

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1. Introducción.

En la construcción de caminos y carreteras se ejecutan grandes excavaciones, tanto en suelos comunes como en rocas y no siempre se toman las medidas de estabilización necesarias, lo cual ocasiona un deficiente acabado de desmontes. Por otra parte, cuando se trabaja en zonas de roca muy fracturada y alterable aún cuando se hagan esfuerzos por garantizar la calidad del corte, son necesarias medidas de estabilización, las cuales se deben prever en la etapa de diseño.

Se tienen varias soluciones para la estabilidad de taludes, dentro de los cuales existen las pantallas dinámicas y estáticas, muros de hormigón con o sin contrafuertes, abatimiento de taludes, bermas y escalonamientos, uso de la tierra armada, gaviones anclajes de cables, bulones y gunitado que son las más empleadas en nuestro medio.

La solución que ha sido elegida en particular para nuestro caso y que cumple con las características de la zona son los anclajes de cables, los cuales se implementarán en la zona de Las Pavas Km. 153. Previo a esto se realizó un análisis del sector crítico que es propenso a fallar y se determinó que tiene un bajo factor de seguridad y para mejorar dicho factor se empleó la técnica mencionada, la cual incrementa las tensiones normales y resistencia al esfuerzo cortante del terreno mediante la transmisión de fuerzas externas a la profundidad de diseño: lo anteriormente dicho se explica en los capítulos siguientes.

También se desarrollan los conocimientos básicos acerca de los taludes los cuales se están estabilizando, utilizando para ello la geología y estratigrafía que son temas muy importantes para conocer y poder describir el tipo de suelo y las características de la roca en la zona y en el talud de estudio.

El tema del desprendimiento de rocas en las vías de comunicación, es un fenómeno que se presenta desde tiempos antiguos por lo que es sumamente importante; de hecho, están en juego vidas humanas, ya que con el desarrollo de las regiones y por

ende la construcción de carreteras y caminos vecinales, para satisfacer los volúmenes de tráfico, requieren brindar una atención cada vez mayor para dar la garantía de la seguridad en la circulación. Por estas causas, la protección de una vía caminera contra las posibles fallas y deslizamientos que pueden tener los taludes naturales o artificiales es de vital interés debido a las consecuencias fatales que puedan tener los usuarios y las pérdidas materiales que puedan arrastrar, ya que se pierden productos y ganados que son trasladados de una zona a otra.

1.2. Justificación del tema.

En la zona de Las Pavas Km 153 se tienen una serie de problemas, en torno a los deslizamientos de masas rocosas, especialmente en épocas de lluvia, las cuales ocasionan una serie de problemas e interrupciones en el tránsito vehicular, por lo que es necesario estabilizar el talud de estudio, para así dar una continuidad vehicular y evitar que la calzada sufra daños.

Se analizarán las alternativas que se puedan aplicar al talud, entre ellas los anclajes de bulones y cables, que es una metodología que ha sido aplicada con buenos resultados en varios países; para ello se darán a conocer todos los conceptos y características necesarias para el cálculo y ejecución de esta metodología.

Es importante poder contar con buenas carreteras que permitan el libre tránsito de una zona a otra, especialmente en el tramo carretero Tarija Bermejo, ya que este tramo es parte del corredor bioceánico Oeste Sur de Bolivia; además, el tener expedita la carretera permite que los pueblos se desarrollen al poder sacar sus productos libremente a otras zonas comercializadoras.

La estabilización de este talud permitirá mantener la carretera libre de masas rocosas y por ello se podrá transitar libremente; también se evitará que la roca se desmorone y ocasione retrasos en los viajes a causas de las invasiones de rocas en la carretera, lo cual ocasionará una pérdida económica a los productores de la zona y generará un costo adicional por la remoción de esas masas rocosas.

La implementación de los anclajes estabilizará la masa rocosa fracturada y además servirá como una opción más de solución frente a las soluciones de estabilización existentes y que ya han sido aplicadas a la zona.

Es de suma importancia que se eviten los deslizamientos, ya que esto podría ocasionar pérdida de vidas humanas en la zona; por ello es necesario estabilizar el talud crítico en la zona de Las Pavas Km. 153.

1.3. Objetivos.

Para la realización del presente trabajo se plantean los siguientes objetivos:

1.3.1. Objetivo General.

El Objetivo del presente trabajo es el de estabilizar un talud crítico ubicado en la zona de las Pavas Km. 153. del tramo carretero Tarija-Bermejo, lo cual evitará deslizamientos de masas rocosas y por ello se tendrá una libre transitabilidad por la zona y se garantizará la seguridad tanto vehicular, como de los usuarios que transitan por dicho tramo carretero.

1.3.2. Objetivos Específicos.

- 🏠 Estudiar, las propiedades, características, clasificación de las rocas y las características generales de los taludes.
- 🏠 Analizar la estabilidad del talud de estudio, para poder elegir el método más adecuado para dar solución al talud.
- 🏠 Estudiar los diversos tipos de rotura existentes en los taludes.
- 🏠 Dar a conocer todos los argumentos y características de los anclajes como una alternativa de solución.
- 🏠 Realizar los ensayos de laboratorio para posteriormente clasificar a la roca del talud en la zona de Las Pavas.
- 🏠 Determinar el factor de seguridad del talud de estudio.

- 🛠 Realizar el cálculo de los anclajes necesarios para estabilizar el talud de estudio, tanto en su longitud como en la separación de los mismos.
- 🛠 Establecer conclusiones y recomendaciones a las cuales se llegarán con el desarrollo del estudio.

1.4. Alcance del trabajo.

El presente estudio tiene el propósito de estabilizar un talud crítico en la zona de Las Pavas del tramo carretero Tarija-Bermejo Km. 153. con el fin de dar continuidad a la circulación vehicular y seguridad a los usuarios de la carretera.

Si bien la zona de estudio cuenta con varias obras ejecutadas respecto a la estabilización de los taludes, estas no son suficientes ya que se siguen presentando desmoronamientos y deslizamientos de rocas, especialmente en épocas de lluvia, por lo que es necesario implementar una nueva tecnología, como la de los anclajes, la cual servirá como una alternativa más de solución frente a otros métodos ya conocidos.

Para desarrollar este trabajo se darán a conocer las justificaciones sobre el tema escogido, los distintos objetivos tanto generales como específicos propuestos y el alcance que tendrá dicho estudio a realizar.

Primeramente se realizará la clasificación geomecánica de la roca, con lo que se determinará el método más adecuado a emplearse para estabilizar el talud, es decir, se extraerá una muestra de la zona y se determinarán sus características en laboratorio.

Se presentará los diversos fundamentos sobre las características de los taludes, y sus modos de rotura, haciendo énfasis en los taludes rocosos.

También se realizara una descripción de la mezcla a emplear para realizar la lechada de cemento tanto en anclajes de cables como en los bulones.

Analizaremos la estabilidad del talud, determinando su factor de seguridad de acuerdo al tipo de rotura que este presente.

Posteriormente se dimensionarán los anclajes, es decir, se calculará su longitud y separación entre ellos; seguidamente se procederá a la verificación del diseño.

Finalmente con todos los datos expuestos, se interpretarán los resultados obtenidos en la aplicación práctica y se sacarán las respectivas conclusiones y recomendaciones que el caso amerite.

1.5. Antecedentes del tramo.

En el tramo carretero Tarija – Bermejo se han realizado una serie de obras con el fin de estabilizar los diferentes taludes naturales y artificiales que existen a lo largo del trayecto, de las cuales algunas tuvieron éxito en su objetivo y otras no como el túnel falso que se emplazó en la zona de Alarache, el cual colapsó; de igual manera, en otros sectores los taludes se deslizan hacia la carretera, inhabilitando el paso por varios días y ocasionando grandes pérdidas económicas al departamento, además de poner en riesgo las vidas de las personas que transitan por ella. Por esta razón, se ve la necesidad de analizar y estabilizar un talud crítico en la zona de Las Pavas Km. 153, llegándose a la conclusión de que es necesario aplicar medidas de estabilización para el talud, que en este caso específico serán los anclajes con cables.

Cabe recalcar que el talud de estudio presenta una gran elevación con un buzamiento alto, además y de acuerdo a las fotografías que se presentarán en los capítulos siguientes se evidencian los distintos estratos que se presentan, por lo que se tiene un estrato débil en medio de dos estratos buenos y es esta situación la que ocasiona los desprendimientos de la masa rocosa, los caules invaden la calzada y no permiten la fluidez de la circulación vehicular en ese sector; de igual manera, se tienen muchos sectores que atraviesan con esos problemas, los cuales deberían de tomarse en cuenta en la etapa de diseño de la carretera.

CAPÍTULO II

ESTUDIO Y ANALISIS DE LOS TALUDES

2.1. Características generales.

2.1.1. Introducción

El moderno desarrollo de las vías de comunicación, tales como canales, caminos, así como el impulso de la construcción de presas de tierra y el desenvolvimiento de obras de protección contra la acción de ríos que han puesto al diseño y construcción de taludes en un plano de importancia ingenieril de primer orden.

Tanto por el aspecto de la inversión, como por las consecuencias derivadas de su falla, los taludes constituyen hoy en día una de las estructuras ingenieriles que exigen mayor cuidado por parte del contratista ya que las diferentes normas y criterios que se empleen apuntan directamente a la durabilidad del talud, lo cual viene relacionado con la estabilidad del talud a largo plazo.

El buen conocimiento del comportamiento de un talud frente a sus posibles roturas, repercute enormemente en los costes y en la seguridad, por ello, las investigaciones de campo (in situ) y de laboratorio, deben ser las suficientes, como para poder caracterizar en la medida de lo posible las características geomecánicas del terreno, así como los posibles mecanismos de rotura.

El mecanismo de falla relacionado con la estabilidad de taludes en macizos rocosos está controlado por estructuras geológicas tales como diaclasas, foliación, estratificación, así como otras discontinuidades que conjuntamente las anteriores son las causantes de que existan deslizamientos al llevarse a cabo excavaciones en obras civiles y mineras, tanto en la construcción de presas y obras viales como en las explotaciones a cielo abierto y subterráneas, con el resultado lamentable en muchas circunstancias de la pérdida de vidas humanas, además del costo horario adicional que representan las interrupciones y demoras, conjuntamente las inversiones

cuantiosas que deben realizar las empresas y organismos competentes encargados de la remoción de bloques y fragmentos de roca y de la ulterior estabilización del macizo rocoso en caso de que se requiera.

Lógicamente, lo dicho anteriormente indica que el ingeniero geotécnico juega un papel preponderante en la toma de decisiones con la finalidad de poder garantizar la seguridad de las excavaciones en macizos rocosos.

A diferencia de los suelos, la estructura que presentan las rocas es complicada, ya que bajo su apariencia sólida y homogénea se esconden anisotropías, originadas por grietas, planos de fractura o estratificación, diaclasas o plegamientos que hacen que su comportamiento mecánico no sea el esperado a primera vista.

Los taludes naturales o los excavados en roca, están sujetos permanentemente a procesos de inestabilidad, provocado por la acción de agentes erosivos (el agua en sus diferentes estados es el principal). Otro factor que también influye en la estabilidad es la sismicidad natural provocada por las voladuras realizadas para excavar dicho talud.

Por lo tanto, para tomar una decisión del método de estabilización adecuado se debe conocer todas las características del talud, tanto geométricas como geomecánicas.

2.1.2. Talud

Se entiende por talud a cualquier superficie inclinada respecto de la horizontal que hayan de adoptar permanentemente las estructuras de tierra; no hay duda de que el talud constituye una estructura compleja de analizar debido a que en su estudio coinciden los problemas de la mecánica de suelos y de mecánica de las rocas, sin olvidar el problema básico de la geología aplicada.

Cuando el talud se produce de forma natural, sin intervención humana, se denomina ladera natural o simplemente ladera. Cuando los taludes son hechos por el hombre se denominan cortes o taludes artificiales, según sea su génesis de formación; en el corte, se realiza una excavación en una formación terrea natural (desmontes) en tanto

que los taludes artificiales son los lados inclinados de los terraplenes.

En ciertos trabajos de ingeniería es necesario utilizar el suelo en forma de talud como parte de la obra, tal es el caso de terraplenes en obras viales y en presas de tierra, etc.. Donde se requiere estudiar la estabilidad del talud, en ciertos casos la estabilidad juega un papel muy importante en la obra, condicionando la existencia de la misma, donde un mal cálculo puede hacer colapsar a la obra.

El resultado del deslizamiento de un talud puede ser catastrófico, con la pérdida de considerables bienes y muchas vidas; por otro lado, el costo de rebajar un talud para alcanzar mayor estabilidad suele ser muy grande. Es por esto que la estabilidad se debe asegurar, pero un conservadorismo extremo sería antieconómico.

2.1.3. Estabilidad

Se entiende por estabilidad a la seguridad de una masa de tierra o roca contra la falla o movimiento. Como primera medida, es necesario definir criterios de estabilidad de taludes, entendiéndose por tales algo tan simple como el poder decir en un instante dado, cuál será la inclinación apropiada en un corte o en un terraplén; casi siempre la más apropiada será la más escarpada que se sostenga el tiempo necesario sin caerse. Este es el centro del problema y la razón de muchos estudios.

A diferentes inclinaciones del talud, corresponden diferentes masas de material por mover y por lo tanto diferentes costos. Lo más normal es que cualquier talud funcione desde cualquier punto de vista excepto el económico, de manera que las consideraciones de costo presiden la solución de lo idóneo, que resultará ser aquel al que corresponda la menor masa de tierra o roca movida, o lo que es lo mismo, el talud más empinado.

Por lo tanto, es importante conocer la estabilidad tanto de los taludes naturales como de los artificiales, determinando su factor de seguridad y la solución más adecuada tanto técnica como económicamente.

En un macizo rocoso se evalúa el material rocoso, el sistema de diaclasas, las condiciones del agua y las condiciones de esfuerzos.

En el material rocoso se evalúa la compresión inconfiada y la resistencia a la tracción utilizando núcleo de prueba. En el sistema de diaclasas se evalúan los parámetros señalados de rugosidad, separación (distancia), abertura (tamaño de bloques), rellenos, orientación (número de familias), persistencia y continuidad. En las condiciones del agua se evalúan la cantidad y los efectos del agua. También las características físicas y químicas de agua, y las modificaciones del caudal en el tiempo pueden importar. En las condiciones de esfuerzos se evalúan, en cantidad y dirección, los cambios en la masa y los cambios en la carga.

Aquí es posible considerar la necesidad de estudios de sismicidad local.

2.2. Características de los macizos rocosos.

Una matriz rocosa es una material rocoso exento de discontinuidades o los bloques de roca intacta que quedan entre ellas, tal como se aprecia en la figura.



Fig. 2.1 Matriz Rocosa.

Por lo que cualquier plano de origen mecánico o sedimentario que independice o separe los bloques de matriz rocosa en un macizo rocoso, se denominan discontinuidades, tal como se aprecia en la siguiente figura

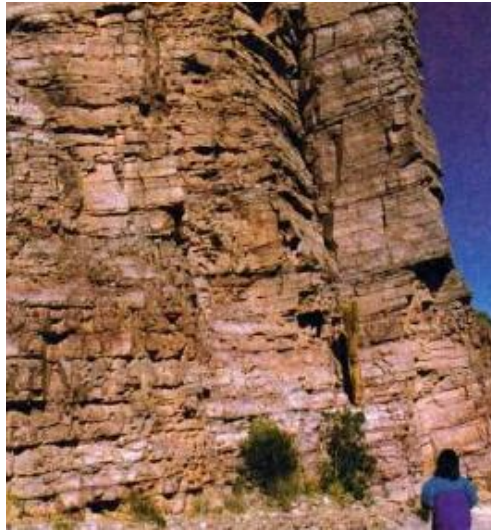


Fig. 2.2 Discontinuidades de los taludes.

2.3. Geología y Estratigrafía.

2.3.1. Geología.

La **geología** (del griego, geo "Tierra" y logos "Estudio") es la ciencia que estudia la forma interior del globo terrestre, la materia que la compone, su mecanismo de formación, los cambios o alteraciones que ésta ha experimentado desde su origen, la textura y estructura que tiene en el actual estado.

2.3.2. Clasificación de las rocas.

Las rocas son agregados de diversos minerales, aunque, en ocasiones, pueden estar formadas por un único mineral. Las rocas se pueden formar de muy diversas maneras y a distintas profundidades. Una vez formadas, afloran. Se las encuentra por toda la superficie terrestre.

Para estudiarlas, dividimos las rocas en tres grandes grupos: Rocas Igneas, Sedimentarias y Metamórficas.

2.3.2.1. Rocas ígneas.

Las **rocas ígneas** se forman cuando el magma (roca fundida) se enfría y se solidifica. Si el enfriamiento se produce lentamente bajo la superficie se forman rocas con cristales grandes denominadas rocas plutónicas o intrusivas, mientras que si el enfriamiento se produce rápidamente sobre la superficie, por ejemplo, tras una erupción volcánica, se forman rocas con cristales invisibles conocidas como rocas volcánicas o extrusivas. La mayor parte de los 700 tipos de rocas ígneas que se han descrito se han formado bajo la superficie de la corteza terrestre. Ejemplos de rocas ígneas son la diorita, la riolita, el pórfido, el gabro, el basalto y el granito.



Fig. 2.3 Rocas ígneas.

2.3.2.2. Rocas sedimentarias.

Tienen resistencia media a baja son ortotrópicas, poco rígidas, dúctiles, porosas y presentan textura cementada-laminada. Su inconveniente es la ortotropía que hace difíciles los cálculos de estabilidad y comportamiento del macizo.

En las rocas sedimentarias la resistencia depende del grado de cementación y de su densidad. Ella aumenta cuando los granos son finos; si hay disolución en la masa hay porosidad.

2.3.2.3. Rocas metamórficas.

Se caracterizan por una resistencia medio alta, su ortotropía, tenacidad, textura entabada y baja porosidad. Hay rigidez en el sentido paralelo y plasticidad en el perpendicular, con relación a los planos de clivaje. Su ortotropía dificulta los cálculos.

Las rocas metamórficas resultan elásticas por la cristalización de la masa. Son densas por el empaquetamiento. Si hay minerales laminados hay debilidad.

Si hay esquistocidad hay zonas de debilidad. Los gneises son como los granitos aunque el bandeamiento les da debilidad.

2.3.3. Estratigrafía.

La estratigrafía es la rama de la geología que trata del estudio e interpretación de las rocas sedimentarias estratificadas y de la identificación, descripción, secuencia, tanto vertical como horizontal; cartografía y correlación de las unidades estratificadas de rocas.

2.4. Falla geológica.

Ruptura generalmente plana de las rocas por cizallamiento que se caracteriza por un desplazamiento anti paralelo de los dos bloques resultantes a lo largo del plano de ruptura.

2.5. Diaclasas.

Una **diaclasa** es una fractura en las rocas que no va acompañada de deslizamiento de los bloques que determina, no siendo el desplazamiento más que una mínima separación transversal. Se distinguen así de las fallas, fracturas en las que sí hay deslizamiento de los bloques. Son estructuras muy abundantes.

2.5.1. Características de una diaclasa.

La orientación de una diaclasa, como la de otras estructuras geológicas, se describe mediante dos parámetros:

- **Dirección:** ángulo que forma una línea horizontal contenida en el plano de la diaclasa con el eje norte - sur.
- **Buzamiento:** ángulo formado por la diaclasa y un plano horizontal imaginario.

Las diaclasas no tienen por qué ser en general planas, ni responder a ninguna geométrica regular, así que los parámetros indicados pueden variar de un punto a otro.

El **buzamiento** es el sentido u orientación de la inclinación de los estratos en un relieve de plegamiento formado en rocas sedimentarias, que son las que se disponen en forma de capas o estratos.

El buzamiento de un plano corresponde al ángulo que forma una de sus rectas de máxima pendiente con respecto a un plano horizontal, y el sentido de buzamiento, a su vez, es el mismo que poseen estas rectas.

2.6. Fallas en taludes rocosos.

2.6.1. Rotura plana.

Se produce a favor de una única familia de planos de rotura que buzán en el mismo sentido que el talud y cuya dirección es sensiblemente paralela a la frente del talud.

Se producen fundamentalmente debido a que el buzamiento de los planos es menor que del talud, llegando hasta diferencias de hasta -20° con lo que el rozamiento movilizado no es suficiente para asegurar la estabilidad.

Es decir se produce una falla cuando las juntas críticas buzan menos que el talud.

Es la más simple de las formas de rotura y se produce cuando existe una discontinuidad dominante en la roca, buzando en sentido desfavorable.

También puede producirse en terrenos granulares en los que, entre dos terrenos de buenas características resistentes, se intercala un estrato de poco espesor de material con menos resistencia.

También se presenta cuando existe una fracturación dominante en la roca.

Que la resistencia al esfuerzo cortante movilizada en la junta crítica no sea suficiente para asegurar la estabilidad (lo que en la práctica equivale muchas veces, pero no siempre a la condición de que el ángulo de buzamiento sea superior al de rozamiento).

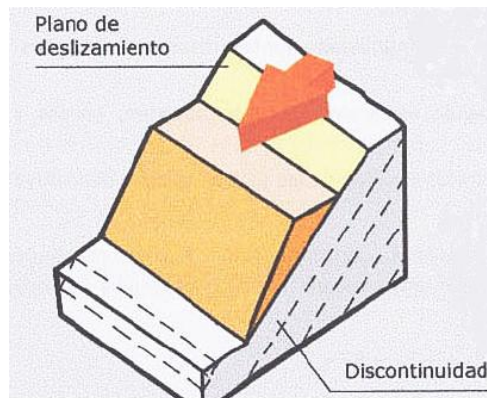


Fig. 2.4 Rotura Plana.

Este tipo de rotura se presenta en cualquier tipo de masa rocosa. Son frecuentes a favor de los planos de estratificación o de accidentes tectónicos. El tamaño de la rotura depende de la continuidad de las juntas y puede llegar a ser muy grande, desde unos pequeños metros cúbicos a montañas enteras.

2.6.2. Rotura de cuña.

Se denomina rotura por cuña, aquella que se produce a través de dos discontinuidades oblicuamente a la superficie del talud, con la línea de intersección de ambas aflorando en la superficie del mismo y buzando en sentido desfavorable.

Este tipo de rotura se origina preferentemente en macizos rocosos con varias familias de discontinuidades, cuya orientación, espaciado y continuidad determinan la forma y el volumen de la cuña.

Existen varios casos en los que se confunden las roturas por cuña con las roturas plana; es decir, muchas aparentes roturas en cuña son roturas planas según una de las juntas, ya que no se cumplen las condiciones cinemáticamente necesarias para que la rotura se produzca con deslizamiento simultáneo según las dos caras de la cuña. Esta forma de rotura depende de las condiciones y orientaciones de las diferentes familias de juntas y suele ser más frecuente que las roturas planas, pero con dimensiones más reducidas.

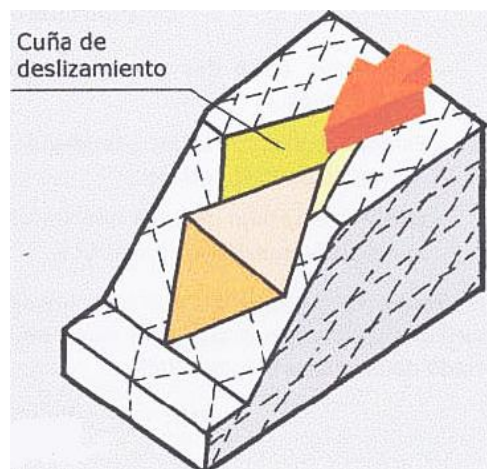


Fig. 2.5 Rotura por Cuña.

2.6.3. Rotura por vuelco.

En este caso, el buzamiento de los planos de fracturación es contrario a la del propio talud, lo que provoca una división del macizo rocoso en bloques independientes que van cayendo por acción de la gravedad.

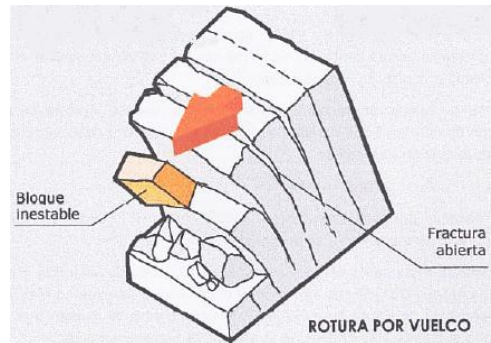


Fig. 2.6 Rotura por vuelco.

Las roturas por vuelco producen deslizamientos a lo largo de las juntas, que frecuentemente están meteorizadas.

Generalmente, aparecen dos clases de vuelcos: vuelcos menores que afectan a un espesor reducido, cerca de la superficie del talud y vuelcos importantes, profundos que producen grandes deformaciones y pueden ser confundidos con roturas planas. En ambos casos, las roturas se desarrollan lentamente y no suelen dar origen a caídas repentinas.

2.6.4. Rotura circular.

Se llama *rotura circular* a aquella en la que la superficie de deslizamiento es asimilable a una superficie cilíndrica cuya sección transversal se asemeja a un arco de círculo.

Este tipo de rotura se suele producir en terrenos homogéneos, ya sea suelos o rocas altamente fracturadas, sin direcciones preferenciales de deslizamiento, en los que además ha de cumplirse la condición de que el tamaño de las partículas de suelo o roca sea muy pequeño en comparación con el tamaño del talud.

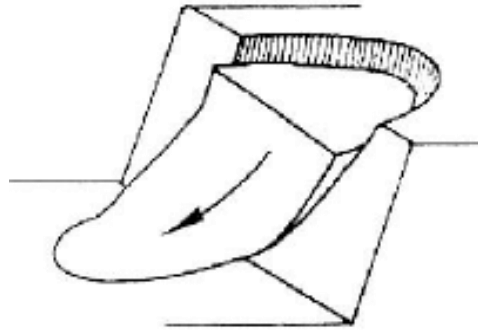


Fig. 2.7 Rotura Circular.

2.7. Clasificación Geomecánica.

Para abordar el tema de la estabilidad de taludes en roca es ineludible acudir a los estudios de los profesores Richard Bieniawski y Manuel Romana, los cuales realizaron estudios sobre la influencia de los diferentes parámetros geomecánicos en la estabilidad de macizos rocosos.

Fruto de estos estudios son los índices RMR (Rock Mass Rating) y SMR (Slope Mass Rating), que tratan de definir respectivamente la calidad de la roca y de los taludes existentes.

2.7.1. Clasificación RMR. (Bieniawski).

El método Rock Mass Rating (RMR) para la clasificación de macizos rocosos fue desarrollado por Bieniawski en 1979. El índice oscila entre 0 y 100 y se obtiene mediante la suma de las valoraciones correspondientes a cinco parámetros. (Resistencia a compresión simple RQD (Rock Quality Designation), Espaciado de las juntas (S), condición y espaciado de las juntas y presencia de agua).

Los cinco parámetros son valorados de acuerdo a la tabla N° 2.1, dichos valores se suman y se obtiene el RMR Básico; a este valor se le hace un ajuste aplicando la tabla 2.1.2 encontrándose de esa manera el RMR ajustado, que puede variar entre 0 y 100.

Una vez realizada la valoración global, debe realizarse una corrección dependiendo de la dirección de buzamiento y el buzamiento de las juntas, así como de la obra que se va a construir (talud, túnel, etc.). Esta corrección es excesivamente subjetiva en el caso de los taludes, por lo que se desarrolló la clasificación SMR, que se explicará posteriormente.

Tabla N° 2.1 Criterios de valoración en la clasificación RMR

PARÁMETROS	INTERVALO DE VALORES						
	> 250 Mpa	100-250 Mpa	50-100 Mpa	25-50 Mpa	5-25 Mpa	1-5 Mpa	<1 Mpa
Resistencia compresión simple	> 250 Mpa	100-250 Mpa	50-100 Mpa	25-50 Mpa	5-25 Mpa	1-5 Mpa	<1 Mpa
Valoración	15	12	7	4	2	1	0
RQD	90%-100%	75%-90%	50%-75%	25%-50%	<25%		
Valoración	20	17	13	8	3		
Separación entre juntas	>2m	0.6-2m	200-600mm	60-200mm	<60mm		
Valoración	20	15	10	8	5		
Condición de las juntas	Muy Rugosas No continuas Cerradas Bordes Sanos y duros	Algo rugosas Separación < 1mm Bordes algo meteorizados	Algo rugosas Separación < 1mm Bordes muy meteorizados	Espejos de falla o relleno < 5mm o separación 1-5mm Continuas	Relleno Blando > 5mm o separación > 5mm Continuas		
Valoración	30	25	20	10	0		
Flujo de agua en las juntas	Secas	Ligerament e húmedas	Húmedas	Goteando	Fluyendo		
Filtración en 10 m de túnel (l/min)	0	< 10	10-25/	25-125	> 125		

Razón presión intersticial	0	< 0.1	0.1-0.2	0.2-0.5	> 0.5
Valoración	15	10	7	4	0

Fuente: Romana Ruiz Manuel: Clasificaciones Geomecánicas, 2000, España.

