde el suelo es esencialmente intacto.
- b. Etapa de falla caracterizada por la formación de una superficie de falla o el movimiento de una masa importante de material.
- c. La etapa post-falla que incluye los movimientos de la masa involucrada en un deslizamiento desde el momento de la falla y hasta el preciso instante en el cual se detiene totalmente.
- d. La etapa de posible reactivación en la cual pueden ocurrir movimientos que pueden considerarse como una nueva falla, e incluye las tres etapas anteriores.

2.4. Clasificación de los Movimientos en masa

Para la clasificación de los movimientos en masa se presenta el sistema propuesto originalmente por Varnes (1978), el cual tipifica los principales tipos de movimiento, presentado por Suárez Díaz Jaime, 1998.

2.4.1. Caídos

En los caídos una masa de cualquier tamaño se desprende de un talud de pendiente fuerte, a lo largo de una superficie, en la cual ocurre ningún o muy poco desplazamiento de corte y desciende principalmente, a través del aire por caída libre, a saltos o rodando. Los bloques desprendidos pueden ser desde partículas relativamente pequeños hasta masa de varios métricos cúbicos.

Figura 2.2 Caídos de bloques por gravedad en roca fracturada.

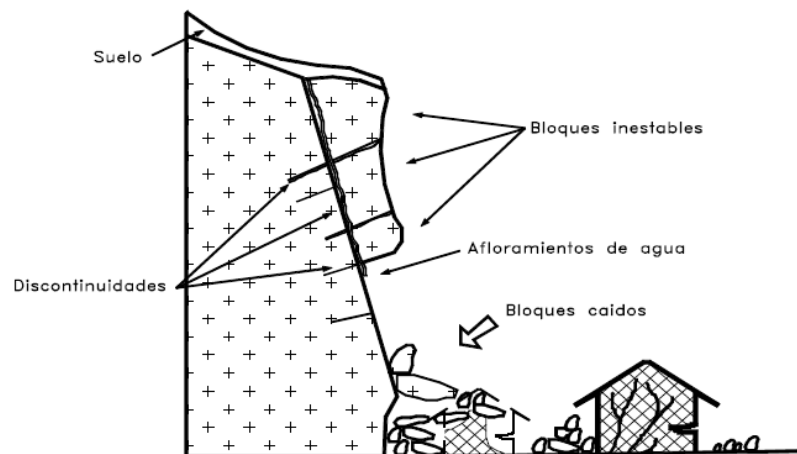
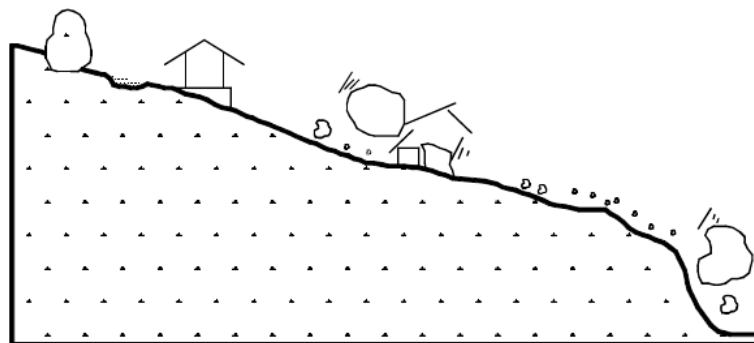


Figura 2.3 Caídos de bloques rodando.



El movimiento es muy rápido a extremadamente rápido y puede o no, ser precedido de movimientos menores que conduzcan a la separación progresiva o inclinación del bloque o masa de material.

La observación muestra que los movimientos tienden a comportarse de la siguiente manera:

- Como caídos de caída libre cuando la pendiente superficial es de más de 75 grados.
- En taludes de ángulo menor generalmente, los materiales rebotan.
- en los taludes de menos de 45 grados los materiales tienden a rodar.

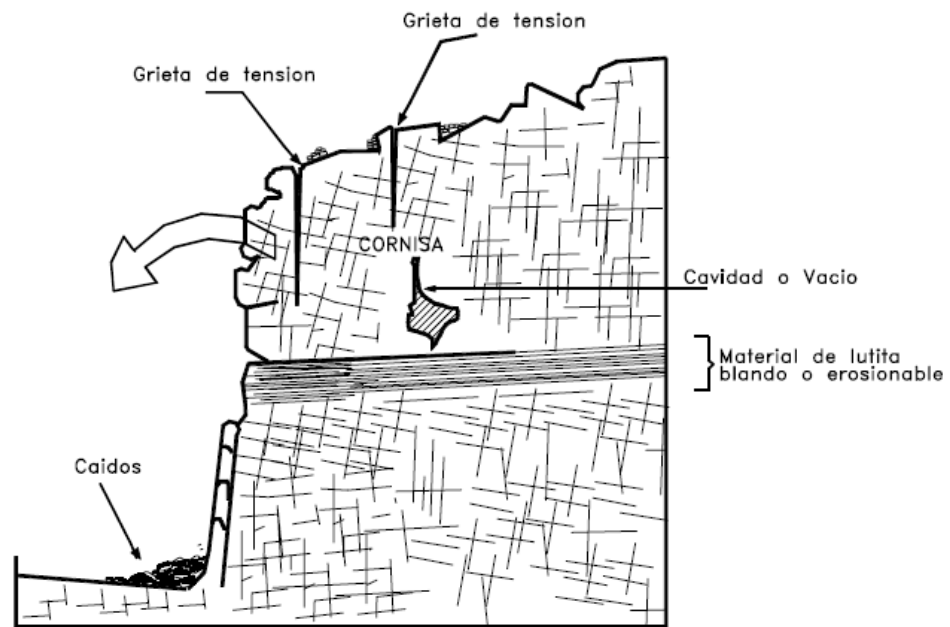
Los “caídos de roca” corresponden a bloques de roca relativamente sana, los caídos de residuos o detritos están compuestos por fragmentos de materiales pétreos y los caídos de tierra corresponden a materiales compuestos de partículas pequeñas de suelo o masas blandas.

2.4.2. Inclinación o volteo

Este tipo de movimiento consiste en una rotación hacia adelante de una unidad o unidades de material térreo con centro de giro por debajo del centro de gravedad de la unidad y generalmente, ocurren en las formaciones rocosas.

Las fuerzas que lo producen son generadas por las unidades adyacentes, el agua en las grietas o juntas, expansiones y los movimientos sísmicos.

Figura 2.4 Volteo o inclinación en materiales residuales.



Dependiendo de las características geométricas y de estructura geológica, la inclinación puede o no terminar en caídos o en derrumbes. Los diferentes tipos de inclinaciones pueden variar de extremadamente lentas a extremadamente rápidas. Las características de la estructura de la formación geológica determinan la forma de ocurrencia de la inclinación.

Figura 2.5 Proceso de falla al volteo.

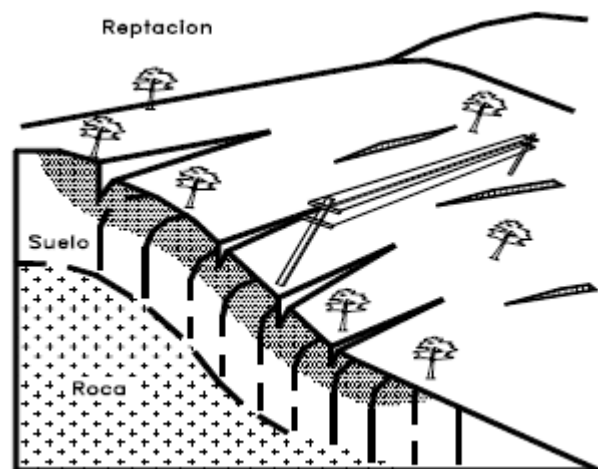


2.4.3. Reptación

Este tipo de movimiento consiste en movimientos muy lentos a extremadamente lentos del suelo sub-superficial sin una superficie de falla definida. Generalmente, el movimiento es de unos pocos centímetros al año y afecta a grandes áreas de terreno y ocurre en laderas donde la pendiente tiende de baja a media.

Se le atribuye a las alteraciones climáticas relacionadas con los procesos de humedecimiento y secado en suelos, usualmente, muy blandos o alterados. La reptación puede preceder a movimientos más rápidos como los flujos o deslizamientos.

Figura 2.6 Esquema de un proceso de reptación.



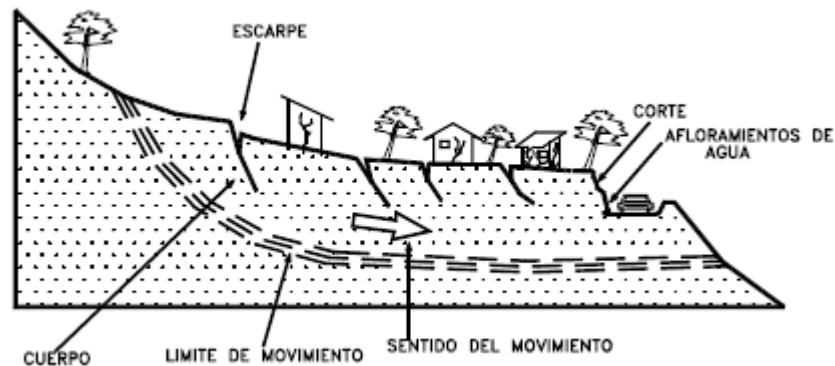
2.4.4. Deslizamiento

Los deslizamientos consisten en un desplazamiento de corte a lo largo de una o varias superficies, que pueden detectarse fácilmente o dentro de una zona relativamente delgada. El movimiento puede ser progresivo, o sea, que no se inicia simultáneamente a lo largo de toda, la que sería, la superficie de falla.

Los deslizamientos pueden ser de una sola masa que se mueve o pueden comprender varias unidades o masas semi-independientes.

Los deslizamientos pueden obedecer a procesos naturales o a desestabilización de masas de tierra por el efecto de cortes, rellenos o deforestación.

Figura 2.7 Deslizamientos en suelos blandos.



Los deslizamientos se pueden a su vez dividir en dos subtipos denominados:

- Deslizamientos rotacionales
- Deslizamientos traslacionales o planares.

Esta diferenciación es importante porque puede definir el sistema de análisis y estabilización a emplearse.

2.4.5. Deslizamiento rotacional

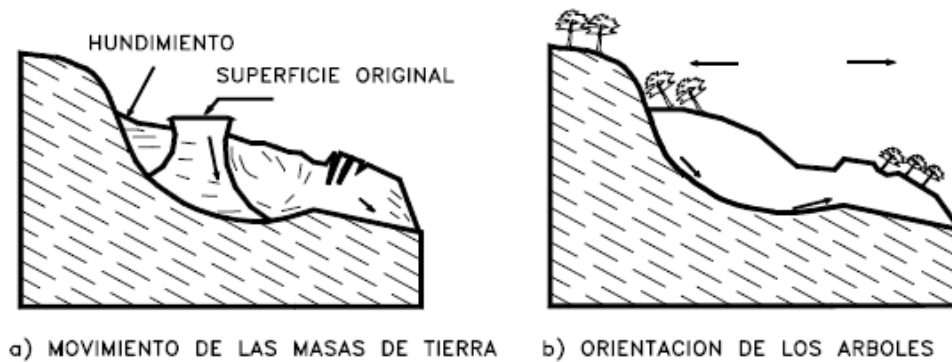
Se denomina deslizamiento rotacional cuando la superficie de falla es cóncava hacia arriba y el movimiento es rotacional con respecto a un eje paralelo a la superficie del terreno y transversal al deslizamiento.

Visto en planta el deslizamiento posee una serie de agrietamientos concéntricos y cóncavos en la dirección del movimiento.

Los deslizamientos estrictamente rotacionales ocurren usualmente, en suelos homogéneos, sean naturales o artificiales y por su facilidad de análisis son el tipo de deslizamiento más estudiado en la literatura.

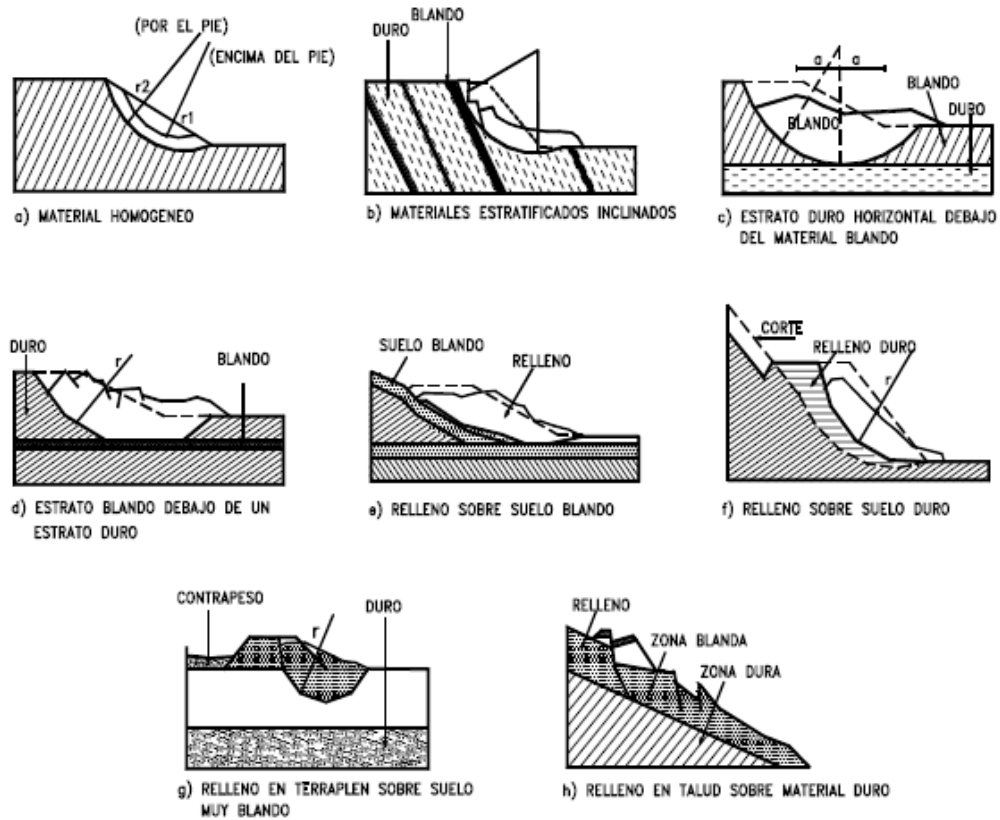
En la cabeza del movimiento, el desplazamiento es aparentemente semi-vertical y tiene muy poca rotación, sin embargo se puede observar que generalmente, la superficie original del terreno gira en dirección de la corona del talud, aunque otros bloques giren en la dirección opuesta.

Figura 2.8 deslizamiento rotacional típico.



Frecuentemente la forma y localización de la superficie de falla está influenciada por las discontinuidades, juntas y planos de estratificación. El efecto de estas discontinuidades debe tenerse muy en cuenta en el momento que se haga el análisis de estabilidad.

Figura 2.9 Efectos de la estructura en la formación de deslizamientos a rotación.



2.4.6. Deslizamiento de traslación

En el deslizamiento de traslación el movimiento de la masa se desplaza hacia fuera o hacia abajo, a lo largo de una superficie más o menos plana o ligeramente ondulada y tiene muy poco o nada de movimiento de rotación o volteo.

Sin embargo, un movimiento de rotación trata de auto estabilizarse, mientras uno de traslación puede progresar indefinidamente a lo largo de la ladera hacia abajo.

Los movimientos de traslación son comúnmente controlados por superficies de debilidad tales como fallas, juntas, fracturas, planos de estratificación y zonas de cambio de estado de meteorización que corresponden en términos cuantitativos a cambios en la resistencia al corte de los materiales o por el contacto entre la roca y

materiales blandos o coluviones. En muchos deslizamientos de traslación la masa se deforma y/o rompe y puede convertirse en flujo.

2.4.7. Esparcimiento lateral

En este tipo de deslizamiento el modo de movimiento dominante es la extensión lateral dividida por fracturas de corte del suelo y tensión del mismo, sobre suelos plásticos. El mecanismo de falla puede incluir elementos no solo de rotación y translación sino también de flujo.

La falla es generalmente progresiva, o sea, que se inicia en un área local y se extiende. Los esparcimientos laterales son muy comunes en sedimentos glaciales y marinos.

2.4.8. Flujo

En un flujo existen movimientos relativos de las partículas de una masa que se mueve o desliza sobre una superficie. Las deformaciones relativas internas son muy grandes y fluye en forma similar a un fluido viscoso. El flujo puede ser laminar a turbulento. Los flujos pueden ser lentos o rápidos, así como secos o húmedos y los puede haber de roca, de residuos o de suelo o tierra.

Los flujos muy lentos o extremadamente lentos pueden asimilarse en ocasiones, a los fenómenos de reptación en el que la velocidad del movimiento disminuye al profundizarse en el perfil, sin que exista una superficie definida de rotura.

La ocurrencia de flujos está generalmente, relacionada con la saturación de los materiales sub-superficiales. Algunos suelos absorben agua muy fácilmente cuando son alterados, fracturados o agrietados por un deslizamiento inicial y esta saturación conduce a la formación de un flujo.

2.4.9. Flujo de suelo o tierra

Los flujos de tierra ocurren generalmente en suelos que se encuentran saturados, pero también pueden ocurrir movimientos de suelo en materiales secos. Se inician comúnmente como deslizamientos de rotación o traslación y al acumularse los suelos sueltos abajo del pie del deslizamiento, estos se desplazan sobre la ladera.

Pueden ser rápidos o lentos de acuerdo al contenido de humedad y la pendiente del talud o ladera de ocurrencia.

2.4.10. Flujos de lodo

Los flujos de lodo consisten en que los materiales de suelo tienen gran presencia de finos y sus contenidos de humedad son demasiado altos llegando al punto de suelos suspendidos en agua. En los flujos de lodo las velocidades son muy altas y poseen fuerzas destructoras grandes. Un flujo de lodo posee tres unidades morfológicas:

- Un origen que generalmente es un deslizamiento,
- Un camino o canal de flujo
- Una zona de acumulación.

2.5. Factores que afectan el comportamiento de un talud.-

Los deslizamientos producidos por factores que modifican el comportamiento del suelo pueden variar de sencillos a complejos, por lo general tienen que ver con las propiedades del suelo tanto físicas como mecánicas, así como factores externos que actúan sobre el mismo.

2.5.1. La litología o Formación Geológica

La formación geológica está determinada por los diferentes tipos de suelos que van a existir en la zona de estudio, si la clasificación es homogénea vamos a tener una formación fácil de interpretar y de analizar, pero cuando una zona determinada tiene

una clasificación de suelo diversa, el comportamiento de cada material va ser muy diferente a los demás por lo que se recomienda un análisis por separado.

2.5.2. La topografía

El factor topografía juega un papel muy importante en lo que es estabilización de taludes, los cortes que existen en el terreno bien sean por deslizamientos así como producidos por el hombre pueden ser causas notables de que una determinada masa de tierra se deslice a través de la superficie del terreno.

Cuando se realizan cortes de gran pendiente los cuales sobrepasen al ángulo de la pendiente de equilibrio la cual es 45° se tiene un terreno susceptible a soportar un deslizamiento.

2.5.3. El clima y la hidrología

El comportamiento de un talud depende del clima existente en el sitio donde se encuentra ya que la gran presencia de precipitaciones va a afectar el comportamiento del suelo según el tipo que se tenga luego de haber realizado una clasificación del mismo. Puede haber una saturación de las partículas de suelo a tal punto de que ya no atrapen humedad y se produzca un deslizamiento por la cantidad de agua existente en el sitio. Los diferentes cambios climáticos es una causa para que frecuentemente se tenga cambios de perfiles del terreno debido a deslizamientos así como escorrentías superficiales, existiendo además cambios en los diferentes tipos de fuerzas existentes en el talud.

2.5.4. La hidrogeología

Al momento de realizar un analizar para estabilizar un talud se debe elaborar un mapa de factores o causas que lo están afectando y podrían afectar a futuro al comportamiento del mismo en el cual vamos hacer constar lo siguiente:

- Zonas de infiltración, por lo general arriba del talud

- Permeabilidad del suelo
- Capacidad de absorción del suelo

2.5.5. La sismicidad

Por encontrarnos en una zona de cadenas montañosas (cordillera subandina) estamos propensos a eventos sísmicos, que pueden ser originados por procesos tectónicos, ya que se determinó la existencia de una tasa “muy pequeña” de deformación de placas tectónicas (estructuras de la corteza terrestre). Un sismo puede activar deslizamientos, dependiendo de la magnitud del mismo, sin embargo no se registró actividad sísmica en el departamento desde 1887 y 1899 donde dos fuertes terremotos destruyeron viviendas de adobe en Yacuiba (al este de Tarija), causando algunos heridos. (Observatorio San Calixto)

2.5.6. La vegetación

Cuando un talud se encuentra protegido por una capa vegetal y mejor aun cuando existen árboles que poseen raíces las cuales están a gran profundidad ayudan a mantener estabilizado el terreno ya que sujetan el suelo actuando como un refuerzo absorbente de humedad, evitando así evapotranspiración e infiltración de agua.

2.6. Metodología para el cálculo de un talud

2.6.1. Factor de seguridad

El Factor de Seguridad es empleado por los Ingenieros para conocer cuál es el factor de amenaza de que el talud falle en las peores condiciones de comportamiento para el cual se diseña. Fellenius (1927) presentó el factor de seguridad como la relación entre la resistencia al corte real, calculada del material en el talud y los esfuerzos de corte críticos que tratan de producir la falla, a lo largo de una superficie supuesta de posible falla:

$$F. S. = \frac{\text{Resistencia al corte}}{\text{Esfuerzo al cortante}}$$

En superficies circulares donde existe un centro de giro y momentos resistentes y actuantes:

$$F. S. = \frac{\text{Momento resistente}}{\text{Momento actuante}}$$

Otro criterio es el de dividir la masa a estudiar en una serie de tajadas, dovelas o bloques y considerar el equilibrio de cada tajada por separado. Una vez realizado el análisis de cada tajada se analizan las condiciones de equilibrio de la sumatoria de fuerzas o de momentos.

$$F. S. = \frac{\sum \text{Resistencia al corte}}{\sum \text{Esfuerzo al cortante}}$$

El término superficie de falla se utiliza para referirse a una superficie asumida a lo largo de la cual puede ocurrir el deslizamiento o rotura del talud, sin embargo, éste deslizamiento o rotura no ocurre a lo largo de esas superficies si el talud es diseñado adecuadamente. (Suárez Días Jaime, 1998)

2.6.2. Resistencia al corte en los suelos

La resistencia al corte, s , de un suelo, en términos del esfuerzo efectivo es:

$$s = c + \sigma' \tan \phi$$

Dónde:

s = Resistencia al corte del suelo, en kg/cm^2 .

σ' = Esfuerzo normal efectivo en el plano de corte, en kg/cm^2 .

c = Cohesión, o cohesión aparente, en kg/cm^2 .

ϕ = Ángulo de fricción interna del suelo, el cual se supone constante.

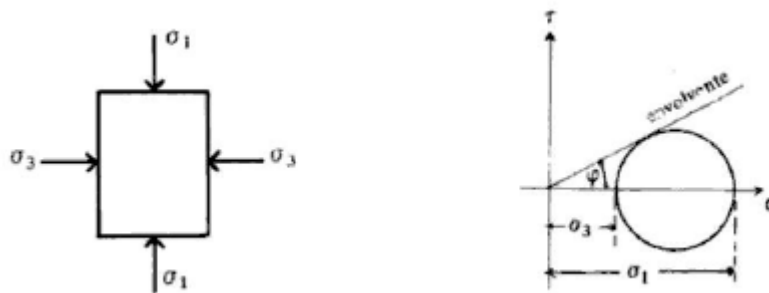
En general, los suelos poseen al mismo tiempo cohesión y fricción interna; sin embargo, existen dos casos límites:

- a) Las arenas lavadas y secas que no poseen cohesión, en las que la carga de ruptura se produce para un valor de:

$$s = ' \tan \phi$$

Pasando por el origen la envolvente del círculo de Mohr como se puede ver en la figura 2.10.

Figura 2.10 Envolvente del Círculo de Morh para suelos no cohesivos.

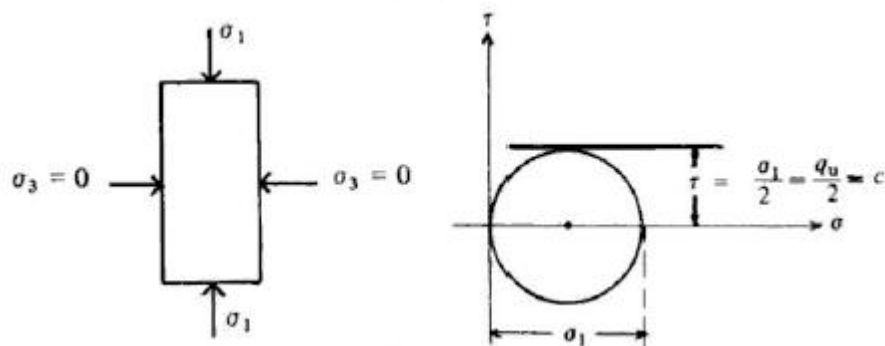


- b) Las arcillas blandas, las que se comportan como si ϕ fuese igual a cero, resultando la carga de ruptura constante e igual a la cohesión del suelo, como se indica en la figura 2.11; por lo tanto.

$$s = c$$

$\sigma_1 + \sigma_3$ son esfuerzos principales y q_u es el esfuerzo unitario de ruptura a compresión no confinada.

Figura 2.11 Envolvente del Círculo de Morh para suelos cohesivos.



Los principales parámetros que definen la resistencia del suelo son el ángulo de fricción interna en el caso de suelos granulares y la resistencia al corte no drenada en el caso de suelos cohesivos.

2.6.2.1.Cohesión

La cohesión es una medida de la cementación o adherencia entre las partículas de suelo. La cohesión en mecánica de suelos es utilizada para representar la resistencia al cortante producida por la cementación, mientras que en la física este término se utiliza para representar la tensión. En suelos eminentemente granulares en los cuales no existe ningún tipo de cementante o material que pueda producir adherencia, la cohesión se supone igual a 0 y a estos suelos se les denomina Suelos no Cohesivos.

2.6.2.2.Ángulo de fricción

El ángulo de fricción interna es un valor de convenio introducido para simplificar, es la representación matemática del coeficiente de rozamiento y se le considera constante aunque no lo es. El ángulo de fricción interna depende de la uniformidad de las partículas del suelo, del tamaño y forma de los granos y de la presión normal. (Crespo Villalaz, 2004).

2.6.2.3.Ángulo de reposo

Se denomina ángulo de reposo al ángulo máximo con que un montículo de suelo se mantiene estable sin que se produzca una falla por deslizamiento. Esta es una propiedad del suelo que está determinada por la fricción, cohesión y forma de las partículas. Cuando material granular es vertido lentamente sobre una superficie horizontal, este fluye formando un montículo en que la superficie libre va fallando intermitentemente hasta que el proceso se detiene y se forma una pendiente estable. Así, el ángulo de reposo corresponde al ángulo formado entre la superficie inclinada del montículo y la base y se obtiene por medición directa o midiendo el diámetro y altura del montículo de arena.

Durante años se aplicaron las ideas de Coulomb sobre la base de que el valor del ángulo de fricción interna ϕ era, en cualquier caso y material, el ángulo de reposo del suelo.

Posiblemente el más importante responsable de la larga carrera del concepto de ángulo de reposo en estas cuestiones de Mecánica de Suelos lo fue W.J. M. Rankine y, aunque Collin y Darwin demostraron experimentalmente que, por lo menos en algunos casos el ángulo de fricción interna de un suelo podía diferir tremendamente del de reposo, así en arenas colocadas al volteo, el ángulo de reposo pudiera coincidir más o menos con el ϕ correspondiente al estado suelto, pero diferiría seriamente del ϕ de una arena compacta. En arcillas, un criterio ciego pudiera llevar a decir, a la vista de un pequeño corte casi vertical en equilibrio, que ϕ , interpretado como ángulo de reposo, tuviese valores cercanos a los 90° , lo cual, a todas luces, conduciría a resultados absolutamente erróneos.

La práctica de laboratorio más común consiste en llenar un cono con material granular lo más suelto posible, levantarlo verticalmente y medir el ángulo así formado en la base del montículo. Pero no existen especificaciones precisas para realizar este ensayo con respecto a elementos tan importantes como las dimensiones del cono, la velocidad de levante del cono o la superficie de ensayo. En terreno, por otra parte, la usanza es de voltear el material desde un camión y medir la pendiente natural así formada.

2.6.3. Principales métodos de cálculo

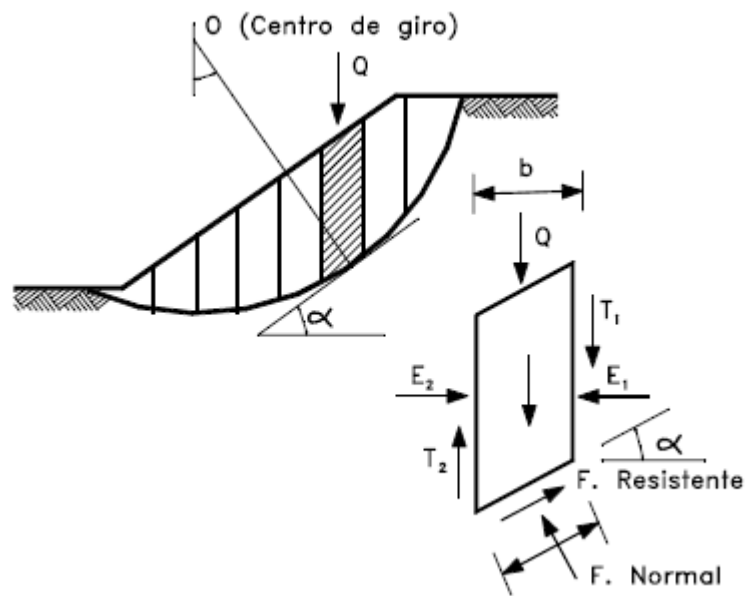
A continuación se presentan algunos métodos de análisis universalmente conocidos para el cálculo del Factor de Seguridad.

- **Método de Fellenius.**- Conocido también como método sueco, éste método asume superficies de falla circulares, divide el área de falla en tajadas verticales, obtiene las fuerzas actuantes y resultantes para cada tajada y con la sumatoria de estas fuerzas obtiene el Factor de Seguridad. (Suárez Días Jaime, 1998)

Las fuerzas que actúan sobre una dovela son:

- El peso o fuerza de gravedad, la cual se puede descomponer en una tangente y una normal a la superficie de falla.
- Las fuerzas resistentes de cohesión y fricción que actúan en forma tangente a la superficie de falla.
- Las fuerzas de presión de tierras y cortante en las paredes entre dovelas, las cuales no son consideradas por Fellenius, pero sí son tomadas en cuenta en otros métodos de análisis más detallados.

