



BUAP

BENEMÉRITA UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE PUEBLA

Facultad de Ingeniería

Secretaría de Investigación y Estudios de Posgrado

**GUÍA DE CRITERIOS PARA LA SELECCIÓN DEL METODO
DE ESTABILIZACION DE TALUDES EN LA REGIÓN
SURESTE DEL ESTADO DE OAXACA**

Tesis

Que para obtener el grado de

**MAESTRO EN INGENIERÍA
Con opción terminal en Geotecnia**

Presenta:

ING.LUIS ENRIQUE MORA FIGUEROA

Asesor de tesis:

M.I. Alejandro Carrillo Vizcaya

Coasesor de tesis:

Dr. Ricardo Ortiz Hermosillo

Puebla, Pue.

Junio 2023

Dedicatoria:

A dios por darme la vida, guiarme y estar conmigo en cada momento.

Al amor de mi vida, mi esposa Kandy Arzate Gil, por ser la persona más importante que tengo hoy en día, mi motivación para superarme y con quien comparto este y todos los logros por alcanzar en esta nueva etapa de vida. Gracias por tu apoyo y paciencia. Gracias también por tu amor, porque a tu lado soy feliz. Te amo inmensamente amor mío...

A mis padres Luis I. Mora Chávez y Enriqueta R. Figueroa Espinosa, muchas gracias por la confianza y apoyo incondicional brindado en cada una de mis decisiones de vida; por tus consejos a tu estilo papá, y a tus consejos y amor incondicional mamá. Nunca olviden cuanto los quiero y amo. Gracias por guiarme en cada momento, siéntanse orgullosos como padres ...

A mis hermanos Sadday O. Mora F., Viridiana S. Mora F. y Luztereza Mora F. por el apoyo incondicional que siempre he recibido de ustedes; cada uno sabe cuál. Los amo mucho hermanos.

A la familia Maya Mora, por su apoyo durante mi etapa de estudiante y creer en mi en todo momento.

A mis sobrinos Zaid, Anny, Zairy, Jose, Zara y Axel; nunca se rindan y siempre luchen por cada uno de sus sueños. Los quiero mucho chiquillos...

A mi abuelita Luz Chávez, gracias por tus consejos, te quiero mucho abuelita.

A mis amigos Daniel Moreno, Gerardo García y Diego Pérez, gracias por su sincera amistad hasta estos momentos.

A mi nueva familia Arzate Gil, por su apoyo incondicional hasta el momento.

Agradecimientos:

Al M.I David Morales Flores, por ofrecerme mi primera oportunidad profesional y confiar en mis capacidades, un guía y mentor durante estos 8 años de formación profesional, del que he aprendido la pasión por la ingeniería. Gracias por sus consejos profesionales, personales y apoyo durante este tiempo. Gracias también por el apoyo para atender mis estudios de maestría y respaldo de este trabajo.

Al Dr. Ricardo Ortiz Hermosillo, por la fortuna de conocerlo, apoyo, tiempo y respaldo al realizar este trabajo.

Al M.I. Alejandro Carrillo Vizcaya, por sus consejos personales, apoyo, tiempo y respaldo al realizar este trabajo.

Al M.I. Ieve Adonai Martínez Landa, por el apoyo brindado, para iniciar, culminar y respaldar este trabajo.

A la empresa COPEI Ingeniería, por compartirme Información para esta tesis.

A mis amigos y compañeros de CEICCA: Facundo Hernández, Ricardo Barrón, Miguel Rojas, Israel Ramírez, Víctor Flores, Gerardo García, Pedro Ramírez, Iván Reyes, Carlos Parra, Manuel Alva, Antonio Flores. Gracias por su apoyo y consejos durante estos años...

Y por último a mis compañeras y amigas de maestría Yoleida Suarez, Carolina Castellanos y Veda Lome, por siempre ofrecerme su apoyo. Recuerden ¡La vida es un riesgo!...

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	i
CAPÍTULO 1. ESTUDIOS PRELIMINARES DE TALUDES EN CORTE PARA CARRETERAS	1
1.1 Criterios de diseño geométrico.....	1
1.2 Estudios previos (topografía, geotecnia y geología).....	4
1.2.1 Estudios topográficos.....	5
1.2.2 Geología estructural	8
1.2.4 Estudios geotécnicos.....	13
1.3 Integración de los estudios geológicos y de los estudios geotécnicos.....	13
CAPÍTULO 2. MECANISMOS DE FALLA Y ANÁLISIS EN TALUDES ROCOSOS EN CARRETERAS	17
2.1 Falla plana en rocas.....	17
2.2 Falla en cuña en rocas	19
2.4 Criterio de falla circular en roca	22
2.2 Análisis de estabilidad	23
2.3 Análisis del método de equilibrio límite.....	23
2.4 Análisis de estabilidad permanente por peso propio	25
2.4.1 Falla plana.....	25
2.3.2 Falla en cuña	26
2.3.3 Falla por volteo	27
2.4 Consideraciones en el análisis de estabilidad permanente por peso propio con presencia de agua	28
2.5 Consideraciones en el análisis de estabilidad permanente por peso propio más sismo	29
2.6 Caído de bloques.....	30
2.7 Recomendaciones de los factores de seguridad	32
CAPÍTULO 3. OBTENCIÓN DE PARÁMETROS RESISTENTES Y CLASIFICACIONES GEOMECÁNICAS PARA LOS ANÁLISIS DE ESTABILIDAD.	36
3.1 Índices geomecánicos y correlaciones empíricas.	36
3.1.1 Criterio de Hoek-Brown generalizado	36
3.1.2 Criterio de Barton y Choubey	37
3.1.3. Análisis retrospectivo	38
3.1.4. Criterio <i>BimRocks</i>	38

3.1.4.1 Obtención del porcentaje volumétrico de bloques (VBP)	39
3.1.4.2 Obtención de valores de resistencia para <i>Bimrocks</i>	40
3.2 Resistencia del macizo rocoso	41
3.2.1 Ensayos con martillo <i>Schmidt</i>	41
3.2.2 Ensayos de carga puntual	42
3.3 Clasificaciones geomecánicas en estabilidad de taludes	43
3.3.1 Clasificación SMR (<i>Slope Mass Rating</i>)	44
3.3.2 Índice geológico de resistencia (GSI -Geological Strength Index)	47
CAPÍTULO 4. MÉTODOS DE ESTABILIZACIÓN DE TALUDES EN ROCA.	50
4.1 Cambio de geometría por excavación del terreno	51
4.1.2 Construcción de bermas y abatimiento del talud	53
4.1.2.1 Tipos de bermas.	54
4.1.2.2 Criterios de excavación en taludes	56
4.2 Medidas de protección superficial	58
4.2.1 Malla metálica	58
4.3 Drenaje en taludes	61
4.3.1 Drenaje superficial en taludes	61
4.3.1.1 Análisis hidrológico	61
4.3.1.2 Análisis hidráulico	63
4.3.2 Drenaje subterráneo en la estabilidad de taludes	64
4.3.2.1 Drenes de penetración transversales	64
4.3.2.2 Subdrenaje	65
4.4 Estructuras de retención	66
4.4.1 Anclaje en rocas	66
CAPÍTULO 5. CASO DE APLICACIÓN PRÁCTICO.	68
5.1 Planteamiento del caso	68
5.1.2 Metodología de trabajo	71
5.1.2.1 Trabajos preliminares	71
5.1.2.2 Levantamiento topográfico	72
5.1.2.3 Estudios Geofísicos	72
5.2 Geología particular del talud	74
5.2.1 Zonificación litológica	75
5.2.2 Discontinuidades del macizo rocoso	76
5.3 Parámetros mecánicos y clasificación geomecánica	77

5.3.1 Obtención de parámetros mecánicos	77
5.3.2 Clasificaciones geomecánicas.....	77
5.3.2.1 Clasificación SMR (<i>Slope Mass Rating</i>)	78
5.3.2.1 Índice geológico de resistencia (<i>Geological Strength Index</i>)	78
5.3 Mecanismo de fallas y análisis de estabilidad	79
5.3.1 Mecanismos de falla en talud.....	79
5.3.2 Análisis de estabilidad	81
5.3.2.1 Consideraciones de análisis	82
5.3.2.2 Resultado de análisis.....	83
5.4 Opciones de estabilización y valoración de resultados.....	85
5.4.1 Alternativas de solución con opciones de estilización del talud.....	85
5.4.1.1 Arreglo geométrico del talud con abatimientos y bermas.	86
5.4.1.2 Arreglo geométrico del talud con abatimientos en la parte superior y anclaje	87
5.4.2 Alternativas de solución sin estilización del talud.....	88
5.4.2.1 Túnel falso	88
5.4.2.2 Viaducto elevado	89
5.4.2.3 Túnel en roca	91
5.4.3 Valoración de resultados.....	92
5.5 Método de estabilización final.....	95
5.5.1 Diseño del tratamiento de estabilización del talud	95
5.5.1.1 Abatimiento del talud y amacice	95
5.5.1.2 Anclas de tensión en zona critica.....	96
5.5.1.2 Malla romboidal metálica	97
5.5.1.3 Protección superficial contra deslizamiento y erosión	99
5.5.1.4 Drenes largos	99
5.5.3 Resultado de análisis de estabilidad con tratamientos	101
CONCLUSIONES	103
REFERENCIAS.....	105
ANEXOS	110

INTRODUCCIÓN

Considerando que el desarrollo económico de un país se encuentra ligado directamente a su infraestructura carretera, ya que a través de ella se logra unir a los diferentes sectores de la sociedad, promoviendo el movimiento de personas, intercambio de productos y mercancías, la red vial debe obedecer a una adecuada planeación, operación y conservación, permitiendo así que el usuario transite sobre ella sin percances, y con comodidad, seguridad y con economía (Dirección General de Servicios Técnicos, 2018).

La selección de ruta en el proyecto de una carretera implica, principalmente en zonas montañosas y lomeríos, la modificación de su relieve donde esta se pretende construir, debido al alineamiento vertical que rija al proyecto de acuerdo con el tipo de carretera que se va a construir. La modificación puede ser percibida a simple vista por el ojo humano, debido a la construcción de cortes y terraplenes de grandes alturas en carreteras de altas especificaciones, caminos rurales y alimentadores.

El talud de un corte de una carretera, geotécnicamente hablando, sufre un cambio en su estado de esfuerzos debido a los procesos de excavación durante su construcción, generando así, un nuevo estado de equilibrio, modificación de su resistencia al esfuerzo cortante (cohesión y fricción interno de los materiales) y posible ruptura de este (González, 2002).

La construcción de nuevas autopistas en la región sureste del estado de Oaxaca, así como el reto de enfrentarse a uno de los rasgos geomorfológicos más sobresalientes del sur de México, ha permitido la obtención de características geotécnicas, geológicas, hidrológicas y sísmicas, convirtiéndose en un gran laboratorio para el análisis de estabilidad de taludes en México.

En la práctica profesional, las propiedades mecánicas de los materiales en una zona de interés, para un macizo rocoso, son obtenidas mediante ensayos *in situ*, laboratorio y criterio ingenieril, sin embargo, ¿Cuáles son los criterios para obtener el método de estabilización? ¿Qué métodos de estabilización proporciona una mejor estabilidad en los

taludes de las carreteras en la región sureste del estado de Oaxaca? ¿En México, existe una normativa que sirva como guía para establecer el método de estabilidad de taludes?

Dadas las características geotécnicas, geológicas, hidrológicas y sísmicas de la zona suroeste del estado de Oaxaca, se puede elaborar una guía de procedimientos para la selección del método de estabilización.

El objetivo general de esta tesis es realizar una guía para seleccionar el método de estabilización para la estabilidad de taludes en corte en roca, tomando como base la complejidad de zona suroeste del estado de Oaxaca, iniciando con un aporte a la normativa mexicana de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) hoy Secretaría de Infraestructura Comunicaciones y Transporte (SICT).

Los objetivos específicos comprenden la metodología a utilizar para la obtención de parámetros de resistencia de taludes en corte en roca, para su posterior análisis, presentando las condiciones, metodologías y mecanismos de falla en los taludes rocosos en carreteras de la región sureste del estado de Oaxaca y así poder elegir el método de estabilización adecuado. Lo mencionado anteriormente se sustentará con un ejemplo práctico en la región.

El presente trabajo se acotará en 5 capítulos. En el primer capítulo se presentarán los estudios y trabajos preliminares para la estabilidad de taludes en corte, iniciando desde el criterio de diseño geométrico y culminando con la integración de los estudios geológicos y geotécnicos en la región sureste del estado de Oaxaca.

El capítulo 2 constara de los mecanismos de falla que se logran presentar en taludes en roca, así como el caso especial del criterio *BimRocks*, el cual involucra materiales conformados por mezclas de bloques de alta resistencia envueltos en una matriz fina de propiedades mecánicas menores.

En el capítulo 3 se presenta la obtención de parámetros mecánicos de las rocas, que se obtienen en campo, en el laboratorio y en gabinete. Como parte de este capítulo también

se integran las clasificaciones geomecánicas más utilizadas en la práctica de estabilidad de taludes.

En el capítulo 4 se presentan las condiciones y metodologías de análisis en la estabilidad de taludes, así como, la conclusión de la metodología de análisis más adecuado de una manera generalizada.

Los puntos anteriores formarán la guía de criterios para la posterior elección del método de estabilización.

En el capítulo 5 se expone un ejemplo de aplicación de la práctica profesional, con diferentes alternativas de solución geotécnica en estabilización de taludes.

CAPÍTULO 1. ESTUDIOS PRELIMINARES DE TALUDES EN CORTE PARA CARRETERAS

El proyecto de una carretera involucra diferentes factores para su trazo y definición, entre los más importantes se encuentran la topografía, geología, hidrología por mencionar algunos, estos factores son determinantes para la obtención de los espesores de corte y las alturas de los terraplenes. La estabilidad de un talud desde el punto de vista geotécnico puede ser calculada antes y después de su excavación. En carreteras, el análisis de estabilidad de un talud antes de iniciar con un cambio de estado de esfuerzos obedece a un proyecto de nueva creación, en donde su eje de trazo y los tipos de secciones aún no se encuentran definidos en campo. Para el caso contrario, donde el eje de trazo ya está definido y los tipos de secciones transversales se conocen, el análisis de estabilidad se encuentra más relacionado a una falla ya detectada, llámese caídos, grietas de tensión, cambio de geometría del mismo etc.

En los siguientes apartados se mencionará el efecto de esos factores en el criterio de estabilidad de taludes.

1.1 Criterios de diseño geométrico

El diseño geométrico de un camino se encuentra definido hasta nuestros días en las consideraciones y criterio de la normativa (SCT, 1984) de la SCT en donde, las restricciones geométricas de alineamiento vertical, horizontal, ancho de corona, etc., se encuentran definidas acorde al tránsito diario promedio anual (TDPA) de proyecto, tipo de terreno y velocidades del camino, principalmente.

El alineamiento horizontal de un camino es la proyección de un eje con tangentes y curvas horizontales que pueden ser simples y compuestas, y que deberán obedecer a los criterios de la normativa de servicios técnicos 1984 de la SCT. Este alineamiento da la dirección al conductor y se proyecta sobre un plano horizontal, generándose así una planta general a cada kilómetro, en la cual se indican los grados de curvas, tangentes libres, kilometrajes, afectaciones posibles, datos de tránsito, sección tipo de construcción, cantidades de obra, diagramas de curva masa, referencias de trazo etc. (Figura 1.1).

El alineamiento vertical, por su parte, se encuentran constituidos por tangentes y curvas verticales, estas curvas son arcos de parábolas que unen dos tangentes y pueden ser divididas de acuerdo con su concavidad; si éstas quedan hacia arriba se les denominan columpio y si quedan hacia abajo se define como cresta. Este tipo de alineamiento es proyectado en un plano vertical, en él se proyectan las pendientes del camino, siendo uno de los criterios más importantes para definir la altura de un corte o terraplén (Figura 1.2).

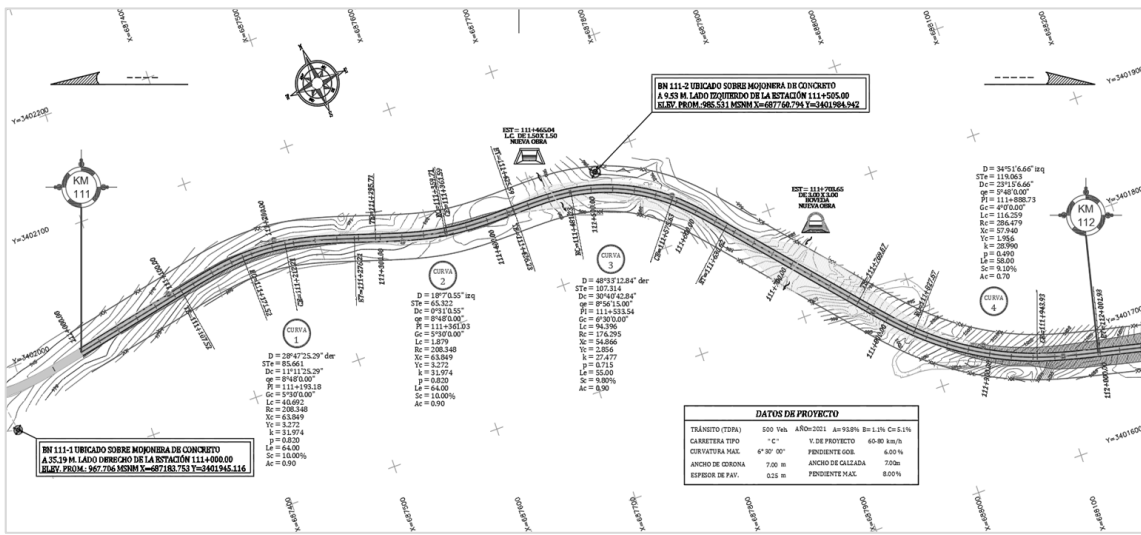


Figura 1.1 Alineamiento Horizontal de proyecto geométrico.

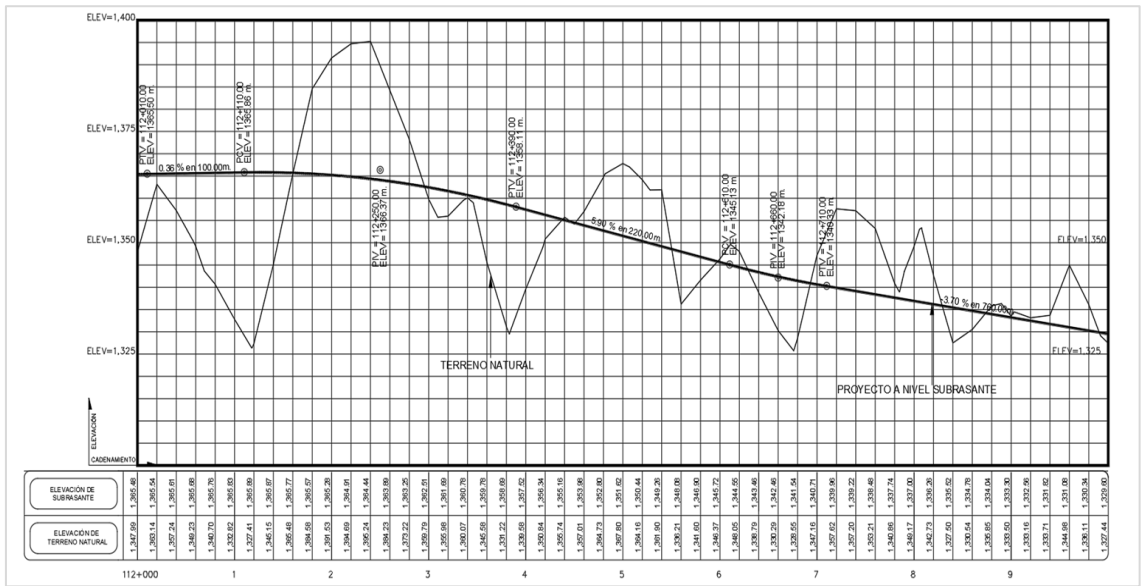


Figura 1.2 Alineamiento Vertical de proyecto geométrico.

Al proyectar el alineamiento vertical de un camino o autopista, es necesario respetar ciertos lineamientos de acuerdo con la normatividad vigente, entre los que se involucra la pendiente máxima, gobernadora, longitud crítica y requisitos de visibilidad; estos aspectos podrán consultarse de manera más detallada en el capítulo 2.01.01.004 – Características geométricas de la normativa vigente.

En la práctica profesional se ha visto la etapa de proyecto geométrico es una de las más importantes y es un gran inicio para garantizar la estabilidad de taludes en caminos o autopistas de nueva creación, ya que, al ser acompañado de una exploración geológica y geotécnica previa, permitirá definir la viabilidad a nivel análisis de estabilidad y factibilidad al aplicarle un método de estabilización.

Por tal motivo, una proyección geométrica de un camino o autopista, deberá de ser trazada de acuerdo con una campaña de exploración geológica geotécnica previa, ésta acorde a la experiencia del ingeniero permitirá observar desde un punto de vista ingenieril los principales problemas de estabilidad que se pudieran presentar durante la construcción y posible operación de la vialidad, por lo tanto, al detectar problemas geológicos o geotécnicos durante la proyección del eje de trazo, lo más conveniente será un cambio de ruta, evitando así, grandes costos de estabilización, movimientos excesivos de tierras y altos costos de construcción.

La facilidad para adquirir actualmente imágenes aéreas y satelitales permite por medio de la fotointerpretación, la identificación de posibles lineamientos asociados a fallas normales, laterales, fracturas, zonas inestables y deslizamientos en laderas (Figura 1.3).

Aunque la fotointerpretación pareciera una práctica muy sencilla, esta podrá definir el eje de trazo, así como la factibilidad del proyecto de una carretera antes de iniciar cualquier campaña de exploración o construcción según los alcances del proyecto, por lo tanto, su uso en la práctica profesional deberá de ser más frecuente e indispensable, este tipo de trabajo deberá de alimentarse con un estudio geológico –geotécnico de la zona donde se ubique el eje de trazo del camino.

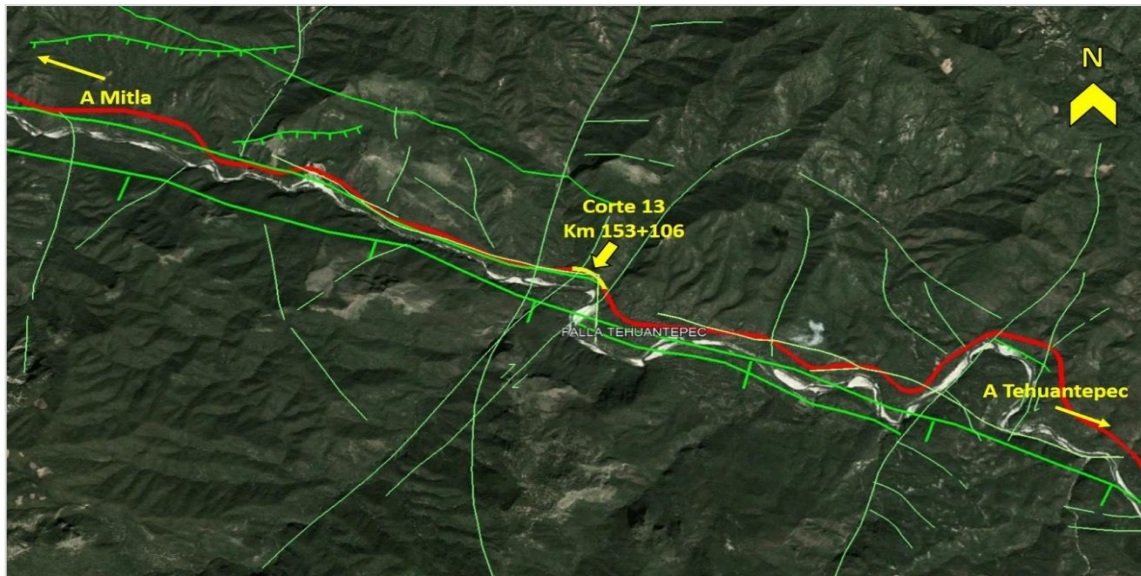


Figura 1.3. Imagen satelital que muestra los distintos lineamientos (verde) identificados en la zona de estudio en autopista de la región sureste del estado de Oaxaca.

1.2 Estudios previos (topografía, geotecnia y geología)

Los estudios previos que se presentan en los siguientes apartados están relacionados con el estudio de estabilidad de taludes existentes en caminos o autopistas, es decir, donde la trayectoria de estados de esfuerzos de la matriz rocosa ha sufrido un cambio en el mismo (Figura 1.4a), por trabajos de excavación en proyectos carreteros (Figura 1.4b).

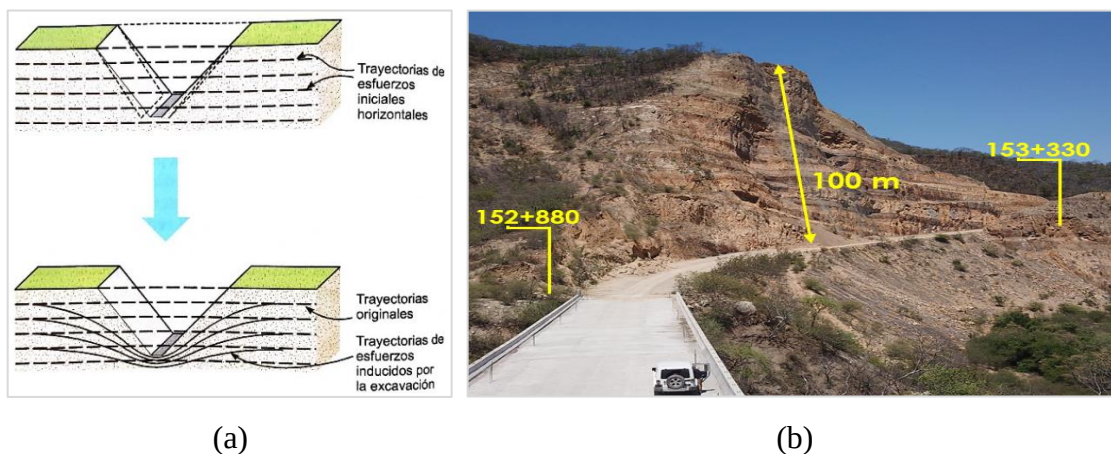


Figura 1.4. (a) Modificación de trayectoria de esfuerzos horizontales (Gonzales, 2002)
(b) Vista en sección de talud excavado en autopista de la región Sureste del Estado de Oaxaca.

1.2.1 Estudios topográficos

Los levantamientos topográficos son muy comunes en la práctica de la ingeniería civil, donde por medio de puntos y elevaciones referenciadas por coordenadas UTM o geográficas, se permite la modelación y dimensionamiento de la superficie deseada.

El uso de equipo topográfico, como es el caso de estación total (Figura 1.5a), se basa en un principio geométrico sencillo llamado triangulación. Un levantamiento topográfico se realiza de manera general a partir de dos puntos con coordenadas conocidas, definidos esos dos puntos se calculan las coordenadas de cualquier otro punto en campo (Valencia, 2011). En la actualidad y en la práctica profesional, los dos puntos antes mencionados son referenciados mediante un sistema de posicionamiento y navegación denominado RTK (*Real-Time Kinematic* que se traduce como navegación cinemática satelital) (Figura 1.5b), este equipo permite obtener con una mayor precisión, la ubicación geográfica de la zona.



(a)



(b)

Figura 1.5 (a) Estación total para levantamiento topográfico de talud en corte (b) Sistema de posicionamiento RTK para levantamiento topográfico de talud en corte.

La finalidad de realizar un levantamiento topográfico de manera general para un estudio de estabilidad de taludes es la elaboración de la planta topográfica (Figura 1.6), perfiles (Figura 1.7) y secciones transversales (Figura 1.8) del talud en estudio.

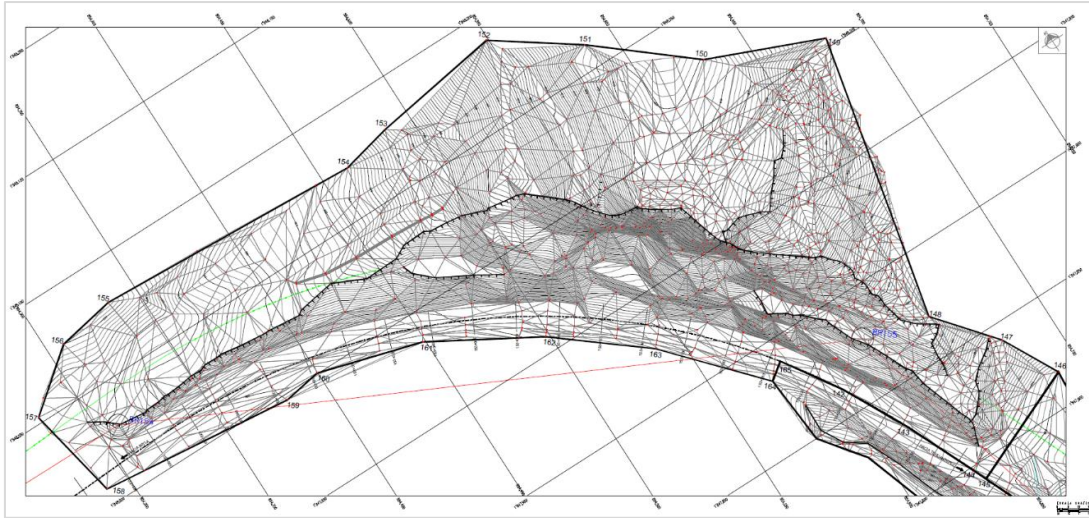


Figura 1.6. Planta topográfica del talud en autopista de la región Sureste del Estado de Oaxaca.

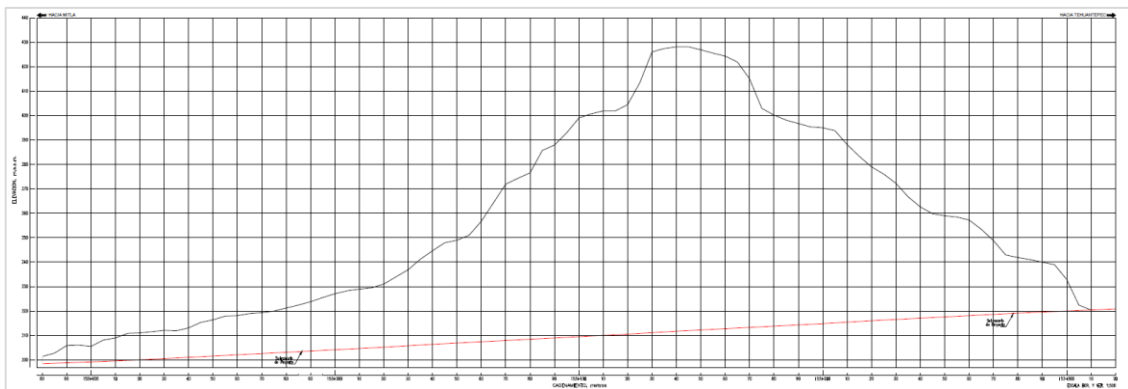


Figura 1.7. Perfil topográfico de talud en autopista de la región sureste del estado de Oaxaca.

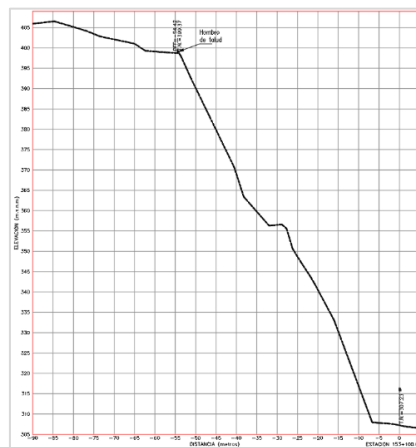


Figura 1.8. Secciones transversales de un talud en corte de autopista de la región sureste del estado de Oaxaca.

Las imágenes antes presentadas son consideradas como útiles para análisis, diseño y proyecto definitivo de estabilización, ya que durante estos procesos se consideran las características geométricas de los mismos, dichas características se definirán de manera más detalla en el capítulo 3 de esta tesis.

Antes de iniciar con los trabajos de topografía, es recomendable realizar una visita previa a la zona en estudio, para planear los trabajos a realzar, equipo, personal necesario, definir las zonas a levantar, así como la identificación de los rasgos morfológicos, geológicos, geotécnicos e hidrológicos del talud a estudiar.

Los alcances del levantamiento topográfico de un talud carretero estarán limitados acorde a la extensión, altura y geología de este, permitiendo la identificación y obtención de los principales mecanismos de fallas y secciones críticas que permitan ser utilizadas en el análisis de estabilidad.

El avance tecnológico en la práctica profesional ha permitido hacer el uso de dron (o VANT que son las siglas de vehículo aéreo no tripulado) para generar grabaciones sobre todo el eje de trazo y ser un complemento, tanto para el estudio topográfico como geológico, permitiendo observar y definir con mayor claridad la delimitación de contactos, la detección de fracturas, fallas y otras estructuras geológicas, mecanismos de fallas y zonas potencialmente inestables, sobre todo en las partes de difícil acceso (Figura 1.9).

En zonas de difícil acceso y taludes de gran altura como es el caso de la Figura 1.10, el uso de VANT logra obtener resultados favorables tanto para la configuración y procesamiento de la geometría como para el estudio geológico.

Actualmente el uso de VANT en la estabilidad de taludes ha tenido un incremento considerable en la práctica, debido a sus bajos costos de operación, precisión y nitidez en el procesamiento de información e imágenes.

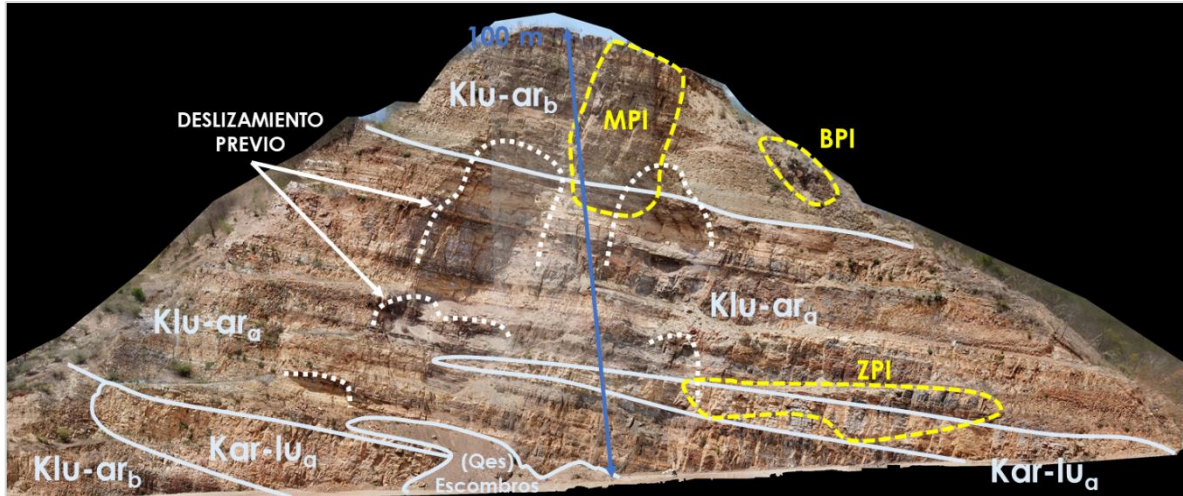


Figura 1.9. Ortomosaico que ilustra la zonificación geológico-geotécnica de talud en corte de autopista de la región sureste del estado de Oaxaca.



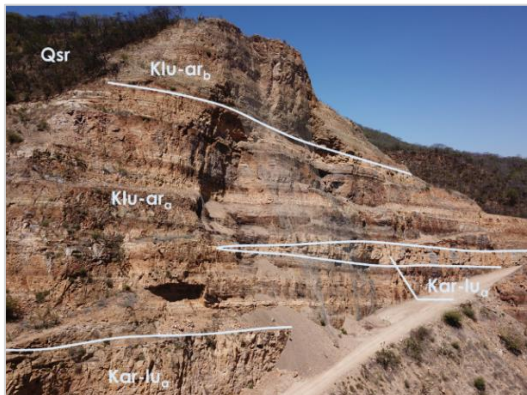
Figura 1.10. Observación de estratigrafía y discontinuidades que puedan provocar caídos de bloques por cuña, haciendo uso de VANT en talud en corte de autopista de la región sureste del estado de Oaxaca.

1.2.2 Geología estructural

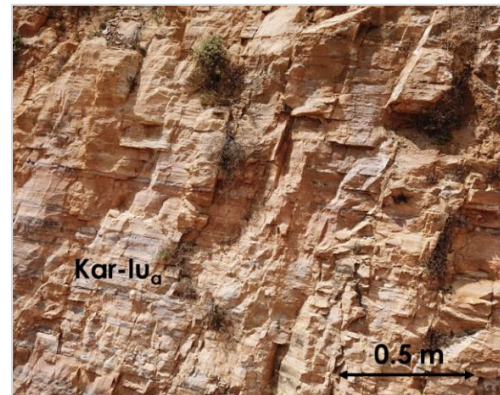
El estudio geológico para un talud en campo comprende diferentes aspectos que serán mencionados de la siguiente manera:

- Identificación, continuidad y disposición espacial de las diferentes unidades litológicas sobre la cara del talud (Figura 1.11 a).

- Descripción del tipo de roca, textura, mineralogía, estructura, consistencia e intemperismo (Figura 1.11 b).
- Identificación de las estructuras geológicas que afectan al macizo rocoso, como contactos, fallas y fracturas (Figura 1.11 c).
- Levantamiento sistemático de las discontinuidades identificadas, midiendo las características ingenieriles cuantitativas, como son: rumbo, echado, espaciamiento, continuidad, rugosidad, abertura, relleno, presencia de agua y tamaño de bloque (Figura 1.11 d).
- Delimitación de zonas con evidencia de desprendimientos o caídos previos y de zonificación de las áreas potencialmente inestables, para su posterior clasificación según los posibles mecanismos de falla (Figura 1.11 e).



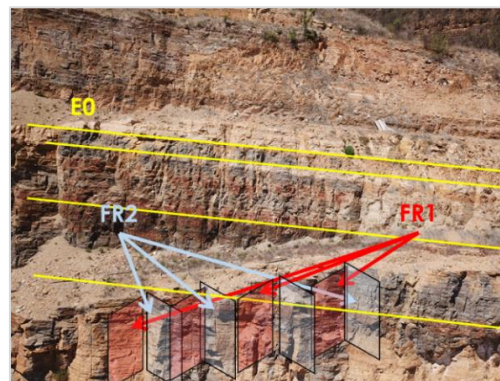
(a)



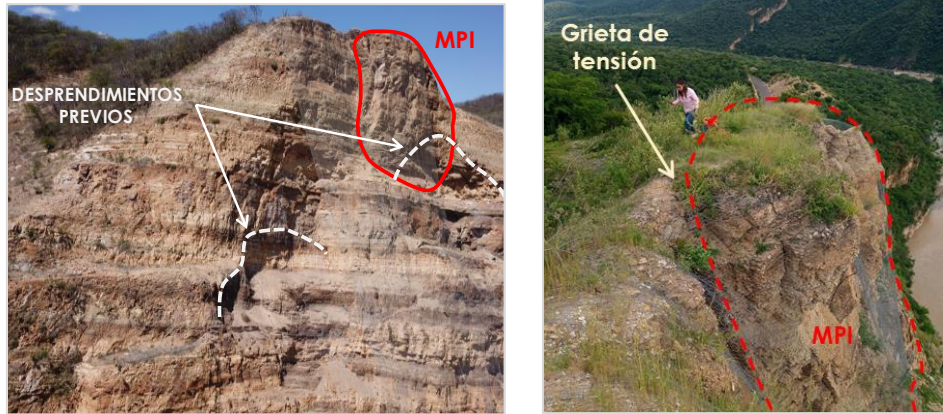
(b)



(c)



(d)



(e)

Figura 1.11. Levantamiento geológico estructural de talud en corte de autopista de la región sureste del estado de Oaxaca.