El macizo rocoso se encuadra en una clase de las cinco posibles (tabla N°2.2)

Tabla N° 2.1.2 Factores de ajuste (Bieniawski).

Orientación de las Discontinuidades		Muy Favorable	Favorable	Normal	Desfavorable	Muy Desfavorable
Valores	Túneles	0	-2	-5	-10	-12
	Cimentaciones	0	-2	-7	-15	-25
	Taludes	0	-5	-25	-50	-60

Fuente: Romana Ruiz Manuel: Clasificaciones Geomecánicas.

Tabla N° 2.2 Clases de roca según su RMR.

ROCA	Muy Mala	Mala	Regular	Buena	Muy Buena
RMR	0-20	21-40	41-60	61-80	81-100
CLASE	V	IV	III	II	I

Fuente: Romana Ruiz Manuel: Clasificaciones Geomecánicas.

Determinación de los parámetros del RMR.

Parámetro de la Resistencia de la roca intacta a compresión simple.

Cuando se produce deformaciones en los macizos rocosos es porque éstas se han sometido a un esfuerzo; dicha magnitud está directamente proporcional a la fuerza a la que se somete la roca e inversamente proporcional a la sección o superficie de la roca que la soporta.

El conocimiento del comportamiento de las rocas ante diferentes tipos y magnitudes de esfuerzos es de vital importancia para la determinación de la resistencia de los terrenos ante edificaciones y otros tipos de obras como estabilización de taludes, túneles y otros.

Para determinar este valor es necesario realizar un ensayo de compresión simple, que se realiza sobre una probeta, la cual se coloca en una prensa y se le aplica una carga vertical, medida por un dinamómetro, a la vez que otro dispositivo proporciona lecturas del acortamiento vertical de la probeta.

Para el procesamiento de la información obtenida se usa la fórmula siguiente:

$$\sigma_c = \frac{P}{A} \quad (2.1)$$

Donde:

σ_c = Resistencia a compresión simple.

P= Carga Aplicada.

A= Sección de la probeta.

Con el valor de la resistencia a compresión se identifica la dureza de la roca ensayada con la ayuda de la tabla N° 2.3.

Tabla N° 2.3 Clasificación de las rocas según su resistencia a la compresión.

Resistencia a la compresión Simple (Mpa)	ISRM (1981)	Geological society mo of London (1970)	Bienawski (1973)	Ejemplos
<1			Suelos	
1-5	Muy Blanda	Blanda >1.25	Muy Baja	Sal, Lutita, Limonita, Marga, Toba, Carbón
5-12.5	Blanda	Moderadamente Blanda		
12.5-25		Moderadamente Dura		
25-50	Moderadamente Dura		Baja	Esquisto, Pizarra
50-100	Dura	Dura	Media	Rocas metamórficas, Esquistosas, Mármol, Granita, Gneiss, Arenisca, Caliza
100-200	Muy Dura	Muy Dura	Alta	Rocas ígneas y metamórficas duras, Arenisca muy cementada, Caliza, Dolomia
>200				
>250	Extremadamente Dura	Extremadamente Dura	Muy Alta	Cuarcita, Gabro, Basalto

Fuente: Romana Ruiz Manuel: Clasificaciones Geomecánicas, 2000, España.

RQD (Rock Quality Designation).- Para la determinación del RQD se empleará la fórmula de Palmstrom (1975), la cual toma en cuenta todas las familias de juntas existentes, este parámetro puede alcanzar un valor máximo de 20.

$$RQD = 115 - 3.3 * J_v \quad (RQD \leq 100) \quad (2.2)$$

Siendo:

$$J_v = \sum_i \frac{1}{S_i} \quad (2.3)$$

Donde:

S_i = Es el espaciamiento medio, en metros, entre las juntas de la familia i .

Se debe de tomar en cuenta que esta fórmula puede dar resultados optimistas en caso de que no se tengan en cuenta todas las juntas existentes.

Se debe recalcar que la separación entre juntas puede alcanzar un valor máximo de 20, pero este parámetro y el RQD aunque son independientes generalmente están relacionados entre sí, por lo que algunos autores lo discuten conjuntamente.

Condición y estado de las juntas.- Es el parámetro más importante y el más valorado, puesto que puede alcanzar el valor de 30. Tiene en cuenta varios factores, tales como la continuidad, apertura, rugosidad, existencia y tipo de relleno y finalmente el grado de meteorización.

Puede estimarse en forma global o dividiéndolo en varios sub parámetros con valoración parcial que se suman entre sí Bieniawski propuso el tabla N° 2.4

Tabla N° 2.4 Criterios para la valoración paramétrica parcial de las condiciones de una junta.

SUBPARÁMETRO	VALORACIÓN				
Resistencia de la junta	<1 m	1-3 m	3-10 m	10-20 m	>20 m
Valoración	6	4	2	1	0
Apertura en mm	0	< 0.1	0.1-1	1-5.	>5
Valoración	6	5	4	1	0
Rugosidad	Muy Rugosa	Rugosa	Algo Rugosa	Lisa	Con estrías
Valoración	6	5	3	1	0
Relleno (mm)	Ninguno	Duro (<5)	Duro (>5)	Blando (<5)	Blando (>5)
Valoración	6	4	2	2	0
Meteorización (grado)	Sana (I)	Ligera (II)	Media (III)	Alta (IV)	Total (V)
Valoración	6	5	3	1	0

Fuente: Romana Ruiz Manuel: Clasificaciones Geomecánicas, 2000, España.

Flujo de agua en las juntas.- Alcanza un valor máximo de 15 y puede estimarse de tres formas distintas:

- a) A partir del flujo de agua en las juntas.
- b) A partir de la filtración en 10 m de túnel.
- c) A partir de la relación de presiones intersticiales (que es el cociente entre la presión total y la presión intersticial antes de la construcción del túnel). Un terreno permeable con un acuífero libre y superficie freática coincidiendo con la del terreno tiene una relación de presiones intersticiales de 0.4.

2.7.2. Clasificación SMR (Romana).

Este nuevo índice propuesto por Romana en 1985 para predecir el comportamiento de los taludes en roca con una precisión mayor que la contenida en el RMR. Introduce una serie de modificaciones en función de las características del talud, de forma que es posible determinar el grado de calidad y fiabilidad que ofrece un talud rocoso.

En otras palabras, la clasificación SMR es un método de determinación de factores de ajuste adecuados para aplicar la clasificación RMR de Bienawski a los taludes.

Su valor se calcula partiendo del RMR, al cual se le resta un factor de ajuste (el cual está en función de la orientación de las juntas) y se le suma otro coeficiente en función del método de excavación aplicado.

$$SMR = RMR + (F_1 * F_2 * F_3) + F_4 \quad (2.4)$$

Factor de Ajuste de las Juntas.- El factor de ajuste de las juntas es producto de tres subfactores (Tabla N°2.5).

EL PARAMETRO F_1 depende del paralelismo entre el rumbo de las juntas y de la cara del talud. Varía entre 1.00 (Rumbos paralelos) y 0.15 (cuando el ángulo entre ambos rumbos es mayor de 30° y la probabilidad de rotura es baja). Estos valores establecidos empíricamente, se ajustan aproximadamente a la expresión:

$$F_1 = \left[1 - \sin(\alpha_j - \alpha_s) \right]^2 \quad (2.5)$$

Siendo α_j el buzamiento de la junta y α_s el del talud.

Por otro lado, F_2 depende del buzamiento de la junta en la rotura plana. En cierto sentido es una medida de la probabilidad de la resistencia a esfuerzo cortante de la junta. Varía entre 1.00 (para juntas con buzamiento superior a 45°) y 0.15 (buzamiento inferior a 20°). Fue establecido empíricamente pero puede ajustarse aproximadamente según la relación:

$$F_2 = \text{tg}^2 \beta_j \quad (2.6)$$

Donde β_j es el buzamiento de la junta.

F_2 Vale 1.00 para las roturas por vuelco.

El coeficiente F_3 refleja la relación existente entre los buzamientos de los planos de discontinuidad o juntas (β_j), y el talud (β_s), se han mantenido los valores de Bieniawski en 1976 que son siempre negativos.

Para roturas planas F_3 expresa la probabilidad de que las juntas afloren el talud. Se supone que las condiciones son “normales” cuando el buzamiento medio de las familias de juntas es igual al del talud, y por lo tanto aflorarán pocas juntas.

Cuando el talud buza más que las juntas, casi todas aflorarán y las condiciones “serán muy desfavorables” lo que supone un valor de F_3 de -60 para $\beta_s - \beta_j > 10^\circ$, o “desfavorables” lo que supone un valor de F_3 de -50 para $0 < \beta_s - \beta_j < 10$. La diferencia con el valor de F_3 “normal” (que es -25) es muy grande.

$$F_3 = \beta_j - \beta_s \text{ (Rotura plana)}$$

$$F_3 = \beta_j + \beta_s \text{ (Roturas con vuelco)}$$

Tabla N° 2.5 Factor de ajuste para las juntas (Romana 1985).

CASO		Muy Favorable	Favorable	Normal	Desfavorable	Muy Desfavorable
P	abs(aj-as)	>30°	30°-20°	20°-10°	10°-5°	<5°
T	abs(aj-as-180)					
P/T	F1	0.15	0.40	0.70	0.85	1.00
P	abs(bj)	<20°	20°-30°	30°-35°	35°-45°	>45°
	F2	0.15	0.4	0.7	0.85	1
T	F2	1	1	1	1	1
P	bj-bs	>10°	10°-0°	0°	0°-(-10°)	<-10°
T	bj+bs	<10°	110°-120°	>120°		-
P/T	F3	0	-6	-25	-50	-60

Fuente: Romana Ruiz Manuel: Clasificaciones Geomecánicas, 2000, España.

Donde:

P= Rotura plana

T= Rotura por vuelco

as= Dirección de buzamiento del talud.

aj= Dir. de buzamiento de las juntas.

bs= Buzamiento del talud.

bj= Buzamiento de las juntas.

Por último F_4 hace referencia a la influencia del método de excavación utilizado en la estabilidad del talud. Aquellos métodos que originen un mayor residuo o figuren las capas superficiales del talud favorecerán al desprendimiento de fragmentos y bloques rocosos, precipitándose ladera abajo hacia la zona de explanación; este valor ha sido establecido empíricamente (tabla 2.6).

Tabla N° 2.6 Factor de ajuste según el método de excavación (Romana 1985)

METODO	Talud Natural	Precorte	Voladura Suave	Voladura o mecánico	Voladura Deficiente
F4	+15	+10	+8	0	-8

Fuente: Romana Ruiz Manuel: Clasificaciones Geomecánicas, 2000, España.

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.), $F_4 = +15$.

El **Precorte** aumenta la estabilidad de los taludes en media clase, $F_4 = 10$.

Las técnicas de **voladura suave** (recorte), bien ejecutadas, también aumentan la estabilidad de los taludes, $F_4 = +8$.

Las **voladuras normales** aplicadas con métodos razonables no modifican la estabilidad, $F_4 = 0$.

La **excavación mecánica** de los taludes por rypiado 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 $F_4 = 0$.

Las **voladuras defectuosas** son frecuentemente razonables, no modifican a la

estabilidad $F_4 = -8$.

2.8. Clases de estabilidad según SMR.

De acuerdo a los valores obtenidos con el índice SMR se obtienen 5 clases de estabilidad, definidas en la tabla N° 2.7.

Tabla N° 2.7 Clases de estabilidad según el SMR (Romana 1985).

Clase N°	V	IV	III	II	I
SMR	0-20	21-40	41-60	61-80	81-100
DESCRIPCIÓN	Muy mala	Mala	Normal	Buena	Muy Buena
ESTABILIDAD	Totalmente Inestable	Inestable	Parcialmente Inestable	Estable	Totalmente estable
ROTURAS	Grandes roturas por planos continuos o por la masa	Juntas o grandes cuñas	Algunas juntas o muchas cuñas	Algunos bloques	Ninguna
TRATAMIENTO	Reexcavación	Corrección	Sistemática	Ocasional	Ninguno

Fuente: Romana Ruiz Manuel: Clasificaciones Geomecánicas, 2000, España.

Valores de SMR para cada tipo de rotura.

Los valores límites del SMR encontrados empíricamente para cada forma de rotura son:

Tabla N° 2.8 Valores límites de SMR.

Roturas Planas	SMR>60	Ninguna
	60>SMR>40	Importantes
	40>SMR>15	Muy Grandes
Roturas en Cuña	SMR>75	Muy Pocas
	75>SMR>49	Algunas
	55>SMR>40	Muchas
Roturas por Vuelco	SMR>65	Ninguna
	65>SMR>50	Menores
	40>SMR>30	Importantes
Roturas Completas	SMR>30	Ninguna
	30>SMR>10	Posible

Fuente: Romana Ruiz Manuel: Clasificaciones Geomecánicas, 2000, España.

En esta clasificación no existen instrucciones específicas para las roturas en cuña. El procedimiento a seguir es obtener el índice SMR para cada una de las familias de las juntas. Se adoptará para el talud el valor menor del índice SMR obtenido para cada familia de juntas.

Todos los taludes con valores de SMR inferiores a 20 se caen rápidamente. No se han encontrado taludes con valores del SMR inferiores a 10 lo que indica que no son físicamente factibles.

En rocas meteorizadas y en las evolutivas la clasificación debe ser aplicada dos veces; para la situación inicial de la roca sana y para la situación futura de roca meteorizada, los índices obtenidos serán distintos.

2.9. Tipos de medidas de sostenimiento.

El estudio de un talud rocoso potencialmente inestable es una labor compleja que requiere un cuidadoso trabajo de campo, un análisis detallado y buen sentido ingenieril para valorar la importancia relativa de los diferentes factores de inestabilidad que pueden estar actuando.

Ningún sistema de clasificación puede sustituir todo este trabajo. Pero puede ser de gran utilidad indicando los límites habituales de uso para cada clase de medida de corrección. La elección entre dichas medidas están fuera del alcance de una clasificación geomecánica.

Las medidas de sostenimiento pueden agruparse en diferentes clases:

- a) SIN SOSTENIMIENTO.- Ninguno y Saneo.
- b) PROTECCIÓN.- Zanjas de pie, Vallas (de pie o de talud) y Redes y/o mallas (sobre la superficie del talud).
- c) REFUERZO.- Bulones y Anclajes.
- d) HORMIGÓN.- Gunita, Hormigón dental, Contrafuertes y/o vigas y Muros de pie.
- e) DRENAJE.- Superficial y Profundo.
- f) REEXCAVACIÓN.- Tendido del talud y Muros de contención.

Los intervalos de los valores del SMR para la aplicación de cada una de las clases de métodos de sostenimiento se resumen en la tabla N°2.9.

Tabla N° 2.9 Intervalos de SMR de aplicación de las medidas de sostenimiento.

Medidas de Sostenimiento	Intervalo SMR
Sin sostenimiento	>65
Protección	45-75
Refuerzo	30-75
Hormigón	20-60
Drenaje	10-40-
Reexcavación	10-30-

Fuente: Romana Ruiz Manuel: Clasificaciones Geomecánicas, 2000, España.

2.10. Soluciones para estabilizar taludes.

En cualquier tipo de ladera, especialmente en aquellas excavadas artificialmente se corre el riesgo de que se produzcan desprendimientos superficiales de fragmentos rocosos que se hallan en equilibrio inestable. El detonante de estos desprendimientos tiene un origen muy variado y va desde la propia erosión del material rocoso hasta pequeñas perturbaciones sísmicas, pasando por fenómenos de reptación del terreno provocada por la presencia del agua.

Existen diversas medidas de protección de carreteras contra este tipo de fenómenos gravitacionales; la implantación del sistema adecuado, dependerá de las condiciones del entorno y de la calidad del propio talud; destacamos las siguientes:

a) Métodos de excavación.

Consiste en la remoción de material hechas en la cabeza de la falla, hasta la remoción total del material inestable.

Este método se puede aplicar a fallas manifestadas, es decir, a fallas activas donde se pueda ubicar la zona de falla para remover el material de falla.

La remoción de una suficiente cantidad de materiales en la parte superior del talud (cabeza del talud) buscan reducir las fuerzas motoras y balancear la falla; las remociones totales eliminan la causa de raíz.

El método se puede usar en todo tipo de deslizamientos, pero es eficiente sobre todo en los de tipo rotacional. Su principal desventaja estriba en que el material que se excava se ha de desperdiciar y esto pudiera ser difícil y peligroso en algunos casos.

b) Modificación de la pendiente del talud.

Abatir el talud tiende a hacer que la superficie de falla haya de desarrollarse en zonas más profundas del corte, pues en ellas el suelo tendrá en general una resistencia mayor, por menos alteración, menor disipación de esfuerzos previos por expansión y mayor presión normal actuante. No es posible afirmar a priori cuánto beneficiará a la estabilidad un abatimiento dado; el efecto se ha de calcular en cada caso y la eficiencia de la solución puede ser muy variable.

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

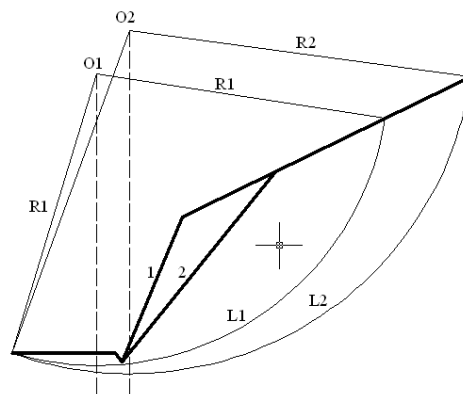


Fig. 2.8 Modificación de la pendiente.

c) Bermas y Escalonamientos.

Los taludes de gran altura, con desprendimientos ocasionales pueden escalonarse, construyendo para ello diversas bermas, cuya misión es amortiguar la caída de las rocas procedentes de la coronación, reduciendo de esta forma su energía y velocidad, e impidiendo su penetración a la calzada. El dispositivo se completa con una amplia cuneta de recepción y almacenamiento en el pie del desmorte y una barrera de protección situada entre dicha cuneta y la carretera.

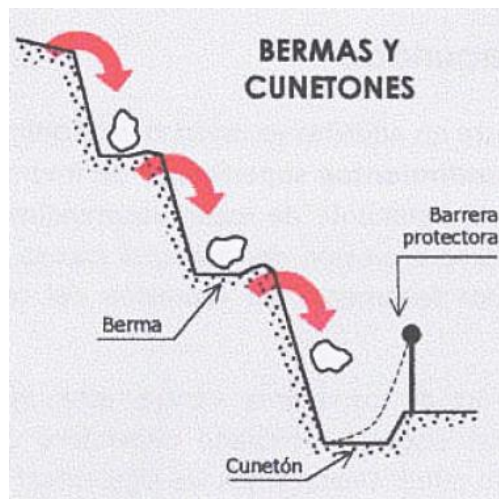


Fig. 2.9 Bermas y Escalonamientos.

d) Mallas y redes metálicas.

Este tipo de elementos cubren la totalidad de la superficie sospechosa de desprendimiento, impidiendo la salida de cualquier elemento rocoso al exterior. La malla se sujeta firmemente en la coronación del terraplén mediante correas de anclaje, lastrándose en el pie del mismo, empleando barras de acero o gaviones; así mismo, es importante disponer puntos de anclaje cada 2 ó 3 m. a lo largo del talud para ceñir la malla al terreno, aunque no excesivamente para evitar bolsas de acumulación de fragmentos.

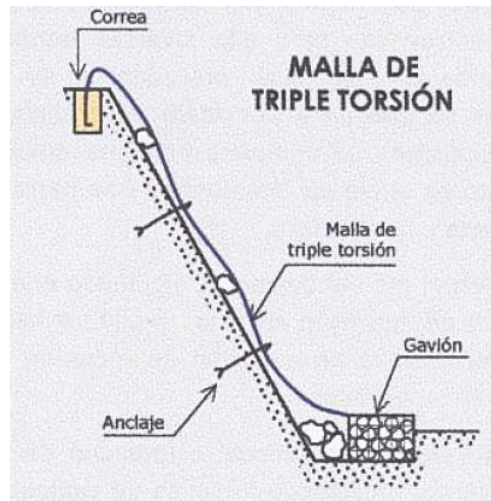


Fig. 2.10 Malla de triple torsión.



Fig. 2.11 Mallas de protección en taludes conglomerados.



Fig. 2.12 Mallas de protección en taludes rocosos.

e) Empleo de estructuras de retención (Pantallas y muros de contención).

Se contruyen en el pie de desmonte siguiendo el eje de la vía a la que protegen. Suelen ser de hormigon armado lo que les hace más resistentes a los impactos y permiten la acumulación de rocas en la cuneta de almacenamiento existente.

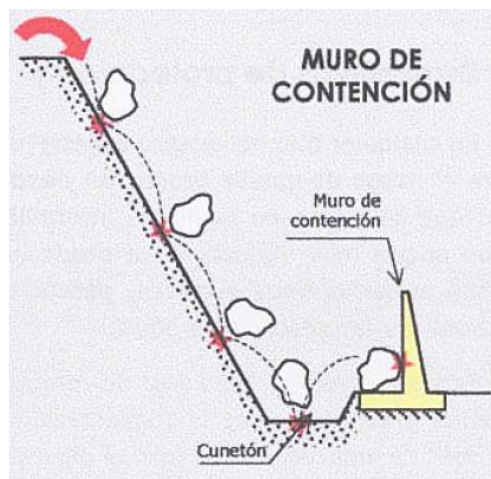


Fig. 2.13 Muro de contención.



Fig. 2.14 Uso de Gaviones contra deslizamientos.

f) Revegetalización del talud.

Se trata de un método preventivo y correctivo de fallas por erosión. Los movimientos de tierra que acompañan a la construcción de cortes y terraplenes, producen inevitablemente una destrucción de la cobertura vegetal, dejando a los expuestos al ataque de agua superficial. La vegetación cumple dos funciones importantes. Primero disminuye el contenido de agua en la parte superficial y en segundo, da consistencia por el entramado de sus raíces



Fig. 2.15 Revegetalización del talud.

g) Cubiertas de protección.

Son muy comunes para corregir deslizamientos o para prevenirlos; su principal campo de aplicación es la prevención

La estructura de retención ha de contener a la superficie de falla formada o por formarse ; si esta contiene al muro, el efecto de este será nulo en la estabilidad general. Lo anterior lleva con frecuencia a muros muy altos, que han de enterrarse mucho en el terreno con la consiguiente elevación del costo de la solución.

Los tuneles falsos, son secciones de concreto reforzado a las que se dota de un techo suficiente de suelo de manera que cualquier derrumbe posterior no dañe la estructura.

La condicion del tunel falso es que no quede involucrado en la zona de falla, por lo que dificilmente pueden adaptarse a la solución de grandes masas con superficies de deslizamiento definido, mas bien su utilizacion está ligada a zonas de caídos, derrumbes o flujos. El túnel falso es una estructura costosa pero ofrece una solucion radical.



Fig. 2.16 Túnel Falso.

Las cubiertas de protección evitan que los caídos de roca invadan las carreteras; de lo contrario, vidas humanas están en juego como se ve en la figura siguiente:



Fig. 2.17 Caído de roca en carreteras y caminos.



Fig. 2.18 Discontinuidad del tráfico.

h) Anclajes (barras y cables).

Algunos problemas muy importantes de estabilidad de taludes y laderas se han resuelto con técnicas de anclaje en suelos con costos muy razonables.

Para emplazar los anclajes se realizan perforaciones al terreno , dentro del cual se instala un elemento de cable o acero sujeto en su extremo por un bulbo de anclaje que generalmente es de lechada de cemento y sujeto en el otro extremo por una cabeza de apoyo.

Este método se emplea tanto directamente en taludes y laderas como en estructuras de retención y fundaciones donde el suelo de fundación sea poco resistente, llevando la

carga externa a una profundidad donde el suelo pueda resistir dicha carga.



Fig. 2.19 Uso de anclajes con revestimiento de gunita.



Fig. 2.20 Uso de anclajes en fundaciones de edificios y muros.

CAPÍTULO III

USO DE LOS ANCLAJES COMO ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN DEL TALUD

3.1. Definición de los anclajes.

Los anclajes son elementos que trabajan a tracción y algunos, muy pocos casos, a compresión; la finalidad de los mismos es mejorar las condiciones de estabilidad del terreno, talud, túnel, etc.

Los anclajes son elementos formados por barras o cables de acero, que están alojados en taladros perforados desde el talud y cementadas.

Se emplean como medida estabilizadora de taludes en roca como en el terreno suelto.

El anclaje es una técnica de sostenimiento que, en esencia, consiste en anclar en el interior de las rocas una barra de material resistente que aportará resistencia a tracción y confinando al macizo rocoso, permite aprovechar las características resistentes propias de las rocas facilitando así su sostenimiento.

Los anclajes colaboran a la estabilidad del talud de dos formas:

- a) Proporcionando una fuerza contraria al movimiento de la masa deslizante.
- b) Incrementando las tensiones normales en la superficie de rotura potencial, aumentando así la resistencia al deslizamiento en dicha superficie.

3.2. Generalidades.

Para garantizar la estabilidad de diversas estructuras, se emplean distintos procedimientos y posibilidades de soluciones, para ello se debe elegir el método más adecuado y el que más se adecúe al caso; dentro de las diversas soluciones está la

tecnología de los anclajes, el cual es un método moderno que se viene empleando con éxito en los distintos casos en los que se aplica.

Como es bien conocido en los últimos años, se han llevado a cabo muchos estudios experimentales y teóricos sobre anclajes. El criterio actual de diseño puede ser clasificado en dos principales grupos, el primero se basa en la teoría de la elasticidad, la cual presenta limitaciones cuando se trata de masas rocosas heterogéneas.

El segundo criterio involucra la selección de parámetros mediante reglas empíricas. La brecha entre estos dos extremos es todavía muy real y las razones son que al diseñar un sistema de anclaje el proceso es complejo y requiere un conocimiento detallado de la geología del sitio, de las propiedades de las rocas, de las condiciones hidráulicas del suelo, conjuntamente el estado de las presiones originadas por el flujo de agua a través de la masa del subsuelo.

Adicionalmente es importante conocer la magnitud y dirección de los esfuerzos antes y después de la excavación.

En el momento del diseño y ejecución de los anclajes, se requiere estudiar en detalle los conceptos principales de diseño en relación a los cuatro modos de ruptura:

- a) Ruptura de la masa rocosa o de suelo
- b) Ruptura en la interfase acero-lechada de cemento
- c) Ruptura en el contacto roca/suelo-lechada de cemento
- d) Ruptura de la barra o guayas de acero.

Por tanto, al establecer el factor de seguridad del anclaje como elemento estabilizador, cada uno de los modos de falla antes mencionados deben ser considerados, siendo cada caso en particular estudiado en detalle en los subtítulos siguientes.

Por otra parte, la función principal del anclaje es reforzar y sostener suelos y masas rocosas parcialmente sueltas, fracturadas o incompetentes que de otra manera pueden estar sujetas a fallar.

Estas masas inestables pueden estabilizarse mediante anclajes, al generarse un incremento de las tensiones normales sobre la existente o potencial superficie de rotura, lográndose por lo tanto un aumento en la resistencia al esfuerzo cortante en dicha superficie.

Los anclajes introducen tensiones y deformaciones adicionales en la masa de suelos mejorando la estabilidad general y donde el tipo de anclajes, el método de instalación, conjuntamente los aspectos geológicos más resaltantes juegan un papel preponderante en el diseño del soporte.

Tomando en cuenta estos aspectos, al ingeniero le interesa mantener fundamentalmente la estabilidad de la masa de suelo o roca , incrementando su resistencia a través de la aplicación de los procedimientos modernos que ofrece este sistema de refuerzo al mejorar los niveles de seguridad del terreno , el cual previamente se caracterizaba por ser potencialmente inestable.

A pesar de que existen diferentes métodos de estabilización, el soporte mediante la técnica de los tirantes anclados ha tenido mucho éxito, aun en condiciones desfavorables como es el caso de rocas relativamente meteorizadas y fracturadas; es por ello y como se explica en el capítulo siguiente, se determinó este método para lograr estabilizar el sector de estudio en la zona de Las Pavas km. 153.

Lógicamente el área principal de aplicación del anclaje es estabilizar la masa rocosa o de suelo que no está en equilibrio consigo misma mediante la transmisión de fuerzas externas a la profundidad diseñada. En estas condiciones es esencial tener un conocimiento preciso de las características geotécnicas del suelo y del macizo rocoso, particularmente en lo referente a las discontinuidades y su arreglo espacial, así como el flujo de agua a través del subsuelo.

3.3. Aplicaciones generales de los anclajes.

Generalmente los anclajes resultan efectivos en situaciones en las cuales se requiera la ayuda de la masa de suelo para soportar un determinado estado de tensiones o esfuerzos.

Los anclajes se emplean en la contención de tierras en pendientes y taludes, para contrarrestar las subpresiones producidas por el agua o sostenimiento de techos y hastiales. Ej. Construcciones de carreteras, ferrocarril, canteras en minería. para garantizar la estabilidad de la masa de suelo, y por ende el de la obra.