Figura 2.12 Fuerzas que actúan sobre una dovela en los métodos de dovelas.



El método de Fellenius calcula el Factor de Seguridad con la siguiente expresión:

$$F.S. = \frac{\sum [C' b \sec \alpha + (W \cos \alpha - ub \sec \alpha) \tan \phi]}{\sum W \sin \alpha}$$

Dónde:

α = Ángulo del radio del círculo de falla con la vertical bajo el centroide en cada tajada.

W = Peso total de cada tajada

μ = Presión de poros = $\gamma_w x h_w$

b = Ancho de la tajada

C', ϕ = Parámetros de resistencia del suelo

• **Método de Bishop.**- Originalmente desarrollado para roturas circulares, considera que las interacciones entre rebanadas son nulas. El cálculo se lleva a cabo buscando el equilibrio de momentos respecto al centro del arco circular, aunque en la versión posterior se puede aplicar a superficies no curvas definiendo centros ficticios.

La solución de Bishop es muy compleja y por esta razón se utiliza una versión simplificada de su método, de acuerdo a la expresión:

$$F.S. = \sum \frac{[C'b + (W - ub)Tan\phi'/ma]}{\sum Wsen\alpha}$$

Dónde:

$$ma = \cos\alpha \left(1 + \frac{Tan\alpha Tan\phi}{F.S.} \right)$$

B = Ancho de la dovela

W = Peso de cada dovela

C', ϕ = Parámetros de resistencia del suelo

μ = Presión de poros en la base de cada dovela = $\gamma_w x h_w$

α = Ángulo del radio y la vertical en cada dovela

• **Método de Janbú.**- Diseñado para superficies no necesariamente circulares, también supone que la interacción entre rebanadas es nula, pero a diferencia de Bishop busca el equilibrio de fuerzas y no de momentos.

Experiencias posteriores hicieron ver que la interacción nula en el caso de equilibrio de fuerzas era demasiado restrictiva, lo que obligó a introducir un factor de

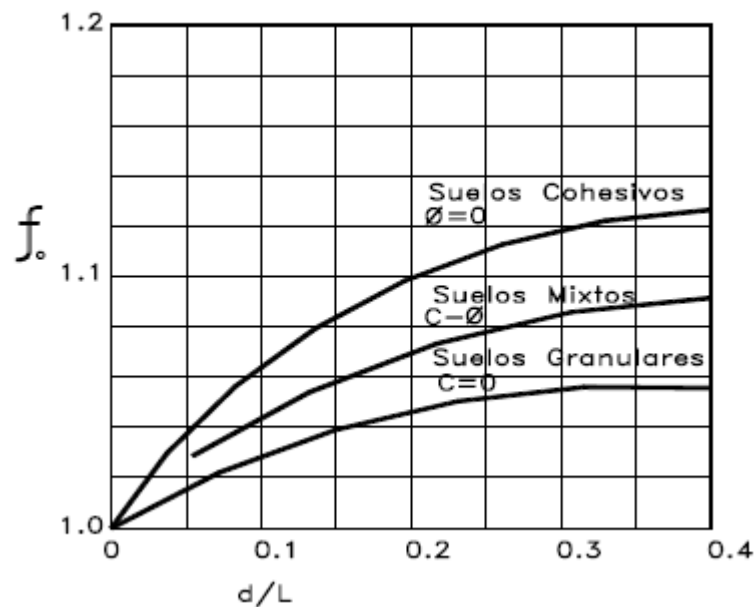
corrección empírico aplicable al FS. En versión posterior, en el denominado método riguroso, se define una línea de empuje entre las rebanadas y se buscan los equilibrios en fuerzas y momentos respecto al centro de la base de cada una.

De acuerdo con Janbú (ecuación modificada):

$$F.S. = \frac{f_o \sum \left\{ [C'b + (W - ub) \tan \phi] \frac{1}{\cos \alpha} \right\}}{\sum W \tan \alpha}$$

Donde f_o depende de la curvatura de la superficie de falla.

Figura 2.13 diagrama para determinar el factor f_o para el método de Janbú.



- **Método de Spencer.-** Este, también pertenecen a la categoría de los denominados rigurosos. Supone que de la interacción entre rebanadas aparece una componente de empuje con ángulo de inclinación constante, por lo que, mediante iteraciones, analiza tanto el equilibrio en momentos como en fuerzas en función de ese ángulo, hasta hacerlo converger hacia un mismo valor, calculando entonces el FS correspondiente. Es aplicable tanto a roturas circulares como generales.

• **Otros métodos.-** En los últimos años el uso del computador ha facilitado el cálculo para el análisis de estabilidad de taludes, estos sistemas han permitido incorporar más información en los diferentes modelos de análisis permitiendo analizar situaciones que no eran posibles con los sistemas manuales.

Actualmente se conocen programas como SLOPE/W, STABLE y SLIDE, los cuales permiten de forma rápida y sencilla obtener los factores de seguridad de taludes o laderas con cierto grado de complejidad que otros métodos.

Algunos programas emplean métodos de cálculo como Bishop, Janbú, Spencer, Morgenstern-Price y otros, analizan diferentes superficies de falla circulares y no circulares y el uso de materiales múltiples anisotrópicos, permitiendo el cálculo del factor de seguridad mínimo de una forma rápida y sencilla.

El objetivo principal de un estudio de estabilidad de taludes o laderas es el de establecer medidas de prevención y control para reducir los niveles de amenaza y riesgo. Generalmente, los beneficios más importantes desde el punto de vista de reducción de amenazas y riesgos es la prevención.

3.1. Modificación de la topografía

3.1.1. Abatimiento de taludes

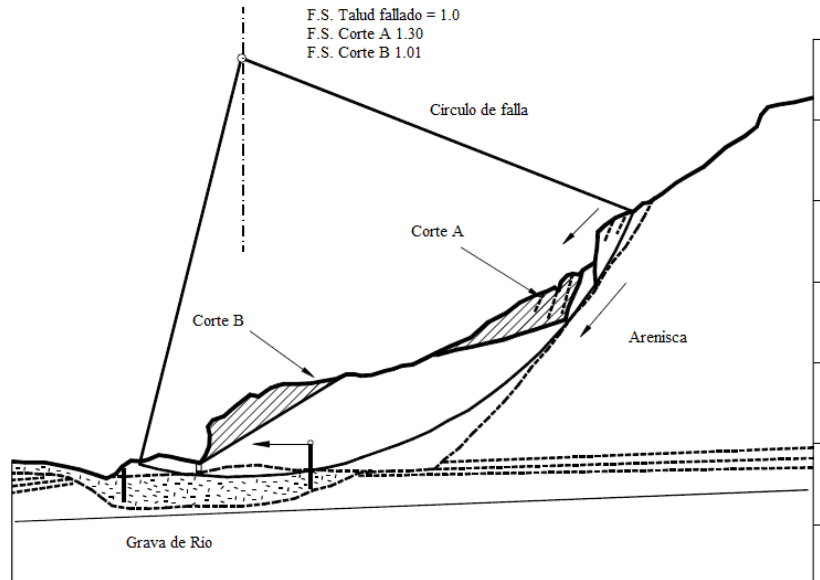
Este es uno de los métodos más socorridos para el mejoramiento de las condiciones de la estabilidad de los taludes. Es un método correctivo ligado a deslizamientos en el cuerpo del talud. De hecho este es el primer punto a tomar en cuenta respecto a esta solución; al igual que todas las demás, no es de alcance universal, y su eficiencia no es siempre la misma, sino que puede variar extraordinariamente de unos casos a otros.

Al disminuir la pendiente del talud, el círculo crítico de falla se hace más largo y más profundo para el caso de un talud estable, aumentándose en esta forma el factor de seguridad. El abatimiento se puede lograr por corte o por relleno.

El abatimiento de la pendiente del talud es económicamente posible en taludes de poca altura, pero no ocurre lo mismo en taludes de gran altura, debido al aumento exagerado de volumen de tierra de corte con el aumento de la altura. El abatimiento por relleno en ocasiones no es posible por falta de espacio en el pie del talud.

La remoción de una suficiente cantidad de materiales en la parte superior del talud puede resultar en un equilibrio de fuerzas que mejore la estabilidad del talud. En la práctica este método es muy útil en fallas activas. La cantidad de material que se requiere depende del tamaño y características del movimiento y de la geotecnia del sitio.

Figura 3.1 Corte de parte del material deslizado para mejorar el factor de seguridad.



3.1.2. Bermas en el talud

Se denomina bermas a masas generalmente del mismo material del propio talud o de uno similar que se adosan al mismo, para darle estabilidad.

El uso de bermas tiende a incrementar la estabilidad del talud por razones un tanto similares a las expresadas para el abatimiento de taludes; de hecho en muchos casos, la construcción de bermas equivale mecánicamente a un abatimiento del talud.

La berma tiende a hacer que la superficie de falla, se desarrolle en mayor longitud y más profunda, lo que produce efectos ya discutidos para el abatimiento. Además, el peso del material que se coloque podrá aumentar la resistencia al esfuerzo cortante del terreno de cimentación en su parte friccionante. En suelos cohesivos seguramente el efecto más interesante de la berma es descomponer el talud en dos, cada uno de menor altura, lo que repercute mucho en la estabilidad general. (Rico y Del Castillo, 2001)

3.1.2.1. Bermas para el manejo de aguas de escorrentía y control de erosión

Estas bermas generalmente tienen un ancho 1 a 2 metros y se colocan a diferencias de altura entre 5 y 10 metros, dependiendo de la calidad de los suelos y coincidiendo con sitios de cambio de pendiente del talud. En suelos erosionables la berma debe tener una pendiente de 5 a 10 % hacia adentro del talud y se debe construir una cuneta revestida en su parte interior para el control y manejo de las aguas de escorrentía. La pendiente longitudinal de la berma debe ser superior al 3 % para garantizar la salida eficiente y rápida del agua.

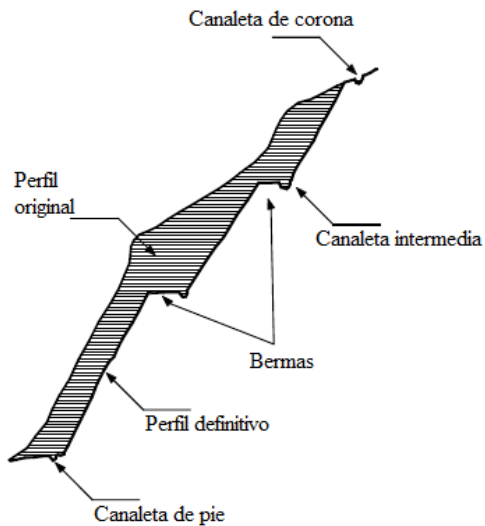
3.1.2.2. Bermas para aumentar el factor de seguridad contra deslizamiento

En ocasiones se requiere la construcción de bermas de gran ancho en suelos cohesivos para aumentar los factores de seguridad al deslizamiento. En suelos granulares (arenosos o gravosos) se debe preferir disminuir la pendiente del talud a construir bermas que pueden ser inestables por la pendiente del talud entre ellas.

La construcción de terrazas en la parte alta de un deslizamiento de rotación tiende a reducir el momento actuante y controlar el movimiento. Si el proceso se hace en la parte inferior se puede lograr el proceso inverso de disminuir el factor de seguridad.

El efecto es el de disminuir las fuerzas actuantes, en la zona más crítica para la generación de momentos desestabilizantes. En esta forma el círculo crítico de falla se hace más profundo y más largo, aumentándose el factor de seguridad.

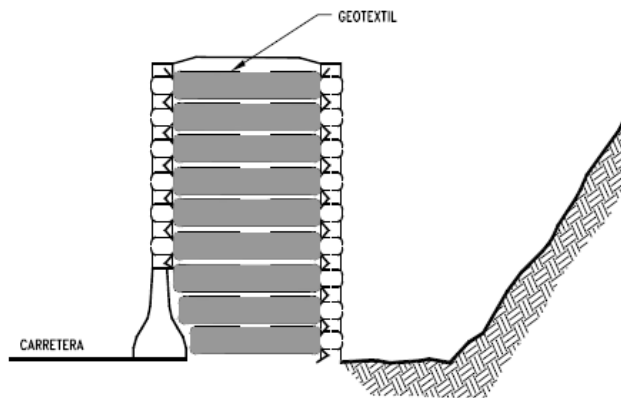
Figura 3.2 Estabilización por conformación del talud y bermas.



3.1.3. Barreras

Existe una gran variedad de barreras de protección y sus características y dimensiones dependen de la energía de los caídos. Las barreras pueden ser de roca, suelo, tierra armada, muros de concreto, pilotes, gaviones, bloques de concreto o cercas. La barrera generalmente, produce un espacio o trinchera en el pie del talud que impide el paso del caído.

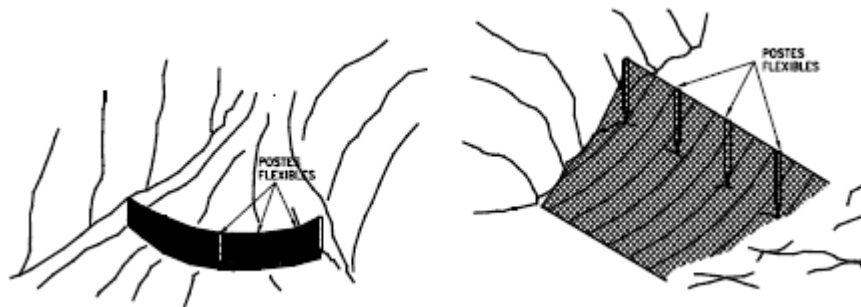
Figura 3.3 Barreras de tierra armada con geotextil para protección contra caídos y avalanchas.



3.1.4. Enmallados

Actualmente en el mercado se consiguen geo fábricas y mallas especiales para la atenuación del impacto de los bloques de roca. La idea general es absorber la energía de los bloques.

Figura 3.4 Mallas para detener rocas (Barrett y White, 1991).



3.2. Recubrimiento de la superficie del talud

3.2.1. Cobertura vegetal

Se trata de un método preventivo y correctivo de fallas por erosión. Los movimientos de tierra que acompañan a la construcción de cortes y terraplenes producen inevitablemente una destrucción muy indeseable de la cobertura vegetal, dejando a los expuestos al ataque de agua superficial y vientos. Se acepta que la vegetación cumple dos funciones importantes; primero, disminuye el contenido de agua en la parte superficial, y en segundo, da consistencia a es aparte por el entramado mecánico de sus raíces. Comoquiera que las plantas o el pasto toman el agua que necesitan del suelo en que crecen, se pueden plantear varios criterios para seleccionar el tipo de especies más conveniente en un caso dado; desde luego, el uso de plantas propias de la región será en principio recomendable y evitara fracasos posibles en la adaptación al ambiente de especies importadas, fracasos que son difíciles de prever para un ingeniero civil ; pero hay especies que toman demasiada agua del suelo y otras que toman mucho menos, produciendo grados muy diferentes de abatimiento en los contenidos de agua superficiales. En suelos arcillosos, seguramente pueden convenir

más las primeras, al garantizar una corteza de suelo más resistente, pero en suelos arenosos un secado intenso en la superficie hace a los materiales más erosionables y ello no es conveniente.

3.2.2. Refuerzos con geotextil

Geotextil es el nombre genérico que se le asigna a los textiles permeables o redes de material plástico utilizadas en contacto con el suelo o la roca, se los utilizan como separadores entre capas de suelo, como refuerzo o como filtro. Los geotextiles difieren unos de otros de acuerdo al material polimérico utilizado para su fabricación. Los tipos más comunes son el poliéster y el polipropileno, aunque también se utiliza el polietileno y el nylon, y se dividen en dos grupos, dependiendo del sistema de tejido utilizado. (Suárez Días Jaime, 2001)

a) Geotextiles no tejidos

Los geotextiles no tejidos son construidos por filamentos de polímeros colocados en forma desordenada y unidos utilizando calor, resinas o punzado con alfileres. Los geotextiles no tejidos pueden dividirse en tres subgrupos, dependiendo del sistema de pegado o unión utilizado como punzonados, pegados al calor y pegados con resina.

b) Geotextiles tejidos

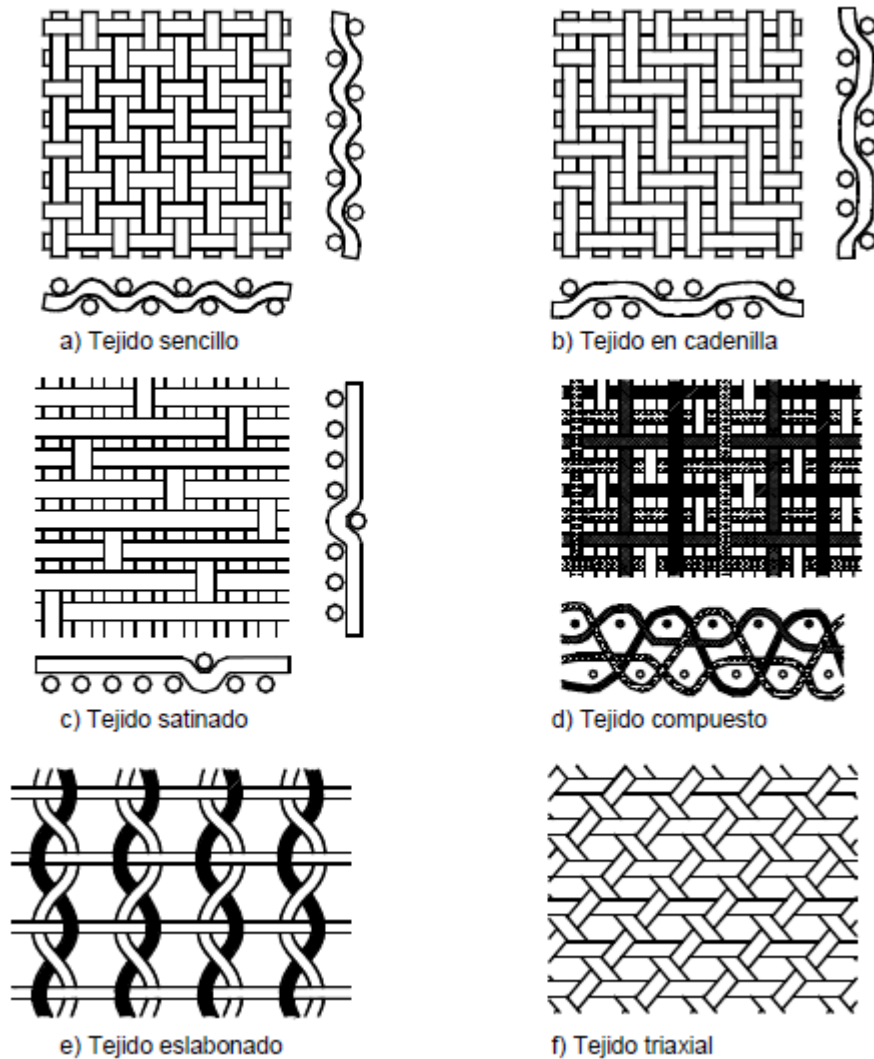
Los geotextiles tejidos son fibras tejidas en ángulos rectos conformando la apariencia de una manta con huecos de tamaño uniforme.

Los geotextiles tejidos pueden dividirse de acuerdo a la fibra que se usa para su fabricación como tejidos de monofilamentos, tejidos de hilo, tejidos de cinta y tejidos fibrilados

El diseño de geotextiles para el control de erosión se basa en dos funciones principales: la permeabilidad o facilidad para permitir el paso del agua y la capacidad de retención de las partículas mientras se permite el flujo.

La durabilidad de un geotextil es función de la resistencia de las fibras poliméricas y las resinas al ataque del medio ambiente. El principal problema detectado de los geotextiles es su poca resistencia al ataque de los rayos ultravioleta del sol. La mayoría de los geotextiles se descomponen por acción de la luz solar en relativamente pocas semanas, dependiendo de la intensidad de la radiación.

Figura 3.5 Tipos de tejido de geotextiles

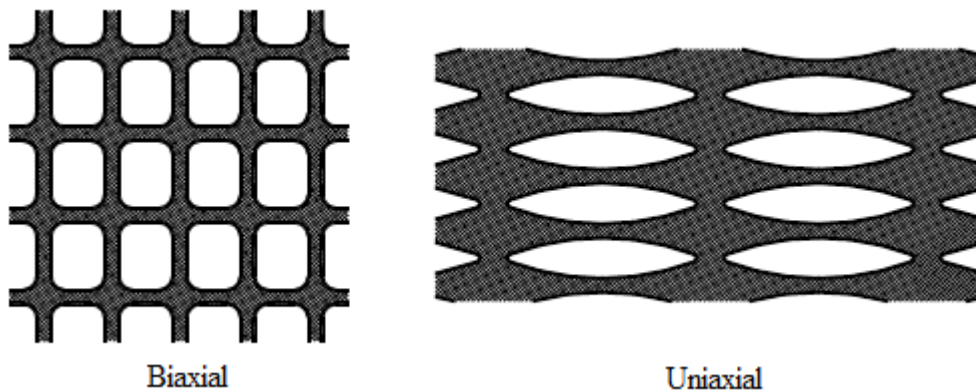


3.2.3. Protección con geomallas

Las geomallas son mallas plásticas con orificios de gran tamaño, los cuales se utilizan comúnmente como refuerzo de suelo pero también se les usa como separadores entre capas de materiales gruesos, como canastas para gaviones o para mejorar las características de otros geosintéticos.

Las geomallas se fabrican de polietileno de alta densidad, poliéster o polipropileno. Su utilización como refuerzo de taludes de tierra reforzada actualmente es muy popular. (Suárez Días Jaime, 2001)

Figura 3.6 Ejemplos típicos de geomallas para refuerzo



Fuente: Tensar Earth technologies, 1994.

3.3. Estructuras de contención

Existen varios tipos generales de estructura, y cada una de ellas tiene un sistema diferente de transmitir las cargas.

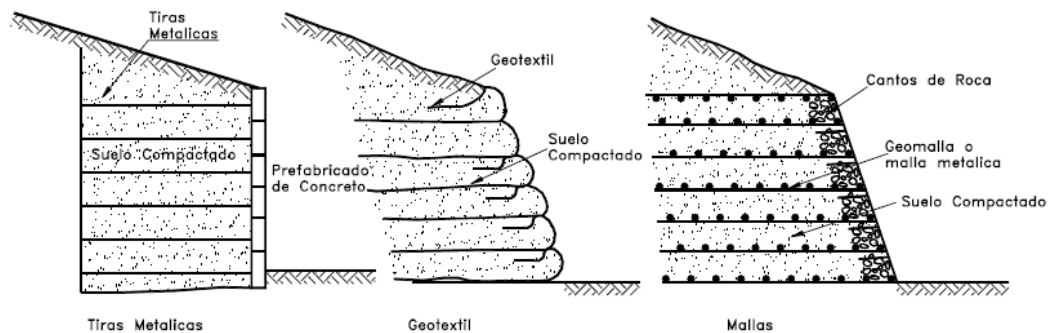
3.3.1. Muro de tierra armada

Los muros de tierra armada es un método de estabilización el cual se va compactando en capas aproximadamente iguales de suelo con un material de mejoramiento diferente al existente en el talud a estabilizar cuya finalidad es aumentar la resistencia

a la tensión y al corte. Estas estructuras son fáciles de construir pero al mismo tiempo se corre mucho riesgo al momento de compactarlo.

Debido a la compactación del material de mejoramiento el cual puede adaptarse fácilmente a la topografía, permite construirse sobre fundaciones débiles, tolera asentamientos diferenciales y puede demolerse o repararse fácilmente, pero es el que más espacio requiere de lo que se diferencia de las demás construcciones de estructuras de contención.

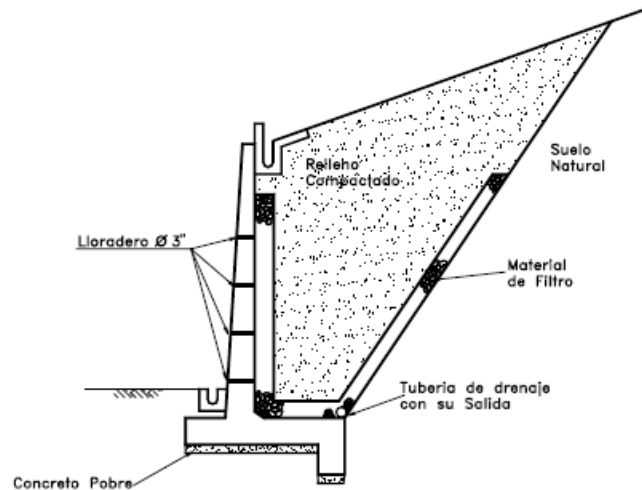
Figura 3.7 Muros de tierra armada.



3.3.2. Muros rígidos

El empleo de muros de contención rígidos para estabilizar deslizamientos es una práctica común en todo el mundo, pero su éxito ha sido limitado por la dificultad que existe en el análisis de cada caso en particular y por las diferencias que existen entre las fuerzas reales que actúan sobre el muro, en un caso de deslizamiento y los procedimientos de análisis basados en criterios de presiones activas, utilizando las teorías de presión de tierras de Rankine o Coulomb.

Figura 3.8 Esquema típico de un muro de concreto armado con su sistema de subdrenaje.

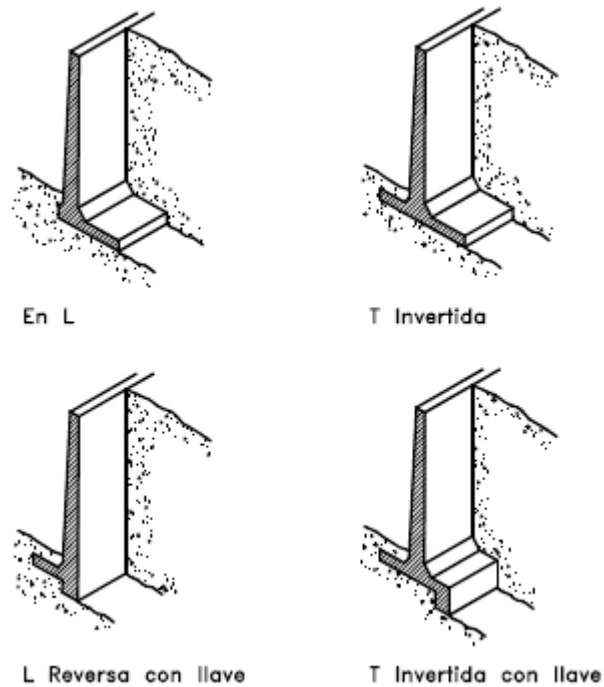


3.3.2.1. Muro de concreto reforzado

Una estructura de concreto reforzado resiste movimientos debidos a la presión de la tierra sobre el muro. Existen los siguientes tipos de muro reforzado:

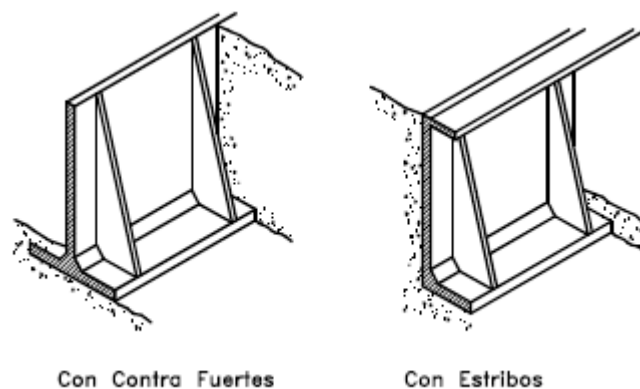
- Los muros en voladizo, son muros en Concreto reforzado cuyo perfil común es el de una T o L como se muestra en la figura 3.9 y utilizan el peso del relleno para asegurarse de la estabilidad; este es el tipo de muro que con mayor frecuencia se presenta en la práctica del ingeniero y su utilización resulta económica hasta alturas de 6.00m, aproximadamente.

Figura 3.9 Tipos de muros en voladizo.



- Muros con contrafuertes, en los cuales la placa vertical o inclinada está soportada por contrafuertes monolíticos que le dan rigidez y ayudan a transmitir la carga a la placa de cimentación.
- Muros con estribos, en los cuales adicionalmente a la placa vertical y la placa de cimentación y los contrafuertes, se construye una placa superior sub-horizontal que aumentan la rigidez y capacidad para soportar momentos.

Figura 3.10 Tipos de muros con contra fuertes y estribos.

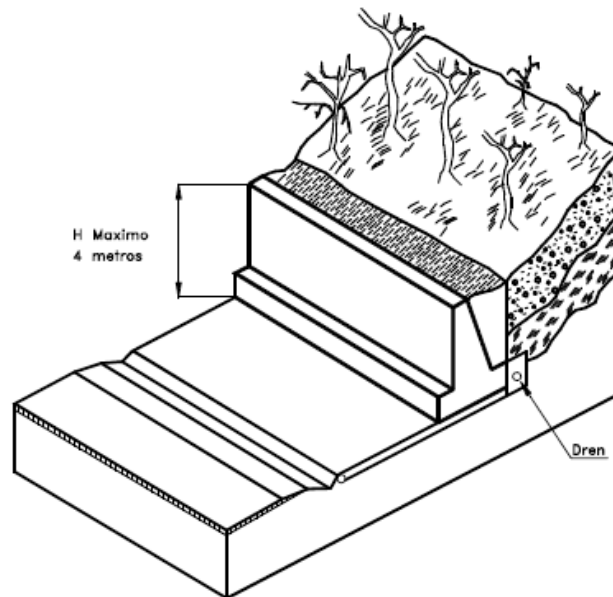


3.3.2.2. Muros de concreto sin refuerzo

Los muros de concretos sin refuerzo son masas relativamente grandes de concreto o concreto con piedra, las cuales trabajan como estructuras rígidas.

Los muros de concreto simple o ciclópeo actúan como estructuras de peso o gravedad y se recomienda no se empleen en alturas superiores a cuatro metros, debido no sólo al aumento de costos, sino a la presencia de esfuerzos de flexión que no pueden ser resistidos por el concreto simple y se pueden presentar roturas a flexión en la parte inferior del muro o dentro del cimientó.

Figura 3.11 Muro en concreto sin refuerzo.