Dentro de las actividades de la geología estructural para la posterior integración geológica-geotécnica, es necesario realizar la proyección estereográfica.

La proyección estereográfica permite representar la orientación e inclinación de las familias de discontinuidades por medio de un levantamiento geológico previo; representando los objetos tridimensionales en una superficie en dos dimensiones. Para el análisis de estabilidad de taludes es común representar tanto las discontinuidades como la del propio talud de análisis (Figura 1.12), permitiendo observar el tipo de falla predominante y, para algunos casos, realizar el cálculo del factor de seguridad del talud (Jover, Ferreiro Prieto, Sentana Gadea, & Díaz Ivorra, 2002).

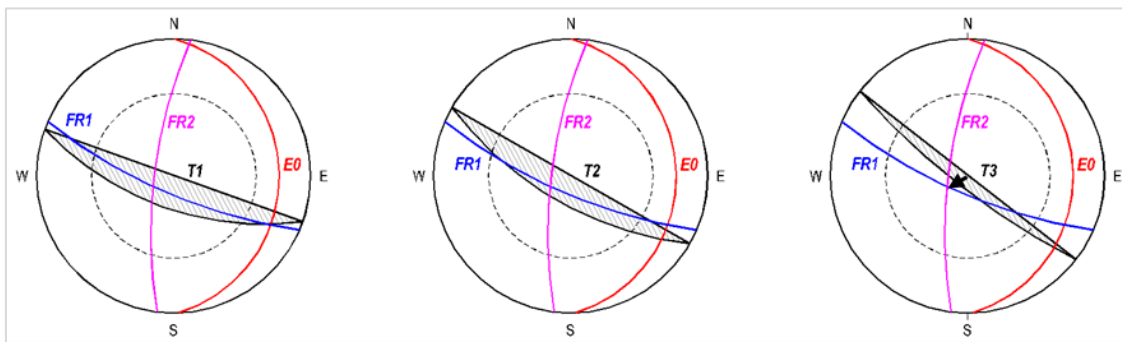


Figura 1.12. Estereograma de discontinuidades del talud en corte de autopista de la región sureste del estado de Oaxaca.

1.2.3 Estudios geofísicos

Los estudios geofísicos en la práctica de estabilidad de taludes tienen el objetivo principal de representar el comportamiento de los materiales del subsuelo en la zona a estudiar, como es el caso de contactos litológicos, inclinación, espesores de roca alterada y profundidad de la roca sana, con la finalidad de correlacionarlas con el grado de alteración, consistencia y fracturamiento.

Actualmente existen varios métodos de prospección geofísica de superficie como: eléctricos, sísmicos, electromagnéticos, gravimétricos y magnéticos. Por la manera de efectuar las técnicas, estas pueden considerarse como no destructivas, con una amplia cobertura de investigación: siendo técnicas complementarias del ensayo de sitio y técnicas de investigación directa.

En la ingeniería geológica y en específico en la estabilidad de taludes el método más utilizado para la obtención del comportamiento del subsuelo es el método de refracción sísmica.

Mediante la propagación de energía sísmica a través de las capas del subsuelo, el método de refracción sísmica permite determinar el contacto entre los materiales del subsuelo que poseen diferentes velocidades de onda P (onda longitudinal).

La prueba se realiza mediante la propagación de energía sísmica a través de un medio y un impulso generado en la superficie del terreno, conocido como punto de tiro, el cual provoca un movimiento que será detectado mediante un arreglo de receptores equiespaciados llamados geófonos (Figura 1.13), estos registran en un sismograma el tiempo de arribo de la onda P a cada geófono. La onda directa es la primera en registrarse en los receptores cercanos a la fuente, indicando la velocidad de la capa más superficial.

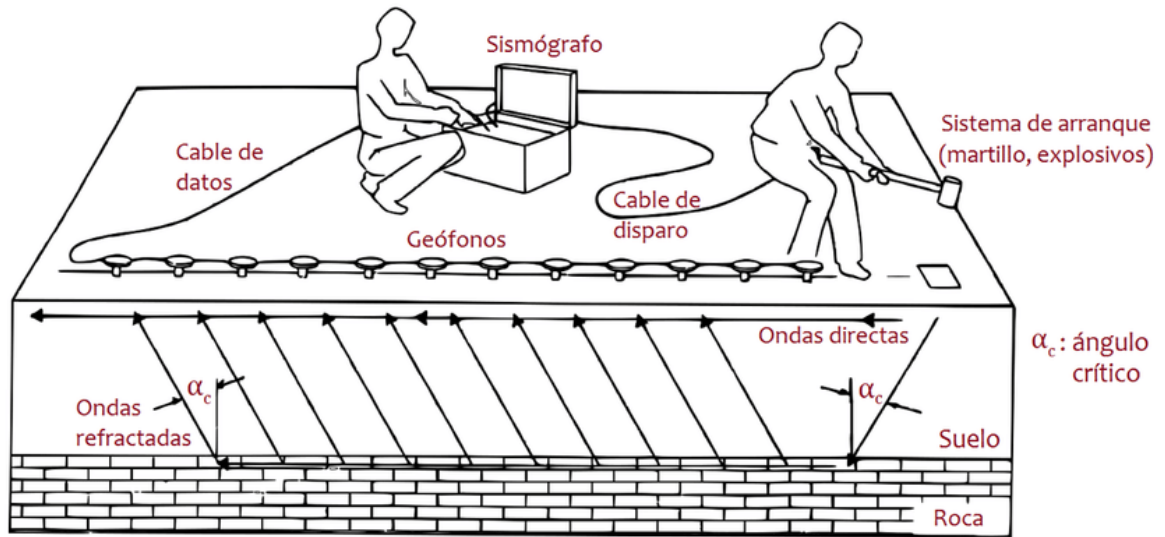


Figura 1.13 Arreglo esquemático de tendido sísmico (ASTM D5777, 2011).

Con el registro de los tiempos de llegada se pueden construir curvas de tiempo –distancia (dromocrónicas), para el posterior cálculo de velocidades y espesores de cada capa refractora del subsuelo.

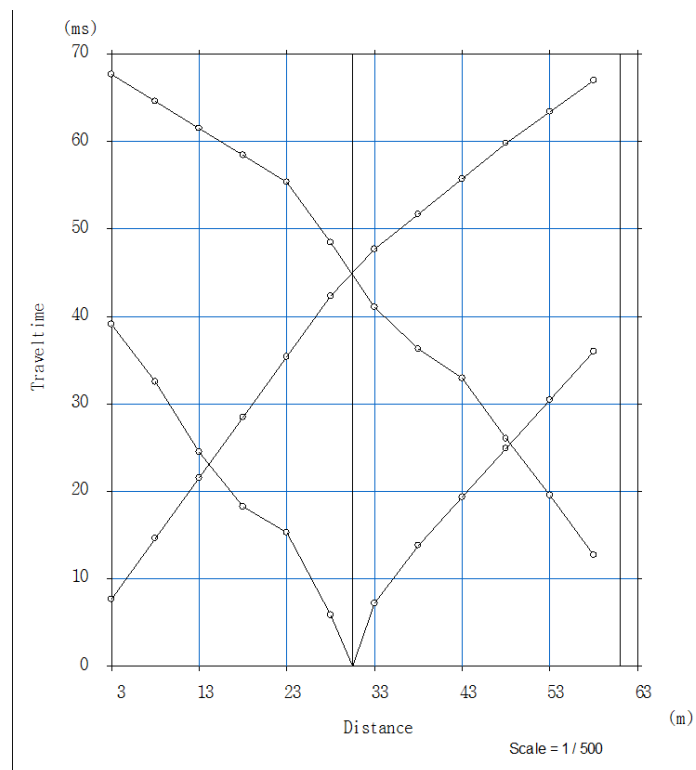


Figura 1.14 Curva dromocrónica para el caso de tres capas.

1.2.4 Estudios geotécnicos

Los estudios geotécnicos para un estudio de estabilidad de taludes comprenden los métodos de exploración directos, indirectos, pruebas de laboratorio y correlaciones, para la obtención de las características y sus comportamientos mecánicos y geomecánicos de los materiales de un talud. Entre las actividades que más destacan en la práctica, se encuentran:

- a) Estudios geofísicos mediante tendido de refracción sísmica.
- b) Ensaye mediante esclerómetro (Martillo Schmidt).
- c) Ensaye de carga puntual en roca.
- d) Análisis de retrospección.
- e) Ensaye en campo de *tilt test*, para obtener el valor de JRC, utilizado en el criterio de Barton y Choubey.
- f) Clasificación de macizos rocosos.
- g) Criterio de Hoek-Brown (2002, 2008).
- h) Ángulo de fricción de las discontinuidades mediante método de Barton y Choubey (1977).

1.3 Integración de los estudios geológicos y de los estudios geotécnicos

En la práctica profesional, la integración geológica-geotécnica se realiza de acuerdo con los estudios previos mencionados en el apartado 1.2 de esta tesis.

Esta integración geotécnica puede ser presentada mediante un informe explicativo y planos que contengan, de manera ilustrativa, los principales contactos geológicos, espesor de estratigrafías, zonas potencialmente inestables, fallas, discontinuidades, etc. (Figura 1.13).

Adicional al mapa geológico, es necesario la integración de tablas que contengan las características básicas de las unidades geológicas - geotécnicas, definiendo en ellas, los pesos volumétricos, las velocidades sísmicas, los mecanismos de falla, la resistencia a la compresión simple, los ángulos de fricción de la matriz y bloques (Tabla 1.1), por mencionar algunos. Así mismo en dicha integración se deberá de colocar la representación

estereográfica de las principales familias de discontinuidades, permitiendo observar, según el caso, los principales mecanismos de falla (Figura 1.12).

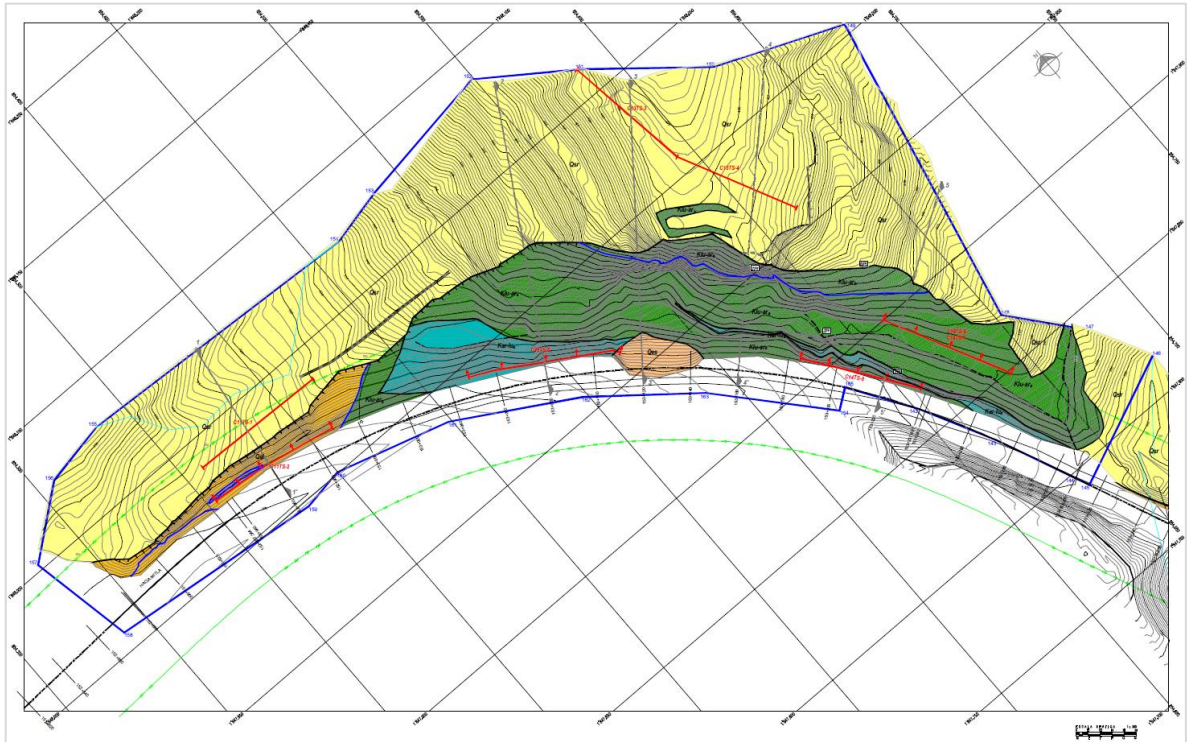


Figura 1.13 Mapa geológico visto en plata de talud en corte de autopista de la región Sureste del Estado de Oaxaca.

UNIDAD GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA	CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES	PESO VOLUMÉTRICO (KN/m3)	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE DE LA MATRIZ (Mpa)			VELOCIDAD SÍSMICA (m/s)	CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA		PROPIEDADES GEOMECÁNICAS DEL MACIZO ROCOSO *			MECANISMOS DE FALLA OBSERVABLES
			ÍNDICE ISRM	MARTILLO SCHMIDT	ENSAYO PTL		SMR**	GSI***	ÁNGULO DE FRICCIÓN (°)	COHESIÓN (MPa)	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE (Mpa)	
Klu-ar b	EXTRACTOS DE LUTITA-LIMOLITA CON HORIZONTES DE ARENISCA, MODERADA A ELEVADA ALTERACIÓN (A3-A4), MEDIANAMENTE CONSISTENTE A POCO CONSISTENTE (C3-C4) Y FRACTURAMIENTO MODERADO (F3).	24	ROCA BLANDA A MODERADAMENTE DURA (R2) 5 A 15		N.A	380-675 (ZR) 675-1260 (ZPR)	15-22 V-IV (MUY MALA- MALA)	25-30 E-P	25.70	0.177	1.700	EROSIÓN Y GRANEO. POTENCIAL DESPRENDIMIENTO DE MASA ROCOSA
Klu-ar a	EXTRACTOS DE LUTITA- LIMOLITA CON ALGUNOS HORIZONTES DE ARENISCA, POCO A MODERADA ALTERACIÓN (A2-A3), MEDIANAMENTE CONSISTENTE (C2-C3) Y FRACTURAMIENTO BAJO A MODERADO (F2-F3)	24	ROCA BLANDA A MODERADAMENTE DURA (R2-R3) 15 A 35	27-57	14-54	345-810 (ZR) 810-1740 (ZPR) 1740-3800(ZPR)	24-31 IV (MALA)	30-40 D-M/B	31.04	0.359	2.961	DESPRENDIMIENTO DE BLOQUES POR FALLA PLANA Y CUÑAS
Kar-lu a	EXTRACTOS DE ARENISCA CON HORIZONTES DE LUTITA- LIMOLITA, POCO A MODERADA ALTERACIÓN (A2-A3), CONSISTENTE A MEDIANAMENTE CONSISTENTE (C2-C3) Y POCO A MODERADO FRACTURAMIENTO (F2-F3).	22	ROCA BLANDA A MODERADAMENTE DURA (R3-R4) 35 A 70	32-61	45-157	1300-1500 (ZR) 1500-2600(ZPR) 2600-2970 (ZPR)	32-39 IV (MALA)	40-50 B-B	41.13	0.388	5.686	DESPRENDIMIENTO DE BLOQUES POR FALLA PLANA Y CUÑAS

NOTAS:

*VALOR OBTENIDO CON EL AJUSTE AL CRITERIO DE MOHR-COULOMB, A PARTIR DE LOS CÁLCULOS REALIZADOS CON EL CRITERIO DE HOEK- BROWN GENERALIZADO (2002)

ZR: ZONA RELAJADA

ZPR: ZONAPOCO

RELAJADA

ZNR: ZONA NO

RELAJADA

NA: NO APLICA

Tabla 1.1 Parámetros de las unidades geológico-geotécnicas en taludes.

En la sección geológica (Figura 1.14) y en el perfil geológico (Figura 1.15) se deberán de representar toda la geología estructural de campo y los espesores acordes a los resultados de los trabajos geofísicos de tendido de refracción sísmica.

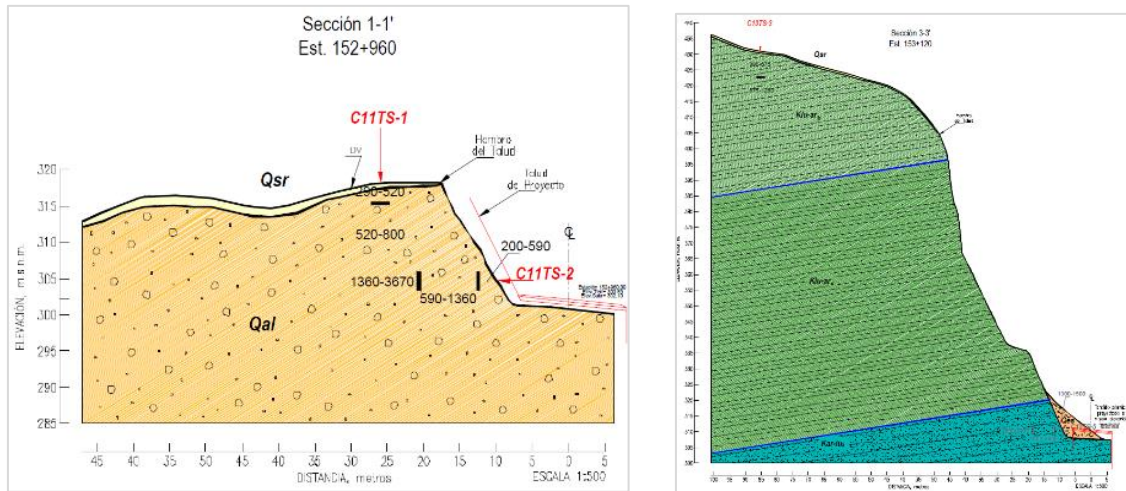


Figura 1.14. Sección transversal representativa de talud en corte de autopista de la región sureste del estado de Oaxaca.

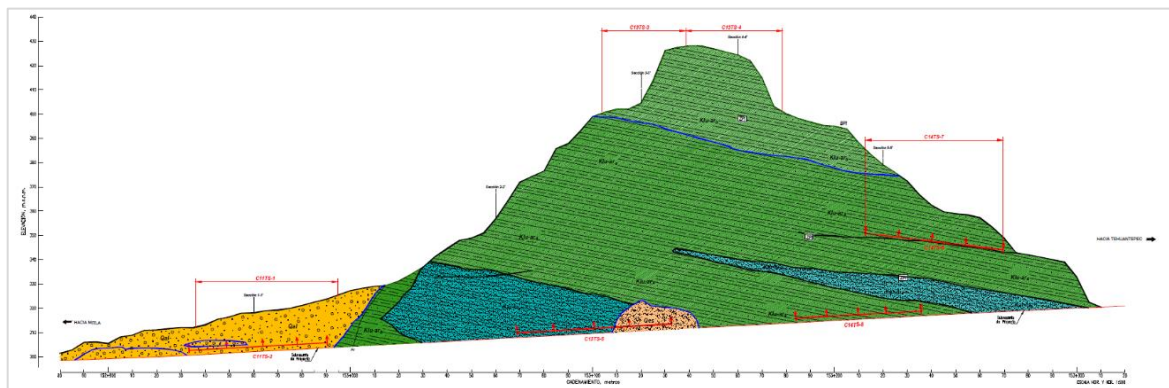


Figura 1.15 Perfil geológico-geotécnico longitudinal por el eje del talud en corte de autopista de la región sureste del estado de Oaxaca.

La información antes mencionada permitirá efectuar el correspondiente análisis de estabilidad.

CAPÍTULO 2. MECANISMOS DE FALLA Y ANÁLISIS EN TALUDES ROCOSOS EN CARRETERAS

En la práctica profesional de estabilidad de taludes rocosos en tramos carreteros y tomando como referencia la región sureste del estado de Oaxaca, se han presentado los mecanismos de falla circular, plana, volteo y en cuña, todos ellos condicionados respecto al grado de saturación de macizos rocosos, orientación y distribución de discontinuidades del talud en corte, definiendo su estabilidad respecto a los parámetros de resistencia de las discontinuidades y matriz rocosa (Gonzales, 2002). Su representación se realiza en una red estereográfica, involucrando los planos de discontinuidades con respecto a la orientación del talud en estudio.

En los apartados siguientes se explicarán dichos mecanismos de fallas.

2.1 Falla plana en rocas

Es llamada falla plana cuando su deslizamiento se produce a través de una única superficie plana. Existen dos condiciones para que se genere dicha falla: la primera condición, indica que los rumbos o trazas horizontales del plano de deslizamiento deben de ser paralelos o casi paralelos, formado entre sí un máximo de 20° ; la segunda, corresponde al caso en que los límites laterales de la masa deslizante producen una resistencia al deslizamiento despreciable. Las condiciones anteriores permiten estudiar al talud como un problema bidimensional (Wyllie & W Mah, 2005).

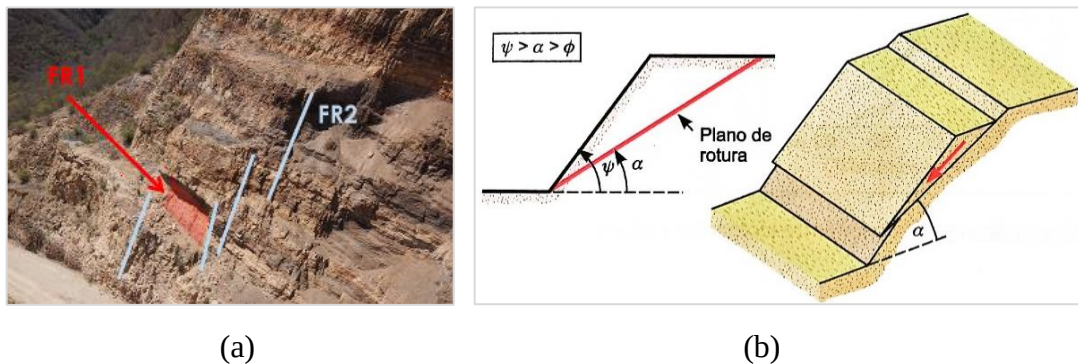


Figura 2.1 (a) Mecanismo de falla plana en taludes en corte de autopista de la región sureste del estado de Oaxaca. (b) Condición de falla plana (Gonzales, 2002).

Por lo tanto, la falla plana se produce cuando los planos afloran en la superficie del talud cumpliendo la condición $\psi_f > \alpha > \phi$, en donde ψ_f se refiere al ángulo de inclinación del talud, α al ángulo del plano de falla y ϕ ángulo de fricción interna de material.

Aunque este tipo de falla es relativamente rara, no es correcto ignorarla, debido a que se demuestra la sensibilidad del talud al cambio de la resistencia al corte y las condiciones del agua al mismo (Wyllie & W Mah, 2005).

La representación geométrica de una falla plana puede ser observada de manera estereográfica, observando así los planos de discontinuidades con respecto a la orientación del talud, tal como se logra observar en la Figura 2.2.

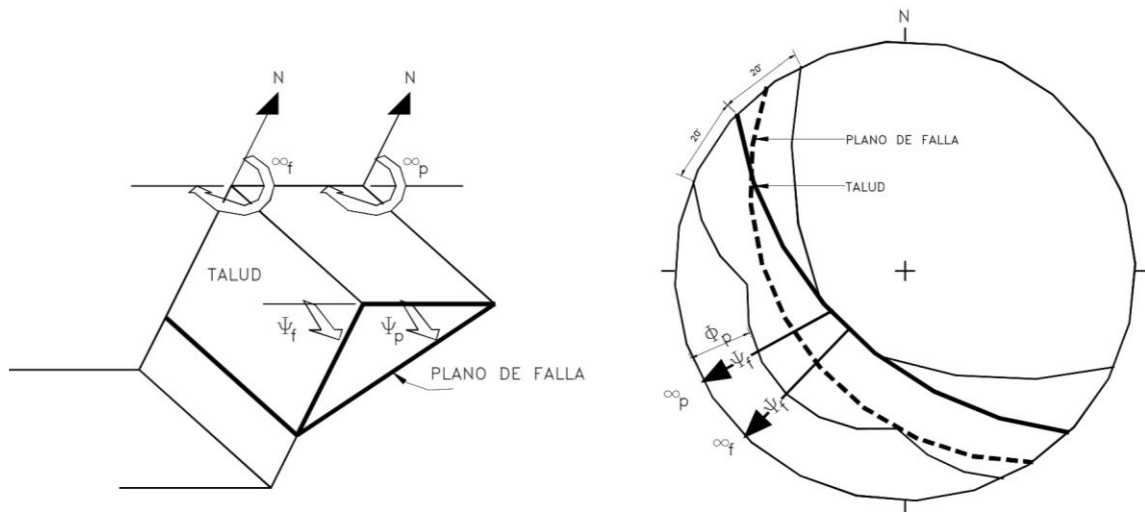


Figura 2.2 Representación estereográfica de los planos de discontinuidades con respecto a la orientación del talud (Diaz, 1998).

Existen diferentes tipos de fallas planas en macizos rocosos que dependen de la distribución y características de las discontinuidades en el talud, esta puede generarse por un plano paralelo a la cara del talud, ya sea por cuestiones de erosión o pérdida de resistencia del pie. El otro tipo de falla es generado por un plano que aflora a la cara o en el pie del talud con o sin una grieta de tensión (Gonzales, 2002).

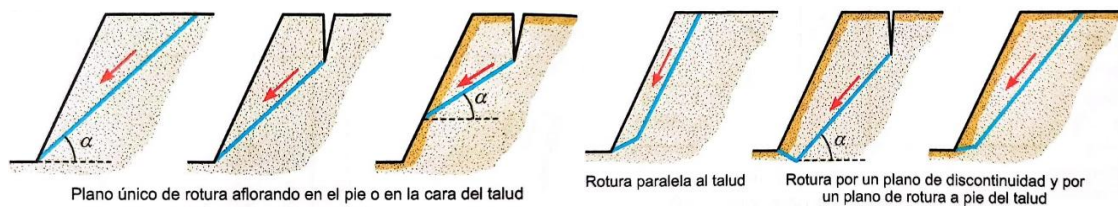


Figura 2.3 Tipos de roturas planas en rocas (Gonzales, 2002).

2.2 Falla en cuña en rocas

Una falla en cuña es un tipo de deslizamiento llamado traslacional controlado por dos o más discontinuidades como puede ser una estratificación, esquistosidad, diaclasas, fallas, etc. Su deslizamiento se da principalmente en rocas resistentes, con discontinuidades bien marcadas. Existen dos tipos de cuñas: la primera se denomina cuña directa, esta indica la intersección de dos discontinuidades o superficies de debilidad que se inclinan en sentido diferente (Figura 2.4a); la segunda es denominada cuña inversa, generada cuando la inclinación de dichas discontinuidades va en el mismo sentido (Figura 2.4b). (Oyanguren & Alejano Monge, 2004).

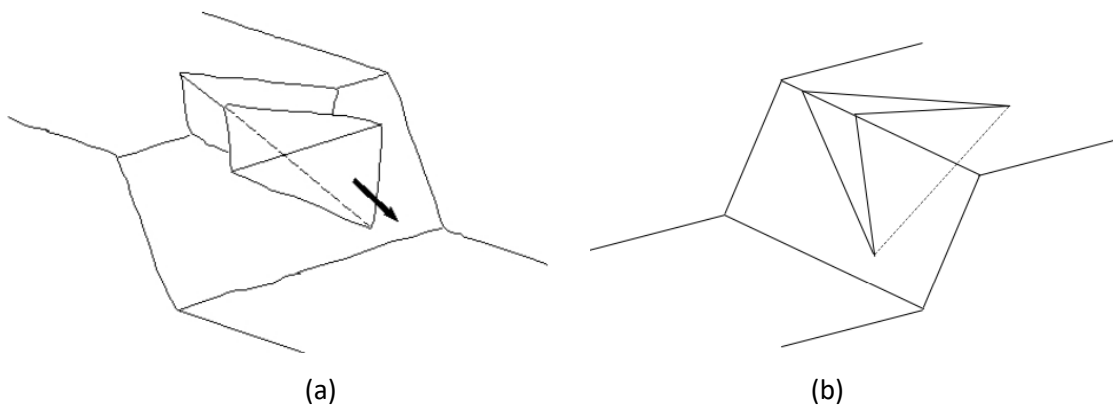


Figura 2.4 (a) Cuña directa (b) Cuña inversa en perspectiva (Oyanguren & Alejano Monge, 2004).

Una falla en cuña depende primordialmente, de la litología y de la masa de roca, por lo tanto, su análisis cinemático (Figura 2.5) es controlado por la orientación de la línea de intersección de los dos planos. Las condiciones estructurales que se deben cumplir son las siguientes (Diaz, 1998).

- La dirección de la línea de intersección debe ser muy cercana a la del buzamiento de la superficie del talud.
- El buzamiento de la línea de intersección debe ser menor que el de la superficie del talud.
- El buzamiento de la línea de intersección debe ser mayor que el ángulo de fricción promedio de las dos superficies.

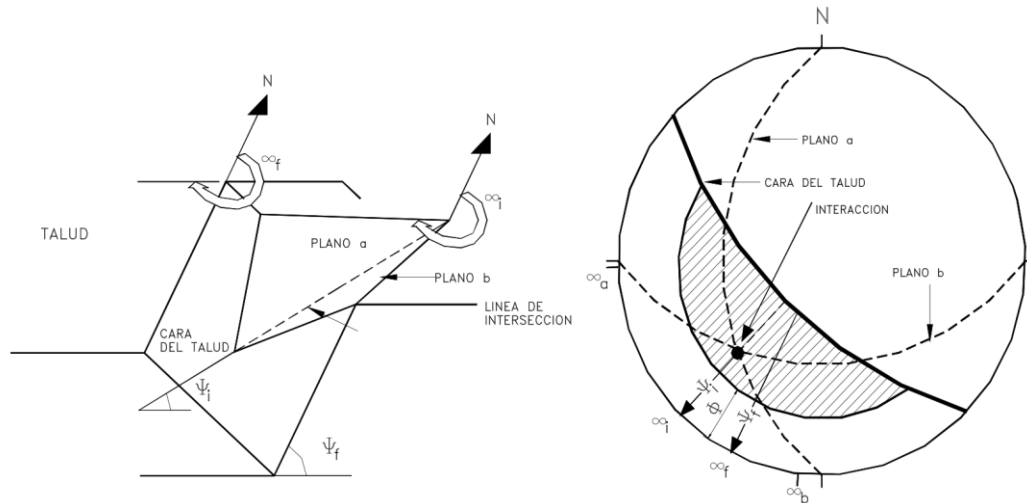


Figura 2.5 Análisis Cinemático a) Falla en cuña b) Representación estereográfica de falla por cuña (Hoek & Bray, 1981).

A comparación de la falla plana, la obtención del factor de seguridad de la falla en cuña es más compleja debido a que el cálculo es realizado en tres dimensiones y con un número mucho mayor de variables angulares (Carcedo, Andreu Posse, & Fe Marques , 1987).

Las fallas de cuña pueden ocurrir con más frecuencias que una plana, por lo tanto, su análisis es un componente importante en la ingeniería de taludes rocosos. En el libro Rock Slope Engineering Civil Applications, de manera específica en el Capítulo 8 Falla por cuña, se detalla el análisis de cuñas mediante los trabajos de Goodman (1964), Wittke (1965), Londe (1965), Londe, Vigier y Vormeringer (1969, 1970), Vormeringer (1969, 1970) y John (1970), así como, las condiciones geológicas para que estas ocurran, tablas de diseño, análisis cinemático, cálculo de factor de seguridad para cuñas bajo condiciones únicas de fricción, presión de agua y pernos.

2.3 Falla por volteo en roca

La falla por volteo es producida en taludes de macizos rocosos donde los estratos presentan buzamiento contrario a la inclinación del talud y dirección paralela o subparalela al mismo (González, 2002). Por lo tanto, su mecanismo es un modo de falla que resulta de un vuelco, giro, rotación o momento en bloques o columnas alrededor de una base fija (Wyllie & W Mah, 2005). Este tipo de falla puede ser observada fácilmente en campo (Figura 2.6) y detectada mediante la representación estereográfica (Figura 2.7).

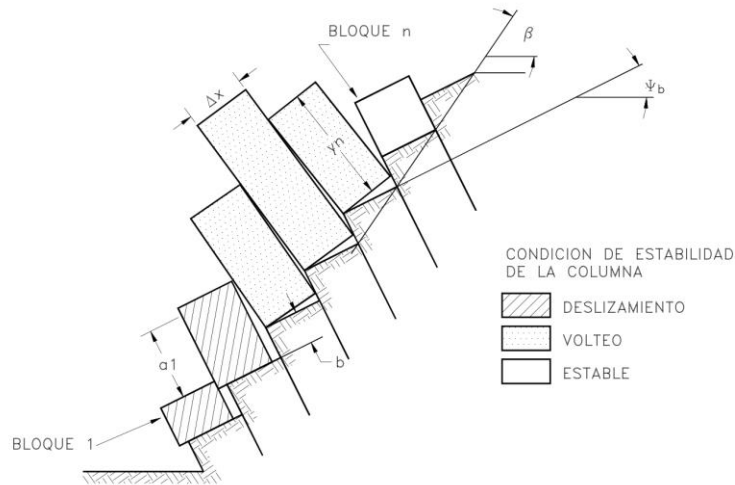


Figura 2.6 Esquema general de la falla por volteo (Díaz, 1998).

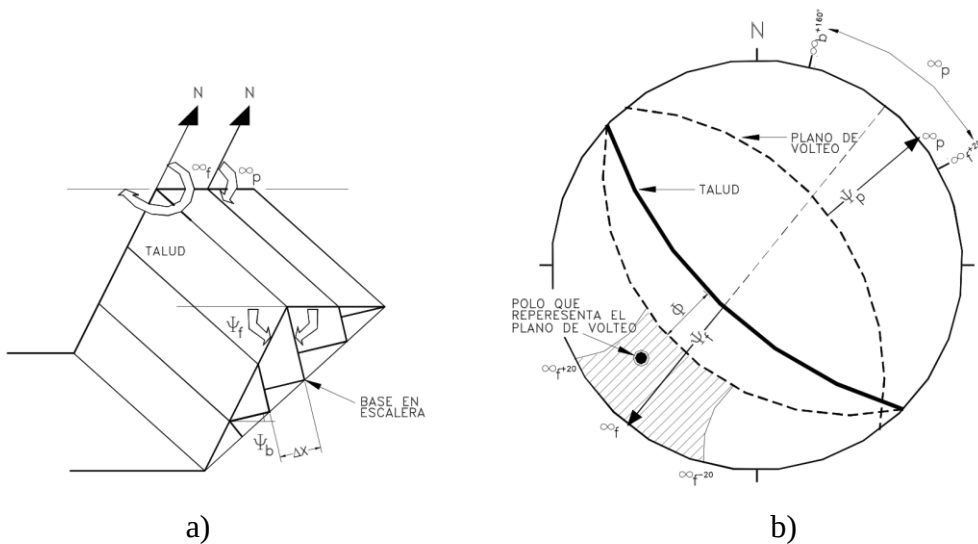


Figura 2.7 Análisis cinemático de la falla por volteo a) Modelo de la falla al volteo b) Representación estereográfica de falla por volteo (Díaz, 1998).

2.4 Criterio de falla circular en roca

Debido a que existen materiales muy débiles como es el caso de rocas muy meteorizadas o estrechamente fracturadas, la falla en dichos materiales se produce a lo largo de una superficie que se aproxima a una forma circular (Figura 2.8). En las rocas fracturadas o muy erosionadas, ya no existe un patrón estructural bien definido o control de características geológicas como los planos de estratificación y las juntas que dividen la roca en una masa discontinua, por lo tanto, la superficie de deslizamiento es libre de encontrar la línea de menor resistencia a través del talud, por lo tanto, este tipo de falla se deberá de estudiar de manera diferente (Wyllie & W Mah, 2005).



Figura 2.8 Falla circular en roca granítica muy erosionada (Wyllie & W Mah, 2005).

Tomando como referencia el libro Rock Slope Engineering Civil Applications y las consideraciones de análisis para un talud no homogéneos, se mencionan los siguientes métodos de análisis:

- a) Método de Bishop y Janbu.
- b) Uso del criterio de falla no lineal en el análisis de estabilidad de Bishop.

La lectura y desarrollo de fórmulas, podrá consultarse de manera detallada en apartado 9.6 Análisis detallado de la estabilidad de las fallas circulares del libro *Rock Slope Engineering Civil Applications*.

2.2 Análisis de estabilidad

Actualmente existen varios software en la ingeniería tanto geotécnica como de rocas que permiten de manera interactiva el análisis de estabilidad, sin embargo, es necesario conocer los métodos y criterio que utilizan estas herramientas para llegar a sus resultados, principalmente para saber si la manera de plantear el análisis es la más correcta a las condiciones reales del talud, obteniendo así, resultados confiables y seguros que no subestimen y aumenten el costo de los métodos de estabilización.

Como bien se sabe el análisis de estabilidad de un talud ya sea en roca como en suelo, es calculado mediante un factor de seguridad, bajo diferentes acciones desencadenantes y métodos determinísticos de equilibrio límite.

Los métodos, criterios, así como las recomendaciones para asegurar la estabilidad de un talud bajo sus diferentes acciones que desencadenan la falla (peso propio del material, presión hidrostática, sismo), serán presentados en los siguientes subcapítulos.

2.3 Análisis del método de equilibrio límite

Antes de entrar a detalle con los análisis de estabilidad respecto a los mecanismos de falla presentados en el capítulo anterior, es importante mencionar que el alcance de esta tesis es referirse al análisis de estabilidad de taludes mediante métodos de equilibrio límite.

El método de equilibrio límite consiste en la comparación de fuerzas propensas al movimiento con respecto a las que resisten y se oponen al mismo a lo largo de una determinada superficie de rotura, basándose en el criterio de Mohr -Coulumb y así

obtener el coeficiente de seguridad , asumiendo las condiciones 1) La superficie de rotura deberá de ser cinemáticamente posible 2) La distribución de las fuerzas que actúan en la superficie de falla podrán ser datos conocidos (pesos volumétricos, presión del agua , acciones desencadenantes etc.) 3) La resistencia se moviliza a través de manera simultánea a lo largo de todo el plano de rotura (Gonzales, 2002).

El coeficiente de seguridad puede ser expresado tanto en términos de fuerzas y tensiones tal como se muestran en las Ecuaciones 2.1 y 2.3, así como la ecuación 2.3, respecto a la Figura 2.9.

$$F = \frac{\text{Fuerzas estabilizadoras}}{\text{Fuerzas desestabilizadoras}} \dots\dots\dots Ec 2.1$$

$$F = \frac{\text{Tensiones tangenciales resistentes}}{\text{Tensiones tangenciales deslizantes}} \dots\dots\dots Ec 2.2$$

$$F = \frac{R_c + R_\phi}{S} \dots\dots\dots Ec 2.3$$

Donde:

R_c =fuerzas cohesivas = cA .

R_ϕ = Fuerzas de fricción = $W \cos \alpha \operatorname{tg} \phi$.

S = fuerzas que tienden al deslizamiento = $W \operatorname{sen} \alpha$.

A = área del plano de rotura.

U = fuerza total del agua.