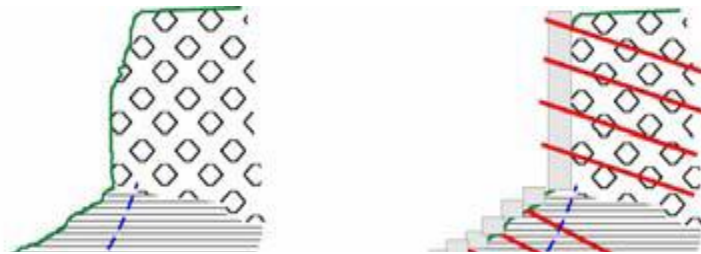


Fig. 3.1 Contención de un talud mediante bulones.

Para contrarrestar empujes ascendentes, en obras a realizar en terrenos con agua que no tiene suficiente peso propio, tales como garajes, puertos, depósitos, etc.

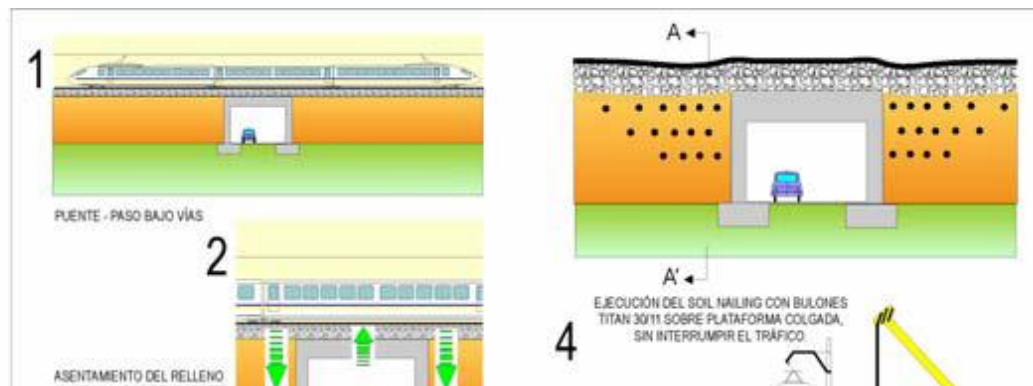


Fig. 3.2 Esfuerzos y presiones que ejerce el terreno.

Construcción de centrales y diques, los anclajes verticales o inclinados aumentan la seguridad contra el vuelco y distribuyen uniformemente la presión del terreno; también se utilizan para aumentar la altura de los diques.

En este sentido, cabe destacar que en las construcciones civiles se viene utilizando cada vez con mayor frecuencia y éxito los anclajes inyectados para sostener muros y absorber momentos volcadores. Este último, como ocurre en las torres de alta tensión y en las presas para resistir las fuerzas volcadoras debido al agua, así como en otras numerosas obras, en las cuales la fuerza de tracción al terreno del anclaje transfiere las solicitaciones hasta una zona más profunda y estable y, por tanto, de mayor capacidad portante. En estas condiciones, la resistencia tangencial de la masa de suelo o roca circundante al miembro estructural empotrado actúa para resistir dicha carga de tracción.

En lo referente a obras subterráneas tales como galerías y túneles de vialidad, el problema fundamental que se plantea es asegurar el sostenimiento mediante anclajes durante y posterior al período de excavación, definiendo y construyendo un soporte y revestimiento capaz de asegurar la estabilidad definitiva de la obra.

Lo mencionado anteriormente es de vital importancia, por cuanto la concentración de esfuerzos en la velocidad de la excavación puede ser la causante que la roca fracturada pueda desplazarse comprometiendo la estabilidad de la bóveda y de los hastiales del túnel.

Por otra parte, al diseñar un sistema de anclajes es fundamental no sólo llevar a cabo todas las comprobaciones de estabilidad, sino a la vez un análisis detallado del tipo de anclaje que mejor se adapte al terreno, conjuntamente una adecuada disposición, la cual permita una mejor ejecución y funcionamiento del refuerzo metálico.

De esta forma, se asegura que estos elementos que trabajan a tracción mejorarán las condiciones de equilibrio de la estructura incorporando al conjunto las fuerzas de masa por unidad de volumen que las circunda.

A continuación se muestran ejemplos representativos de la utilización de los anclajes empleados como medio estabilizador en las diferentes construcciones civiles y mineras, así como los detalles principales y partes típicas de los anclajes al terreno.

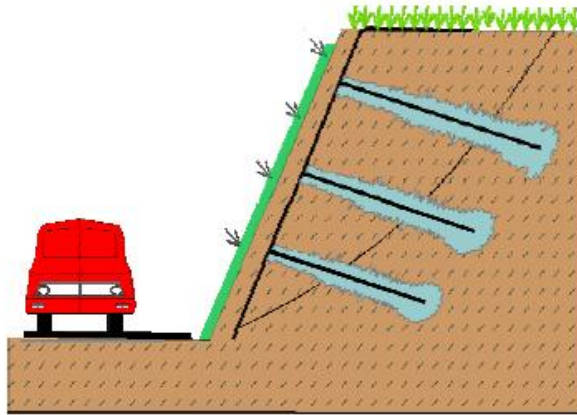


Fig. 3.3 Anclajes para un talud de carretera.

La figura anterior nos muestra el empleo de anclajes para estabilizar un talud de carretera que, en general el objetivo de este trabajo es garantizar la estabilidad de masas de suelo y de la obra.

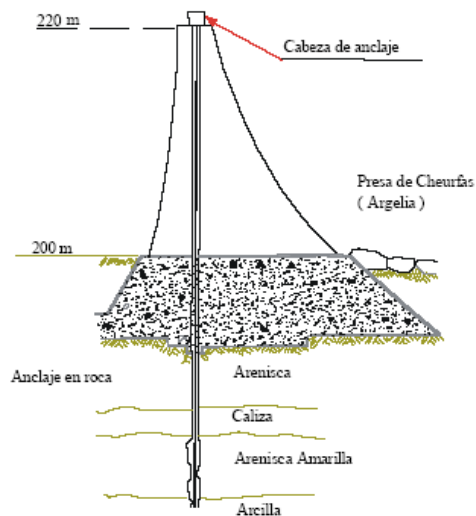


Fig. 3.4 Resistiendo las fuerzas volcadoras debido al agua.

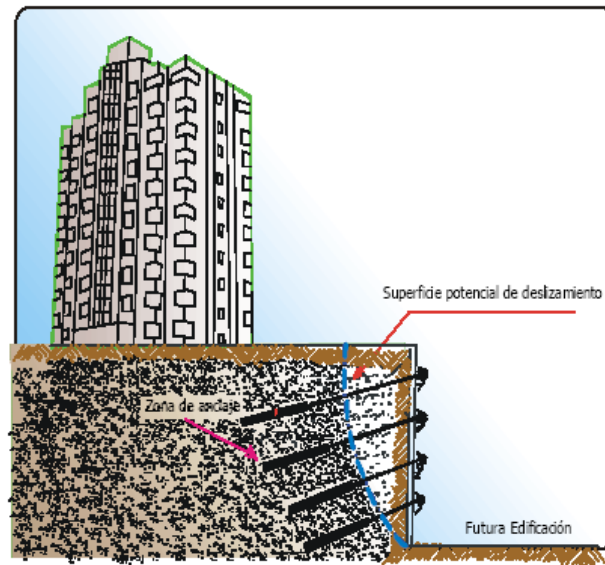


Fig. 3.5 Muro anclado.

En la figura anterior se muestra la aplicación de Anclajes en cargas a Tracción, que es una forma de construcción actual, en la cual se transmiten fuerzas de los cables al suelo por medio de anclajes. Se consiguen ahorros considerables con respecto al hormigón macizo. Ejemplo: arriostramientos de cubiertas, mástiles de antenas, puentes atirantados, galerías de protección contra aludes sujetas a la roca con anclajes.

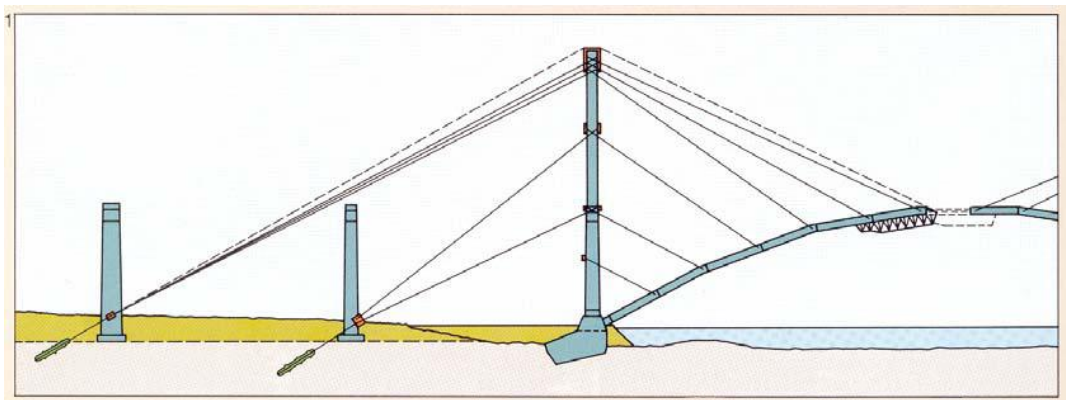


Fig. 3.6 Tirantes de un puente anclados al terreno.

Los anclajes evitan el vuelco y regulan la presión del terreno, tal como se aprecia en la figura anterior. Los momentos resultantes de las fuerzas de frenado, producidas por cargas excéntricas pueden ser transmitidas al suelo por medio de los anclajes, como por ejemplo, en el caso de los pilares para puentes, torres de conducción de alta tensión, chimeneas, mástiles o faros, etc. En el siguiente cuadro se resumen las diversas aplicaciones de los anclajes con cables y bulones.

APLICACIONES DE LOS ANCLAJES	
ANCLAJES CON BULONES	ANCLAJES CON CABLES
Refuerzo de suelos.	Transferencia de fuerzas de tracción exteriores
Construcción de túneles y galerías.	Anclado de estructuras de contención de excavaciones.
Estabilizar zanjas.	Prevención del levantamiento de losas de fondo.
Sujetar tablestacas.	Fijación de estructuras.
Estabilizar taludes.	Refuerzo antisísmico de puentes.
Minería.	Estabilizar taludes.
Fijación de estructuras.	Construcción de túneles, galerías y minería.
Estabilizar paredes de obra.	Estabilización de presas.
Refuerzo antisísmico en edificios o estructuras.	Tirantes para grandes estructuras puentes, aeropuertos, etc.
Estabilización de presas.	Estabilizar paredes de obra.
Interacción entre elementos de hormigón.	Refuerzo de cimentaciones (Ej. Rehabilitación de edificios históricos).
Refuerzo de cimentaciones	Interacción entre elementos de hormigón.
	Refuerzo antisísmico en edificios o estructuras.

Fuente: Elaboración propia

3.4. Ventajas de los anclajes.

3.4.1. Ventajas de los anclajes bulones.

Las ventajas que presentan los anclajes con bulones son las siguientes:

- ❖ Fácil de instalar
- ❖ Fácil de montar.
- ❖ Permite conseguir anclajes con diámetros mínimos.
- ❖ Tesado y destensado sencillo a través de la cabeza roscada.
- ❖ Posibilidad de montar anclajes temporales.
- ❖ Posibilidad de montar anclajes desmontables.
- ❖ Alta adherencia entre la barra y el mortero de cemento.
- ❖ El sistema permite aplicar altas cargas con reducidos diámetros de perforación.
- ❖ El sistema de barra con rosca continua permite fijar la longitud de la barra en obra, facilitando el pedido y almacenar con menor demanda.
- ❖ Adaptación a planos de montaje oblicuos mediante utilización de placas de apoyo acuñadas.
- ❖ Calidad garantizada mediante el control propio y externo de la producción.

3.4.2. Ventajas de los anclajes con cables.

Las ventajas que presentan los anclajes con cables son las siguientes:

- ❖ Fácil de manejar y realizar anclajes de gran longitud (> 6 m).
- ❖ Suministro de cordón en bobinas sin carrete, economizadores de espacio.
- ❖ Exigen poco espacio durante el transporte, el almacenamiento y la instalación.

- ❖ La longitud del anclaje es flexible pudiendo acortarse a medida.
- ❖ Se puede suministrar doble protección anticorrosiva.
- ❖ La protección anticorrosiva puede confirmarse permanentemente midiendo el aislamiento eléctrico.
- ❖ No es necesaria la determinación previa de la longitud exacta del cordón.
- ❖ Bajas pérdidas por rozamiento al ser reducidos los coeficientes de rozamiento.
- ❖ Tesado y destesado sencillo.
- ❖ Posibilidad de montar anclajes temporales.
- ❖ Posibilidad de montar anclajes desmontables.
- ❖ El sistema permite aplicar altas cargas con reducidos diámetros de perforación.
- ❖ Adaptación a planos de montaje oblicuos mediante utilización de placas de apoyo acunadas.
- ❖ Calidad garantizada mediante el control propio y externo de la producción.
- ❖ Montaje similar y sencillo para los diferentes tipos tanto de los anclajes como de los empalmes.
- ❖ Posibilidad de tesado por etapas, de clavado de cuñas y destesado total.

3.5. Características generales de los anclajes inyectados.

Todas las técnicas destinadas al refuerzo de los macizos rocosos inestables poseen una característica común que es la de minimizar la relajación del macizo rocoso que se observa como consecuencia de la excavación del mismo (Hoek, 1983). Tras la descompresión, se produce una holgura en las juntas que limitan los bloques que configuran el macizo rocoso y, a la vez, se produce una disminución en la resistencia al corte.

Los anclajes se emplean frecuentemente en taludes rocosos fracturados como medida muy efectiva para estabilizar masas o bloques deslizantes. Las cabezas de los anclajes se suelen unir en superficie con vigas de hormigón o armaduras, para estabilizar masas o bloques deslizantes. La fuerza de tesado varía evidentemente en función del tirante, de su longitud y del terreno en el que se ancla:

Estos tipos de anclajes son armaduras metálicas, inmersas al terreno perforado por taladros y cementadas mediante inyecciones de lechada de cemento o mortero.

El elemento estructural es sometido a tracción, generando un esfuerzo de anclaje el cual es soportado por la resistencia al corte lateral en la zona de inyección en contacto con el terreno.

A través de la inyección, se forma un miembro empotrado en el extremo profundo del tirante metálico colocado dentro del barreno; por lo tanto, las fuerzas que actúan sobre el anclaje inyectado no se transmiten al terreno en toda su longitud, sino solamente en el tramo de la zona inyectada.

Cabe destacar que adicionalmente a los anclajes inyectados se emplean también los pernos de anclaje puntuales, los cuales tienen un dispositivo para empotrar el sistema de anclaje en el fondo del barreno.

Igualmente, es práctica común emplear los pernos de anclaje repartidos (anclajes pasivos), en la cual el empotramiento a la roca se efectúa en toda la longitud del barreno con lechada de cemento o resina. También se cementan los pernos mediante el denominado tipo Perfo, el cual consiste en colocar el mortero en un cuerpo cilíndrico perforado (constituido por dos chapas) que se incorpora en el interior del barreno.

Posteriormente, se introduce el perno que comprime el mortero, el cual es obligado a salir por los agujeros de las chapas rellenando todo el volumen del barreno.

Por otra parte, en los tirantes de anclaje se utilizan como miembros de tracción barras de acero de alta resistencia. Las barras tienen generalmente un fileteado exterior que

aumenta la adherencia en la zona de anclaje y permite por otra parte la unión por medio de manguitos especiales.

El bloqueo de la barra sobre la placa de apoyo se hace por medio de una tuerca. Los tirantes de este tipo corresponden a capacidades portantes relativamente bajas del orden de los 500,00 kN y aun menores.

Con mayor frecuencia se utilizan los tirantes constituidos por un cierto número de hilos o de cables unidos formando un haz. El anclaje se hace generalmente mediante enclavamientos cónicos, como se podrá observar más adelante.

Para los tirantes anclados en roca, se pueden alcanzar perfectamente unidades que sobrepasan los 3.000,00 kN. Para tirantes anclados en terrenos aluviones las tensiones son más bajas y actualmente se limitan a 1.000,00 ó 1.500,00 kN.

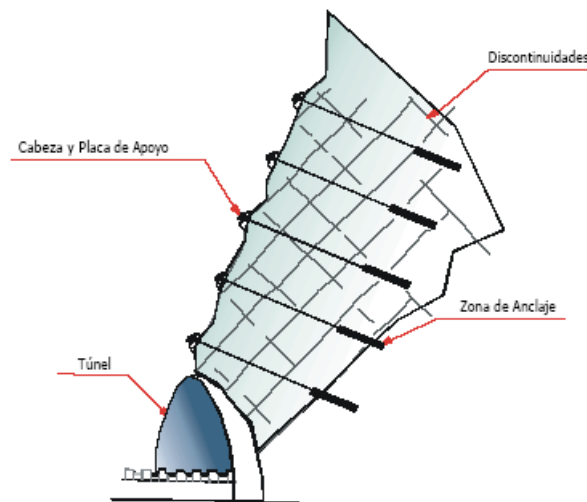


Fig. 3.7 Roca fracturada en el portal de un túnel y estabilizada mediante la técnica de tirantes anclados.

Los tirantes se componen de tres partes:

- a) La zona de anclaje propiamente dicha.

b) Una zona libre en la que el tirante puede alargarse bajo el efecto de la tracción. En esta zona el tirante se encuentra generalmente encerrado en una vaina que impide el contacto con el terreno.

c) La cabeza de anclaje que transmite el esfuerzo a la estructura o pantalla.

La zona de anclaje es la parte solidaria al terreno y es la encargada de transferir los esfuerzos al mismo.

La zona libre es la parte en la cual la armadura metálica se encuentra separada o independizada del terreno que la rodea, lo que permite deformarse con plena libertad al ponerse en tensión.

Por último, la cabeza corresponde a la zona de unión de la armadura a la placa de apoyo. El anclaje de los tirantes se coloca mediante inyecciones de mortero o de lechada de cemento. El tirante tiene uno o dos tubos que sirven para la inyección y para la salida del aire.

Este último sirve para indicar que el barreno ha sido totalmente inyectado y por ende la zona de anclaje.

Para repartir el esfuerzo ejercido por el tirante sobre la estructura a estabilizar se utiliza una placa de hormigón armado o metálica.

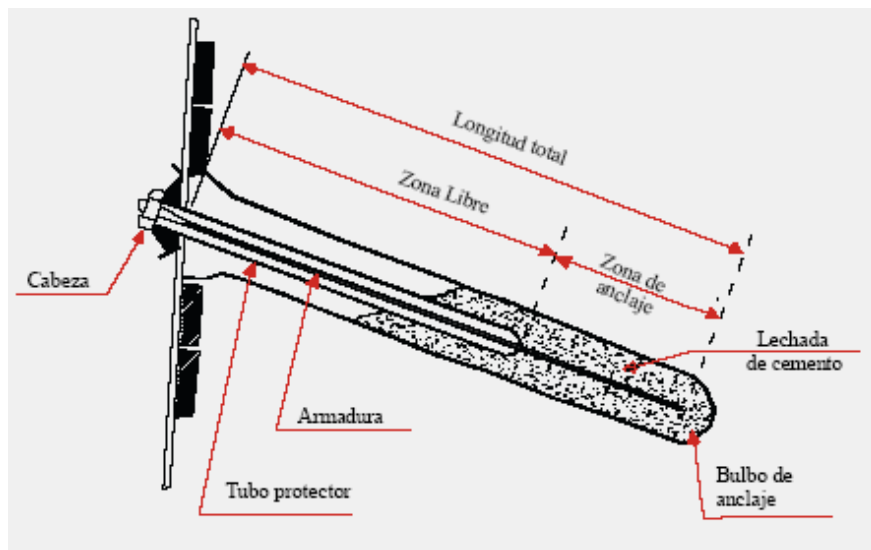


Fig. 3.8 Detalle de un tirante anclado.

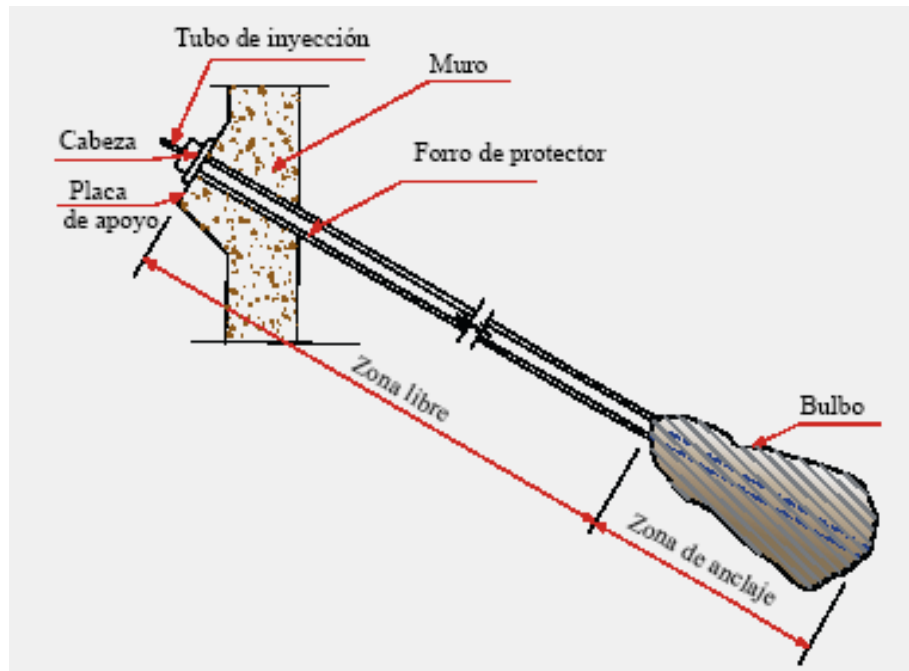


Fig. 3.9 Sección típica de un tirante anclado.

En relación a las características de los anclajes, se menciona lo siguiente:

La longitud de los anclajes suele oscilar entre 10 y 80 m y el diámetro de perforación entre 75 y 150 mm.

La carga admisible de una armadura es igual al producto de la sección de acero por su límite elástico, multiplicado por un coeficiente de seguridad (0,6 para anclajes permanentes y 0,75 para anclajes provisionales). Por lo tanto, al utilizar anclajes permanentes la carga o tracción máxima admisible (service load o designa load) corresponde a $T_a \leq 0,6 T_g$, siendo T_g la carga que representa el límite elástico considerando el 0,1% de la deformación en el diagrama $\sigma - \epsilon$, para barras o cables de alta resistencia, y 0,2 % para aceros normales.

En una forma aproximada $T_g \approx 0,85 F_{pu}$, es decir, un 85% de la carga de rotura (ultimate tensile load), lo que conlleva a obtener finalmente que $T_a \approx 1/2 F_{pu}$. La Tabla 3.1 muestra, según Pfister, las características mecánicas de las barras, cordones y alambres utilizados como elementos de soporte, las cuales son de gran utilidad para determinar la carga de diseño, así como la separación entre anclajes.

**TABLA 3.1 CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE BARRAS,
CORDONES Y ALAMBRES SEGÚN PFISTER.**

	TIPO	ÁREA (mm ²)	Es (tf)	T _g (tf)	F _{pu} (tf)	Tipo de acero St (Normas francesas) (kgf/mm ²)	T _a (tf) Para anclajes perma- nentes
Barras	φ26DY ^b	551,00	41,00	47,00	58,00	85,00-105,00	28,00
	φ32DY	804,00	60,00	68,00	84,00	(Esfuerzo de tracción al 0,1% de deformación – resistencia última)	41,00
	φ36DY	1.018,00	76,00	87,00	107,00		52,00
Cordones (torones)	1T13 ^c	93,00	12,00	15,00	17,00	163,00-185,00	9,00
	2T13	186,00	24,00	30,00	34,00		18,00
	4T13	372,00	48,00	60,00	68,00		36,00
	6T13	558,00	72,00	90,00	102,00		54,00
	7T13	651,00	84,00	105,00	119,00		63,00
	8T13	744,00	96,00	120,00	136,00		72,00
	9T13	837,00	108,00	135,00	153,00		81,00
	10T13	930,00	120,00	150,00	170,00		90,00
	11T13	1.023,00	132,00	165,00	187,00		99,00
	12T13	1.116,00	144,00	180,00	204,00		108,00
	1T15	139,00	18,00	22,00	24,00	153,00-175,00	13,00
	6T15	834,00	108,00	132,00	148,00		79,00
	7T15	973,00	126,00	154,00	173,00		92,00
	8T15	1.112,00	144,00	176,00	198,00		105,00
	9T15	1.251,00	162,00	198,00	222,00		118,00
	10T15	1.390,00	180,00	220,00	247,00		132,00
	11T15	1.529,00	198,00	242,00	272,00		145,00
	12T15	1.668,00	216,00	264,00	296,00		158,00
	13T15	1.807,00	234,00	286,00	321,00		171,00
	14T15	1.946,00	252,00	308,00	346,00		184,00
15T15	2.085,00	270,00	330,00	371,00	198,00		
16T15	2.224,00	288,00	352,00	395,00	211,00		
17T15	2.363,00	306,00	374,00	420,00	224,00		
18T15	2.502,00	324,00	396,00	445,00	237,00		
9T18	2.007,00	266,00	297,00	349,00	178,00		
12T18	2.676,00	354,00	396,00	465,00	237,00		
Alambres	6W8 ^d	301,00	30,00	39,60	44,40	148,00-194,00	23,00
	8W8	401,00	40,00	52,80	59,20	131,00-148,00	31,00
	10W8	502,00	50,00	66,00	74,00		40,00
	12W8	604,00	60,00	79,20	88,80		47,00

Fuente: Ucar Navarro Roberto: Manual de anclajes en Ing. Civil.

b = Barras Dywidag.

c = Torones: 8T13 = 8 torones φ 13 mm.

d = Alambres.

T_g = Límite elástico correspondiente al 0,1% de la deformación en el diagrama σ-ε

T_g ≈ 0,85*F_{pu}.

E_s = Límite elástico de proporcionalidad.

T_a = Tracción admisible.

Durante la fase del tensado, es importante llevar a cabo la tracción de prueba T_p , la cual está limitada por la tracción admisible y por la tracción correspondiente al límite elástico.

$T_p = 1,20 T_a$ (anclajes provisionales)

$T_p = 1,30 T_a$ (anclajes permanentes), siempre que $T_p \leq 0,90 T_g$.

La tracción de prueba se mantiene durante cierta cantidad de tiempo y al fijar la armadura a la estructura, se produce un desplazamiento de la misma y la correspondiente pérdida de tensión, además de las producidas por el sistema de anclaje a gato, penetración de cuñas, etc. (aproximadamente un 3% de la carga), hasta llegar a la tensión real al final del bloqueo T_b . debido a que la tracción en el tirante decrece con el tiempo por pérdidas por relajación del acero, y a deformaciones que sufre el terreno $T_b = (T_a + \text{pérdidas de tensión})$.

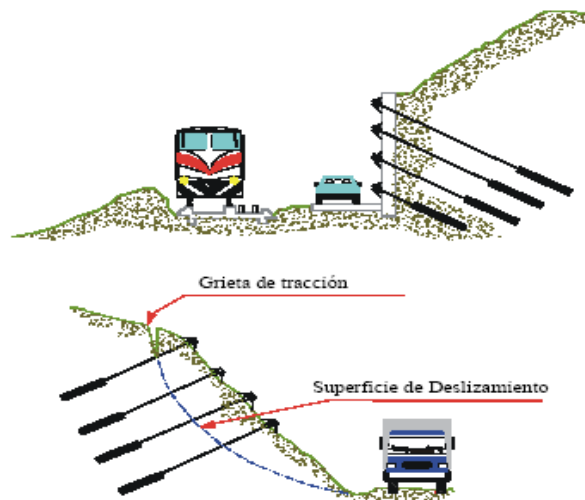


Fig. 3.10 Estabilización de talud rocoso utilizando la técnica de anclajes en las vías terrestres.

Los anclajes instalados en suelos de buena capacidad sólo han tenido pérdidas de alrededor del 2 al 3% de la carga máxima; lógicamente, es necesario agregar además las pérdidas accidentales y aquellas no proporcionales a la carga causadas por fenómenos más complejos inherentes al proceso de adherencia en la zona del anclaje.

Los materiales empleados como armadura o miembro de tracción son los siguientes:

- Alambres de acero de alta resistencia.
- Cordones o torones constituidos por alambres de alta resistencia.
- Barras de acero especial.

Los alambres utilizados generalmente tienen un diámetro entre 5 y 8 mm. El acero posee una resistencia a tracción de 1.600,00 a 1.900,00 N/mm² y un límite elástico convencional de 1.450,00 a 1.700,00 N/mm²; la armadura de los anclajes se conforma de una serie de alambres paralelos cuyo número suele oscilar entre 6 y 54.

Alambres con un diámetro algo inferior (entre 2 y 4 mm) sirven para la fabricación de cordones de alambres trenzados. Los más utilizados son los torones de 7 y de 19 hilos o alambres. Los cordones se emplean aisladamente o en grupos de hasta 39 cordones. Las barras de acero especial tienen generalmente diámetros comprendidos entre 16 y 40 mm, con resistencia a la tracción del orden de 600,00 a 1.050,00 N/mm² y límite elástico convencional entre 500,00 y 900,00 N/mm².