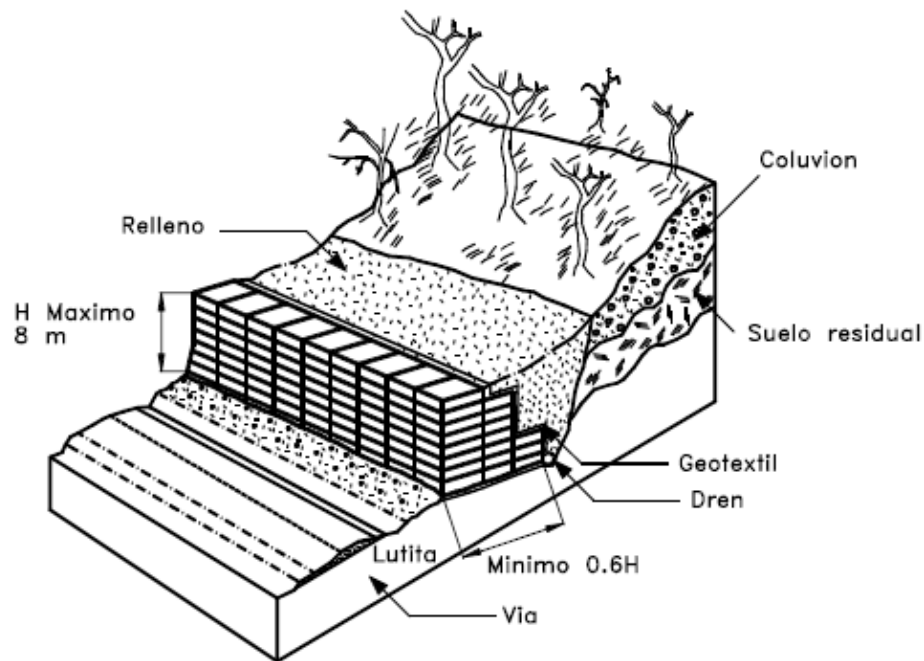


3.3.3. Muro de gaviones

Los muros armados por gaviones son económicos siempre y cuando el material de relleno de las jaulas de malla electro soldada este cerca del terreno a estabilizar ya que si no existe cerca del sitio el rubro por transporte tomará valores muy elevados al momento de la construcción. Por lo general la construcción de este tipo de muros se los realiza con la finalidad de soportar presiones de suelo en el que existe presencia de humedad por lo que vendría a trabajar como un sistema de drenaje.

Este tipo de estructuras se las realiza por lo general en vías de comunicación en donde se tiene presencia de aguas subterráneas; también se los utiliza para proteger cauces de río, en curvas donde pueda existir socavación del terreno causando grandes deslizamientos, como este tipo de muros va a trabajar a frecuentemente con presencia de humedad el material de relleno de las jaulas debe ser de buena calidad, como por ejemplo la resistencia a los sulfatos para saber si no es de fácil disgregación.

Figura 3.12 Esquema de un muro en Gaviones.



Fuente: Suárez Días Jaime, 2001.

3.4. Precauciones de drenaje

El objetivo principal del drenaje superficial es mejorar la estabilidad del talud reduciendo la infiltración y evitando la erosión.

El sistema de recolección de aguas superficiales debe captar la escorrentía tanto del talud como de la cuenca de drenaje arriba del talud y llevar el agua a un sitio seguro lejos del deslizamiento. El agua de escorrentía debe en lo posible, desviarse antes de

que penetre el área del deslizamiento. Esto puede lograrse con la construcción de zanjas interceptoras en la parte alta del talud, llamadas zanjas de coronación. No se recomienda en problemas de taludes la utilización de conducciones en tubería por la alta susceptibilidad a agrietarse o a taponarse, generando problemas de infiltración masiva concentrada.

3.4.1. Canales superficiales o zanjas para control de escorrentía

Las zanjas en la corona o parte alta de un talud son utilizadas para interceptar y conducir adecuadamente las aguas lluvias, evitando su paso por el talud.

La zanja de coronación no debe construirse muy cerca al borde superior del talud, para evitar que se conviertan en el comienzo y guía de un deslizamiento en cortes recientes o de una nueva superficie de falla (movimiento regresivo) en deslizamientos ya producidos; o se produzca la falla de la corona del talud o escarpe.

Se recomienda que las zanjas de coronación sean totalmente impermeabilizadas, así como debe proveerse una suficiente pendiente para garantizar un rápido drenaje del agua captada. Sin embargo se anota que a pesar de lograrse originalmente una impermeabilización, con el tiempo se producen movimientos en el terreno que causan grietas en el impermeabilizante y por lo tanto infiltraciones que conllevan a una disminución de la resistencia del suelo y por ende a su falla. La recomendación de impermeabilizar se debe adicionar con un correcto mantenimiento. Se sugiere que al menos cada dos años se deben reparar las zanjas de coronación para impermeabilizar las fisuras y grietas que se presenten.

4.1. Hidrología

Es muy importante conocer los caudales de máximas crecidas dentro de un periodo de retorno dado, para dimensionar los sistemas de desagüe (alcantarillas, badenes y puentes), para reducir o evitar daños que las corrientes o cauces naturales puedan causar sobre las obras viales.

Las grandes crecidas tienen como origen tormentas o aguaceros excepcionales por su intensidad, su extensión y duración. Esto debido a muchos factores:

- a) Topografía: dimensiones, forma de la cuenca, trazado de la red hidrográfica y otros elementos que condicionan el tiempo de concentración.
- b) Los suelos: la permeabilidad, cobertura vegetal, estado de la superficie y factores que tienen que ver con las pérdidas.
- c) La intensidad de la lluvia y su distribución sobre la cuenca.

Además de los factores directos, debemos considerar otros indirectos que influyen principalmente en el coeficiente de escorrentía. Estos factores son:

- Físicos: que influyen en el índice de pendiente, índice de compacidad y perfil longitudinal.
- Geomorfológicos: red de drenaje, densidad de drenaje y pendientes.
- Geológicos: características generales.
- Cubierta vegetal: cultivos, bosque natural, praderas.

4.1.1. Periodo de retorno

En la elección del período de retorno, frecuencia o probabilidad a utilizar en el diseño de una obra, es necesario considerar la relación existente entre la probabilidad de excedencia de un evento, la vida útil de la estructura y el riesgo de falla aceptable.

La confiabilidad del diseño, representada por la probabilidad de que no falle la estructura durante el transcurso de su vida útil, considera el hecho que no ocurra un

evento de magnitud superior a la utilizada en el diseño durante la vida útil, es decir, no debe presentarse un evento de magnitud superior a la usada en el diseño durante el primer año de funcionamiento de la estructura, durante el segundo, y así sucesivamente. Dado que la probabilidad de ocurrencia para cada uno de estos eventos es independiente, la probabilidad de falla o riesgo (r) durante el período de vida útil de la estructura se determina mediante la siguiente expresión:

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n$$

Dónde:

R = Probabilidad de falla o riesgo.

T = Periodo de retorno (años).

n = Vida útil (años).

4.1.2. Área de estudio

Las características físicas de las cuencas se clasifican en dos grupos, las que controlan el volumen de escurrimiento, tales como el área y el tipo de suelo; y las que condicionan la velocidad de respuesta, como lo es el tiempo de concentración.

El área de la cuenca corresponde a la superficie de la proyección horizontal de la zona delimitada por la línea divisoria de aguas, el extremo paralelo al eje de la carretera en estudio y el lugar exacto de la obra.

El borde de la cuenca se define por los puntos topográficos que al recibir precipitación vierten a la hoya considerada, estableciendo así, la línea lindante con las cuencas adyacentes.

4.1.3. Tiempo de concentración

El Tiempo de Concentración se define como el lapso de tiempo, bajo precipitación constante, que tarda el agua en ir desde el punto más distante – hidráulicamente definido dentro la cuenca – hasta el punto de evacuación o control.

Este parámetro naturalmente depende, entre otras variables, de la longitud máxima que debe recorrer el agua hasta la salida de la cuenca y la velocidad promedio que adquiere en la misma, la cual a su vez varía en función de la pendiente y la rugosidad de la superficie.

Diversos son los autores y los procedimientos de cálculo utilizados para establecer una mejor relación, pero entre si tienen grandes diferencias en los resultados. Sin embargo las fórmulas empíricas dan valores más reales y con mejor ajuste a los datos experimentales.

Tabla 4.1 Fórmulas para el cálculo del tiempo de concentración en regiones con pendientes.

<i>Autor</i>	<i>Ecuación t_c</i>	<i>Unidades</i>	<i>Descripción</i>	<i>Observaciones</i>
Kirpich	$t_c = 0,0078 k^{0,77}$ $k = 3,28 \cdot \frac{L}{S^{1/2}}$	<i>L m</i>	Longitud del cauce principal	Cuenas pequeñas
		<i>Mín</i>	pendiente del cauce principal	
Normas españolas	$t_c = 0,3 \cdot \left(\frac{L}{S^{0,25}}\right)^{0,76}$	<i>L km</i>	Longitud de cauce principal	
		<i>S m/m</i>	pendiente del cauce principal	
Giandotti	$t_c = \frac{4A^{1/2} + 1,5L}{0,8^{1/2}}$	<i>H km</i>	Altura media descontando la cota de origen de la cuenca (punto de salida)	Áreas menores a 10 km ²
		<i>Hrs A km²</i>	Área de la cuenca	
SCS	$t_c = \frac{0,0287 \cdot L^{0,8} \cdot \left(\frac{1000}{CN} - 9\right)^{1,67}}{S^{1/2}}$	<i>L m</i>	Longitud del cauce principal	$L = 1,27A^{0,6}$ <i>hr</i>
		<i>Mín S %</i>	pendiente media de la cuenca	
California Highway & Public work	$t_c = 0,95 \cdot \left(\frac{L^3}{H}\right)^{0,385}$	<i>CN</i>	Número de curva del SCS	
		<i>L km</i>	Longitud del cauce principal	
		<i>Hrs H m</i>	Desnivel máximo de cuenca	

Fuente: Manual de hidrología y drenaje ABC.

4.1.4. Cálculo de caudal de escorrentía

La escorrentía recogida depende de varios factores, los cuales incluyen: Intensidad de la lluvia, área de drenaje, pendiente, naturaleza y extensión de la vegetación o cultivos, condiciones de la superficie y naturaleza de los suelos subsuperficiales.

Generalmente se recomienda para diseño de obras de drenaje, la utilización del método racional, debido a que los caudales calculados por la fórmula racional tienen básicamente un factor de seguridad mayor que otros métodos, se utiliza en cuencas hasta de 2000 Km².

- Método racional

$$Q = \frac{C * I * A}{3600}$$

Dónde:

Q = Caudal recolectado (l/s).

i = Intensidad de Lluvia de diseño (mm/hora, la cual depende del tiempo de concentración).

A = Area a drenar (m²).

C = Coeficiente de escorrentía.

Para taludes, la Geotechnical Engineering Office (1984) recomienda utilizar un C = 1.0, el cual representa una sobreestimación de la escorrentía pero es muy efectiva para tener en cuenta los procesos de sedimentación de los sistemas, especialmente por la presencia de bloques o cantos.

A continuación otras fórmulas empíricas de uso corriente:

- Heras
- Temez
- Burkli - Ziegler

4.1.5. Coeficiente de escorrentía

Los coeficientes de escurrimiento dependen de las características del terreno, uso y manejo del suelo, condiciones de infiltración, etc. y se necesita un criterio técnico adecuado y experiencia para seleccionar un valor representativo. En la Tabla 4.2 se

entregan antecedentes con rangos usuales de este coeficiente para diversos tipos de situaciones.

Tabla 4.2 Coeficientes de escurrimiento (C).

Tipo de Terreno	Coefficiente de Escurrimiento
Pavimentos de adoquín	0,50 – 0,70
Pavimentos asfálticos	0,70 – 0,95
Pavimentos en concreto	0,80 – 0,95
Suelo arenoso con vegetación y pendiente 2% - 7%	0,15 – 0,20
Suelo arcilloso con pasto y pendiente 2% - 7%	0,25 – 0,65
Zonas de cultivo	0,20 – 0,40

Fuente: Manual de hidrología y drenaje ABC.

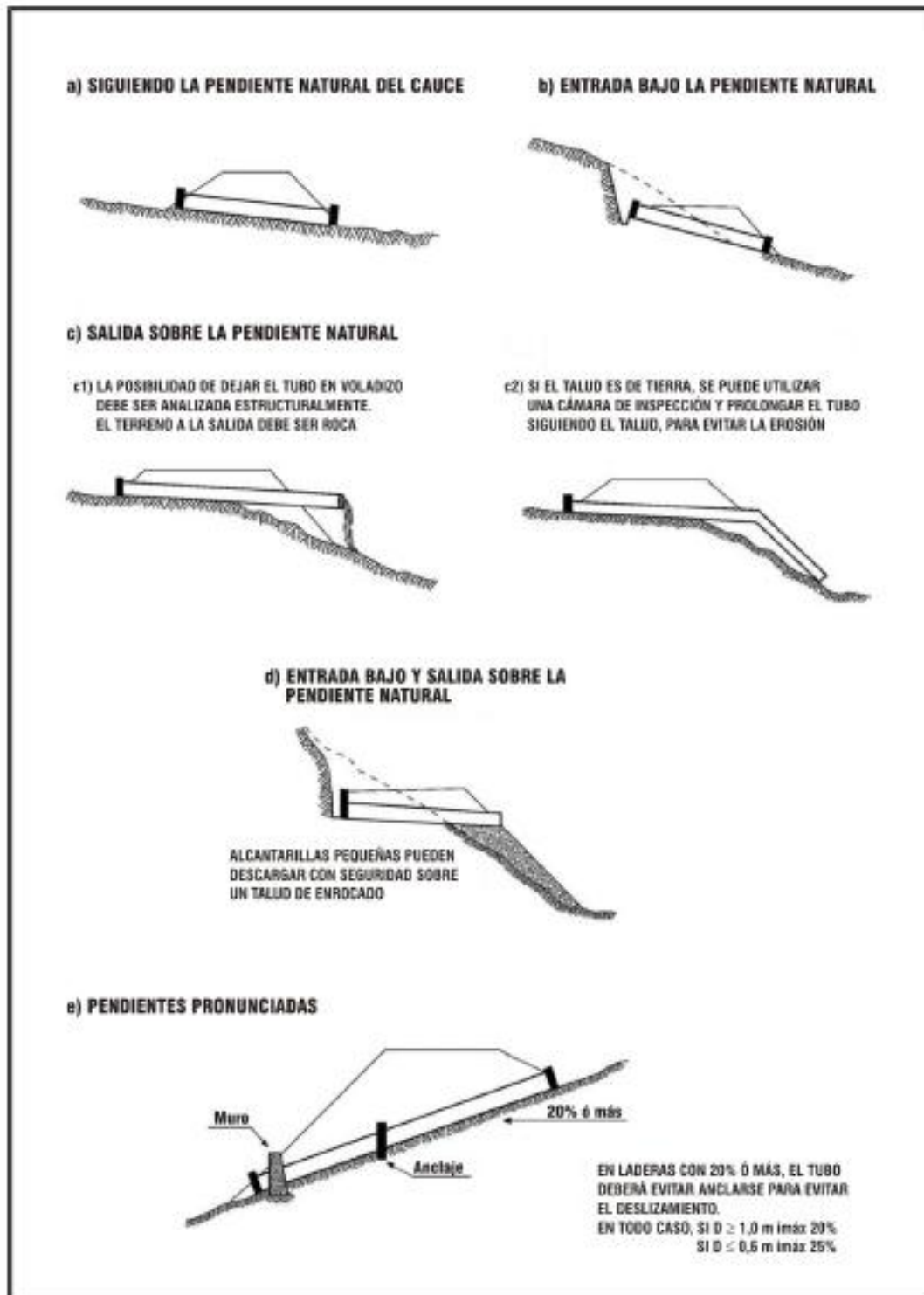
4.2. Alcantarillas

Son estructuras de evacuación de las aguas de escorrentía superficial localizadas transversalmente a la calzada de las carreteras, para dar paso por debajo de las obras de una vía a corrientes de aguas permanentes o estacionales (aquellas que tienen lugar en temporadas lluviosas o de deshielo). Son también alcantarillas, aquellas estructuras que permiten evacuar en sitios predeterminados los caudales entregados por las cunetas, que a su vez recogen las aguas de lluvia que caen sobre la calzada. El distanciamiento para este tipo de alcantarillas viene dado por varios factores, de los cuales cabe destacar los siguientes: hidrología de la zona, pendiente del tramo considerado de la carretera, topografía, vegetación, relieve y trazado.

La mayoría de las alcantarillas se colocan siguiendo la pendiente natural del cauce, sin embargo, en ciertos casos puede resultar aconsejable alterar la situación existente. Estas modificaciones de pendiente pueden usarse para disminuir la erosión en el o en los tubos de la alcantarilla, inducir el depósito de sedimentos, mejorar las condiciones hidráulicas, acortar las alcantarillas o reducir los requerimientos estructurales. Sin

embargo, las alteraciones de la pendiente deben ser estudiadas en forma cuidadosa de tal modo de no producir efectos indeseables.

Figura 4.1 Ubicación de alcantarillas, respecto de la pendiente.








Fuente: Manual de hidrología y drenaje ABC.

4.2.1. Elección del tipo de alcantarilla

4.2.1.1. Forma y sección

Las formas usuales de alcantarillas son: circulares, de cajón y múltiples. La alcantarilla circular es una de las más usadas y resiste en forma satisfactoria, en la mayoría de los casos, las cargas a que son sometidas.

Tabla 4.3 Tipos usuales de alcantarillas.

Designación	Sección	Materiales
Rectangular		Hormigón Mampostería
Caño circular		Hormigón Chapa ondulada cincada
Caño abovedado		Chapa ondulada cincada
Caño ovalado		Chapa ondulada cincada
Bóveda		Hormigón Mampostería Chapa ondulada cincada

El diámetro para alcantarillas de caminos locales o de desarrollo deberá ser al menos 0,8 m, o bien 1m si la longitud de la obra es mayor a 10 m. En las demás categorías de caminos y carreteras el diámetro mínimo será de 1 m.

Las alcantarillas de cajón cuadradas o rectangulares pueden ser diseñadas para evacuar grandes caudales y pueden acomodarse con cambios de altura, a distintas limitaciones que puedan existir, tales como alturas de terraplén o alturas permisibles de agua en la entrada.

4.2.1.2. Materiales

Los materiales más usados para las alcantarillas son el hormigón (armado in situ o prefabricado) y el acero corrugado. En la elección del material de la alcantarilla se deben tomar en cuenta la durabilidad, resistencia, rugosidad, condiciones del terreno, resistencia a la corrosión, abrasión e impermeabilidad. No es posible dar reglas generales para la elección del material ya que depende del tipo de suelo, del agua y de la disponibilidad de los materiales en el lugar. Sin embargo, deberá tenerse presente al menos lo siguiente:

Según sea la categoría de la carretera se deben considerar las siguientes vidas útiles:

- Autopistas > 50 años
- Colectores y locales > 30 años
- Desarrollo > 10 años

4.2.2. Diseño hidráulico

El régimen hidráulico del escurrimiento en las alcantarillas es difícil de predecir, sin embargo, existen dos formas básicas, según la ubicación de la sección que controla hidráulicamente el flujo. Se trata del escurrimiento con control de entrada y aquél con control en la salida, teniendo cada uno de ellos un método de cálculo particular.

En los Tópicos descritos a continuación se incluyen métodos de cálculo y el análisis del comportamiento hidráulico de alcantarillas de uso corriente procedimiento de diseño hidráulico ha sido extraído de la Hydraulic Design Series N° 5 del Federal Highway Administration.

A continuación se analizan las variables que requiere considerar un diseño adecuado (Manual de hidrología y drenaje ABC).

4.2.2.1. Caudal de diseño:

El cual se determina mediante diferentes métodos de hidrología, en este caso se utilizara la formula racional por ser el método más práctico y confiable.

4.2.2.2. Carga hidráulica en la entrada o profundidad del remanso:

Corresponde a la profundidad del agua en la entrada, medida desde el punto más bajo (umbral o radier de la alcantarilla). Esta obra, al limitar el paso libre del agua, causará un aumento de nivel hacia aguas arriba y en consecuencia puede ocasionar daños a la carretera o a las propiedades vecinas.

Tanto para alcantarillas con control de entrada como de salida, los tubos, cajones y losas se diseñarán hidráulicamente, respetando una carga máxima H_e , según se trate de canales o cauces naturales permanentes o impermanentes. En los cauces naturales se podrá aceptar una carga a la entrada igual a la dimensión de la alcantarilla más 0.3 m para el gasto de diseño.

Tabla 4.4 Carga hidráulica de diseño (H_e).

Tipo de cauces	Tubos	Cajones	Losas ($L \leq 6m$)*
Canales	D (diámetro)	H (altura total)	H - 0.1 m
Diseño Cauces Naturales	D + 0.3 m	H + 0.3 m	H - 0.1 m
Verificación cauces naturales	D + 0.6 m	H + 0.6 m	H
	Pero H_e máximo no puede sobrepasar la cota exterior del SAP - 0.3 m		

* Si $L > 6$ m se trabaja como en puentes

Fuente: Manual de hidrología y drenaje ABC.

4.2.2.3. Altura de agua a la salida:

Corresponde a la profundidad del agua medida desde el punto más bajo de la alcantarilla en la sección de salida. Queda determinada por el cauce hacia aguas abajo cuando existen obstrucciones que remansan el agua.

4.2.2.4. Velocidad en la salida

Esta velocidad es en general mayor que la velocidad de escurrimiento en el cauce natural y debe limitarse para evitar la socavación y erosión del cauce hacia aguas abajo. Los valores máximos recomendados se indican a continuación.

Tabla 4.5 Velocidades máximas admisibles (m/s) en canales no revestidos.

Tipo de terreno	Flujo permanente (m/s)	Flujo intermitente (m/s)
Arena Fina (no coloidal)	0.75	0.75
Arcilla arenosa (no coloidal)	0.75	0.75
Arcilla limosa (no coloidal)	0.90	0.90
Arcilla fina	1.00	1.00
Ceniza volcánica	1.20	1.00
Grava fina	1.50	1.20
Arcilla dura (coloidal)	1.80	1.40
Material graduado (no coloidal):		
Desde arcilla a grava	2.00	1.50
Desde limo a grava	2.10	1.70
Grava	2.30	1.80
Grava gruesa	2.40	2.00
Desde grava a piedras (bajo 15 cm)	2.70	2.10
Desde grava a piedras (sobre 20 cm.)	3.00	2.40

Fuente: Manual de hidrología y drenaje ABC.

4.2.2.5. Forma de la entrada y la salida

Influyen en las pérdidas de energía que se producen en estas secciones. Las formas más usadas son:

- a) Aristas vivas
- b) Aristas redondeadas: En que se redondean los bordes de modo que el flujo entre en forma gradual. Esta modificación es económica y aumenta la capacidad de la alcantarilla.

- c) Aristas biseladas o abocinadas: Los bordes se cortan en un ángulo determinado, para producir un efecto similar al de las aristas redondeadas.
- d) Conducto con extremos alabeados: Esta forma de terminar las alcantarillas se produce formando en cada lado una pared que parte desde la sección del tubo y va alabeándose hasta tomar la forma del cauce natural.
- e) Muros de cabecera y muros de ala: Los primeros parten desde el dintel de la alcantarilla ya sea inclinados con el ángulo de la pendiente del terraplén o verticales. Los verticales son más eficientes desde el punto de vista de su funcionamiento hidráulico. Los muros de ala parten de los lados de la boca de la alcantarilla formando un ángulo determinado con el eje del conducto, y ayudan a guiar el flujo hacia la alcantarilla.

4.2.2.6. Características del tubo:

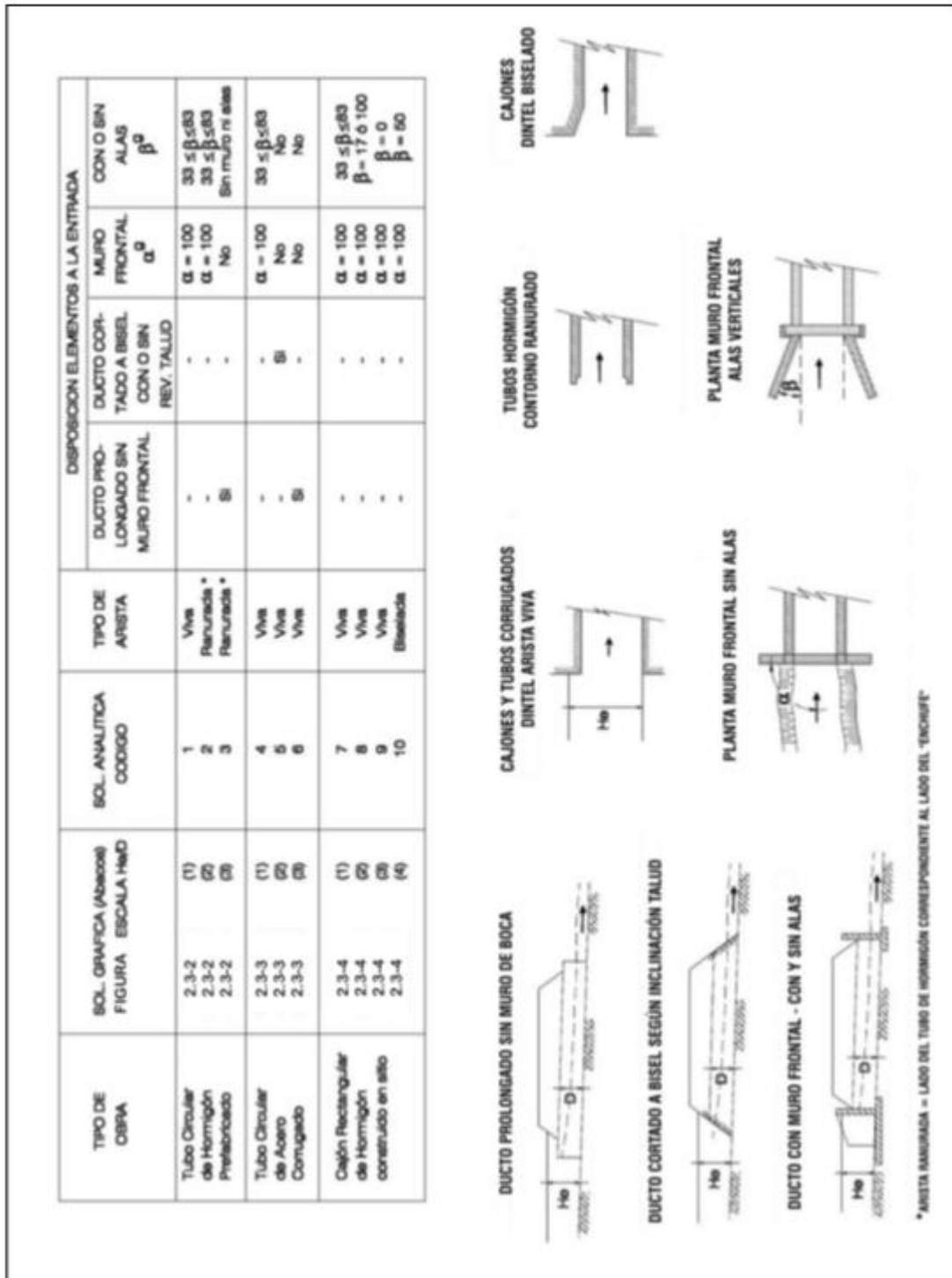
Incluyen la rugosidad, el largo, la pendiente, la forma y el tamaño del conducto. Las tres primeras a menudo determinan si la alcantarilla tendrá escurrimiento con control en la entrada o en la salida.

4.2.3. Alcantarillas con control de entrada

El control de entrada, significa que la capacidad de una alcantarilla, está determinada en su entrada, por la profundidad de remanso (H_e) y por la geometría de la embocadura, que incluye la forma y área de la sección transversal del conducto, y el tipo de aristas de aquella.

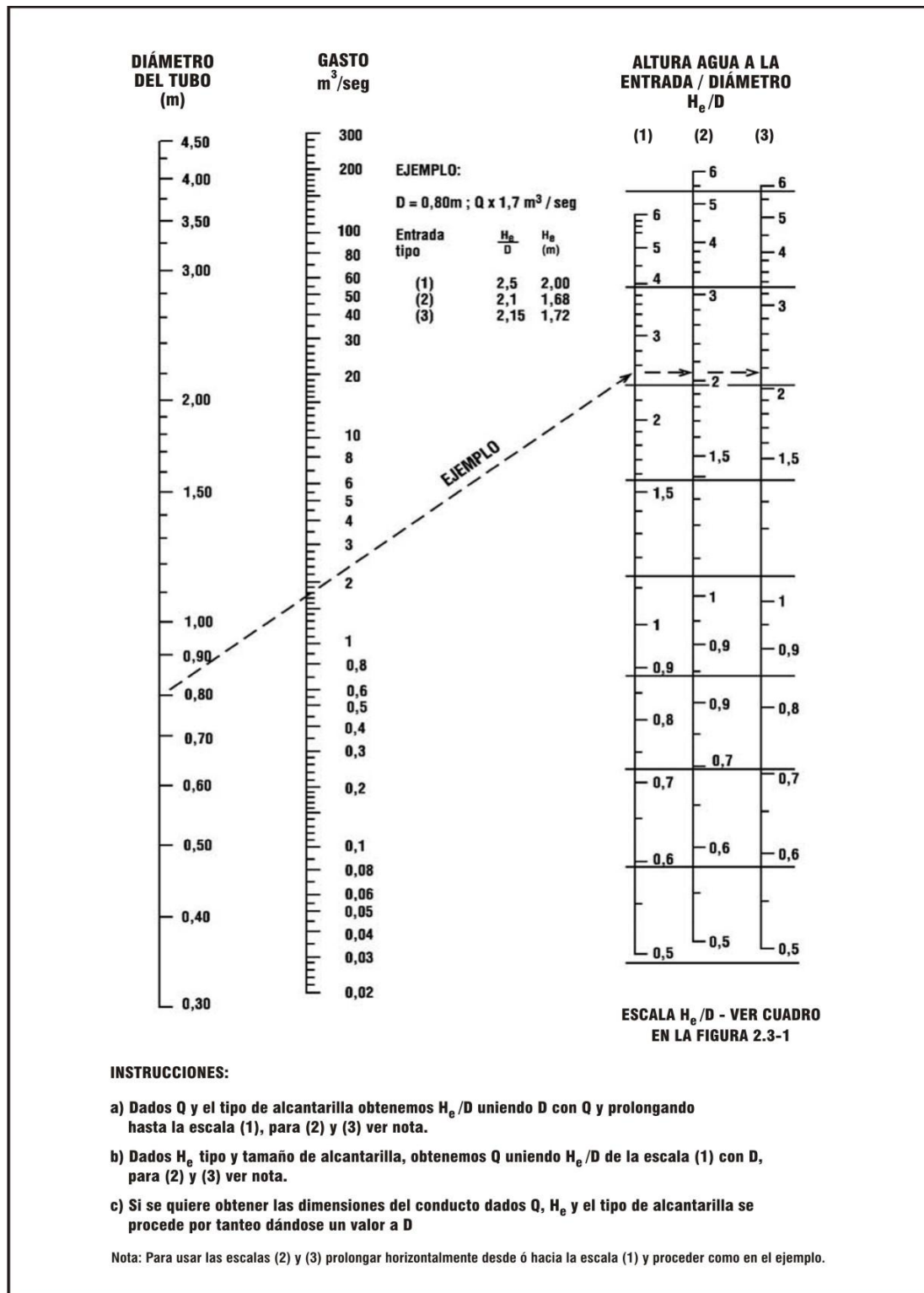
Las relaciones entre la carga hidráulica de entrada, tamaño y forma de la alcantarilla y caudal de diseño para varios tipos de alcantarillas usuales, escurriendo con control de entrada se presentan en la Figuras 4.2, 4.3, 4.4 y 4.5. Estos gráficos están basados en ensayos de laboratorio y verificaciones en terreno, incluyéndose las instrucciones de uso en cada uno de ellos.