Y para el caso de existir la presión del agua:

$$R_\phi = (W \cos \alpha - U) \operatorname{tg} \phi \dots\dots\dots Ec 2.4$$

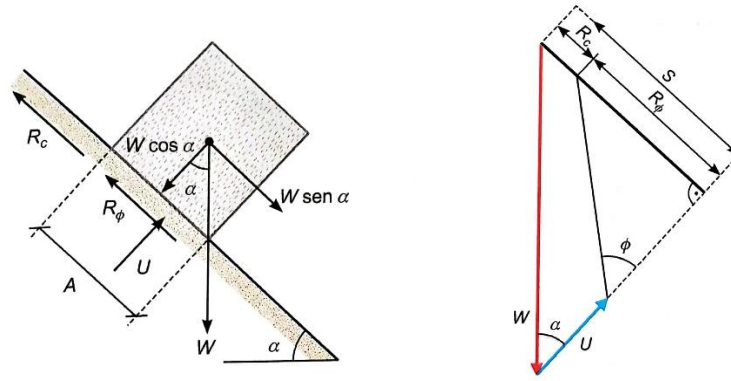


Figura 2.9 Fuerzas actuando sobre una superficie de rotura en talud (Gonzales, 2002).

Los métodos de equilibrio límite son clasificados en dos tipos, el primero considera el análisis de bloques y el segundo corresponde a masas divididas en rebanadas, para el caso de rocas es utilizada la primera clasificación.

2.4 Análisis de estabilidad permanente por peso propio

2.4.1 Falla plana

El análisis de rotura plana se realiza utilizando los valores de la fuerza debida a la cohesión en el plano de deslizamiento (cA), fuerzas al rozamiento en el plano ($(W \cos \alpha - U) \tan \phi$), componente estabilizadora del peso ($W \cos \alpha$), fuerza total debido a la presión de agua sobre la superficie de deslizamiento (U) y peso tendente al deslizamiento se realiza el análisis de rotura plana ($W \sin \alpha$), mediante la Ecuación 2.5. Donde las fuerzas actuantes son divididas entre la superficie de falla considerada (Gonzales, 2002).

$$F = \frac{cA + (W \cos \alpha - U) \tan \phi}{W \sin \alpha} \dots \dots \dots Ec \ 2.5$$

El caso siguiente corresponde cuando el análisis considera una grieta de tensión rellena de agua. El parámetro adicional a la Ecuación 2.5 es: la fuerza ejercida por el agua sobre la grieta de tensión (V).

$$F = \frac{cA + (W \cos \alpha - U - V \sin \alpha) \tan \phi}{W \sin \alpha + V \cos \alpha} \dots \dots \dots Ec \ 2.6$$

Para el caso de existir una fuerza externa en una rotura plana de un talud, puede ser utilizada la Ecuación 2.7.

$$F = \frac{cA + (W \cos \alpha - U + T \delta) \tan \phi}{W \sin \alpha + T \cos \delta} \dots \dots \dots Ec \ 2.7$$

Donde T es la fuerza de tensión y δ corresponde al ángulo formado por la superficie de falla respecto al ángulo de inclinación del anclaje. De manera ilustrativa a continuación se presentan las fuerzas que actúan sobre la superficie de falla plana (Figura 2.10 a) y fuerzas externas de anclaje (Figura 2.10 b).

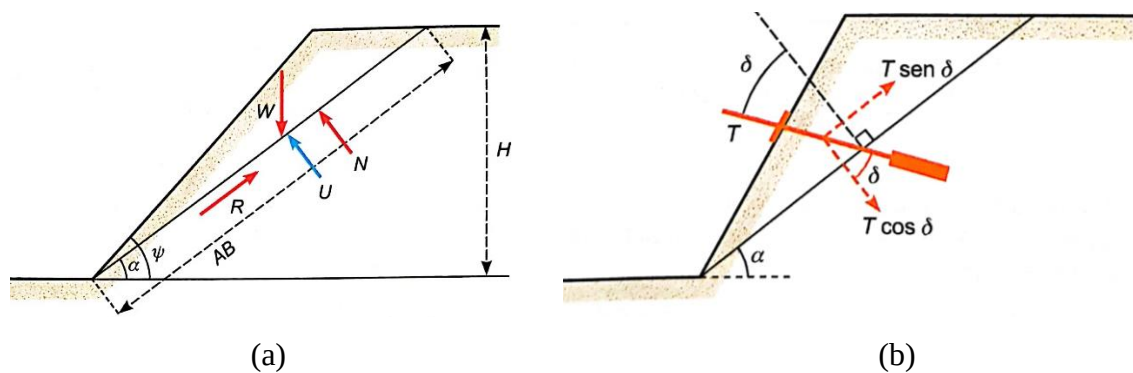


Figura 2.10 (a) Interacción de fuerzas sobre falla en cuña (b) Fuerza externa (anclaje) aplicada sobre talud (Gonzales, 2002).

Los detalles de la fórmula anterior, ejemplos y consideraciones, se podrán consultar tanto en el libro de Ingeniería Geológica - Capítulo 9.5 Análisis de estabilidad y *Rock Slope Engineering Civil Applications* - Capítulo 7 Falla plana.

2.3.2 Falla en cuña

El análisis de falla en cuña que a continuación se presenta, se refiere a un modelo analítico con una formula en donde de manera simple, se expone que solo existe fricción para los dos planos de cuña y que el ángulo de fricción es el mismo para ambos, obteniendo el factor de seguridad como se muestra en la Ecuación 2.8. (Hoek & Bray, 1981).

$$F = [(R_A + R_B) \tan \phi] / W \sin \alpha \dots \dots \dots Ec \ 2.8$$

Siendo α el ángulo de la línea de intersección con la horizontal.

Para obtener R_A y R_B se han de calcular las fuerzas actuantes en la dirección paralela y perpendicular a la línea de intersección de los planos de cuña:

$$\text{sen}(\beta - 1/2 \xi) R_B \text{sen} = (\beta + 1/2 \xi) \dots \dots \dots Ec 2.9$$

$$R_A \cos(\beta - 1/2 \xi) - R_B \cos(\beta + 1/2 \xi) = W \cos \alpha \dots \dots \dots Ec 2.10$$

Despejando R_A y R_B y sumando.

$$R_A + R_B = [W \cos \alpha \text{sen} \beta] / \text{sen } 1/2 \xi \dots \dots \dots Ec 2.11$$

$$F = [\text{sen} \beta / \text{sen } 1/2 \xi] [tg \varphi / tg \alpha] \dots \dots \dots Ec 2.12$$

Si se considera la cohesión de los planos y la presión del agua sobre los mismos, el cálculo se complica. Su desarrollo completo se incluye en Hoek y Bray (1981).

Así mismo, este tipo de mecanismo puede ser calculado mediante los ábacos de Hoek y Bray (1981) y proyección estereográfica por el método de John (1968), considerando un caso simple sin cohesión ni presencia de agua para el primer caso y el según considerando el concepto de cono de fricción.

2.3.3 Falla por volteo

Para este análisis se considera la suma de los momentos que causan el volteo de un bloque (el componente de peso horizontal del bloque y la suma de la conducción fuerzas de bloques adyacentes detrás del bloque en consideración) es comparado con la suma de los momentos que resisten el derribo (componente de peso vertical del bloque y fuerzas de resistencia de bloques adyacentes frente al bloque bajo consideración), por lo tanto, al exceder los momentos impulsores sobre los resistentes ocurre el derrumbe (Kliche, 1999).

Los análisis de volteo pueden ser calculados mediante métodos de equilibrio límite, por lo que se sugiere consultar las referencias (Goodman & Bray, 1976) y (Hoek & Bray, 1981).

2.4 Consideraciones en el análisis de estabilidad permanente por peso propio con presencia de agua

Tomando en cuenta que la presencia del agua subterránea en un talud rocoso tiene un efecto perjudicial sobre su estabilidad, en los siguientes apartados serán presentadas algunas consideraciones de su efecto.

2.4.1 Efectos del agua en taludes

Los principales efectos que el agua puede provocar al estar presente en un talud rocoso son (Wyllie & W Mah, 2005).

- a) Reducir la resistencia al corte de las posibles superficies de falla, para el caso de existir la presencia de agua en grietas de tensión verticales, se reduce la estabilidad aumentando las fuerzas que provocan el deslizamiento.
- b) Los cambios en el contenido de humedad de algunas rocas, particularmente las pizarras, pueden causar acelerado y una disminución de la resistencia al corte.
- c) Al congelarse el agua subterránea puede causar acñamiento en grietas llenas de agua, debido a los cambios de volumen del hielo en función de la temperatura. Además, la congelación de las aguas superficiales en las laderas puede bloquear vías de drenaje, lo que provoca una presión del agua mayor.
- d) Erosión de la roca meteorizada y de baja resistencia por agua superficial, provocando socavación y desprendimiento de bloques al pie del talud.
- e) Aumento en el costo y tiempo de excavación, debido a al uso de explosivos resistentes al agua y equipo de bombeo.

2.5 Consideraciones en el análisis de estabilidad permanente por peso propio más sismo

Considerando que la república Mexicana es una zona altamente sísmica y que el diseño de estabilidad de taludes debe de tener en consideración los efectos del movimiento del terreno inducidos por terremotos, es importante estudiar este tipo de efecto.

2.5.1 Métodos y consideraciones para el análisis sísmico

Al diseñar un talud este puede estar sometido a un movimiento sísmico de acuerdo con su ubicación, por lo tanto, es importante obtener y definir la información cuantitativa sobre la magnitud el movimiento y así para posteriormente aplicar la fuerza critica capaz de provocar el desequilibrio del macizo en análisis.

A continuación, son presentadas cinco parámetros que incluyen en la estabilidad durante un sismo (Keefer, 1992).

- a) Ángulo de la pendiente: en pendientes con ángulos inferiores a 25° , rara vez se presentan deslizamientos y desprendimientos de roca.
- b) Intemperismo: las rocas muy erosionadas que comprenden núcleos de piedras en una matriz de suelo y suelo residual tienen más probabilidades de fallar que la roca sana.
- c) Calidad de la roca: las rocas poco sanas, en donde las partículas están débilmente adheridas, tienen más probabilidades de fallar que las rocas más resistentes y sanas.
- d) Características de las discontinuidades: la roca con discontinuidades abiertas y muy próximas entre sí es más susceptible de fallar que la roca maciza en la que las discontinuidades son cerradas y cicatrizadas.
- e) Agua: en taludes con nivel freático alto o en los que se han producido precipitaciones recientes, son más susceptibles de fallar.

Otros factores que incluyen la estabilidad de taludes en roca, es las propiedades del material que conforma el talud, orientación de la falla que origino el sismo, así como, la duración de este, lo cual provoca efectos como la deformación sísmica y perdida de resistencia al corte de los materiales del talud.

Existen métodos de análisis los cuales fueron desarrollados para evaluar la estabilidad o desplazamiento de los taludes durante los sismos, estos métodos son divididos en tres categorías de acuerdo con la Tabla 2.1.

Análisis	Características
Pseudoestático.	Es una modificación del análisis de equilibrio límite ampliamente utilizado y es el método analítico más sencillo.
Desplazamiento permanente (Newmark ,1965).	Es un método más realista para evaluar los efectos sísmicos. y existen procedimientos para calcular el desplazamiento de los taludes en función de las condiciones del emplazamiento
Deformación bajo tensión.	Implica la aplicación de modelos muy complejos y estructuras críticas, como las presas de tierra, en las que se dispone de una gran densidad de datos del emplazamiento

Tabla 2.1 Métodos de análisis sísmico para taludes rocosos.

El análisis pseudoestático y desplazamiento es explicado y se sugiere consultar la referencia (Hoek & Bray, 1981).

2.6 Caído de bloques

El análisis de caída de bloques es realizado en la práctica para evaluar la susceptibilidad de la roca al desprenderse de las zonas en estudio. Los procesos que se desarrollan en este evento son: caída libre, rebote, rodadas y deslizamiento (Figura 2.11). Las leyes de la física mecánica controlan dichos mecanismos, ya que consideran el principio de conservación de la energía, a partir de la energía potencial almacenada de los bloques suspendidos, teniendo como resultado energía cinemática durante el movimiento, por lo tanto, al conocer el punto de desprendimiento del bloque, la misma topografía del talud y la pérdida de energía en cada impacto es posible la predicción de la posición y velocidad (simulación de trayectoria de bloques) de un bloque a lo largo de su recorrido. (Basson, 2012)

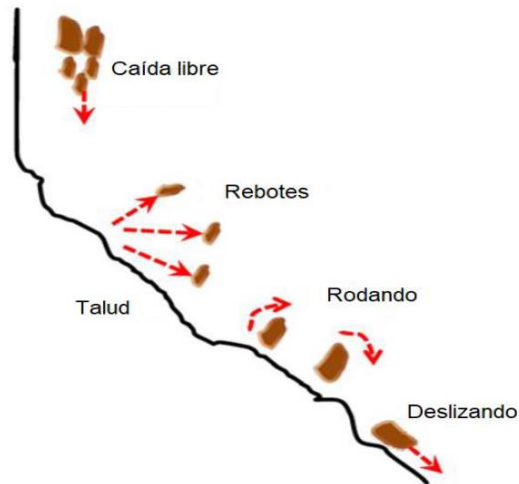


Figura 2.11 Tipo de movimientos durante la caída de bloques (Basson, 2012).

Los desprendimientos de roca se caracterizan por una alta energía, movilidad y pueden ser provocados por terremotos, lluvias, ciclos de congelación y descongelación o meteorización progresiva del material rocoso y las discontinuidades en condiciones climáticas adecuadas (Agliardi & Crosta, 2003).

Los fenómenos de caídos de rocas pueden ser clasificados en cuatro categorías (Rochet, 1987).

- a) Caídas de un solo bloque (volumen involucrado que oscila entre 10^{-2} y 10^2 m^3).
- b) Caídas masivas ($10^2 - 10^5 \text{ m}^3$).
- c) Caídas de masa muy grandes ($10^5 - 10^7 \text{ m}^3$).
- d) Desplazamiento de masa (más de 10^7 m^3).

La manera de identificar las áreas de origen de los desprendimientos de roca, se proponen varios enfoques los cuales se presenta en la Tabla 2.2.

Métodos	Características
Directos	Se basa en el análisis de eventos históricos de caída de rocas y las opiniones subjetivas de expertos y puede realizarse mediante investigación de campo, mapas ortofotográficos digitales, modelos de elementos digitales, modelos digitales de superficie y los modelos digitales de terreno producidos por técnicas modernas de detección remota (fotogrametría digital y escaneo láser).
Morfométricos	se centran en la definición de un ángulo de pendiente umbral, por encima del cual la pendiente se considera áreas de origen de caída de rocas
Espacialmente distribuidos	Son generados mediante la investigación de zonas potencialmente inestables, basadas a partir del análisis de las propiedades de las discontinuidades.
Estadísticos/probabilistas	Basados en el mapeo de áreas regionales de origen que permiten la investigación de la relación entre las fuentes de desprendimiento de las rocas y sus factores condicionantes.

Tabla 2.2 Método de identificación de desprendimientos (Yan, y otros, 2023).

La finalidad de realizar una simulación de caídos es la de: obtener la trayectoria de los bloques distancias máximas de recorrido parámetros cinemáticos, probabilidad de que el bloque alcance distancias específicas. Toda esta información permitirá obtener las recomendaciones y diseño del talud como: alturas de muros gavión, mallas superficiales, bermas, túneles falsos etc. (Agliardi & Crosta, 2023). Actualmente existen diferentes Software que permiten realizar las simulaciones antes mencionadas, mostrando simulaciones ilustrativas, graficas e interactiva.

2.7 Recomendaciones de los factores de seguridad

Una vez realizado el análisis de estabilidad, mediante el escenario geomorfológico, parámetros mecánicos, acciones desencadenantes, es importante definir y considerar el factor de seguridad de diseño.

Considerando que los factores de seguridad se deben de adoptar analizando el problema globalmente y tomando en cuenta que siempre se adoptan aproximaciones y existen incertidumbre, debido a la complejidad del terreno y al conocimiento incompleto de las condiciones en que se encuentra el subsuelos, es importante la selección y adopción de un factor de seguridad, que garantice los riesgos de accidentes o roturas (Carcedo, Andreu Posse, & Fe Marques , 1987).

Los criterios de selección del factor de seguridad que se deben de tomar en cuenta para su elección se presentan en la Tabla 2.3.

En el caso de carreteras se menciona que un factor de seguridad de 1.5 es razonablemente aceptable, establecido con base en la experiencia. En la Tabla 2.4 se presenta el nivel de estabilidad para taludes, definido en función del factor de seguridad (U.S. Army, 2003).

FS	Estado	Consideraciones
$\leq 1,0$	Potencialmente inestable	Inestable o en estado marginal de estabilidad con mínimas perturbaciones podrían inducir en deslizamientos
$\leq 1,0$ y $\leq 1,5$	Moderadamente estable	Necesita de obras complementarias para la mejora de la estabilidad
$> 1,5$	Estable	Podría necesitar adecuación mínima o ninguna.

Tabla 2.4 Factor de seguridad en carreteras (U.S. Army, 2003).

Actualmente no existe normativa en la República Mexicana que consideran un factor de seguridad mínimo, la Tabla 2.5 muestra algunos de ellos, incluyendo un factor de seguridad mínimo para análisis dinámico.

Referencia	Análisis estático	Análisis dinámico
DM-7.01 (1986) y DM-7.02 (1987)	1.5	1.2-1.15
Torres Vila (1986)	1.5	-
Alva e Infantes (2001)	-	>1
Abramson et al. (2002)	-	>1
FHWA-NHI-11-032 (2011)	-	1.1
NC-856:2011 (2011)	1.5	-
CE-020 (2012)	1.5	1.25
AASHTO-LRFD (2014)	1.33-1.53	1.1

Tabla 2.5 Factores de seguridad permisibles considerados por diferentes normas y autores según el tipo de análisis (Mesa Lavista, Álvarez Pérez, & Chávez Gómez, 2021).

Función	Observaciones
Método de cálculo utilizado	Por las hipótesis impuestas y por el nivel de simplificaciones adoptadas durante el cálculo, se pueden delimitar los órdenes de magnitud de los errores que se introducen, que lógicamente, deben estar del lado de la seguridad.
Nivel de intensidad de las investigaciones de campo realizadas.	La intensidad de reconocimiento de campo y la calidad de estos debe condicionar lógicamente el factor de seguridad que se seleccionen, por lo tanto y lógicamente mayor confianza en los datos que se posean menor debe ser el factor de seguridad seleccionado.
Cantidad, calidad y representatividad de los ensayos de laboratorios realizados	La calidad, cantidad, así como el tipo de prueba, delimita la confianza del análisis y por lo tanto el factor de seguridad.
Consecuencias de que se produzca la rotura total o parcial	La valoración de riesgo de pérdidas humanas y económicas se debe de tomar en cuenta
Tiempo que actúa cada- solicitud	Para análisis a corto plazo se consideran factores de seguridad inferiores y para superiores viceversa, el incremento puede suponerse en torno al 10-30 %. Si se consideran cargas exteriores, también tienen un tiempo de actuación y en consecuencia se puede exigir un factor de seguridad diferente. Bajo condiciones sísmicas, los factores de seguridad que se suelen exigir están próximos a la unidad.
Homogeneidad prevista en el terreno	Hay que considerar que existen variaciones de estratos, con parámetro resientes mayores y menores.
Control y seguimiento que se vaya a seguir durante la ejecución de la obra y durante los primeros años de vida de la misma	La instrumentación por ejemplo es una manera de disponer de información muy valiosa que permite diseñar con factores de seguridad más bajos.

Tabla 2.3 Criterios de elección del factor de seguridad (Carcedo, Andreu Posse, & Fe Marques , 1987).

CAPÍTULO 3. OBTENCIÓN DE PARÁMETROS RESISTENTES Y CLASIFICACIONES GEOMECÁNICAS PARA LOS ANÁLISIS DE ESTABILIDAD.

En el capítulo anteriores se ha expuesto los trabajos previos y el análisis de estabilidad para taludes carretero en roca, sin embargo, poco se ha hablado de los parámetros mecánicos y clasificaciones geomecánicas para su análisis, por lo tanto, en este capítulo serán presentadas los diferentes métodos tanto de campo como de laboratorio para obtener las principales caracterizas del macizo rocoso y calificación correspondiente, las cuales ayudarán a definir el modelo geológico - geotécnico.

3.1 Índices geomecánicos y correlaciones empíricas.

Con la finalidad de obtener las principales propiedades mecánicas isotrópicas de los materiales presentes en taludes en roca y siendo estas las características más importantes en el análisis a continuación son presentados los criterios más utilizados para su obtención y siguiente análisis de estabilidad.

3.1.1 Criterio de Hoek-Brown generalizado

Este criterio permite el cálculo de las propiedades geomecánicas del macizo rocoso isótropos, teniendo en cuenta los factores que determinan la rotura de un medio rocoso a gran escala, como son la no linealidad con el nivel de tensiones, la influencia del tipo de roca y el estado del macizo, la relación entre la resistencia a la compresión y a la tracción, la disminución del ángulo de fricción interna con el aumento de la tensión del confinamiento (Gonzales, 2002).

El desarrollo de este criterio utiliza una ecuación empírica que define una envolvente de rotura del tipo cuadrática y toma como datos de cálculo propiedades de resistencia de la matriz rocosa y factores que la reducen, como el GSI o el factor de perturbación “D” (Hoek, Carranza Torres , & Corkum, 2002). El criterio generalizado de Hoek-Brown está definido por la siguiente expresión:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \dots \dots \dots Ec. 3.1$$

Donde m_b es un valor reducido de a constante del material m_i y está dado por la ecuación:

$$m_b = m_i e^{\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right)} \dots \dots \dots Ec. 3.2$$

s y a son constantes del macizo rocoso dadas por las ecuaciones:

$$s = e^{\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right)} \dots \dots \dots Ec. 3.3$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right) \dots \dots \dots Ec. 3.4$$

3.1.2 Criterio de Barton y Choubey

Se trata de una aproximación empírica para estimar la resistencia al corte de una discontinuidad rugosa, persistente, sin cohesión (Carcedo, Andreu Posse, & Fe Marques , 1987). Las ecuaciones utilizadas se muestran a continuación.

$$\tau = \sigma_n * \tan \left[\phi_r + JRC * \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma'_n} \right) \right] \dots \dots \dots Ec. 3.5$$

$$\phi_r = (\phi_b - 20^\circ) + 20 \left(\frac{r}{R} \right) \dots \dots \dots Ec. 3.6$$

$$JRC = \frac{\alpha - \phi_r}{\log(JCS / \sigma'_n)} \dots \dots \dots Ec. 3.7$$

$$\log_{10} JCS = 0.00088 \gamma_{roca} r + 1.01 \dots \dots \dots Ec. 3.8$$

Donde:

τ y σ_n : son los esfuerzos tangencial y normal efectivo sobre el plano de discontinuidad.

ϕ_r : es el ángulo de rozamiento residual.

JRC: es el coeficiente de rugosidad de la discontinuidad.

JCS: la resistencia a la compresión de las paredes de la discontinuidad.

R: es el número rebote promedio en la superficie sana.

r: es el número rebote promedio con el martillo de Schmidt en la superficie intemperizada.

α : es el ángulo de reposo.

ϕ_b es el ángulo de fricción básico de la roca.

Este criterio podrá consultarse de manera más detallada en el Capítulo 5 Caracterización geotécnica de materiales del Manual de Taludes del Instituto Geológico y Minero de España.

3.1.3. Análisis retrospectivo

Este tipo de análisis es utilizado en estabilidad de taludes para estimar la resistencia *in situ* del suelo. Esta resistencia se representa generalmente por los parámetros de resistencia al corte en tensiones efectivas de Mohr-Coulomb, cohesión y ángulo de fricción interna. El análisis retrospectivo de fallas de taludes es un método efectivo que incorpora importantes factores que muchas veces no son bien representados en ensayos de laboratorio, tales como la estructura del suelo, la no homogeneidad, influencia de fisuras en la resistencia al corte y el efecto de los planos de debilidad dentro de la masa de suelo. El análisis retrospectivo asume un factor de seguridad igual a la unidad y considera la geometría original en el momento de la falla. Luego se estima la resistencia al corte que fue movilizada en la falla consistente con un modelo 2D realizado con un método seleccionado (Morgenstern-Price, Spencer, Janbu, Bishop, etc.) para un Factor de Seguridad =1 (Arellano, Bielefeldt, & Correa, 2009).

3.1.4. Criterio *BimRocks*

En la práctica, existen procesos geológicos complejos, donde se logran observar geo materiales (roca y/o suelo). A este tipo de mezcla se le conoce comúnmente como Bimrocks, bloques de rocas incrustadas en una matriz. Estos geo materiales, son propensos a problemas de inestabilidad en taludes, por lo tanto, la orientación de bloques, su forma , tamaño y resistencia de la matriz, son factores que incluyen en el análisis de estabilidad y que de manera disciplinada puede ser caracterizados para obtener propiedades mecánicas de un talud como son: cohesión (c), fricción (ϕ) y resistencia a las compresión simple(UCS) a partir de los parámetros de resistencia de la matriz (Medley & Sanz Rehermann, 2004).

Con la finalidad de predecir el comportamiento mecánico de materiales Bimrocks, Lindquist (1994), Sonmez et al. (2006) y After Irfan & Tang (1993) desarrollaron una investigación de los efectos de los factores importantes a través de pruebas de laboratorio sobre muestras artificiales con diferentes proporciones volumétricas de bloques.

De acuerdo con su origen pueden ser clasificadas como consolidado o sin consolidar, indicando la diferencia entre una roca más o menos consolidada (Coli, Boldini, & Bandini, 2012).

3.1.4.1 Obtención del porcentaje volumétrico de bloques (VBP)

El valor de VBP es utilizado para los casos anteriores de Bimrocks sin consolidar y se obtiene mediante el mapeo del afloramiento y la obtención de la superficie, total, roca y matriz, obtenido así porcentaje volumétrico del bloque, tal como se muestra en la Figura 3.1.

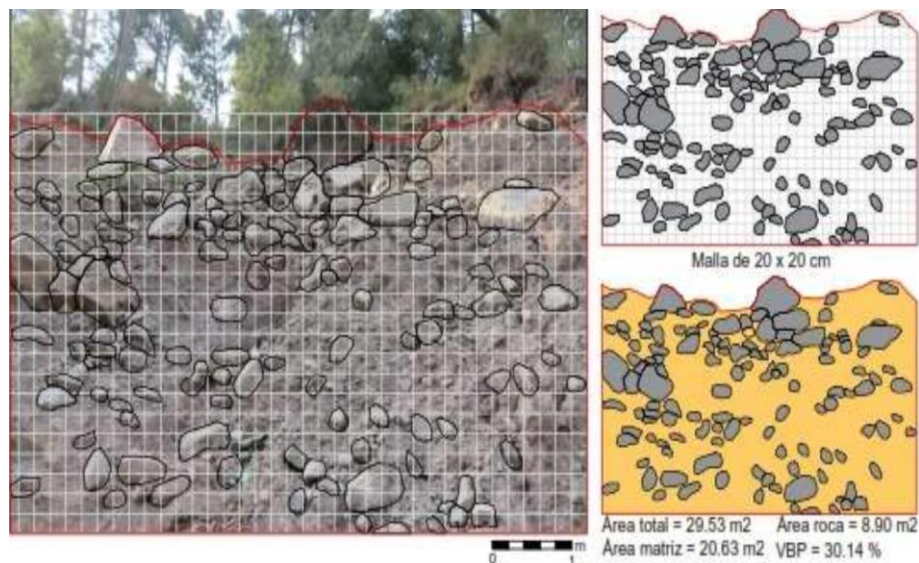


Figura 3.1 Representación para obtener el porcentaje volumétrico de bloques VBP (Pasato Jarro, Cuesta Andrade, Toapanta Santacruz, & Granja Carrera, 2019).

De manera general se puede considerar que los valores de la cohesión del modelo *Bimrock* en materiales no consolidados disminuyen cuando la proporción volumétrica de bloques aumenta. Por el contrario, el ángulo de fricción interna aumenta para proporciones

volumétricas de bloque más elevadas (Linguist & Goodman, 1994). El comportamiento de la resistencia de Bimrock sin consolidación en función del rango de VBP se ilustra en la Figura 3.2.

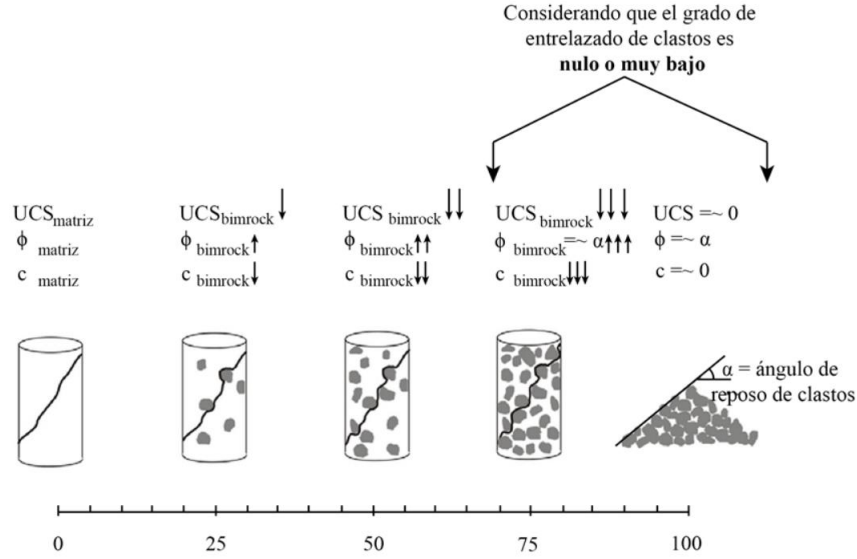


Figura 3.2 Comportamiento resistente de Bimrocks sin soldar en función de rangos completos de VBP (0-100 %) (Sonmez, y otros, 2009).

3.1.4.2 Obtención de valores de resistencia para *Bimrocks*

En la literatura existen varios enfoques empíricos desarrollados en casos y estudios de laboratorio para poder superar a dificultad del *Bimrocks*, sin embargo, aún no existe una metodología ampliamente aceptable en la mecánica de rocas.

Para el análisis de estabilidad de taludes puede ser utilizadas las siguientes formulas empíricas para *Bimrocks* propuestas por:

$$\phi_{bimrock} = \phi_{matriz} \left[1 + \frac{1000 \left[\frac{\tan(\alpha)}{\tan(\phi_{matriz}) - 1} \right]}{1000 + 5 \left(\frac{1 - VBP}{15} \right)} \times \frac{VBP}{VBP + 1} \right] \dots\dots\dots 3.9$$

$$UCS_{bimrock} = \frac{A - A \left(\frac{VBP}{100} \right)}{A - 1} UCS_{matriz} \dots\dots\dots 3.10$$

$$C_{bimrock} = \frac{(UCS_{bimrock})(1 - \sin(\phi_{bimrock}))}{2 \cos(\phi_{bimrock})} UCS_{matriz} \dots\dots\dots 3.11$$

3.2 Resistencia del macizo rocoso

3.2.1 Ensayos con martillo *Schmidt*

El esclerómetro o martillo *Schmidt* tiene el objetivo de estimar de manera aproximada la resistencia a la compresión simple en campo, mediante una sencilla correlación. Es uno de los métodos más utilizados desde el punto de vista tanto económico como práctico, debido a la facilidad y rapidez de la prueba. El martillo *Schmidt* se encuentra constituido por un aparato metálico con geometría cilíndrica, con un muelle en su interior y punta táctil, la cual, al ser presionada sobre la roca, hace que el muelle accione un disparo (Figura 3.3).



Figura 3.3 Uso de martillo de *Schmidt* en campo.

El procedimiento del ensayo inicia con la limpieza de la zona a ensayar, libre de fisuras o grietas. Posteriormente se aplica el martillo, hasta accionar el disparo del muelle de manera perpendicular al plano de ensaye. Se recomienda realizar 10 percusiones con el martillo, para ser eliminados los cinco valores más bajos y así tomar el valor promedio de los restantes.

Los valores obtenidos son correlacionados en función de la densidad de la roca, plano ensayado e inclinación del martillo, mediante el ábaco de la Figura 3.4.

En caso de ser posible la toma de alguna muestra, esta será de gran ayuda para realizar un ensaye en laboratorio y poder calibrar los resultados.

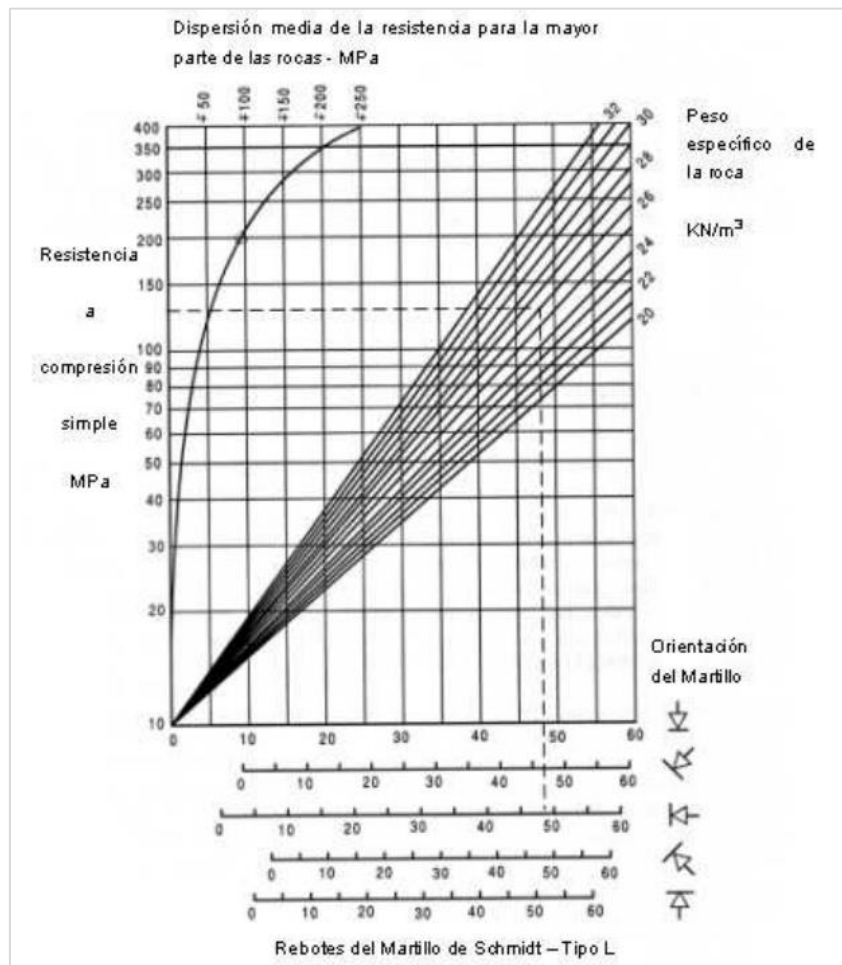


Figura 3.4 Gráfico de correlación para el martillo *Schmidt* entre resistencia a compresión, densidad de la roca y rebote (Oyanguren & Alejano Monge, 2004).

3.2.2 Ensayos de carga puntual

El ensaye de carga puntual es realizado con la finalidad predecir el esfuerzo de compresión uniaxial, para posteriormente, obtener un parámetro necesario para la clasificación de la roca.

El procedimiento de la prueba consiste en romper una muestra entre dos puntas cónicas metálicas de características particulares, accionadas por una prensa portátil (Figura 3.5), obteniendo de dicha prueba el valor de I_s . Este ensaye se realizó bajo las condiciones indicadas en la norma ASTM D5731-15.

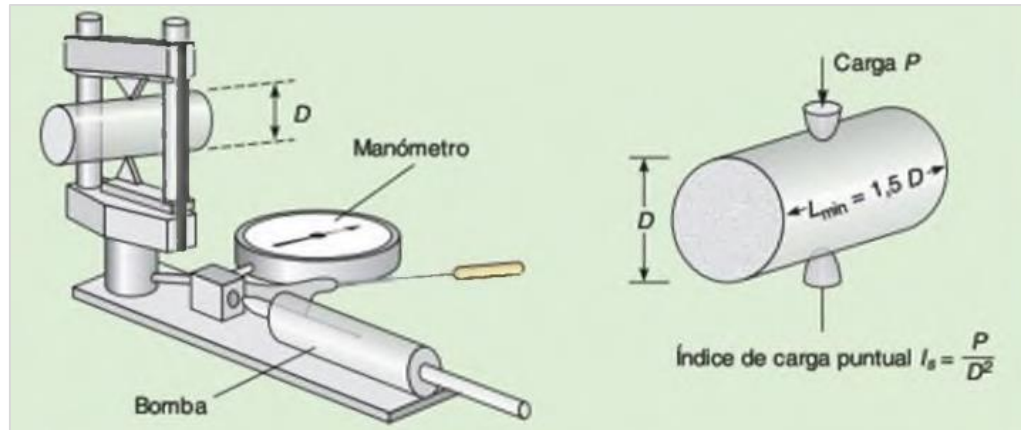


Figura 3.5 Prueba de carga puntual (Gónzales, 2002).

Este tipo de ensayo puede ser realizado en campo, por lo que puede ser utilizado para obtener un extenso espectro de la calidad de la roca. Su aplicación es difícil en rocas muy blandas y anisotropías marcadas. Debe procurarse que la dirección de aplicación de la carga sea paralela o perpendicular a la dirección predominante de la estratigrafía, esquistosidad, etc. (Carcedo, Andreu Posse, & Fe Marques , 1987).

3.3 Clasificaciones geomecánicas en estabilidad de taludes

Cuando se carece de información sobre el macizo rocoso, el uso de clasificaciones geomecánicas puede ser de gran utilidad y beneficio, logrando construir una imagen de la composición de este, así como estimación de resistencias y deformaciones, sin embargo, estos tipos de clasificaciones no podrán remplazar los estudios de ingeniería correspondientes, por lo tanto, conforme se tenga más información, este deberá de ser actualizado y calibrado hasta obtener el comportamiento mecánico del macizo rocoso y realizar los análisis de estabilidad correspondientes.

En la práctica profesional la experiencia y criterio de evaluación son aspectos importantes al utilizar este tipo de clasificaciones, por lo que puede ser considerado un método empírico y cualitativo, existiendo una variación de resultados entre evaluadores, ya que dichos métodos asignan un rango de valores respecto a las características del macizo rocoso; los rangos de valores serán explicados en los apartados siguientes de este subcapítulo.