En todos los casos, los aceros empleados han de ser dúctiles, con alargamientos de rotura superiores al 4%. Las barras de acero utilizadas en los anclajes se denominan bulones o pernos de anclaje.

El anclaje mediante cordones o grupos de cordones (torones) se denomina anclaje por cables. Dicha armadura está formada por una serie de hilos paralelos comprendidos entre 6 y 54. La torsión en hélice de una o varias capas de hilos de acero, alrededor de un alma central rectilínea constituye el torón", con un mínimo de 7 hilos o alambres

(1 + 6), o de 19 hilos (1 + 6 + 12), el primero frecuentemente utilizado en la estabilización de taludes.

Por consideraciones operacionales los bulones no suelen usarse para anclajes de más de 12 m de longitud por lo que su uso está limitado a anclajes superficiales.

Se emplean generalmente en taludes y galerías en roca con objeto de minimizar los desprendimientos producidos por fracturas a lo largo de fisuras superficiales.

Los bulones se caracterizan por su aplicación como anclajes de baja capacidad, tanto activos como pasivos. La carga admisible, suele fluctuar entre 60,00 y 100 kN por bulón. Por lo general las longitudes varían entre 3 a 6 metros.

Los anclajes por cable suelen tener una longitud mucho mayor, en ocasiones superior a los 80 m y una capacidad de carga también superior, generalmente entre 200,00 y 2.000,00 kN por anclaje, sobrepasándose, en algunos casos, las 4.000,00 kN por anclaje. A diferencia de los bulones, es poco frecuente como anclaje pasivo. Los anclajes por cable se emplean para estabilizar grandes masas deslizantes con superficies de rotura profundas.

3.6. Anclajes comercializados más usados.

3.6.1. Anclajes a Base de resina.- Este sistema consiste en introducir unos cartuchos de plástico de unos 25 mm de diámetro y 200 mm de longitud que contienen resina líquida y un catalizador que solidifica la mezcla cuando se pone en contacto con la resina. Los tiempos de fraguado están comprendidos entre 1 y 5 min hasta unos 90 min., dependiendo de los reactivos empleados. El tiempo de fraguado depende también de la temperatura. Así, para una resina de fraguado rápido, éste se consigue en unos 4 min. a una temperatura de -5 °C, mientras que para una temperatura de 35 °C, el fraguado se produce en unos 25 °C.



Cartuchos de Resina

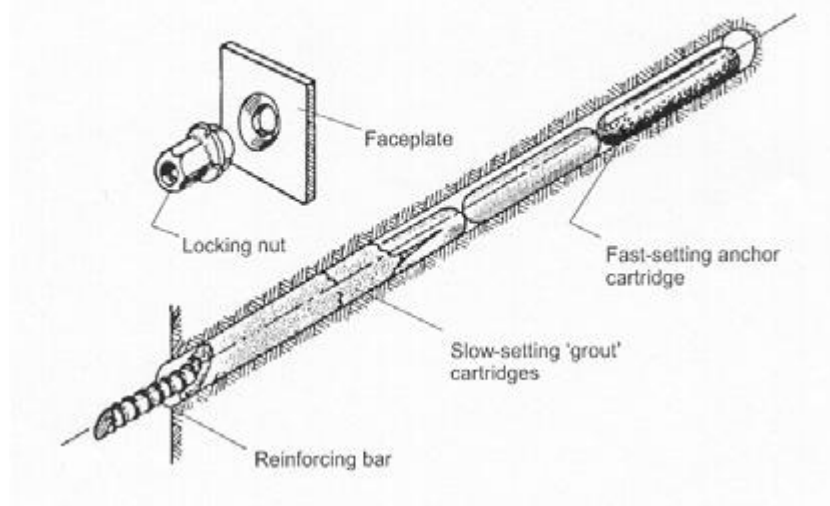


Fig. 3.11 Anclajes a base de resina.

El método de instalación consiste en esencia en introducir en el barreno un número suficiente de cartuchos de resina para rellenar el espacio anular alrededor de la barra del anclaje. Seguidamente se introduce el bulón en el taladro mediante un movimiento de rotación y avance. Otro aspecto importante es el asegurar el movimiento de rotación para mezclar la resina y el catalizador. Durante este

movimiento, la barra rompe los cartuchos de resina formando un sólido rígido que ancla el bulón en el taladro. La velocidad angular necesaria es de unas 60r/min. Al llegar al final del taladro, el bulón se sigue haciendo girar para asegurar la buena mezcla del catalizador y la resina, hasta que el mortero salga por la boca del taladro.

Probablemente el aspecto más crítico para conseguir un buen anclaje con cartuchos de resina está constituido por la diferencia entre los diámetros del perno y los del taladro en el que se va a colocar. Dicha tolerancia debe ser inferior a 10 mm, de lo contrario, muy probablemente, la calidad del anclaje no será buena ya que se dificultará notablemente la mezcla de la resina con el catalizador.

La longitud máxima del bulón es de unos 12 m porque la mayoría de las perforadoras no pueden hacer rotar barras más largas con una velocidad suficiente como para conseguir mezclar la resina. Es posible instalar un bulón tensado mediante resina empleando una resina de fraguado rápido, de unos 2 min., para el anclaje y otra resina de fraguado más lento, de unos 30 min., para el resto de la barra.

Las ventajas principales del anclaje a base de resina son la simplicidad y la velocidad de instalación. Los inconvenientes de éste son la longitud límite de los bulones y su capacidad máxima de tracción (400 KN). Además, la resina no es tan efectiva como la lechada de cemento en la protección del acero contra la corrosión. Al contrario que la lechada de cemento, la resina no proporciona una capa protectora de alto pH contra la corrosión, y no puede comprobarse que los cartuchos de resina envuelven completamente la barra de acero.

3.6.2. Anclajes a base de cemento.- Es el método más usual de anclaje para un largo período de vida porque los materiales son baratos y la instalación es muy sencilla. Puede emplearse para una gran variedad de suelos y rocas, además de proveer una protección adecuada contra la corrosión. La mezcla de cemento está compuesta normalmente por cemento estable y agua con una relación agua-cemento

comprendida entre 0,4 y 0,45. Esta relación produce un mortero que puede ser bombeado en pequeños diámetros y obtener a la vez una alta resistencia.

El anclaje mediante mortero de cemento es más seguro que el que se consigue con cartuchos de resina, ya que una vez sumergidos los cartuchos de cemento en agua, el proceso de hidratación no depende del método operativo.

Los bulones anclados a base de resina o de cemento son prácticamente equivalente en casi todos los casos, salvo en el caso de terrenos poco resistentes en los que lograr un buen anclaje con resina suele ser difícil.

Los bulones tensados con mortero de cemento incluyen una longitud de bulón libre de tensiones y una longitud de adherencia, esta última debajo de la superficie potencial de rotura.



Fig. 3.12 Inyección de cemento en un anclaje de fundación.

3.6.3. Anclajes mecánicos o de fricción.- El procedimiento de instalación consiste primeramente en perforar el taladro con el diámetro necesario para que, cuando la barra sea instalada, la pieza cónica roscada a barra se mantenga continuamente en contacto con las paredes del barreno. Cuando la barra se hace girar sobre su propio eje, el cono se mueve a lo largo de la misma y expande las cuñas de presión contra las paredes del taladro con el fin de lograr el anclaje. Se suele aplicar a rocas medias, ya que en las rocas muy resistentes la cabeza no puede anclar convenientemente y en las que son muy blandas se introduce en ellas, sin conseguir el efecto deseado.



Fig. 3.13 Detalle del extremo mecánico que actúa como una cuña en el terreno.

Las ventajas fundamentales de los anclajes mecánicos son su rápida instalación y que el tensado puede ser llevado a cabo tan pronto como el anclaje se ha colocado. La inyección de cemento se realiza a través de un tubo unido a la barra o bien a través del mismo anclaje. Los principales inconvenientes de los anclajes mecánicos son que sólo pueden usarse en rocas medias a duras en las cuales el anclaje se agarra y que la carga máxima de tracción es de unos 200 kN. Además, los anclajes mecánicos destinados a instalaciones permanentes, deben inyectarse completamente con mortero de cemento ya que la cuña, con el paso del tiempo, se deslizará y se corroerá, dando lugar a una pérdida del sostenimiento.

3.6.4. Anclajes de Cables.- Uno de los principales problemas de los anclajes anteriores es que no se pueden emplear cuando sea necesario realizar un anclaje profundo. Para solucionar este problema están los anclajes de cables de acero. En los taludes o laderas de los macizos rocosos, estos anclajes permiten incrementar el ángulo del talud manteniendo su estabilidad y reduciendo los costes de desmonte. En función de las características estructurales de la roca, los cables se instalan en dirección perpendicular a la cara del talud.

Para el control de la estabilidad de los taludes se utilizan cables que se tensan una vez que han sido anclados; después se cementan en toda su longitud, consiguiéndose así un mayor confinamiento y protección a la corrosión.

Se utilizan dos tipos de anclajes de cables en taludes, según sea la resistencia de la roca y el diámetro de perforación. El primero de ellos es el *anclaje con cable destrenzado* en el extremo que va en el interior del taladro. De esta forma se consigue una mayor adherencia con el cemento. El segundo tipo consiste en un sistema de placas que se expanden mecánicamente, adhiriéndose a las paredes de la perforación. Éste se emplea en rocas de resistencia media-alta, pero que no se fragmenten con la presión que se genera en el extremo. Aunque normalmente el *cable liso* presenta buena capacidad de adherencia al cemento, ésta se puede incrementar si se adosan a lo largo de toda su longitud elementos de acero especialmente diseñados (anillos, centralizadores, etc.). Sin embargo, esto incrementa el diámetro de perforación necesario, el peso, la rigidez del cable y en consecuencia, los costes.

Si se utiliza *cable destrenzado*, la adherencia cable-cemento se duplica. Este tipo de cable presenta las mismas características que el cable liso, con la ventaja de que el diámetro de perforación no tienen por qué ser mayor.

Si se requiere mayor resistencia a tracción, se pueden utilizar *cables dobles*, tanto lisos como destrenzados.



Fig. 3.14 Vista de cabezas de anclajes de cables.

3.7. Tipos de clasificación de los anclajes.

Existe una gran variedad de anclajes las cuales se diferencian generalmente en:

- ❖ La forma de construir la zona de anclaje.
- ❖ El tipo de armadura de que se componen.
- ❖ Disposición de la cabeza y en el sistema de protección contra la corrosión.
- ❖ En la finalidad a la que van destinados (cosido de macizos rocosos figurados, sujeción de bloques individuales, evitar el deslizamiento de taludes en roca o en terrenos sueltos, sostenimiento de excavaciones, etc.).

Los anclajes se clasifican según su vida útil, nivel de carga inicial, en función del elemento constituyente, variación de carga durante su vida útil y según se efectúe o no la re-inyección.

A continuación se describe a detalle la clasificación de los anclajes:

3.7.1. Según su vida útil.

a) Anclaje Permanente: Se instalan con carácter de acción definitiva. Se dimensionan con mayores coeficientes de seguridad y han de estar proyectados y

ejecutados para hacer frente a los efectos de la corrosión. Dichos anclajes están diseñados para una vida de servicio superior a los 2 años.

Es importante disponer de la aplicación de un sistema anticorrosivo que garantice la protección del acero por varias décadas. El anticorrosivo debe ser resistente a los agentes químicos y elementos bacteriológicos, además de los ácidos orgánicos, así como resistente a los niveles de agresividad del suelo.

Adicionalmente la armadura metálica debe ser capaz de transmitir de forma duradera y continua los esfuerzos del anclaje sin sufrir deterioro alguno.

En definitiva, se requiere adoptar una filosofía de diseño orientada a poder asegurar una protección completa del tirante y de la lechada de cemento.

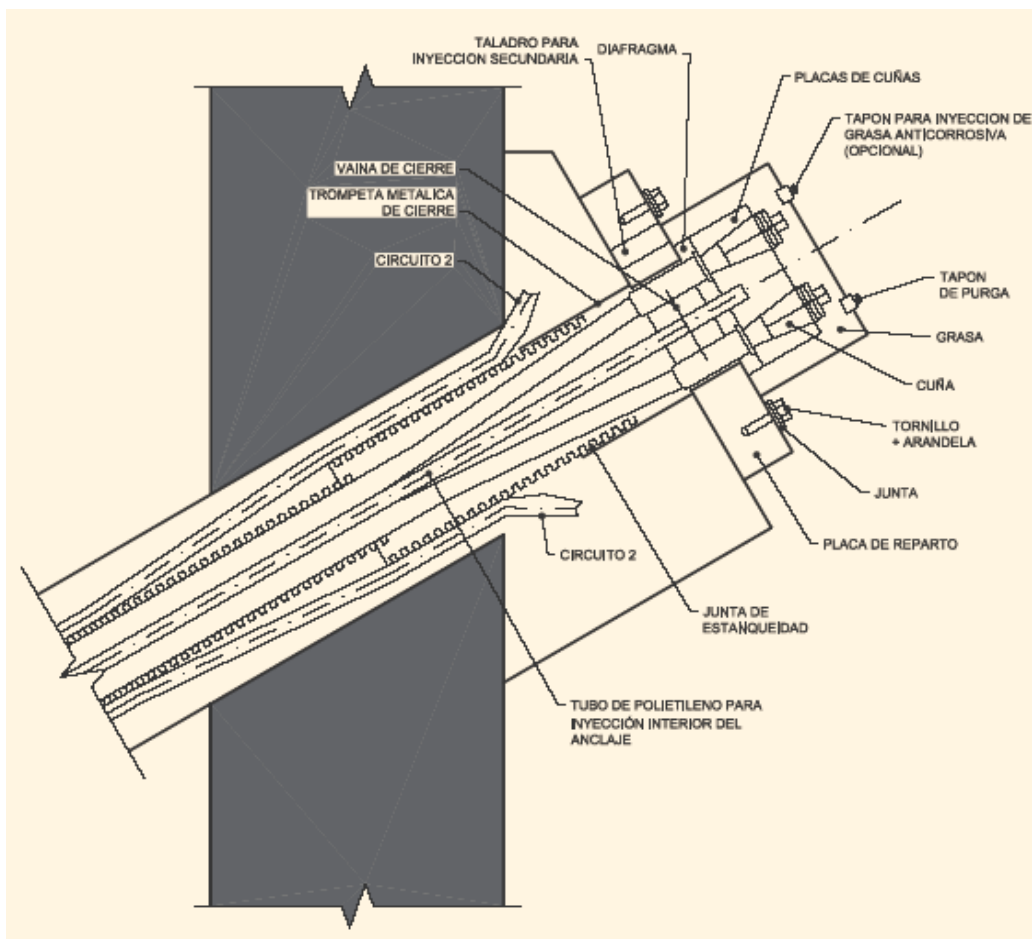


Fig. 3.15 Croquis de la cabeza de un anclaje permanente.

b) Anclaje provisional: Tienen carácter de medio auxiliar y proporcionan las condiciones de estabilidad a la estructura durante el tiempo necesario para disponer otros elementos resistentes que los sustituyan. Su vida útil debe actuar durante un periodo inferior a 2 años, o menor en el caso de ambientes y/o terrenos especialmente agresivos.

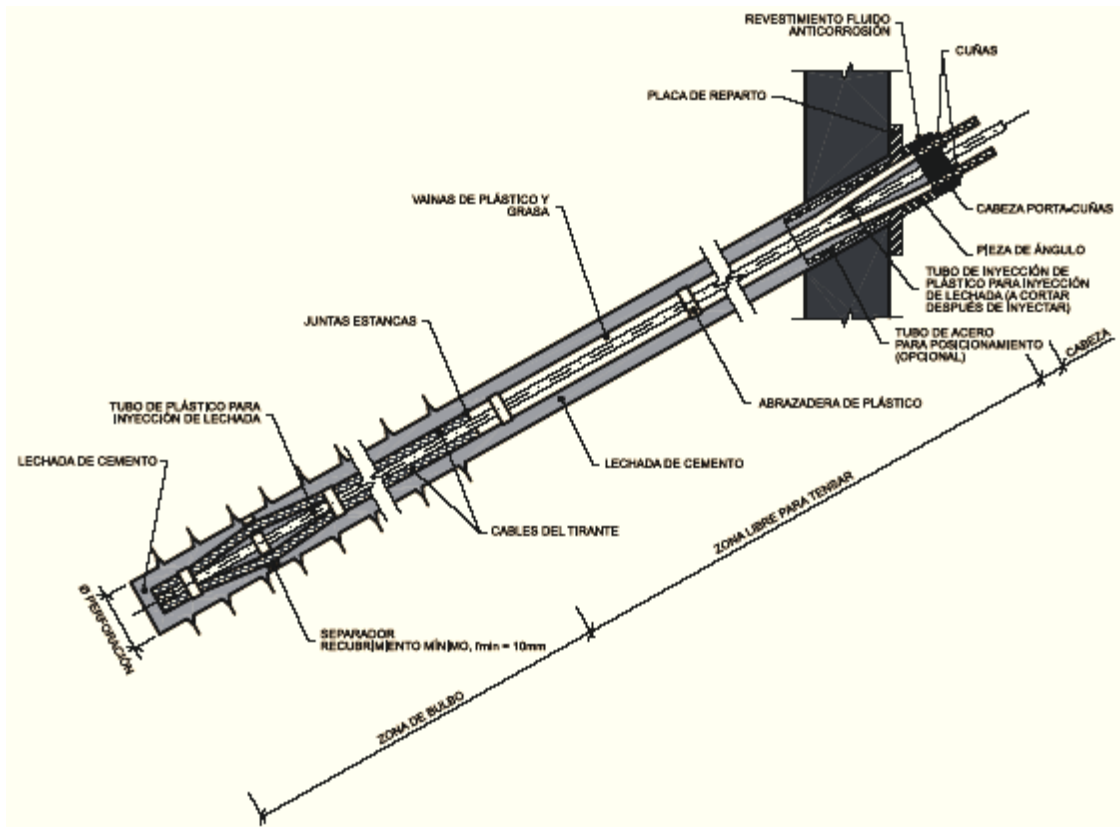


Fig. 3.16 Croquis de un anclaje provisional.

3.7.2. Según el nivel de carga inicial.

En función de su forma de trabajar se pueden clasificar en:

a) Anclajes pasivos: No se pretensa la armadura después de su instalación. El anclaje entra en tracción al empezar a producirse la deformación de la masa de suelo o roca, es decir, se les deja una carga inicial baja, comprendida entre el 10% y 25% de la máxima prevista en el proyecto, que adquieren normalmente por los movimientos de la estructura.

Los anclajes pasivos entran en acción, oponiéndose al desplazamiento, cuando la masa deslizante ha comenzado a moverse. De aquí se obtienen dos importantes ventajas de los anclajes activos sobre los pasivos. En los primeros se logra aprovechar la resistencia intacta del terreno, por cuanto, el movimiento de la masa produce una disminución de las propiedades resistentes. Por otro lado, dicho movimiento puede causar la rotura del revestimiento protector contra la corrosión, precisamente en el momento en el que la resistencia del anclaje es más necesaria.

Los anclajes pasivos entran en tracción al oponerse a la expansión o dilatación que se produce en las discontinuidades de la roca cuando comienza a producirse un deslizamiento a lo largo de las mismas.

El movimiento de la masa produce un incremento de volumen (dilatación) que está relacionado con la presencia de rugosidades en la misma.

Es decir, la efectividad de un anclaje pasivo está relacionada directamente con la magnitud de la dilatación, la cual depende del tamaño y la dureza de las rugosidades. Por consiguiente, en taludes en suelos o rocas blandas con juntas relativamente lisas los anclajes pasivos son menos efectivos.

b) Anclajes activos: Una vez instalados, se pretensa la armadura hasta alcanzar su carga admisible, comprimiendo el terreno comprendido entre la zona de anclaje y la placa de apoyo de la cabeza, es decir, se someten a una carga de tesado después de su ejecución, generalmente del mismo orden de magnitud que la máxima prevista en proyecto y nunca inferior al 50% de esta última.

Los anclajes activos ejercen una acción estabilizadora desde el mismo instante de su puesta en tensión incrementando la resistencia al corte de la masa de suelo o roca como consecuencia de las tensiones normales adicionales al esqueleto mineral.

c) Anclajes mixtos: La estructura metálica se pretensa con una carga menor a la admisible, quedando una fracción de su capacidad resistente en reserva para hacer frente a posibles movimientos aleatorios del terreno.

3.7.3. Según la variación de carga durante su vida útil.

De acuerdo a la facultad de efectuar operaciones que varíen la carga sobre los anclajes durante su vida útil, se clasifican en:

- a) **Anclajes retesables:** Permite operaciones que varíen su carga durante su vida útil.
- b) **Anclajes no retesables:** No permite variaciones de carga durante su vida útil.

3.7.4. Según se efectúe o no la re-inyección.

Finalmente, también se clasifican según se efectúe o no la re-inyección del bulbo, en:

- a) **Anclajes con inyección única global (IU):**

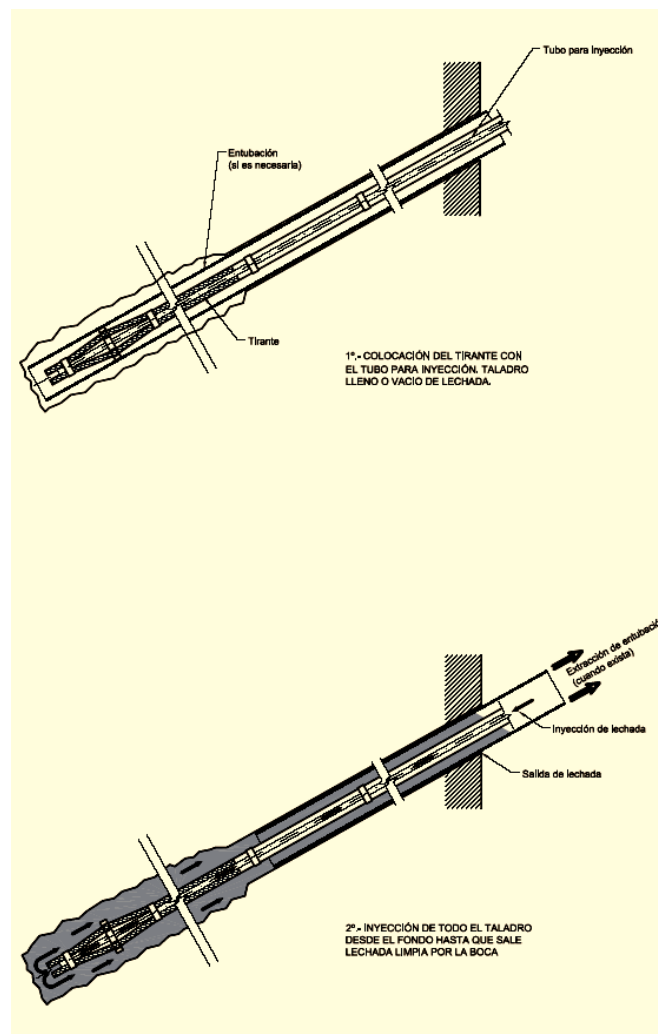


Fig. 3.17 Procedimiento de Inyección única global (Anclajes IU).

b) Anclajes con inyección repetitiva (IR):

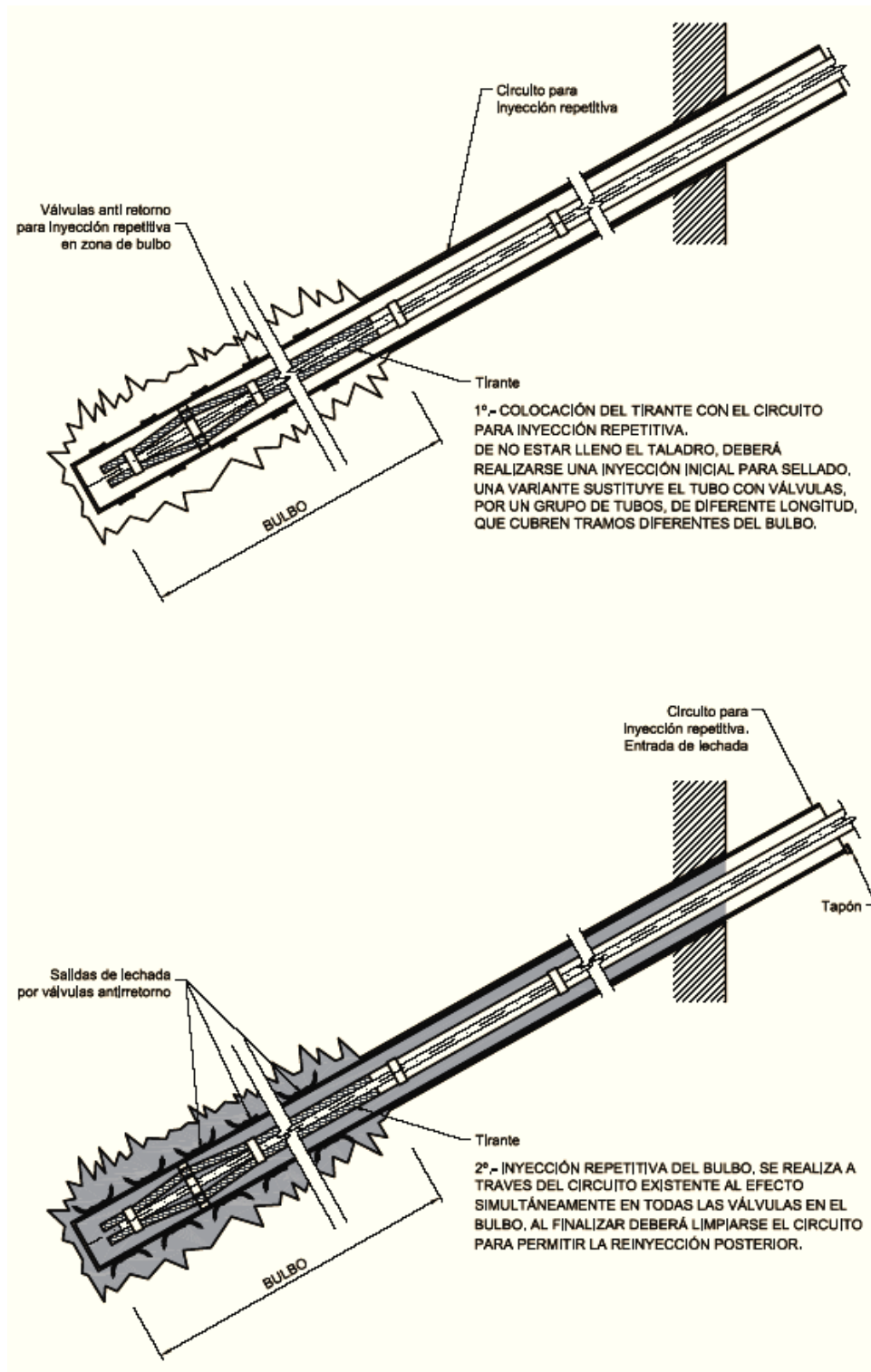


Fig. 3.18 Procedimiento de Inyección repetitiva (Anclajes IR).

c) Anclajes con inyección repetitiva y selectiva (IRS):

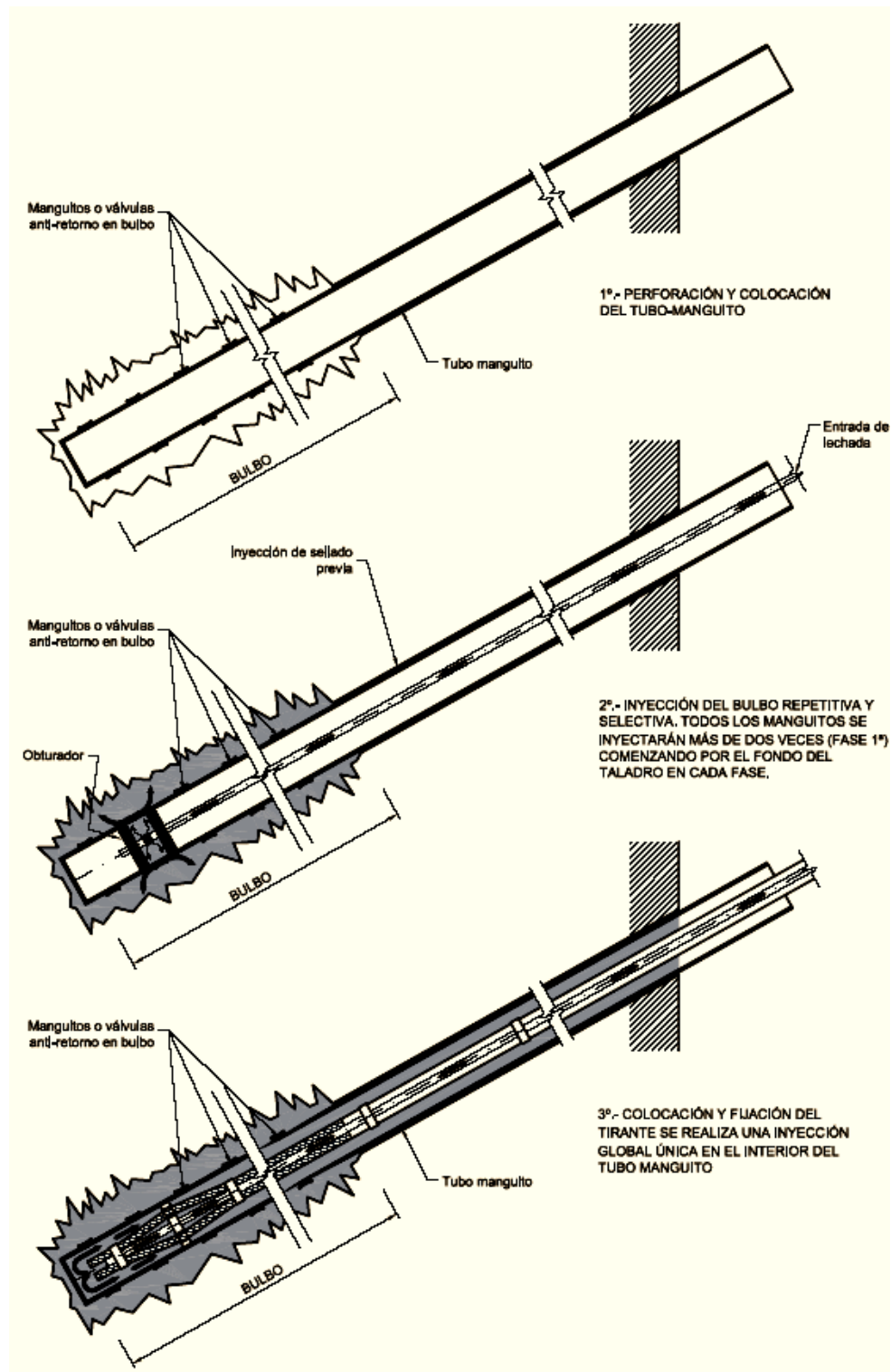


Fig. 3.19 Procedimiento de Inyección repetitiva y selectiva (Anclajes IRS)

3.7.5. Según los elementos constituyentes del anclaje.

a) Anclajes de cables: Son los anclajes que están constituidos por medio de cables.