Figura 4.2 Clasificación de tubos y cajones, según condiciones de entrada para el cálculo de He, con control de entrada.



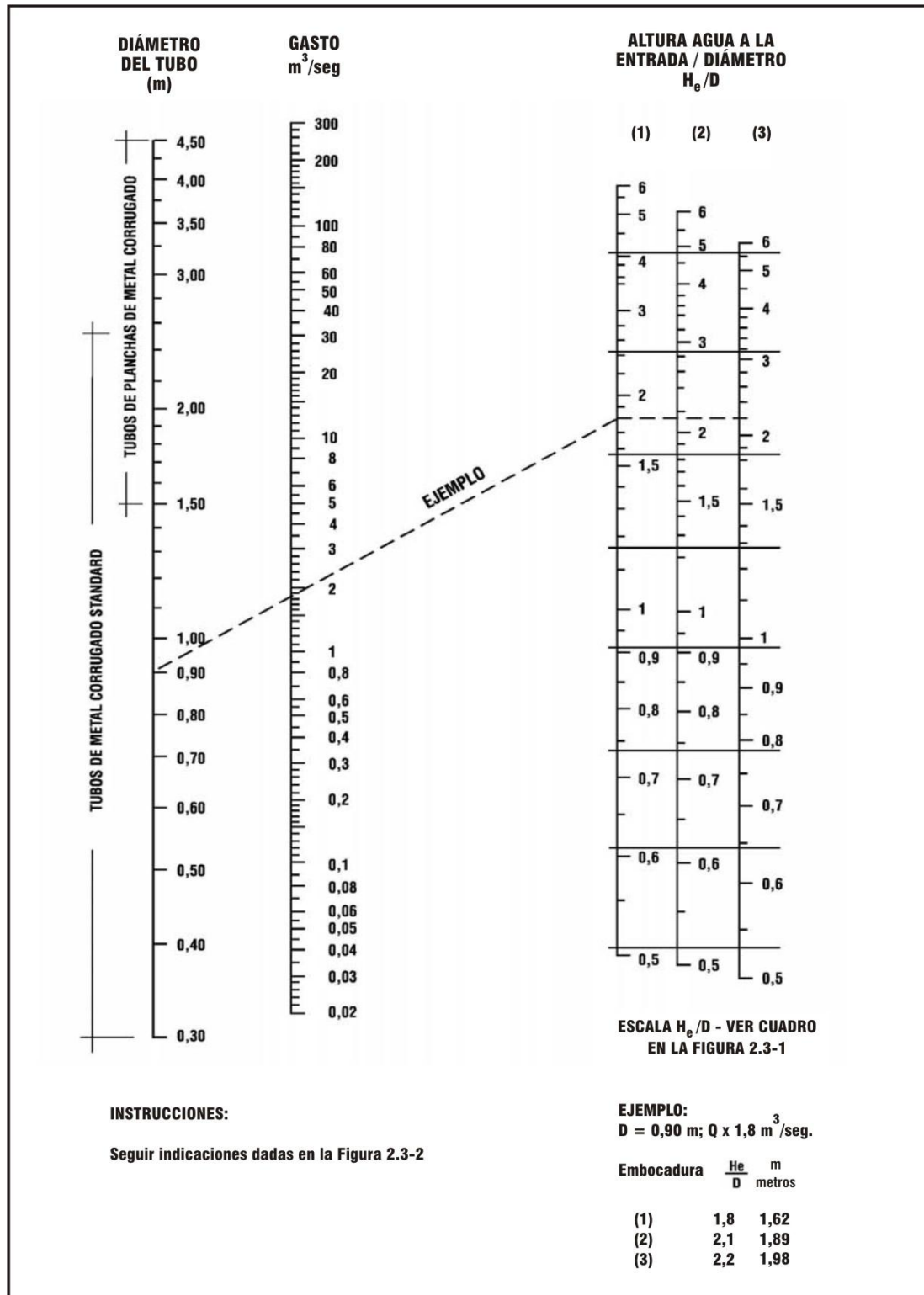
Fuente: Manual de hidrología y drenaje ABC.

Figura 4.3 Alcantarillas de tubo de hormigón con control de entrada.



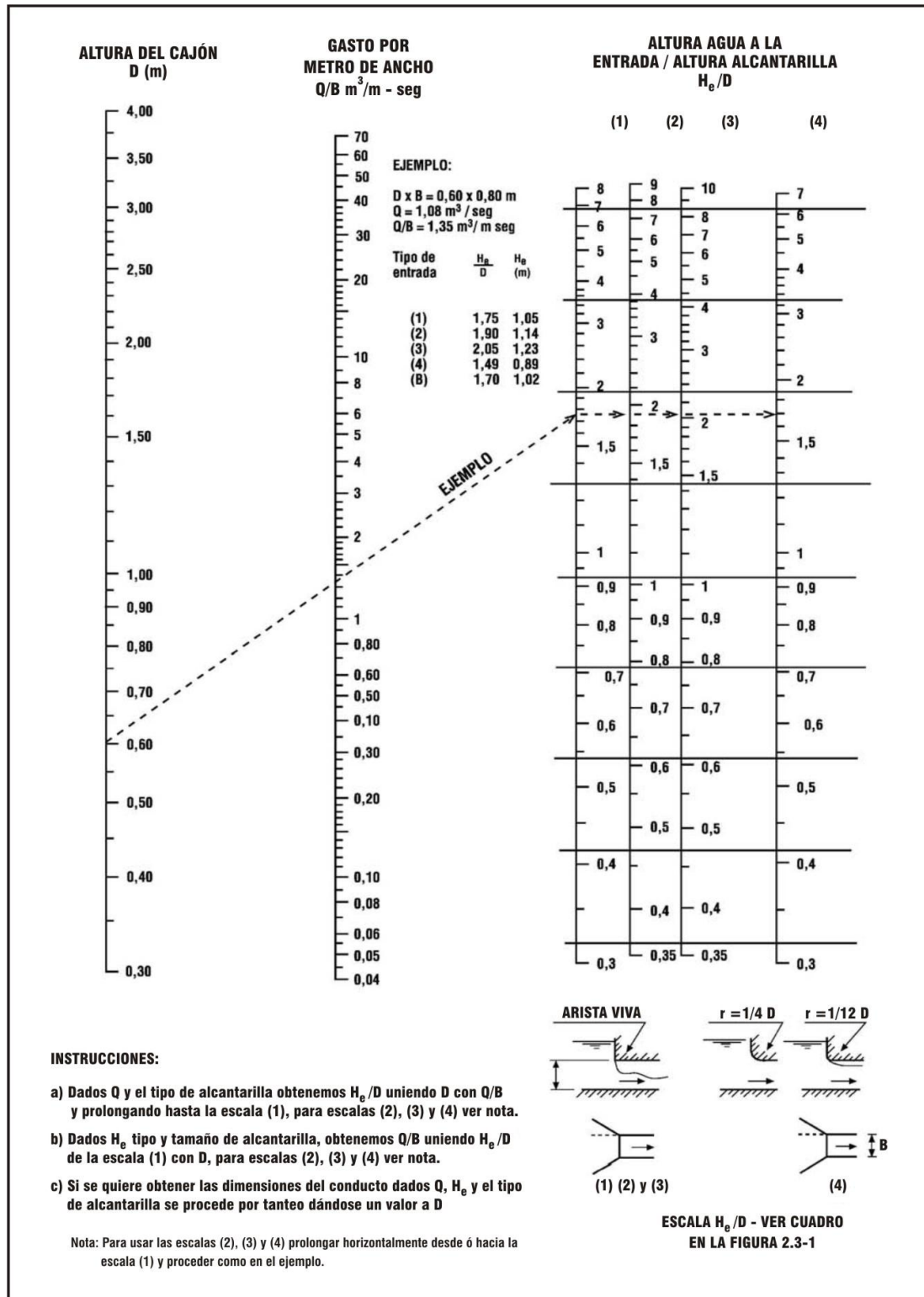
Fuente: Manual de hidrología y drenaje ABC.

Figura 4.4 Alcantarilla de tubo corrugado circular con control de entrada.



Fuente: Manual de hidrología y drenaje ABC.

Figura 4.5 Alcantarilla de cajón con control de entrada.

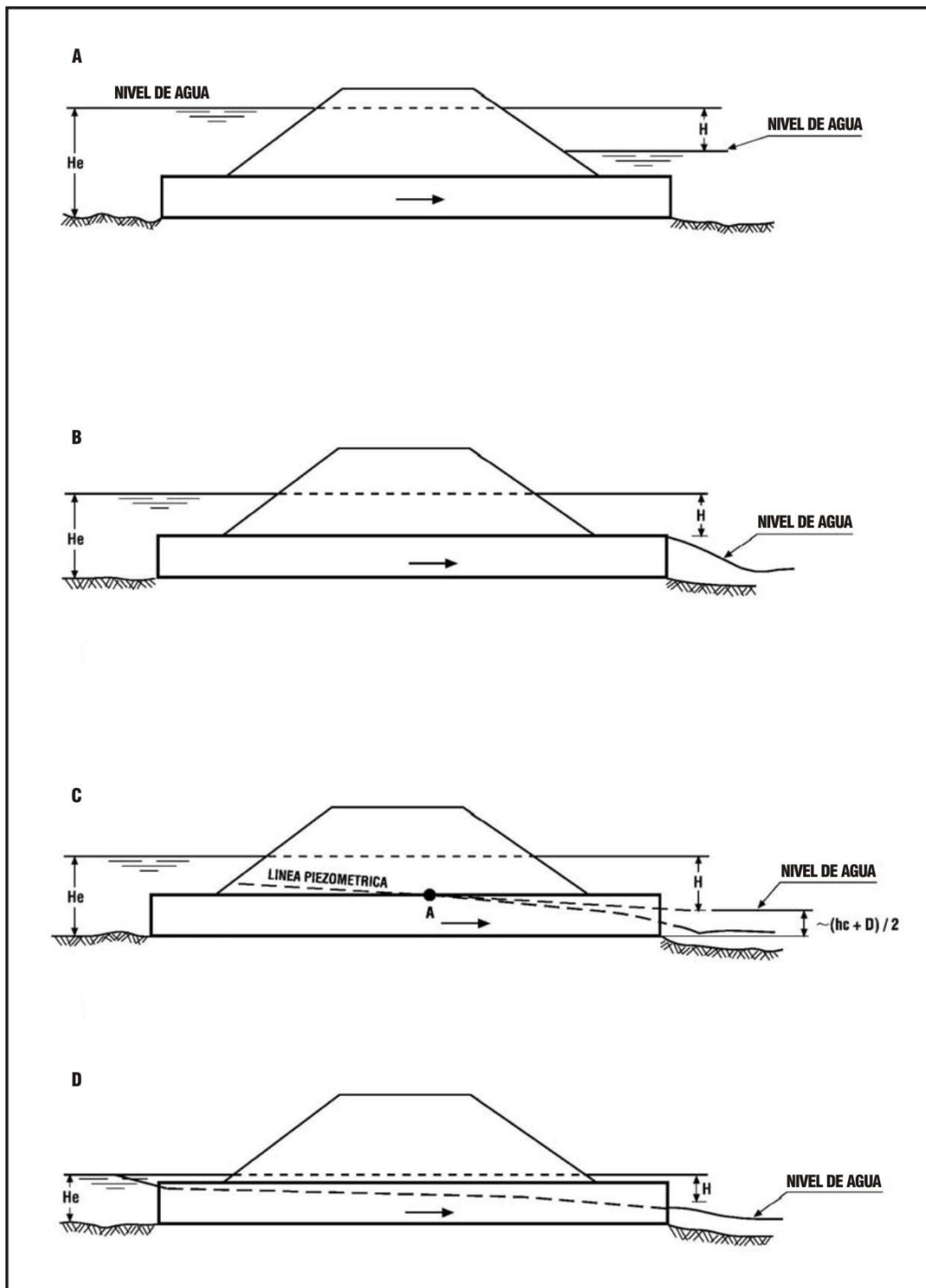


Fuente: Manual de hidrología y drenaje ABC.

4.2.4. Alcantarillas con control de salida

El escurrimiento en alcantarillas con control de salida puede presentarse con conducto lleno o parcialmente lleno, ya sea en una zona o en toda la longitud de la alcantarilla. La Figura 4.6 muestra varias condiciones de escurrimiento con control de salida para varias alturas. Los procedimientos de cálculo son diferentes si la salida es sumergida o no y por lo tanto se analizarán los distintos casos que se ilustran en la figura 4.6.

Figura 4.6 Esguimientos en alcantarillas con control de salida.



Fuente: Manual de hidrología y drenaje ABC.

4.2.4.1. Salida sumergida

En este caso la carga H, o energía necesaria para hacer circular un gasto dado por la alcantarilla, se emplea en vencer las pérdidas de entrada, pérdidas por frotamiento, evaluadas con la ecuación de Manning, y altura de velocidad en la salida.

Por consiguiente, se calcula con la siguiente relación:

$$H = \left[1 + K_e + \frac{19.6n^2L}{R^{1.33}} \right] \frac{V^2}{19.6}$$

Dónde:

K_e = Coeficiente de pérdida de carga en la entrada

n = Coeficiente de rugosidad de Manning

L = Longitud de la alcantarilla (m)

R = Radio Hidráulico (Razón entre área y perímetro mojado) (m)

V = Velocidad Media en la Alcantarilla (m/s)

La Tabla 4.6 entrega coeficientes de pérdida de carga en la entrada para los distintos tipos de entrada en alcantarillas que escurren llenas o parcialmente llenas con control de salida. Este coeficiente al ser multiplicado por la altura de velocidad, entrega la pérdida de energía debida a la singularidad que produce la entrada a la obra.

Tabla 4.6 Coeficientes de pérdidas de carga a la entrada en alcantarillas con control de salida.

Tipo de estructura y características de la entrada	Coefficiente (K _e)
1. Tubos de hormigón	
- Conducto prolongado fuera del terraplén	
- arista ranurada	0.2
- arista viva	0.5
- Con muro de cabecera Con o sin muros de ala	
- arista ranurada	0.2
- arista viva	0.5
- arista redondeada ($r = 1/12 D$)	0.2
- arista biselada	0.2
2. Tubos circulares de metal corrugado	
- Conducto prolongado fuera del terraplén	
- sin muro de cabecera	0.9
- Con muro de cabecera perpendicular al eje del tubo sin o con muros de ala y aristas vivas	0.5
- Con muro de cabecera perpendicular al eje del tubo con o con muros de ala y aristas biseladas	0.25
3. Alcantarillas de cajón en hormigón armado con muro de cabecera paralelo al terraplén	
- Sin muros de ala, y bordes de arista viva	0.5
- bordes aristas redondeadas ($r = 1/12 D$) o biseladas	0.2
- Con muros de ala formando ángulos entre 30° y 75° con el eje del conducto	0.4
- bordes de aristas vivas	0.2
- bordes del dintel Con aristas redondeadas ($r = 1/12 D$) o biseladas	0.5
- Con muros de ala formando ángulos entre 10° y 25° con el eje del conducto, y aristas vivas	0.7
- Con muros de ala alabeados y aristas redondeadas ($r = 1/4 D$) en el dintel	0.1

Fuente: Manual de hidrología y drenaje ABC.

Tabla 4.7 Coeficientes de rugosidad para materiales usados en alcantarillas.

Materiales	n
a) Hormigón	0.012
b) Metal Corrugado	
Ondulaciones estándar (68 mm x 13 mm)	0.024
25% revestido	0.021
Totalmente revestido	0.012
Ondulaciones medianas (76 mm x 25 mm)	0.027
25% revestido	0.023
Totalmente revestido	0.012
Ondulaciones grandes (152 mm x 51 mm)	
25% revestido	0.026
Totalmente revestido	0.012

Fuente: Manual de hidrología y drenaje ABC.

4.2.4.2. Salida no sumergida

Si el nivel de la corriente inmediatamente aguas abajo de la salida se encuentra por debajo del dintel de la alcantarilla. La condición de salida sumergida no existe y la determinación del nivel de aguas a la entrada se realiza en forma diferente. Los casos en que se produce esta situación corresponden a los presentados en la Figura 4.6 letras B, C y D.

La profundidad del agua en la entrada medida desde el umbral (H_e), puede expresarse por una sola relación para todas las condiciones de escurrimiento con control en la salida.

$$H_e = H_1 + H + L_i$$

Dónde:

H_e = profundidad de agua en la entrada (m)

n = carga de la alcantarilla (m)

L = Longitud de la alcantarilla (m)

i = pendiente de la alcantarilla (m/m)

V = cota piezométrica en la salida medida desde el umbral de la salida de la alcantarilla (m)

La altura crítica para un gasto Q (m³/seg), en una sección rectangular o cuadrada, está dada por:

$$H_c = 0.467 \left[\frac{Q}{B} \right]^{2/3}, \text{ siendo } B \text{ el ancho de la obra (m)}$$

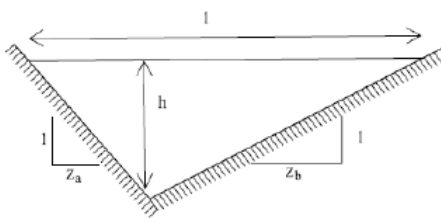
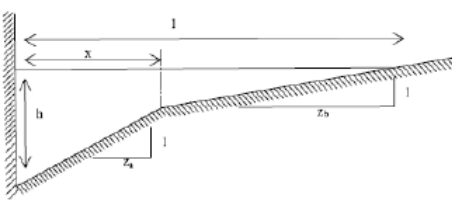
4.3. Cunetas

Son canales de drenaje generalmente de sección triangular y se proyectan para todos los tramos al pie de los taludes de corte, longitudinales a ambos lados de la calzada, incluyendo hombros; para el revestimiento puede usarse: piedra bolón unida con

mortero, concreto simple fundido en sitio, concreto simple prefabricado, suelo cemento o mezclas asfálticas, que sirven para conducir hacia los drenajes, el agua de lluvia que cae sobre la corona y los taludes. Sus dimensiones serán fijadas de acuerdo a los cálculos hidrológicos realizados sobre el área de drenaje delimitada, pendiente longitudinal, generalmente paralela a la de la corona de la carretera, intensidad de lluvia de la zona para un tiempo de retorno previamente establecido, con esa información y cálculo se obtendrá el caudal pico de diseño y las dimensiones de la estructura a construir.

El ancho es medido desde el borde de la subrasante hasta la vertical que pasa por el vértice inferior. La profundidad es medida verticalmente desde el nivel del borde de la subrasante el fondo o vértice de la cuneta.

Figura 4.7 Capacidad hidráulica de cunetas y canales triangulares.

	Tipo de Cuneta o Canal	
		
Ancho Superficial (l)	$(z_a + z_b) \cdot h$	$x + z_b \cdot \left(h - \frac{x}{z_a} \right)$
Area (π)	$\frac{(z_a + z_b) \cdot h^2}{2}$	$x \cdot h + \frac{z_b \cdot h^2}{2} + \frac{x^2}{2 \cdot z_a} \cdot \left(\frac{z_b}{z_a} - \frac{2 \cdot z_b \cdot h}{x} - 1 \right)$
Perímetro Mojado (P)	$\left(\sqrt{1 + z_a^2} + \sqrt{1 + z_b^2} \right) \cdot h$	$h + \sqrt{x^2 \cdot \left(1 + \frac{1}{z_a^2} \right)} + \sqrt{z_b^2 + 1} \cdot \left(h - \frac{x}{z_a} \right)$
Radio Hidráulico (R)	$\frac{(z_a + z_b) \cdot h}{2 \cdot \left(\sqrt{1 + z_a^2} + \sqrt{1 + z_b^2} \right)}$	$\frac{x \cdot h + \frac{z_b \cdot h^2}{2} + \frac{x^2}{2 \cdot z_a} \cdot \left(\frac{z_b}{z_a} - \frac{2 \cdot z_b \cdot h}{x} - 1 \right)}{h + \sqrt{x^2 \cdot \left(1 + \frac{1}{z_a^2} \right)} + \sqrt{z_b^2 + 1} \cdot \left(h - \frac{x}{z_a} \right)}$

Fuente: Manual para revisión estudios hidrotécnicos de drenaje menor 2008.

Tabla 4.8 Dimensiones mínimas de las cunetas.

REGION	PROFUNDIDAD	ANCHO
	(m)	(m)
Seca	0.20	0.50
Lluviosa	0.30	0.75
Muy lluviosa	0.50	1.00

Fuente: Manual para revisión estudios hidrotécnicos de drenaje menor 2008.

4.4. Drenaje en taludes

El objetivo principal del drenaje superficial es mejorar la estabilidad del talud reduciendo la infiltración y evitando la erosión.

El sistema de recolección de aguas superficiales debe captar la escorrentía tanto del talud como de la cuenca de drenaje arriba del talud y llevar el agua a un sitio seguro lejos del deslizamiento. Esto puede lograrse con la construcción de zanjas interceptoras en la parte alta del talud, llamadas zanjas de coronación.

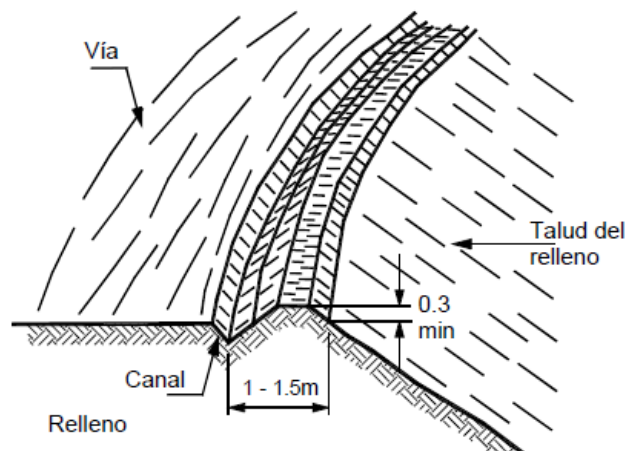
Por otro lado el agua que cae por lluvias directamente sobre la superficie del talud, debe ser evacuada lo más rápidamente posible, evitando al mismo tiempo que su paso cause daños considerables al talud, por erosión, almacenamientos e infiltraciones; perjuicios que pueden ser evitados, tratando el talud con una serie de medidas que favorezcan el drenaje.

4.5. Tipos de canal

Los canales son estructuras que interceptan la escorrentía y la conducen lateralmente.

Los canales interceptores se emplean como zanjas en la corona de taludes y cárcavas de erosión o en sitios intermedios. Adicionalmente se pueden utilizar bermas o bancas para disminuir la longitud del canal erosionado y dividir la escorrentía en volúmenes fácilmente manejables. Estos canales o bermas deben ser recubiertos para protección contra la erosión o posibles deslizamientos.

Figura 4.8 canal de protección en la corona del relleno de una vía.



4.5.1. Canales desviadores del flujo arriba del talud

Son canales que se construyen arriba del corte de la vía o estructura, con el objeto de desviar completamente la escorrentía y alejarla lo más posible de la estructura o talud.

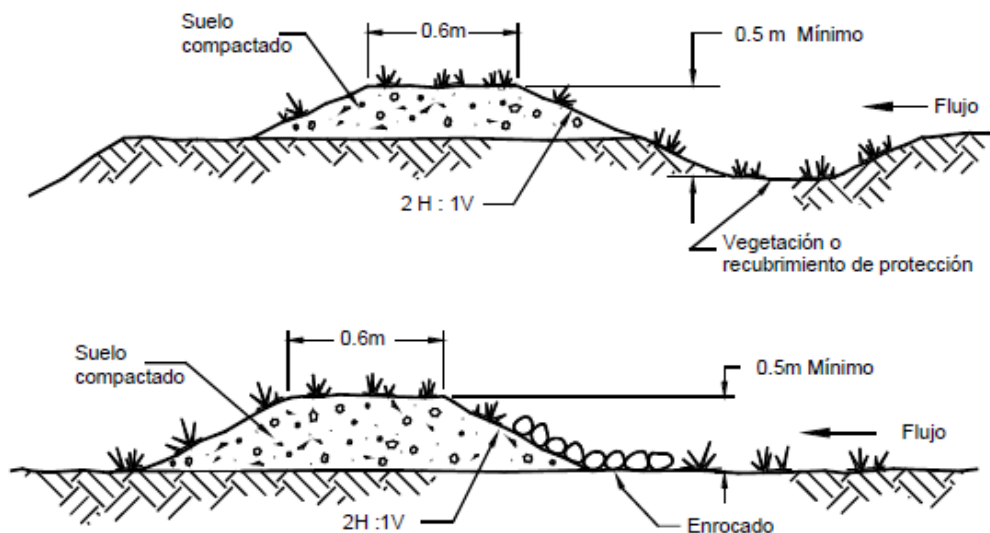
El canal desviador no debe construirse muy cerca al borde superior del talud, para evitar que se conviertan en el comienzo y guía de un deslizamiento en cortes recientes o de una nueva superficie de falla (movimiento regresivo) en deslizamientos ya producidos; o se produzca la falla de la corona del talud o escarpe.

Se recomienda que los canales desviadores sean totalmente impermeabilizados.

4.5.2. Diques en la corona del talud

Estas obras consisten en montículos de tierra o pantallas que se colocan en la parte superior del talud, con el objeto impedir el paso de la escorrentía hacia la superficie del talud. Este es un método muy utilizado en rellenos de carreteras. Se recomienda que vaya acompañado de un canal superior.

Figura 4.9 Dique para el desvío de aguas de escorrentía.

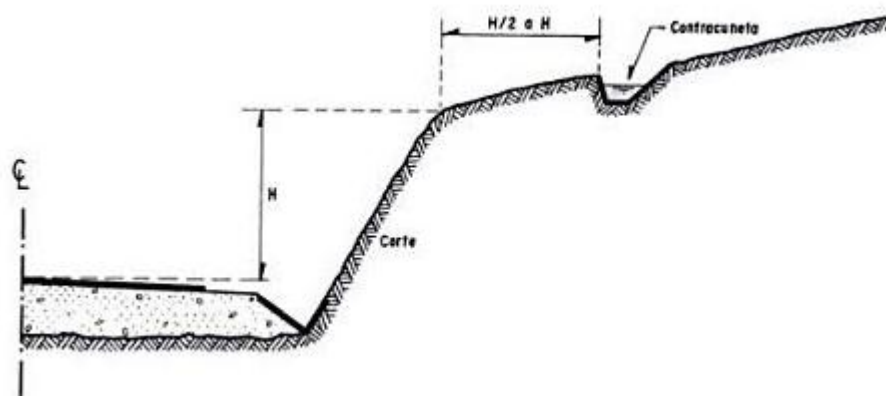


Fuente: Jaime Suarez Díaz, 2001.

4.5.3. Contracunetas o canales interceptores

Las contracunetas son canales transversales al talud, espaciados a intervalos para recolectar el agua de escorrentía y evitar la formación de corrientes a lo largo de la pendiente principal. La construcción de canaletas al través de un talud intercepta el agua e impide que su velocidad aumente y la lleve a un lugar seguro. Estas contracunetas deben estar protegidos contra la erosión utilizando revestimientos en sacos de suelo cemento o vegetación. Las aguas recolectadas por las contracunetas son llevadas a unos canales colectores localizados generalmente a un lado del talud. Los canales a mitad de talud deben tener una pendiente tal que impida la sedimentación de materiales.

Figura 4.10 Contracunetas.



Fuente: La Ingeniería de los suelos Rico – del Castillo.

4.5.4. Bajantes de agua

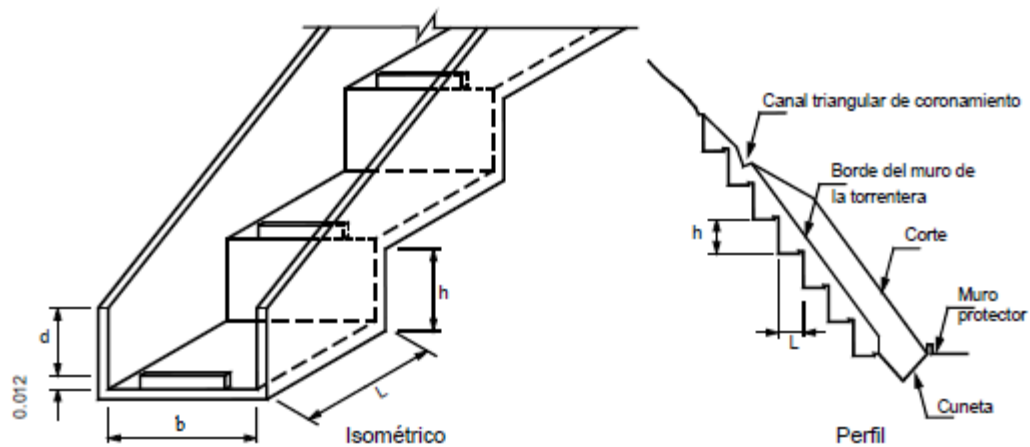
Cuando el camino en media ladera o en corte cerrado cruza un curso de agua que no es posible desviar, es necesario encauzar las aguas en un canal de bajante, con el fin también de preservar la estabilidad del talud. La descarga o dissipador de energía del bajante debe ser colocado después del pie del talud sobre suelo estable. Los tipos de bajantes más comúnmente empleados son los de tubos, canaletas y vertederos.

En canaletas se usan tuberías corrugadas semicircular, provista con embudo de entrada. Se adaptan a taludes con declives de 2:1 (H:V) o menores; en pendientes de valor equivalente a la relación 1 ½:1 se recomienda limitar la longitud a un máximo de 20 m. Se deben evitar los cambios bruscos de alineación y pendiente. Cuando se usan vertederos escalonados, pueden ser de carácter permanente o provisional. Los permanentes asfaltados se usan en pendientes de relación 4:1 (H:V) o menores, en caso de pendientes más pronunciadas es recomendable usar bajantes de tubo. También se debe tener en cuenta que los vertederos deben estar provistos de un aliviadero constituido por una rasante que contribuye al confinamiento de las aguas dentro del vertedero. En todos los bajantes se deben emplear embudos independiente de la forma de entrada, deben tener una depresión de 0.15 m como mínimo, con respecto al nivel inferior en el punto de entrada. Deben contemplarse dissipadores de energía al final de la estructura. Los bajantes deben se anclados a fin de impedir solicitaciones indebidas, tales como erosiones, deslizamientos o movimientos telúricos.