3.3.1 Clasificación SMR (*Slope Mass Rating*)

La clasificación SMR para la clasificación de taludes, se obtiene de la suma del índice RMR básico, factores de ajuste y excavación tal como se muestra en la Ecuación 3.12 y mediante la ayuda de la Tabla 3.1.

$$SMR = RMR + (F_1 * F_2 * F_3) + F_4 \dots\dots\dots 3.12$$

Factores de ajuste por la orientación de las juntas (F1, F2 y F3)						
Caso		Muy favorable	Favorable	Normal	Desfavorable	Muy desfavorable
P	$[\alpha_j - \alpha_s]$	$> 30^\circ$	$30^\circ - 20^\circ$	$20^\circ - 10^\circ$	$10^\circ - 5^\circ$	$< 5^\circ$
T	$[\alpha_j - \alpha_s - 180^\circ]$					
P/T	F_1	0.15	0.40	0.70	0.85	1.00
P	$ \beta_j $ F_2 F_2	$< 20^\circ$	$20^\circ - 30^\circ$	$30^\circ - 35^\circ$	$35^\circ - 45^\circ$	$> 45^\circ$
		0.15	0.4	0.7	0.85	1.00
T		1	1	1	1	1
P	$\beta_j - \beta_s$ $\beta_j + \beta_s$	$> 10^\circ$	$10^\circ - 0^\circ$	0°	$0 - (-10^\circ)$	$< -(-10^\circ)$
T		$< 110^\circ$	$110^\circ - 120^\circ$	$> 120^\circ$	-	-
P/T	F_3	0	-6	-25	-50	-60
Factores de ajuste por el método (F4)						
Método	Talud natural	Precorte	Voladura suave	Voladura o excavación mecánica	Voladura deficiente	
F_4	(+15)	(+10)	(+8)	0	-8	
Clases de estabilidad						
Clase	V	IV	III	II	I	
SMR	0-20	21-40	41-40	61-80	81-100	
Descripción	Muy mala	Mala	Normal	Buena	Muy buena	
Estabilidad	Totalmente inestable	Inestable	Parcialmente estable	Estable	Totalmente estable	
Roturas	Grandes roturas por planos continuos por masa	Juntas o grandes cuñas	Algunas juntas o muchas cuñas	Algunos bloques	Ninguna	
Tratamiento	Reexcavación	Corrección	Sistemático	Ocasional	Ninguno	
P: rotura plana α_s : dirección del talud β_s : buzamiento del talud						
T: rotura por vuelco α_j : dirección de las juntas β_j : buzamiento de las juntas						

Tabla 3.1 Clasificación geomecánica de taludes SMR (Gonzales, 2002).

3.3.1.1 Factores de ajuste de las juntas

Los factores de ajuste de las juntas F_1 , F_2 y F_3 son calculados de acuerdo con las siguientes condiciones (Romana, Serón Gañez, & Montalar Yago, 2001).

F_1 : el factor depende del paralelismo entre el rumbo de las juntas y el de la cara del talud. Su variación se encuentra entre los rangos 1.00 (cuando ambos rumbos son paralelos) y 0.15 (cuando el ángulo entre ambos rumbos es mayor de 30° y la probabilidad de rotura es muy baja). Estos valores empíricos, se ajustan aproximadamente a la Ecuación 3.13:

$$F_1 = (1 - \text{Sen } |\alpha_j - \alpha_s|)^2 \dots\dots\dots 3.13$$

Donde $\alpha_j - \alpha_s$ son las direcciones de la junta y del talud respectivamente.

F_2 : depende del buzamiento de la junta en la rotura plana y es una medida de la probabilidad de la resistencia al esfuerzo cortante de la junta, tiene una variación entre 1.00 (para juntas con buzamiento superior a 45°) y 0.15 (para juntas con buzamiento inferior a 20°). Su ajuste puede ser calculado aproximadamente de acuerdo con la Ecuación 3.14:

$$F_2 = \text{tg}^2(\beta_j) \dots\dots\dots 3.14$$

Donde β_j es el buzamiento de la junta. F_2 vale 1.00 para las roturas por vuelco.

F_3 : refleja la relación entre los buzamientos de la junta y el talud.

3.3.1.2 Factores de ajuste según el método de excavación

El valor de ajuste es establecido empíricamente de acuerdo con siguientes consideraciones en la Tabla 3.2., en donde se observan valores para F_4 de entre 0 y 15 puntos. Estos rangos de valores se asignan tomando en cuenta como fueron realizados los trabajos de excavación del talud; siendo el caso más favorable de 15 puntos para los taludes naturales (laderas).

Consideraciones	Valor para F4
Los taludes naturales son más estables, a causa de los procesos previos de erosión sufridos por el talud, y de los mecanismos internos de protección que muchos de ellos poseen (vegetación, desecación superficial, drenaje torrencial, etc)	+15
Los taludes excavados por medio del precorte aumenta la estabilidad de este.	+10
Las técnicas de voladura suave (recorte), bien ejecutadas, también aumentan la estabilidad de los taludes	+8
Ejecutados por medio de voladuras bien realizadas	0
Excavado mediante voladuras defectuosas que pueden dañar la estabilidad	-8
La excavación mecánica de los taludes sólo es posible cuando el macizo rocoso está muy fracturado o la roca blanda. Con frecuencia se combina con prevoladuras poco cuidadas. Las caras del talud presentan dificultades de acabado. Por ello el método ni mejora ni empeora la estabilidad.	0

Tabla 3.2 Factores de ajuste según el método de excavación (Romana, Serón Gañez, & Montalar Yago, 2001).

3.3.1.3 Estabilidad de talud mediante clasificación SMR

La estabilidad del talud se define mediante 6 medidas de sostenimiento de acuerdo con la Tabla 3.3 y 5 clases de calidad de la roca considerando la Tabla 3.5.

Sostenimiento	Rango de valores
Sin sostenimiento (amacice)	SRM >65
Protección (Zanjas de pie; vallas de pie o de talud; redes sobre la superficie del talud)	$70 > \text{SRM} < 45$
Refuerzo (anclaje)	$75 > \text{SRM} < 30$
Concreto (contrafuertes y/o vigas, muros de pie)	$60 > \text{SRM} < 20$
Drenaje (superficial o profundo)	$40 > \text{SRM} > 10$
Reexcavación (abatimiento)	$30 > \text{SRM} > 10$

Tabla 3.3 Medidas de sostenimiento de acuerdo con el valor de SMR (González, 2002).

3.3.2 Índice geológico de resistencia (GSI -Geological Strength Index)

La clasificación GSI es un índice esencialmente cuantitativo, el cual incorpora la estructura del macizo rocoso (fracturamiento) y las características geomecánicas de las superficies de discontinuidad existentes (resistencia al corte de las discontinuidades), mediante la observación del macizo rocoso en afloramiento y sondeos. (Oyanguren & Alejano Monge, 2004).

Consideraciones de aplicación del método GSI
Cuando el macizo rocoso es severamente dañado por voladuras, este efecto deberá de ser compensado subiendo el índice GSI en una fila
Es conveniente disponer de muestras de sondeos, que muestren la meteorización del macizo rocoso, el cual no este afectado por las voladuras.
El método no es utilizable en macizos rocosos como el caso de la pizarra, por ejemplo, en el cual existe una dirección estructural dominante que controla, por su debilidad, la rotura del macizo rocoso.
No es apropiado utilizar el GSI en macizos casi sin fracturamiento, constituidos por rocas de alta resistencia, en donde el espaciado de las discontinuidades es del mismo orden que la altura del talud, ya que es muy probable que la estabilidad del talud dependa únicamente de la resistencia de las discontinuidades.

Tabla 3.4 Consideraciones del método GSI (Oyanguren & Alejano Monge, 2004).

El índice tiene una variación entre 0 a 100 puntos, definiendo cinco clases de calidad y rango de estos, tal como se muestra en la Tabla 3.5.

Calidad	Condición	Δ GSI
Muy Buena	$80 \leq \text{GSI} < 100$	± 5
Buena	$60 \leq \text{GSI} < 80$	± 5
Regular	$40 \leq \text{GSI} < 60$	± 5
Mala	$20 \leq \text{GSI} < 40$	± 6
Muy Mala	$0 \leq \text{GSI} < 20$	± 8

Tabla 3.5 Resumen para definir la calidad de la roca mediante método GSI.

La evaluación de este método es realizada comparando con la estructura visual del macizo en estudio y con la ayuda de la Figura 3.6. El índice también sirve de apoyo para la

obtención y calibración numérica del ángulo de fricción interna, cohesión y resistencia a la compresión simple del macizo rocoso. En la práctica este método puede ser utilizado en conjunto con el apoyo de un fotomosaico obtenido a partir de un dron.

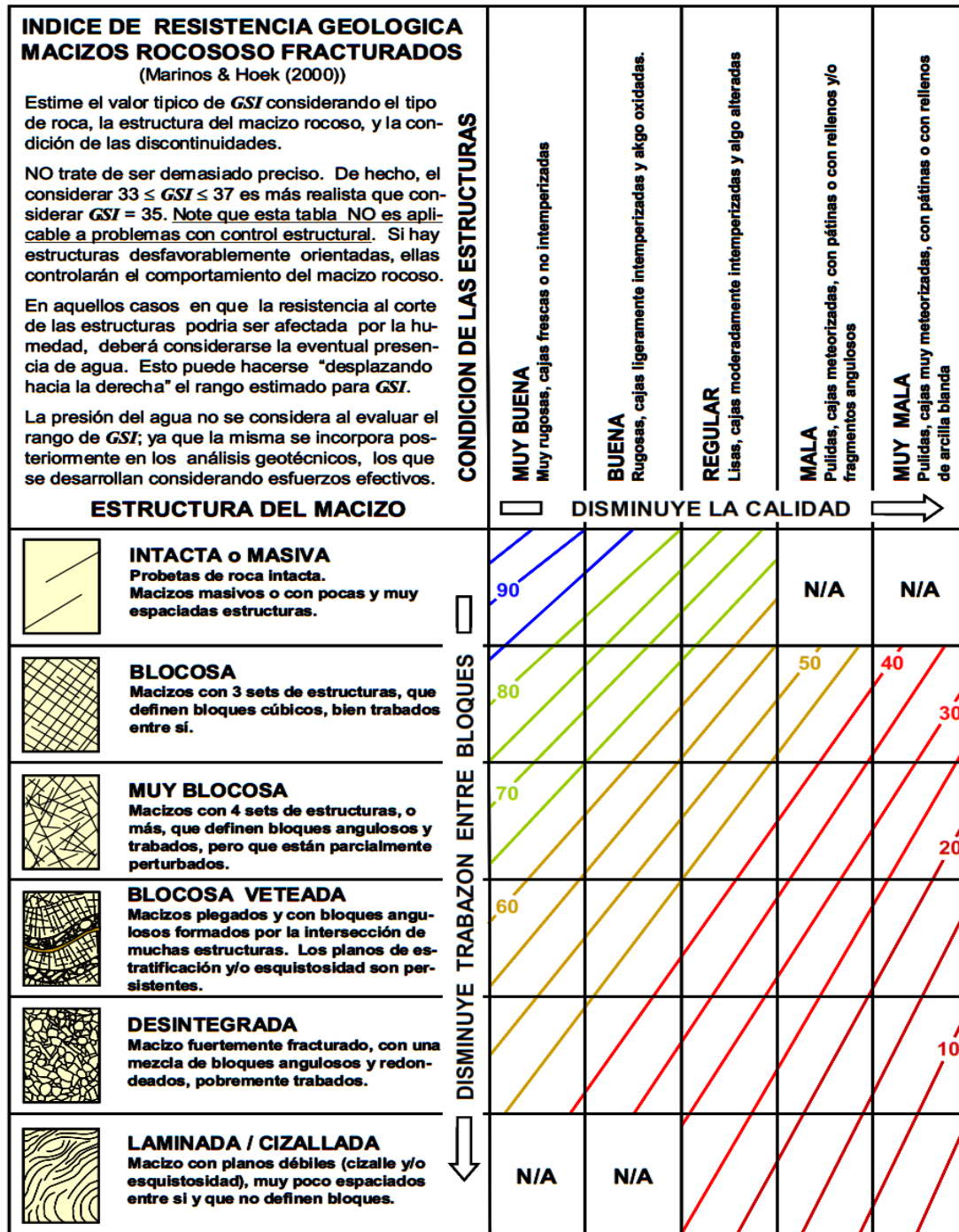


Figura 3.6 Carta para evaluar el índice de resistencia geológica en macizos rocosos fracturados (Marinos & Hoek, 2000).

Para el caso de macizos rocosos heterogéneos, fue desarrollada una versión especial para la clasificación del índice GSI. En la Figura 3.7, se presenta dicha versión, en donde el puntaje es seleccionado respecto a la descripción de la litología, la estructura del macizo rocoso y planos de estratificación (Marinos & Hoek, 2000).

INDICE DE RESISTENCIA GEOLOGICA MACIZOS ROCOSOS ESTRATIFICADOS HETEROGENEOS (Marinos & Hoek (2000)) En base a una descripción de la litología, la estructura del macizo y la condición de las estructuras (especialmente los planos de estratificación), seleccione una zona en la tabla. Ubique en esa zona la posición correspondiente a la condición de las estructuras y estime el valor medio de <i>GSI</i> . NO trate de ser demasiado preciso. De hecho, el considerar $33 \leq GSI \leq 37$ es más realista que suponer $GSI = 35$. Note que esta tabla NO es aplicable a problemas con control estructural. Si hay estructuras desfavorablemente orientadas ellas controlarán el comportamiento del macizo rocoso. En aquellos casos en que la resistencia al corte de las estructuras podría ser afectada por la humedad, deberá considerarse la eventual presencia de agua. Esto puede hacerse "desplazando hacia la derecha" el rango estimado para <i>GSI</i> para condiciones regular, mala o muy mala de las estructuras. La presión del agua no se considera al evaluar el <i>GSI</i> (análisis en esfuerzos efectivos).		CONDICION ESTRUCTURAS (PLANOS DE ESTRATIFICACION)			
COMPOSICION Y ESTRUCTURA DEL MACIZO ROCOSO		MUY BUENA Muy rugosas, superficies frescas o no meteorizadas.	BUENA Rugosas, superficies algo meteorizadas.	REGULAR Lisas, superficies moderadamente meteorizadas y lateradas.	BUENA Rugosas, superficies algo meteorizadas.
A. Estratos gruesos de arenisca de mucha blocosidad. El efecto de posibles pátinas pelíticas en los planos de estratificación se ve minimizado por el confinamiento del macizo rocoso; sin embargo, en túneles poco profundos y/o taludes, estos planos de estratificación pueden generar inestabilidades controladas estructuralmente.		70	A		20
B. Arenisca con lentes delgadas de limolita.	C. Arenisca y limonita, en estratos de similar potencia.	60	B, C, D, E		
D. Limolitas o esquistos limosos con estratos de arenisca.	E. Limolitas débiles o esquistos arcillosos con estratos de arenisca.				
C, D, E y G: Pueden estar más o menos plegados que lo indicado, pero esto no altera su resistencia. Si presentan deformación tectónica, fallamientos y pérdidas de continuidad, cambie estas categorías a F y H .		50			10
F. Esquistos limosos o arcillosos, deformados tectónicamente, muy plegados y Cizallados, con estratos de arenisca deformados y quebrados, definiendo una estructura casi caótica.		40			
G. Esquistos limosos o arcillosos no perturbados, con o sin intercalaciones de estratos delgados de arenisca.	H. Esquistos limosos o arcillosos, deformados tectónicamente, con una estructura caótica y bolsones de arcilla. Estratos delgados de arenisca quebrados en pequeños bloques de roca.	N/A	N/A	G	H

→ Indica deformación por tectonismo.

Figura 3.7 Carta para evaluar el índice de resistencia geológica en macizos rocosos estratificados y heterogéneos (Marinos & Hoek, 2000).

CAPÍTULO 4. MÉTODOS DE ESTABILIZACIÓN DE TALUDES EN ROCA.

Prácticamente cualquier talud excavado en roca puede presentar cierto grado de inestabilidad, llámese un talud de mina, de una carretera o de cualquier otro proyecto de construcción. Cuando las exploraciones y estudios sobre la estabilidad de los taludes indican que existe la posibilidad de que se produzca un derrumbe, hay una serie de medidas que pueden adoptarse, existiendo varias opciones de respuesta (Call & Savely, 1990). En la estabilidad de taludes carreteros aplican las siguientes 7 opciones de respuesta:

- Dejar en paz la zona inestable y realizar el cambio de ruta.
- Continuar la excavación.
- Descargar el deslizamiento mediante una excavación adicional.
- Dejar un escalón (es decir, un banco o berma de roca sin excavar en la base del talud para aumentar las fuerzas de resistencia del talud).
- Realizar una limpieza parcial.
- Apuntalar el terreno inestable.
- Construir un sistema de drenaje superficial en la zona inestable.

Para los casos de inestabilidad de taludes deben tenerse en cuenta tres principios generales en la estabilidad de taludes (Call & Savely, 1990).

1. Las fallas en los taludes no se producen espontáneamente. Una o más de las fuerzas que actúan sobre él debe cambiar para que la masa se vuelva inestable.
2. La mayoría de los taludes tienden al equilibrio. Un talud falla porque es inestable en las condiciones existentes. El fallo tiende a llevar al talud a una especie de equilibrio. Normalmente implica una reducción de las fuerzas motrices y/o un aumento de las fuerzas de resistencia del talud aumento de las fuerzas de resistencia de la zona fallada.

3. La falla de un talud no se produce sin previo aviso. Antes del fallo, se producirá un movimiento mensurable y/o el desarrollo de grietas de tensión. Estos indicios de fallo pueden aparecer, indicando un fallo inminente del talud, y luego desaparecer durante un largo período de tiempo, indicando una aparente estabilidad.

El tipo de técnica de estabilización y la evaluación de la necesidad de este, estará en función del grado de urgencia. Si el talud ha comenzado a moverse, entonces deben tomarse medidas correctoras inmediatas. Estas acciones pueden incluir la evacuación de estructuras, acordonando o cierre permanente de la carretera; si la situación no es de urgencia es necesario detectar las causas de dicha inestabilidad de acuerdo con los métodos mencionados en el capítulo 2 de esta tesis, así como el uso oportuno de instrumentación geotécnica.

Para diseñar y aplicar los métodos de estabilización es necesario conocer: (González, 2002)

- Las propiedades y comportamiento geomecánico del terreno.
- El mecanismo y tipología de las roturas, así como la velocidad, dirección de movimiento y geometría de la rotura.
- Factores geológicos, hidrológicos, así como sísmicos de la zona en estudio.
- Los medios económicos y materiales disponibles.
- La magnitud y dimensiones de la inestabilidad.

Las técnicas de estabilización de taludes para carreteras serán divididas acorde a los siguientes subcapítulos y tomando en consideración que estos tratamientos son únicamente para taludes rocosos.

4.1 Cambio de geometría por excavación del terreno

4.1.1 Amacice en taludes

Aunque el amacice de taludes realmente no considera un retiro de material abundante a comparación de una excavación, este tipo de tratamiento es utilizado principalmente cuando el estado de la roca del talud está muy intemperizado, poco consistente, con altos

grados de alteración y muy susceptible a desprenderse. Por lo tanto, los trabajos consisten en el retiro de todos los fragmentos y bloques de roca en estado suelto, para posteriormente lograr la correcta instalación de medidas de protección superficiales, como puede ser el caso de malla triple torsión, mantos de control de erosión etc.

Este tipo de técnica es realizada con equipo mecánico o manual (pico barreta o pala), considerando las características de altura e inclinación del talud, así como la facilidad de acceso de los equipos.



Figura 4.1 Trabajos de amacice en talud.

En la Figura 4.1 se logra observar cuadrillas de personal realizando los trabajos de amacice de manera manual sobre la cara izquierda del talud. La dificultad de esta técnica radica cuando el talud a atacar es de gran altura y la pendiente es demasiado pronunciada, por lo tanto, el equipo de seguridad en el personal es lo más primordial e indispensable para estos trabajos. Actualmente la SCT no cuenta con alguna normativa que permita guiar al constructor para la ejecución de los trabajos de amacice en taludes, por tal motivo, los ingenieros de proyectos son los encargados de realizar las especificaciones particulares de estos trabajos.

4.1.2 Construcción de bermas y abatimiento del talud

Históricamente la construcción de bermas y abatimiento de taludes en carreteras son técnicas muy utilizadas para el control de caídos y reducción de las fuerzas actuantes, aumentando su factor de seguridad de los mismos, debido a la liberación de masa.

Recurrentemente las alturas entre bermas pueden variar entre los 3 a 10 metros, sin embargo, estas alturas no son limitativas, ya que, mediante un análisis de estabilidad, estas alturas podrán ser mayores de acuerdo con el factor de seguridad obtenido bajo las acciones analizadas.

Por otro lado, existen las dimensiones de anchos de las bermas. En la práctica profesional y considerando siempre los procesos constructivos, el ancho de las bermas es delimitado principalmente por el tipo de maquinaria a utilizar para excavación y el retiro de este, por tal motivo se recomienda la construcción de bermas no menores a los 4 metros.

Durante la construcción de bermas deberá detenerse especial atención el drenaje del agua que pueda acumularse en las mismas. Por lo tanto, es recomendable diseñar las bermas con una pendiente transversal y longitudinal, permitiendo que el agua drene de manera transversal hacia las contracunetas y de manera longitudinal sobre las mismas (Figura 4.2). Es recomendable en la práctica el revestimiento de bermas, tal como se presenta en la Figura 4.3.

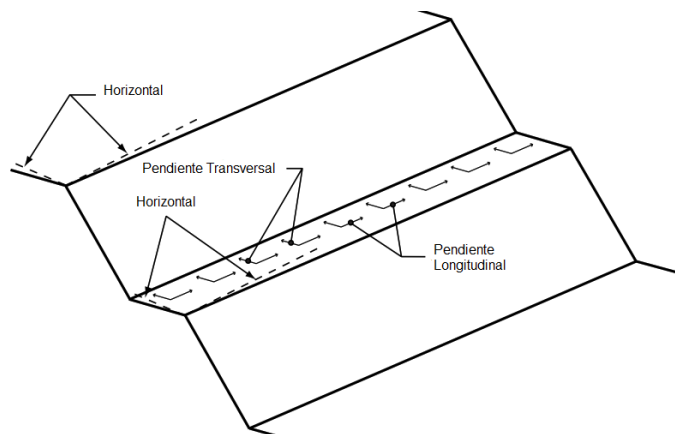


Figura 4.2 Recomendación para construcción de bermas.

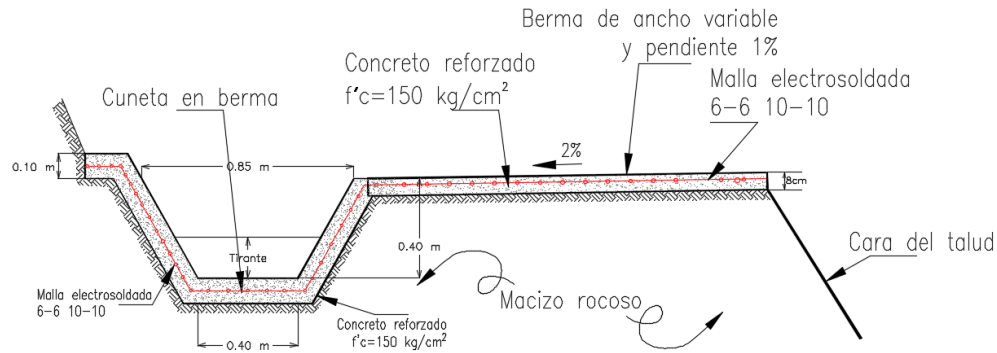


Figura 4.3 Detalle de revestimiento de berma.

El abatimiento de taludes según la norma N·CTR·CAR·1·01·014/00, son los trabajos necesarios para mejorar la estabilidad de los cortes y terraplenes, mediante el corte y remoción de material para obtener un talud con menor inclinación, que resulte estable. En la norma se podrá consultar el equipo, la ejecución, base de pago, medición, etc. de los trabajos a ejecutar.

Actualmente la construcción de abatimiento en taludes carreteros por practicidad se considera el criterio y relación de ancho/altura, es decir taludes de inclinación 2:1, 1:1, 0.75:1 etc. Estos valores al igual que sus alturas podrán ser modificados de acuerdo con un análisis de estabilidad, siempre y cuando los resultados favorezcan la estabilidad de este.

4.1.2.1 Tipos de bermas.

Durante años, las bermas se utilizaron a lo largo de los corredores de las autopistas como medio de interceptar los desprendimientos de rocas antes de que estas lleguen a la calzada. La premisa original era que los bancos se limpiaran periódicamente. Sin embargo, la experiencia ha demostrado que los bancos rara vez se limpian y que actúan como rampas de lanzamiento para las rocas que caen de la pendiente por encima de la misma (Brawner, 1994).

Existen tres tipos principales de bermas (Kliche, 1999).

1. Bermas a desnivel, estas deben diseñarse y construirse con una pendiente transversal y longitudinales para facilitar el drenaje del agua (Figura 4.4).



Figura 4.4 Bermas con pendiente transversal y longitudinal (Martínez, 2020).

2. Bermas construidas en paralelo a la superficie de estratos concretos (Figura 4.5). Estos bancos pueden combinarse mejor con otras características topográficas y pueden tener un acceso más fácil para la limpieza.



Figura 4.5 Berma construida paralela a la topografía de carreteras (Kliche, 1999).

3. Bermas construidas a intervalos irregulares. Estos bancos podrán diseñarse y construirse a intervalos verticales irregulares, con anchuras de banco variables, y ser discontinuas a lo largo de la ladera. Su finalidad es integrarse en la con la topografía natural y que no parezcan contruidos, sino naturales (Figura 4.6).



Figura 4.6 Berma construida con anchos variables y discontinua (Marina & Sopena, 2017).

Con la finalidad de lograr un método y construcción eficaz de bermas para la estabilización de taludes, es recomendable si las condiciones geológicas lo permiten, la adaptación de las bermas respecto al buzamiento de las discontinuidades, tal como se muestra en el caso práctico del capítulo 5 de esta tesis.

4.1.2.2 Criterios de excavación en taludes

La excavación para la construcción de bermas y abatimiento de taludes puede ser realizada mediante equipo mecánico y voladura. En la Tabla 4.1 se presenta de manera general el criterio de ripabilidad respecto a las velocidades de onda sísmicas.

La aplicación de una u otra técnica de excavación en taludes deberá de esta en función de las cuestiones económicas para el movimiento de tierras.

Velocidad sísmica (m/s)	Excavabilidad
<1.500	Rocas excavables con mototraillas, excavadoras o tractores. No precisan voladura.
1.500-2.000	Ripado fácil. Excavación de estratos sin volar, algo difícil para excavadoras o tractores con riper.
2.000-2.500	Ripado algo costoso. Voladuras ligeras (grandes longitudes de retacado, bajos consumos específicos).
2.500-3.000	Se precisan voladuras ligeras. Prevoladuras.
>3.000	Voladuras importantes (esquemas de perforación cerrados, pequeñas longitudes de retacado, altos consumos específicos).

Tabla 4.1 Criterio general de ripabilidad en la velocidad de ondas sísmicas (Gónzales, 2002).

Así mismo se puede considerar el criterio de Hadjigeorgiou y Scoble (1990), el cual considera el índice de excavabilidad (IE) a partir de Ecuación 4.1 y la Tabla 4.2.

$$IE = (I_s + B_s)WJ_s \dots \dots \dots Ec. 4.1$$

Donde:

I_s es la resistencia de la roca a carga puntual (PLT)

B_s es el índice de tamaño de bloque

W es el índice de alteración

J_s es el índice de disposición estructural relativa

Clase	1	2	3	4	5
Resistencia bajo carga puntual I S(50) (MPa) Valoración (IS)	0.5 0	0.5-1,5 10	1.5-2.0 15	2.0-3.5 20	>3.5 25
Tamaño de bloque JV (Juntas/m3) Valoración (Bs)	Muy pequeño 30 5	Pequeño 10-30 15	Medio 3-10 30	Grande 1-3 45	Muy grande 1 50
Alteración Valoración (w)	Completa 0.6	Alta 0.7	Moderada 0.8	Ligera 0.9	Nula 1.0
Disposición estructural relativa Valoración (JS)	Muy favorable 0.5	Favorable 0.7	Ligeramente favorable 1.0	Desfavorable 1.3	Muy desfavorable 1.5
Índice de excavabilidad (IE)	< 20	20-30	30-45	45-55	> 55
Facilidad de excavación	Muy fácil	Fácil	Difícil	Muy difícil	Voladura

Tabla 4.2 Índice de excavabilidad (Hadjigeorgiou & Scoble, 1990).

En caso de utilizar voladuras, la carga explosiva aproximada por metro de longitud de perforación previa a la fractura que no dañará la pared pero que producirá la presión suficiente para que se produzca la acción de fractura puede determinarse a partir de la Ecuación 4.2 (Konya, 1995):

$$d_{ec} = \frac{D_h^2}{12.14} \text{ en unidad del S. I.} \dots\dots\dots 4.2$$

Donde:

d_{ec} =carga explosiva, en g/m.

D_h =diámetro del orificio vacío, en mm.

Si se utiliza la ecuación anterior para la carga explosiva aproximada, la distancia entre los orificios pretrquelados, S (en milímetros), puede aproximarse mediante la Ecuación 4.3:

$$10D_h < S < 14D_h \dots\dots\dots 4.3$$

4.2 Medidas de protección superficial

Las medidas de protección superficial de taludes son aquellas que protegen la cara del talud para reducir la erosión, evitar la caída de rocas o reducir el desprendimiento, para el caso de taludes rocosos las técnicas más utilizadas son las mallas metálicas, colocación de concreto lanzado y zampeados.

Actualmente la norma que rige la construcción de recubrimiento de taludes es la N·CTR·CAR·1·01·012/00, en ella únicamente se considera la ejecución correcta de los de los trabajos de malla metálica y zampeado. Para el caso de las especificaciones del concreto lanzado se tiene como apoyo la norma N·CTR·CAR·1·01·017/00.

4.2.1 Malla metálica

El método consiste en colocar o sujetar mallas metálicas en la ladera para evitar que los desprendimientos de rocas reboten hacia la calzada desde la zona de los taludes, evitando

la comulación de material en la calzada y dando la seguridad a los vehículos que transitan sobre ella.

Actualmente en el mercado existen diferentes proveedores de protección contra caídos, los cuales recomiendan y mantiene sus propias características tanto desde el análisis, instalación y fijación de sus productos, garantizando la efectividad y calidad de estos.

A continuación, solo se mencionarán de manera general los productos que se comercializan, ya que las características de patente y recomendaciones de construcción estarán en función del proveedor y la normativa vigente de la SICT.

- Sistema de mallas – revestimiento simple.
- Sistema de mallas – revestimiento anclado/estabilización de la superficie.
- Barreras dinámicas.
- Barreras para flujo de escombros.

4.2.2 Concreto lanzado y zampeado

El método del concreto lanzado es utilizado en la estabilidad de taludes para evitar la erosión y desprendimiento de la superficie rocosa. De manera general en la estabilidad de taludes en roca el material es aplicado en una capa de 50 a 75 mm (Brawner 1994).

La baja resistencia a la tensión es una de las desventajas del concreto lanzado, por tal motivo, esta técnica siempre es acompañada con malla electrosoldada, sin embargo, esta malla no lo soluciona todo, debido a que dicha malla no es lo suficientemente moldeable a una superficie rugosa, por lo tanto, pueden formarse grandes huecos entre la malla y la roca, dificultando la adherencia del hormigón proyectado a la roca.

En la práctica profesional y debido a la colocación de malla electro soldada 6x6 – 10/10 se ha aplicado un espesor de 100 mm de espesor vía húmeda a una presión no menor de 10 kg/cm^2 y resistencia $F'c = 200 \text{ kg/cm}^2$, bajo la siguiente secuencia de lanzado (Figura 4.7).

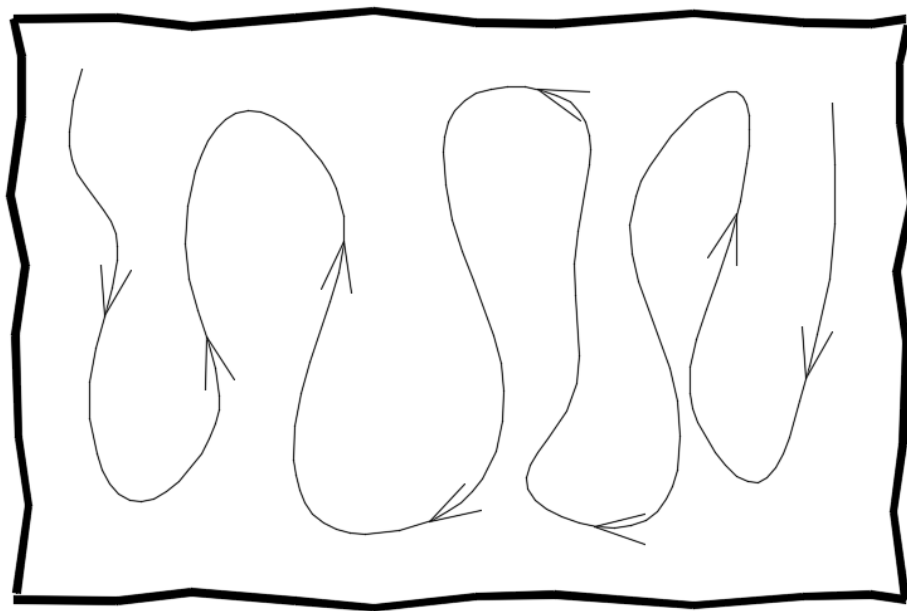


Figura 4.7 Secuencia de lanzamiento de concreto en vista frontal.

Actualmente se puede aumentar la durabilidad y resistencia del concreto lanzado mediante fibras de acero, permitiendo la reducción de grietas de tracción durante el curado.

De acuerdo con la norma N·CTR·CAR·1·02·002/20, la colocación de zampeado de mampostería (Figura 4.8) será con el fin de proteger contra la erosión y los trabajos de colocación deberán iniciar de la parte del pie del talud y para el caso de mampostería de piedra, el zampeado se iniciará empleando las piedras de mayores dimensiones.

La colocación de drenes en el concreto lanzado y zampeados deberá de ser esencial para eliminar la presencia de la presión del agua detrás de estos, principalmente cuando durante los trabajos de reconocimiento geológico se encuentre la presencia de humedad y en donde los espaciamientos de discontinuidades se vean reflejados en su mayoría en la cara del talud, esto debido a las infiltraciones en zonas de altas precipitaciones.

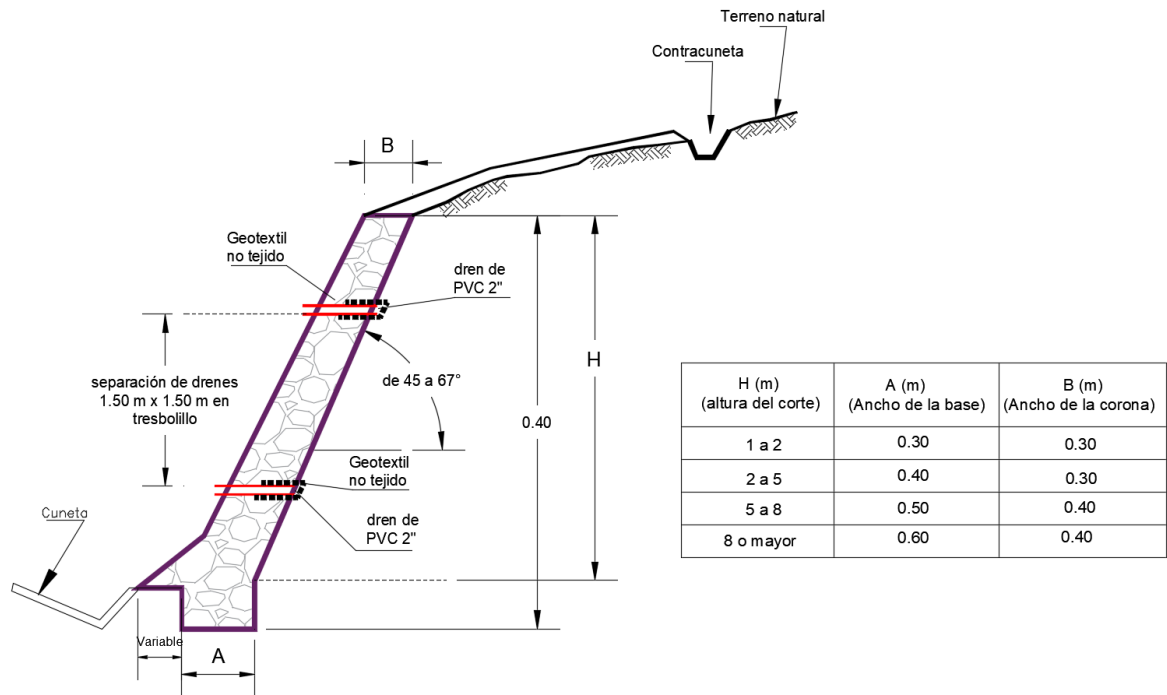


Figura 4.8 Detalle de zampeado de mampostería.

4.3 Drenaje en taludes

Considerando que la presión del agua disminuye la estabilidad de un talud, por lo tanto, su control de esta es de suma importancia en los métodos de estabilización, a continuación, se presentan las dos principales maneras de atacar este tipo de problema en la estabilidad de taludes, los cuales son enumerados en aguas superficiales y subterráneas.

4.3.1 Drenaje superficial en taludes

Hablando de drenaje superficial, la solución más eficiente y correcta para los trabajos de estabilización de taludes es la construcción de obras complementarias como: cunetas, contracunetas o muretes, lavaderos, cajas captadoras y en su caso la construcción de obras de drenaje menor.

4.3.1.1 Análisis hidrológico

El diseño de las obras complementarias antes mencionadas, inicia con los estudios de hidrología de la zona, específicamente con obtención y procesamiento de datos

pluviométricos de la zona y posterior delimitación de las cuencas de aportación, tanto de la superficie aguas arriba del corte, cara del corte y calzada tal como se muestra en la Figura 4.6. En las cuencas se deberán de identificar su superficie, pendiente media, longitud del cauce así las características fisiográficas para aplicar los métodos hidrológicos correctos.

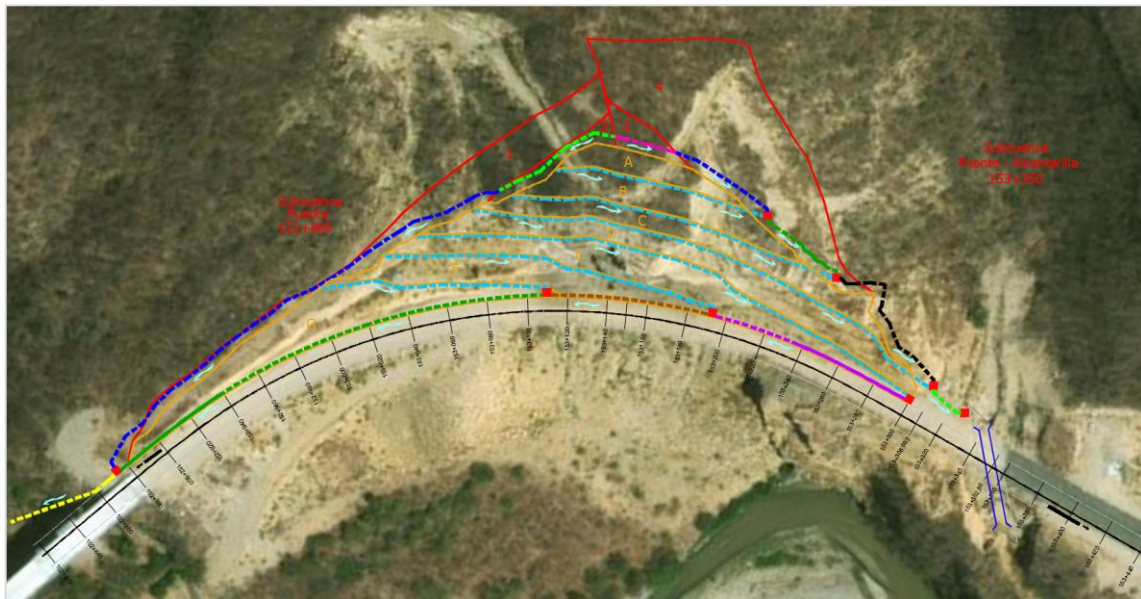


Figura 4.6 Ejemplo de delimitación de cuencas en taludes carreteros.