Constan de varios cables, que a su vez se componen de 7 alambres individuales de 4 a 5 mm. de diámetro. Presentan, con respecto a los anclajes de barra, la ventaja de no tener limitación de longitud (se suelen comercializar arrollados en bobinas con longitudes de hasta 3.000 m). Son flexibles y aptos para aquellos casos en los que no se dispone de mucho espacio.



Fig. 3.20 Distintos modelos de anclajes de cable.

b) Anclajes de barra: Son los anclajes que están constituidos por medio de barras. Tienen diámetros comprendidos entre 16 y 50 mm, longitud variable entre 1 y 12 m y calidades del orden de 900/1030 ó 1080/1230 N/mm². Pueden unirse con manguitos y mecanismos que son fáciles de montar e instalar.

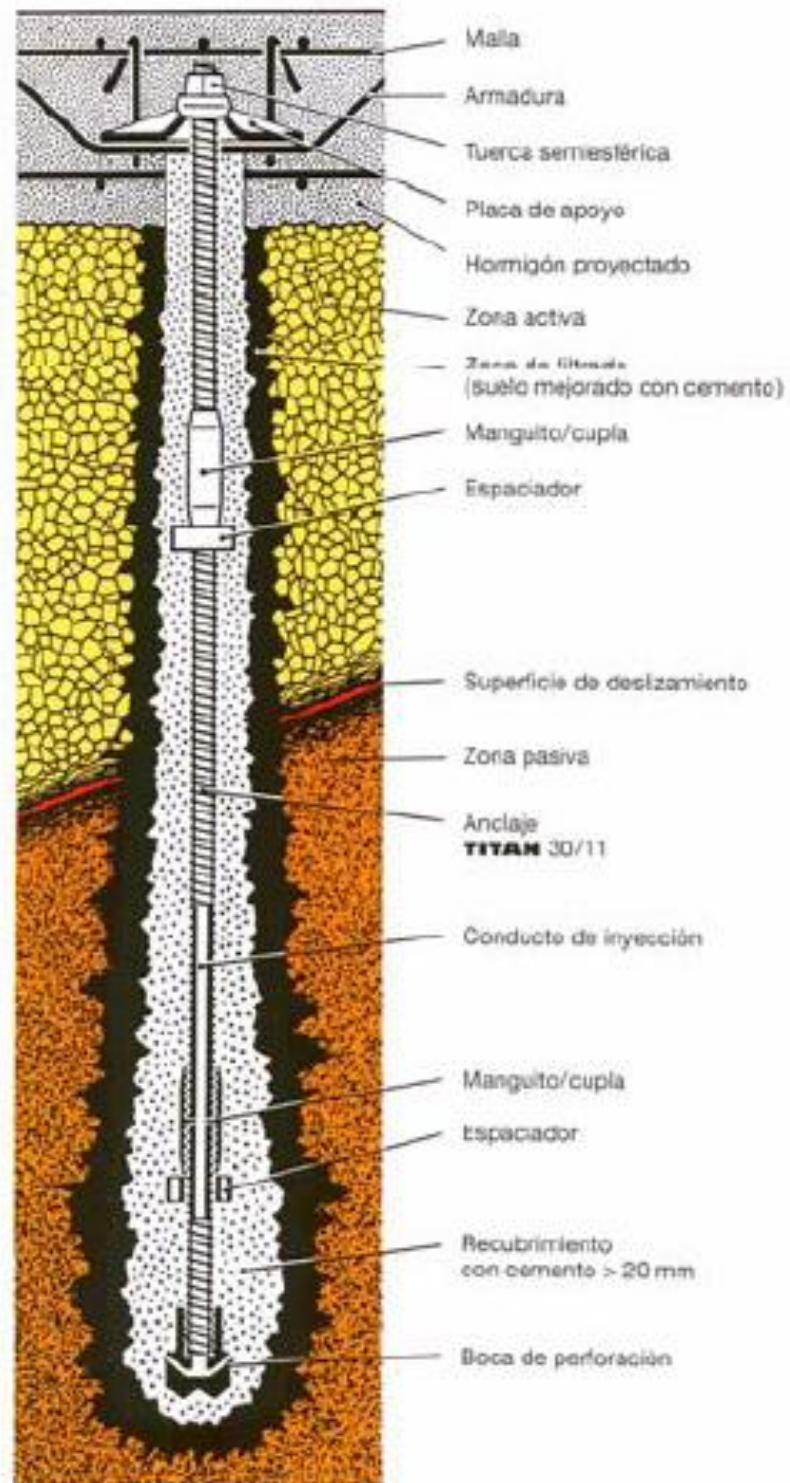


Fig. 3.21 Anclajes de barra

3.7.6. Según su mecanismo de sostenimiento.

a) Anclajes por adherencia.

En este tipo de anclajes, el espacio anular existente entre la barra del bulón y las paredes del taladro se rellena con un mortero fabricado con resina o cemento que, al fraguar, debe asegurar la adherencia suficiente para solidarizar la barra al terreno.

1. Anclajes a base de resina (barras).
2. Anclajes a base de cemento (barras o cables).

b) Anclajes por fricción.

Los anclajes por fricción o mecánicos tienen un comportamiento mejor que los anclajes con resina o cemento cuando se introducen en un macizo rocoso que vaya a sufrir una plastificación importante como consecuencia del reajuste tensional. Por último, también se deben considerar los anclajes de cables, que se utilizan cuando se necesita anclar grandes longitudes del talud y cuyo mecanismo de funcionamiento es por adherencia.

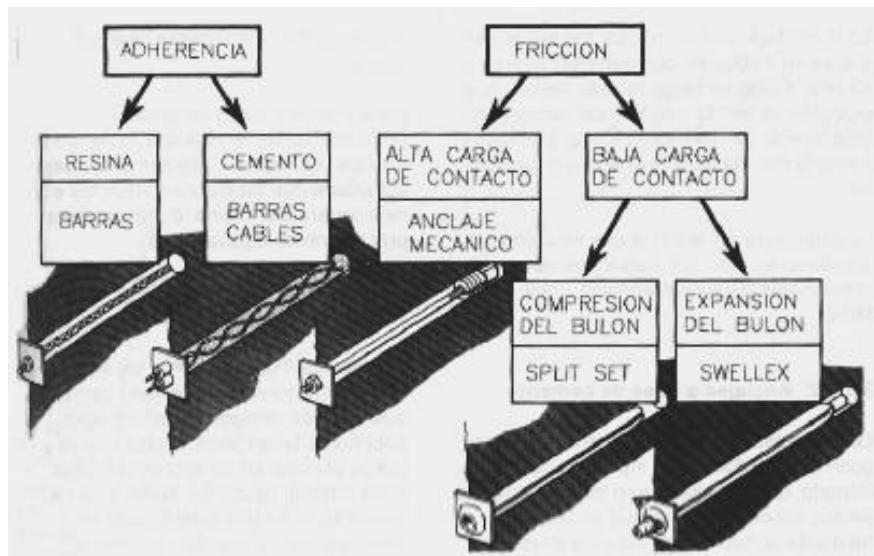


Fig. 3.22 Esquema de clasificación de los bulones.

- Recomendaciones de uso.

Las reinyecciones o inyecciones repetitivas en varias fases tienen por objeto aumentar la capacidad del anclaje en la zona de bulbo. Los parámetros de presión y caudal deben definirse en el Proyecto.

- Los anclajes del tipo IU suelen ser los más adecuados en rocas, terrenos cohesivos muy duros y suelos granulares.
- Los anclajes del tipo IR se emplean generalmente en rocas fisuradas blandas y en aluviales granulares gruesos e incluso finos.
- Los del tipo IRS se recomiendan en suelos con predominio de finos y de consistencia media-baja.
- Los anclajes de cable son preferibles frente a los de barra en terrenos que puedan sufrir movimientos, para evitar una rigidez excesiva en la cabeza que pueda llegar a su rotura, y cuando hay que absorber acciones que requieran gran capacidad.
- En los anclajes por encima de la horizontal, en que pueden existir problemas de estabilidad del taladro o de obturación durante la inyección, es conveniente inyectar a presión en varias fases (tipos IR o IRS).

3.8. Elementos que forman el anclaje.

3.8.1. Zona de bulbo o anclaje.

En la zona de anclaje se distingue el llamado *bulbo de anclaje*, que en realidad es material (cemento o resina) que envuelve la barra y que la solidariza con el terreno que la rodea. La resistencia de la zona de anclaje viene dada por dos factores:

- Adherencia lechada-acero.
- Adherencia bulbo de anclaje-terreno.



Fig. 3.23 Adherencia lechada de cemento-acero.

Según Jiménez Salas (1980), si el anclaje se realiza en rocas sanas, la sección, transversal del bulbo es aproximadamente igual a la de perforación. En estos casos, la resistencia se asimila a la adherencia lechada-roca. Si el terreno rocoso presenta muchas discontinuidades, se obtienen secciones mayores e irregulares (ya sea porque el terreno es permeable a la lechada, porque se compacte o bien porque el terreno rompa debido a la presión de inyección).

Una forma de eliminar el sistema de inyección del mortero o lechada de cemento, es aplicando el método perfo, sin lugar a dudas más versátil pero también más costoso.

Para colocar el mortero se utilizan dos semicilindros de chapa perforada, que una vez rellenos de mortero se introducen en el barreno; posteriormente se inserta la barra de acero, desplazando lateralmente el mortero, el cual penetra en el espacio anular, adaptándose perfectamente a todas las irregularidades, garantizando al mismo tiempo una buena adherencia de los barrenos. Los anclajes tipo perfo se construyen en longitudes hasta de 12 metros y para capacidades de carga entre 120,00 y 200,00 kN.

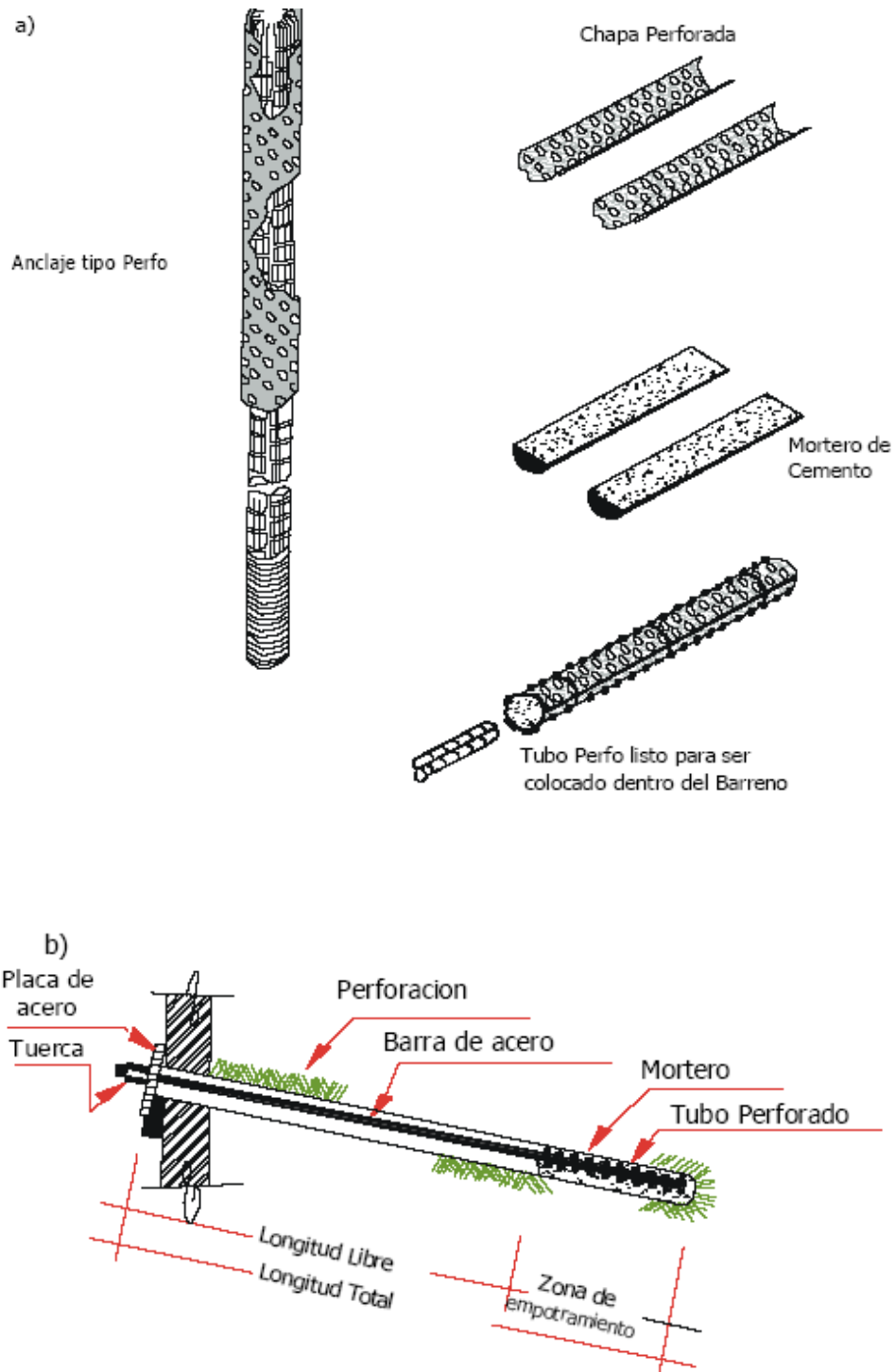


Fig. 3.24 b) Anclaje tipo Perfo con longitud libre que permite ser tensado.

Los pernos de anclajes repartidos (totalmente inyectados) han sido utilizados con extraordinarios resultados a través de diferentes aplicaciones en el campo de la ingeniería civil y la minería, así como en las diversas condiciones que pueda presentar la roca.

Desde luego, si únicamente en la parte extrema del barreno se coloca el mortero con el tubo perforado, quedará una longitud libre, lo que permite en este caso tensar el tirante (ver figura 3.24b la de arriba). Como se ha indicado previamente, la zona de anclaje se efectúa mediante inyecciones de lechada, generalmente a base de cemento con relaciones cemento-agua entre 1,5 y 2. También se emplean, en algunos casos, inyecciones de mortero de cemento.

La inyección se lleva a cabo a través de tuberías de PVC y es frecuente inyectar a presión, alcanzándose valores de hasta 3,00 MPa. En este caso es necesario separar la zona de anclaje de la zona libre y evitar que ésta se cimente con la lechada.

Se llama bulbo de anclaje al material (cemento, mortero o resina) que recubre la armadura y que la solidariza con el terreno que la rodea.

Es importante lograr una buena materialización del bulbo de anclaje, operación más delicada cuando se trata de terrenos sueltos y fracturados.

En la zona de anclaje el mortero o lechada de cemento es de gran utilidad para preservar la armadura metálica frente a la acción corrosiva, protegiéndola mediante una película pasiva formada por hidróxidos ferrosos [Fe (OH)], que se caracteriza por ser altamente insoluble en soluciones con un PH alcalino, siendo además la responsable de garantizar la seguridad en ambientes agresivos cuando el acero está embebido en estructuras de concreto.

Como se sabe, el cemento hidratado tiene un PH mayor de 12,40, proporcionando un medio ideal alcalino para mantener la mencionada película. (El acero se encuentra bien protegido en un medio de PH 10-12).

La resistencia de la zona de anclaje viene determinada, en primer lugar, por la adherencia entre lechada y acero, y en segundo lugar, por la adherencia entre el bulbo

de anclaje y el terreno que lo rodea que es generalmente lo que determina la resistencia.

Es difícil determinar "a priori" la resistencia de la zona de anclaje, especialmente en anclajes inyectados, dado que no es fácil definir la presión residual de inyección y la forma real del bulbo. En la Tabla anexa recomendada por Muzás Labad se recogen con carácter orientativo algunos valores de la resistencia media al deslizamiento de bulbos inyectados, en distintos tipos de terreno.



Fig. 3.25 Bulbo que se forma en el extremo de anclaje de barra.

Las inyecciones de lechada son efectuadas a base de cemento con relaciones cemento/agua comprendidas entre 1,5 y 2. En estos casos, es muy importante establecer claramente la independencia de la zona libre para que esta no se cimente con la lechada (o con el mortero de cemento, si es ésta la inyección que se emplea). El empleo de lechadas o morteros de cemento puede presentar problemas si el anclaje va a estar sometido a temperaturas muy bajas.

La magnitud de las fuerzas de anclaje depende, entre otros factores, de las posibilidades de asegurar la transmisión de la tensión al terreno y de la distribución económica de las fuerzas de anclaje en la estructura soporte. Los anclajes inyectados con mortero de cemento pueden transmitir fuerzas muy elevadas al macizo rocoso.

Sin embargo, para la transmisión de estas fuerzas es necesario que la roca en la que se practican los anclajes no tengan fisuras que puedan dar lugar al desplazamiento bajo carga. Por lo tanto, antes de instalar el anclaje y tras la perforación del taladro, se deben preinyectar las grietas. Como aglomerante se suele utilizar *cemento Pórtland* con una resistencia mínima de 34,5 Mpa. La relación agua-cemento para la inyección primaria debe estar comprendida entre 0,36 y 0,44.

En el caso de anclajes en roca, suele ser más adecuado el empleo de resinas en lugar de lechadas de cemento para la formación de la zona de anclaje, puesto que la adherencia resina-roca es de 2 a 3 veces superior a la que se consigue con la lechada de cemento utilizándola en un medio seco.

3.8.2. Zona libre.

Cuando el terreno de la perforación puede separarse, queda independizado del mismo mediante camisas de PVC o metálicas. En cualquier caso, debe protegerse de la corrosión mediante rellenos de productos protectores. Por razones constructivas, la zona libre debe tener una longitud mínima de 6m, con objeto de controlar adecuadamente la puesta en tensión y minorar la influencia de los movimientos de la cabeza.

La longitud libre de anclaje depende de varios factores:

- La posición del terreno al que se transmite la tensión.
- La posición de la zona considerada como segura.
- La densidad del terreno afectado por el anclaje.
- La resistencia de la roca en la que se realiza el anclaje.

Esta zona debe tener una longitud mínima de 5 m para controlar adecuadamente la tensión y minimizar la influencia de los movimientos de la cabeza del anclaje.

Esta zona debe protegerse contra la corrosión con productos tales como el mortero o lechada de cemento (en cuyo caso, la inyección debe hacerse después de la tensión de la barra).

3.8.3. Cabeza y placa de apoyo.

La placa de apoyo suele situarse, a su vez, sobre un bloque de hormigón armado que transmite los esfuerzos a la superficie del terreno.

La puesta en tensión de los cables se efectúa normalmente mediante gatos o, si la cabeza dispone de rosca (barra), mediante llave dinamométrica.

En el caso de emplearse llave dinamométrica como en el anterior caso es posible conocer aproximadamente la tensión transmitida al anclaje. El sistema de abroche de la armadura a la placa de apoyo puede estar constituido por tuercas en el caso de barras roscadas o bien remachados o conos macho-hembra para alambres y cordones.

El abroche puede ser común al conjunto de la armadura o independiente para uno o varios elementos.



Fig. 3.26 Bases de apoyo de los anclajes: discos y placas.

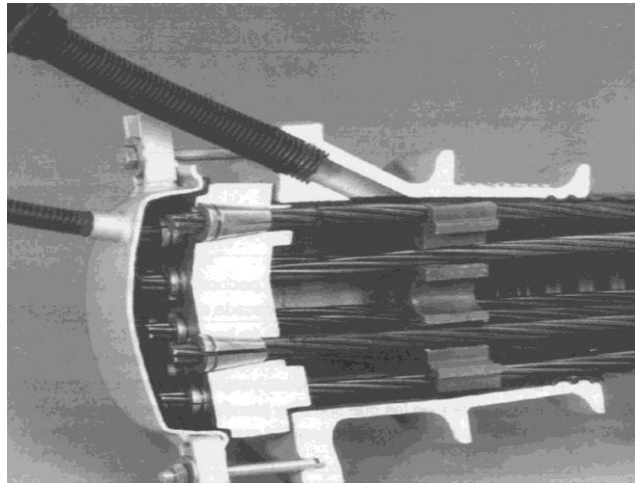


Fig. 3.27 Cabeza de anclajes de cables.



Fig. 3.28 Bases Cabeza para anclaje de cables.

Los cables están formados por cables o torones. Por regla general los cordones tienen un diámetro nominal de 0,6" (15,3 mm). Los cordones se fabrican en base de 7 alambres individuales, lisos, conformados en frío, de los cuales 6 son enrollados helicoidalmente sobre el alambre principal central. También es posible emplear cordones de diámetros nominales de 0,52" y 0,5".

3.9. Materiales constituyentes de los anclajes.

Todos los materiales que forman los anclajes deben cumplir con las normas y reglamentos que regulan los mismos, además deben cumplir obligatoriamente con los siguientes apartados.

No se emplearán piezas correspondientes a sistemas de ejecución diferentes (patentados por diferentes empresas) en tramos homogéneos de estructura, ni tampoco aquellas que no tengan garantizada su inalterabilidad durante la vida útil de las obras.

3.9.1. Aceros.

Los aceros deberán cumplir, en cuanto a su calidad y resistencia, lo especificado en las normas nacionales.

La cabeza del anclaje debe permitir tesar el tirante hasta la carga de prueba, o carga inicial, deberá así mismo, ser capaz de absorber el 100% de la tracción correspondiente al límite de rotura del acero.

Cuando esté previsto en el Proyecto, permitirá un destesado y un posterior tesado del anclaje así como, en su caso, la inclusión de células de medida de tensión de anclaje.

Deberán admitirse desviaciones angulares del tirante, respecto a una dirección normal a la cabeza, de hasta tres grados sexagesimales (3°) a una carga del 97% del límite elástico del tirante.

Además, se dispondrán los elementos necesarios para transmitir la carga del tirante a la estructura.

La calidad de los aceros de los tirantes de los anclajes será al menos la especificada en la tabla 3.2.

Tabla N° 3.2 Características mecánicas del acero (MPa).

TIPO DE TIRANTE	LIMITE ELASTICO (MPa)	CARGA UNITARIA DE ROTURA (MPa)
Barra tipo DW (Diwidag) o similar	850	1050
Barra tipo Gewi o similar	500	550
Cables	1.710	1.910

Fuente: Dirección General de Carreteras: Guía para el diseño y ejecución de anclajes.

Normalmente las tensiones de trabajo de estos aceros son del 60 % de su límite elástico en los anclajes permanentes y del 75 % en los anclajes provisionales.

No se permitirán *empalmes* de los tirantes en la zona de bulbo del anclaje, salvo justificación específica en los tirantes de barra y con un diámetro de perforación adecuado. Dichos empalmes no interferirán ni en el libre alargamiento ni en la protección anticorrosión.

Los tirantes en la *zona de bulbo* pueden ser barras corrugadas, cables (o trenzas). Sólo en casos excepcionales, previa justificación adecuada y con la autorización del supervisor de Obras, se podrán emplear aceros lisos ayudados con dispositivos especiales.

Se colocarán los *centradores* necesarios que garanticen la correcta colocación del tirante, de los elementos de protección contra la corrosión y del resto de los elementos en la perforación; éstos no deben impedir el flujo correcto de la inyección. El recubrimiento mínimo entre el elemento metálico y el terreno será de 10 mm; así mismo, se dispondrán los separadores precisos para asegurar el funcionamiento de los elementos del tirante.

3.9.2. Lechadas de cemento.

Las *lechadas de cemento*, deberán tener una dosificación agua/cemento (a/c) no superior a 0,4 para limitar el agua libre, para la protección contra la corrosión.

Las lechadas empleadas en la formación del bulbo, dependiendo de las características del terreno, se dosificarán con una relación agua/cemento (a/c) comprendida entre 0,4 y 0,6, salvo indicación contraria del Supervisor de Obras.

El cemento será resistente a la presencia de sustancias agresivas en el terreno (p.e. sulfatos).

Previa autorización y siempre que no sean dañinos al tirante y a la inyección, se podrán utilizar *aditivos* para aumentar la manejabilidad y compacidad de la lechada, para reducir el agua libre y la retracción y para acelerar el fraguado. No deben contener más de un 0,1% en peso de cloruros, sulfatos o nitratos.

3.10. Determinación de la estabilidad en taludes con rotura plana.

Luego de recorrida la zona de estudio se determinó una falla con rotura plana; es por ello que sólo se dará a conocer los lineamientos necesarios para estabilizar el talud de acuerdo a la falla que se presentó.

Seguidamente, se describe el procedimiento para determinar la superficie crítica de deslizamiento y el mínimo coeficiente de seguridad al tomar en cuenta el peso de la cuña W_T , las fuerzas sísmicas horizontales y verticales F_h y F_v , conjuntamente la resultante U de las presiones intersticiales que actúan sobre la superficie potencial de rotura, la sobrecarga q y los parámetros $C = C_j$ y $\phi = \phi_j$ que gobiernan la resistencia al corte en el plano de discontinuidad.

Dichas fuerzas pueden expresarse como sigue:

$$\text{Fuerza Sísmica Horizontal} = F_h = m * a_h = \frac{W_T}{g} * a_h = W_T * k_h \quad (3.1)$$

$$\text{Fuerza Sísmica Vertical} = W_T * k_v \quad (3.2)$$

$$\text{Adicionalmente: } k_h = \frac{a_h}{g} \quad \text{y} \quad k_v \approx \frac{1}{2} * k_h$$

Donde:

K_h = Es el coeficiente sísmico horizontal.

K_v = Es el coeficiente sísmico vertical.

W_T = Peso de la cuña.

La fuerza total debida al agua actuando sobre el plano de discontinuidad (U) es igual:

$$U = \frac{H_1^2}{2} * \gamma_w (\cot \alpha - \cot \beta) \sec \alpha$$

U = Fuerza total debida al agua actuando sobre el plano de discontinuidad.

Aplicando funciones trigonométricas a la anterior expresión, queda:

$$U = \psi_1 (\cot \alpha - \cot \beta) \sec \alpha = \psi_1 * \left[\frac{\text{sen}(\beta - \alpha)}{\text{sen} \alpha * \text{sen} \beta} \right] \sec \alpha \quad (3.3)$$

$$\psi_1 = \frac{\gamma_w * H_1^2}{2} \quad (3.4)$$

Siendo:

γ_w = Peso específico del agua.

H_1 = Altura del nivel freático.

α = Angulo que forma el plano de rotura con la horizontal (buzamiento de las discontinuidades).

β = Inclinación de la cara del talud, con la horizontal.