4.5.4.1. Estructuras en gradería

El sistema de graderías es más eficiente para disipar energía. El flujo en este tipo de canal es turbulento y debe construirse un muro lateral de borde libre suficiente para permitir la salpicadura del flujo.

Figura 4.11 Torrentera en gradería.



Fuente: Jaime Suarez Díaz, 2001.

4.5.5. Diseño de canales

En el diseño de canales se debe tener en cuenta los siguientes elementos:

- a) Localización. Los canales deben localizarse en tal forma que intercepten la mayor cantidad de flujo y a suficiente distancia de los sitios críticos para evitar amenazas de movimientos del canal.
- b) Alineamiento. Los canales deben construirse para permitir un paso suave del flujo. Deben evitarse los cambios fuertes de dirección o de gradiente.
- c) Tamaño. El tamaño de los canales debe ser suficiente para conducir el caudal de agua de diseño, con un factor de seguridad adicional.
- d) Revestimiento. Los canales deben revestirse con un material que pueda resistir las velocidades del agua.

Si el volumen de escorrentía es significativo, las cunetas deben diseñarse empleando los principios de la hidráulica y si el caudal es pequeño, generalmente se adoptan diseños estándar. Las cunetas pueden construirse en concreto simple o armado, o con elementos prefabricados debidamente sellados en el campo.

4.5.5.1. Diseño hidráulico

El gradiente mínimo de los canales es determinado por la velocidad de flujo necesaria para evitar la sedimentación. La velocidad no debe ser menor de 1.3 m/segundo para el flujo pico, con una frecuencia de uno en dos años.

El dimensionamiento del canal puede hacerse por medio de tablas o utilizando la fórmula de Manning, asumiendo una velocidad máxima permisible de 4 m/seg. y una rugosidad de 0.013. La pendiente mínima permitida es del 2% para impedir la sedimentación.

Para calcular la velocidad de flujo se puede utilizar la siguiente expresión:

$$V = \frac{1}{n} (R^{0.67} * S^{0.50})$$

Dónde:

V = Velocidad en m/s

η = Factor de rugosidad

R = Profundidad hidráulica media = P/A en metros

S = Pendiente promedio del canal

4.5.5.2. Revestimiento de canales en taludes

Las cunetas pueden revestirse utilizando los siguientes sistemas:

- Concreto y mortero o suelo-cemento.
- Asfalto
- Vegetación (Utilizando un biomanto de protección). Los biomantos deben anclarse enterrándolos mínimo cada 15 metros de intervalo.
- Enrocado pegado con mortero
- Enrocado suelto (El tamaño de las piedras debe diseñarse de acuerdo a la velocidad del agua).

4.5.5.3. Protección de canales en carreteras

La AASHTO (1999) recomienda que todas las entregas de canales en suelos susceptibles a la erosión sean protegidas de acuerdo a los siguientes criterios:

- En toda entrega deben construirse estructuras de transición para absorber el impacto inicial del flujo y reducir la velocidad a un nivel que no erosione las áreas receptoras del flujo.
- Para velocidades bajas se recomienda construir un colchón protector recubierto en piedra o concreto. Estos colchones se construyen a una pendiente cero y con una longitud relacionada con el caudal.
- En todos los casos se debe limitar la velocidad, de acuerdo al tipo de suelo y protección.

5.1. Introducción

Actualmente los taludes ubicados a lo largo del tramo Calamuchita – Uriondo han estado ocasionando varios problemas de inestabilidad, derrumbes y caídos que van afectando la vía, mediante una inspección visual se pudo identificar tres las zonas en las que hemos visto la necesidad de analizar los factores que modificaron las propiedades del suelo y por ende el deslizamiento.

Por lo que se analizó tres sistemas que puedan solucionar estos problemas y estabilizar los taludes antes mencionados, tomando en cuenta aspectos de construcción y de factibilidad, dependiendo de las propiedades físicas y geotécnicas que se tenga en el lugar.

Respecto al drenaje de la zona se realizó un análisis y evaluación de cada una de las obras de drenaje, verificando el funcionamiento hidráulico y la situación actual en la que se encuentra, de esta manera plantear una solución para su mantenimiento.

5.2. Ubicación

Tarija se encuentra ubicada en el continente sudamericano, entre los paralelos 21°00' y 22°50' de latitud sur y los meridianos 62°15' y 65°20' de longitud oeste de la Línea de Greenwich. La Provincia Avilés se encuentra ubicada al noroeste del departamento de Tarija, conformado por los Municipios de Uriondo y Yunchará, entre los paralelos 21°34'00'' y 21°49'00'' de latitud sur y los meridianos 64°31'00'' y 64°59'00'' de longitud oeste.

Figura 5.1 Ubicación geográfica del Municipio de Uriondo.



Los taludes en estudio se encuentran ubicados en el tramo Calamuchita – El Valle perteneciente a la categoría de camino vecinal asfaltado con obras de arte y una longitud de 7,16 Km. El tramo en cuestión se inicia en el cruce con la ruta Tarija – Bermejo considerada una ruta fundamental, justo en el cruce con el camino de acceso a la comunidad de Calamuchita, los taludes están dispersos ubicados entre las progresivas 3+400 y 5+700.

Fotografía 5.1 Mapa de ubicación.



5.3. Características del área de estudio

5.3.1. Topografía

Para determinar la configuración superficial de los taludes y visualizar el conjunto de particularidades del mismo, se realizó una toma de datos para definir sus características topográficas, que ayudan en la determinación de la alternativa de estabilización a diseñarse, también brinda la información requerida para calcular la cantidad de relleno, que fuese necesario retirar dependiendo de la alternativa de solución propuesta.

La toma de datos para la determinación de los perfiles topográficos se lo realizo con mucho cuidado y con el equipo necesario para la recopilación de la información necesaria, para luego en un trabajo de gabinete definir las vistas topográficas en planta y tridimensional, estos datos fueron obtenidos directamente mediante un levantamiento topográfico de la zona de estudio.

5.3.2. Clima

Calamuchita se localiza al sur de la provincia de Avilez, la cual tiene un clima húmedo. La comunidad de Calamuchita se encuentra a una altura de 1705 msnm, ubicada al sur de la provincia a 32 Km. De la ciudad de Tarija.

- **Temperatura:** Según el Instituto Nacional de Meteorología se tiene que en la comunidad de Calamuchita presenta una temperatura media del aire a la sombra de 18°C, así como se tiene una temperatura máxima absoluta de 26,6°C y una mínima absoluta de 9.4°C.
- **Precipitación:** La lluvia en las comunidades de Calamuchita y El Valle se caracteriza por presentar un comportamiento variable durante todo el año es así: que tenemos un período lluvioso inicial durante los meses de Septiembre, Octubre, Noviembre, Diciembre, Enero, Febrero, Marzo y parte de Abril,

luego un periodo seco desde Mayo hasta Septiembre en la mayoría de los casos mes en que ya empiezan las primeras lluvias.

- La precipitación anual promedio es de 461.9 mm.
- La precipitación mensual promedio es de 38.5 mm.

Ver Anexo 3 (INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGÍA E HIDROLOGÍA, 2010).

5.3.3. Vegetación

La vegetación del área está compuesta por pastos cortos y árboles que han nacido en forma silvestre como es la thola, churqui y pajas, además aledaños a ellos tenemos grandes zonas de cultivos. Se considera de gran importancia complementar la cobertura vegetal existente.

5.3.4. Drenaje e infiltración

El drenaje superficial es la principal causa para la erosión de los taludes los cuales van ocasionando cárcavas y surcos debilitando de esta manera la estabilidad de los taludes ocasionando deslizamientos de tierras.

Los suelos sub-superficiales presentan una capacidad de infiltración moderada y reciben las aguas lluvias tanto del talud aguas arriba como del mismo talud lo que en épocas de lluvia aumenta el riesgo de deslizamiento.

5.3.5. Niveles freáticos

Mediante un análisis visual del suelo de los diferentes taludes en estudio se pudo observar que no existe nivel freático con respecto a presencia de ríos, quebradas o vertientes.

5.3.6. Características geotécnicas

Las características del lugar corresponden a laderas onduladas de alta pendiente.

- Según la clasificación visual en el sitio de estudio se pudo determinar que el suelo del talud presenta varios estratos en su mayoría eran arcillas y suelos granulares de donde determinamos que la porosidad como la permeabilidad son variados.

Problemas geotécnicos

- Deslizamientos de tierra.
- Cárcavas profundas de erosión.
- Agrietamiento de la coronas del talud.

5.3.7. Características geológicas

La Geología del departamento de Tarija está representada por secuencias Paleozoicas, al Oeste del departamento; en la zona central encontramos secuencias del Paleozoico Superior y Mesozoico, y al Este, sedimentos del Paleógeno-Neógeno y Cuaternarios.

Las rocas paleozoicas y mesozoicas llegan a conformar las serranías del Subandino alineadas en dirección Norte-Sur y ocupan la zona central y Oeste del departamento.

Al Suroeste del departamento se observa el afloramiento de rocas precámbricas representadas por meta-granitos, meta-granodioritas, cuarcitas y pizarras (PE). También podemos observar rocas paleozoicas con intercalaciones de lutitas, areniscas, cuarcitas, y diamictitas, que van desde el cámbrico (E) hasta el devónico(D); en el carbonífero (C) aparecen intercalaciones de conglomerados, diamictitas, areniscas y lutitas; hacia el pérmico y mesozoico se tienen intercalaciones de calizas, margas, lutitas y areniscas, existiendo también rocas ígneas representadas por plutones y basaltos del triácico (Tr) y cretácico (K); la secuencia termina con depósitos aluviales, fluvio-glaciales, coluviales, morrenas y dunas del cuaternario (Q), ubicados principalmente al Este del departamento.

El mapa geológico del departamento de Tarija presenta 15 formaciones o conglomerados geológicos. La formación geológica que más sobresale es la que se

conglomerados es muy escasa pero se puede evidenciar la presencia de estos en la formación de los taludes en estudio.

Este conglomerado sedimentario está conformado por cantos rodados y piedras grandes envueltas en arenas, gravas, gravillas y materiales finos como arcillas y limos en estado generalmente compactado, como puede evidenciarse en la siguiente fotografía tomada al momento de la extracción de muestras.

Fotografía 5.2 Conglomerado (gravas) en la formación del Talud.



5.4. Caracterización de los taludes

Los taludes que se describen a continuación son los taludes 2, 5 (laderas naturales) y 6 (talud artificial) que son los taludes que recibieron el mayor porcentaje de riesgo de deslizamiento tras una inspección visual e información obtenida por comunarios del lugar, ahora se conocerán como talud 1, para el talud 2; talud 2 para el talud 5 y talud 3 para el talud 6.

Se debe destacar que los parámetros geotécnicos utilizados para los taludes están tomados directamente del lugar de estudio realizando un análisis de los materiales de los taludes.

5.4.1. Análisis del talud N° 1

El talud se encuentra situado al pie de la carretera Calamuchita – El Valle entre las progresivas 4+130 y 4+600 es el talud que más riesgo de deslizamiento presenta, y por la falta de un sistema de drenaje ocasiona inundaciones en la carretera invadiendo terrenos de cultivo aledaños al mismo afectando de esta manera la producción de cultivos de la zona.

Fotografía 5.3 Talud 1 antes de las lluvias.



Fotografía 5.4 Talud 1 después de las lluvias.



El talud número 1 se caracteriza por tener las dimensiones siguientes:

Tabla 5.1 Características geométricas del talud.

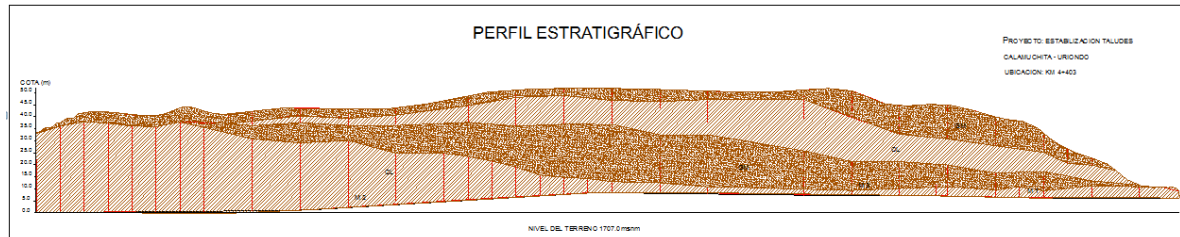
TALUD 1		
DETALLE	VALOR	UNIDAD
Progresiva	4+403	Km
Ángulo del talud promedio	51	°
Longitud promedio del talud	28.0	m
Altura promedio del talud	35.6	m
Largo del talud	470	m

Fuente: Elaboración propia

El talud se sitúa a pié de la carretera que va de Calamuchita al Valle , mas propiamente en el sector de Higueras, la parte alta en la cabeza del talud se utiliza para el pastoreo de animales lo que va causando la desertificación de los suelos provocando la perdida de vegetación y aumentando la erosión de los taludes.

La estratigrafía de este talud es muy variable compuesto de material arcilloso de color amarillento y material granular tiene las siguientes características geométricas.

Figura 5.3 Perfil estratigráfico Talud 1.



Fuente: Elaboración propia

El talud 1 está conformado por una banquina de 10 m de altura y 5 m de ancho en la parte inferior con un corte casi vertical con una pendiente de 70° . Este talud encontrado en las progresivas mencionadas se puede clasificarlo como una falla circular que comprende en un deslizamiento curvo, además de ser la superficie de falla más crítica y sin presencia de napa freática en la zona.

5.4.2. Análisis del talud N° 2

Fotografía 5.5 Talud 2.



Fotografía 5.6 Talud 2.



El talud número 2 se caracteriza por tener las dimensiones siguientes:

Tabla 5.2 Características geométricas del talud.

TALUD 2		
DETALLE	VALOR	UNIDAD
Progresiva	5+100	Km
Ángulo del talud promedio	44	°
Longitud promedio del talud	27.0	m
Altura promedio del talud	26.0	m
Largo del talud	202.0	m

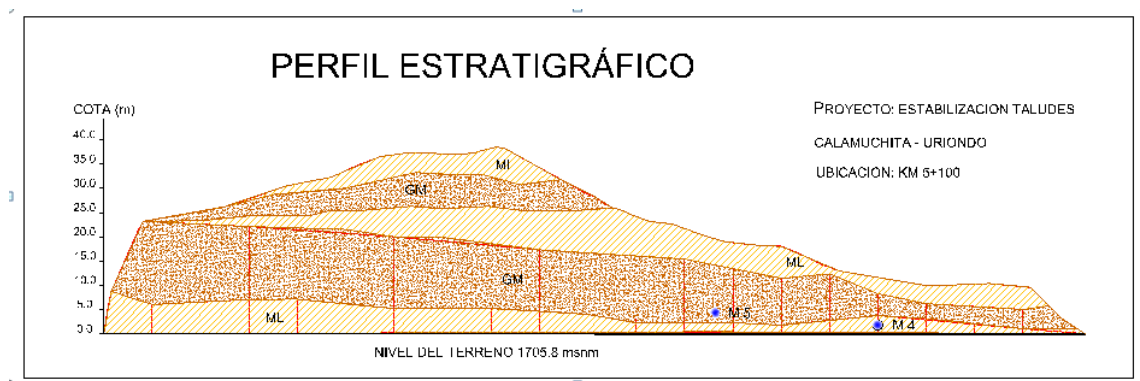
Fuente: Elaboración propia

El talud se sitúa a pié de la carretera que va de Calamuchita a Uriondo, en el sector de Higueras, la parte alta en la cabeza del talud se encuentra el cementerio de la región, razón por la cual es importante que el talud sea estudiado para evitar deslizamientos

que afecten el lugar. La vegetación es escasa y varía desde pastos cortos y arboles silvestres como tholas y churquis.

En este talud se presentan serios problemas de erosión con presencia de cárcavas que desgastaron la superficie del talud lo que va provocando caídos de material de manera considerable, para el análisis de estabilidad se optó por analizarlo mediante una falla de superficie circular por razones antes ya mencionadas. La estratigrafía de este talud es muy variable compuesto de material arcilloso de color amarillento y material granular tiene las siguientes características geométricas.

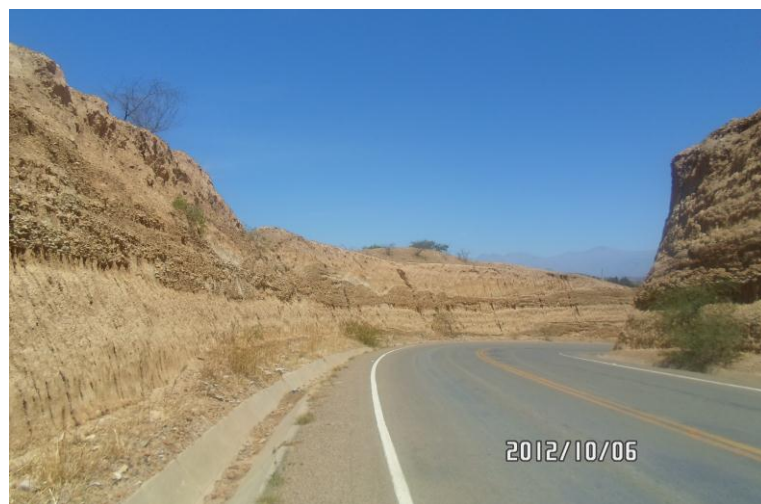
Figura 5.4 Perfil estratigráfico talud 2.



Fuente: Elaboración propia

5.4.3. Análisis del talud N° 3

Fotografía 5.7 Talud 3.



Fotografía 5.8 Talud 3.



El talud número 3 se caracteriza por tener las dimensiones siguientes:

Tabla 5.3 Características geométricas del talud.

TALUD 3		
DETALLE	VALOR	UNIDAD
Progresiva	5+613.7	Km
Ángulo del talud promedio	60	°
Longitud promedio del talud	2.5	m
Altura promedio del talud	4.3	m
Largo del talud	185	m

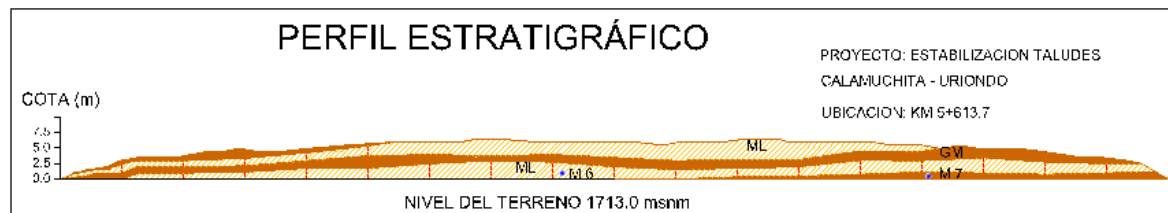
Fuente: Elaboración propia

El talud se sitúa a pié de la carretera que va de Calamuchita a Uriondo, mas propiamente en el sector del Puente La Higuera es un talud artificial que se realizó mediante un corte del terreno el talud tiene una inclinación promedio de 60° , tiene la presencia de material granular y arcilloso compuesto mediante capas o estratos, la vegetación es nula en el cuerpo del talud pero en la cabeza del mismo se tiene pastos y arboles silvestres similar al de los otros taludes.

El problema que se observa en este talud es el de la erosión no tanto así como los deslizamientos, a simple vista podría decirse que el talud es bastante estable pero que la erosión va afectando al mismo causando surcos y cárcavas deteriorando el cuerpo del talud y provocando el caído de los mismos.

La estratigrafía de este talud es muy variable compuesto de material arcilloso de color amarillento y material granular tiene las siguientes características geométricas.

Figura 5.5 Perfil estratigráfico talud 3.



Fuente: Elaboración propia

5.5. Investigaciones preliminares

Se realizó una visita de inspección preliminar al sitio estudiado con el objeto de determinar las características físicas, geológicas y geotécnicas generales de los taludes y en esta forma programar los trabajos de campo y de laboratorio.

5.6. Ensayos de laboratorio

Se deben realizar ensayos que permitan obtener las propiedades de los suelos para los análisis, en tal forma que sean lo más representativos de las situaciones reales en el campo.

La calidad de las muestras es un factor muy importante para que los resultados de los ensayos sean confiables, de esta manera las muestras obtenidas del lugar de estudio fueron transportadas al Laboratorio de Suelos y Hormigones de la Universidad Autónoma Juan Misael Saracho con mucho cuidado, las cuales fueron analizadas mediante los ensayos para la clasificación de suelos.

Tabla 5.4 Ensayos para clasificación de suelos.

Ensayo	Norma
Análisis granulométrico por tamizado	ASTM D422-63 – AASHTO T88
Determinación en laboratorio del contenido de agua (humedad) en suelo, roca y mezcla de suelo-agregado	ASTM D 2216 AASHTO T 265
Determinación del límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad de los suelos	ASTM D 4318 – AASHTO T 89-90
Clasificación de suelos	ASTM D 2487
Determinación del peso específico de los suelos	ASTM D854 AASHTO T100
Compresión inconfiada en muestras de suelos	ASTM D2126 - AASHTO T208

Fuente: Manual técnico de la A.B.C. ensayos de suelos y materiales.

Ensayo de Compresión no confinada

El ensayo de Compresión no confinada o de compresión simple es un ensayo de compresión de una muestra cilíndrica con una relación diámetro longitud 1: 2. La muestra es comprimida axialmente hasta que ocurre la falla. La resistencia al cortante se asume que es igual a la mitad de la resistencia a la compresión.

Debe tenerse en cuenta que los resultados son expresados en términos de esfuerzos totales, debido a que no se mide ningún tipo de presión de poros y los ensayos en

limos o arenas o materiales fisurados no tienen ninguna validez. El ensayo es solo aplicable a suelos cohesivos que no permiten la salida de agua durante el proceso de carga.

Generalmente, el valor de la resistencia no drenada se supone igual a la mitad del valor de la resistencia inconfiada.

$$c = 1/2 q_u$$

Dónde:

q_u = Resistencia a compresión simple.

c = Cohesión

En todos los casos, debido a las incertidumbres asociadas con el ensayo, el muestreo y su preparación, esta prueba de laboratorio solamente puede utilizarse como un estimado aproximado de la resistencia en el sitio.

Fotografía 5.9 Prueba de compresión simple en progreso.



5.6.1. Resumen de Ensayos de laboratorio

Después de haber realizado los ensayos en el laboratorio (Ver Anexo 2) se tuvo como resultado de que en los taludes a estabilizar se tiene la siguiente clasificación de suelos con sus respectivas propiedades:

Tabla 5.5 Clasificación de suelos Talud 1.

TALUD 1												
MUES TRA	C.H. %	L.L. %	L.P. %	IP. %	GRAVA %	ARENA %	FINOS %	CLAS. SUCS	CLAS. AASHTO	Peso específico gr/cm ³	qu Kg/cm ²	cohesion Kg/cm ²
1	4.90	48.57	25.07	23.50	0.00	4.20	95.80	CL	A-7-6(15)	2.45	0.39	0.20
2	5.15	44.98	28.07	16.92	0.00	10.73	89.27	ML	A-7-6 (12)	2.50		
3	7.02	0.00	0.00	0.00	54.91	32.03	13.06	GM	A-1-a (0)	2.40	-	-

Fuente: Elaboración propia

Para el talud 1 tenemos al pie del talud con una altura promedio de 4m según la clasificación **S.U.C.S.** un tipo de suelo CL y ML, que corresponde a limos y arcillas inorgánicas con índices de plasticidad muy alta estando sujetos a cambios de volumen muy altos, en la parte media y superior del talud o corona del talud tenemos según la clasificación **S.U.C.S.** un tipo de suelo GM grava con presencia de limos inorgánicos sin plasticidad con granulometrías bien definidas.

Tabla 5.6 Clasificación de suelos Talud 2.

TALUD 2												
MUES TRA	C.H. %	L.L. %	L.P. %	IP. %	GRAVA %	ARENA %	FINOS %	CLAS. SUCS	CLAS. AASHTO	Peso específico gr/cm ³	qu Kg/cm ²	cohesion Kg/cm ²
4	7.09	45.65	31.02	14.63	0.00	1.83	98.17	ML	A-7-5 (11)	2.39	0.40	0.20
5	6.67	0.00	0.00	0.00	53.86	33.73	12.41	GM	A-1-a (0)	2.38	-	-

Fuente: Elaboración propia

Para el talud 2 tenemos tres capas o estratigrafías según la clasificación **S.U.C.S.** un tipo de suelo ML, que corresponde a limos inorgánicos con índices de plasticidad moderada estando sujetos a considerables cambios de volumen, y dos estratos que van intercalados con los anteriores que según la clasificación **S.U.C.S.** tenemos un tipo de suelo GM grava con presencia de limos inorgánicos sin plasticidad con granulometrías bien definidas, mismas características del talud 1.

Tabla 5.7 Clasificación de suelos Talud 3.

TALUD 3												
MUESTRA	C.H. %	L.L. %	L.P. %	IP. %	GRAVA %	ARENA %	FINOS %	CLAS. SUCS	CLAS. AASHTO	Peso específico gr/cm ³	qu Kg/cm ²	cohesion Kg/cm ²
6	5.85	42.56	31.10	11.47	0.00	2.07	97.93	ML	A-7-5 (9)	2.34	0.38	0.19
7	7.28	0.00	0.00	0.00	47.19	36.61	16.21	GM	A-1-a (0)	2.43	0.00	0.00

Fuente: Elaboración propia

Para el talud 3 se tiene la presencia de tres estratos dos de los cuales según la clasificación **S.U.C.S.** un tipo de suelo ML, que corresponde a limos inorgánicos con índices de plasticidad moderada estando sujetos a considerables cambios de volumen, en la parte media del talud tenemos según la clasificación **S.U.C.S.** un tipo de suelo GM grava con presencia de limos inorgánicos sin plasticidad con granulometrías bien definidas.

Esta estratigrafía es la única que podemos considerar que tiene una continuidad es decir que se prolonga paralelamente al plano horizontal ya que el talud corresponde a un corte realizado y se observa las mismas características en ambos taludes.

5.7. Análisis de estabilidad de taludes

5.7.1. Selección de los parámetros de cálculo

- Geometría

Los datos geométricos para el análisis del cálculo se resumen en un perfil representativo para cada talud, los mismos que se presentan en el Anexo 3 y que fueron determinados directamente de campo mediante un levantamiento topográfico correspondiente.

- Resistencia al corte

Para modelar las características de los suelos, que conforman el estrato del talud analizado, en base al ensayo de compresión simple, se han considerado los parámetros de resistencia a compresión simple correspondiente a los suelos finos, y para los suelos Granulares se optó por estimar indirectamente las características geomecánicas de la grava mediante un Retro Análisis que se explicará a continuación.

La finalidad de hallar estas propiedades y posteriormente hacer el análisis con ellas es hallar el Factor de Seguridad al deslizamiento del talud (compuesto en este caso por dos materiales), para de esta manera tener un número que represente que tan estable es el talud natural en estudio y si se necesitaría algún tipo de estabilización que eleve su FS hasta valores recomendados, para el caso estático.

5.7.1.1.Retro análisis

El objetivo de este tipo de análisis es el de estimar la cohesión y fricción de la grava; por las razones antes mencionadas, iterando estos valores para el caso estático hasta lograr un Factor de Seguridad de 1.

La lógica de este método radica en que con determinados c y Φ asumidos para la Grava que den como resultado un $FS = 1$ se estaría compatibilizando el modelo con la realidad, debido a que el talud con un FS menor a 1 habría colapsado. Los valores estimados son los mínimos necesarios que aseguran la estabilidad del talud, en la realidad podrían ser mayores.

Los valores que se tuvieron como referencia para los primeros procesos de iteración fueron los estimados por Carrillo G. en 1979 para el conglomerado (Grava) de la parte central de Lima:

- Cohesión Promedio: 0.4 – 0.8 Kg/cm² (40 – 80 kPa)
- Ángulo de fricción interna: 36° - 42°

Estos valores fueron obtenidos a través de un ensayo de corte directo in situ ubicados en la cima de este talud. En el modelo de las secciones del talud se utilizan los valores obtenidos del ensayo de compresión simple para el caso de los materiales finos de los distintos taludes, además de la topografía tomada con anterioridad.

La referencia más importante que debe tomarse en cuenta para el rango de iteración del ángulo de fricción interna es que no deberá ser mayor a **44°**, este dato se obtuvo mediante el ensayo de ángulo de reposo que si bien no es igual el ángulo de fricción interna es un valor similar, este ensayo se realizó con una muestra representativa como se puede observar en la siguiente fotografía.

Fotografía 5.10 Ángulo de reposo del suelo granular.



Para el talud uno de aproximadamente 400 m, se tomaron 3 secciones críticas, tomando en cuenta las de mayor pendiente, del mismo modo se procederá para el talud 2 tomando dos secciones críticas.

Para el método de análisis de los factores de seguridad, se ha utilizado el programa GeoSlope Versión 2007, el cual necesita como 'dato' de entrada: la topografía de la sección, cohesión, fricción y peso específico de todos los materiales involucrados, malla de variación de centros de círculos de falla, malla de variación de puntos por donde pasarán tangentes los círculos de falla, presencia y distribución de agua (en este caso no es necesario) y en el caso dinámico las aceleraciones horizontal y vertical provocadas por el sismo como una fracción de la gravedad, las cuales tampoco se tomaron en cuenta.

Suposiciones para el modelo de las secciones:

- Se asume que el material es homogéneo: es decir que se prolongan paralelamente al plano horizontal, presunción que podría corroborarse realizando perforaciones de más de 20m de profundidad paralelamente y en dirección a la cima del talud, procedimientos que escapan al alcance del Proyecto por su costo y complejidad.
- No hay presión de poros debido a la ausencia de agua en la zona.
- Superficie de Falla circular: asumo esto conservadoramente debido a que es la superficie de falla más crítica ya que un círculo tiene la menor superficie por unidad de masa (Yang H. Huang, 'Stability Análisis of Earth Slopes').

El programa permite calcular los factores de seguridad para un sin número de círculos potenciales de falla. Para el diseño se ha seleccionado el valor del factor de seguridad más bajo, que a su vez corresponde al más crítico y por lo tanto es el que controla el diseño del talud.

Como se explicó anteriormente, se decidió iterar cada sección hasta alcanzar un FS de exactamente 1, debido a que el programa computacional con el cual se trabajó no

asegura que cambios pequeños en los valores de cohesión o fricción den como resultado una aproximación al FS de 1 y que también hay que tener en cuenta para el análisis la posición o ubicación de los posibles círculos de fallas.