El análisis hidrológico de las obras complementarias puede ser realizado mediante la norma N·PRY·CAR·1·06·003/18 y N·PRY·CAR·1·06·004/18. Tomando en consideración al menos 3 métodos semiempíricos distintos, los cuales permitan obtener un gasto de diseño. La normativa sugiere los siguientes métodos semiempíricos:

- Método Racional.
- Método de Ven Te Chow.
- Método del Hidrograma Unitario Triangular.
- Método del Hidrograma Unitario Sintético de Snyder.
- Método del Hidrograma Unitario Sintético de Clark.

Los métodos antes descritos deberán de ser analizados mediante los diferentes periodos de retorno en función del tipo de obra y localización de las carreras que contempla la norma N·PRY·CAR·4·01·002/16 y M·PRY·CAR·4·01·002/16.

Tipo de carretera	Periodo de retorno en años	Observaciones
ET, A y B	50	Carreteras localizadas en zonas no costeras de la República Mexicana
ET, A y B	100	Carreteras localizadas en zona costeras de la República Mexicana
C y D	25	Carreteras localizadas en zonas no costeras de la República Mexicana
C y D	50	Carreteras localizadas en zona costeras de la República Mexicana

Tabla 4.3. Periodos de retorno en obras de drenaje menor en función del tipo y de la localización de la carretera.

Tipo de carretera	Periodo de retorno en años	Observaciones
ET, A y B	25	Carreteras localizadas en cualquier zona de la República Mexicana
C y D	10	Carreteras localizadas en zonas no costeras de la República Mexicana
C y D	25	Carreteras localizadas en zona costeras de la República Mexicana

Tabla 4.4 Periodos de retorno en obras complementarias en función del tipo y de la localización de la carretera.

4.3.1.2 Análisis hidráulico

Para los estudios hidráulicos de un talud, el sistema de drenaje es el conjunto de obras que permiten un manejo adecuado de los fluidos, siendo indispensable considerar los procesos de captación, conducción y evacuación de estos, mediante la canalización adecuada del gasto que escurre por las áreas delimitadas aguas arriba del talud, cara del mismo y corona de la autopista.

El objetivo del estudio hidráulico de manera general es la revisión de obras existentes si es el caso, o el dimensionamiento del nuevo sistema hidráulico superficial del talud.

Para el caso del diseño hidráulico de obras complementarias se tiene el apoyo de la normativa N·PRY·CAR·4·02·002/16 y para el diseño de obras de drenaje menor es posible consultar la norma N·PRY·CAR·4·01·002/16.

Las obras de drenaje menor son utilizadas principalmente cuando en la zona de descarga hidráulica de las obras complementarias (contracuneta, cuneta, lavaderos, bordillos) de los taludes, rebasa la sección hidráulica de estas.

4.3.2 Drenaje subterráneo en la estabilidad de taludes

La finalidad del drenaje subterráneo es reducir los niveles freáticos si es el caso y por lo tanto la presión del agua mediante diferentes técnicas, las cuales serán explicadas en los apartados siguientes.

4.3.2.1 Drenes de penetración transversales

De acuerdo con la norma N·CTR·CAR·1·03·012/00, los drenes de penetración transversal constituyen un sistema de subdrenaje, mediante el uso de tuberías horizontales, ranuradas e insertadas transversalmente en los taludes de corte o rellenos para aliviar la presión de poro, en la mayor parte de los casos extrayendo agua de los suelos o rocas, la ejecución de los trabajos, así como, las recomendaciones pertinentes se presentan en la norma antes mencionada.

Normalmente, los drenes tienen un diámetro de 50 a 150 mm de diámetro y se perforan con una inclinación de $+3^{\circ}$ a $+5^{\circ}$ respecto a la horizontal. La longitud de los orificios debe sobrepasar la superficie crítica de fallo. La dirección de los orificios de drenaje depende de la orientación de las discontinuidades críticas; el diseño óptimo consiste en interceptar el máximo número de discontinuidades significativas por cada unidad de longitud de perforación. (Kliche, 1999).

En la Figura 4.7 se presentan algunas características de los drenes transversales para su construcción en taludes rocosos.

Los agujeros deben limpiarse a fondo después de la perforación; los agujeros mal limpiados pueden reducirse su eficacia hasta un 75% (Piteau & Peckover, 1978).

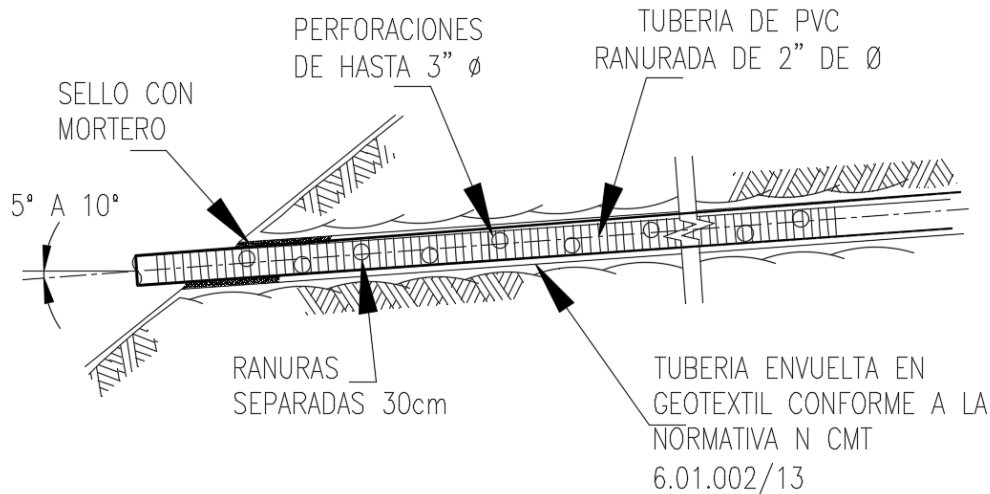


Figura 4.7 Drenes transversales en la estabilidad de taludes.

La distancia entre drenes puede oscilar entre 7 y 30 m, y su longitud no debe superar la mitad de la altura del talud, con una longitud mínima de 15 m y una máxima de 100 a 125 m (Brawner, 1982). Para cortes de roca altos, se recomienda la instalación de orificios de drenaje a diferentes niveles. Cuando la roca se extrae en varios niveles, deben perforarse agujeros de drenaje en la punta de cada nivel (Brawner, 1994).

4.3.2.2 Subdrenaje

De acuerdo con la norma N·CTR·CAR·1·03·009/00 y con el objetivo de controlar y retirar el agua subterránea, los subdrenajes consisten en una red recolectora de tuberías ranuradas, alojadas en zanjas para permitir la recolección de esta y así minimizar el efecto negativo del agua a las capas estructurales del pavimento. Las especificaciones de los materiales y construcción se mencionan en esta misma norma.

La metodología de diseño de subdrenaje inicia mediante la estimación de caudal de diseño y posterior dimensionamiento de la sección transversal de la tubería (Mexichen, 2021).

La ecuación para estimar el caudal de diseño puede ser estimada mediante la Ecuación 4.4 (Mexichen, 2021).

$$Q_{diseño} = Q_{inf} + Q_{NF} + Q_{es} \dots\dots\dots 4.4$$

Donde:

$Q_{diseño}$ = Gasto de Diseño, caudal final.

Q_{inf} = Gasto de agua que se infiltra por la carpeta asfáltica.

Q_{NF} = Gasto causado por el abatimiento del nivel freático.

Q_{es} = Gasto por escorrentía superficial.

4.4 Estructuras de retención.

Son aquellos métodos que mediante el refuerzo estructural y resistencia proporciona y aumenta la estabilidad de un talud. De manera general en este apartado se expondrán como principal refuerzo el anclaje en roca (Madrid & Asociación de Empresas de la Tecnología del Suelo , 2001).

4.4.1 Anclaje en rocas

El anclaje en roca son elementos capaces de transmitir esfuerzos de tracción desde la superficie de terreno hasta una zona interior del mismo, este tipo de elementos consta de manera general por un cabezal, zona libre y de anclaje.

El anclaje en rocas generalmente consiste en una barra o cable de acero de alta resistencia tensado en el interior de un pozo hasta alcanzar entre el 60 y el 70% de su límite elástico. La tensión del elemento se transmite al macizo rocoso circundante mediante puntos de anclaje en los extremos (Sage, 1997). Estos elementos pueden dividirse en activos y pasivos, respecto a su instalación y función.

La finalidad de los anclajes de roca es aumentar las fuerzas tangenciales de rozamiento en la superficie de rotura, donde su longitud puede variar entre los 15 a 40 m. y su capacidad de tensión suele estar entre los 60 y 120 ton por anclaje. La cantidad de anclas, estarán en función de la superficie y el factor de seguridad a alcanzar. Los anclajes se emplean frecuentemente en taludes con bloques deslizantes (Gónzales, 2002).

Elemento de anclaje	Característica
Activo	Es aquel elemento que carga el estrato en el que está colocado inmediatamente después de su instalación.
Pasivo	Es aquel elemento que se coloca en la roca pero que no desempeña un papel de soporte del terreno hasta que la masa se mueve y posteriormente carga el elemento.

Tabla 4.5 Tipos de anclaje.

El análisis de estabilidad y del soporte mediante anclaje en taludes rocosos considerando rotura plana y en tres dimensiones, puede ser consultado en el Manual de anclajes de obras de tierra (Ucar, 2002).

CAPÍTULO 5. CASO DE APLICACIÓN PRÁCTICO.

5.1 Planteamiento del caso

El caso práctico de estabilidad de talud carretero en roca que a continuación se presenta, se encuentra ubicado de manera general en la región sureste del estado de Oaxaca, observando un relieve con morfología de Sierras principalmente altas, diferente composición litológica, rasgos hidrológicos de la cuenca del Papaloapan y regionalización sísmica de la República Mexicana tipo D.

5.1.1 Datos generales del talud

El talud en estudio se encuentra excavado hasta nivel de subrasante del proyecto, este presenta riesgos de inestabilidad debido a su altura; principalmente por una gran masa que empieza a separar del macizo. Su altura máxima aproximada es de 100 m y de litología relativamente homogénea. La longitud de análisis de estabilidad es de aproximadamente 330 m (Figura 5.1).



Figura 5.1 Panorámica de talud en estudio en la región sureste del estado de Oaxaca.

De manera general, el macizo rocoso presenta planos de discontinuidad cuya orientación es desfavorable, generando deslizamientos de masas rocosas; así como bloques de diversos tamaños, usualmente de dimensiones aproximadas de 0.2x0.2x0.1 m.

En el pie del talud se observó la acumulación de escombros, producto de la erosión y graneo del macizo (Figura 5.2). La parte superior del talud es la zona más intemperizada y propensa a generar graneo, provocando un riesgo a los usuarios, esto principalmente por la pendiente y altura del talud (Figura 5.3).



Figura 5.2 Parte central del talud con evidencia de caídos previos, al igual que acumulación de escombros por graneo constante.

Durante las visitas y exploraciones de campo se observó en la parte más alta del talud, una masa rocosa potencialmente inestable (MPI) con dimensiones aproximadas de 15x30x3.5 m, la cual ya presenta una separación a través de una grieta de tensión (Figura 5.4), cuya orientación corresponde con uno de los sistemas de discontinuidades.



Figura 5.3 Zona del hombro del talud donde el macizo rocoso está intemperizado, relajado y más fracturado.

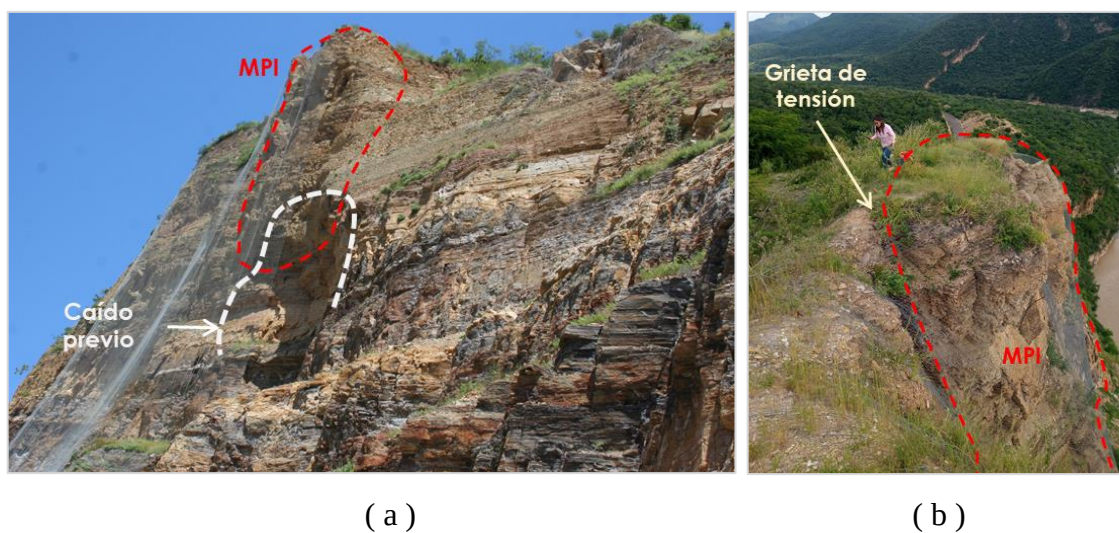


Figura 5.4 (a) Perspectiva desde abajo de la masa inestable en la parte superior del talud.
(b) Vista de la grieta de tensión que se separa de una gran masa inestable en la porción más alta del corte.

5.1.2 Metodología de trabajo

La metodología de trabajo que se desarrolla para la culminación de trabajos de estabilización de taludes se presenta en el diagrama de flujo de la Figura 5.5 y que al mismo tiempo fue presentada en los capítulos anteriores de esta tesis.

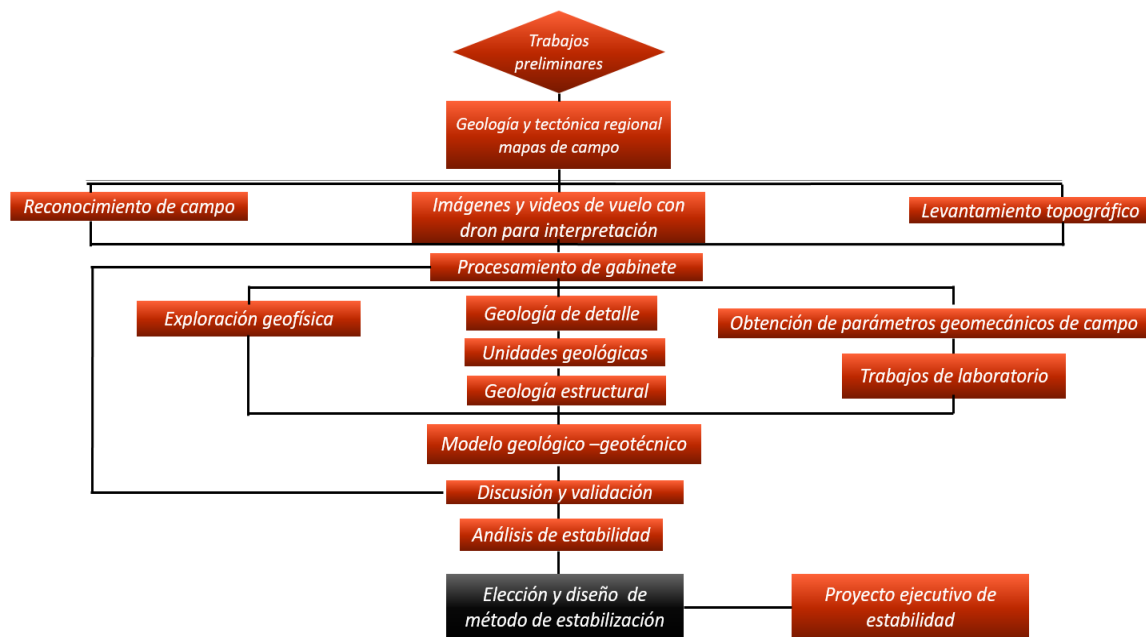


Figura 5.5 Metodología de trabajo para proyectos de estabilización de taludes.

5.1.2.1 Trabajos preliminares

Los trabajos preliminares se realizan con el objetivo principal de recopilar y analizar la información geológica, geotécnica, hidrológica y sísmica, tanto regional y local de la zona en estudio, esto permite establecer un modelo geológico e informe preliminar.

Para el caso práctico, la información fue obtenida en las Cartas geológicas escala 1:50,000 publicadas por el Servicio Geológico Mexicano (SGM), Instituto de Geografía e Informática, artículos de divulgación, planos, informes del proyecto ejecutivo de la autopista, imágenes satelitales etc. toda esta información referida a la zona en estudio, para el posterior reconocimiento de campo.

5.1.2.2 Levantamiento topográfico

Los trabajos de campo fueron realizados mediante equipo topográfico y complementados con el uso de Dron.

El seccionamiento del levantamiento topográfico se realizó a cada 20.0 m aproximadamente. Las secciones se referenciaron al eje de proyecto de la carretera y puntos de control topográfico mediante RTK, así mismo, se identificaron las zonas geológicas de interés como mecanismos de fallas, grietas, deslizamientos previos, zonas potencialmente inestables. Adicional pero no menos importante, se identificó el derecho de vial del camino, aspecto importante en el método y proyecto de estabilización definitivo.

De acuerdo con las características y ubicación del talud en estudio, no se observó durante el levantamiento topográfico escurrimientos superficiales aguas arriba de este, sin embargo, esta identificación siempre debe ser realizada con la finalidad de proponer la solución hidráulica más adecuada en el proyecto de estabilización.

El resultado final del levantamiento topográfico se presenta en los anexos de esta tesis.

El Dron fue utilizado como complemento para la reconstrucción de secciones en zonas de difícil acceso e interpretación geológica estructural, obteniendo una visión más clara y detallada de la zona.

5.1.2.3 Estudios Geofísicos.

Los apartados 5.1.2.1 y 5.1.2.2 se discuten y validan con la finalidad de iniciar con los trabajos de exploración geofísica.

Los trabajos de exploración geofísica se ejecutaron mediante tendidos de refracción sísmica. El total de tendidos fueron ocho, tres sobre el hombro de talud y cinco en la base de este, la ubicación exacta se logra observar en los planos de anexo de esta tesis.

Cada tendido tuvo una longitud de exploración de 60.0 m, con una profundidad de investigación variable entre 20.0 y 40.0 m aproximadamente. Para una mejor caracterización los tendidos sísmicos fueron realizados en dos direcciones; horizontales y verticales.

De acuerdo con el plano geológico, los tendidos C13TS-1, TS-3, TS-4; se efectuaron verticalmente y tuvieron como finalidad evaluar la distribución de la roca intemperizada en la parte alta del talud. Los tendidos C33TS-2, TS-5, TS-6, TS-7 y TS-8; realizados horizontalmente en la parte baja de la pared del talud, se consideró para evaluar hasta dónde llega la parte descomprimida, intemperizada y fracturada del macizo rocoso.

El procesamiento de información se realizó para en la transformación de los registros sísmicos, filtración de sismogramas de cada tendido, obtención del tiempo de arribo de cada sismograma generado, construcción de dromocrónicas, hasta obtener el modelo estratificado.

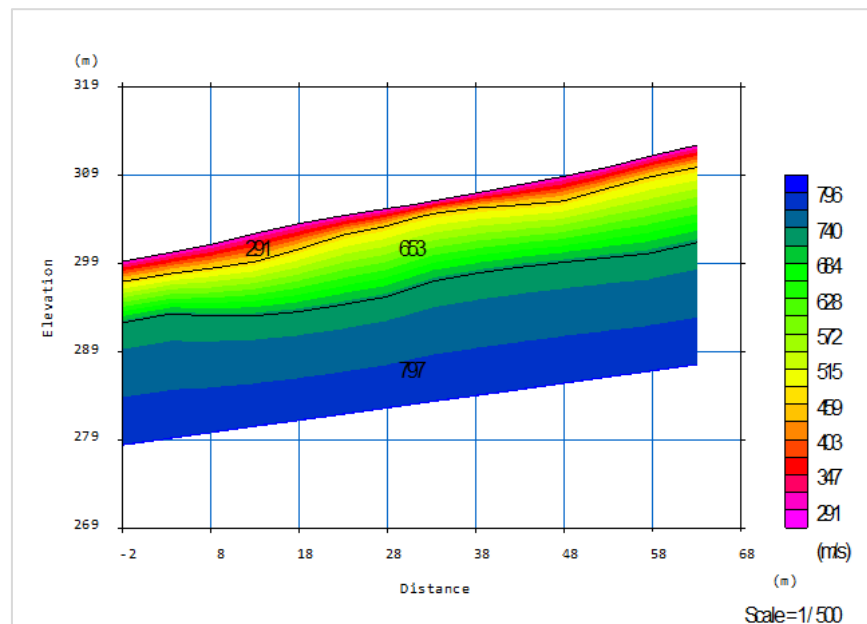


Figura 5.6 Modelo estratificado con velocidades y espesores del tendido.

Con la finalidad de obtener secciones geofísicas, se realiza el procesamiento de la información de cada tendido, vaciado los valores de velocidad compresional sobre las

diferentes secciones sísmicas, y después efectuar una zonificación del terreno basada únicamente en los valores de velocidad. Las unidades geosísmicas se definieron con base en el análisis de los rangos de velocidad, distribución en el subsuelo y apoyo de la información geológica del sitio. En los anexos de esta tesis se presentan las secciones geosísmica de los ocho tendidos mencionados anteriormente, sin embargo, en la Tabla 5.1 se presenta las diferentes unidades geosismicas presentes en el talud.

Las unidades geosísmicas detectadas se asociaron a diversos materiales que hay en el talud y de esta manera contribuir con un mejor entendimiento del modelo geológico – geotécnico del mismo.

Unidad geosísmica	Unidad litológica	Velocidad Vp (m/s)	Espesor (m)	Características de los materiales
US-1a	Qal	200 – 590	1 a 2.5	Depósitos aluviales conformados principalmente por arenas. Poco compactas y con afectación por erosión.
US-1b		520 – 1,360	6.5 a 9 > 10*	Depósitos aluviales conformados principalmente por arenas. Poco a moderadamente compactas.
US-2a	Kar-lu Klu-ar	345 – 810 hasta 1,930 en TS8	1 a 16 0.75 a 3.5*	Macizo rocoso moderadamente intemperizado, relajado y con fracturas abiertas a anchas
US-2b		675 – 1,730 hasta 2,670 en TS8	4.5 a 9 y >15 5.5 a 13*	Macizo rocoso poco intemperizado, poco relajado y con fracturas abiertas a poco abiertas
US-2c		1,730 – 3,800	4.5 a >9	Macizo rocoso poco intemperizado a sano, no relajado y con fracturas poco abiertas a cerradas
US-2d		3,800 – 4,500**	> 8	Macizo rocoso sano, con fracturas cerradas

*Espesores sólo de tendidos horizontales

**Valores registrados en el C14TS-7

Tabla 5.1 Unidades geosísmicas presentes en el talud.

5.2 Geología particular del talud.

Considerando los trabajos de geología estructural, en conjunto con los trabajos del apartado 5.1 mencionados en esta misma tesis, uso del fotomosaico del Dron, cartografía

realizada en campo e integración de las propiedades físicas y de resistencia del macizo, se logró definir la zonificación litológica del talud y discontinuidades del macizo rocoso.

5.2.1 Zonificación litológica

De acuerdo con la extensión de análisis del talud, fueron identificadas dos unidades litológicas que lo conforman. La litología predominante corresponde a una secuencia tipo flysch de areniscas y lutitas, considerando ser subdivididas en dos de acuerdo con la dominancia de paquetes de arenisca o de lutita (Kar-lu o Klu-ar, respectivamente). La segunda litología presente en el corte es asociada a materiales aluviales (Qal), conformados principalmente por arenas y limos; con horizontes de bloques. Cubriendo a esta unidad se encuentran los suelos residuales (Qsr), materiales producto del intemperismo extremo en las litologías mencionadas.

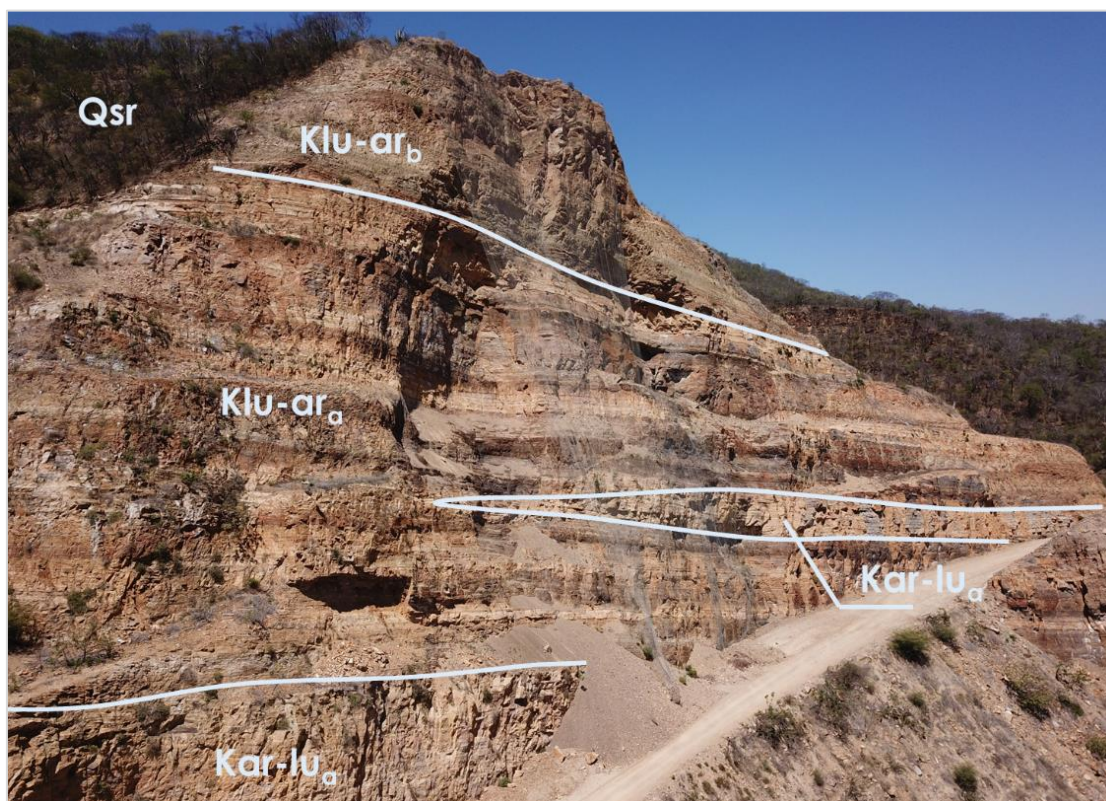


Figura 5.7 Identificación y distribución de las principales unidades litológicas del talud en estudio.



Figura 5.8 Contacto entre las unidades tipo flysch y los depósitos aluviales al inicio del corte.

La distribución en el subsuelo y al interior del corte de las unidades litológicas se puede ver en las secciones transversales del plano en los anexos de esta tesis.

5.2.2 Discontinuidades del macizo rocoso

En el talud se identificó dos sistemas de fracturamientos principales, aunados a la estratificación de las capas de areniscas y lutitas.

Los dos sistemas de fracturamiento (FR1 y FR2) son responsables de seccionar bloques en el macizo rocoso, lo cual, junto con la estratificación generan la salida de bloques usualmente tabulares, ya sea por falla plana o cuña. Debido a que el talud se halla a lo largo de una curva, este presenta diferentes orientaciones; por lo que, la salida de bloques hacia la vía está condicionada a la relación de discontinuidades y la orientación del talud.

Las condiciones observadas en el frente del talud están influenciadas por el intemperismo del macizo rocoso y la descompresión que ha sufrido desde que se abrió el corte, por tanto, es de esperarse que al interior las condiciones mejoren. Las discontinuidades observadas

fueron descritas de forma detallada a fin de aportar la mayor cantidad de información para los análisis de estabilidad de este talud.

La Tabla 5.2 muestra las características ingenieriles observadas en campo; también se ofrecen algunas fotografías que evidencian la distribución y condiciones de discontinuidades en el corte.

De forma complementaria se realizaron estereogramas (Figura 5.9) de discontinuidades para su fácil visualización y análisis cinemático.

5.3 Parámetros mecánicos y clasificación geomecánica

5.3.1 Obtención de parámetros mecánicos

Considerando que el talud fue excavado en secuencia de lutitas-limolitas con horizontes de areniscas de diferentes tipos de grados de alteración, fracturamiento, resistencia etc. los cuales condicionan su comportamiento y mecanismos de falla del mismo; los parámetros de resistencia del macizo rocoso fueron definidos mediante los criterios de Hoek y Brown, Bimrocks, así como, el criterio de Barton y Choubey para definir el comportamiento mecánico de las discontinuidades y análisis retrospectivo para estimar los valores de cohesión de las discontinuidades.

Las pruebas en campo realizadas fueron los ensayos Martillo *Schmidt*, *Tilt Test* y para el caso del laboratorio fueron los ensayos de carga puntual. A continuación, se presentan los resultados de los ensayos efectuados para obtener la resistencia de la matriz rocosa, efectuados *in situ* y en laboratorio.

5.3.2 Clasificaciones geomecánicas

Los dos criterios de clasificación geomecánica explicados en el capítulo 3 de esta tesis fueron propuestos para el estudio de este caso práctico, por lo tanto, a continuación, se presentan los siguientes resultados. Cabe señalar que estos dos tipos de clasificaciones fueron aplicables para macizos rocosos, por lo que la unidad litológica de suelos residuales (Qsr) queda fuera de ambas clasificaciones.

5.3.2.1 Clasificación SMR (*Slope Mass Rating*)

Con la finalidad de evaluar la estabilidad del talud y con la posibilidad de presentar una falla plana, deslizamiento de cuñas o volteo de bloques, en función de la calidad del macizo rocoso y orientación de discontinuidades, respecto a la orientación e inclinación del talud fue utilizada la clasificación SMR, obteniendo los siguientes resultados:

Unidad geológico-geotécnica	Kar-lu-a	Klu-ar-a	Klu-ar-b
Valor, clase y calidad RMR	68 II (BUENA)	60 III (REGULAR)	51 III (REGULAR)
Valor, clase y calificación SMR analizado para falla plana	32 - 39 IV (MALA)	24 - 31 IV (MALA)	15 - 22 V-IV (MUY MALA A MALA)

Tabla 5.2 Clasificación SMR del macizo rocoso del talud en estudio.

Las unidades geológicas-geotécnicas del talud presentan calidad generalmente regular para el caso de la clasificación RMR. Sin embargo, el análisis cinemático que proveen los estereogramas se observa que los mecanismos de falla posibles tienen alta probabilidad de suceder en el talud, por lo que el valor del SMR disminuye drásticamente en comparación con el RMR. Cabe señalar que, debido al cambio en la dirección del talud por estar situado en curva, la ocurrencia de los mecanismos de falla es más probable en algunos sitios que en otros; por ello el SMR es presentado como rango.

5.3.2.1 Índice geológico de resistencia (*Geological Strength Index*)

El método GSI fue desarrollado mediante las visitas de campo y apoyo de fotomosaico obtenido a partir del VANT, permitiendo realizar la evaluación de la estructura del macizo rocoso, tomando en cuenta las condiciones superficiales del talud.

Este tipo de clasificación sirve como apoyo para la obtención y calibración de numérica del ángulo de fricción interna, cohesión y resistencia a la compresión simple del macizo rocoso, por lo tanto, es común aplicarlo en los análisis de estabilidad de taludes.

En la Tabla 5.1 se observan los valores obtenidos del método GSI, tomando en consideración las unidades geológico-geotécnicas con estructura heterogénea tipo flysch, por lo tanto, fue necesario utilizar un cuadro de GSI alterno, el cual definiera los valores de superficie más apegados a la realidad.

Unidad geológico-geotécnica	T _d iq-a	T _d iq-b
Estructura del macizo rocoso	Bloques irregulares (BI)	Bloques irregulares (BI)
Condiciones de superficie del talud	Buenas (B) a Medias (M)	Pobres (P)
GSI	45-55	30-40

Tabla 5.3 Clasificación GSI del macizo rocoso del talud.

Tomando en cuenta y considerando los valores anteriormente plasmados, se observa que las unidades Kar-lu-a y Klu-ar-a presentan un rango de calidad buena a media; donde su única diferencia radica en la predominancia de lutitas o areniscas. La unidad Klu-ar-b, decrece, esto debido a un mayor fracturamiento por relajación e intemperismo en las paredes de las discontinuidades.

5.3 Mecanismo de fallas y análisis de estabilidad

Los mecanismos de falla fueron identificados mediante la observación y medición en campo y análisis estereográfico de las discontinuidades. La presencia de los mecanismos que a continuación se describen están relacionadas con la orientación del talud y discontinuidades de este.

5.3.1 Mecanismos de falla en talud

Los mecanismos de falla que a continuación se indican serán representados mediante el análisis estereográfico de las discontinuidades.

Tomando en consideración la Figura 5.9 y el análisis 3 las familias FR1 y FR2 generan cuñas cuyo vector, si bien es tendiente a la vertical, muestra salida hacia el frente del talud, donde la pendiente que muestra el talud llega a ser de entre 80° y 90°, lo que facilita la salida de bloques y masas rocosas.

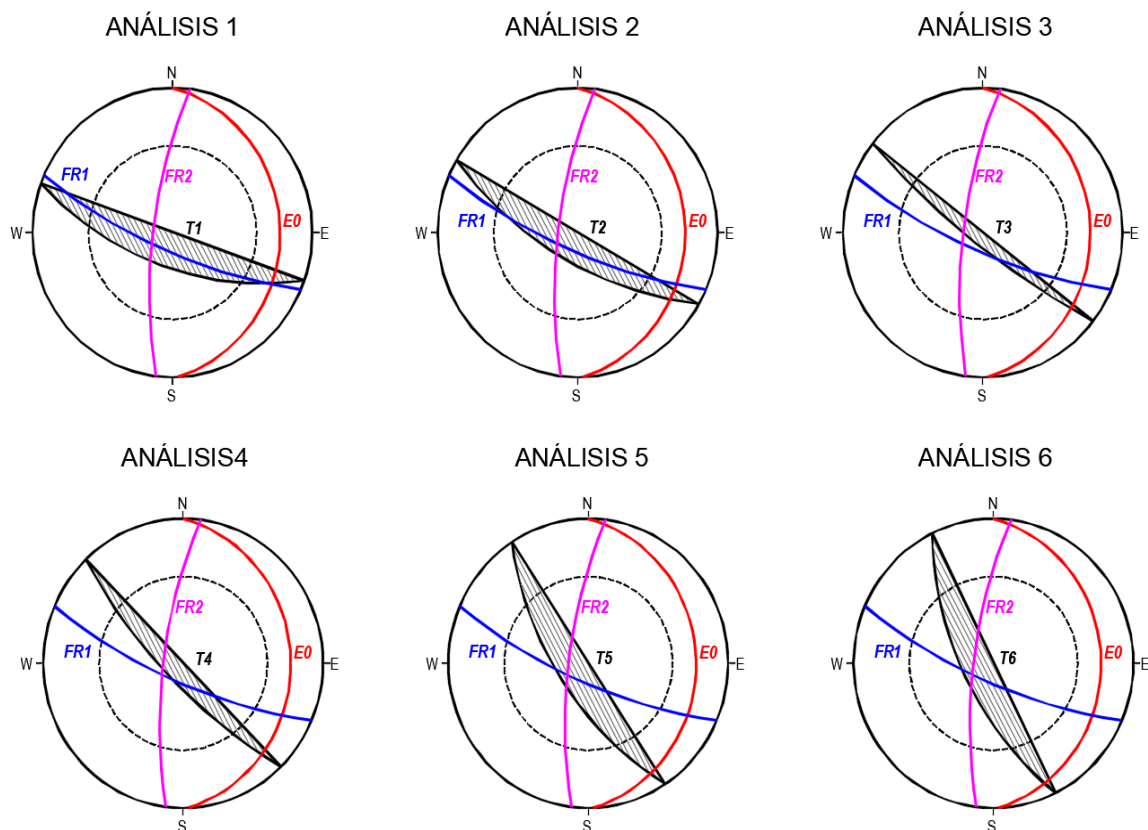


Figura 5.9 Estereograma de familias de discontinuidades del talud.

CONJUNTO DE DISCONTINUIDADES	TIPO DE LA DISCONTINUIDAD	INCLINACIÓN (°)	DIRECCIÓN DE INCLINACIÓN (°)
E0	ESTRATIFICACIÓN	15	088
FR1	FRACTURA	75	203
FR2	FRACTURA	74	277
TALUD	T1	63	200
	T2	67	210
	T3	65-85	218
	T4	70-85	226
	T5	65	237
	T6	65	244

Tabla 5.5 Características geométricas de las familias de discontinuidades y taludes.

Tomando en consideración la Figura 5.9 y el análisis 3 las familias FR1 y FR2 generan cuñas cuyo vector, si bien es tendiente a la vertical, muestra salida hacia el frente del talud,

donde la pendiente que muestra el talud llega a ser de entre 80° y 90° , lo que facilita la salida de bloques y masas rocosas.

En cuanto al mecanismo de falla plana, se puede ver que la familia FR2 muestra una orientación semiparalela al talud en el análisis 1 de la Figura 5.9. De forma similar a lo que ocurre con las cuñas, la pendiente que muestra el talud es muy alta, lo que, combinado con la ondulación de la familia FR1, propicia algunos deslizamientos por falla plana. En este caso, la familia FR2 es responsable de seccionar lateralmente los bloques de roca.

El ángulo de fricción calculado para los materiales del corte es de 28° , usando el criterio de Barton y Choubey (1977).

El mecanismo de falla circular en el talud; se presenta principalmente los materiales aluviales (Qal). Sin embargo, existe la particularidad de que el macizo rocoso tipo flysch que predomina en el corte presente este mecanismo de falla, debido a: la gran altura que tiene el talud, en conjunto con la pendiente de este (hasta 80° - 90°); el macizo rocoso al frente del talud en zonas altas se halla muy fracturado, intemperado y relajado, lo que propicia mecanismo de falla a gran escala que puede ser considerado como falla circular.

Tal como se menciona en los párrafos anteriores en el talud existe una gran masa potencialmente inestable en la porción más alta del corte, esta masa está siendo separada del macizo rocoso a través de una grieta de tensión que muestra orientación similar al conjunto de discontinuidades FR1. A pesar de que el macizo rocoso en esta zona es muy fracturado e intemperizado, lo que podría favorecer el graneo y salida de bloques con dimensión de hasta 1 m^3 dentro de esta masa; es alto el riesgo de que todo ese volumen de roca se desprenda eventualmente.

5.3.2 Análisis de estabilidad

El análisis de estabilidad de este talud rocoso en la región sureste del estado de Oaxaca fue realizado una vez definido el modelo geológico – geotécnico, mecanismos potenciales de falla presentados en el subcapítulo anterior y acciones desencadenantes de estabilidad

(acciones sísmicas y de presión hidrostática); representando así, las condiciones de la zona en estudio.

5.3.2.1 Consideraciones de análisis

Con el fin de determinar los factores seguridad actuales sin algún tipo de tratamiento y partiendo de estos para su posterior método de estabilización, fue realizado tres casos de análisis en el talud, el primer bajo la acción permanente del peso propio, el segundo bajo las acciones características de peso propio más sismo, el tercero y último bajo la acción del peso propio más la presencia de agua.