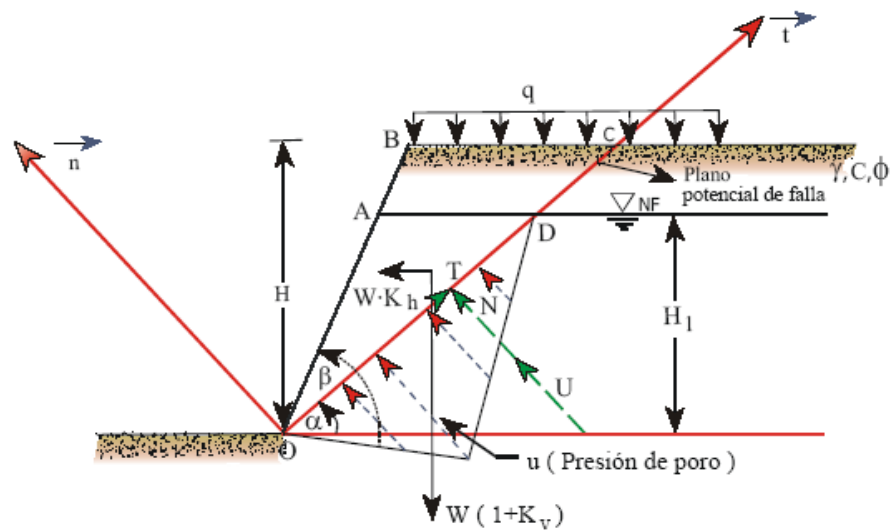


Fig. 3.29 Geometría del talud mostrando las fuerzas y el plano potencial de deslizamiento (método bidimensional).

El peso total de la cuña de falla de acuerdo a la fig. 3.26 es:

$$W_T = \frac{\gamma_{sat}}{2} * H_1^2 (\cot \alpha - \cot \beta) + \frac{1}{2} (\overline{AD} + \overline{BC}) * (H - H_1) \gamma + q * H (\cot \alpha - \cot \beta) \quad (3.5)$$

Siendo:

γ = Peso unitario del macizo rocoso [KN/m³].

γ_{sat} = Peso unitario saturado del macizo rocoso [KN/m³].

H = Altura del talud. [m].

q = Sobrecarga [KN/m²].

Observándose además que:

$$\overline{AD} = H_1 (\cot \alpha - \cot \beta) \quad \text{y} \quad \overline{BC} = H (\cot \alpha - \cot \beta) \quad (3.6)$$

Sacando factor común a: $(\cot \alpha - \cot \beta)$ y como $(\cot \alpha - \cot \beta) = \frac{\text{sen}(\beta - \alpha)}{\text{sen} \beta * \text{sen} \alpha}$

La expresión queda:
$$W_T = \frac{\text{sen}(\beta - \alpha)}{\text{sen}\beta * \text{sen}\alpha} * \left\{ \frac{\gamma_{sat}}{2} * H_1^2 + \frac{1}{2} (\bar{c}^2 - H_1^2) \bar{\gamma} + q * H \right\} \quad (3.7)$$

Es decir:
$$W_T = \frac{\text{sen}(\beta - \alpha)}{\text{sen}\beta * \text{sen}\alpha} * \psi \quad (3.8)$$

Siendo $\psi = \frac{\gamma_{sat}}{2} * H_1^2 + \frac{1}{2} (\bar{c}^2 - H_1^2) \bar{\gamma} + q * H$, KN/m (Factor de peso) (3.9)

Al aplicar la condición de equilibrio, se obtiene:

$$\sum F_n = 0 \Rightarrow N + U - R * \cos(\alpha + \varepsilon) = 0 \quad (3.10)$$

$$\sum F_t = 0 \Rightarrow T - R * \text{sen}(\alpha + \varepsilon) = 0 \quad (3.11)$$

A través de la figura (3.30) la inclinación (ε) vertical se determina mediante la

fórmula:
$$\tan \varepsilon = \frac{k_h}{(1 + k_v)} \quad (3.12)$$

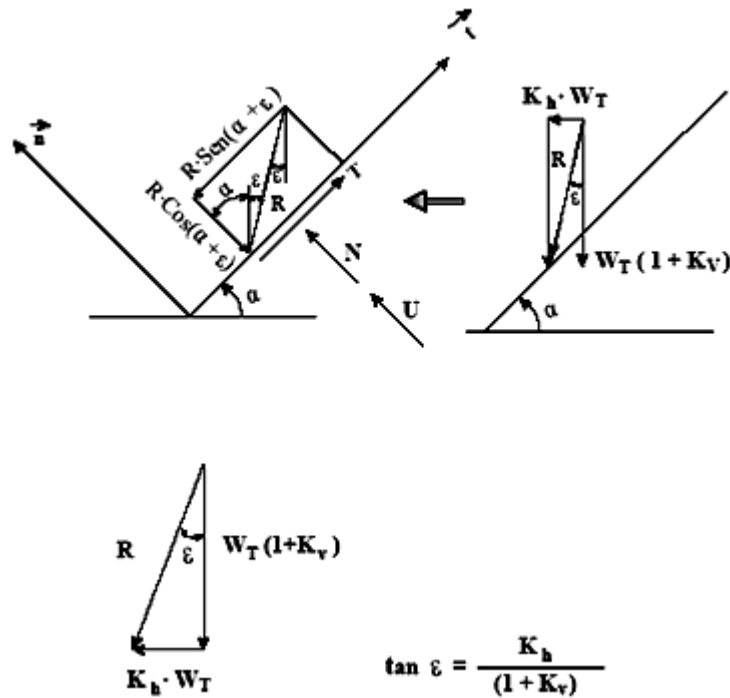


Fig. 3.30 Fuerzas sísmicas actuando sobre la superficie potencial de rotura.

A la vez, la expresión que define el coeficiente de seguridad al aplicar el criterio de rotura de Mohr-Coulomb es:

$$FS = \frac{\frac{C * H}{\text{sen}\alpha} + N * \tan\phi}{T} = \frac{\text{Fuerzamáxima resistente}}{\text{Fuerzamovilizada}} = \frac{\lambda_1}{\lambda_3} \quad (3.13)$$

Siendo:

FS = Factor de seguridad.

H = Altura del talud [m].

C = Cohesión [KN/m²].

ϕ = Angulo de fricción interna [°].

α = Angulo que forma el plano de rotura con la horizontal.

Al sustituir (3.10) y (3.11) en (3.13) resulta:

$$FS = \frac{\frac{C * H}{\text{sen}\alpha} + \left[R * \cos(\alpha + \varepsilon) - U \right] * \tan\phi}{R * \text{sen}(\alpha + \varepsilon)} = \frac{\lambda_1}{\lambda_3} \quad (3.14)$$

Siendo R la resultante de las fuerzas actuantes

$$R^2 = W_T^2 * \left[\frac{1}{h^2} (1 + k_v)^2 \right] \quad (3.15)$$

$$\text{Reduciendo la ecuación: } R = W_T * \sqrt{k^2 + (1 + k_v)^2} = W_T * k \quad (3.16)$$

$$\text{Siendo: } k = \left[\frac{1}{h^2} (1 + k_v)^2 \right]^{\frac{1}{2}} \quad (3.17)$$

$C = C_j$, es la cohesión o resistencia al corte cuando la tensión normal es nula, medida en el plano de discontinuidad.

Al dividir por R la ecuación (3.14) se obtiene:

$$FS = \frac{\frac{C * H}{R * \text{sen}\alpha} + \left[\cos(\alpha + \varepsilon) - \frac{U}{R} \right] * \tan\phi}{\text{sen}(\alpha + \varepsilon)} = \frac{\lambda_1}{\lambda_3} \quad (3.18)$$

Al reemplazar (3.8) en (3.16) queda:

$$R = \frac{\text{sen}(\beta - \alpha)}{\text{sen}\beta * \text{sen}\alpha} * \psi * k \quad (3.19)$$

Por otro lado, como previamente se ha indicado, la fuerza debido al agua U corresponde:

$$U = \psi_1 * \left[\frac{\text{sen}(\beta - \alpha)}{\text{sen}\beta * \text{sen}\alpha} \right] \text{sec}\alpha \quad (3.20)$$

Siendo:
$$\psi_1 = \frac{\gamma_w * H_1^2}{2} \quad (3.21)$$

Reemplazando R y U/R en la ecuación (3.18) se obtiene:

$$FS = \frac{\frac{C * H * \text{sen}\beta}{\text{sen}(\beta - \alpha) * \psi * k} + \left[\cos(\alpha + \varepsilon) - \text{sec}\alpha * \frac{\psi_1}{k * \psi} \right] * \tan\phi}{\text{sen}(\alpha + \varepsilon)} \quad (3.22)$$

Llamando:
$$k_1 = \frac{\psi_1}{k * \psi} \quad \text{y} \quad k_2 = \frac{C * H}{\psi * k} * \text{sen}\beta$$

La ecuación anterior se transforma:

$$FS = \frac{\frac{k_2}{\text{sen}(\beta - \alpha)} + \left[\cos(\alpha + \varepsilon) - k_1 * \text{sec}\alpha \right] * \tan\phi}{\text{sen}(\alpha + \varepsilon)} \quad (3.23)$$

Es importante resaltar, que al analizar la estabilidad de taludes en macizos rocosos, es fundamental caracterizar la roca en función de los factores geológicos y los procedimientos de campo conjuntamente los ensayos de laboratorio, tales como las pruebas de corte directo a lo largo de las discontinuidades.

Adicionalmente, es primordial entender los criterios de resistencia al corte bajo el entorno de esfuerzos establecidos, definiendo a la vez los mecanismos de rotura para la utilización de los métodos de análisis correspondientes.

Este análisis detallado permitirá conocer:

- a) La resistencia al corte de las discontinuidades planas lisas.
- b) La resistencia al corte de las discontinuidades rugosas.
- c) La resistencia al corte de discontinuidades rellenas de suelo.

En la práctica, lo importante es determinar la resistencia al cizallamiento del macizo rocoso, tomando en cuenta que la rotura se producirá en un gran porcentaje a través de estructuras geológicas o planos de debilidad, y en otra parte menor por los "puentes de roca" que producirán una cohesión.

La determinación de esta cohesión dependerá del número de familias que presentan planos de fracturas y su continuidad, la cual es fundamental y difícil de determinar.

Muchas veces juega un papel preponderante el criterio y la experiencia, y la ayuda en muchos casos, de un análisis regresivo o retrospectivo en taludes fallados.

Por otro lado, existen también procedimientos que permiten cuantificar en una forma aproximada su resistencia sin efectuar ensayos de corte en el macizo rocoso, válidos para cálculos de estabilidad de taludes, considerándolos globalmente en toda su extensión, permitiendo así calcular los parámetros que gobiernan la resistencia al corte $C = C_j$ y $\phi = \phi_j$

La estructura del macizo toma en cuenta el conjunto de fallas, diaclasas, pliegues, foliación y demás defectos mecánicos que caracterizan una determinada región, en la que existen geológicamente diferentes dominios estructurales claramente definidos y diferenciados entre sí.

En resumen, los parámetros involucrados en las fórmulas (3.22) y (3.23) se especifican en la tabla anexa:

TABLA N° 3.3

PARÁMETROS INVOLUCRADOS PARA DETERMINAR (FS)

$$k = \left[k_h^2 + (1 + k_v)^2 \right]^{1/2}, \quad R = W_T \cdot k$$

$$\psi_1 = \frac{\gamma_w \cdot H_1^2}{2}, \quad W_T = \left[\frac{\text{sen}(\beta - \alpha)}{\text{sen} \beta \cdot \text{sen} \alpha} \right] \cdot \psi, \quad k_1 = \frac{\psi_1}{k \cdot \psi}$$

$$\psi = \left\{ \frac{\gamma_{\text{sat}}}{2} \cdot H_1^2 + \frac{1}{2} (H^2 - H_1^2) \gamma + q \cdot H \right\}, \quad k_2 = \frac{C \cdot H}{\psi \cdot k} \text{sen} \beta$$

$$\tan \varepsilon = \frac{k_h}{(1 + k_v)}, \quad K_v = \text{negativo cuando la fuerza sísmica es hacia arriba}$$

Fuente: Ucar Navarro Roberto: Manual de anclajes en Ing. Civil.

El mínimo factor de seguridad se obtendrá al considerar $\frac{\partial FS}{\partial \alpha} = 0$, es decir:

$$\frac{k_2 * \text{sen}(\beta - 2\alpha - \varepsilon)}{\text{sen}^2(\beta - \alpha)} + \tan \phi - k_1 * \tan \phi * \sec^2 \alpha * \cos(\alpha + \varepsilon) = 0 \quad (3.24)$$

3.11.1. Factor de seguridad dinámico en función del estático.

Al tomar en cuenta las fuerzas sísmicas disminuye el coeficiente de seguridad, por lo que esto permite analizar y tomar las medidas necesarias que garanticen la estabilidad del talud, contrarrestando así dicho efecto sísmico.

A través de la ecuación (2.22) se aprecia que el factor de seguridad dinámico puede expresarse de la forma siguiente:

$$(FS)_d = \frac{1}{K} \left\{ \frac{\frac{C * H * \text{sen} \beta}{\psi * \text{sen}(\beta - \alpha)} + K \left[\cos(\alpha + \varepsilon) - \frac{\psi_1}{\psi * K} \right] * \tan \phi}{\text{sen} \alpha * \cos \varepsilon (1 + \cot \alpha * \tan \varepsilon)} \right\} \quad (3.25)$$

$(FS)_d$ = Factor de Seguridad Dinámico.

Desarrollando:

$$(FS)_d = \frac{1}{K \cos \varepsilon (1 + \cot \alpha * \tan \varepsilon)} \left\{ \frac{C * H * \text{sen} \beta}{\psi * \text{sen}(\beta - \alpha)} + \left[\cos \alpha - \frac{\psi_1}{\psi} \sec \alpha \right] * \tan \phi \right. \\ \left. + \frac{[K \cos(\alpha + \varepsilon) - \cos \alpha] * \tan \phi}{\text{sen} \alpha} \right\} \quad (3.26)$$

Se aprecia que el primer término dentro de las llaves corresponde al factor de seguridad estático ($K = 1$). Por lo tanto es posible escribir:

$$(FS)_d = \frac{1}{K \cos \varepsilon (1 + \cot \alpha * \tan \varepsilon)} \left\{ (FS)_e + \frac{[K \cos(\alpha + \varepsilon) - \cos \alpha] * \tan \phi}{\text{sen} \alpha} \right\} \quad (3.27)$$

Siendo:

$(FS)_e$ = Factor de seguridad estático.

Además se observa que:

$$K = \left\{ (1 + K_v)^2 \left[\frac{K_h^2}{(1 + K_v)^2} + 1 \right] \right\}^{1/2} = \frac{(1 + K_v)}{\cos \varepsilon} \quad (3.28)$$

Tomando en cuenta esta última expresión y realizando los correspondientes cambios trigonométricos, la ecuación del factor de seguridad dinámico se transforma:

$$(FS)_d = \frac{1}{(1 + K_v) * (1 + \cot \alpha * \tan \varepsilon)} \left\{ (FS)_e + \tan \phi [\cot \alpha (K_v - \tan \varepsilon) (1 + K_v)] \right\} \quad (3.29)$$

La ecuación anterior puede evaluarse tomando en cuenta la variación de (FS) en función de ε , y considerando a la vez que el ángulo α es conocido y constante.

Lógicamente $\alpha_{\text{critico}} = f(\beta, \phi, \varepsilon, \psi_1, \psi)$, por lo tanto para determinar el mínimo factor de seguridad dinámico en función del estático, el problema se complica por cuanto a ambos coeficientes de seguridad le corresponde un plano de falla crítico de inclinación α que difieren en magnitud.

Una forma muy aproximada y grosamente de resolver el problema es considerando que la variable cota en la ecuación del coeficiente de seguridad (FS)_d, se le determine su valor medio es decir:

$$(\cot \alpha)_{\text{promedio}} = \frac{1}{\alpha_2 - \alpha_1} \int_{\alpha_1}^{\alpha_2} \cot \alpha * d\alpha$$

Tomando como límites aproximados $\alpha_1 = 30^\circ$ y $\alpha_2 = 60^\circ$ se obtiene:

$$(\cot \alpha)_{\text{promedio}} = \frac{6}{\pi} \int_{30}^{60} \text{sen} \alpha \approx 1$$

Resultando finalmente:

$$(FS)_d = \frac{1}{(1 + K_h + K_v)} [(FS)_e - \tan \phi * (K_h - K_v)] \quad (3.30)$$

$(FS)_d$ = Factor de Seguridad Dinámico.

$(FS)_e$ = Factor de seguridad estático.

ϕ = Angulo de fricción interna [°].

K_h = Es el coeficiente sísmico Horizontal.

K_v = Es el coeficiente sísmico vertical.

3.12. Fuerza del anclaje.

Existen anclajes activos y pasivos, según sea su forma de trabajo, los anclajes activos

se someten a tracción antes de que ocurra o exista cualquier movimiento de la masa rocosa sobre la estructura. Esto genera la reacción inmediata de las fuerzas tangenciales resistentes de la roca adyacente al miembro estructural (barra o cables) para resistir dicha fuerza de tracción.

Lo anterior indica que la fuerza del tirante F_a reduce las fuerzas perturbadoras o actuantes, al ejercer una acción estabilizadora desde el mismo momento de su puesta en tensión.

En el caso pasivo, los anclajes no se tensan y actúan exactamente como una fuerza resistente, es decir, dichos anclajes entran en acción oponiéndose al deslizamiento cuando el macizo rocoso ha comenzado a moverse.

En función de la fuerza pasiva desarrollada F_p , se deduce que la componente normal del anclaje $N_p = F_p * \cos(\alpha - \Delta)$ multiplicada por su coeficiente de rozamiento interno $\mu = \tan\phi$ actúa similar a la fuerza de fricción que opone la roca sobre el plano de discontinuidad.

Adicionalmente, la componente tangencial $T_p = F_p * \sin(\alpha - \Delta)$ interviene en forma equivalente a la fuerza cohesiva de la roca.

Bajo estas condiciones, el tirante comienza a absorber las fuerzas de tracción, justamente al iniciarse el movimiento o desplazamiento de la masa de suelo o roca.

Por otro lado, tomando en cuenta lo mencionado previamente, se deducen ciertas ventajas de los anclajes activos con relación a los pasivos.

a) Los anclajes activos permiten utilizar la resistencia intacta del terreno, por cuanto el desplazamiento de la masa rocosa conduce a una disminución de los parámetros de corte.

Adicionalmente dicho movimiento puede llegar a producir la rotura del elemento que

sirve de protección al tirante contra la corrosión, justamente en el instante en que la resistencia del anclaje es completamente requerida.

b) Los anclajes pasivos entran en tracción al oponerse a la expansión o dilatación que se produce en los planos de discontinuidad del macizo rocoso cuando se inicia el desplazamiento a través de dicho planos, dependiendo a la vez de la existencia de las rugosidades.

Por consiguiente, la efectividad de un anclaje pasivo dependerá principalmente de la magnitud de la dilatación, la cual está relacionada con el tamaño y las durezas de las rugosidades. Esto implica que en taludes constituidos por rocas blandas con planos de discontinuidad relativamente lisos, los anclajes pasivos son menos efectivos.

En resumen, la fuerza del anclaje se calcula para alcanzar un coeficiente de seguridad o una probabilidad de rotura de talud determinada.

3.12.1. Caso activo.

Observando la figura (3.31), y aplicando nuevamente las condiciones de equilibrio resulta:

$$\sum F_n = 0 \Rightarrow N + U - R^* \cos(\alpha + \varepsilon) - F_a \operatorname{sen}(\alpha - \Delta) = 0 \quad (3.31)$$

$$\sum F_t = 0 \Rightarrow T - R^* \operatorname{sen}(\alpha + \varepsilon) + F_a \cos(\alpha - \Delta) = 0 \quad (3.32)$$

Siendo:

F_a = Fuerza activa del tirante.

Δ = Angulo de inclinación del anclaje con la horizontal.

R = Resultante de las fuerzas actuantes

α = Angulo que forma el plano de rotura con la horizontal.

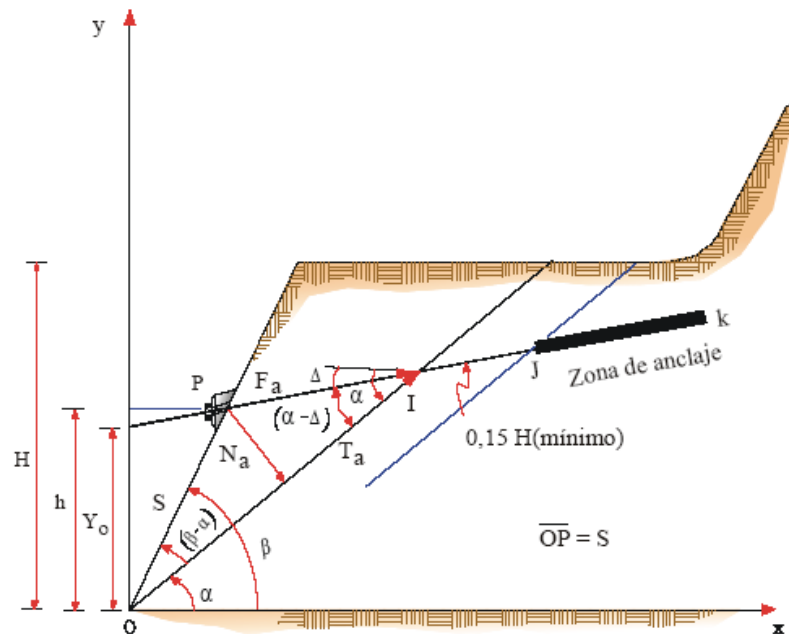


Fig. 3.31 Fuerza activa del tirante.

$T_a = F_a \cos(\alpha - \Delta)$ y $N_a = F_a \operatorname{sen}(\alpha - \Delta)$, corresponden respectivamente a la componente tangencial y normal del anclaje actuando sobre el plano de discontinuidad.

Observando la disposición del anclaje indicado en la figura (3.31), y de acuerdo al sistema de ejes coordenados escogido, el cual está ubicado en el primer cuadrante, Δ es positivo cuando el barreno perforado o anclaje están dirigidos hacia arriba.

Al reemplazar N y T en la ecuación (3.13), se obtiene el factor de seguridad en la condición activa (FS), es decir:

$$(FS)_a = \frac{\frac{C * H}{\operatorname{sen}\alpha} + \left[R * \cos(\alpha + \varepsilon) - U + F_a * \operatorname{sen}(\alpha - \Delta) \right] \tan \phi}{R * \operatorname{sen}(\alpha + \varepsilon) - F_a * \cos(\alpha - \Delta)} \quad (3.33)$$

Por otro lado, en la fórmula (3.14) se aprecia que el factor de seguridad previo al refuerzo es:

$$FS = \frac{\lambda_1}{\lambda_3} = \frac{\frac{C * H}{\text{sen}\alpha} + [R * \cos(\alpha + \varepsilon) - U] \tan \phi}{R * \text{sen}(\alpha + \varepsilon)}$$

Lo anterior implica que la expresión (2.33) se transforma:

$$(FS)_a = \frac{\lambda_1 + F_a * \text{sen}(\alpha - \Delta) * \tan \phi}{\lambda_3 - F_a * \cos(\alpha - \Delta)} \quad (3.34)$$

Al despejar F_a , queda:

$$F_a = \frac{\lambda_3 [(FS)_a - \lambda_1 / \lambda_3]}{(FS)_a \cos(\alpha - \Delta) + \text{sen}(\alpha - \Delta) \tan \phi} = \frac{\lambda_3 [(FS)_a - FS^-]}{f(\Delta)} \quad (3.35)$$

$$f(\Delta) = f(\Delta_a) = (FS)_a \cos(\alpha - \Delta) + \text{sen}(\alpha - \Delta) * \tan \phi \quad (3.36)$$

Sustituyendo $\lambda_3 = R * \text{sen}(\alpha + \varepsilon)$ y llamando $\delta(FS) = [(FS)_a - FS^-]$, la ecuación anterior indicada en forma adimensional es:

$$\frac{F_a}{R * \text{sen}(\alpha + \varepsilon)} = \frac{\delta(FS)}{f(\Delta)} \quad (3.37)$$

Despejando F_a se obtiene:

$$F_a = \frac{[(FS)_a - FS^-] * R * \text{sen}(\alpha + \varepsilon)}{(FS)_a \cos(\alpha - \Delta) + \text{sen}(\alpha - \Delta) * \tan \phi} \quad (3.38)$$

Lógicamente habrá un valor de la función $f(\Delta)$, en la cual F_a será un mínimo, y por ende $f(\Delta)$ ser un máximo.

Efectuando $\frac{df(\Delta)}{d\Delta} = f'(\Delta) = 0$, y considerando a la vez que α , ϕ y $(FS)_a$ son constantes, resulta:

$$f'(\Delta) = (FS)_a * \text{sen}(\alpha - \Delta) - \cos(\alpha - \Delta) * \tan \phi \quad (3.39)$$

Al simplificar se obtiene:

$$\tan(\alpha - \Delta) = \frac{\tan \phi}{(FS)_a} \quad (3.40)$$

De párrafos anteriores se sabe que una de las condiciones de la rotura plana es que $\alpha > \phi$, por lo tanto el valor de $\Delta = \left\{ \alpha - \arctan \left[\frac{\tan \phi}{(FS)_a} \right] \right\}$ siempre será positivo, lo que indica que la inclinación óptima del anclaje está dirigida hacia arriba en (sentido ascendente).

Desde el punto de vista práctico y constructivo se dificultan las labores de instalación de la barra o cables de acero al tratar de colocarlas dentro del barreno en contra de la gravedad; igualmente ocurre con la inyección de la lechada o mortero de cemento.

Seegmiller, recomienda que una forma de evitar el mencionado obstáculo es colocar el anclaje buzando hacia abajo, con valores del ángulo $\Delta = \Delta_a = -5^\circ a -10^\circ$ de forma que la fuerza del tirante se incremente poco con la relación a la mínima fuerza de tracción obtenido en función del ángulo óptimo $\Delta = \Delta_a$.

A pesar que no es la solución ideal, el ingeniero geotécnico prefiere esta última alternativa, la cual es fácilmente ejecutable en el campo.

Expresando $f(\Delta) = f(\Delta)_a$ en función de $\tan(\alpha - \Delta)$, se obtiene:

$$f(\Delta) = \frac{\left[(FS)_a + \tan(\alpha - \Delta) * \tan \phi \right]}{\left[1 + \tan^2(\alpha - \Delta) \right]^{\frac{1}{2}}} \quad (3.41)$$

Siendo:

Δ = Angulo de inclinación del anclaje con la horizontal.

ϕ = Angulo de fricción interna.

α = Angulo que forma el plano de rotura con la horizontal.

$(FS)_a$ = Factor de seguridad activo.

3.12.2. Caso pasivo.

Como los anclajes pasivos no se pretensan hasta posterior a su instalación, estos anclajes reaccionan al entrar en tracción al iniciarse el movimiento del terreno, produciendo un incremento de los esfuerzos normales sobre la superficie potencial de rotura, y por ende un aumento de la resistencia al corte en dicha superficie.

En base a lo previamente mencionado, tanto la componente de la fuerza normal del anclaje $N_p = F_p * \text{sen}(\alpha - \Delta)$ como la correspondiente componente tangencial $T_p = F_p * \text{cos}(\alpha - \Delta)$ son dependientes de la fuerza pasiva F_p , la cual justamente se desarrolla al ocurrir el movimiento de la masa rocosa, generando a la vez un aumento de volumen, el cual está relacionado con la presencia de rugosidades.

En estas condiciones, la ecuación (3.14) que representa el factor de seguridad $FS = \lambda_1 / \lambda_3$ previo al refuerzo, se transforma para el caso pasivo como sigue:

$$(FS)_p = \left[\frac{\lambda_1 + T_p + N_p * \tan \phi}{\lambda_3} \right] \quad (3.42)$$

Reemplazando T_p y N_p por su valor, queda:

$$(FS)_p = \frac{\lambda_1 + F_p [\text{cos}(\alpha - \Delta) + \text{sen}(\alpha - \Delta) * \tan \phi]}{\lambda_3} \quad (3.43)$$

Siendo:

$(FS)_p$ = Factor de seguridad pasivo.

Δ = Angulo de inclinación del anclaje con la horizontal.

ϕ = Angulo de fricción interna.

α = Angulo que forma el plano de rotura con la horizontal.