La sección que controlará el análisis será para la que resulten los mayores valores de cohesión y fricción, debido a que esto asegurará que las demás secciones pasen el FS de 1 con las propiedades de esta sección de control.

Las iteraciones realizadas para cada sección del talud 1 pueden verse en la tabla 5.8:

Tabla 5.8 Propiedades mecánicas Iteradas Suelo Granular Talud 1.

Sección 1			
1	\emptyset (°)	c' (Kpa)	Fs (Morgenstern-Price)
2	35	36	0.942
3	35	38	0.951
3	36	38	1.010
4	37	38	1.006
Sección 2			
1	\emptyset (°)	c' (Kpa)	Fs (Morgenstern-Price)
2	36	42	0.952
3	38	40	0.980
3	38	42	0.992
4	39	40	1.000
Sección 3			
1	\emptyset (°)	c' (Kpa)	Fs (Morgenstern-Price)
2	42	46	0.933
3	44	48	0.976
3	44	50	0.992
4	44	52	1.009

Fuente: Elaboración propia

Tabla 5.9 Propiedades mecánicas Iteradas Suelo Granular Talud 2.

Sección 1			
1	ϕ (°)	c' (Kpa)	Fs (Morgenstern-Price)
2	40	44	0.907
3	42	44	0.952
3	43	44	0.978
4	44	44	1.002

Sección 1			
1	ϕ (°)	c' (Kpa)	Fs (Morgenstern-Price)
2	40	44	0.907
3	42	44	0.952
3	43	44	0.978
4	44	44	1.002

Sección 2			
1	ϕ (°)	c' (Kpa)	Fs (Morgenstern-Price)
2	44	48	0.959
3	44	52	0.979
3	44	54	0.990
4	44	56	1.003

Sección 3			
1	ϕ (°)	c' (Kpa)	Fs (Morgenstern-Price)
2	35	32	0.983
3	35	34	0.993
3	35	35	0.997
4	35	36	1.002

Fuente: Elaboración propia

De este análisis se desprende que los máximos valores de las propiedades geomecánicas de la grava son para la sección 3, talud 1: $c'=0.52\text{Kg/cm}^2$, $\Phi'=44^\circ$, y para la sección 2, talud 2: $c'=0.56\text{Kg/cm}^2$, $\Phi'=44^\circ$ debido a que éstas secciones presentan una pendiente más pronunciada entre los 0 y 40 m A continuación se muestra la superficie de falla circular (color verde) para estas secciones:

Figura 5.6 Circulo de falla sección 3, talud 1.

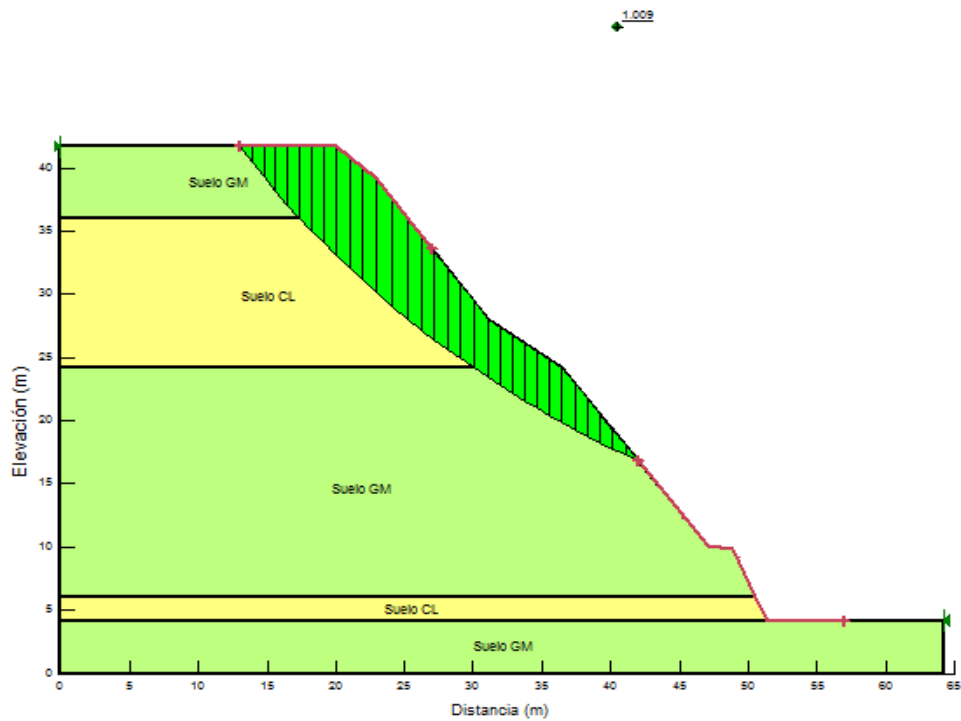
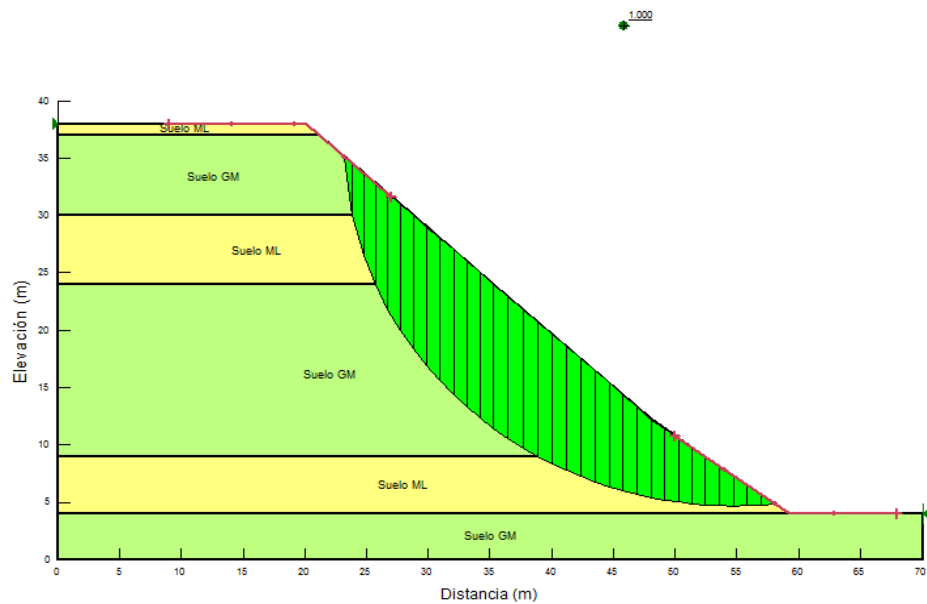


Figura 5.7 Circulo de falla sección 2, talud 2.



Los círculos de falla de las secciones pasan aproximadamente por el pie del talud y en cuatro de las seis secciones analizadas llegan a la cima del talud, porque aproximadamente a los 30 m de altura el talud aumenta apreciablemente su pendiente.

5.7.1.2. Conclusiones

Los mayores valores de la cohesión y fricción resultaron para las secciones tres del talud 1 y la sección dos del talud 2. Por lo tanto, para los posteriores análisis de estabilidad se utilizarán las siguientes propiedades:

Tabla 5.10 Parámetros de cálculo Talud 1.

Muestra	Ángulo de fricción °	Peso específico KN/m ³	cohesion KPa
1 y 2	0.00	24.25	19.2
3.00	44.00	23.56	52.00

Fuente: Elaboración propia

Tabla 5.11 Parámetros de cálculo Talud 2.

Muestra	Ángulo de fricción °	Peso específico KN/m ³	cohesion KPa
4.00	0.00	23.39	20
5.00	44.00	23.36	56.00

Fuente: Elaboración propia

Tabla 5.12 Parámetros de cálculo Talud 3.

Muestra	Ángulo de fricción °	Peso específico KN/m ³	cohesion KPa
6.00	0.00	22.92	19
7.00	35.00	23.82	25.00

Fuente: Elaboración propia

Estos valores corresponderían al rango de una Grava Triturada Densa según la clasificación de Bowles (1979). Según el Bureau of Reclamation para la grava en

análisis (GM) corresponde un ángulo de fricción mayor a 34° pero no hay suficientes datos para estimar la cohesión asociada a este tipo de grava, sin embargo para Arenas Gravasas se tiene valores estimados del orden de los 0.5 kg/cm^2 .

Se debe recalcar que durante las inspecciones y toma de muestras no se detectó presencia de agua subterránea.

5.7.2. Cálculo de los factores de seguridad

Para la corrida del programa y la obtención de los factores de seguridad y los planos de falla, se procedió a ingresar los datos para generar los perfiles para el análisis del talud, luego se ingresó los datos característicos del suelo determinados en base de los ensayos de laboratorio.

Los datos obtenidos del programa se muestran en el Anexo 4.

En la tabla 5.13, se muestra en resumen los resultados de factor de seguridad obtenidos en el análisis de estabilidad mediante el método Morgenstern Price.

Tabla 5.13 Factores de seguridad Calculados.

TALUD	CONDICIONES	Fsmín
1	sin sismo	1.17
2	sin sismo	1.05
3	sin sismo	1.55

Fuente: Elaboración propia

A continuación se muestra la superficie de falla (color verde) para cada sección:

Figura 5.8 Superficie de falla Talud 1.

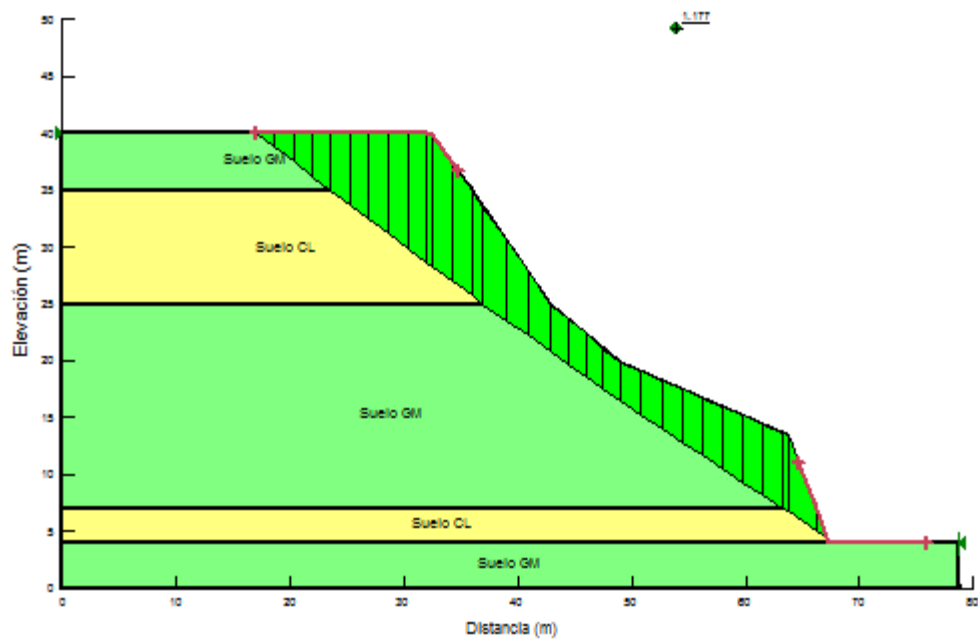


Figura 5.9 Superficie de falla Talud 2.

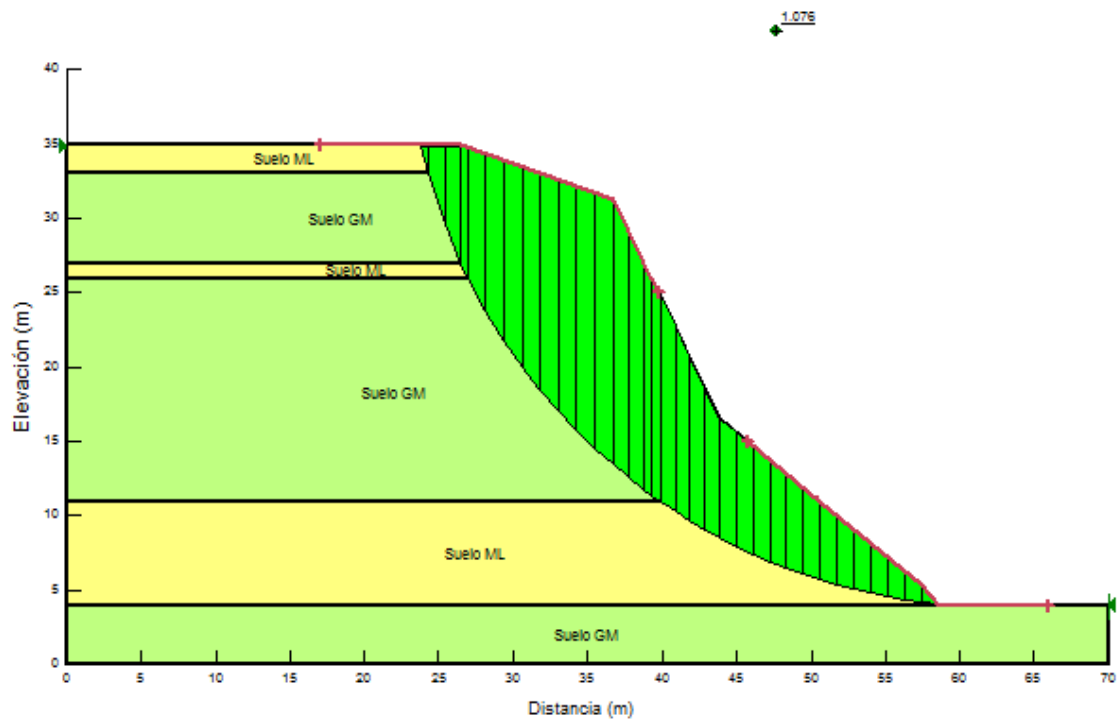
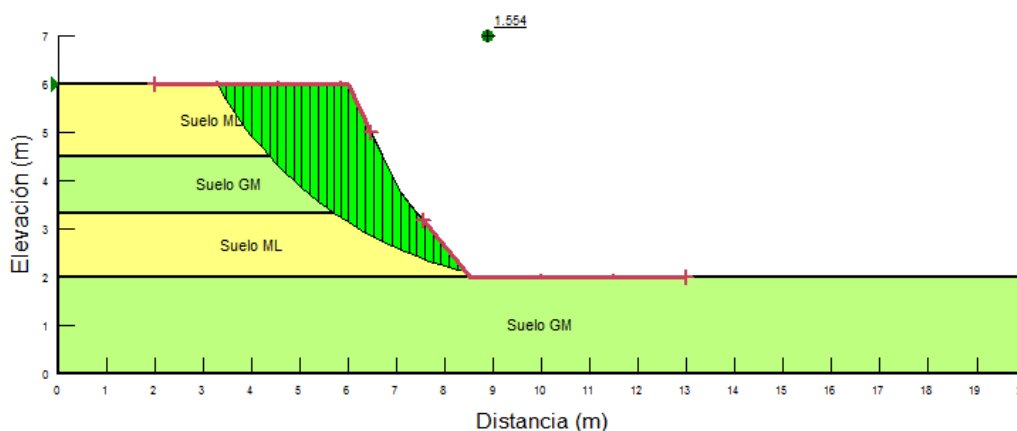


Figura 5.10 Superficie de falla Talud 3.



5.8. Planteamiento de control de la estabilidad de taludes en el área de estudio

5.8.1. Alternativas aplicables al proyecto

En esta parte del trabajo se tomó la decisión de utilizar como método de estabilización la remoción del material que fallaría en caso estático más desfavorable, existen otros métodos de estabilización como: estructuras de contención, de concreto armado, tierra armada, gaviones, micropilotes, etc. Sin embargo ninguno de estos métodos sería conveniente para solucionar el problema debido a la gran altura del talud, lo que redundaría en espesores de muro (estructuras de contención) poco usuales, además de también necesitar éstas un movimiento de tierras para la construcción de su cimentación. Por estas razones decidí eliminar el material (movimiento masivo de suelos) antes de presentarse la falla.

Dentro de las alternativas disponibles estarían:

1ª obra: Modificación de la geometría a través de bermas

La primera obra es de aplicación al talud 1 y 2, dichos taludes quedan descritos como taludes inestables y es necesario elevar el factor de seguridad mediante obras de estabilización para contener sus tierras. Para ello se ha optado por la modificación de la geometría del talud a través de la construcción de bermas, con lo cual se va a

escalonar el talud redistribuyendo las fuerzas debidas al peso de los materiales, obteniéndose una nueva configuración más estable, como podrá observarse en el punto 5.9.1., de estabilidad de las soluciones propuestas. De esta manera se estabiliza el terreno cuya inestabilidad amenaza a la libre transitabilidad en la carretera con posibles riesgos de deslizamientos.

2ª obra: Cambio de ángulo de talud

Esta obra consiste en la modificación del ángulo del talud para así disminuir su inclinación y darle con ello una mayor estabilidad y hacer que el talud deje de tener unas características de terreno inestable como se aprecia en los cálculos realizados en el apartado 5.7.2., y pase a ser un terreno estable y seguro. Con la realización de esta obra lo que se obtiene es un menor peso en cabeza de talud.

3ª obra: Drenaje en taludes

La obra consiste en la construcción de contracunetas y bajantes. En este caso los elementos consisten en canales de tierra revestidos de piedra cuya función principal es la evitar la erosión en el cuerpo del talud 1 y 2 que como se puede observar en fotografías 5.3 y 5.6, la erosión es el factor más importante que afecta a la estabilidad de estos taludes creando surcos y en algunos casos cárcavas que van debilitando la estabilidad de los taludes. Por lo tanto esta obra se encarga de recoger las aguas de lluvia y evacuarlas lo más rápido posible para que estas no afecten a los taludes.

4ª obra: Protección del talud con geomanto

Este trabajo consiste en la Colocación de un Manto de Control de Erosión Permanente, TRM's con el fin de proteger los taludes de los diferentes agentes que aceleran el proceso de erosión. En caso de que los taludes necesiten ser revegetados es necesario colocar un lodo fertilizado, junto con semillas de acuerdo a las condiciones del sitio de la obra, lo cual garantiza la cobertura de suelo a largo plazo y

facilita el establecimiento de la vegetación natural en taludes y/o laderas geotécnicamente estables.

Los productos enrollados para control de erosión Permanentes están diseñados para aplicaciones donde la vegetación por sí sola, no es suficiente para resistir las condiciones de flujo del agua y esfuerzos del suelo superficial.

El Manto provee refuerzo a la vegetación de manera permanente; su longevidad funcional varía entre los 7 años a 50 años. El manto consta de fibras 100% sintéticas, estabilizadas UV, el cual provee de refuerzo a la vegetación y protección contra la erosión en taludes o laderas geotécnicamente estables. Esta categoría debe ser usada especialmente sobre suelo y para inclinaciones mayores de 1H: 1V (45°).

Características físicas y mecánicas del material

Los mantos permanentes TRM's están compuestos de fibras de polipropileno estabilizados UV conformando un manto resistente y amigable con el medio ambiente. Esta estructura está compuesta de fibras X3, fibra patentada que ofrece una retención de suelo, agua y da refuerzo a la vegetación.

Tabla 5.14 Características físicas y mecánicas del material.

Propiedad	Ensayo	Valor	Landlok 450	Landlok 300	Pyramat
Resistencia a la tensión	ASTM D-6818 - INV 915 - 07	VMPR ¹	5.8 x 4.3 KN/m	35 x 29.2 KN/m	58.4 x 43.8 KN/m
Elongación a la Rotura (%)	ASTM D-6818	MAXIMA	50	50	65
Espesor	ASTM D-6525 - INV 914 - 07	VMPR ¹	10.1 mm	7.6 mm	10.2 mm
Penetración de la Luz	ASTM D-6567	TIPICO	20%	50%	10%
Resiliencia	ASTM D-6524	VMPR ¹	90%	75%	80%
Flexibilidad	ASTM D-6575	TIPICO	30.000 mg-cm	225.000 mg-cm	615.000 mg-cm
Resistencia UV	ASTM D-4355 - INV 916 -07	MINIMO	80% @1000 horas	90% @3000 horas	90% @6000 horas
Velocidad	Gran Escala	MAXIMO	5.5 m/seg	6.1 m/seg	7.6 m/seg
Germinación de la semilla	Método ECTC #4	TIPICO	409 %	296	296

5.8.2. Selección de las mejores alternativas

Como ya se mencionó anteriormente debido a la gran altura del talud es lógico pensar que las soluciones que satisfagan tanto las condiciones de estabilidad como las de resistencia son limitadas, así por ejemplo, pueden las soluciones propuestas para el talud 1 adoptarse para el talud 2 debido a sus características geométricas y geotécnicas similares.

El talud 3 que posee el Factor de Seguridad mayor a 1.5 se lo considera un talud estable y no es necesario una obra de estabilización, como se pudo evidenciar tras un seguimiento realizado que el talud en época de lluvia no se vio afectado significativamente en su estabilidad, como se puede observar en la fotografía 5.11, esto se debe que es un talud de corte de poca altura y las aguas de escorrentía son desviadas por las características topográficas propias del lugar.

Fotografía 5.11 Talud N° 3 después de la época de lluvias.



Al seleccionar las alternativas se debe considerar que las opciones más económicas resultarían ser el cambio de geometría mediante bermas y el cambio de ángulo y el diseño de drenaje en taludes, la protección de taludes mediante el geomanto de control de erosión permanente es menos factible por el alto costo del material, sin embargo esta alternativa sería la mejor opción a largo plazo.

En base a lo antes mencionado se realizará el análisis, diseño y comparación de costos, del cambio de geometría mediante bermas y el cambio de ángulo en taludes y el diseño de drenaje en taludes y la protección de taludes mediante el geomanto de control de erosión permanente.

5.9. Diseño de las alternativas seleccionadas

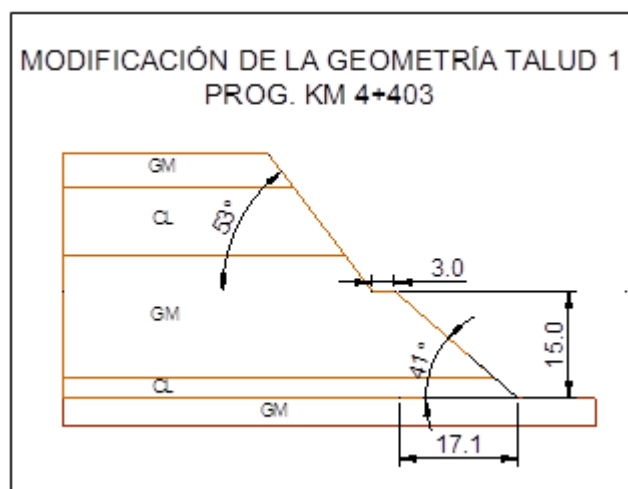
5.9.1. Modificación de la geometría mediante bermas y cambio de ángulo

La geometría de las bermas viene condicionada por la estabilidad general conseguida mediante su construcción, así en un principio se plantean dos posibilidades en relación con la altura del talud 1.

- La construcción de dos bermas de 6.5 y 9 metros de altura cada una separada por un banco de 3 metros de ancho que solo abarcan la mitad inferior del talud, con abatimiento de los taludes de 41° para la berma inferior y de 50° para la intermedia y una berma de 20 m de alto con un ángulo de 53 para la mitad superior del talud.
- La construcción de una berma de 15 metros de altura separada por un banco de 3 metros de ancho con cambios del ángulo inicial del terreno de 41° sobre la plataforma de la carretera y el abatimiento hasta alcanzar los 53° del talud por encima de la berma.

La elección de esta solución viene condicionada por el estudio de la estabilidad de la solución propuesta, según el cual resulta conveniente segunda solución.

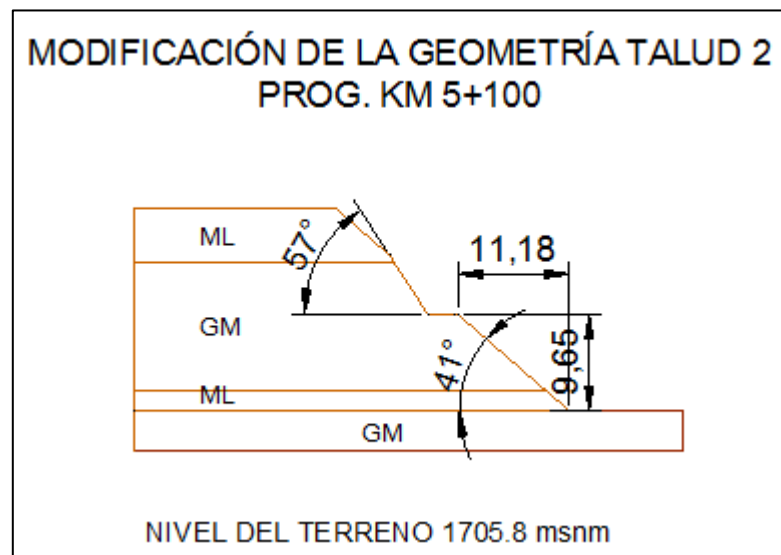
Figura 5.11 Sección final Talud 1.



Para el cambio de geometría del talud 2 se presenta la siguiente alternativa:

- La construcción de una berma de 9 metros de altura separada por un banco de 3 metros de ancho con cambios del ángulo inicial del terreno de 41° sobre la plataforma de la carretera y el abatimiento hasta alcanzar los 55° del talud por encima de la berma.

Figura 5.12 Sección final Talud 2.



5.9.1.1. Estabilidad de las soluciones propuestas

En este caso, también se ha utilizado el programa SLOPE/W de GEO-SLOPE International, Ltd. que permite el cálculo de FS mediante el método de Morgenstern y Price (1965). En este caso, hemos considerado para los cálculos el peor de los casos considerados, esto es, talud en condiciones no drenadas, se ha realizado el cálculo para las secciones diseñadas tanto del talud 1 como del talud 2, obteniéndose los siguientes resultados.

Tabla 5.15 Factores de seguridad Calculados.

Talud	Condiciones	Fsmín
1	sin sismo	1.48
2	sin sismo	1.66

Fuente: Elaboración propia

En la figura siguiente se puede ver la superficie de rotura para ambos taludes

Figura 5.13 Superficie de falla de la sección nueva Talud 1.

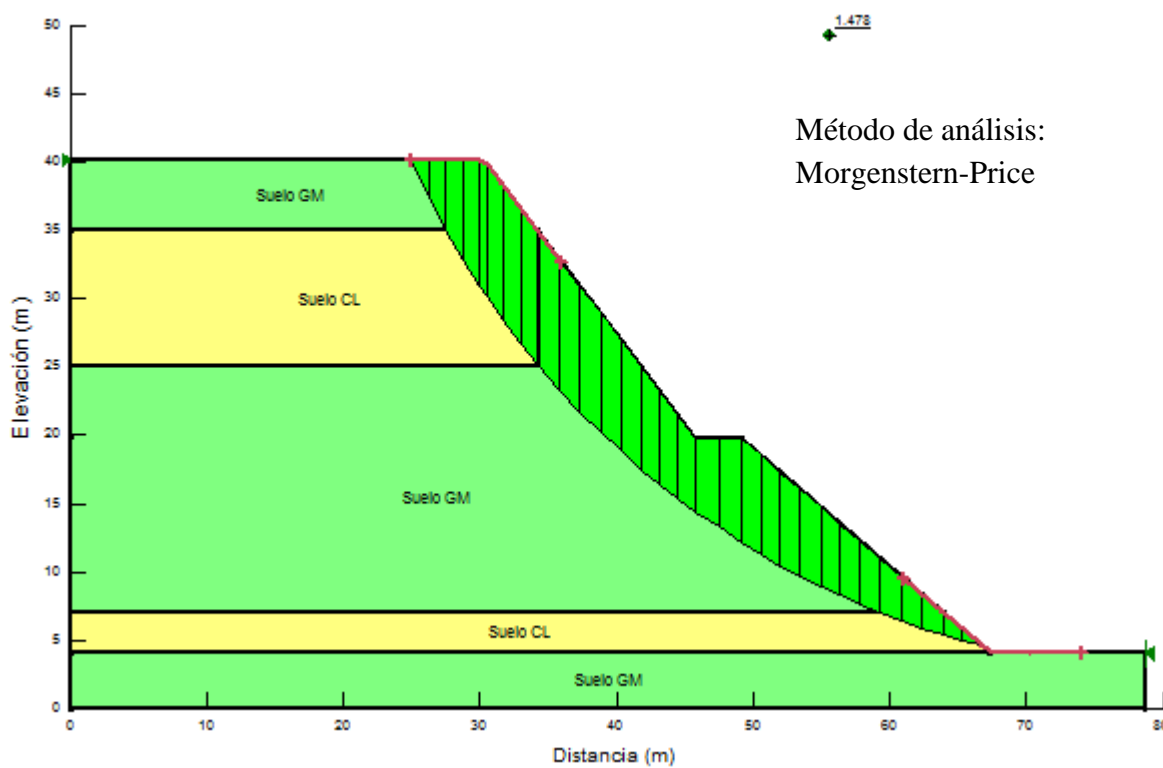
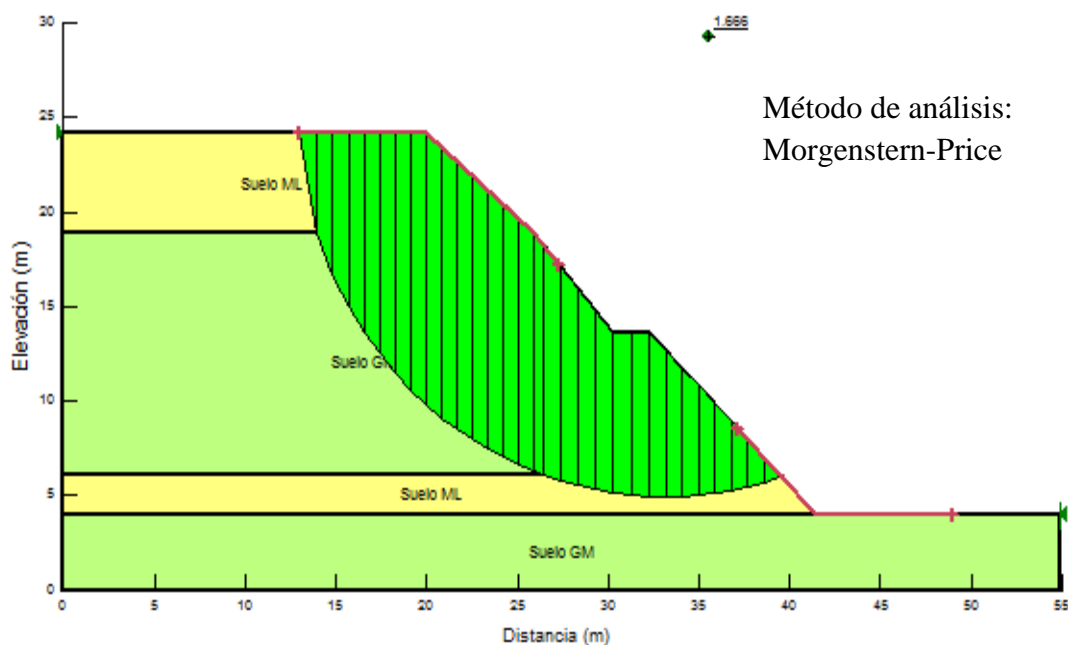


Figura 5.14 Superficie de falla de la sección nueva Talud 2.