Aunque no existe la presencia del N.A.F en el talud, es necesario considerar esta acción debido a la posible saturación de la zona relajada del macizo rocoso en la cara del talud y las lluvias intensas de larga duración de la región hidrología donde se encuentra ubicado, por lo tanto, se analizó el caso extremo donde el porcentaje de llenado de la discontinuidad llega al equilibrio límite, determinando así la altura de columna de agua máxima que generaría inestabilidad de la masa deslizante.

Considerando la ubicación la zona y de acuerdo con el mapa de regionalización sísmica de la República Mexicana, el corte carretero se localiza en la zona sísmica tipo D (Figura 5.10). Para el análisis se empleó un coeficiente sísmico de 0.28 basado en el criterio de (Hynes Griffin & Franklin, 1984), quien propone que el coeficiente sísmico es la mitad de la aceleración pico o máxima del terreno, a_0 . Así mismo se considerado el tipo de estructura, profundidad de los tendidos de refracción, velocidades V_s menores del talud, para su posterior calculo con el software PRODISIS.

Se observó y se encontró que el mecanismo de falla predominante es la salida de cuñas a través de FR1 y FR2, por lo tanto, en los siguientes análisis no se considera el mecanismo de falla tipo plana.



Figura 5.10 Regionalización de la República Mexicana y valores característicos del espectro sísmico.

5.3.2.2 Resultado de análisis

Cada modelo de análisis de estabilidad se realizó utilizando la paquetería de Rocscience Inc. El resultado de los factores de seguridad para cada sección del talud, considerando los mecanismos de falla observados y bajo las diferentes acciones desencadenantes de estabilidad como es el caso del agua y sismo se presentan en el apartado de anexos de esta tesis y de manera resumen en la Tabla 5.6.

Corte	Sección	Consideraciones de Análisis	Método de análisis				
Corte en estudio	Sección km. 152+960	Rotura Circular	GLE Morgenstern -Price	Janbu Corrected	Bishop Simplified	Ordinary Fellenius	PROMEDIO
		Rotura Circular por peso propio	1.478	1.535	1.481	1.467	1.490
		Peso Propio + sismo (c=0.28)	1.09	1.055	1.083	1.039	1.067
		Rotura circular por peso propio +saturación de agua	1.071	1.066	0.934	1.255	1.082
	Sección km. 153+160	Rotura Circular	GLE Morgenstern -Price	Janbu Corrected	Bishop Simplified	Ordinary Fellenius	PROMEDIO
		Rotura Circular por peso propio	1.123	1.131	1.125	1.123	1.126
		Peso Propio + sismo (c=0.28)	1.09	0.782	0.801	0.789	0.866
		Rotura circular por peso propio +saturación de agua	0.977	0.967	0.979	1.037	0.990
	Sección km. 153+120	Rotura en cuña	Probabilidad de falla		Factor de seguridad		
		Peso Propio	1.30%		1.207		
		Peso Propio + sismo (c=0.28)	77.60%		0.915		
		Peso Propio + 80% de llenado en las fracturas	100.00%		0.133		
	Sección km. 153+160	Rotura en cuña	Probabilidad de falla		Factor de seguridad		
		Peso Propio	0%		1.291		
		Peso Propio + sismo (c=0.28)	50%		1.001		
		Peso Propio + 80% de llenado en las fracturas	100%		0.167		
	Sección km. 153+160	Graneo de Rocas	Distancia máxima (M)		Altura máxima (M)		
		500 m3	11		22		
		200 m3	11		7.5		
		50 m3	11		8		
		50 kg	11		22		

Tabla 5.6. Resumen de los análisis de estabilidad sin tratamiento y en condiciones actuales.

De los análisis realizados y resultados obtenidos se puede concluir que el talud resulta ser inestable ante las condiciones y secciones analizadas, obteniendo una probabilidad de falla entre los 55.3 % y 100.0 % para los diferentes factores de seguridad obtenidos.

Adicional al análisis de factores de seguridad de los mecanismos de falla predominantes en el talud, se evaluó la susceptible caída de bloques de roca que se puedan desprender en las zonas altas del talud. Este análisis fue realizado mediante el software Rocfall de la paquetería de Rocscience, observando que los bloques de roca son susceptibles de llegar a la calzada de la carretera durante su operación (Figura 5.11).

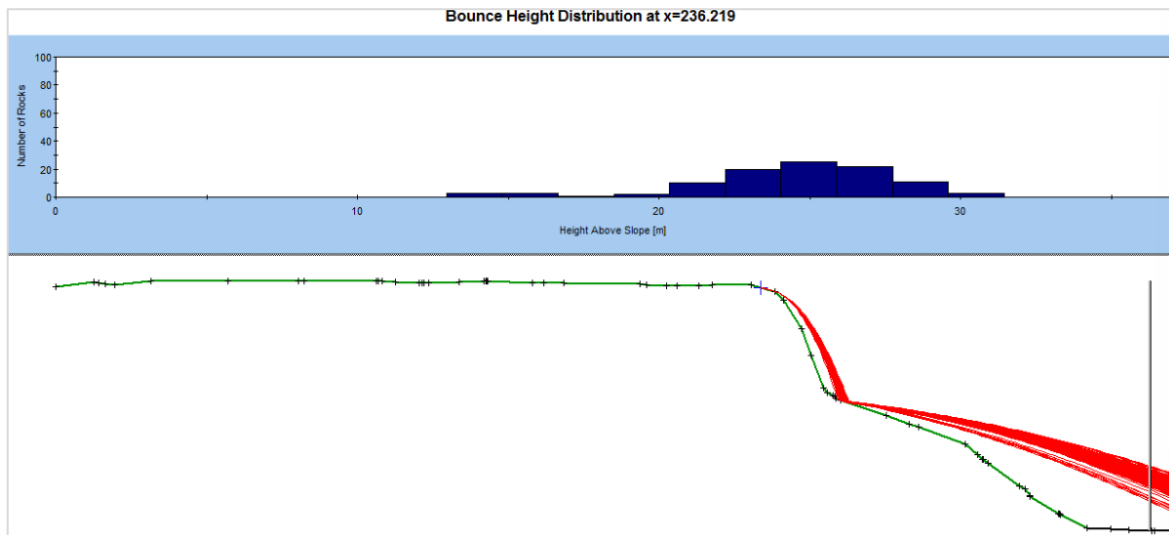


Figura 5.11 Análisis por caída de bloques.

5.4 Opciones de estabilización y valoración de resultados

Considerando los mecanismos de falla, características geométricas del talud, resultados arrojados de los análisis de estabilidad y con el fin de plantear conceptualmente diferentes soluciones geotécnicas, a continuación, se presentan las alternativas de estabilización del talud en estudio, siendo divididas en dos grupos; opciones de estabilización del talud y sin estabilización de este.

5.4.1 Alternativas de solución con opciones de estabilización del talud

Las alternativas que a continuación se describen tienen el objetivo de reducir los factores de seguridad del talud mediante cambio geométricos por excavación de terreno natural, drenaje, tratamientos superficiales y estructuras de retención.

5.4.1.1 Arreglo geométrico del talud con abatimientos y bermas.

Esta alternativa contempla la construcción de seis bermas de 10 m. y 5 m. de ancho; la primera berma se ubica en la parte superior del talud, siendo la de mayor ancho, las siguientes cinco se ubican en la parte central e inferior, con abatimientos a diferentes pendientes, así como, la colocación de una línea de drenes de PVC de 12.0 m. de largo y 2 ½" de diámetro en la cara de cada abatimiento de talud.

Adicional a los tratamientos geométricos y de drenaje anteriores, se incluye la colocación de malla de triple torsión en la berma superior y malla metálica romboidal de alta capacidad en las bermas inferiores. El arreglo y la distribución de los tratamientos se presentan en las Figuras 5.12 y 5.13.

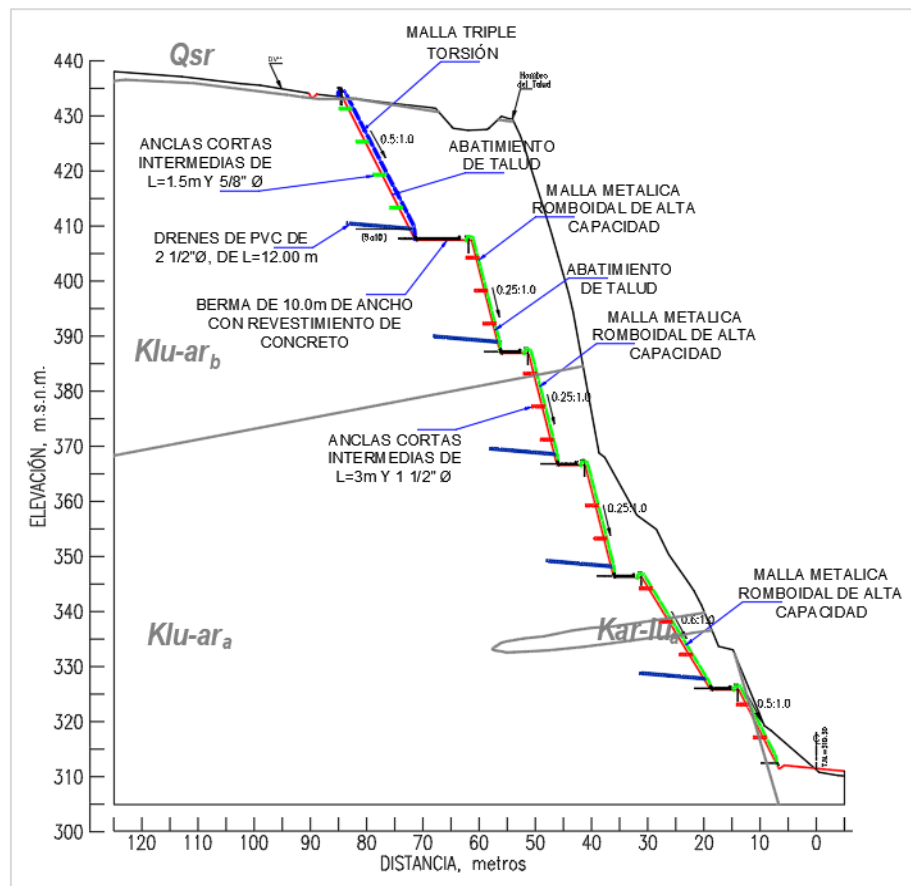


Figura 5.12 Arreglo geométrico con tratamientos.

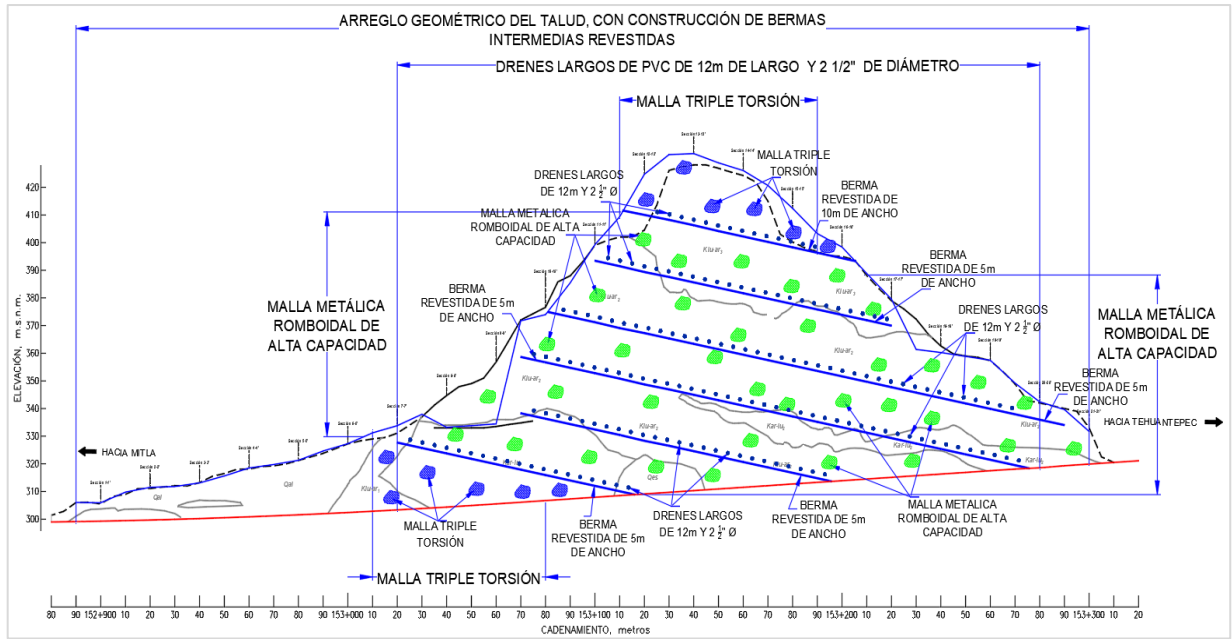


Figura 5.13 Distribución espacial de los tratamientos.

5.4.1.2 Arreglo geométrico del talud con abatimientos en la parte superior y anclaje

La segunda opción considera dos bermas de 7.0 m de ancho, con abatimientos a 70°, malla de triple torsión, anclas de fricción y drenes largos de 12.0 m. La parte inferior del talud implementa malla metálica romboidal de alta capacidad. La configuración del arreglo geométrico y su distribución espacial se pueden apreciar en las Figuras 5.14 y 5.15.

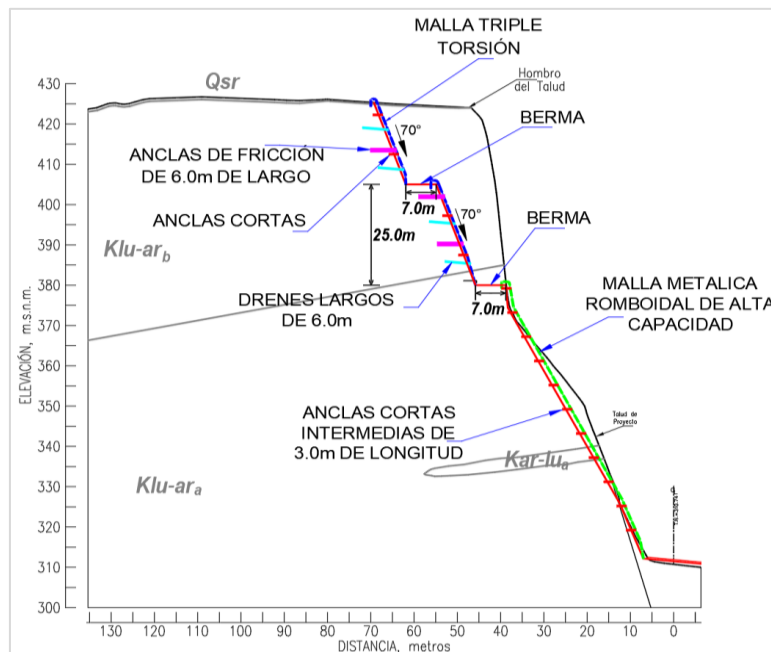


Figura 5.14 Arreglo geométrico con tratamientos.

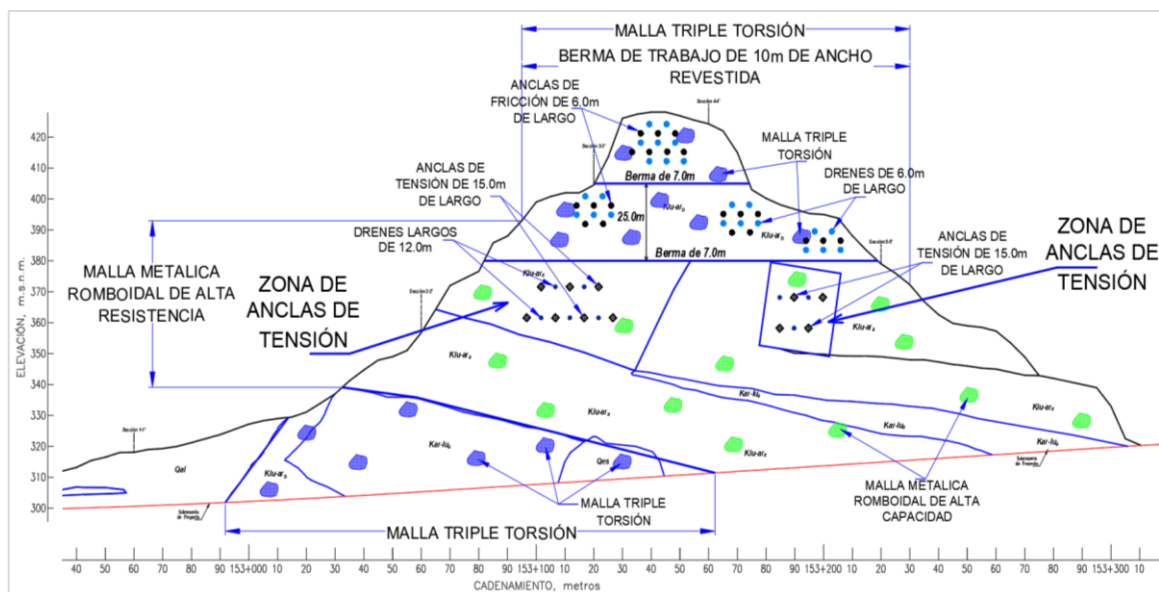


Figura 5.15. Distribución espacial de los tratamientos.

5.4.2 Alternativas de solución sin estilización del talud.

Las soluciones que a continuación se presentan no tienen el objetivo de reducir los factores de seguridad del talud, sin embargo, al igual que las alternativas anteriores cumplen con el objetivo de sobreguardar la seguridad de los vehículos y personas que transitaran la carretera, así como mantener en condiciones adecuadas la calzada de esta.

5.4.2.1 Túnel falso

La construcción de un túnel falso se considera como solución al problema del talud con la finalidad de evitar que los bloques de roca susceptibles de caer lleguen a la carretera.

La configuración geométrica del túnel falso lleva un relleno de grava, drenes, un muro y una serie de pilas cimentadas sobre un terraplén. En el portal de entrada (de acuerdo al cadenamiento de la carretera) se implementó malla de triple torsión y en el portal de salida, malla de alta resistencia tipo romboidal. El túnel falso tendrá una longitud aproximada de 200.0 m. El arreglo se puede apreciar en las Figuras 5.16 y 5.17.

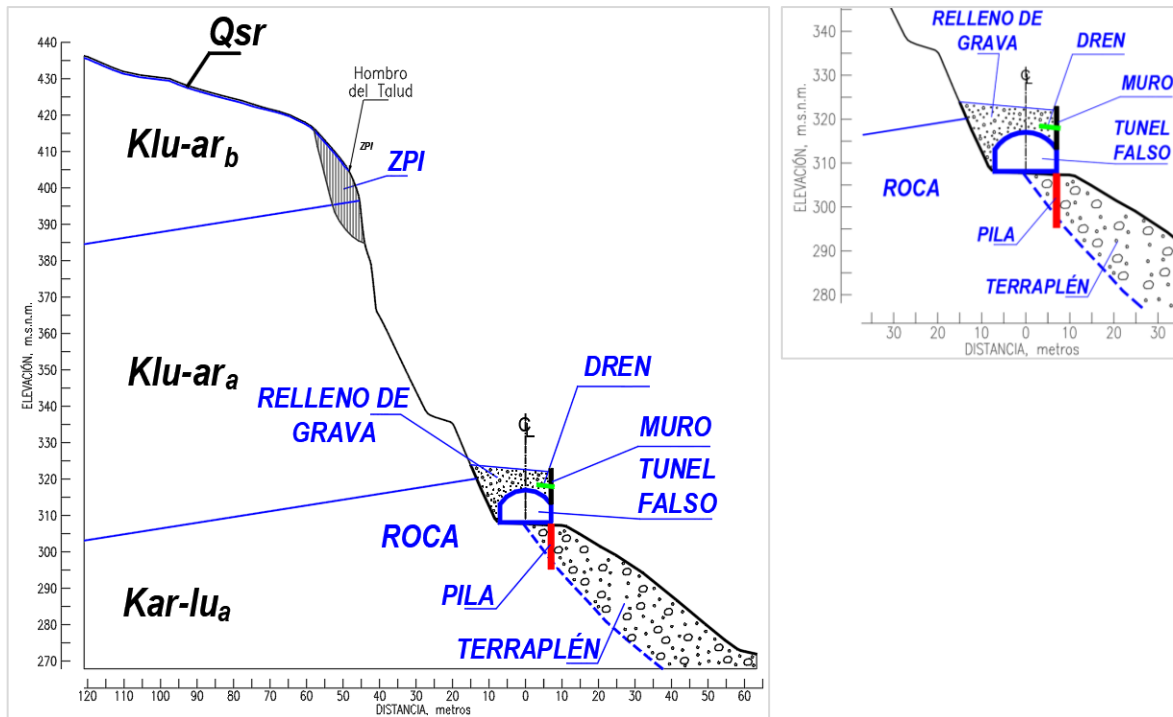


Figura 5.16 Sección transversal del túnel y sus requerimientos.

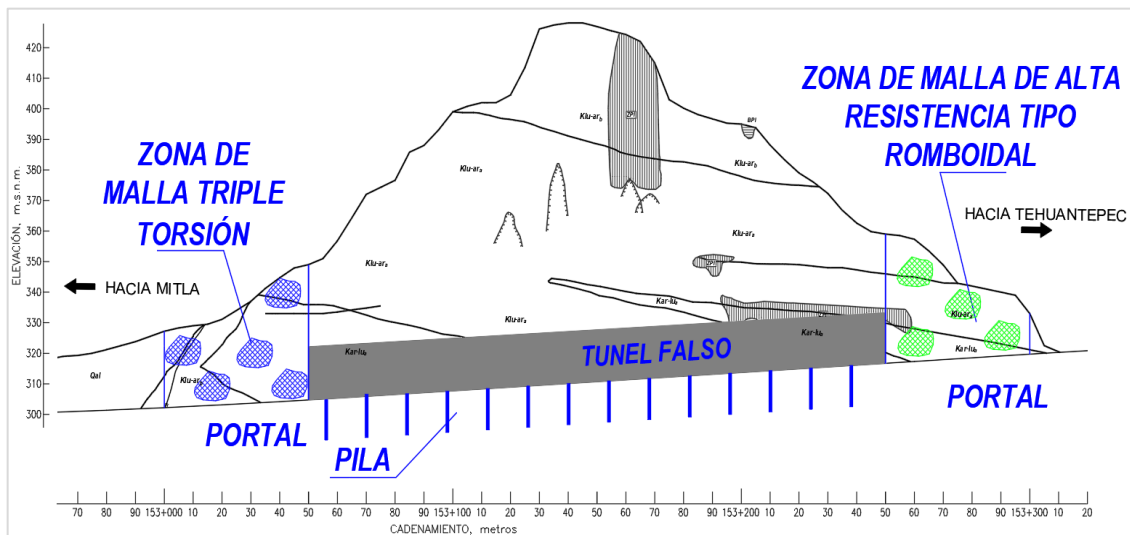


Figura 5.17. Sección longitudinal con la configuración del túnel falso.

5.4.2.2 Viaducto elevado

La siguiente alternativa considera la construcción de un viaducto elevado fuera del eje de trazo original de la carretera a unos 20.0 a 25.0 m. Los requerimientos incluyen remoción de material y una serie de pilas cimentadas sobre roca a una profundidad variable. La configuración del viaducto se muestra en las Figuras 5.18 y 5.19.

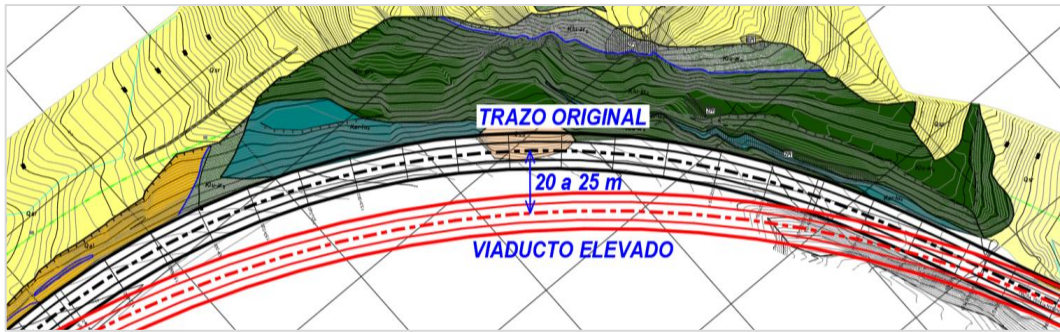


Figura 5.18. Eje del viaducto elevado en planta.

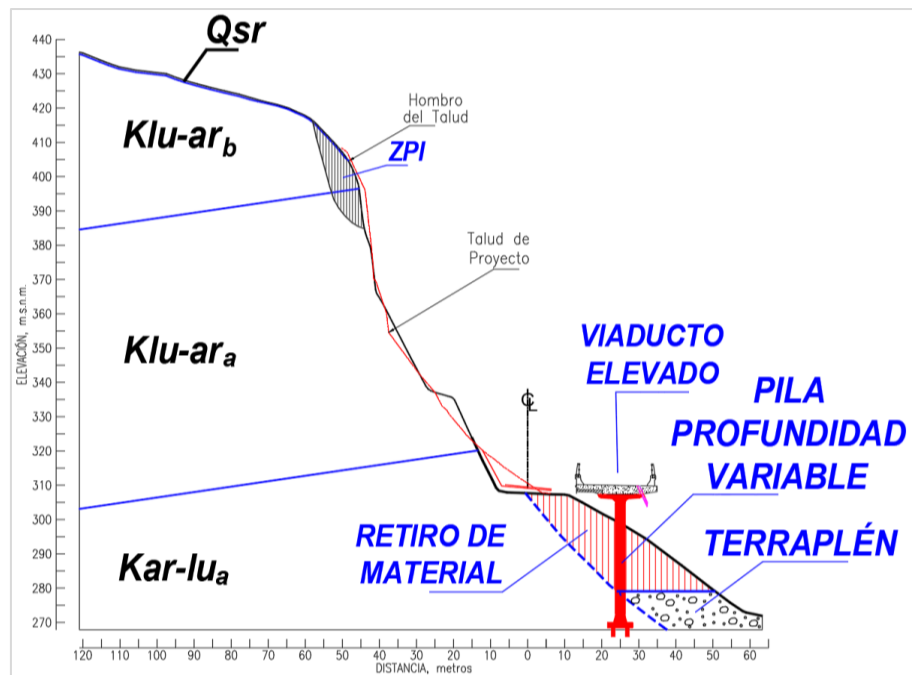


Figura 5.19. Sección transversal del viaducto elevado y sus requerimientos.

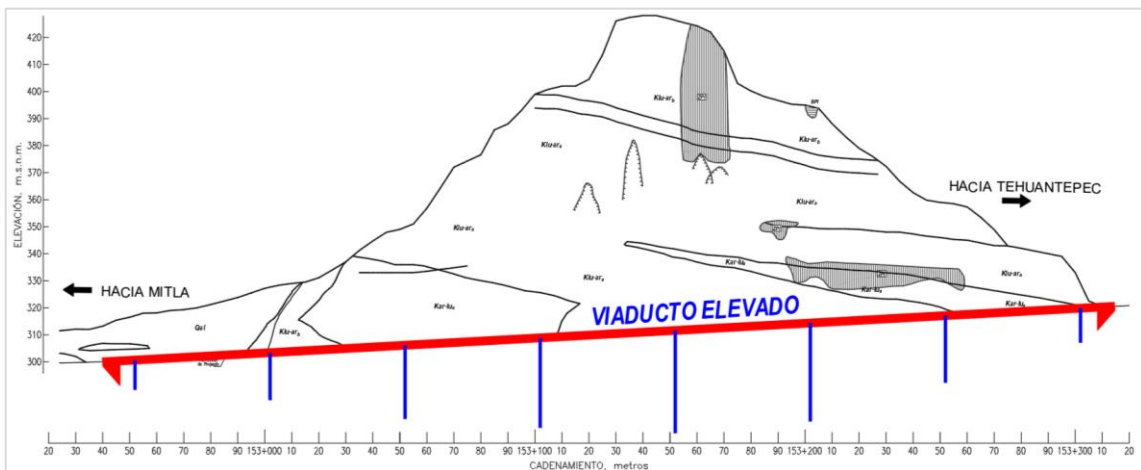


Figura 5.20 Sección longitudinal del viaducto elevado.

5.4.2.3 Túnel en roca

Esta opción contempla la construcción de un túnel en roca, excavado a aproximadamente 80.0 m del eje de la carretera. La longitud aproximada del túnel sería de 260.0 m. La representación, ubicación y secciones se presentan en las Figuras 5.21, 5.22 y 5.23.

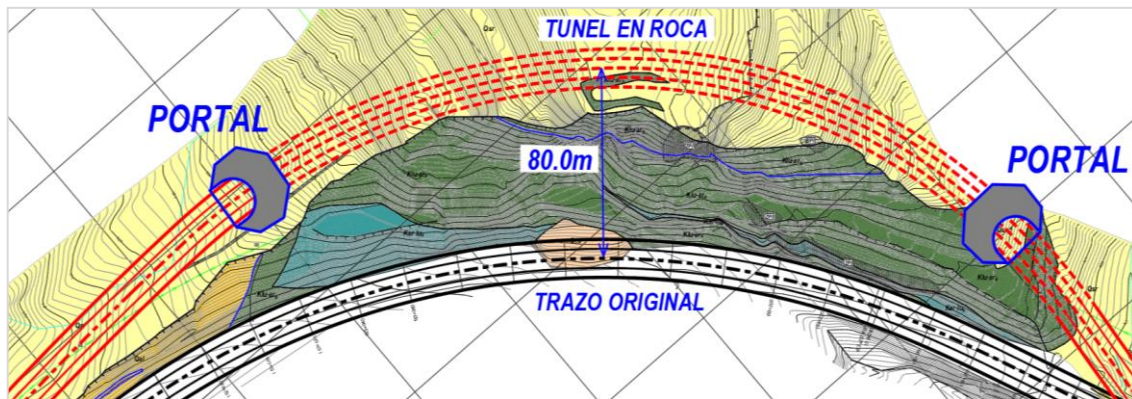


Figura 5.21 Eje del túnel de roca en planta.

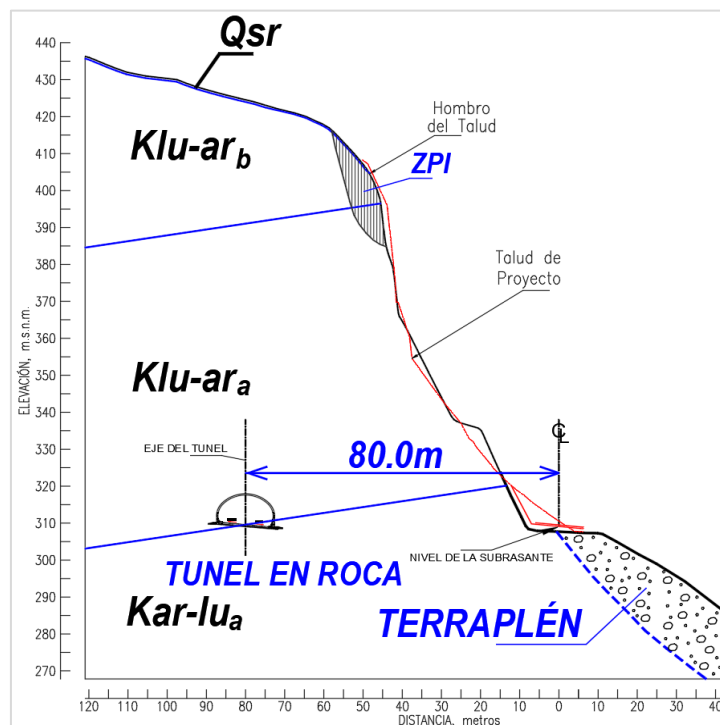


Figura 5.22 Sección transversal y ubicación del túnel en roca.

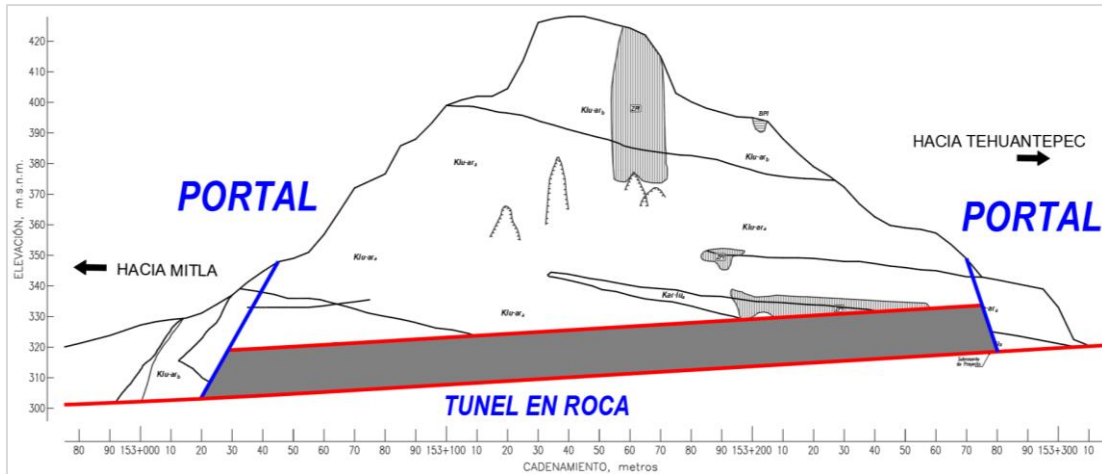


Figura 5.23 Sección longitudinal del eje del túnel en roca.

5.4.3 Valoración de resultados

Con la finalidad de dar solución de estabilidad al talud y al mismo tiempo mitigar riesgos, debido a la enorme probabilidad de caídos de bloques y desprendimiento de masas rocosas que pueden generar afectaciones a la autopista y sus usuarios, se presentan las observaciones para cada una de las propuestas explicadas anteriormente Tablas 5.7 y 5.8.

Alternativas de solución con opciones de estilización del talud	
Opciones de estabilización	Observaciones
Arreglo geométrico del corte con abatimientos y bermas horizontales o inclinadas	Garantiza la estabilidad del talud a largo plazo, con un bajo mantenimiento.
Arreglo geométrico de corte con abatimientos de la parte superior y anclaje localizado	Se eliminan los bloques y masas inestables en la parte superior del talud; es necesario instalar anclajes localizados para evitar el desprendimiento de masas rocosas, además de una malla para evitar graneos.

Tabla 5.7 Observaciones de cada una de las alternativas de solución con opciones de estilización del talud.

Alternativas de solución sin estilización del talud.	
Opciones de estabilización	Observaciones
Túnel falso	• Se elimina por completo la afectación por caídos y rodados de roca hacia la autopista. • Se requieren estudios y exploraciones adicionales para el diseño de la cimentación de los pilotes. • El túnel falso tendrá una longitud aproximada de 200 m.
Viaducto elevado	• Es necesario ajustar el eje y la geometría del trazo. • Se requieren estudios y exploraciones adicionales para el diseño de la cimentación. • Es necesario la remoción parcial del terraplén. • La separación del puente debe ser suficiente para que los rodados y caída de bloques no impacten en el puente. • El viaducto elevado tendría una longitud aproximada de 300 m.
Túnel en roca	• Es necesario ajustar el eje y la geometría del trazo. • Se requieren estudios y exploraciones adicionales para el diseño del túnel. • Se debe localizar separado de la pared del cantil, aproximadamente 80 m para evitar la zona descomprimida del macizo rocoso. • La longitud aproximada del túnel sería de 260 m.

Tabla 5.8 Observaciones de cada una de las alternativas de solución sin estilización del talud.

Las observaciones anteriores son complementadas con la siguiente tabla comparativa, en donde se valoran las propuestas antes mencionadas Tablas 5.9 y 5.10.

propuestas de estabilización del corte							
propuesta	cantidad de estudios adicionales	volumen de excavación	complicaciones constructivas	tiempos de ejecución	mantenimiento	costos	seguridad
abatimientos con bermas horizontales o inclinadas	ninguno	muy elevados	elevado	elevado	bajo	elevado	muy alta
abatimientos de la parte superior y anclaje localizados	ninguno	moderado	moderado	bajo	moderado	moderado	alta

Tabla 5.9 Valoración comparativa de las alternativas de solución con opciones de estilización del talud.

Propuestas alternativas sin estabilización del corte							
Propuesta	Cantidad de estudios adicionales	Volumen de excavación	Complicaciones constructivas	Tiempos de ejecución	Mantenimiento	Costos	Seguridad
Túnel falso	cuantiosos	nulo	moderado	elevado	bajo	elevado	muy alta
Viaducto	cuantiosos	bajo	elevado	elevado	bajo	elevado	muy alta
Túnel en roca	cuantiosos	muy elevados	elevado	muy elevados	bajo	muy elevados	muy alta

Tabla 5.10 Valoración comparativa de las alternativas de solución sin estilización del talud.

5.5 Método de estabilización final.

Considerando la conformación del talud por secuencia de lutitas y areniscas con diferentes grados de fracturamiento, alteración y a su vez diferentes condiciones de resistencia se detectó los principales problemas de inestabilidad del talud en estudio.

Las diferencias geomecánicas obedecen a la génesis misma de las rocas, condiciones de esfuerzos y tectónica a los que han estado sometido durante su vida geológica, así como la perturbación causada por los procesos de excavación y factores de meteorización durante el tiempo que ha quedado expuesto el macizo rocoso.

El diseño de los tratamientos definitivo de este talud se presenta en los siguientes subcapítulos, obedeciendo a la alternativa de solución descrita en el subcapítulo 5.4.1.2 mediante el arreglo geométrico con abatimientos de talud y anclas, así como, los resultados de análisis presentados en el subcapítulo 5.3.2.2.

5.5.1 Diseño del tratamiento de estabilización del talud

A continuación, se presenta de manera descriptiva el diseño de los tratamientos de estabilización, así como recomendaciones para la construcción. De manera más detallada, esquemática y ubicación precisa de cada uno de los tratamientos, se podrá consultar en los anexos de esta tesis (Plano de tratamientos).

5.5.1.1 Abatimiento del talud y amacice

El arreglo geométrico del talud estará conformado por la construcción de 2 bermas, debido a los mecanismos de inestabilidad, eliminación de zonas potencialmente inestables y con el objetivo de disminuir las fuerzas actuantes sobre el talud, de esta manera se aumenta su factor de seguridad. Las bermas tendrán 10.0 m de ancho, la primera se localiza aproximadamente a 380.0 m.s.n.m. y la segunda se localizará en la cota 410.0 m.s.n.m.

La función de estas bermas es cuidar la transición de abatimiento de un talud a otro, sirviendo como plataforma de trabajo y dando paso firme a la maquinaria que realice los

trabajos de abatimiento, deteniendo el material que por su poca consistencia tienda a desprenderse de la parte superior del talud. Como medida de protección de las bermas contra los agentes erosivos, impidiendo la infiltración de agua en el talud inferior, estas deberán contar con un recubrimiento de concreto hidráulico de 8 cm de espesor, con un concreto de $f'c = 150 \text{ kg/cm}^2$, reforzado con malla electrosoldada de 6-6 8-8 $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ (Figura 5.24).