Al despejar F_p , se obtiene:

$$(FS)_p = \frac{\lambda_3 \left[(FS)_p - \lambda_1 / \lambda_3 \right]}{\cos(\alpha - \Delta) + \text{sen}(\alpha - \Delta) * \tan \phi} = \frac{\lambda_3 \left[(FS)_p - FS \right]}{f(\Delta)} \quad (3.44)$$

Siendo:

$$f(\Delta) = f(\Delta_p) = \cos(\alpha - \Delta) + \text{sen}(\alpha - \Delta) \tan \phi \quad (3.45)$$

Sustituyendo $\lambda_3 = R * \text{sen}(\alpha + \varepsilon) * \delta(FS) = \left[(FS)_p - FS \right]$ y expresando en forma adimensional la ecuación (3.44), resulta:

$$\frac{F_p}{R * \text{sen}(\alpha + \varepsilon)} = \frac{\delta(FS)}{f(\Delta)} \quad (3.46)$$

Nuevamente el mínimo valor de F_p se obtendrá al considerar $\frac{df(\Delta)}{d\Delta} = 0$, es decir:

$$f'(\Delta) = \text{sen}(\alpha - \Delta) - \cos(\alpha - \Delta) * \tan \phi = 0 \quad (3.47)$$

Simplificando (3.47) se transforma:

$$\tan(\alpha - \Delta) = \tan \phi, \text{ por lo tanto, } (\alpha - \Delta) = \phi \text{ y } \Delta = \Delta_p = (\alpha - \phi) \quad (3.48)$$

Al reemplazar el óptimo valor de $\Delta = \Delta_p = (\alpha - \phi)$ en la ecuación previamente conocida $f(\Delta) = \cos(\alpha - \Delta) + \text{sen}(\alpha - \Delta) \tan \phi$, resulta:

$$\left[f(\Delta_p) \right]_{\text{máximo}} = f(\alpha - \phi) = \cos \phi + \frac{\text{sen}^2 \phi}{\cos \phi} = \frac{1}{\cos \phi} \quad (3.49)$$

Esto implica que la mínima fuerza a desarrollarse en el anclaje para el caso pasivo se

obtiene al reemplazar $\left[f(\Delta) = f(\Delta_p) \right]_{\text{máximo}} = \frac{1}{\cos \phi}$ en la ecuación (2.56), es decir:

$$\frac{(F_p)_{\text{mínima}}}{R * \text{sen}(\alpha + \varepsilon)} = \cos \phi * \delta(FS) \quad (3.50)$$

3.13. Cálculo de la separación entre anclajes.

Se debe tomar en cuenta el área de acción de cada tirante anclado, así como el número requerido para estabilizar la masa rocosa; se determinan partiendo del hecho que se conocen las características del anclaje tales como diámetro, tipo de acero, carga admisible o tracción admisible T_a . Igualmente, el límite elástico del acero T_g , ($T_a = 0.6 * T_g$) que corresponde al 0,1% de deformación y la tensión de bloqueo T_b , ($T_a = T_b - \text{perdidas por relajación del acero, deformación del suelo o roca, etc.}$)

Bajo estas condiciones, el número de anclajes N en función de la longitud total del talud L_t , F_a y T_a , se obtiene mediante la siguiente igualdad:

$$F_a * L_t = N * T_a \quad (3.51)$$

Para F_a en KN/m, L_t en m y T_a en KN.

$$N = \left(\frac{F_a * L_t}{T_a} \right) \quad (3.52)$$

Al mismo tiempo, es posible escribir en función del área del talud a estabilizar, la expresión:

$$(S_c * S_f) * N = L_t * (H / \text{sen}\beta) \quad (3.53)$$

Siendo S_c la separación en metros de los anclajes entre una misma hilera (separación lateral entre columnas) y S_f la distancia en metros entre filas.

Eliminado (N) a través de (3.52) y (3.53) y considerando además que $S = S_c = S_f$ resulta:

$$S^2 * \left(\frac{F_a * L_t}{T_a} \right) = L_t * \left(\frac{H}{\text{sen}\beta} \right) \quad (3.54)$$

Por tanto:

$$S = \sqrt{\left(\frac{H}{\text{sen}\beta} * \frac{T_a}{F_a} \right)} \quad (3.55)$$

Siendo:

S = Separación de los anclajes en ambas direcciones [m]

F_a = Fuerza activa del tirante [KN/m]

T_a = Tracción Admisible del anclaje [KN] (ver tabla 3.1)

H = Altura del talud [m].

β = Inclinación de la cara del talud con la horizontal.

3.14. Cálculo de la longitud del anclaje.

Para el cálculo de la longitud del anclaje inyectado es necesario determinar la longitud de intersección entre el anclaje y la superficie potencial de deslizamiento de la masa de suelo o roca, que corresponde al tramo \overline{PI} de la figura (3.31).

Adicionalmente debe considerarse la longitud mínima \overline{IJ} que garantice que la zona de anclaje se encuentre localizada en la roca estable, es decir, toda su longitud debe quedar por detrás de la zona potencial de rotura. Esta condición es de gran importancia, sobre todo en los anclajes inferiores.

De acuerdo al Canadian Foundation Engineering Manual, esta longitud medida a lo largo de la perforación es de un 15% de la profundidad de la excavación o altura del talud (H).

En base a lo previamente indicado la longitud $L_L = (\overline{PI} + \overline{IJ})$ corresponde a la zona libre, y es la parte en que la armadura se encuentra independizada del terreno que la rodea, de forma que pueda deformarse con plena libertad al ponerse en tensión.

Por otro lado, a través de la figura (3.31) se observa que la longitud libre del anclaje es la distancia entre la cabeza del anclaje y el inicio del tramo inyectado.

Finalmente la zona de anclaje $\overline{JK} = L_s$, es la parte solidaria a la masa de suelo o de roca, encargada de transferir los esfuerzos al terreno, y corresponde a la longitud del miembro inyectado del anclaje.

De acuerdo a la mencionada figura se observa:

$$\frac{\overline{PI}}{\text{sen}(\beta - \alpha)} = \frac{\overline{OP}}{\text{sen}(\alpha - \Delta)} \quad (3.56)$$

$$\overline{OP} \text{sen} \beta = h \quad (3.57)$$

Es decir:

$$\overline{PI} = \frac{h}{\text{sen} \beta} \left[\frac{\text{sen}(\beta - \alpha)}{\text{sen}(\alpha - \Delta)} \right] \quad (3.58)$$

Quedando por tanto:

$$L = (L_L + L_s) = \left[\frac{h}{\text{sen} \beta} * \frac{\text{sen}(\beta - \alpha)}{\text{sen}(\alpha - \Delta)} + 0.15H \right] + L_s \quad (3.59)$$

Siendo h, la cota del anclaje en metros, medida a partir del pie del talud, ver figura (3.31).

Como se sabe, la longitud de la zona del anclaje viene definida por la adherencia cemento - acero y cemento - roca (o suelo), escogiéndose para fines de diseño la de mayor longitud.

Si se considera la condición más crítica el contacto cemento - roca, la cual corresponde al caso más general, tal como se analizó en el capítulo anterior, la longitud del bulbo o del anclaje L_s viene expresada a través de la ecuación

$$L_s = \left[\frac{\Gamma_q * F}{\pi * \phi_p * \tau_u / \Gamma_r} \right] \quad (3.60)$$

Siendo:

$\Gamma_q = 1,40$ a $2,00$ = factor de mayoración de la carga aplicada (varía dependiendo del tipo de riesgo y si es temporal o permanente).

F = Fuerza de tracción en el anclaje, kN.

Tomando en cuenta que es necesario obtener la mayor economía en el soporte, es aconsejable aplicar en el diseño la condición en la cual $F = T_a$ (tracción admisible).

ϕ_p = Diámetro de perforación (barreno), m

τ_u = Resistencia al corte en la interfase cemento - roca (adhesión + fricción), la cual para fines prácticos se considera uniformemente distribuida, MPa. Muchos autores se refieren como resistencia adherente o "Bond" (término en inglés).

Γ_r = Factor de seguridad, el cual actúa como elemento de minoración o reducción con respecto a la resistencia al corte en el contacto bulbo-terreno. Dicho valor varía entre 1,30 a 1,50 dependiendo de la categoría del anclaje (temporal o permanente).

Los autores Ballivi y Martin, mencionan que las normas canadienses recomiendan $\tau_u = \frac{1}{10}\sigma_c$ o f'_c (el que resulte menor), siendo σ_c y f'_c la resistencia a la compresión de la roca (condición intacta) y de la lechada de cemento respectivamente.

3.15. Parámetros de rotura fundamentales para los anclajes.

Los anclajes inyectados pueden fallar en una o más de las siguientes formas:

- a) Ruptura de la barra o torones de acero.
- b) Ruptura en el contacto roca/suelo-lechada de cemento.
- c) Ruptura de la masa de suelo o cemento.
- d) Ruptura en la interfase acero-lechada de cemento.

A continuación se describe cada uno de los mecanismos de rotura.

3.15.1 Ruptura de la barra o torones de acero.- Con la finalidad de evitar que falle el tirante, es suficiente verificar que el estado de esfuerzos en el acero sea menor que el valor correspondiente a su límite elástico dividido por un coeficiente de seguridad, es decir:

Carga admisible a tracción = $T_a = \text{Límite elástico}(T_g) / \text{Factor de seguridad}$

$$T_a = \frac{T_g}{\Gamma_a} \quad (3.61)$$

Γ_a = Factor de seguridad, el cual permite minorar la tensión de fluencia del acero.

$\Gamma_a = 1.67$ (anclajes permanentes)

$\Gamma_a = 1.33$ (anclajes provisionales)

En dicha ecuación se considera que el límite elástico T_g en los cables de pretensado corresponde al 0.1% de la deformación obtenida al utilizar el diagrama $\sigma - \varepsilon$ (en aceros normales el límite elástico se determina considerando el 0.2%).

Por otro lado, a través de diferentes ensayos se ha podido comprobar que el valor de $T_g \cong 0.85 * F_{pu}$, siendo F_{pu} la carga última a tracción en el tirante, obteniéndose por lo tanto, al reemplazar T_g en (3.61) la siguiente ecuación:

$$T_a * \Gamma_a = 0.85 * F_{pu} \quad (3.62)$$

$$T_a = \left(\frac{0.85}{\Gamma_a} \right) * F_{pu} \cong 0.5 * F_{pu} \quad (\text{Anclajes permanentes}) \quad (3.63)$$

$T_a \cong 0.64 * F_{pu}$ (Para anclajes provisionales, los cuales son utilizados por un periodo no mayor a 18 meses).

En estas condiciones se limitan los valores de los esfuerzos de manera tal que las deformaciones se mantengan en la región elástica donde se cumpla la ley de Hooke, es decir, en la zona elástica lineal.

3.15.2. Ruptura en el contacto roca/suelo-lechada de cemento.- El objetivo principal es el de prevenir la ruptura en la interfase suelo/roca-lechada de cemento, lo que indica que es necesario determinar la capacidad del anclaje y por tanto su longitud, con factores de seguridad entre 1.5 a 2 veces la fuerza de tracción en el anclaje, la cual debe mantener la seguridad y durabilidad de la obra a soportar.

***Capacidad del anclaje en la interfase suelo-lechada de cemento.-** Haciendo énfasis a la aplicación del presente trabajo sólo se darán los lineamientos necesarios respecto de la interfase mencionada.

***Capacidad del anclaje en la interfase roca-lechada de cemento.-** A través de ensayos, Littlejohn y Bruce han encontrado el siguiente valor de la capacidad última del contacto bulbo-terreno (resistencia al deslizamiento) considerando una distribución uniforme.

$$\tau_u = 0.1 * \sigma_c \text{ (barra estriada)} \quad (3.64)$$

En la mencionada ecuación σ_c representa la menor resistencia a la compresión uniaxial, de la roca o de la lechada de cemento. En este último caso σ_c se reemplaza por f'_c es decir $\sigma_c = f'_c$.

El manual Canadiense de Fundaciones emplea la ecuación (3.64) con un factor de seguridad de tres respecto a la resistencia tangencial en el contacto bulbo-roca,

obteniéndose por lo tanto una tensión de adherencia permisible τ_p de:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\tau_u}{\sigma_c} \approx \frac{1}{64} \end{array} \right. \quad (3.65)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_p = \frac{1}{30} * f'_c \end{array} \right. \quad (3.66)$$

Como una simple aproximación Xanthakos recomienda utilizar los siguientes valores para τ_u :

Tabla N° 3.4 Valores de Xanthakos

TIPO DE ROCA	τ_u (N/mm ²)
Roca de resistencia baja	0.35-0.70
Roca de resistencia media	0.70-1.05
Roca de resistencia alta	1.05-1.40

Fuente: Ucar Navarro Roberto: Manual de anclajes en Ing. Civil.

Como ya se mencionó anteriormente $\tau_p = \tau_u / \Gamma_r$, de lo cual la norma española concerniente a las recomendaciones para el proyecto y la construcción de anclajes al terreno, recomienda los siguientes coeficientes de seguridad, dependiendo de si los anclajes son temporales o permanentes y de los niveles de riesgo:

Tabla N° 3.5 Factores de seguridad de acuerdo a la norma española.

	CATEGORÍA DEL ANCLAJE					
	C1	C2	C3	C4	C5	C6
Factor de mayoración de carga	1.4	1.5	1.5	1.6	1.8	2
F.S. respecto a la resistencia al corte en el contacto bulbo-terreno	1.3	1.3	1.4	1.4	1.5	1.5

Fuente: Ucar Navarro Roberto: Manual de anclajes en Ing. Civil.

Las Categorías C1, C2 y C3 se refieren a anclajes temporales con niveles de riesgo progresivamente crecientes, mientras que las clases C4, C5 y C6 corresponden a los mismos términos de riesgo creciente pero referido a anclajes permanentes.

Como puede apreciarse, los factores de mayoración de carga tienen el propósito de lograr la seguridad adecuada contra un aumento en las cargas de servicio por encima

de las especificaciones de diseño. Adicionalmente, dichos factores ayudan a asegurar que las deformaciones bajo cargas de servicio no sean excesivas.

Por tanto, la longitud del bulbo en función de la resistencia tangencial permisible actuando a lo largo de la superficie del bulbo es:

$$L_s = \left[\frac{\Gamma_q * F}{\pi * \phi_p * \tau_u / \Gamma_r} \right] \quad (3.67)$$

Siendo:

Γ_q = Factor de mayoración de las cargas, varía entre 1.4 a 2.

Γ_r = Factor de seguridad, el cual actúa como elemento de minoración o reducción con respecto a la resistencia al corte en el contacto bulbo-terreno, varía entre 1.3 a 1.5

τ_u = Resistencia media al corte en el contacto bulbo-terreno.

F = Fuerza de tracción del anclaje.

La ecuación anterior es válida bajo las siguientes condiciones:

1. La transferencia de carga en la interfase de cemento lechada-suelo roca se distribuye uniformemente.
2. El diámetro del barreno en la zona de anclaje permanece constante.
3. La falla ocurre por corte a lo largo de la interfase suelo o roca/cemento.
4. No hay pérdidas de adhesión o fricción en la zona de anclaje.
5. No existen planos de discontinuidad que alteren el proceso de falla en la zona de anclaje.

Determinación aproximada de la resistencia al deslizamiento τ_u a través del contacto bulbo-terreno.- Con frecuencia se suele usar la ecuación (3.64), la cual relaciona τ_u como una fracción de la resistencia a la compresión simple de la roca intacta σ_c . Dicha expresión probablemente en muchos casos puede sobreestimar la

capacidad del contacto bulbo-terreno.

Teniendo en cuenta estas consideraciones, a continuación se describe un procedimiento de cálculo sencillo y conservador probablemente más realista que el mencionado por Xanthakos.

Aplicando el criterio empírico de rotura lineal de Hoek y Brown y el índice de resistencia geológica GSI, es posible determinar $\tau_u = f(\sigma_c, GSI)$.

A través de la siguiente relación de esfuerzos principales:

$$\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_c}\right) = \left(\frac{\sigma_3}{\sigma_c}\right) + \left(m * \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s\right)^{1/2} \quad (3.68)$$

La resistencia de la roca a compresión simple se obtiene al tener en cuenta que no existe confinamiento lateral ($\sigma_3 = 0$) y además $s=1$, resultando a través de la ecuación (3.68) que $\sigma_1 = \sigma_c$.

Cuando el macizo rocoso presenta planos de facturas, $0 < s < 1$. Por lo tanto la resistencia a la compresión de la masa rocosa σ_{cm} es una fracción de σ_c , es decir:

$$\sigma_{cm} = \sigma_c * \sqrt{s} \quad (3.69)$$

En resumen se tiene:

$$\left\{ \begin{array}{l} s = 1 \quad \Rightarrow \sigma_1 = \sigma_c \quad (\text{roca intacta}) \\ s = 0 \quad \Rightarrow \sigma_1 = 0, \quad (\text{resistencia a la tracción}), \sigma_{cm} = 0 \quad (\text{roca muy fracturada}) \\ 0 < s < 1 \quad \Rightarrow \sigma_{cm} = \sigma_c * \sqrt{s} \end{array} \right.$$

Adicionalmente los parámetros m y s en función del índice GSI se obtienen de acuerdo a Hoek y Brown como sigue:

$$\left. \begin{array}{l} m = m_i * e^{\left[\frac{GSI-100}{28}\right]} \\ s = e^{\left[\frac{GSI-100}{9}\right]} \end{array} \right\} \quad (3.70)$$

El coeficiente m_i corresponde al valor de m en la condición intacta.

Por otro lado, la resistencia al corte en la interfase roca-lechada de cemento es:

$$\tau_u = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) * \text{sen}2\alpha \quad (3.71)$$

Siendo α el ángulo que forma el plano de falla con el esfuerzo principal menor.

Teniendo en cuenta que $\sigma_3 = 0$ y además que $0 < s < 1$, resulta:

$$\tau_u = \frac{1}{2}\sigma_{cm} * \text{sen}2\alpha = \frac{\sigma_c}{2} * \sqrt{s} * \text{sen}2\alpha \quad (3.72)$$

El valor de α se obtiene de acuerdo a Ucar a través de la ecuación:

$$\tan \alpha = \left\{ 1 + \frac{m}{2 * \left(m * \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right)^{1/2}} \right\}^{1/2} \quad (3.73)$$

Al considerar en cuenta que el esfuerzo principal menor $\sigma_3 = 0$, la ecuación anterior toma la forma:

$$\tan \alpha = \left\{ 1 + \frac{m}{2\sqrt{s}} \right\}^{1/2} \quad (3.74)$$

3.15.3. Ruptura en la interfase acero-lechada de cemento.- La longitud de anclaje L_S requerida para evitar la falla en la interfase acero-cemento, se determina considerando que el esfuerzo tangencial de adhesión se caracteriza por una distribución uniforme, la cual depende de las rugosidades de la barra o torones de acero.

Basado en trabajos experimentales, Brown ha sugerido los siguientes valores de L_S para barras de acero estriadas:

$$L_S = 30 * \phi_a \text{ (Roca sana)}$$

$$L_S = 40 * \phi_a \text{ (Roca fisurada)}$$

$$L_s = 60 * \phi_a \text{ (Roca meteorizada)}$$

Siendo ϕ_a , el diámetro de la barra o cable.

Es de hacer notar que el diámetro de un cable se mide sobre el resalte máximo de los torones y no sobre los llanos fig. 3.32

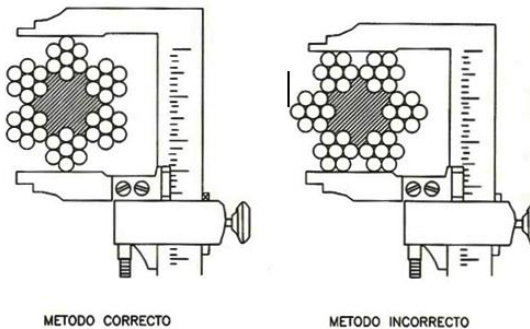


Fig. 3.32 Forma de medir el cable.

3.16. Sistemas y elementos de protección contra la corrosión.

La vida útil de un anclaje está condicionada a los efectos de la corrosión. Un anclaje carente de cualquier tipo de protección puede tener una duración de pocos meses.

También, cabe destacar que, un anclaje sometido a esfuerzos relativamente altos puede originarse la denominada corrosión bajo tensión, que aparece incluso si el anclaje se encuentra en un ambiente neutro. El problema se evidencia por la formación de zonas frágiles en el anclaje a lo que sigue una rotura repentina.

En lo referente a las medidas efectivas está rellenar el anclaje en toda su longitud.

En la zona de anclaje, el mortero o lechada de cemento es de vital importancia para evitar la corrosión, necesitándose un recubrimiento mínimo de 2 a 3 cm.

La protección contra la corrosión incluye una o más barreras físicas que protegen al tendón de un ambiente corrosivo. Estas barreras incluyen: revestimiento del anclaje, compuestos que inhiben la corrosión, vainas, encapsulaciones, revestimientos de epoxi e inyecciones. La elección del tipo de barrera depende de la vida útil de la

estructura (provisional o permanente), de la agresividad del medio ambiente, las consecuencias de la falla del sistema de anclajes y los costos de un nivel de protección mejor.

En los anclajes provisionales se consideran adecuados únicamente los tipos de protección contra la corrosión de los tirantes, y de otros elementos, indicados en la tabla N°3.6. En los anclajes permanentes, la protección deberá garantizar una barrera continua de material anticorrosión entre el tirante y el terreno, de forma que no se deteriore durante el periodo previsto de utilización del anclaje. Las protecciones, en este caso, serán las dadas en la tabla N°3.7.

TABLA N° 3.6. Protección anticorrosión en anclajes provisionales.

ZONA DEL ANCLAJE	SISTEMA DE PROTECCIÓN	
Zona de Bulbo	Tirante rodeado de lechada de cemento con 10mm de recubrimiento.	
Zona Libre	Uno de entre los que se citan:	Cada tendón, o la barra, rodeado de una vaina de plástico terminada en junta estanca.
		Cada tendón, o la barra, rodeado de una vaina de plástico rellena de material anticorrosivo.
		Todos los tendones rodeados por un tubo plástico relleno de material anticorrosivo.
Enlace entre cabeza y zona libre	Un tubo de plástico solidario a la placa que recubra el tubo o vainas de la zona libre.	
Cabeza	Revestimiento no fluido formado de productos anticorrosivos (con o sin caperuza metálica o de plástico) y sin que afecte a los elementos del bloqueo. En zonas de riesgo frente a agresiones mecánicas se recomienda proteger la cabeza o caperuza metálica o de plástico.	

Fuente: Dirección General de Carreteras: Guía para el diseño y ejecución de anclajes al terreno.

TABLA N° 3.7 Protección anticorrosión en anclajes permanentes.

ZONA DEL ANCLAJE	SISTEMA DE PROTECCIÓN	
Zona de Bulbo	Uno de entre los que se citan:	Un tubo corrugado de plástico contenido en el tirante, con vaina estanca entre la lechada de cemento que protege el tirante y la inyección del bulbo. El espesor mínimo de lechada entre tirante y tubo será de 5mm.
		Un tubo corrugado de plástico contenido en el tirante, preinyectado con lechada de cemento. El espesor mínimo de lechada entre tirante y tubo será de 5mm.
		Dos tubos concéntricos corrugados conteniendo el tirante, preinyectados, la zona central y el espacio anular, con un producto viscoso de protección o con lechada de cemento. El espesor mínimo de recubrimiento será de 5mm.
Zona Libre	Uno de entre los que se citan:	Una vaina de plástico por tendón, rellena de un producto viscoso de protección. Más A, B, o C de la relación siguiente.
		Una vaina de plástico por tendón, rellena de lechada de cemento. Más A o B.
		Una vaina de plástico común al tirante, rellena de lechada de cemento. Más B de la relación siguiente.
		A) Un tubo de plástico común al tirante, relleno de producto viscoso anticorrosión.
		B) Un tubo de plástico común al tirante, con los extremos soldados y estancos de humedad.
C) Un tubo de plástico común al tirante, relleno de lechada de cemento.		
Enlace entre cabeza y zona libre	Un tubo metálico o de plástico, estanco y solidario a la placa del anclaje. Se unirá de forma estanca, o se emplearán juntas tóricas al tubo de plástico exterior de la zona libre. Se rellenará de lechada de cemento o un producto viscoso de protección.	
Cabeza	Caperuza metálica revestida o galvanizada, de 3mm de espesor mínimo de pared, o caperuza rígida de plástico, de al menos 5mm de espesor de pared, fijada a la placa de apoyo. Se rellenará de un producto viscoso contra la corrosión y junta de estanqueidad.	

Fuente: Dirección General de Carreteras: Guía para el diseño y ejecución de anclajes al terreno.

3.16.1. Elementos de protección.

Las vainas y tubos de plástico si fueran de polipropileno o de polietileno de alta densidad deberán ser continuos, impermeables, no frágiles y resistentes a los rayos ultravioletas, durante su almacenamiento, transporte y puesta en obra. Sus uniones deberán ser estancas al agua, y el sellado será por contacto directo o mediante juntas de sellado.

Si se utiliza PVC (cloruro de poli-vinilo), será resistente al envejecimiento y no producirá cloro libre.

Cuando se confía la protección a un solo tubo corrugado de plástico en un anclaje permanente, es conveniente efectuar ensayos para verificar la integridad del tubo a lo largo de todo el anclaje. Estos ensayos serán de resistencia eléctrica, realizados después de la inyección pero antes de la puesta en carga, se debe garantizar el aislamiento de los tendones con respecto al terreno.

El ensayo de resistencia eléctrica, (ERM I) (ver anexos), consiste en conectar el polo positivo de una batería al tirante del anclaje y el polo negativo a tierra. Aplicando una tensión de 500 V de corriente continua, el aislamiento del tubo es aceptable si la resistencia eléctrica supera los valores especificados en el procedimiento de medida del aislamiento térmico. Se podrán utilizar **manguitos termo-retráctiles** para sellar en sus extremos las vainas o tubos que confinan los productos anticorrosión que recubren al tirante. El calentamiento de este manguito no debe alterar el plástico de otros tubos o vainas. El porcentaje de retracción debe ser suficiente para evitar huecos a largo plazo. El espesor mínimo de los manguitos, luego de la retracción, no debe ser inferior a 1 mm.

Para sellar se podrán emplear **juntas tóricas** para evitar la pérdida hacia el exterior del producto de protección contra la corrosión o la entrada de agua hacia el interior.

Las juntas mecánicas deberán estar selladas con juntas tóricas, juntas de estanqueidad o manguitos termo-retráctiles. Estas juntas deben prevenir las fugas de relleno o

penetración de agua desde el exterior, para cualquier movimiento relativo entre los elementos considerados.

3.17. Diámetros y profundidades.

Todas las perforaciones se efectuarán respetando los diámetros, profundidades y posiciones indicados en los planos del Proyecto.

El diámetro de perforación debe garantizar el recubrimiento mínimo de lechada todo a lo largo del anclaje. Se deben adoptar los diámetros mínimos indicados en las tablas N°3.8 y 3.9.

La perforación de cada taladro deberá reflejarse en un parte que contenga el diámetro del mismo, tipo de terreno atravesado, sistema y parámetros de perforación, incidencias ocurridas, pérdidas de fluido, etc.

Tabla N° 3.8 Diámetros mínimos de perforación en anclajes de cables(*).

N° DE CABLES	DIÁMETRO MÍNIMO EXTERIOR DE ENTUBACIÓN (mm)	DIÁMETRO MÍNIMO DE PERFORACIÓN NO ENTUBADA (mm)
TIPO 1 ANCLAJES PROVISIONALES CON INYECCIÓN ÚNICA GLOBAL (IU)		
2 a 5 cables	114	85
6 ó 7 cables	133	105
8 a 12 cables	152	125
TIPOS 2A Y 2B. ANCLAJES PROVISIONALES CON REINYECCIÓN (IR, IRS)		
2 ó 3 cables	114	85
4 ó 5 cables	133	105
6 a 10 cables	152	125
TIPOS 3 Y 4A. ANCLAJES PERMANENTES SIN REINYECCIÓN SELECTIVA (IU, IR)		
2 a 4 cables	133	105
5 a 7 cables	152	125
7 a 12 cables	178	140

TIPO 4B ANCLAJES PERMANENTES CON REINYECCIÓN SELECTIVA (IRS)		
2 a 4 cables	152	125
5 a 7 cables	178	140
7 a 12 cables	200	165
(*) Se considera en todos los casos un diámetro de cable no mayor de 15,3mm (0,6pulgadas). Fuente: Dirección General de Carreteras: Guía para el diseño y ejecución de anclajes al terreno.		

Tabla N° 3.9. Diámetros mínimos de perforación en anclajes de barra.

DIÁMETRO DE LA BARRA (mm)	DIÁMETRO MÍNIMO EXTERIOR DE LA ENTUBACIÓN (mm) (**)	DIÁMETRO MÍNIMO DE LA PERFORACIÓN NO ENTUBADA (mm)
TIPO 5 ANCLAJES PROVISIONALES CON INYECCIÓN ÚNICA GLOBAL (IU)		
$\phi \leq 20$	90	68
$25 < \phi \leq 40$	101	85
TIPOS 7 ANCLAJES PERMANENTES CON INYECCIÓN ÚNICA GLOBAL (IU)		
$\phi \leq 25$	114	85
$25 < \phi \leq 40$	133	105
TIPOS 6A, 6B, 8A Y 8B. ANCLAJES CON REINYECCIÓN (IR, IRS)		
$\phi \leq 20$	133	105
$20 < \phi \leq 25$	152	114
$25 < \phi \leq 40$	178	133
(**) Siempre que no existan empalmes en la barra Fuente: Dirección General de Carreteras: Guía para el diseño y ejecución de anclajes al terreno.		

3.17.1. Tolerancias.

Salvo especificación contraria, el equipo de perforación realizará los taladros con las siguientes tolerancias:

- a) El eje de la boca de la perforación no estará desplazado en planta, respecto a lo establecido en los planos, más de 50 mm., a comprobar incluso con cinta métrica. Esta comprobación se efectuará en todos y cada uno de los taladros.
- b) Respecto a la posición inicial, el taladro no se desviará más de dos grados sexagesimales (2°), comprobándose con clinómetro o con una escuadra graduada en milímetros y su equivalencia en inclinación. Se efectuará en al menos un 10% de los taladros y en no menos de tres de ellos.
- c) Respecto al diámetro nominal del bulbo previsto en Proyecto, la posible reducción no será superior a 2 mm, a comprobar midiendo el útil de perforación con calibre. Se comprobará cada vez que se cambie el útil de perforación, se observe un desgaste apreciable, y en no menos del 10% de los casos.
- d) Finalmente, la longitud de perforación no se desviará en más de 0,20 m, a comprobar midiendo la longitud total de los útiles de perforación empleados incluso con cinta métrica.