Con estos cálculos obtenemos que las dimensiones de las bermas son correctas para poder garantizar la estabilidad de los bancos ya que hemos obtenido factores de seguridad para cada uno de ellos mayores o iguales a 1.5.

5.9.1.2. Costo por modificación de la geometría del talud 1

La modificación de la geometría del talud inicia en la progresiva 4+317 y termina en la progresiva 4+540 con una longitud de 223m, el presupuesto total para esta obra se muestra en el siguiente cuadro:

Ítem	Descripción Por Ítem	Unidad	Cantidad	P.U.	P. P.
1	Replanteo y Trazado	Glb	1	1,274.35	1,274.35
2	Perfilado de taludes con retroexcavadora	m ³	17,500.00	27.92	488,600.00
3	Transporte de material	m ³	17,500.00	12.89	225,575.00
Presupuesto total				Bs	715,449.35

5.9.1.3. Costo por modificación de la geometría del talud 2

La modificación de la geometría del talud inicia en la progresiva 4+996 y termina en la progresiva 5+146 con una longitud de 150m, el presupuesto total para esta obra se muestra en el siguiente cuadro:

Ítem	Descripción Por Ítem	Unidad	Cantidad	P.U.	P. P.
1	Replanteo y Trazado	Glb.	1	1,073.94	1,073.94
2	Perfilado de taludes con retroexcavadora	m ³	5,139.88	27.92	143,505.45
3	Transporte de material	m ³	5,139.88	12.89	66,253.05
Presupuesto total				Bs	210,832.44

5.9.2. Drenaje en taludes

Para el sistema de drenaje se propone la construcción de contra cunetas y bajantes, la ubicación de las contra cunetas estará previsto después de realizar un retaludeo las bajantes estarán ubicadas al final del talud desembocando a las alcantarillas de paso 19 y 21.

5.9.2.1. Diseño de contra cunetas y bajantes

Para el cálculo de la sección se procede de los siguientes pasos:

1.-Se establecen los valores para los parámetros básicos.

El caudal Q [m³/s], de acuerdo con el esquema hidráulico.

La pendiente S [m/m], según la topografía del terreno y el flujo requerido.

La rugosidad n [a dimensional] según el material de construcción.

El tipo de sección por aplicarse y el talud z .

2.-Se calcula la capacidad de transporte K, que se obtiene de un reordenamiento de la fórmula de Manning.

$$K = \frac{Q * n}{\sqrt{S}} = A * R^{\frac{2}{3}}$$

o

$$K = \frac{Q * n}{\sqrt{S}} = A * R^{\frac{2}{3}} * y^{\frac{2}{3}}$$

Se escoge un talud de acuerdo al tipo de material del terreno y se calcula la relación b/y.

$$\frac{b}{y} = 2 * \sqrt{(1 + z^2)} - 2 * z$$

Entonces se pone las propiedades de la sección del canal (área, radio hidráulico) en función del tirante.

$$A = (b + y * z) * y$$

$$R = \frac{(b + y * z) * y}{b + 2 * y * \sqrt{(1 + z^2)}}$$

Luego reemplazamos en la ecuación 1, las ecuaciones 2,3 y 4, poniendo todo en función del tirante (y).

$$K = (b + y * z) * y * \left[\frac{(b + y * z) * y}{b + 2 * y * \sqrt{(1 + z^2)}} \right]^{\frac{2}{3}} * y^{\frac{1}{3}}$$

Y luego mediante tanteo se resuelve la ecuación.

En caso teórico de “b” y “y” del paso anterior resulte en valores poco prácticos se deben adecuar los valores e “b” y “y” a los criterios de construcción. En general se opta por adecuar b a valores predeterminados (un mínimo con de 0.3 m con aumentos graduales de 0.05m). Aplicando Manning y con b/y calculado

$$\Delta y = \frac{-\Delta b}{1.5 * \frac{b}{y} + 2 * z - 0.5}$$

O cuando se aplica la ecuación de Manning modificada:

$$\Delta y = \frac{-\Delta b}{1.7 * \frac{b}{y} + 2.25 * z - 0.5}$$

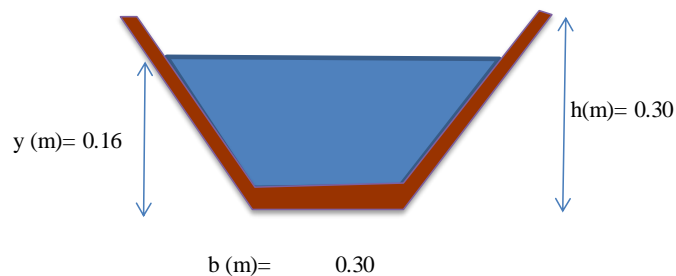
5.-Se calcula la velocidad del flujo en la sección determinada, aplicando la fórmula de continuidad, se calcula A dependiendo de la sección transversal del canal.

$$V = \frac{Q}{A}$$

6.-Después de determinar las dimensiones de la sección hay que controlar su resultado por:

- Velocidad crítica
- Fuerza tractiva
- Capacidad relativa de transporte de material sólido en suspensión
- Capacidad relativa de transporte de material de arrastre.

El diseño de las cunetas viene dado por la siguiente sección:



Para el diseño de las bajantes o canales de entrega se adoptó los siguientes detalles constructivos.

Figura 5.15 Detalle del canal de entrega o bajante.

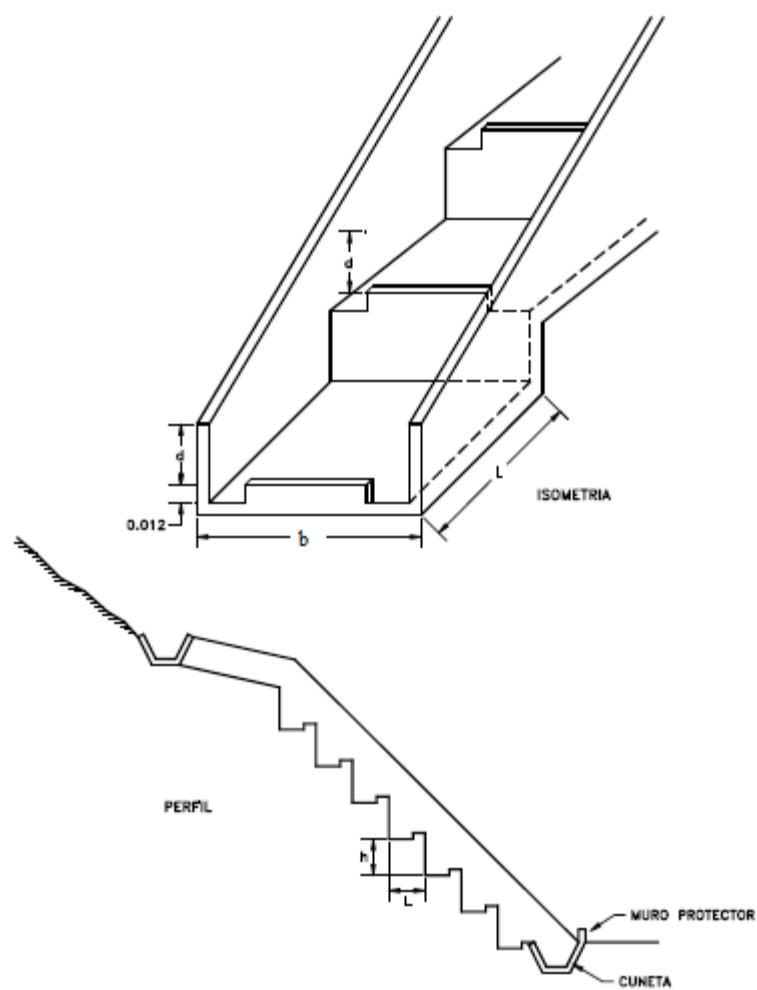
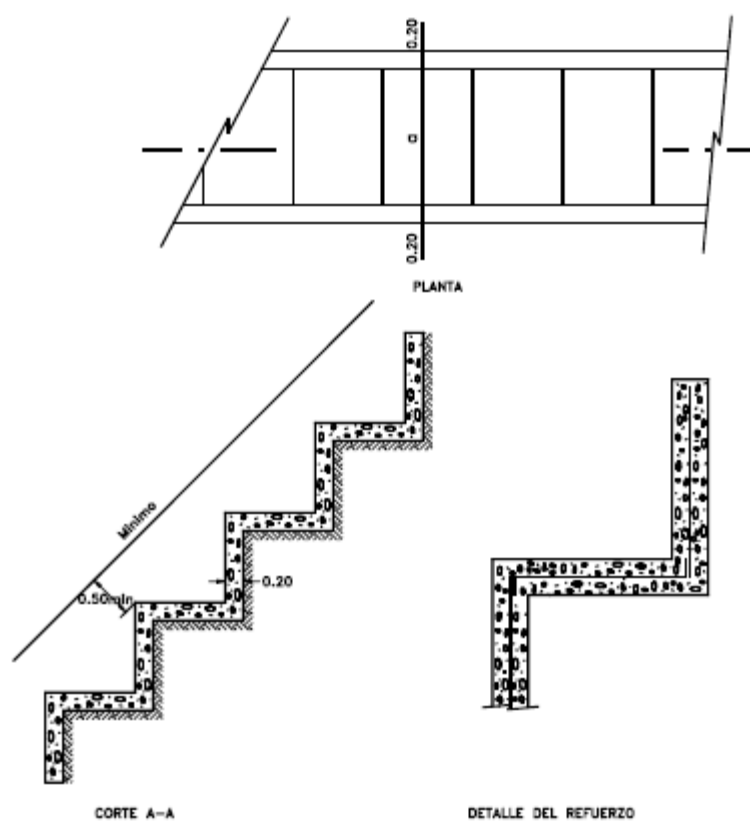


Figura 5.16 Detalle de la estructura de las gradas de un canal de entrega.



DIMENSIONES Y CANTIDADES DE OBRA

Talud	h	m	Volumen de concreto por ml. en proyección horizontal m ³ /ml.
½ : 1	2.00	1.00	0.6 a + 1.09
¾ : 1	1.50	1.125	0.47 a + 0.83
1 : 1	1.00	1.00	0.40 a + 0.64
1 ½ : 1	1.00	1.50	0.33 a + 0.57

5.9.2.2. Costo por protección del talud 1 mediante un sistema de drenaje

La contra cuneta se encuentra ubicada entre las progresivas 4+317 y termina en la progresiva 4+540 con una longitud de 223m, con una cota inicial de 1725m y una cota final de 1722m garantizando de esta forma el flujo de las escorrentía a través de una buena pendiente, la bajante estará ubicado en la progresiva 4+540 desembocando en la alcantarilla 19 con una cota de 1705m, el presupuesto total para esta obra se muestra en el siguiente cuadro:

Ítem	Descripción Por Ítem	Unidad	Cantidad	P.U.	P. P.
1	Replanteo y Trazado	Glb	1	1,274.35	1,274.35
2	Perfilado de taludes con retroexcavadora	m ³	17,500.00	27.92	488,600.00
3	Transporte de material	m ³	17,500.00	12.89	225,575.00
4	Excavación contracunetas	m ³	51.3	42.68	2,189.48
5	Canal y Bajante de H°C°	m ³	75.24	516.09	35,450.83
Presupuesto total				Bs	756,469.44

5.9.2.3. Costo por protección del talud 2 mediante un sistema de drenaje

La contra cuneta se encuentra ubicada entre las progresivas 4+998 y termina en la progresiva 5+144 con una longitud de 150m, con una cota inicial de 1716m y una cota final de 1714m garantizando de esta forma el flujo de las escorrentía a través de una buena pendiente, la bajante estará ubicado en la progresiva 5+144 desembocando en la alcantarilla 21 que tiene una cota de 1707m, el presupuesto total para esta obra se muestra en el siguiente cuadro:

Ítem	Descripción Por Ítem	Unidad	Cantidad	P.U.	P. P.
1	Replanteo y Trazado	Glb.	1	1,073.94	1,073.94
2	Perfilado de taludes con retroexcavadora	m ³	5,139.88	27.92	143,505.45
3	Transporte de material	m ³	5,139.88	12.89	66,253.05
4	Excavación de la contra cuneta	m ³	33.75	42.68	1,440.45
5	Canal y Bajante de H°C°	m ³	49.5	516.09	25,546.46
Presupuesto total				Bs	237,957.91

5.9.3. Protección del talud con geomanto

Proceso constructivo

Se deben instalar los Mantos de control de erosión permanentes de acuerdo a las recomendaciones del fabricante y de la siguiente guía básica.

Antes de instalar un manto de control de erosión es importante garantizar la estabilidad geotécnica de los taludes.

Es necesario verificar si el suelo del sitio a revegetar posee las condiciones necesarias para el buen establecimiento de la vegetación, en caso contrario, se recomienda la colocación de una capa de suelo con fertilizantes, semillas e hidrotenedores.

Instalación del Manto para Control de Erosión

- Elabore una zanja de 30 x 15 cm en la cresta del talud a unos 60-90 cm del borde, con el fin de anclar el manto.
- Cubra la superficie de la zanja con el manto (paso 1), áncelo, coloque el suelo de relleno y compáctelo (paso 2).
- Coloque el lodo fertilizado junto con las semillas seleccionadas.
- Coloque el manto suelto (sin tensionarlo) para mantenerlo en contacto con el suelo.
- Asegure el manto al suelo con grapas en forma de U o pines. Diríjase a la Guía para Patrón de Anclaje para seleccionar el tipo más adecuado.
- El traslapeo entre rollos adyacentes es como mínimo 7.5 cm y se debe anclar cada 45 cm.
- Al terminar el rollo ubique el siguiente traslapándolo 20 cm y coloque grapas cada 45 cm.

Guía para patrón de anclaje

En la siguiente tabla se encuentra una recomendación para el patrón de anclaje necesario basado en la pendiente del talud y/o el tipo de flujo esperado.

Tabla 5.16 Patrón de anclaje.

Pendiente del Talud (Inclinación)	Frecuencia del anclaje
Hasta 3H:1V	1,35 anclajes/m ²
3H:1V a 2H:1V	2 anclajes/m ²
2H:1V a 1H:1V	2 a 4,1 anclajes/m ²
Mayor a 1H:1V	> 4 anclajes/m ²

Para el anclaje de los Mantos se pueden usar grapas en forma de U, o pines metálicos para anclaje.

Tabla 5.17 Tipos de Anclaje.

Tipos de anclaje	Características	Longitud
Grapas en forma de U	Varilla de acero 4.3 mm de diámetro (calibre 8).	De 20 a 45 cm
Pines metálicos	Varilla de acero de 4.7 mm de diámetro con cabeza de 38 mm	* De acuerdo a recomendaciones del geotecnista.

Nota: Se pueden requerir anclajes más largos en los suelos más sueltos, al igual que para suelos rocosos se pueden requerir pines de mayor diámetro, más cortos y de mayor resistencia.

Recomendaciones adicionales para instalación de los mantos

- Recuerde que antes de instalar los mantos para el control de la erosión se debe garantizar la estabilidad geotécnica de los taludes.
- En el caso que no se pueda realizar la zanja en la corona para su anclaje, es necesario hacer un doblez hacia dentro de máximo 50 cm e instalar anclajes continuos con el fin de garantizar una completa adherencia del manto a la superficie, de esta manera se evita el ingreso de agua por debajo del manto.
- No permita operar equipos con orugas ni que se realicen maniobras sobre los mantos.

- Si existe la condición de suelo húmedo o suelto evite cualquier tipo de tráfico sobre el Manto.
- No coloque ningún tipo de cobertura en los lugares ya preparados para los mantos.
- A discreción del diseñador se podrá modificar la frecuencia de anclaje.

5.9.3.1. Costo por protección del talud 1 con geomantos

Ítem	Descripción Por Ítem	Unidad	Cantidad	P.U.	P. P.
1	Replanteo y Trazado	Glb	1	1,274.35	1,274.35
2	Perfilado de taludes con retroexcavadora	m ³	17,500.00	27.92	488,600.00
3	Transporte de material	m ³	17,500.00	12.89	225,575.00
4	Excavación manual del canal de anclaje	m ³	51.30	42.68	2,189.48
5	Revestimiento con geomanto TRM-435	m ²	5,472.00	93.08	509,333.76
6	Plantación de estacas y arbustos	m ²	5,472.00	12.40	67,852.80
Presupuesto total				Bs	1,294,825.39

5.9.3.2. Costo por protección del talud 2 con geomantos

Ítem	Descripción Por Ítem	Unidad	Cantidad	P.U.	P. P.
1	Replanteo y Trazado	Glb.	1	1,073.94	1,073.94
2	Perfilado de taludes con retroexcavadora	m ³	5,139.88	27.92	143,505.45
3	Transporte de material	m ³	5,139.88	12.89	66,253.05
4	Excavación manual del canal de anclaje	m ³	33.75	42.68	1,440.45
5	Revestimiento con geomanto TRM-435	m ²	2,325.00	93.08	216,411.00
6	Plantación de estacas y arbustos	m ²	2,325.00	12.40	28,830.00
Presupuesto total				Bs	457,652.45

5.10. Análisis técnico económico de resultados

El factor económico es muy importante por lo que es predominante hacer el análisis respectivo de cada alternativa planteada, para este análisis se optó por el uso de un software de aplicación técnica como es el PRESCOM, los distintos volúmenes se han obtenido de forma manual y enfáticamente a partir de la topografía del sector y de la implantación del modelo a analizarse.

A continuación se muestra un resumen general de cada alternativa planteada para confirmar que el sistema de drenaje en taludes es el más adecuado para la estabilización y control de erosión de los taludes ubicados en el tramo Calamuchita – El Valle.

Para talud 1

Nº	Alternativa	Costo Total Bs
1	Costo de cambio de la geometría del Talud	715,449.35
2	Costo por protección del talud mediante un sistema de drenaje	756,469.44
3	Costo por protección del talud con Geomanto	1,294,825.39

Para talud 2

Nº	Alternativa	Costo Total Bs
1	Costo de cambio de la geometría del Talud	210,832.44
2	Costo por protección del talud mediante un sistema de drenaje	237,957.91
3	Costo por protección del talud con Geomanto	457,652.45

En estos cuadros se puede comparar y ver los resultados obtenidos de una comparación técnica económica de los taludes 1 y 2; de tal manera que se pudo realizar diferentes alternativas para el talud 1 donde decimos que la mejor alternativa económica es el realizar el cambio de geometría mediante el uso de bermas y cambio de ángulo del talud. Por consiguiente las mejores opciones para no atentar con el medio ambiente y así mismo queda desechada la posibilidad de hacer uso de

Geomanto, siendo que se verifica que no es factible económicamente y ambientalmente pese a estas observaciones se ve que no es una mejor alternativa técnicamente sino más bien la menos por ser un estructura que a futuro sufrirá deformaciones y deterioros en la geomalla.

En el caso del sistema de drenaje sería la mejor alternativa desde el punto de vista técnico ya que este sistema protegería el talud de la erosión que es el factor que más daño causa al talud, mejoraría las condiciones actuales de deslizamientos.

Para el talud 2 observamos que las alternativas propuestas económicamente son bajas en comparación del talud 1, esto se debe a que el talud es más pequeño y necesita menos movimiento de tierra para estabilizarlo, como mejor alternativa económicamente sería el cambio de geometría del talud, pero debe ir acompañada de un sistema de drenaje para darle mayor seguridad, la protección con geomantos es la opción más cara pero la que mayor seguridad brindaría.

5.11. Análisis del sistema de drenaje

Esta parte del proyecto estará dedicado al análisis del sistema de drenaje del tramo carretero Calamuchita –Uriondo, donde se analizaran las alcantarillas y cunetas comprendidas en el tramo, de tal manera de poder determinar el estado actual de funcionamiento y poder prevenir un posible deterioro de la carretera.

Se verificara su funcionamiento en función del área de aporte y la hidrología de la zona en estudio.

5.11.1. Relevantamiento de obras de arte

De acuerdo al relevantamiento realizado en el tramo se pudo evidenciar la construcción de once tramos de cunetas revestidas que sirven para evacuar las aguas de la calzada de la carretera de secciones triangulares y trapezoidales como se indica en la siguiente tabla:

Tabla 5.18 Datos técnicos de las cunetas analizadas.

TIPO	Condición	Progresiva Inicial	Progresiva Final	Longitud (Km)	Sección
Cuneta revestida (izq)	Bueno	0+042	0+081	0.039	Triangular
Cuneta revestida (izq)	Bueno	0+081	0+136	0.055	Triangular
Cuneta revestida (izq)	Bueno	0+136	0+250	0.114	Triangular
Cuneta revestida (izq)	Bueno	0+271	0+622	0.351	Triangular
Cuneta revestida (izq)	Bueno	0+649	0+699	0.05	Triangular
Cuneta revestida (der)	Bueno	0+649	0+699	0.05	Triangular
Cuneta tierra (izq)	Regular	1+085	1+491	0.406	Triangular
Cuneta revestida (izq)	Regular	2+397	2+522	0.125	Trapezoidal
Cuneta revestida (izq)	Regular	3+221	4+657	1.436	Trapezoidal
Cuneta revestida (izq)	Regular	4+923	5+740	0.817	Trapezoidal
Cuneta revestida (der)	Bueno	5+551	5+740	0.189	Trapezoidal

Respecto a las alcantarillas se tiene la construcción de veinticinco alcantarillas, de las mismas dieciséis son de alivio y nueve alcantarillas de paso que sirven para evacuar las aguas de varias quebradas pequeñas de las zonas aledañas a la carretera. Asimismo se constató que la mayoría de las alcantarillas fueron construidas de hormigón tipo cajón, una tipo bóveda con paredes de hormigón y chapa metálica y dos alcantarillas tipo circular de chapa metálica con ondulaciones.

Tabla 5.19 Datos técnicos de las alcantarillas analizadas.

N° Alcant.	Prog. (km)	Tipo	Sección (m)	Longitud (m)	Sedimentos (m)	Encausador de Entrada	Encausador de Salida
1	0+081	Cajon de H°	1 x 1	11.40	0.00	Caja colectora	Cabezal encausador
2	0+136	Cajon de H°	1 x 1	11.50	0.00	Caja colectora	Cabezal encausador
3	0+263	Cajon de H°	0.6 x 1.1	12.35	0.00	Cabezal encausador	Cabezal encausador
4	0+388	Cajon de H°	1 x 1.3	11.00	0.10	Caja colectora	Cabezal encausador
5	0+482	Cajon de H°	1.1 x 1	12.40	0.00	Cabezal encausador	Cabezal encausador
6	0+699	Cajon de H°	1.1 x 1.2	13.20	0.10	Caja colectora	Muro cabezal
7	0+804	Cajon de H°	0.8 x 1	11.60	0.25	Caja colectora	Cabezal encausador
8	0+940	Cajon de H°	1 x 0.9	11.20	0.22	Caja colectora	Cabezal encausador
9	1+050	Cajon de H°	1.1 x 0.9	12.10	0.30	Caja colectora	Cabezal encausador
10	1+969	Cajon de H°	1.5 x 1	15.70	0.10	Caja colectora	Cabezal encausador
11	2+397	Cajon de H°	1 x 0.9	11.20	0.30	Caja colectora	Cabezal encausador
12	2+500	Cajon de H°	1.5 x 1	15.60	0.00	Caja colectora	Cabezal encausador
13	2+830	Cajon de H°	1.6 x 1.2	23.60	0.00	Cabezal encausador	Cabezal encausador
14	3+190	Cajon de H°	0.8 x 0.8	9.60	0.10	Caja colectora	
15	3+420	Cajon de H°	1 x 0.8	9.10	0.00	Caja colectora	Muro cabezal
16	3+960	Cajon de H°	3.2 x 2.4	8.40	0.90	Cabezal encausador	Cabezal encausador
17	4+080	Tubo de H°	2 Ø 10"	10.60	0.00	Caja colectora	Cabezal encausador
18	4+220	Boveda	n=0.9 a=0.8	11.80	0.35	Caja colectora	Cabezal encausador
19	4+620	Cajon de H°	2.3 x 1.5	15.10	0.00	Caja colectora	Cabezal encausador
20	4+750	Cajon de H°	1 x 1.3	11.20	0.10	Caja colectora	Cabezal encausador
21	4+840	Cajon de H°	3 x 2.4	8.80	0.00	Cabezal encausador	Cabezal encausador
22	4+940	Chapa Armco	1 Ø 32"	10.50	0.07	Caja colectora	Cabezal encausador
23	5+190	Chapa Armco	1 Ø 40"	12.40	0.32	Caja colectora	Cabezal encausador
24	5+270	Cajon de H°	3.9 x 2.4	9.10	1.20	Cabezal encausador	Cabezal encausador
25	6+603	Cajon de H°	1 x 1	14.00	0.10	Cabezal encausador	

5.11.2. Situación actual

A continuación se realiza una descripción general de la situación actual de cada una de las alcantarillas del tramo Calamuchita – Uriondo, para lo cual se ha realizado el relevamiento de campo correspondiente.

1. Alcantarilla N° 1

Alcantarilla de alivio, se encuentra ubicada en la progresiva 0+081 que desemboca las aguas provenientes de la alcantarilla de la carretera Tarija – Bermejo ubicado a unos metros arriba de la carretera. Cuenta con una caja colectora de hormigón para la captación de aguas de las cunetas y la salida provista de un cabezal encausador de hormigón.

Entrada de la alcantarilla



Salida de la alcantarilla



2. Alcantarilla N° 2

Alcantarilla de alivio, se encuentra ubicada en la progresiva 0+136 que desemboca las aguas provenientes de la alcantarilla de la carretera Tarija – Bermejo ubicado a unos metros arriba de la carretera. Cuenta con una caja colectora de hormigón para la captación de aguas de las cunetas y la salida provista de un cabezal encausador de hormigón.

Entrada de la alcantarilla



Salida de la alcantarilla



3. Alcantarilla N° 3

Alcantarilla de paso, se encuentra ubicada en la progresiva 0+263 que cuenta con el aporte de las aguas provenientes de la cuenca pequeña aguas arriba de la carretera. Cuenta con un cabezal encausador de hormigón para la captación de aguas de las cuencas aguas arriba y la salida provista de un cabezal encausador de hormigón.

Entrada de la alcantarilla



Salida de la alcantarilla



4. Alcantarilla N° 4

Alcantarilla de alivio, se encuentra ubicada en la progresiva 0+388 que cuenta con el aporte de aguas provenientes de las cunetas y la escorrentía de terrenos adyacentes a la carretera. Cuenta con una caja colectora de hormigón para la captación de aguas de las cunetas y la salida provista de un cabezal encausador de hormigón, tiene una altura de sedimentos de 0.10m estancados en la alcantarilla.

Entrada de la alcantarilla



Salida de la alcantarilla



5. Alcantarilla N° 5

Alcantarilla de paso, se encuentra ubicada en la progresiva 0+482 que cuenta con el aporte de las aguas provenientes de la cuenca pequeña aguas arriba de la carretera. Cuenta con un cabezal encausador de hormigón para la captación de aguas de las cuencas aguas arriba y la salida provista de un cabezal encausador de hormigón.

Entrada de la alcantarilla



Salida de la alcantarilla



6. Alcantarilla N° 6

Alcantarilla de alivio, se encuentra ubicada en la progresiva 0+699 que cuenta con el aporte de aguas provenientes de las cunetas y la escorrentía de terrenos adyacentes a la carretera. Cuenta con una caja colectora de hormigón para la captación de aguas de las cunetas y la salida provista de un muro cabezal de hormigón, tiene una altura de sedimentos de 0.20 m.

Entrada de la alcantarilla



Salida de la alcantarilla



7. Alcantarilla N° 7 Alcantarilla de paso, se encuentra ubicada en la progresiva 0+804 que cuenta con el aporte de las aguas provenientes de la cuenca

pequeña aguas arriba de la carretera. Cuenta con un cabezal encausador de hormigón para la captación de aguas de las cuencas aguas arriba y la salida provista de un cabezal encausador de hormigón, tiene una altura de sedimentos de 0.25 m.

Entrada de la alcantarilla



Salida de la alcantarilla



8. Alcantarilla N° 8

Alcantarilla de alivio, se encuentra ubicada en la progresiva 0+940 que cuenta con el aporte de aguas provenientes de las cunetas y la escorrentía de terrenos adyacentes a la carretera. Cuenta con una caja colectora de hormigón para la captación de aguas de las cunetas y la salida provista de un cabezal encausador de hormigón, tiene una altura de sedimentos de 0.22 m.

Entrada de la alcantarilla



Salida de la alcantarilla



9. Alcantarilla N° 9

Alcantarilla de alivio, se encuentra ubicada en la progresiva 1+050 que cuenta con el aporte de aguas provenientes de las cunetas y la escorrentía de terrenos adyacentes a la carretera. Cuenta con una caja colectora de hormigón para la

captación de aguas de las cunetas y la salida provista de un cabezal encausador de hormigón totalmente obstruida con ramas y basura, tiene una altura de sedimentos de 0.30 m estancados en la alcantarilla.

Entrada de la alcantarilla



Salida de la alcantarilla



10. Alcantarilla N° 10

Alcantarilla de alivio, se encuentra ubicada en la progresiva 1+969 que cuenta con el aporte de aguas provenientes de las cunetas y la escorrentía de terrenos adyacentes a la carretera. Cuenta con una caja colectora de hormigón para la captación de aguas de las cunetas y la salida provista de un cabezal encausador de hormigón, tiene una altura de sedimentos de 0.10 m estancados en la alcantarilla.

Entrada de la alcantarilla



Salida de la alcantarilla



11. Alcantarilla N° 11

Alcantarilla de alivio, se encuentra ubicada en la progresiva 2+397 que cuenta con el aporte de aguas provenientes de las cunetas y la escorrentía de terrenos adyacentes a la carretera. Cuenta con una caja colectora de hormigón

para la captación de aguas de las cunetas y la salida provista de un cabezal encausador de hormigón, tiene una altura de sedimentos de 0.30 m.

Entrada de la alcantarilla



Salida de la alcantarilla



12. Alcantarilla N° 12

Alcantarilla de alivio, se encuentra ubicada en la progresiva 2+500 que cuenta con el aporte de aguas provenientes de las cunetas y la escorrentía de terrenos adyacentes a la carretera. Cuenta con una caja colectora de hormigón para la captación de aguas de las cunetas y la salida provista de un cabezal encausador de hormigón.