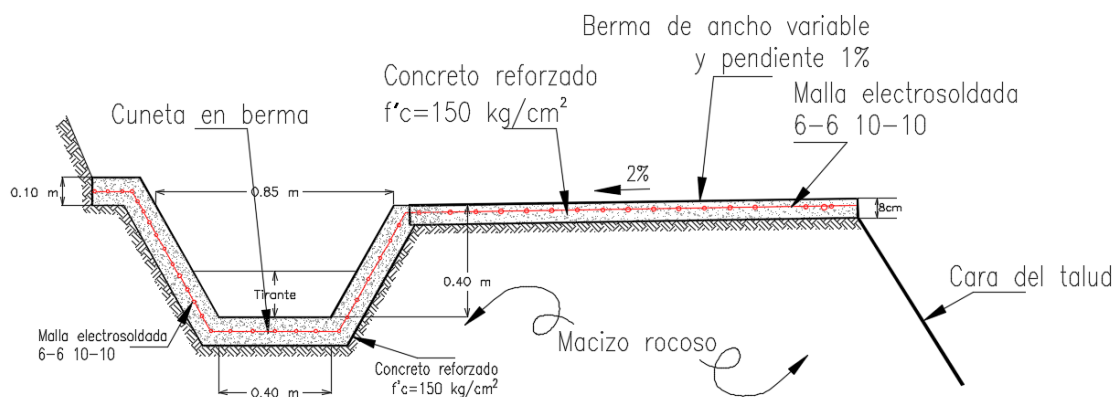


Figura 5.24 Detalle constructivo de berma y contracuneta.

El abatimiento de todos los taludes serán constuidos con pendientes que oscilan entre 0.75H:1.0V de acuerdo con las secciones topográficas. Este cambio de geometría es favorable a las condiciones topográficas del terreno y estratificación del talud.

Se recomienda que los trabajos de excavación deben iniciar por abatir la parte superior a partir de los extremos hacia el centro, creando un acceso para la ejecución de la berma y repitiendo el mismo proceso en caso de seguir avanzando.

El amacice será realizado sobre toda la cara del talud retirando todos los fragmentos y bloques de roca, en estado suelto, que están depositados sobre la superficie de este.

5.5.1.2 Anclas de tensión en zona critica

En este talud se identificaron 3 zonas potencialmente inestables de la cuales la primera zona identificada es eliminada con el abatimiento. Las zonas II y III forman fallas en forma

de cuña y de acuerdo con los análisis y cálculos realizados a estas, es necesario colocar anclas activas, las cuales fueron diseñadas para obtener un factor de seguridad estable.

Las anclas de tensión serán de 15.00 m de longitud con separación de 4.0 m en horizontal y 4 m en la vertical, en patrón de tresbolillos, con longitud del bulbo 9.0 m y longitud libre 6.0 m. El diámetro del barreno de 0.15m (6") inyectadas con lechada $f'c=200 \text{ kg/cm}^2$ a 28 días con presión de inyección de 2 kg/cm^2 , con 8 cables de acero $f_y= 19000 \text{ kg/cm}^2$, área transversal de 7.90 cm^2 con una resistencia de 150 Ton, y una capacidad de diseño de 90 Ton, a continuación, se presenta el detalle constructivo del ancla de tensión (Figura 5.25).

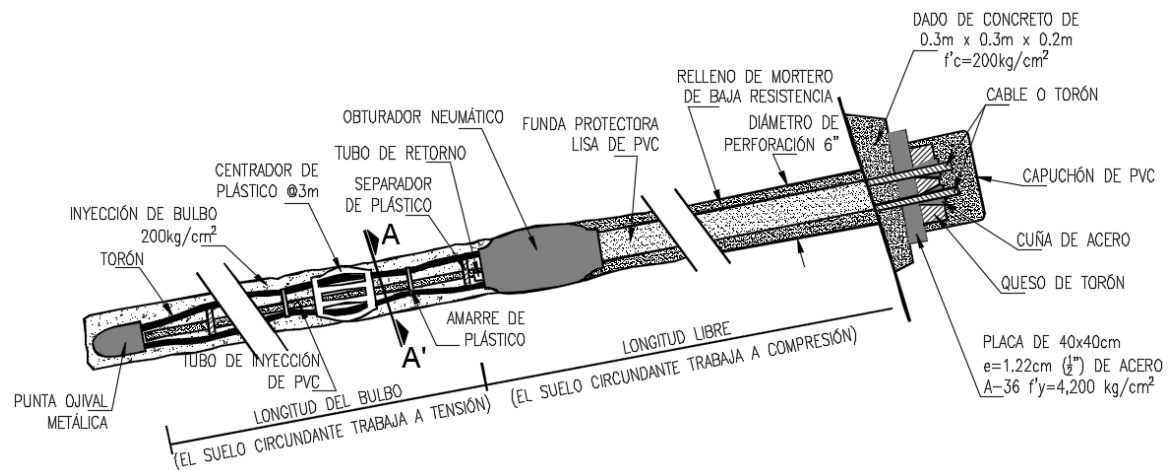


Figura 5.25 Detalle de ancla de tensión.

5.5.1.2 Malla romboidal metálica

Se detectó que en toda la zona del talud se encuentra alojado masas de rocas o bloques de un tamaño de hasta 2 m^3 propensos a desprenderse por los efectos erosivos a los que están expuestos, por lo que es necesario aparte del abatimiento, la colocación de una malla de alta resistencia capaz de estabilizar y contener estos bloques de volúmenes considerables.

Las características y propiedades de los materiales de la malla son:

- Resistencia a tensión del acero de los alambres $1,770 \text{ N/mm}^2$.
- Diámetro efectivo del alambre de acero 2.0 mm .
- Resistencia por metro lineal 53 kN/m .

- Protección contra la corrosión 95% Zn / 5%Al.

La colocación e instalación de la malla debe iniciar de la parte superior a 2.0 m del cero de construcción con la barrenación e instalación de anclas de arranque de 1½” de diámetro y 4.0 m. de longitud a cada 3.0 metros para la sujeción del cable de acero perimetral de ½” con sujetacable, a este cable se sujetará la malla metálica romboidal de alta capacidad mediante ganchos de acero galvanizado de 6.0 mm a cada 30 cm y cerrado con pinzas, tanto en la parte superior como en la inferior del talud (Figura 5.26).

La malla de alta capacidad se sujetará a la cara del talud mediante anclas intermedias en forma de T de 3.0 m de longitud y 1½ de diámetro varilla de acero $f'y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ inyectadas con lechada $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$ a 28 días, en un patrón de 3.0 m H: 3.0 m V, en forma tresbolillo. Para la unión de los lienzos de malla se deberán ser a tope uniéndose con ganchos de acero galvanizado de 4.0 mm de diámetro a cada 30 cm.

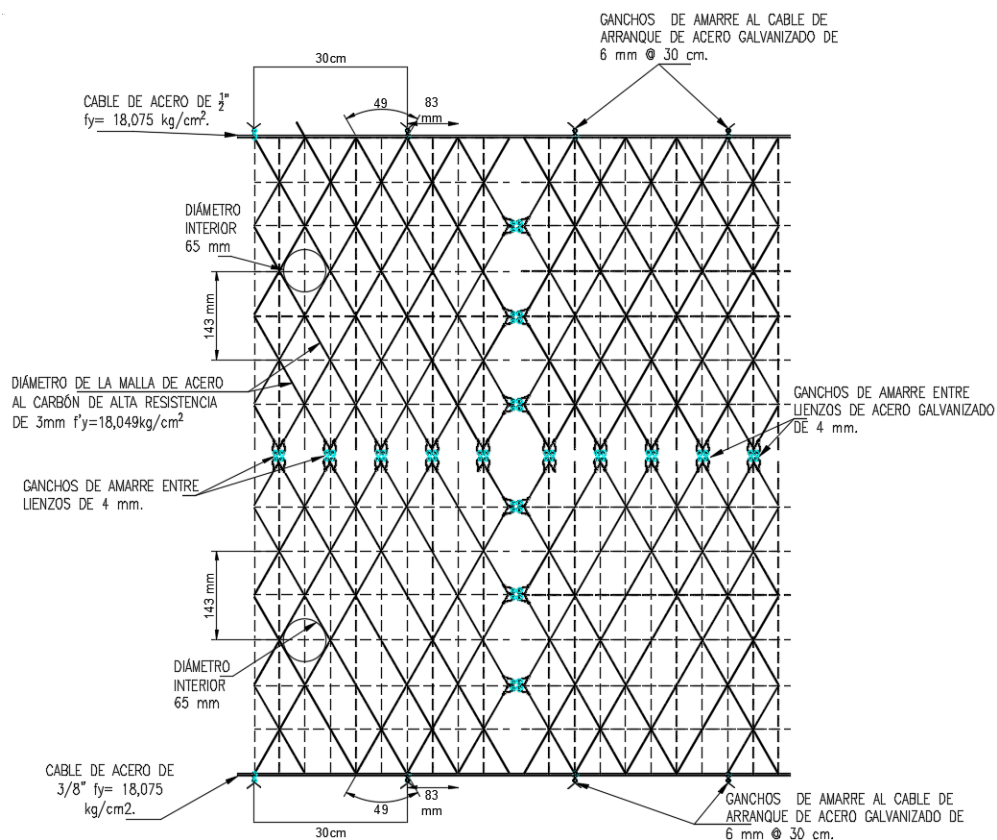


Figura 5.26 Detalles de malla de alta capacidad romboidal.

5.5.1.3 Protección superficial contra deslizamiento y erosión

Dadas las unidades litológicas que cuenta esta zona del talud (Qal) y debido a la erosión que presenta cada una de ellas que en su caso casi de tamaño asimétrico, se propone un manto de control de deslizamiento y erosión, con la finalidad de retener dicho material y evitar a que se siga intemperizado. El detalle del manto se encuentra en los anexos de esta tesis, principalmente en los planos de estabilización.

5.5.1.4 Drenes largos

Debido a que el agua es uno de los principales agentes desestabilizadores en los taludes, se propone construir seis líneas de drenes de PVC de 2 1/2" Ø y 12 m de longitud, la separación horizontal entre drenes será de cada 5.0 m en sentido de la pendiente de la berma. Cada la línea se colocará a 2.0 m de la berma.

5.5.2 Sistema hidráulico del talud

5.5.2.1 Obras de drenaje complementarias

El sistema hidráulico del talud se diseñó por medio de obras de captación, conducción, control y obras complementarias (contracunetas, cunetas y cajas de disipación).

Para este caso no se consideró la revisión y análisis hidráulico de obras de drenaje menor (tubos y losas) debido a que en el inicio y final del talud se tiene la existencia de puentes, en los cuales las obras complementarias tendrán su descarga hidráulica.

Las dimensiones y características de las obras de drenaje complementarias analizadas, revisadas hidráulicamente mediante los métodos descritos en el subcapítulo 4.3.1 y que deberán de ser construidas aguas arriba y al pie del talud, se presentan en el Anexo Secciones y detalles de proyecto de estabilización de esta tesis .Caber señalar que las dimensiones de la sección de cuneta no corresponden a la sección tipo que marca la SICT (1.0 m de ancho), ya que los requerimientos hidrológico e hidráulicos para tal sección rebasan su capacidad y por lo tanto sus dimensiones fueron aumentadas a manera de que su capacidad hidráulica no rebase el 80.0 %.

5.5.2.2 Subdrenaje

El diseño de las obras de subdrenajes propuesto está basado en el manual (Mexichen, 2021) y su construcción deberá de realizarse mediante la norma SCT N-CTR-CAR-1-03-009/00.

El subdrenaje para este talud se construirá con zanjas excavadas a mano o con retroexcavadora de 1.5m, recubierta con un geotextil y rellenas de material granular filtrante y elementos de captación y transporte del agua, tal como se observa en la Figura 5.27.

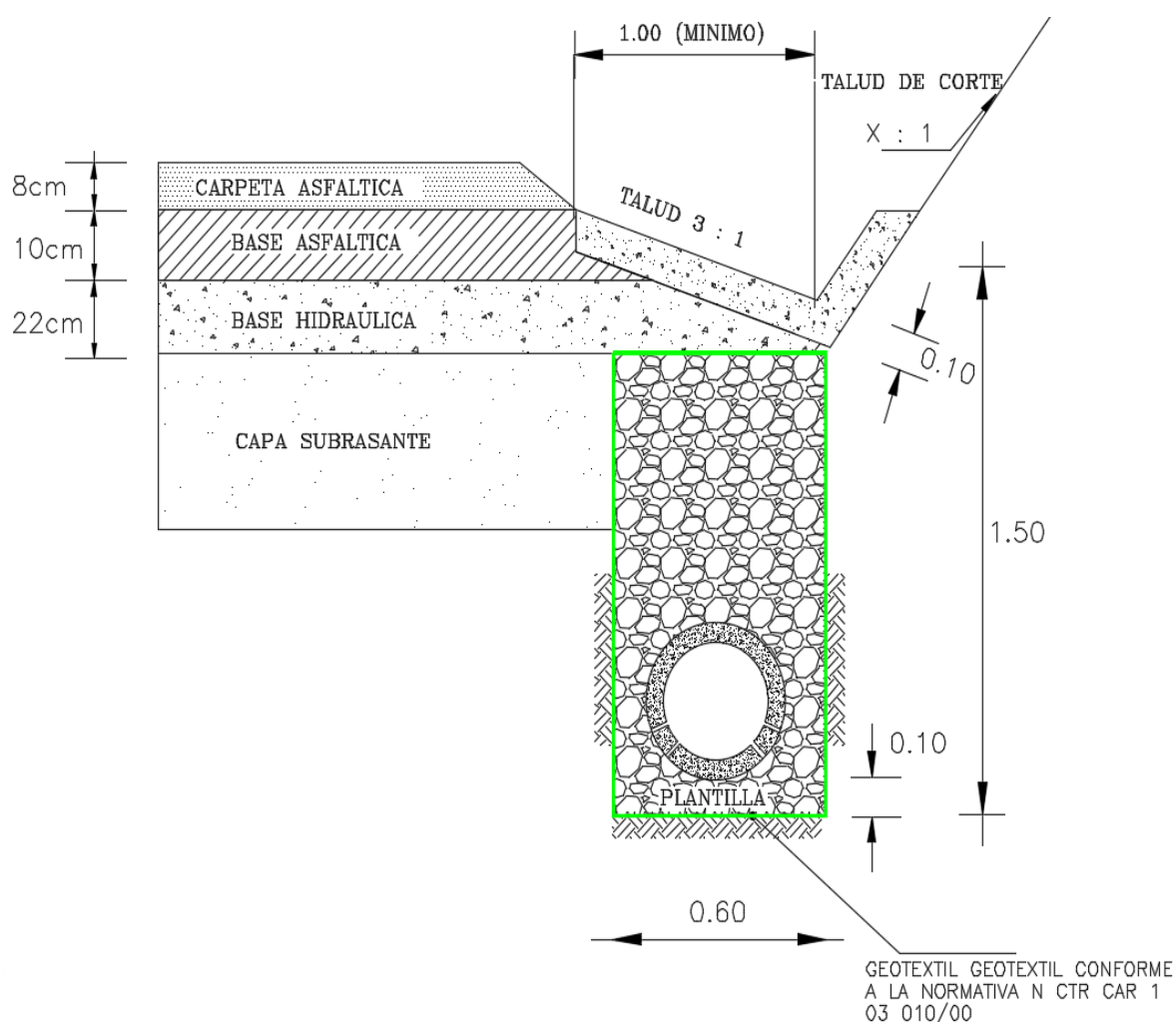


Figura 5.27 Diseño general del sistema de subdrenaje

Así mismo se considera colocar pozos de visita para el subdrenaje, con el objeto de poder dar limpieza y mantenimiento al mismo, los detalles y dimensiones de los pozos se presentan en la Figura 5.28.

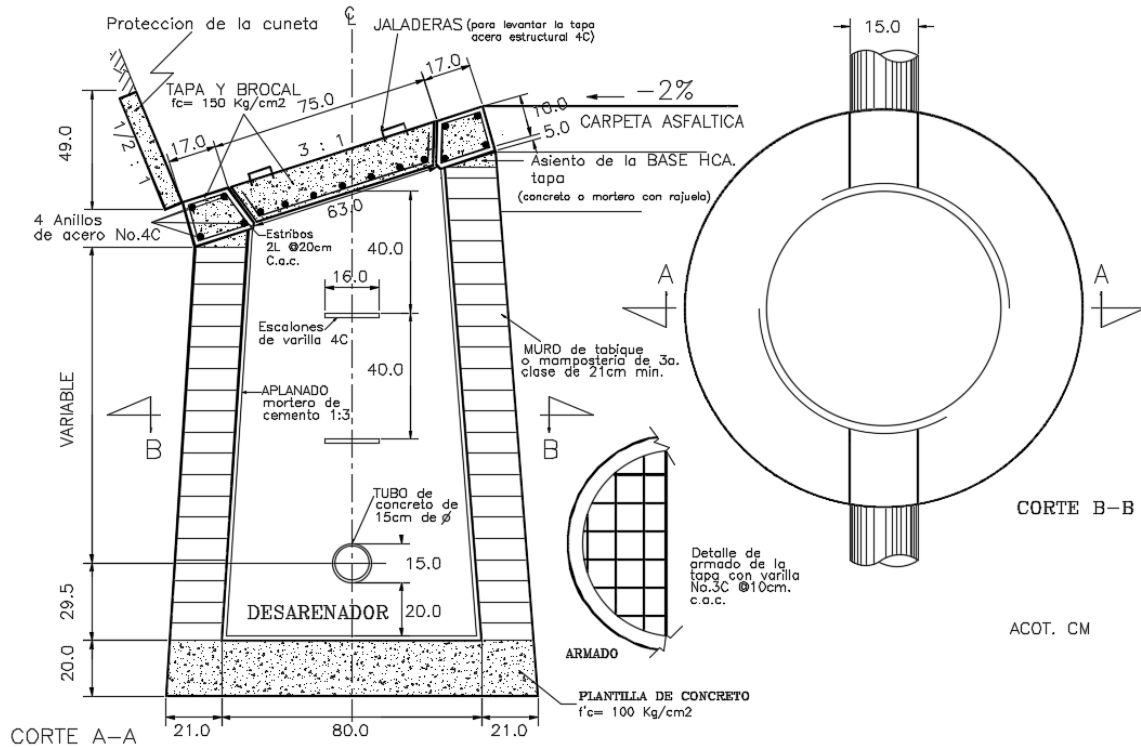


Figura 5.28 Detalles y dimensiones del pozo de visita del subdrenaje.

5.5.3 Resultado de análisis de estabilidad con tratamientos

Con la finalidad de comparar los factores de seguridad en estado actual del talud y la estabilidad de este con los tratamientos antes descritos, a continuación, se presentan los resultados obtenidos acorde a los cambios de geometría y métodos de estabilización de de las secciones de análisis.

Como se puede observar en la Tabla 5.11 en todos los casos se obtuvieron factores de seguridad favorables, lo que valida el funcionamiento correcto de los tratamientos propuestos.

Corte	Sección	Rotura Circular	GLE Morgenstern -Price	Janbu Corrected	Bishop Simplified	Ordinary Fellenius	PROMEDIO
Corte en estudio	Sección km. 152+960	Peso Propio + sismo (c=0.28)	1.386	1.307	1.398	1.425	1.379
	Sección km. 153+160	Peso Propio + sismo (c=0.28)	1.243	1.186	1.223	1.196	1.212
	Sección km. 153+120	Falla Cuña a través de FR1	Probabilidad de falla			Factor de seguridad	
		Peso propio +sismo (Coef.Sism=0.28)	0.00%			1.569	
	Sección km. 153+160	Graneo de Rocas	Distancia máxima (m)			Altura máxima (m)	
		500, 200 y 50 m3	0			0	

Tabla 5.11 Resultados de los análisis de estabilidad con tratamientos.

CONCLUSIONES

La región suroeste del estado de Oaxaca y su complejidad geomorfológica, geológica geotécnica, hidrológica y sísmica, permitió obtener los escenarios más desfavorables para el análisis de estabilidad de taludes y así realizar una guía de criterios de manera general para la República Mexicana que permita involucrar los principales trabajos de campo y gabinete para la obtención del método de estabilización más recomendable.

El criterio de diseño y proyección geométrico de una carretera, definirá las alturas de los cortes y terraplenes, por lo tanto, previo a los trabajos antes mencionados deberán de realizarse los estudios geológicos - geotécnicos de la posible ruta a trazar, esto con la finalidad de visualizar los posibles lineamiento y fallas que se pudieran presentar durante los trabajos de construcción , así mismo al obtener el eje definitivo y las altura más desfavorables de los cortes con base al proyecto; es remendable realizar una campaña de exploración directa e indirecta, la cual permita definir si lo más conveniente es realizar la excavación o la propuesta de un túnel. Para el caso de taludes excavados, se deberán realizar los trabajos previos mencionados en el Capítulo I de esta tesis.

Las acciones sísmicas y presión hidrostáticas deberán de ser tomadas en cuenta durante los análisis de estabilidad con y sin tratamientos de estabilización, con la finalidad de obtener los escenarios más críticos de diseño.

La obtención de método de estabilización de taludes involucra diferentes métodos de investigación en campo, así como diferentes usos de métodos de análisis de estabilidad, sin embargo, una vez logrando definir los mecanismos de falla la elección será atacada con mayor facilidad.

Siempre existirá incertidumbre en la obtención de parámetros mecánicos de un macizo rocoso debido a la estructura del mismo, sin embargo, el uso de análisis retrospectivo para taludes donde ya fue generado el mecanismo de falla es un excelente método para la obtención de parámetros. Para el caso de materiales conformados por mezclas de bloques

de alta resistencia envueltos en una matriz fina de propiedades mecánicas menores es recomendable el uso del criterio *BimRocks*, de no observarse las dos situaciones anteriores se deberá de realizar una campaña de exploración para la obtención de parámetros de resistencia y posteriormente utilizar los criterios para obtener las propiedades geomecánicas.

Es evidente que, al escatimar recursos económicos e ingenieriles para la elaboración de proyectos carreteros y análisis de estabilidad de taludes, repercute social y económicamente los trabajos de construcción y operación.

La normativa para la infraestructura del transporte (NIT-SICT) carece de información técnica para la elaboración de análisis estabilidad de taludes en roca, por lo tanto, esta tesis, puede ser tomada como guía para los ingenieros consultores y profesionales.

REFERENCIAS

- After, I., & Tang. (1993). *Effect Of The Coarse Fractionson The Shear Strength Of*. Hong Kong.
- Agliardi, F., & Crosta, G. (2003). *High resolution three-dimensional numerical modelling of rockfalls*. Milano: International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences.
- Agliardi, F., & Crosta, G. (Junio de 2023). High resolution three-dimensional numerical modelling of rockfalls. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, págs. 455-471.
- Arellano, R., Bielefeldt, J., & Correa, D. (2009). Análisis de taludes mediante ensayos y back análisis de fallas. *Recuperado de [https://www. u-cursos. cl/diplomados/2009/2/DMS-TFD](https://www.u-cursos.cl/diplomados/2009/2/DMS-TFD)*.
- Arellano, R., Bielefeldt, J., & Correa, D. (s.f.). *U-CURSOS.CL*. Obtenido de https://www.u-cursos.cl/diplomados/2009/2/DMS-TFD/1/material_docente/bajar?id_material=264950
- ASTM D5777. (2011). *Standard Guide For Using The Seismic Refraction Method For Subsurface Investigation*.
- Basson, F. (2012). *Rigid body dynamics for rock fall trajectory simulation*. Chicago: American Rock Mechanics Association.
- Brawner, C. (1982). *Stabilization of Rock Slopes*. In *Stability in Surface Mining* (Vol. Vol. 3). (C. Brawner, Ed.) New York: Society of Mining Engineers of the American Institute of.
- Brawner, C. (1994). *Rockfall Hazard Mitigation Methods Participant Workbook*. McLean, Virginia: NHI Course No.13219. FHWA SA-93-085.
- Call, R. D., & Savely, J. P. (1990). *Open Pit Rock Mechanics In Surface Mining* (2nd Edition ed.). Colorado, Littleton : Society for Mining Metallurgy and Exploration. Obtenido de <https://www.cnitucson.com>
- Carcedo, F. J., Andreu Posse, F., & Fe Marques , M. (1987). *Manual de Taludes*. España: Instituto Geológico y Minero de España.
- Castillo, G. A. (2015). *Planeación estratégica para la estabilidad de taludes en cortes de carreteras, fundamentada en el análisis de riesgos*. Puebla: Benemerita Universidad Autónoma de Puebla .
- Coli, N., Boldini, D., & Bandini, A. (2012). *Modeling of complex geological rock mixtures under triaxial testing conditions*. Estocolmo: Eurock 2012.
- Diaz, J. S. (1998). *Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales*. Bucaramanga: Instituto de Investigaciones sobre Erosión y Deslizamientos.

- Díaz, J. S. (2009). *Deslizamientos. Analisis geotecnico*. Bucaramanga. Obtenido de <https://www.erosion.com.co>
- Dirección General de Servicios Técnicos. (2018). *Manual de proyecto geometrico de carreteras 2018* (Tercera ed.). Mexico.
- González, L. d. (2002). *Ingenieria Geologica*. Madrid: Pearson Educación.
- Goodman, R. (1964). *The resolution of stresses in rock using stereographic projection*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts .
- Goodman, R., & Bray, J. (1976). *Toppling of rock slopes*. New York: American Society of civil engineers.
- Hadjigeorgiou, J., & Scoble, M. (1990). *Ground characterization for assessment of case of excavation*. Calgary Canada: Mine planning and equipment selection.
- Hoek, E., & Bray, J. (1981). *Rock Slope Engineering*. Madison : Institution of mining and metallurgy.
- Hoek, E., Carranza Torres, C., & Corkum, B. (2002). *Hoek-Brown failure criterion – 2002 Edition* (Proc. North American Rock Mechanics Society meeting in Toronto ed.).
- Hynes Griffin, M., & Franklin, A. (1984). *Rationalizing the seismic coefficient method*. Army Engineer Waterways Experiment Station Vicksburg Ms Geotechnical Lab.
- J., H. G., & Andrade Haro, B. (2004). *Introduccion a la ingenieria de tuneles -Caracterizacion, Clasificacion y analisis geomecánico de macizos rocosos*. Quito: Asociacion de Ingenieros de Minas del Ecuador .
- John, K. (1968). Graphical stability analysis of slopes in jointed rock. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 497--526.
- John, K. (1970). Engineering Analyses of Three-Dimensional Stability Problems Utilizing the Reference Hemisphere. *Engineering Analyses of Three-Dimensional Stability Problems Utilizing the Reference Hemisphere*.
- Jover, R. T., Ferreiro Prieto, I., Sentana Gadea, I., & Díaz Ivorra, M. (2002). Aplicaciones de la proyección estereográfica en ingeniería geológica. Santander, España.
- Keefer, D. (1992). *The susceptibility of rock slopes to earthquake-induced failure*. Long Beach: Proceedings of the 35th Annual Meeting of the Association of Engineering Geologists.
- Kliche, C. A. (1999). *Rock Slope Stability*. Littleton CO: Society for Mining Metallurgy and Exploration Inc. (SME).
- Konya, C. (1995). *Blast design*. Intercontinental Development.

- Lindquist, E. (1994). The strength and deformation properties of melange. *University of California, Berkeley*.
- Linquist, E. S., & Goodman, R. E. (1994). *Strength and deformation properties of a physical model melang*. Austin: 1st North American Rock Mechanics Symposium.
- Londe, P., Vigier, G., & Vormeringer, F. (1970). Stability of rock slopes-graphical methods. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 1411-1434.
- Londe, P., Vigier, G., & Vormeringer, R. (1969). Stability of rock slopes, a three-dimensional study. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 235--262.
- M·PRY·CAR·4·01·002/16. (2016). *Diseño Hidraulico de Obras Menores de Drenaje*. Obtenido de <https://normas.imt.mx>
- Madrid, D. T., & Asociación de Empresas de la Tecnología del Suelo . (2001). *Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carretera*. Madrid.
- Marina, J., & Sopena, M. (19 de Abril de 2017). *Geolodiaavila*. Obtenido de Geolodiaavila: <https://geolodiaavila.com/2017/04/19/estabilizacion-de-taludes/>
- Marinos, P., & Hoek, E. (2000). *GSI - A geologically friendly tool for rock mass strength estimation*. Toronto: GeoEng2000.
- Martínez, G. (4 de Agosto de 2020). *Twitter*. Obtenido de Twitter: <https://twitter.com/martinezjg/status/1290706783548432384>
- Medley, E., & Sanz Rehermann, P. (2004). *Characterization of Bimrock (Rock/Soild Mixtures) Whit Application*. Salzburgo: 53º Coloquio de Geomecanica Austria.
- Mesa Lavista, M., Álvarez Pérez, J., & Chávez Gómez, J. H. (2021). Evaluación del factor de seguridad en taludes de terraplenes carreteros altos ante carga sísmica. *SciELO*, 1-17. Obtenido de http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0185-092X2020000200001&lng=es&nrm=iso
- Mexichen. (2021). *Diseño de Infraestructura con Geosinteticos*. Bogota: Wavin.
- N·CTR·CAR·1·01·012/00. (2000). *Recubrimiento de Taludes*. Obtenido de <https://normas.imt.mx>
- N·CTR·CAR·1·01·014/00. (2000). *Abatimiento de Taludes*. Obtenido de <https://normas.imt.mx>
- N·CTR·CAR·1·01·017/00. (2000). *Concreto Lanzado*. Obtenido de <https://normas.imt.mx>
- N·CTR·CAR·1·02·002/20. (2020). *Zampeado*. Obtenido de <https://normas.imt.mx>
- N·CTR·CAR·1·03·009/00. (2000). *Subdrenes*. Obtenido de <https://normas.imt.mx>
- N·CTR·CAR·1·03·012/00. (2000). *Drenes de Penetración Transversal*. Obtenido de <https://normas.imt.mx>

- N·PRY·CAR·1·06·003/18. (2018). *Estudio Hidráulico - Hidrologicos para Puentes*. Obtenido de <https://normas.imt.mx>
- N·PRY·CAR·1·06·004/18. (2018). *Estudio Hidráulico-Hidrologicos para Puentes*. Obtenido de <https://normas.imt.mx>
- N·PRY·CAR·4·01·002/16. (2016). *Diseño Hidráulico de Obras Menores de Drenaje*. Obtenido de <https://normas.imt.mx>
- N·PRY·CAR·4·02·002/16. (2016). *Diseño Hidráulico de Obras Complementarias de Drenaje*. Obtenido de <https://normas.imt.mx>
- Oyanguren, P. R., & Alejano Monge, L. (2004). *Mecanica de Rocas: Fundamento e Ingenieria de Taludes*.
- Pasato Jarro, J., Cuesta Andrade, G., Toapanta Santacruz, S., & Granja Carrera, J. (2019). Criterios de diseño de estabilidad de taludes en coluviales de bloques (Bimrock o block in matrix). *Ciencia Digital*, 143--157.
- Piteau, D., & Peckover, F. (1978). Engineering of rock slopes. *Landslides analysis and control*, 176, págs. 192--228.
- Rochet, L. (1987). *Application des modèles numériques de propagation a l'étude des éboulements rocheux*. Français: Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de l'Aménagement et des Réseaux.
- Rodriguez, A. R., & Del Castillo , H. (2016). *La Ingenieria de Suelos en las Vias Terrestres, Carreteras, Ferrocarriles, Aeropistas* (Vol. 1). México: Limusa.
- Romana, M., Serón Gañez, J. B., & Montalar Yago, E. (2001). *La Clasificación Geomecanica SMR: Aplicacion,Experiencia y Validación*. Madrid: V Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables.
- Sage, R. (1997). *Pit Slope Manual Chapter 6*. Canada: CANMET (Canada Centre for Mineral and Energy Technology, formerly Mines Branch, Energy, Mines and Resources Canada).
- SCT, S. (1984). *Libro 2, Normas de Servicios Técnicos. Parte 2.01 Proyecto Geométrico*. México, D.F.
- Sonmez, H., Altinsoy, H., Gokceoglu, C., & Medley, E. (2006). *Considertions in Developing an Empirical Atrength Criterion for Bimrocks*. Asian Rock Mechanics Symposium (ARMS 2006).
- Sonmez, H., Kasapoglu, K., Coskun, A., Tunusluoglu, C., Medley, E., & Zimmerman, R. (2009). A conceptual empirical approach for the overall strength of unwelded bimrocks. *ISRM Regional Symposium-EUROCK 2009*.

- Transportes, S. d. (22 de Septiembre de 2021). *Gobierno de México*. Obtenido de <https://www.gob.mx/sct/articulos/avanza-construccion-en-la-carretera-mitla-tehuantepec?idiom=es>
- U.S. Army, C. o. (2003). EM-1110-2-1902 Slope Stability Engineer Manual. Washington D.C.: Corps of Engineers.
- Ucar, R. N. (2002). *Manual de Anclajes de Obras de Tierra*. Merida: Facultad de Ingenieria Merida Venezuela.
- Valencia, L. H. (2011). *Manual de operacion de la estacion total* . Mexico. Obtenido de <https://www.abreco.com.mx>
- Wittke, W. (1965). Methods to analyze the stability of rock slopes with and without additional loading. *ock Mechanics and Engineering Geology*, 52-79.
- Wyllie, D. C., & W Mah, C. (2005). *Rock Slope Engineering Civil and Mining*. New York: Taylor & Francis Group.
- Yan, J., Chen, J., Tan, C., Zhang, Y., Liu, Y., Zhao, X., & Wang, Q. (Febrero de 2023). *Rockfall source areas identification at local scale by integrating discontinuity-based threshold slope angle and rockfall trajectory analyses*. Obtenido de sciencedirect: <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2023.106993>.

ANEXOS

PLANO 1.- PLANTA Y PERFIL LONGITUDINAL TOPOGRAFICO

PLANO 2.- SECCIONES TRANSVERSALES TOPOGRAFICAS

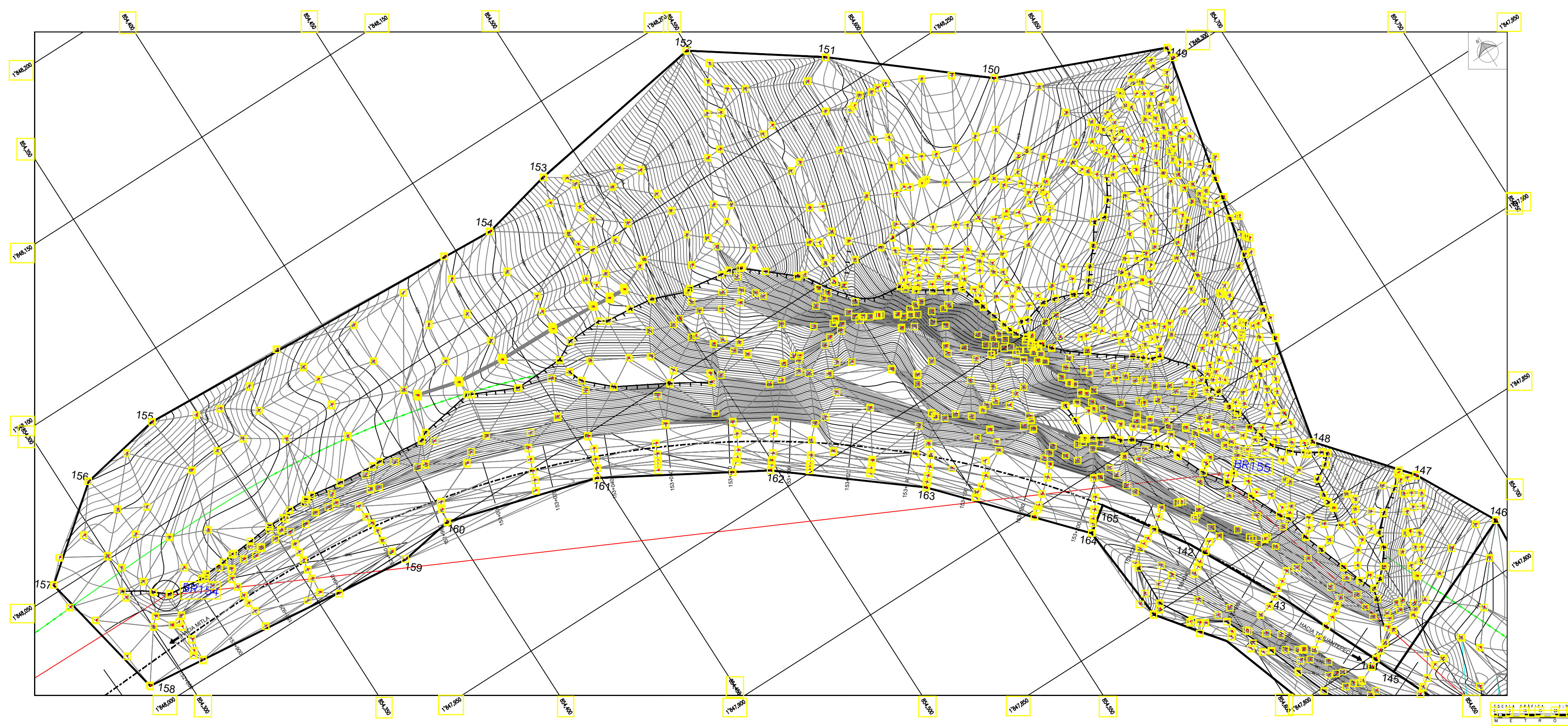
PLANO 3.- PLANTA, PERFILES Y SECCIONES GEOLOGICAS

PLANO 4.- PLANTA DE TRATAMIENTOS DE ESTABILIZACION

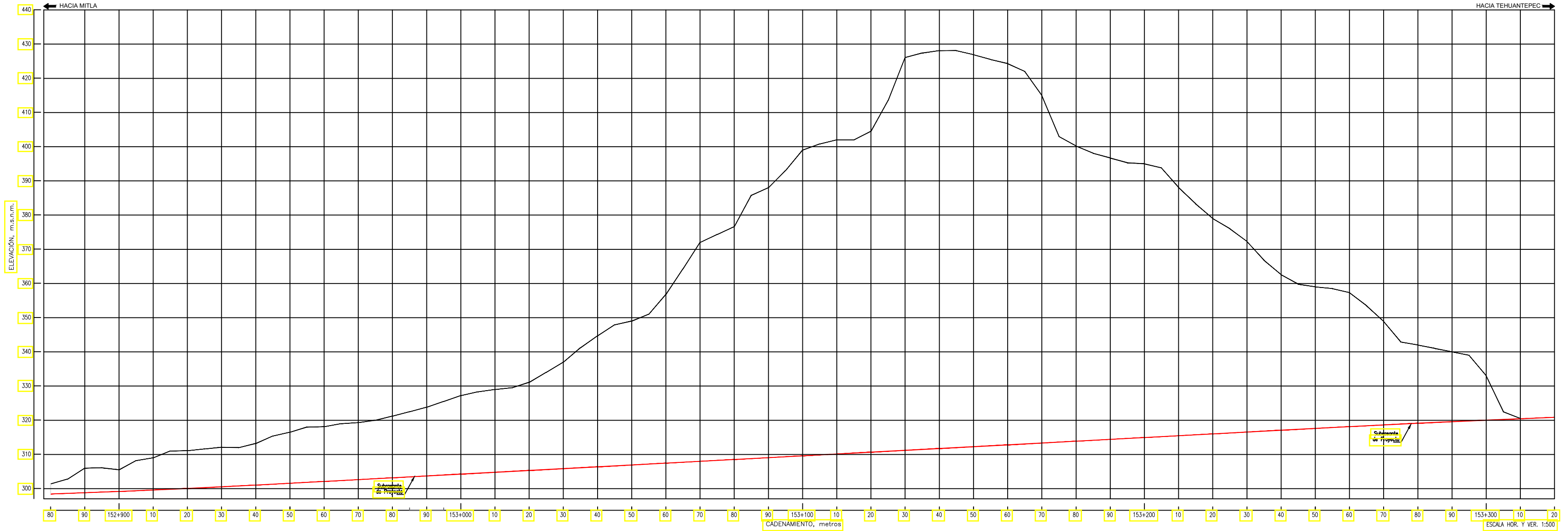
PLANO 5.- PERFIL DE TRATAMIENTOS DE ESTABILIZACION

PLANO 6.- SECCIONES Y DETALLES DE TRATAMIENTOS DE ESTABILIZACION

CORTE Km. 152+880 - 153+331.20 TALUD IZQUIERDO
MAPA TOPOGRÁFICO



PERFIL TOPOGRÁFICO LONGITUDINAL POR EL HOMBRO DEL TALUD



NOTA: El Proyecto geométrico con sus elevaciones fueron tomadas del archivo en CAD denominado "ADEC ST13 AHV 22-10-20" proporcionado por CCICSA el 23 de octubre de 2020.

CUADRO DE CONSTRUCCION N						
LADO	EST	PV	RUMBO	DISTANCIA	V	C O O R D E N A D A S
						Y X
142	143	S 27°18'17.84° E	35.40	142	1,847,862.846	854,600.742
143	144	S 27°02'07.84° E	35.88	144	1,847,831.392	854,616.681
144	145	S 27°19'03.86° E	7.24	145	1,847,791.826	854,634.360
145	146	N 60°44'06.04° E	59.82	146	1,847,815.595	854,689.412
146	147	N 27°01'12.97° W	30.13	147	1,847,842.238	854,675.343
147	148	N 30°19'51.44° W	35.57	148	1,847,869.820	854,632.840
148	149	N 12°20'32.70° E	137.74	149	1,848,004.179	854,682.083
149	150	N 67°21'56.23° W	57.52	150	1,848,026.317	854,628.690
150	151	N 50°19'23.85° W	55.63	151	1,848,081.885	854,588.215
151	152	N 54°02'52.54° W	45.48	152	1,848,088.166	854,549.122
152	153	S 81°16'04.27° W	62.76	153	1,848,078.638	854,487.090
153	154	S 78°50'40.17° W	24.80	154	1,848,073.036	854,462.824
154	155	N 86°45'00.00° W	127.23	155	1,848,080.249	854,335.909
155	156	S 79°19'52.79° W	28.45	156	1,848,074.983	854,307.854
156	157	S 51°19'03.59° W	35.92	157	1,848,052.536	854,279.817
157	158	S 11°08'07.67° E	45.72	158	1,848,007.879	854,288.747
158	159	S 89°41'08.35° E	63.37	159	1,847,997.931	854,281.449
159	160	N 80°43'03.39° E	18.50	160	1,848,000.415	854,399.711
160	161	S 73°47'22.44° E	51.05	161	1,847,986.164	854,448.733
161	162	S 59°50'03.80° E	57.03	162	1,847,957.508	854,468.037
162	163	S 51°07'09.20° E	51.30	163	1,847,925.309	854,537.969
163	164	S 41°51'36.50° E	56.24	164	1,847,883.426	854,575.996
164	165	N 53°37'04.84° E	19.84	165	1,847,889.271	854,583.531
165	142	S 33°04'37.06° E	31.24	142	1,847,862.846	854,600.742

SUPERFICIE = 48,124.58 m2

SUPERFICIE = 49,124.58 m2

NOTA: LAS COORDENADAS EXPRESADAS EN ESTE PLANO PERTENECEN A UN SISTEMA DE REFERENCIA LOCAL, PREVISTO POR CORSA

REPRESENTACIÓN DEL RELIEVE

- CURVA DE NIVEL MAESTRA
- CURVA DE NIVEL SECUNDARIA
- HOMBRO Y PIE DEL TALUD
- DIRECCIÓN DE VÍA A UNA DISTANCIA DE 30m
- SEÑAL DE VÍA DE LA CARRETERA
- INDICADO POR EL CLIENTE

RASGOS TOPOGRÁFICOS

- BANCO DE NIVEL
- TRIANGULACIÓN
- VERTICE DE TRIANGULACIÓN
- AREA DEL LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

VÍAS DE COMUNICACIÓN

- AUTOPISTA EN CONSTRUCCIÓN
- CADENAMIENTOS

PROYECTO:

PLANO :

COORDINADOR DE PROYECTO:

INGENIERO DE PROYECTO:

FECHA :

DESCRIPCIÓN:

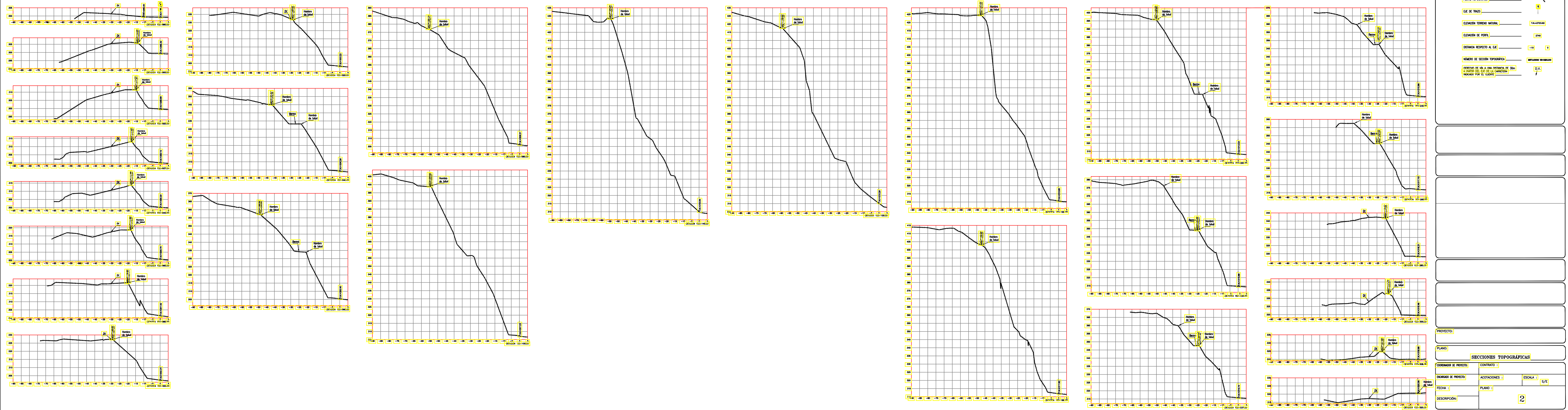
ACOTACIONES :

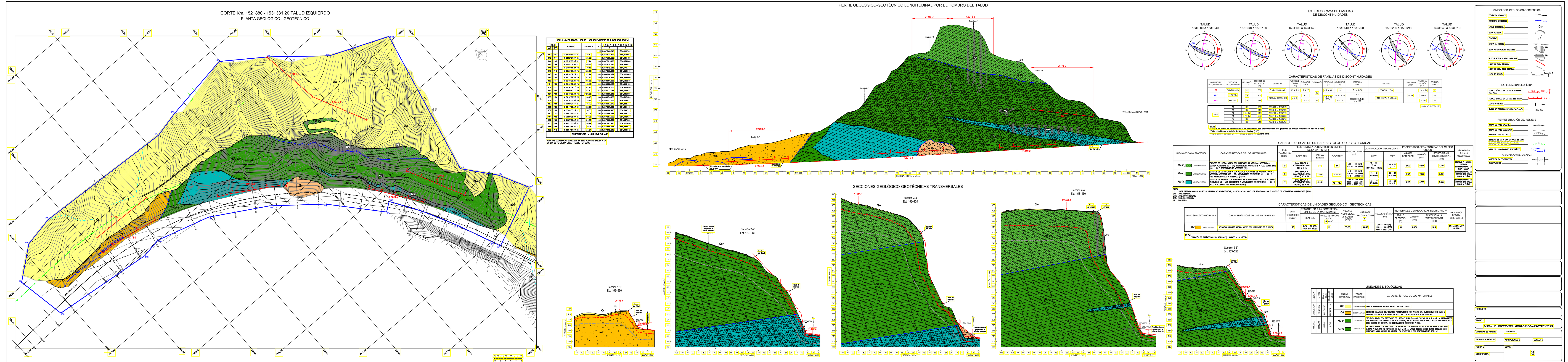
ESCALA :

PLANO :

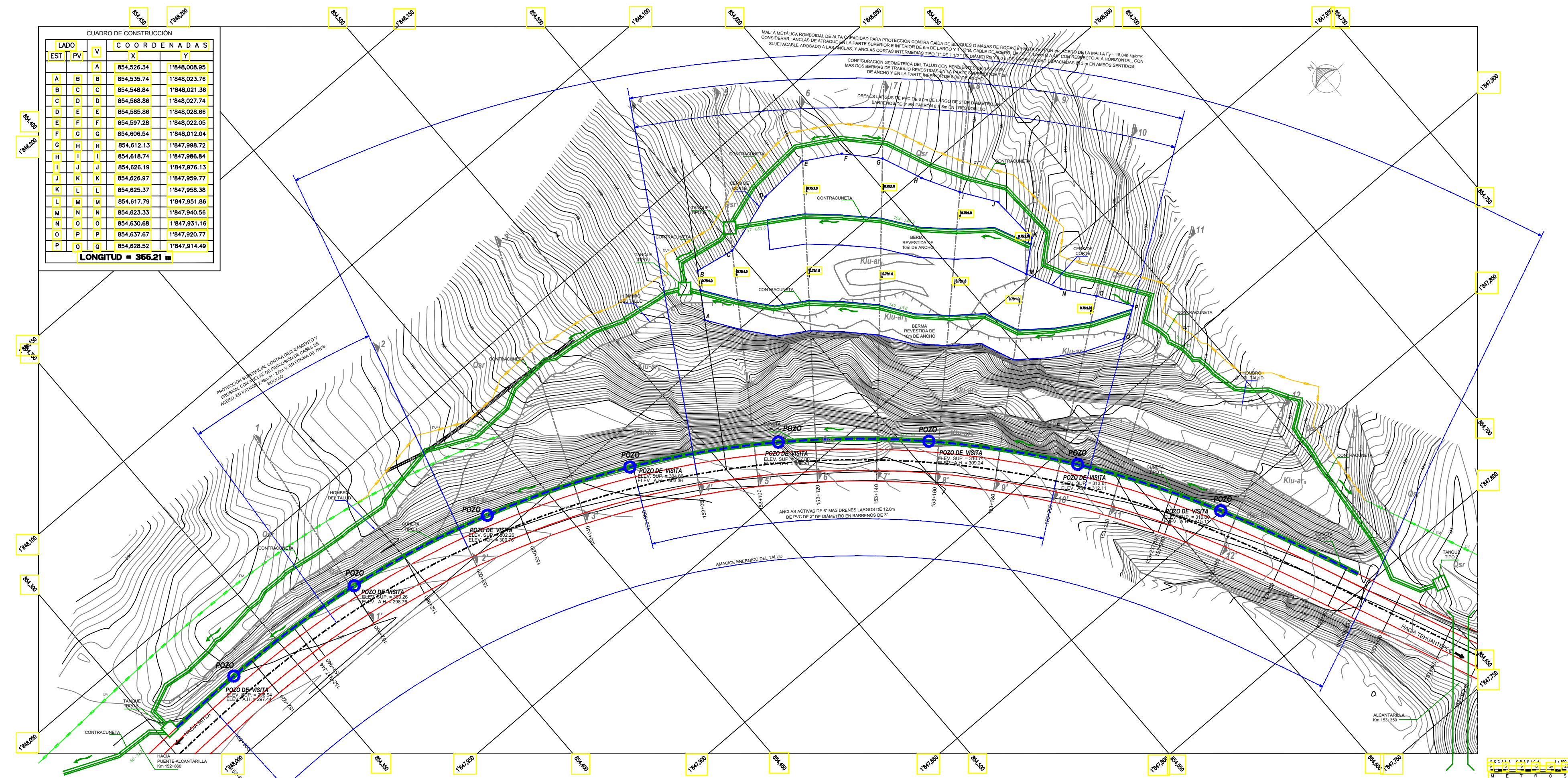
1

Km. 152+880 - 153+331.20 TALUD IZQUIERDO
SECCIONES TOPOGRÁFICAS





CORTE Km. 152+880 - 153+331.20 TALUD IZQUIERDO
PLANTA GENERAL CON TRATAMIENTOS



CUADRO DE CONSTRUCCIÓN

LADO		C O O R D E N A D A S	
EST	PV	X	Y
A	B	854,526.34	1'848,008.95
B	C	854,535.74	1'848,023.76
C	D	854,548.84	1'848,021.36
D	E	854,568.86	1'848,027.74
E	F	854,585.86	1'848,028.66
F	G	854,597.28	1'848,022.05
G	H	854,606.54	1'848,012.04
H	I	854,612.13	1'847,998.72
I	J	854,618.74	1'847,986.84
J	K	854,626.19	1'847,976.13
K	L	854,626.97	1'847,959.77
L	M	854,625.37	1'847,958.38
M	N	854,617.79	1'847,951.86
N	O	854,623.33	1'847,940.56
O	P	854,630.68	1'847,931.16
P	Q	854,637.67	1'847,920.77
Q	R	854,628.52	1'847,914.49

LONGITUD = 355.21 m

CONCEPTOS Y CANTIDADES DE OBRA				UNIDAD	CANTIDAD
PARTIDA	NUMERO / CLAVE	NORMA SCT REFERENCIA	CONCEPTO		
1			AMACCE Y RETRO DE BLOQUES INESTABLES		
1.1	EP-01	N-CR-CR-1-01-001 N-CR-CR-1-01-006	Amacce de la superficie del talud y retro de bloques potencialmente inestables mediante medios mecánicos. Incluye: Maquinaria, equipo y mano de obra; además del retiro y traslado de bloques y material suelto a cualquier distancia del banco de desperdicio que ejija la cantidad y que está autorizada. P.U.O.T.	m ²	
2			EXCAVACION		
2.1	EP-02	N-CR-CR-1-01-003 N-CR-CR-1-01-014	Excavación en corte para el tendido de taludes. Incluye: Maquinaria, mano de obra, equipo, desmonte, despiece, corte del terreno natural para la formación de taludes, trazo, niveles y obra conforme a proyecto; además de carga y retiro del material producto de la excavación a cualquier distancia al banco de desperdicio autorizado que ejija la cantidad. P.U.O.T. (Factor de abundamiento = 1)	m ³	
3			ANCLAS DE TENDON		
3.1	EP-03	N-CR-CR-1-01-016 N-CR-CR-1-01-040	Construcción de anclas de tendón con capacidad de diseño de 90 toneladas, 0.15m (6") de diámetro de perforación, longitud total de 15.0m, longitud del bulbo = 9.0m, y longitud libre = 6.0m, inclinadas a 20°, cada ancla, 8 torones o cables de acero fy = 19 000 kg/cm ² , diámetro nominal del tendón o cable 11.12 mm, al bulbo con lechada de cemento y agua, o mortero de cemento-arena y agua de f = 200 kg/cm ² . P.U.O.T.	pza	
4			REVESTIMIENTO DE BERMA		
4.1	EP-05	N-CR-CR-1-01-015	Suministro y habilitado de malla electrolizada 6-6 10-10, fy=4,200 kg/cm ² , en plataforma de trabajo (berma), detalles según proyecto. Incluye: Maquinaria, equipo, mano de obra, traslapes, desperdicio, separadores, diámetro para amarrar y dispositivos para garantizar su posición según proyecto. P.U.O.T.	m ²	
4.2	EP-05	N-CR-CR-1-01-015	Suministro y colocación de concreto hidráulico en plataforma de trabajo (berma), f=150 kg/cm ² , espesor de 8.0 cm, agregados máximos de 3/4", detalles según proyecto. Incluye: Materiales, equipo, mano de obra, aditivos, vibrado, cimbrado, descimbrado y todo lo necesario para su correcta ejecución. P.U.O.T.	m ²	
5			OBRAS DE DRENAJE CUNETA Y CONTRACUNETA		
5.1	EP-07	N-CR-CR-1-02-002 N-CR-CR-1-03-004	Excavación en zanja para dejar obra de drenaje cuneta y contracuneta. Incluye: Maquinaria, equipo, mano de obra, demolición de contracuneta existente, excavación de canales, lavados en talud, cojines, descargas y obras de drenaje de carga y acorro del material producto de la excavación a cualquier distancia al banco de desperdicio autorizado que ejija la cantidad. P.U.O.T.	m ³	
5.2	EP-07	N-CR-CR-1-02-002 N-CR-CR-1-03-004	Suministro y habilitado de malla electrolizada 6-6 10-10, fy=4,200 kg/cm ² , en cunetas y contracunetas, detalles según proyecto. Incluye: Maquinaria, equipo, mano de obra, traslapes, desperdicio, separadores, diámetro para amarrar y dispositivos para garantizar su posición según proyecto. P.U.O.T.	m ²	
5.3	EP-07	N-CR-CR-1-02-002 N-CR-CR-1-03-004	Suministro y colocación de concreto hidráulico en cuneta y contracuneta, f=150 kg/cm ² , agregados máximos de 3/4", detalles según proyecto. Incluye: Materiales, equipo, mano de obra, aditivos, vibrado, cimbrado, descimbrado y todo lo necesario para su correcta ejecución. P.U.O.T.	m ³	
6			LAVADERO EN TALUD Y CAJA RECOLECTORA		
6.1	EP-07A	N-CR-CR-1-02-002 N-CR-CR-1-03-004	Suministro y habilitado de malla electrolizada 6-6 10-10, fy=4,200 kg/cm ² , en lavaderos y cajas detalles según proyecto. Incluye: Maquinaria, equipo, mano de obra, traslapes, desperdicio, separadores, diámetro para amarrar y dispositivos para garantizar su posición según proyecto. P.U.O.T.	m ²	
6.2	EP-07A	N-CR-CR-1-02-002 N-CR-CR-1-03-004	Suministro y colocación de concreto hidráulico en lavadero de talud y caja recolectora, f=150 kg/cm ² , detalles según proyecto. Incluye: Materiales, equipo, mano de obra, aditivos, vibrado, cimbrado, descimbrado y colocación de dispositivos de energía de piedra limpia. P.U.O.T.	m ³	
7			SUBDRENAJES		
7.1	EP-08	N-CR-CR-1-03-001 N-CR-CR-1-03-002 N-CR-CR-1-03-003 N-CR-CR-1-03-004 N-CR-CR-1-03-005 N-CR-CR-1-03-006 N-CR-CR-1-03-007 N-CR-CR-1-03-008 N-CR-CR-1-03-009 N-CR-CR-1-03-010 N-CR-CR-1-03-011 N-CR-CR-1-03-012 N-CR-CR-1-03-013 N-CR-CR-1-03-014 N-CR-CR-1-03-015 N-CR-CR-1-03-016 N-CR-CR-1-03-017 N-CR-CR-1-03-018 N-CR-CR-1-03-019 N-CR-CR-1-03-020 N-CR-CR-1-03-021 N-CR-CR-1-03-022 N-CR-CR-1-03-023 N-CR-CR-1-03-024 N-CR-CR-1-03-025 N-CR-CR-1-03-026 N-CR-CR-1-03-027 N-CR-CR-1-03-028 N-CR-CR-1-03-029 N-CR-CR-1-03-030 N-CR-CR-1-03-031 N-CR-CR-1-03-032 N-CR-CR-1-03-033 N-CR-CR-1-03-034 N-CR-CR-1-03-035 N-CR-CR-1-03-036 N-CR-CR-1-03-037 N-CR-CR-1-03-038 N-CR-CR-1-03-039 N-CR-CR-1-03-040 N-CR-CR-1-03-041 N-CR-CR-1-03-042 N-CR-CR-1-03-043 N-CR-CR-1-03-044 N-CR-CR-1-03-045 N-CR-CR-1-03-046 N-CR-CR-1-03-047 N-CR-CR-1-03-048 N-CR-CR-1-03-049 N-CR-CR-1-03-050 N-CR-CR-1-03-051 N-CR-CR-1-03-052 N-CR-CR-1-03-053 N-CR-CR-1-03-054 N-CR-CR-1-03-055 N-CR-CR-1-03-056 N-CR-CR-1-03-057 N-CR-CR-1-03-058 N-CR-CR-1-03-059 N-CR-CR-1-03-060 N-CR-CR-1-03-061 N-CR-CR-1-03-062 N-CR-CR-1-03-063 N-CR-CR-1-03-064 N-CR-CR-1-03-065 N-CR-CR-1-03-066 N-CR-CR-1-03-067 N-CR-CR-1-03-068 N-CR-CR-1-03-069 N-CR-CR-1-03-070 N-CR-CR-1-03-071 N-CR-CR-1-03-072 N-CR-CR-1-03-073 N-CR-CR-1-03-074 N-CR-CR-1-03-075 N-CR-CR-1-03-076 N-CR-CR-1-03-077 N-CR-CR-1-03-078 N-CR-CR-1-03-079 N-CR-CR-1-03-080 N-CR-CR-1-03-081 N-CR-CR-1-03-082 N-CR-CR-1-03-083 N-CR-CR-1-03-084 N-CR-CR-1-03-085 N-CR-CR-1-03-086 N-CR-CR-1-03-087 N-CR-CR-1-03-088 N-CR-CR-1-03-089 N-CR-CR-1-03-090 N-CR-CR-1-03-091 N-CR-CR-1-03-092 N-CR-CR-1-03-093 N-CR-CR-1-03-094 N-CR-CR-1-03-095 N-CR-CR-1-03-096 N-CR-CR-1-03-097 N-CR-CR-1-03-098 N-CR-CR-1-03-099 N-CR-CR-1-03-100 N-CR-CR-1-03-101 N-CR-CR-1-03-102 N-CR-CR-1-03-103 N-CR-CR-1-03-104 N-CR-CR-1-03-105 N-CR-CR-1-03-106 N-CR-CR-1-03-107 N-CR-CR-1-03-108 N-CR-CR-1-03-109 N-CR-CR-1-03-110 N-CR-CR-1-03-111 N-CR-CR-1-03-112 N-CR-CR-1-03-113 N-CR-CR-1-03-114 N-CR-CR-1-03-115 N-CR-CR-1-03-116 N-CR-CR-1-03-117 N-CR-CR-1-03-118 N-CR-CR-1-03-119 N-CR-CR-1-03-120 N-CR-CR-1-03-121 N-CR-CR-1-03-122 N-CR-CR-1-03-123 N-CR-CR-1-03-124 N-CR-CR-1-03-125 N-CR-CR-1-03-126 N-CR-CR-1-03-127 N-CR-CR-1-03-128 N-CR-CR-1-03-129 N-CR-CR-1-03-130 N-CR-CR-1-03-131 N-CR-CR-1-03-132 N-CR-CR-1-03-133 N-CR-CR-1-03-134 N-CR-CR-1-03-135 N-CR-CR-1-03-136 N-CR-CR-1-03-137 N-CR-CR-1-03-138 N-CR-CR-1-03-139 N-CR-CR-1-03-140 N-CR-CR-1-03-141 N-CR-CR-1-03-142 N-CR-CR-1-03-143 N-CR-CR-1-03-144 N-CR-CR-1-03-145 N-CR-CR-1-03-146 N-CR-CR-1-03-147 N-CR-CR-1-03-148 N-CR-CR-1-03-149 N-CR-CR-1-03-150 N-CR-CR-1-03-151 N-CR-CR-1-03-152 N-CR-CR-1-03-153 N-CR-CR-1-03-154 N-CR-CR-1-03-155 N-CR-CR-1-03-156 N-CR-CR-1-03-157 N-CR-CR-1-03-158 N-CR-CR-1-03-159 N-CR-CR-1-03-160 N-CR-CR-1-03-161 N-CR-CR-1-03-162 N-CR-CR-1-03-163 N-CR-CR-1-03-164 N-CR-CR-1-03-165 N-CR-CR-1-03-166 N-CR-CR-1-03-167 N-CR-CR-1-03-168 N-CR-CR-1-03-169 N-CR-CR-1-03-170 N-CR-CR-1-03-171 N-CR-CR-1-03-172 N-CR-CR-1-03-173 N-CR-CR-1-03-174 N-CR-CR-1-03-175 N-CR-CR-1-03-176 N-CR-CR-1-03-177 N-CR-CR-1-03-178 N-CR-CR-1-03-179 N-CR-CR-1-03-180 N-CR-CR-1-03-181 N-CR-CR-1-03-182 N-CR-CR-1-03-183 N-CR-CR-1-03-184 N-CR-CR-1-03-185 N-CR-CR-1-03-186 N-CR-CR-1-03-187 N-CR-CR-1-03-188 N-CR-CR-1-03-189 N-CR-CR-1-03-190 N-CR-CR-1-03-191 N-CR-CR-1-03-192 N-CR-CR-1-03-193 N-CR-CR-1-03-194 N-CR-CR-1-03-195 N-CR-CR-1-03-196 N-CR-CR-1-03-197 N-CR-CR-1-03-198 N-CR-CR-1-03-199 N-CR-CR-1-03-200 N-CR-CR-1-03-201 N-CR-CR-1-03-202 N-CR-CR-1-03-203 N-CR-CR-1-03-204 N-CR-CR-1-03-205 N-CR-CR-1-03-206 N-CR-CR-1-03-207 N-CR-CR-1-03-208 N-CR-CR-1-03-209 N-CR-CR-1-03-210 N-CR-CR-1-03-211 N-CR-CR-1-03-212 N-CR-CR-1-03-213 N-CR-CR-1-03-214 N-CR-CR-1-03-215 N-CR-CR-1-03-216 N-CR-CR-1-03-217 N-CR-CR-1-03-218 N-CR-CR-1-03-219 N-CR-CR-1-03-220 N-CR-CR-1-03-221 N-CR-CR-1-03-222 N-CR-CR-1-03-223 N-CR-CR-1-03-224 N-CR-CR-1-03-225 N-CR-CR-1-03-226 N-CR-CR-1-03-227 N-CR-CR-1-03-228 N-CR-CR-1-03-229 N-CR-CR-1-03-230 N-CR-CR-1-03-231 N-CR-CR-1-03-232 N-CR-CR-1-03-233 N-CR-CR-1-03-234 N-CR-CR-1-03-235 N-CR-CR-1-03-236 N-CR-CR-1-03-237 N-CR-CR-1-03-238 N-CR-CR-1-03-239 N-CR-CR-1-03-240 N-CR-CR-1-03-241 N-CR-CR-1-03-242 N-CR-CR-1-03-243 N-CR-CR-1-03-244 N-CR-CR-1-03-245 N-CR-CR-1-03-246 N-CR-CR-1-03-247 N-CR-CR-1-03-248 N-CR-CR-1-03-249 N-CR-CR-1-03-250 N-CR-CR-1-03-251 N-CR-CR-1-03-252 N-CR-CR-1-03-253 N-CR-CR-1-03-254 N-CR-CR-1-03-255 N-CR-CR-1-03-256 N-CR-CR-1-03-257 N-CR-CR-1-03-258 N-CR-CR-1-03-259 N-CR-CR-1-03-260 N-CR-CR-1-03-261 N-CR-CR-1-03-262 N-CR-CR-1-03-263 N-CR-CR-1-03-264 N-CR-CR-1-03-265 N-CR-CR-1-03-266 N-CR-CR-1-03-267 N-CR-CR-1-03-268 N-CR-CR-1-03-269 N-CR-CR-1-03-270 N-CR-CR-1-03-271 N-CR-CR-1-03-272 N-CR-CR-1-03-273 N-CR-CR-1-03-274 N-CR-CR-1-03-275 N-CR-CR-1-03-276 N-CR-CR-1-03-277 N-CR-CR-1-03-278 N-CR-CR-1-03-279 N-CR-CR-1-03-280 N-CR-CR-1-03-281 N-CR-CR-1-03-282 N-CR-CR-1-03-283 N-CR-CR-1-03-284 N-CR-CR-1-03-285 N-CR-CR-1-03-286 N-CR-CR-1-03-287 N-CR-CR-1-03-288 N-CR-CR-1-03-289 N-CR-CR-1-03-290 N-CR-CR-1-03-291 N-CR-CR-1-03-292 N-CR-CR-1-03-293 N-CR-CR-1-03-294 N-CR-CR-1-03-295 N-CR-CR-1-03-296 N-CR-CR-1-03-297 N-CR-CR-1-03-298 N-CR-CR-1-03-299 N-CR-CR-1-03-300 N-CR-CR-1-03-301 N-CR-CR-1-03-302 N-CR-CR-1-03-303 N-CR-CR-1-03-304 N-CR-CR-1-03-305 N-CR-CR-1-03-306 N-CR-CR-1-03-307 N-CR-CR-1-03-308 N-CR-CR-1-03-309 N-CR-CR-1-03-310 N-CR-CR-1-03-311 N-CR-CR-1-03-312 N-CR-CR-1-03-313 N-CR-CR-1-03-314 N-CR-CR-1-03-315 N-CR-CR-1-03-316 N-CR-CR-1-03-317 N-CR-CR-1-03-318 N-CR-CR-1-03-319 N-CR-CR-1-03-320 N-CR-CR-1-03-321 N-CR-CR-1-03-322 N-CR-CR-1-03-323 N-CR-CR-1-03-324 N-CR-CR-1-03-325 N-CR-CR-1-03-326 N-CR-CR-1-03-327 N-CR-CR-1-03-328 N-CR-CR-1-03-329 N-CR-CR-1-03-330 N-CR-CR-1-03-331 N-CR-CR-1-03-332 N-CR-CR-1-03-333 N-CR-CR-1-03-334 N-CR-CR-1-03-335 N-CR-CR-1-03-336 N-CR-CR-1-03-337 N-CR-CR-1-03-338 N-CR-CR-1-03-339 N-CR-CR-1-03-340 N-CR-CR-1-03-341 N-CR-CR-1-03-342 N-CR-CR-1-03-343 N-CR-CR-1-03-344 N-CR-CR-1-03-345 N-CR-CR-1-03-346 N-CR-CR-1-03-347 N-CR-CR-1-03-348 N-CR-CR-1-03-349 N-CR-CR-1-03-350 N-CR-CR-1-03-351 N-CR-CR-1-03-352 N-CR-CR-1-03-353 N-CR-CR-1-03-354 N-CR-CR-1-03-355 N-CR-CR-1-03-356 N-CR-CR-1-03-357 N-CR-CR-1-03-358 N-CR-CR-1-03-359 N-CR-CR-1-03-360 N-CR-CR-1-03-361 N-CR-CR-1-03-362 N-CR-CR-1-03-363 N-CR-CR-1-03-364 N-CR-CR-1-03-365 N-CR-CR-1-03-366 N-CR-CR-1-03-367 N-CR-CR-1-03-368 N-CR-CR-1-03-369 N-CR-CR-1-03-370 N-CR-CR-1-03-371 N-CR-CR-1-03-372 N-CR-CR-1-03-373 N-CR-CR-1-03-374 N-CR-CR-1-03-375 N-CR-CR-1-03-376 N-CR-CR-1-03-377 N-CR-CR-1-03-378 N-CR-CR-1-03-379 N-CR-CR-1-03-380 N-CR-CR-1-03-381 N-CR-CR-1-03-382 N-CR-CR-1-03-383 N-CR-CR-1-03-384 N-CR-CR-1-03-385 N-CR-CR-1-03-386 N-CR-CR-1-03-387 N-CR-CR-1-03-388 N-CR-CR-1-03-389 N-CR-CR-1-03-390 N-CR-CR-1-03-391 N-CR-CR-1-03-392 N-CR-CR-1-03-393 N-CR-CR-1-03-394 N-CR-CR-1-03-395 N-CR-CR-1-03-396 N-CR-CR-1-03-397 N-CR-CR-1-03-398 N-CR-CR-1-03-399 N-CR-CR-1-03-400 N-CR-CR-1-03-401 N-CR-CR-1-03-402 N-CR-CR-1-03-403 N-CR-CR-1-03-404 N-CR-CR-1-03-405 N-CR-CR-1-03-406 N-CR-CR-1-03-407 N-CR-CR-1-03-408 N-CR-CR-1-03-409 N-CR-CR-1-03-410 N-CR-CR-1-03-411 N-CR-CR-1-03-412 N-CR-CR-1-03-413 N-CR-CR-1-03-414 N-CR-CR-1-03-415 N-CR-CR-1-03-416 N-CR-CR-1-03-417 N-CR-CR-1-03-418 N-CR-CR-1-03-419 N-CR-CR-1-03-420 N-CR-CR-1-03-421 N-CR-CR-1-03-422 N-CR-CR-1-03-423 N-CR-CR-1-03-424 N-CR-CR-1-03-425 N-CR-CR-1-03-426 N-CR-CR-1-03-427 N-CR-CR-1-03-428 N-CR-CR-1-03-429 N-CR-CR-1-03-430 N-CR-CR-1-03-431 N-CR-CR-1-03-432 N-CR-CR-1-03-433 N-CR-CR-1-03-434 N-CR-CR-1-03-435 N-CR-CR-1-03-436 N-CR-CR-1-03-437 N-CR-CR-1-03-438 N-CR-CR-1-03-439 N-CR-CR-1-03-440 N-CR-CR-1-03-441 N-CR-CR-1-03-442 N-CR-CR-1-03-443 N-CR-CR-1-03-444 N-CR-CR-1-03-445 N-CR-CR-1-03-446 N-CR-CR-1-03-447 N-CR-CR-1-03-448 N-CR-CR-1-03-449 N-CR-CR-1-03-450 N-CR-CR-1-03-451 N-CR-CR-1-03-452 N-CR-CR-1-03-453 N-CR-CR-1-03-454 N-CR-CR-1-03-455 N-CR-CR-1-03-456 N-CR-CR-1-03-457 N-CR-CR-1-03-458 N-CR-CR-1-03-459 N-CR-CR-1-03-460 N-CR-CR-1-03-461 N-CR-CR-1-03-462 N-CR-CR-1-03-463 N-CR-CR-1-03-464 N-CR-CR-1-03-465 N-CR-CR-1-03-466 N-CR-CR-1-03-467 N-CR-CR-1-03-468 N-CR-CR-1-03-469 N-CR-CR-1-03-470 N-CR-CR-1-03-471 N-CR-CR-1-03-472 N-CR-CR-1-03-473 N-CR-CR-1-03-474 N-CR-CR-1-03-475 N-CR-CR-1-03-476 N-CR-CR-1-03-477 N-CR-CR-1-03-478 N-CR-CR-1-03-479 N-CR-CR-1-03-480 N-CR-CR-1-03-481 N-CR-CR-1-03-482 N-CR-CR-1-03-483 N-CR-CR-1-03-484 N-CR-CR-1-03-485 N-CR-CR-1-03-486 N-CR-CR-1-03-487 N-CR-CR-1-03-488 N-CR-CR-1-03-489 N-CR-CR-1-03-490 N-CR-CR-1-03-491 N-CR-CR-1-03-492 N-CR-CR-1-03-493 N-CR-CR-1-03-494 N-CR-CR-1-03-495 N-CR-CR-1-03-496 N-CR-CR-1-03-497 N-CR-CR-1-03-498 N-CR-CR-1-03-499 N-CR-CR-1-03-500 N-CR-CR-1-03-501 N-CR-CR-1-03-502 N-CR-CR-1-03-503 N-CR-CR-1-03-504 N-CR-CR-1-03-505 N-CR-CR-1-03-506 N-CR-CR-1-03-507 N-CR-CR-1-03-508 N-CR-CR-1-03-509 N-CR-CR-1-03-510 N-CR-CR-1-03-511 N-CR-CR-1-03-512 N-CR-CR-1-03-513 N-CR-CR-1-03-514 N-CR-CR-1-03-515 N-CR-CR-1-03-516 N-CR-CR-1-03-517 N-CR-CR-1-03-518 N-CR-CR-1-03-519 N-CR-CR-1-03-520 N-CR-CR-1-03-521 N-CR-CR-1-03-522 N-CR-CR-1-03-523 N-CR-CR-1-03-524 N-CR-CR-1-03-525 N-CR-CR-1-03-526 N-CR-CR-1-03-527 N-CR-CR-1-03-528 N-CR-CR-1-03-529 N-CR-CR-1-03-530 N-CR-CR-1-03-531 N-CR-CR-1-03-532 N-CR-CR-1-03-533 N-CR-CR-1-03-534 N-CR-CR-1-03-535 N-CR-CR-1-03-536 N-CR-CR-1-03-537 N-CR-CR-1-03-538 N-CR-CR-1-03-539 N-CR-CR-1-03-540 N-CR-CR-1-03-541 N-CR-CR-1-03-542 N-CR-CR-1-03-543 N-CR-CR-1-03-544 N-CR-CR-1-03-545 N-CR-CR-1-03-546 N-CR-CR-1-03-547 N-CR-CR-1-03-548 N-CR-CR-1-03-549 N-CR-CR-1-03-550 N-CR-CR-1-03-551 N-CR-CR-1-03-552 N-CR-CR-1-03-553 N-CR-CR-1-03-554 N-CR-CR-1-03-555 N-CR-CR-1-03-556 N-CR-CR-1-03-557 N-CR-CR-1-03-558 N-CR-CR-1-03-559 N-CR-CR-1-03-560 N-CR-CR-1-03-561 N-CR-CR-1-03-562 N-CR-CR-1-03-563 N-CR-CR-1-03-564 N-CR-CR-1-03-565 N-CR-CR-1-03-566 N-CR-CR-1-03-567 N-CR-CR-1-03-568 N-CR-CR-1-03-569 N-CR-CR-1-03-570 N-CR-CR-1-03-571 N-CR-CR-1-03-572 N-CR-CR-1-03-573 N-CR-CR-1-03-574 N-CR-CR-1-03-575 N-CR-CR-1-03-576 N-CR-CR-1-03-577 N-CR-CR-1-03-578 N-CR-CR-1-03-579 N-CR-CR-1-03-580 N-CR-CR-1-03-581 N-CR-CR-1-03-582 N-CR-CR-1-03-583 N-CR-CR-1-03-584 N-CR-CR-1-03-585 N-CR-CR-1-03-586 N-CR-CR-1-03-587 N-CR-CR-1-03-588 N-CR-CR-1-03-589 N-CR-CR-1-03-590 N-CR-CR-1-03-591 N-CR-CR-1-03-592 N-CR-CR-1-03-593 N-CR-CR-1-03-594 N-CR-CR-1-03-595 N-CR-CR-1-03-596 N-CR-CR-1-03-597 N-CR-CR-1-03-598 N-CR-CR-1-03-599 N-CR-CR-1-03-600 N-CR-CR-1-03-601 N-CR-CR-1-03-602 N-CR-CR-1-03-603 N-CR-CR-1-03-604 N-CR-CR-1-03-605 N-CR-CR-1-03-606 N-CR-CR-1-03-607 N-CR-CR-1-03-608 N-CR-CR-1-03-609 N-CR-CR-1-03-610 N-CR-CR-1-03-611 N-CR-CR-1-03-612 N-CR-CR-1-03-613 N-CR-CR-1-03-614 N-CR-CR-1-03-615 N-CR-CR-1-03-616 N-CR-CR-1-03-617 N-CR-CR-1-03-618 N-CR-CR-1-03-619 N-CR-CR-1-03-620 N-CR-CR-1-03-621 N-CR-CR-1-03-622 N-CR-CR-1-03-623 N-CR-CR-1-03-624 N-CR-CR-1-03-625 N-CR-CR-1-03-626 N-CR-CR-1-03-627 N-CR-CR-1-03-628 N-CR-CR-1-03-629 N-CR-CR-1-03-630 N-CR-CR-1-03-631 N-CR-CR-1-03-632 N-CR-CR-1-03-633 N-CR-CR-1-03-634 N-CR-CR-1-03-635 N-CR-CR-1-03-636 N-CR-CR-1-03-637 N-CR-CR-1-03-638 N-CR-CR-1-03-639 N-CR-CR-1-03-640 N-CR-CR-1-03-641 N-CR-CR-1-03-642 N-CR-CR-1-03-643 N-CR-CR-1-03-644 N-CR-CR-1-03-645			