Entrada de la alcantarilla



Salida de la alcantarilla



13. Alcantarilla N° 13

Alcantarilla de paso, se encuentra ubicada en la progresiva 2+830 que cuenta con el aporte de las aguas provenientes de la cuenca pequeña aguas arriba de la carretera. Cuenta con un cabezal encausador de hormigón para la captación de aguas de las cuencas aguas arriba y la salida provista de un cabezal encausador de hormigón.

Entrada de la alcantarilla



Salida de la alcantarilla



14. Alcantarilla N° 14

Alcantarilla de alivio, se encuentra ubicada en la progresiva 3+190 que cuenta con el aporte de aguas provenientes de las cunetas y la escorrentía de terrenos adyacentes a la carretera. Cuenta con una caja colectora de hormigón para la captación de aguas de las cunetas y la salida provista de un cabezal encausador de hormigón, tiene una altura de sedimentos de 0.10 m estancados en la alcantarilla.

Entrada de la alcantarilla



Salida de la alcantarilla



15. Alcantarilla N° 15

Alcantarilla de alivio, se encuentra ubicada en la progresiva 3+420 que cuenta con el aporte de aguas provenientes de las cunetas y la escorrentía de terrenos adyacentes a la carretera. Cuenta con una caja colectora de hormigón para la captación de aguas de las cunetas y la salida provista de un muro cabezal de hormigón.

Entrada de la alcantarilla



Salida de la alcantarilla



16. Alcantarilla N° 16

Alcantarilla de paso, se encuentra ubicada en la progresiva 3+960 que cuenta con el aporte de las aguas provenientes de la cuenca pequeña aguas arriba de la carretera. Cuenta con un cabezal encausador de hormigón para la captación de aguas de las cuencas aguas arriba y la salida provista de un cabezal encausador de hormigón, tiene una altura de sedimentos de 0.90 m, lo que reduce significativamente la sección hidráulica de funcionamiento en un 37%.

Entrada de la alcantarilla



Salida de la alcantarilla



17. Alcantarilla N° 17

Alcantarilla de alivio, se encuentra ubicada en la progresiva 4+080 que cuenta con el aporte de aguas provenientes de las cunetas y la escorrentía de terrenos adyacentes a la carretera. Cuenta con una caja colectora de hormigón para la captación de aguas de las cunetas y la salida provista de un cabezal encausador de hormigón, la alcantarilla esta provista de dos tubos de hormigón y tiene una obstrucción de sedimentos de 0.05 m.

Entrada de la alcantarilla



Salida de la alcantarilla



18. Alcantarilla N° 18

Alcantarilla de alivio, se encuentra ubicada en la progresiva 4+220 que cuenta con el aporte de aguas provenientes de las cunetas y la escorrentía de terrenos adyacentes a la carretera. Cuenta con una caja colectora de hormigón para la captación de aguas de las cunetas y la salida provista de un cabezal encausador de hormigón, la alcantarilla es del tipo bóveda con una altura de muros de 0.9 m y un arco de 0.8 m de diámetro tiene una altura de sedimentos de 0.35 m obstruyendo la alcantarilla en un 45%.

Entrada de la alcantarilla



Salida de la alcantarilla



19. Alcantarilla N° 19

Alcantarilla de paso, se encuentra ubicada en la progresiva 4+620 que cuenta con el aporte de las aguas provenientes de la cuenca pequeña aguas arriba de la carretera. Cuenta con un cabezal encausador de hormigón para la captación de aguas de las cuencas aguas arriba y la salida provista de un cabezal encausador de hormigón, con un 0% de obstrucción por sedimentos.

Entrada de la alcantarilla



Salida de la alcantarilla



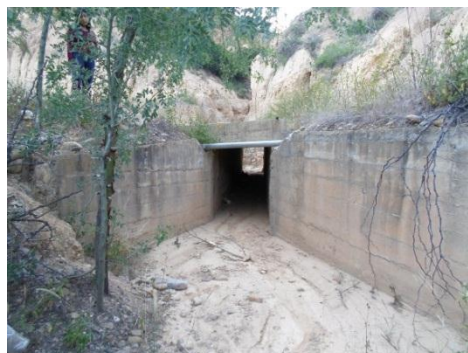
20. Alcantarilla N° 20

Alcantarilla de paso, se encuentra ubicada en la progresiva 4+750 que cuenta con el aporte de las aguas provenientes de la cuenca pequeña aguas arriba de la carretera. Cuenta con un cabezal encausador de hormigón para la captación de aguas de las cuencas aguas arriba y la salida provista de un cabezal encausador de hormigón, tiene una altura de sedimentos de 0.10 m estancados en la alcantarilla, lo que reduce significativamente la sección hidráulica de funcionamiento en un 7%.

Entrada de la alcantarilla



Salida de la alcantarilla



21. Alcantarilla N° 21

Alcantarilla de paso, se encuentra ubicada en la progresiva 4+840 que cuenta con el aporte de las aguas provenientes de la cuenca pequeña aguas arriba de la carretera. Cuenta con un cabezal encausador de hormigón para la captación de aguas de las cuencas aguas arriba y la salida provista de un cabezal encausador de hormigón, con un 0% de obstrucción por sedimentos.

Entrada de la alcantarilla



Salida de la alcantarilla



22. Alcantarilla N° 22

Alcantarilla de alivio, se encuentra ubicada en la progresiva 4+940 que cuenta con el aporte de aguas provenientes de las cunetas y la escorrentía de terrenos adyacentes a la carretera. Cuenta con una caja colectora de hormigón para la captación de aguas de las cunetas y la salida provista de un cabezal encausador de hormigón, la alcantarilla es del tipo circular de chapa armco y tiene una obstrucción de sedimentos de 0.07 m estancados en la alcantarilla.

Entrada de la alcantarilla



Salida de la alcantarilla



23. Alcantarilla N° 23

Alcantarilla de alivio, se encuentra ubicada en la progresiva 5+190 que cuenta con el aporte de aguas provenientes de las cunetas y la escorrentía de terrenos adyacentes a la carretera. Cuenta con una caja colectora de hormigón para la captación de aguas de las cunetas y la salida provista de un cabezal encausador de hormigón, la alcantarilla es tipo circular de chapa y tiene una altura de sedimentos de 0.32 m, con un 32% de obstrucción por sedimentos.

Entrada de la alcantarilla



Salida de la alcantarilla

24. Alcantarilla N° 24

Alcantarilla de paso, se encuentra ubicada en la progresiva 5+270 que cuenta con el aporte de las aguas provenientes de la cuenca pequeña aguas arriba de la carretera. Cuenta con un cabezal encausador de hormigón para la captación de aguas de las cuencas aguas arriba y la salida provista de un cabezal encausador de hormigón, tiene una altura de sedimentos de 1.20 m estancados en la alcantarilla, lo que reduce significativamente la sección hidráulica de funcionamiento en un 50%.

Entrada de la alcantarilla



Salida de la alcantarilla



5.11.3. Estudio hidrológico del área en estudio

El departamento de Tarija presenta diferentes características respecto a su clima, flora, fauna variedad de suelos, por sus características fisiográficas se divide en cuatro grandes unidades: el Altiplano Tarijeño, que forma parte de la cordillera Occidental, los Valles Interandinos, el Valle Central y el Chaco Tarijeño.

Para el tramo en estudio se cuenta con una estación muy próxima al lugar la Estación de CENAVIT, la cual por su proximidad fue adoptada como única estación de estudio.

La estación de CENAVIT con coordenadas geográficas 21°41'31" latitud Sur, 64°39'29" longitud oeste, se encuentra en la comunidad de El Valle de la provincia Avilés del departamento de Tarija a unos 3 kilómetros de Calamuchita.

Se tienen registros pluviométricos de la estación a partir del año 1990 hasta el 2009.

5.11.3.1. Cálculo hidrológico

Una vez procesados los datos pluviométricos obtenidos de la estación de CENAVIT se pueden determinar los parámetros hidrológicos de cada una de las cuencas (Anexo 7) y proceder a la tabulación de los mismos, tomando en cuenta un factor muy importante como es el Periodo de Retorno.

- Periodo de Retorno

Se denomina así al intervalo de tiempo promedio dentro de la cual un evento de magnitud “X” puede ser igualado o superado al menos una vez en promedio, asumiendo para este proyecto 25años.

Tabla 5.20 Periodo de retorno.

Tipo de Obra	Tipo de Ruta	Periodo de Retorno (T años)		Vida útil Supuesta (n; años)	Riesgo de Falla (%)	
		Diseño (3)	Verificación (4)		Diseño	Verificación
Puentes y Viaductos (1)	Carretera	200	300	50	22	15
	Camino	100	150	50	40	28
Alcantarillas ($S > 1,75 \text{ m}^2$) o $H_{enterrada} \geq 10 \text{ m}$ y Estructuras Enterradas (2)	Carretera	100	150	50	40	28
	Camino	50	100	30	45	26
Alcantarillas ($S < 1,75 \text{ m}^2$)	Carretera	50	100	50	64	40
	Camino	25	50	30	71	45
Drenaje de la Plataforma	Carretera	10	25	10	65	34
	Camino	5	10	5	67	41
Defensas de Riberas	Carretera	100	-	20	18	-
	Camino	100	-	20	18	-

Fuente: Manual de hidrología y drenaje ABC.

A continuación se muestra un resumen del cálculo hidrológico para el respectivo diseño de las obras de arte menor, la memoria de cálculo se detalla en el anexo 7 Hidrología.

Tabla 5.21 Parámetros hidrológicos Cunetas.

$C1 = 0,6$ (coeficiente de escorrentía de la superficie de aporte)

$C2 = 0,825$ (coeficiente de escorrentía de la calzada)

$A1 =$ Área correspondiente a la calzada

$A2 =$ Área correspondiente a la superficie de aporte

$Cp =$ Coeficiente de escorrentía ponderado

Tramo	Longitud	Pendiente	A1	A2	Cp	Tc	i
Progresiva	(m)	(%)	(m ²)	(m ²)		(hrs.)	(mm/h)
0+042 - 0+250 (Izq.)	208	3.55	2371.2	20800	0.623	0.54	6.44
0+271 - 0+388 (Izq.)	117	0.50	1333.8	11700	0.623	0.52	6.40
0+388 - 0+482 (Izq.)	94	1.00	1071.6	9400	0.623	0.47	6.29
0+482 - 0+622 (Izq.)	142	2.70	1618.8	14200	0.623	0.49	6.32
0+649 - 0+699 (Izq.)	50	2.70	570	5000	0.623	0.38	6.32
0+649 - 0+699 (Der.)	50	2.70	570	5000	0.623	0.38	6.32
1+085 - 1+300 (Izq.)	215	2.55	2451	21500	0.623	0.56	6.51
1+300 - 1+492 (Izq.)	192	5.42	2188.8	19200	0.623	0.51	6.36
2+397 - 2+522 (Izq.)	125	0.70	1425	12500	0.623	0.52	6.39
3+221 - 3+930 (Izq.)	709	1.50	8082.6	70900	0.623	1.01	10.23
3+930 - 4+080 (Izq.)	150	4.80	1710	15000	0.623	0.48	6.30
4+080 - 4+500 (Izq.)	420	4.50	4788	42000	0.623	0.69	7.12
4+500 - 4+657 (Izq.)	157	4.10	1789.8	15700	0.623	0.49	6.32
4+923 - 5+010 (Izq.)	87	3.40	991.8	8700	0.623	0.42	6.28
5+010 - 5+120 (Izq.)	110	4.70	1254	11000	0.623	0.44	6.28
5+120 - 5+260 (Izq.)	140	2.90	1596	14000	0.623	0.48	6.31
5+260 - 5+551 (Izq.)	291	7.00	3317.4	29100	0.623	0.57	6.54
5+551 - 5+740 (Izq.)	189	7.00	2154.6	18900	0.623	0.49	6.33
5+551 - 5+740 (Der.)	189	7.00	2154.6	18900	0.623	0.49	6.33

Tabla 5.22 Parámetros hidrológicos Alcantarillas de Paso.

Alcantarilla		Parámetros Hidrológicos							
N°	Progresiva	Área (km ²)	Longitud (km)	Pendiente (%)	Coef. Cobertura	Tc (hrs)	i (mm/hr)	Caudal Método Racional (m ³ /s)	Caudal Hidrograma (m ³ /s)
3	0+263	0.020	0.135	4.444	0.6	0.05	22.45	0.09	0.11
5	0+482	0.201	0.782	4.094	0.6	0.19	7.90	0.27	0.32
7	0+804	0.055	0.320	6.875	0.6	0.08	15.00	0.14	0.16
13	2+830	0.508	0.474	6.955	0.6	0.30	6.70	0.56	0.64
16	3+960	0.367	0.157	18.434	0.6	0.15	9.40	0.58	0.66
19	4+620	0.059	0.312	12.502	0.6	0.07	17.90	0.18	0.20
20	4+750	0.014	0.711	6.888	0.6	0.03	31.80	0.07	0.08
21	4+840	0.214	1.295	3.320	0.6	0.11	11.70	0.42	0.48
24	5+270	0.068	0.316	11.060	0.6	0.07	12.60	0.14	0.16

Tabla 5.23 Parámetros hidrológicos Alcantarillas de Alivio.

C1 = 0,6 (coeficiente de escorrentía de la superficie de aporte)

C2 = 0,825 (coeficiente de escorrentía de la calzada)

A1 = Área correspondiente a la calzada

A2 = Área correspondiente a la superficie de aporte

Cp = Coeficiente de escorrentía ponderado

Alcantarilla		L (m)	Pendiente (%)	A1 (m ²)	A2 (m ²)	Cp	Tc (hrs)	i (mm/h)
N°	Progresiva							
1	0+081	39	3.55	366.6	5850	0.613	0.52	6.39
2	0+136	97	3.55	911.8	14550	0.613	0.57	6.55
4	0+388	211	0.75	1983.4	31650	0.613	0.79	7.82
6	0+699	151	2.70	1419.4	22650	0.613	0.63	6.81
8	0+940	246	2.70	2312.4	36900	0.613	0.71	7.25
9	1+050	350	2.55	3290	52500	0.613	0.79	7.88
10	1+969	440	1.90	4136	132000	0.607	1.00	10.11
11	2+397	197	3.35	1851.8	59100	0.607	0.77	7.66
12	2+500	303	2.45	2848.2	90900	0.607	0.87	8.61
14	3+190	280	6.70	2632	42000	0.613	0.76	7.61
15	3+420	530	1.00	4982	79500	0.613	1.17	12.69
17	4+080	260	4.90	2444	26000	0.619	0.64	6.85
18	4+220	300	4.50	2820	30000	0.619	0.67	7.03
22	4+940	210	4.00	1974	21000	0.619	0.62	6.73
23	5+190	150	2.90	1410	15000	0.619	0.58	6.60

5.11.3.2. Parámetros hidráulicos

El diseño hidráulico de las estructuras de drenaje corresponde determinar la sección transversal, la carga hidráulica y garantizar su funcionamiento la memoria de cálculo se detalla en el anexo 6 Análisis Hidráulico, bajo los siguientes parámetros.

- Caudal de diseño

El caudal de diseño es obtenido a partir de los datos hidrológicos de cada una de las cuencas, mediante el método racional y el método del hidrograma triangular como se detalla en el anexo 5 Hidrología.

- Coeficiente de rugosidad de Manning

El coeficiente de rugosidad de Manning se adopta de acuerdo al tipo de material de las obras de arte, ya sea de hormigón como es el caso de cunetas y alcantarillas tipo cajón, o de acero corrugado dependiendo del caso estos valores se muestran en la tabla 4.7 Coeficientes de rugosidad para materiales usados en alcantarillas.

- Esguerrimiento normal y crítico

Para el esguerrimiento normal y crítico dentro del canal o conducto dependiendo del caso se calcularon con las ecuaciones de Manning del apartado 4.2.4.2.

- Sección óptima

La determinación de la sección óptima de diseño para el caso de cunetas se realizó empleando la ecuación de Manning adaptado para una sección triangular, donde se determinaron las secciones óptimas para todos los tramos existentes de cunetas, adoptándose la sección mayor como la sección óptima para el tramo Calamuchita – El Valle además de estar dentro del rango de dimensiones mínimas de las cunetas como se indica en la Tabla 4.8 Dimensiones mínimas de las cunetas.

Para la determinación de la sección óptima de diseño en el caso de alcantarillas de alivio se usó la ecuación de Manning bajo parámetros como

caudal, pendiente, coeficiente de rugosidad y sección transversal del conducto, tomando en cuenta que la dimensión mínima deberá ser la que permite su limpieza y conservación, para alcantarillas de alivio pueden ser aceptables diámetros no menores a 24” en el caso de tubos y ancho, alto 0.70 m en el caso de secciones rectangulares.

Para las alcantarillas de paso se realizó mediante el análisis hidráulico con control de entrada y salida de las alcantarillas, el detalle de este análisis se muestra en el anexo 6, donde se determinan las secciones rectangulares mínimos para cada alcantarilla, pero por motivos constructivos y para un adecuado mantenimiento de los mismos se recomienda que la dimensión mínima de la alcantarilla sea por lo menos de 32” en el caso de tubos.

Tabla 5.24 Parámetros hidráulicos de cunetas.

Tramo	Caudal (m ³ /s)	Talud		Tirante	borde libre	Velocidad	Tirante	Velocidad
		Za	Zb	Normal (cm)	(cm)	Normal (m/s)	Crítico (m)	Crítica (m/s)
0+042 - 0+250 (Izq.)	0.026	0.5	2	15	10	1.544	0.154	0.869
0+271 - 0+388 (Izq.)	0.014	0.5	2	15	10	0.640	0.122	0.774
0+388 - 0+482 (Izq.)	0.011	0.5	2	15	10	0.783	0.111	0.738
0+482 - 0+622 (Izq.)	0.017	0.5	2	15	10	1.261	0.131	0.803
0+649 - 0+699 (Izq.)	0.006	0.5	2	15	10	0.971	0.086	0.651
0+649 - 0+699 (Der.)	0.006	0.5	2	15	10	0.971	0.086	0.651
1+085 - 1+300 (Izq.)	0.027	0.5	2	15	10	1.379	0.157	0.877
1+300 - 1+492 (Izq.)	0.024	0.5	2	15	10	1.768	0.149	0.854
2+397 - 2+522 (Izq.)	0.015	0.5	2	15	10	0.738	0.125	0.784
3+221 - 3+930 (Izq.)	0.137	0.5	2	25	10	1.777	0.300	1.214
3+930 - 4+080 (Izq.)	0.018	0.5	2	15	10	1.585	0.134	0.811
4+080 - 4+500 (Izq.)	0.058	0.5	2	15	10	2.063	0.213	1.021
4+500 - 4+657 (Izq.)	0.019	0.5	2	15	10	1.512	0.137	0.819
4+923 - 5+010 (izq.)	0.011	0.5	2	10	10	1.214	0.108	0.727
5+010 - 5+120 (izq.)	0.013	0.5	2	10	10	1.453	0.118	0.762
5+120 - 5+260 (izq.)	0.017	0.5	2	15	10	1.290	0.131	0.800
5+260 - 5+551 (izq.)	0.037	0.5	2	15	10	2.174	0.177	0.933
5+551 - 5+740 (Izq.)	0.023	0.5	2	10	10	1.936	0.147	0.850
5+551 - 5+740 (Der.)	0.023	0.5	2	10	10	1.936	0.147	0.850

Tabla 5.25 Parámetros hidráulicos de las Alcantarillas de Alivio.

Alcantarilla		Q	Coef. de	Esc. Normal		Esc. Crítico		Sección Adoptada	
N°	Progresiva	(m ³ /s)	Rugosidad	Yn (m)	Vn (m/s)	Yc (m)	Vc (m/s)	Base (m)	Alto (m)
1	0+081	0.213	0.015	0.139	2.188	0.212	1.441	0.7	1.0
2	0+136	0.233	0.015	0.149	2.244	0.225	1.485	0.7	1.0
4	0+388	0.073	0.015	0.069	1.497	0.103	1.007	0.7	1.0
6	0+699	0.052	0.015	0.052	1.435	0.083	0.900	0.7	1.0
8	0+940	0.085	0.015	0.075	1.623	0.114	1.059	0.7	1.0
9	1+050	0.121	0.015	0.090	1.911	0.145	1.192	0.7	1.0
10	1+969	0.291	0.015	0.172	2.424	0.260	1.599	0.7	1.0
11	2+397	0.130	0.015	0.097	1.923	0.152	1.223	0.7	1.0
12	2+500	0.201	0.015	0.134	2.141	0.203	1.412	0.7	1.0
14	3+190	0.096	0.015	0.082	1.689	0.125	1.106	0.7	1.0
15	3+420	0.183	0.015	0.126	2.073	0.191	1.368	0.7	1.0
17	4+080	0.062	0.015	0.060	1.479	0.093	0.955	0.7	1.0
18	4+220	0.072	0.015	0.066	1.543	0.102	1.002	0.7	1.0
22	4+940	0.050	0.015	0.052	1.390	0.081	0.889	0.7	1.0
23	5+190	0.036	0.015	0.041	1.260	0.064	0.795	0.7	1.0

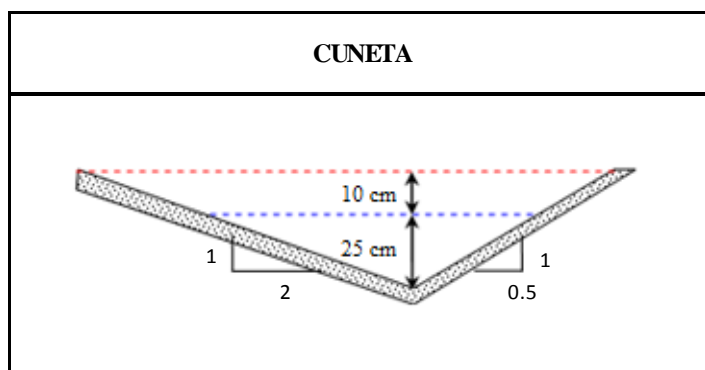
Tabla 5.26 Parámetros hidráulicos de las Alcantarillas de Paso.

Alcantarilla		Caudal (m ³ /s)	Coef. De Rugosidad	Esc. Normal		Esc. Crítico		Alto (m)	Ancho (m)
N°	Progresiva			Yn (m)	Vn (m/s)	Yc (m)	Vc (m/s)		
3	0+263	0.111	0.015	0.41	0.457	0.116	1.599	1.10	0.60
5	0+482	0.318	0.015	0.44	0.717	0.233	1.362	1.00	1.00
7	0+804	0.157	0.015	0.35	0.563	0.158	1.244	0.90	0.80
13	2+830	0.642	0.015	0.64	1.005	0.254	2.527	1.00	1.00
16	3+960	0.662	0.015	0.58	0.572	0.259	1.276	1.50	2.00
19	4+620	0.201	0.015	0.53	0.253	0.117	1.144	1.50	1.50
20	4+750	0.082	0.015	0.46	0.180	0.064	1.273	1.30	1.00
21	4+840	0.481	0.015	0.55	0.348	0.210	0.918	1.50	2.50
24	5+270	0.163	0.015	0.528	0.154	0.102	0.800	1.50	2.00

5.11.3.3. Comparación técnica

De acuerdo con el estudio realizado se puede realizar la siguiente comparación técnica de las cunetas analizadas, entre las secciones propuestas mediante el estudio con respecto a las secciones de las cunetas construidas en el proyecto.

Como sección óptima adoptamos la siguiente sección:



Como sección actual tenemos las siguientes secciones:

Tabla 5.27 Sección actual de cunetas triangulares.

TRAMO	TALUD		Altura total (cm)
	Za	Zb	
0+042 - 0+250 (Izq.)	0.5	2	36
0+271 - 0+388 (Izq.)	0.5	2	36
0+388 - 0+482 (Izq.)	0.5	2	36
0+482 - 0+622 (Izq.)	0.5	2	36
0+649 - 0+699 (Izq.)	0.5	2	36
0+649 - 0+699 (Der.)	0.5	2	36
1+085 - 1+300 (Izq.)	0.5	2	36
1+300 - 1+492 (Izq.)	0.5	2	36
2+397 - 2+522 (Izq.)	0.5	2	36
3+221 - 3+930 (Izq.)	0.5	2	36
3+930 - 4+080 (Izq.)	0.5	2	36
4+080 - 4+500 (Izq.)	0.5	2	36
4+500 - 4+657 (Izq.)	0.5	2	36

Tabla 5.28 Sección actual de cunetas trapezoidales.

TRAMO	TALUD		Base (m)	Altura total (cm)
	Za	Zb		
4+923 - 5+010 (izq.)	0.5	1.3	0.35	0.5
5+010 - 5+120 (izq.)	0.5	1.3	0.35	0.5
5+120 - 5+260 (izq.)	0.5	1.3	0.35	0.5
5+260 - 5+551 (izq.)	0.5	1.3	0.35	0.5
5+551 - 5+740 (Izq.)	0.5	1.3	0.35	0.5
5+551 - 5+740 (Der.)	0.5	1.3	0.35	0.5

Como se puede observar en la comparación técnica de las cunetas la mayoría de las cunetas actuales construidas tienen una sección similar a las propuestas es decir que están bien dimensionadas, sin embargo existe un tramo de 1 km de longitud construida de sección trapezoidal en la que se pudo determinar mediante cálculos que se detallan en el anexo 8, que la sección está sobredimensionada lo que por sus dimensiones y pendientes fuertes puede resultar en obras caras y peligrosas.

Tabla 5.29 Comparación Técnica de las alcantarillas.

Alcantarilla		Sección Actual	Sección Propuesta	Observaciones
N°	Progresiva			Sección Óptima
1	0+081	1 x 1	0.7 x 1.0	Propuesto
2	0+136	1 x 1	0.7 x 1.0	Propuesto
3	0+263	0.6 x 1.1	0.6 x 1.1	Actual
4	0+388	1 x 1.3	0.7 x 1.0	Propuesto
5	0+482	1.1 x 1	1.0 x 1.0	Propuesto
6	0+699	1.1 x 1.2	0.7 x 1.0	Propuesto
7	0+804	0.8 x 1	0.8 x 0.9	Propuesto
8	0+940	1 x 0.9	0.7 x 1.0	Propuesto
9	1+050	1.1 x 0.9	0.7 x 1.0	Propuesto
10	1+969	1.5 x 1	0.7 x 1.0	Propuesto
11	2+397	1 x 0.9	0.7 x 1.0	Propuesto
12	2+500	1.5 x 1	0.7 x 1.0	Propuesto
13	2+830	1.6 x 1.2	1.0 x 1.0	Propuesto
14	3+190	0.8 x 0.8	0.7 x 1.0	Actual
15	3+420	1 x 0.8	0.7 x 1.0	Propuesto
16	3+960	3.2 x 2.4	2.0 x 1.5	Propuesto
17	4+080	2 Ø 10"	1 Ø 32"	Propuesto
18	4+220	h=0.9 a=0.8	1 Ø 32"	Propuesto
19	4+620	2.3 x 1.5	1.5 x 1.5	Propuesto
20	4+750	1 x 1.3	1 x 1.3	Actual
21	4+840	3 x 2.4	2.5 x 1.5	Propuesto
22	4+940	1 Ø 32"	1 Ø 32"	Actual
23	5+190	1 Ø 40"	1 Ø 32"	Propuesto
24	5+270	3.9 x 2.4	2.5 x 1.5	Propuesto
25	6+603	1 x 1	0.7 x 1.0	Propuesto

Como se puede observar en la comparación técnica de las alcantarillas en la tabla 5.23, la mayoría de las secciones de alcantarillas actuales construidas en el tramo

Calamuchita – El Valle son superiores a las óptimas a excepción de cuatro alcantarillas que precisamente son alcantarillas de sección circular de acero corrugado y coinciden con el diámetro óptimo calculado, debemos resaltar que de acuerdo a los cálculos realizados las secciones que más difieren a los diseñados y construidos en el lugar son las alcantarillas de paso.

6.1. Conclusiones

- El levantamiento topográfico de los taludes es un factor preponderante para conocer las condiciones del lugar de estudio.
- La extracción de muestras y ensayos de laboratorio son necesarios para conocer las características geotécnicas de los suelos.
- Se determina que las características geométricas y geotécnicas determinarán el grado de estabilidad del talud.
- Los factores que más afectan a la estabilidad del talud son: la presencia de nivel freático, las escorrentías en época de lluvia, las discontinuidades y propiedades del suelo.
- Al hacer el análisis económico de lo que costaría cada obra se dedujo que la más económica es el método cambio de geometría mediante la implementación de bermas, pero desde el punto de vista técnico y económico la mejor alternativa de estabilización es la construcción de un sistema de drenaje en taludes, ya que esto garantizaría mayor seguridad tanto al talud como a la carretera.
- La realización del movimiento de tierras del talud se optimiza en gran medida a través de la utilización de un programa informático como ser el Auto Cad Civil 3D, puesto que introducimos información recogida directamente del campo, digitalizando las características del terreno lo más cercano a la realidad.
- El sistema de drenaje en el tramo Calamuchita – El Valle se encuentra en las siguientes condiciones:
Evaluación Hidráulica: De las 24 alcantarillas, 9 se encuentran sin sedimento ni erosión, 5 alcantarillas con un 10% de sedimento, 6 alcantarillas con un 30% de sedimento y 1 alcantarilla con 50 % de sedimentación, 1 sin platea y una se rompió el muro extremo.

Evaluación Estructural: De las 24 alcantarillas, 21 se encuentran en buenas condiciones y 3 alcantarillas en estado regular.

- De las cunetas analizadas el 20% no prestan el servicio de recolectar las aguas de lluvia por que se encuentran totalmente cubiertas de tierra deslizada de los taludes, sin ningún mantenimiento.

6.2.Recomendaciones

- Se recomienda realizar un buen levantamiento topográfico para que sea más exacta la cuantificación de volúmenes de material.
- La toma de muestras para el análisis en laboratorio se debe realizar con las precauciones necesarias sin ser alteradas, para tener resultados más confiables.
- Al momento de empezar el estudio y diseño de la estabilidad se recomienda una revisión de la información ya que puede existir información no recolectada que puede ser vital en el análisis.
- Para determinar qué obra de mitigación o de control debe aplicarse a cada talud, deben hacerse los pertinentes estudios geotécnicos a cada talud.
- La obra de protección más importante en la estabilización de taludes es un buen sistema de drenaje porque el agua o escorrentía superficial es el factor que más afecta a los taludes.
- El sistema de drenaje debe tener un mantenimiento adecuado para que cumpla satisfactoriamente y no ocasionen problemas de saturación del suelo y por ende deslizamientos.
- La vida útil de una carretera depende de gran manera del buen funcionamiento de todas las obras de arte menor, es por esto que se recomienda hacer como mínimo un mantenimiento anual, para evitar taponamientos, sedimentación y que éstos puedan causar riesgos a la carretera y lugares aledaños al mismo.