Esta comprobación se efectuará en al menos el 10% de los taladros y en no menos 3.

Los sistemas de medida a utilizar en las comprobaciones anteriores no deberán tener errores totales mayores del 2% (precisión = 2%).

3.18. Instalación de los Anclajes y bulones.

Primeramente se comprobará la perforación, de forma que se encuentre libre de obstáculos. La colocación se efectuará de forma controlada para no alterar la posición de ningún elemento del tirante.

El tiempo entre la instalación del tirante y la inyección del anclaje debe ser el menor posible.

Los centradores se dispondrán de manera solidaria con el tirante y garantizarán el

recubrimiento mínimo. Su número dependerá de la rigidez y peso del tirante y su separación no será superior a los 3 m, situando al menos dos de ellos en la zona de bulbo.

Durante la manipulación y colocación de los tirantes se tendrá especial cuidado en no deformarlos, ni dañar sus componentes, ni la protección anticorrosión. Antes de su instalación se comprobará visualmente su integridad y se dejará constancia escrita del resultado de la misma.

3.18.1. Montaje de los anclajes.

Para el tesado de los anclajes existen diferentes formas o métodos para montar y tesar los anclajes. La selección del método adecuado depende de las condiciones de la estructura y del tipo de obra, por lo que se mencionarán los métodos más importantes.

a) Método por empuje.- Es un método económico, pudiéndose realizar tanto antes como después del hormigonado. Consiste en empujar los torones en las vainas.

Los aparatos y equipos para el empuje pueden estar localizados en un punto remoto conectándose con flexibilidad al punto de inserción.

Para el uso de estos equipos se requiere tan solo la asistencia de dos operarios, pudiéndose alcanzar una velocidad de hasta 8 m/s, según el modelo y potencia del equipo; por ello, este es el método preferido para la instalación de torones.

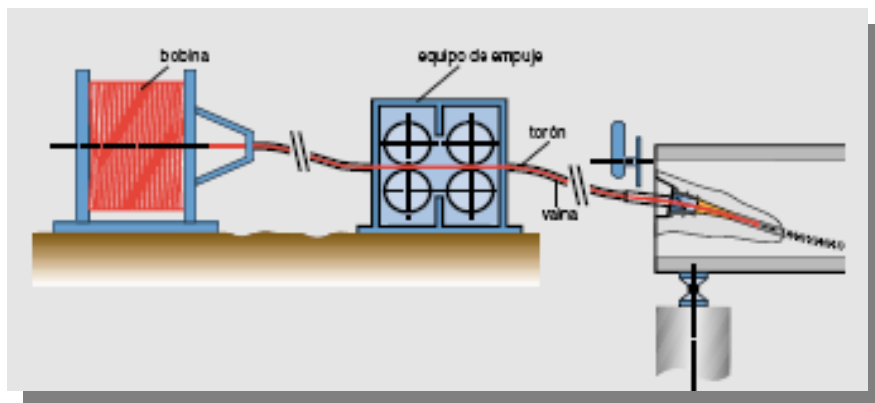


Fig. 3.33 Método del empuje.

Método por tracción.- En casos convencionales, el haz completo de torones se instala tirándolo con un cable guía de acero unido a un cabestrante.

b) La instalación de torones con el método de tracción puede ser muy eficiente en estructuras especiales, por ejemplo, en estructuras donde se usen anclajes en U.

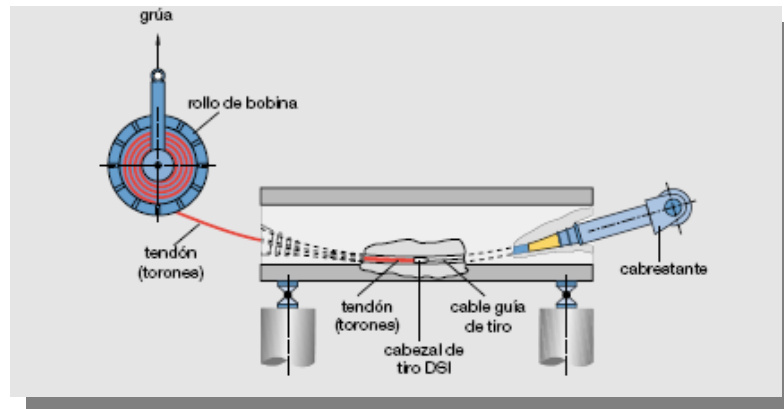


Fig. 3.34 Método por Tracción.

Los anclajes con cables suelen suministrarse en bobinas de hasta 3.5 toneladas; por ello debe de tomarse en cuenta el método a emplear para su colocación en la obra, esto dependerá de las características de emplazamiento en obra.



Fig. 3.35 Montaje de los cables en obra.



Fig. 3.36 Montaje de los anclajes de cables

3.18.2. Tesado del anclaje.

El tesado se puede realizar mediante dos formas distintas: mediante gatos y cilindros hidráulicos así llaves dinamométricas.

Los anclajes se tesan hasta alcanzar la carga de tensado deseada o proyectada. Antes de su fijación los anclajes son sometidos a una carga de hasta 1,5 veces como máximo de la de trabajo. Según el modelo o el fabricante, se puede tener gatos de capacidades desde los 250 kN a 15.000 kN. El anclaje se puede tensar de dos maneras, según sea aquel:

a) Mediante gatos si el anclaje es de cables.

Mediante este sistema, la carga de ensayo se aplica escalonadamente hasta alcanzar la carga de ensayo y se destensa de nuevo hasta una cierta carga previa.

Este sistema emplea un conjunto de tubos con dispositivos de agarre automáticos que guían los torones de forma segura a través del cilindro hidráulico. Este diseño posibilita controlar el proceso de tesado con la mayor fiabilidad y a la vez minimizar las pérdidas de carga por asiento de las cuñas, al hacer uso del potente dispositivo de preacuíñado.

El precauñado es una manera de empujar las cuñas individual y simultáneamente con un dispositivo hidráulico a una carga predeterminada. No se depende entonces del inseguro asentamiento de las cuñas simplemente por arrastre. Los cilindros hidráulicos permiten sobretensar y relajar los torones, de forma que se compensen las pérdidas por fricción y se maximicen los esfuerzos de tensado a lo largo de todo el tendón.

Cada cilindro hidráulico tiene una válvula de descarga de presión por motivos de seguridad, que se activa para limitar la presión hidráulica en caso de defecto de la bomba hidráulica.



Fig. 3.37 Tesado de los anclajes con cables.



Fig. 3.38 Perforación y colocado de bulones



Fig. 3.39 Perforación y tesado de anclajes de cables en un talud.

b) Mediante llave dinamométrica, si la cabeza dispone de rosca (barra). En este caso no se conoce exactamente cuál ha sido la tensión dada al anclaje.

El tesado del anclaje debe efectuarlo personal especializado, con experiencia en este tipo de trabajos. De igual manera sucede con el personal que realizará los ensayos del tesado; el cual se efectuará traccionando todos los cables del tirante simultáneamente.

El tesado de cada anclaje se deberá efectuar preferiblemente en una sola operación.

Se procurará que el orden de tesado de los anclajes sea tal que se vayan poniendo en carga de forma alterna, para evitar la concentración excesiva de carga en la viga de reparto o en la estructura anclada.

También se tendrá en cuenta la rigidez y la resistencia a flexión de vigas y estructuras para evitar que se produzcan esfuerzos de flexión como consecuencia de la aplicación de cargas concentradas excesivas, fundamentalmente en el caso de anclajes de alta carga nominal.

Por ello la viga de reparto o la propia estructura a anclar no deberán experimentar, con las cargas nominales concentradas, distorsiones angulares superiores a $1/750$.

En caso de no cumplirse esta condición, se podrá iniciar el proceso de entrada en carga por fases, aplicando en cada una de ellas, a todos los anclajes, fracciones de la máxima a alcanzar.



Fig. 3.40 Tesado de los bulones.



Fig. 3.41 Inyección de lechada de cemento al bulón

3.19. Trabajos de acabado.

Luego de la instalación de los anclajes se debe proceder al corte de las longitudes sobrantes de los tirantes y a la colocación de las protecciones de las cabezas de los anclajes, quedando prohibido el empleo de sopletes.

Se procederá al corte tomando en cuenta que la longitud mínima sobrante, en la parte externa de las cuñas o tuercas, será de unos 5cm en anclajes no retesables y de unos 60 cm. en los retesables, para permitir la ubicación del gato de tesado.

Para analizar la el comportamiento y variación del factor de seguridad, respecto al ángulo crítico se aplicará la ecuación 3.23 con la que se creó el gráfico 4.27

Manteniendo todos los demás factores constantes y dándole diferentes valores al ángulo crítico se obtiene la figura 4.27 con su respectiva tabla de datos , en el que se aprecia que el factor de seguridad mínimo, para este caso, corresponde al ángulo.

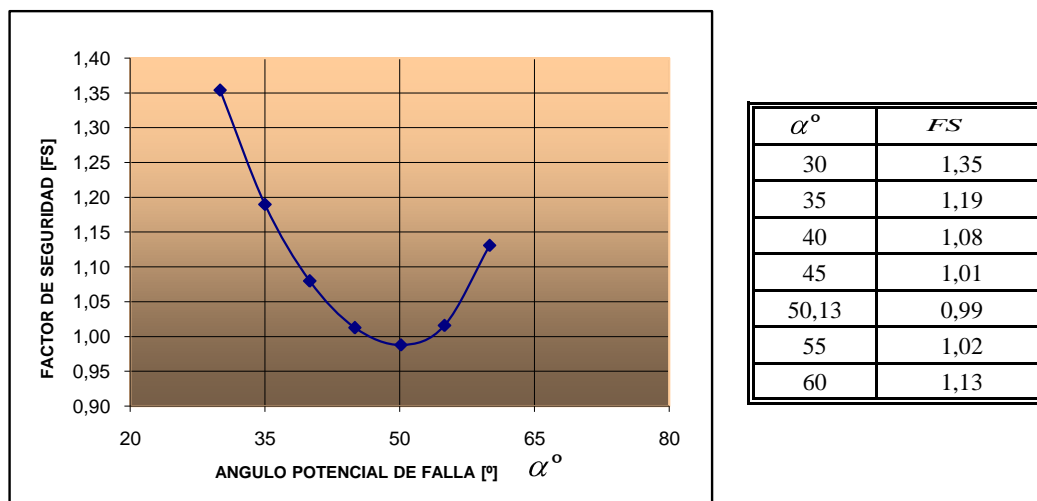


Fig 4.27 Variación del F. S. en función de α°

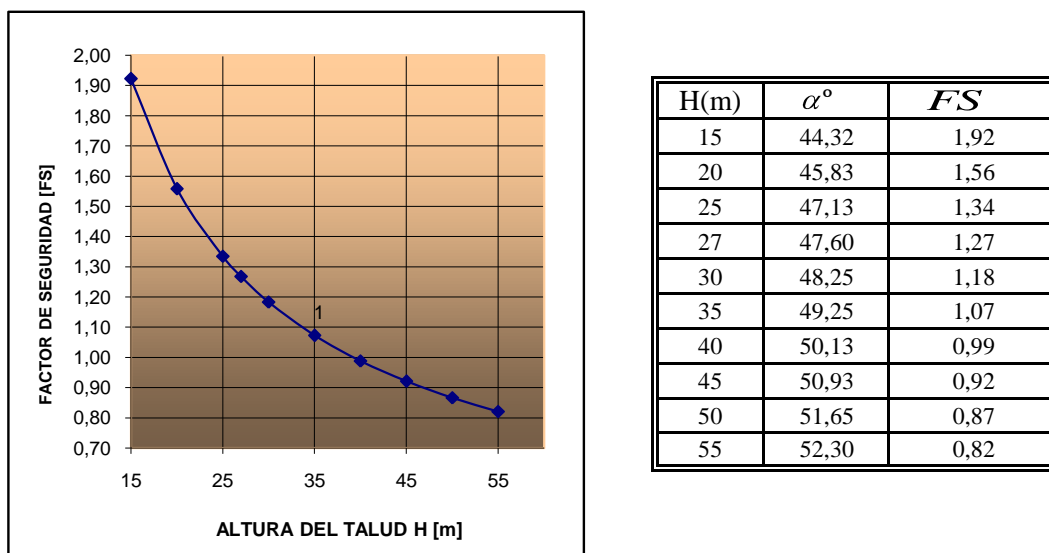
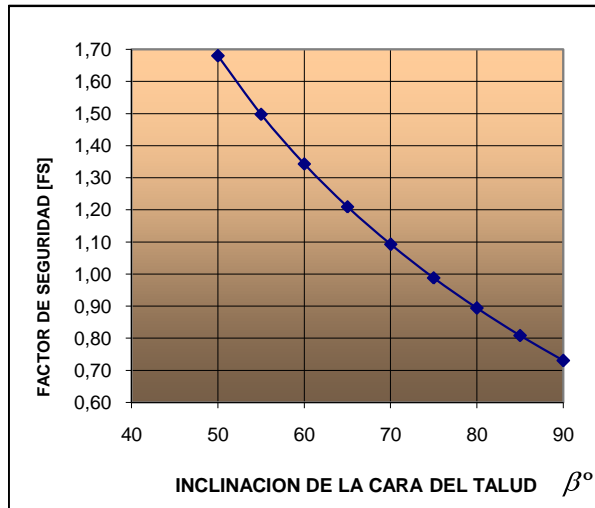


Fig 4.28 Variación del F. S. en función H

En la figura anterior se observa que al aumentar la altura del talud H disminuye el Factor de Seguridad, es de decir, a taludes más elevados, menores factores de seguridad.

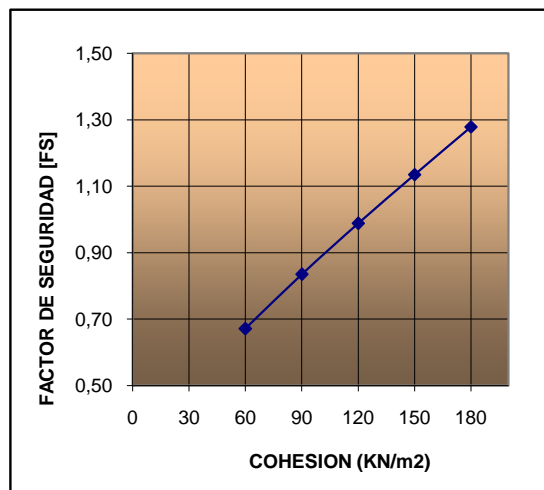


β°	α°	FS
50	32,76	1,68
55	36,15	1,50
60	39,57	1,34
65	43,04	1,21
70	46,56	1,09
75	50,13	0,99
80	53,77	0,89
85	57,49	0,81
90	61,28	0,73

Fig 4.29 Variación del F. S. en función de β

Del gráfico anterior se puede decir que: $FS \approx 2.89 \beta - 0.022$

Además, se observa que existe una relación prácticamente lineal entre el FS y β , como era de esperar, al aumentar el ángulo de inclinación del talud, se incrementa el ángulo crítico y por ende disminuye el factor de seguridad.



C	α°	FS
60	54,90	0,67
90	52,09	0,83
120	50,13	0,99
150	48,66	1,14
180	47,52	1,28

Fig 4.30 Variación del F. S. respecto a la cohesión

Se observa un incremento del ángulo crítico, al disminuir la Cohesión y por lo tanto el desciende el factor de seguridad.

Aplicando la ecuación 3.19 se obtiene:

$$R = \frac{\text{sen}(\beta - \alpha)}{\text{sen}\beta * \text{sen}\alpha} * \psi * k \longrightarrow R = 13614,99 \text{ [kN/m]}$$

Siendo R la resultante de las fuerzas actuantes.

De acuerdo a la tabla A-1 que se anexa y para el caso dado se eligió el coeficiente de seguridad activo, el cual se incrementa debido al reparto de tensiones que se generan a través del tirante anclado dentro del macizo rocoso obteniéndose por un lado un aumento en la resistencia al cizallamiento de la roca y, por otro lado consecuencia de la sustracción de las fuerzas tangenciales actuantes, por lo que su valor es el siguiente:

$$(FS)_a = 1,5$$

4.7. Determinación de la fuerza del anclaje.

Utilizando la ecuación 3.40 y despejando Δ se obtiene su valor óptimo, es decir:

$$\tan(\alpha - \Delta) = \frac{\tan \phi}{(FS)_a} \longrightarrow \Delta = \left\{ \alpha - \arctan \left[\frac{\tan \phi}{(FS)_a} \right] \right\}$$

$$\Delta = \Delta_a = 33^\circ$$

Para evitar el obstáculo de colocar el anclaje buzando hacia abajo, en sentido contrario a la gravedad, se adoptará el siguiente valor:

$$\Delta = \Delta_a = -5^\circ$$

De la siguiente ecuación se obtiene:

$$\delta(FS) = \frac{F_a}{R} - (FS)_a \longrightarrow \delta(FS) = 0,51$$

Empleando la ecuación 3.36 se determina

$$f(\Delta) = f(\Delta_a) = (FS)_a \cos(\alpha - \Delta) + \text{sen}(\alpha - \Delta) * \tan \phi$$

$$f(\Delta) = f\Delta_a = 1,24$$

Empleando la ecuación 3.37 la relación es la siguiente:

$$\frac{F_a}{R * \text{sen}(\alpha + \varepsilon)} = \frac{\delta(FS)}{f(\Delta)} \longrightarrow \frac{F_a}{R * \text{sen}(\alpha + \varepsilon)} = 0,413$$

Es decir, se requiere una mínima fuerza del tirante para alcanzar $(FS)_a = 1,5$ del 41,3% de las fuerzas tangenciales movilizadas. Por tanto:

$$F_a = \frac{\delta(FS)}{f(\Delta)} * R * \text{sen}(\alpha + \varepsilon) \longrightarrow F_a = \mathbf{4314 \text{ [kN/m]}}$$

Para lograr estabilizar el talud y comparar metodos se realizarán dos acciones; la primera empleara anclajes (cables o bulones) y la segunda empleará el método de abatimiento de un talud; y se realizará una comparación económica, para ver la alternativa más viable, aplicable al sector específico de estudio.

4.8. Separación y longitud entre anclajes.

La separación y longitud entre anclajes sera la quella que permita logar estabilizar al talud de estudio, en este caso se emplearan los anclajes con cables y bulones.

4.8.1. Cálculo de la separación y longitud entre anclajes de barra.

I) Separación entre anclajes de Barra.

En la tabla N°3,1 se mencionan varios anclajes y sus características dentro de las cuales se eligió el siguiente:

Utilizando un Anclaje tipo de acuerdo a la tabla N° 3.1:

$$\text{barra } \phi \text{ 36 DY S' 85 / 105} \quad (85/105 \text{ Kgf/mm}^2)$$

Es necesario conocer las características de este tipo de barra, es decir, carga de rotura, límite elástico y tracción admisible.

a) Determinación del área del anclaje.

$$A = \frac{\pi * \phi^2}{4} \longrightarrow A = \mathbf{1018 \text{ [mm}^2\text{]}}$$

Donde:
D= Diámetro en [mm]
A= Area en [mm²]

b) Determinación de la carga de rotura (F_{pu})

$$F_{pu} = (\text{Area de la barra} * \text{Resistencia Unitaria})$$

Resistencia Unitaria (85/105 Kgf/mm²)

$$85 \frac{\text{Kgf}}{\text{mm}^2} * 10 \frac{\text{N}}{1\text{Kgf}} = 850 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$105 \frac{\text{Kgf}}{\text{mm}^2} * 10 \frac{\text{N}}{1\text{Kgf}} = 1050 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$F_{pu} = 1018 \text{ mm}^2 * 1050 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = \mathbf{1068,9 \text{ [KN]}}$$

c) Determinación del límite elástico (T_g)

$T_g =$ (Area de la barra * Esfuerzo de tracción al 0,1% de deformación)

$$T_g = 1018 \text{ mm}^2 * 850 \frac{N}{\text{mm}^2} = 865,30 \text{ [KN]}$$

d) Determinación de la tracción admisible (T_a)

$$T_a = 0.60 * T_g \longrightarrow T_a = 519,18 \text{ [KN]}$$

$$\boxed{T_a = 520 \text{ [kN]}} \text{ (Para fines prácticos)}$$

Empleando la ecuación 3.55 se determina la separación de anclajes:

$$S = \sqrt{\left(\frac{H}{\text{sen}\beta} * \frac{T_a}{F_a}\right)} \longrightarrow S = 2,2 \text{ [m]}$$

Por lo tanto; los anclajes de barras deben colocarse en una cuadrícula de :
2,2 [m] por 2,2 [m], con una carga admisible de trabajo igual a 520[KN]

II) Longitud de las barras

a) Longitud de anclaje.

$\sigma_c = 30,68$ [Mpa] Resistencia a la compresión de la roca.

$f'_c = 1$ [Mpa] Resistencia a la compresión de la lechada de cemento.

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u = \frac{1}{10} \sigma_c \longrightarrow \tau_u = 3,1 \text{ [Mpa]} \\ \tau_u = f'_c \longrightarrow \tau_u = 1 \text{ [Mpa]} \end{array} \right\} \text{ Se adopta el menor}$$

$\Gamma_q = 1,6$ 1,40 a 2,00 = factor de mayoración de la carga aplicada (varía dependiendo del tipo de riesgo y si es temporal o permanente).

$F_a = 520$ [kN] Fuerza de tracción (F=Ta Tracción Admisible)

$\phi_p = 0,130$ [m] Diámetro de perforación (barreno).

$\tau_u = 1$ [Mpa] Resistencia al corte en la interfase cemento - roca.

$\Gamma_r = 1,4$ Factor de minoración para anclajes permanentes

Dada la ecuación (3.60) se obtiene:

$$L_s = \left[\frac{\Gamma_q * F}{\pi * \phi_p * \tau_u / \Gamma_r} \right] \longrightarrow L_s = 2,85 \text{ [m]}$$

Utilizando la primera hilera de anclajes se observa en la fig 3.31 que la separación de:
OP=S= 2,2 [m] con respecto al pie del talud, siendo la ordenada analizada de:

$$h = S * \text{Sen}\beta \longrightarrow h = 2,13 \text{ [m]}$$

$$h = S * \text{Sen}\beta$$

Considerando los siguientes valores calculados anteriormente:

$$\begin{array}{lcl} \beta = & 75 & ^\circ \\ \alpha = & 50 & ^\circ \end{array} \qquad \begin{array}{lcl} \Delta = & -5 & ^\circ \\ H = & 40 & [\text{m}] \end{array}$$

Separando L_L de la ecuación (3.59) se obtiene:

$$L_L = \left[\frac{h}{\text{sen}\beta} * \frac{\text{sen}(\beta - \alpha)}{\text{sen}(\alpha - \Delta)} + 0.15H \right] \longrightarrow L_L = 7,13 \quad [\text{m}]$$

Por lo tanto, la longitud total del anclaje como lo indica la ecuación (3.59) es la siguiente:

$$L = (L_L + L_S) \longrightarrow \boxed{L = 9,98 \quad [\text{m}]}$$

Para agilizar los cálculos se presenta la siguiente tabla de resumen de cálculo de longitudes y separación entre bulones

Tabla N° 4.1 Resumen de Separación y longitudes de bulones

N°	H[m]	β	α	Δ	S[m]	h[m]	L_S [m]	L_L [m]	L. [m]
1	40,0	75,0	50,13	-5,0	2,20	2,13	4,33	7,13	11,45
2	40,0	75,0	50,13	-5,0	4,40	4,25	4,33	8,26	12,6
3	40,0	75,0	50,13	-5,0	6,60	6,38	4,33	9,38	13,7
4	40,0	75,0	50,13	-5,0	8,80	8,50	4,33	10,51	14,8
5	40,0	75,0	50,13	-5,0	11,00	10,63	4,33	11,64	16,0
6	40,0	75,0	50,13	-5,0	13,20	12,75	4,33	12,77	17,1
7	40,0	75,0	50,13	-5,0	15,40	14,88	4,33	13,89	18,2
8	40,0	75,0	50,13	-5,0	17,60	17,00	4,33	15,02	19,3
9	40,0	75,0	50,13	-5,0	19,80	19,13	4,33	16,15	20,5
10	40,0	75,0	50,13	-5,0	22,00	21,25	4,33	17,28	21,6
11	40,0	75,0	50,13	-5,0	24,20	23,38	4,33	18,40	22,7
12	40,0	75,0	50,13	-5,0	26,40	25,50	4,33	19,53	23,9
13	40,0	75,0	50,13	-5,0	28,60	27,63	4,33	20,66	25,0
14	40,0	75,0	50,13	-5,0	30,80	29,75	4,33	21,79	26,1
15	40,0	75,0	50,13	-5,0	33,00	31,88	4,33	22,92	27,2
16	40,0	75,0	50,13	-5,0	35,20	34,00	4,33	24,04	28,4
17	40,0	75,0	50,13	-5,0	37,40	36,13	4,33	25,17	29,5

Del cuadro anterior se observa que se requieren longitudes de bulones hasta de 29,5m. Por lo que las normas recomiendan el uso de bulones de longitudes inferiores a los doce m. Por lo tanto, esta opción de estabilización con bulones queda descartada, por lo que se procederá a realizar los cálculos con cables.

4.8.2. Separación entre anclajes de cables.

I) Separación entre anclajes de Cable.

En la tabla N°3,1 se mencionan varios anclajes y sus características dentro de las cuales se eligió el siguiente anclaje de:

10 torones de ϕ 13 (10T13 (163 /185) (Kgf/mm²)

Cada toron esta formado por siete hilos, seis de acero de : ϕ 4,10 mm alrededor de un alma central metálica d ϕ 4,20 mm

Es necesario conocer las características de este tipo de barra, es decir, carga de rotura, límite elástico y tracción admisible.

a) Determinación del área del anclaje

$$A = \frac{\pi * \phi^2}{4} \longrightarrow A = 93,07 \text{ [mm}^2\text{]}$$

b) Determinación de la carga de rotura (F_{pu}).

$$F_{pu} = (\text{Area de la barra} * \text{Resistencia Unitaria})$$

Resistencia Unitaria : (163 / 185)

$$163 \frac{\text{Kgf}}{\text{mm}^2} * 10 \frac{\text{N}}{1\text{Kgf}} = 1630 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$185 \frac{\text{Kgf}}{\text{mm}^2} * 10 \frac{\text{N}}{1\text{Kgf}} = 1850 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$F_{pu} = 10 * 93 \text{ mm}^2 * 1850 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 1720,50 \text{ [KN]}$$

c) Determinación del límite elástico (T_g)

$$T_g = (\text{Area de la barra} * \text{Esfuerzo de tracción al 0,1% de deformación})$$

$$T_g = 10 * 93 \text{ mm}^2 * 1630 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 1515,90 \text{ [KN]}$$

d) Determinación de la tracción admisible (T_a)

$$T_a = 0.60 * T_g \longrightarrow T_a = 909,54 \text{ [KN]}$$

$$\boxed{T_a = 910 \text{ [kN]}} \text{ (Para fines prácticos)}$$

Empleando la ecuación (3.55) se determina la separación de anclajes:

$$S = \sqrt{\left(\frac{H}{\text{sen}\beta} * \frac{T_a}{F_a}\right)} \longrightarrow S = 3,0 \quad [\text{m}]$$

Usando cables como elemento estabilizador de anclaje, se colocarán en cuadros de: 3,0 [m] por 3,0 [m], con una carga admisible de trabajo igual a 910 [KN]

II) Determinación de la longitud de anclaje.

a) Longitud de anclaje, primera fila

$\sigma_c = 30,68$ [Mpa] Resistencia a la compresión de la roca.

$f'_c = 1$ [Mpa] Resistencia a la compresión de la lechada de cemento.

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u = \frac{1}{10} \sigma_c \longrightarrow \tau_u = 3,068 \quad [\text{Mpa}] \\ \tau_u = f'_c \longrightarrow \tau_u = 1 \quad [\text{Mpa}] \end{array} \right\} \text{Se adopta el menor}$$

$\Gamma_q = 1,6$

1,40 a 2,00 = factor de mayoración de la carga aplicada (varía dependiendo del tipo de riesgo y si es temporal o permanente).

$F = 910$ [kN] Fuerza de tracción er ($F=T_a$ Tracción Admisible)

$\phi_p = 0,15$ [m] Diámetro de perforación (barreno).

$\tau_u = 1$ [Mpa] Resistencia al corte en la interfase cemento - roca.

$\Gamma_r = 1,4$ Factor de minoración para anclajes permanentes

Dada la ecuación (3.60) se obtiene:

$$L_s = \left[\frac{\Gamma_q * F}{\pi * \phi_p * \tau_u / \Gamma_r} \right] \longrightarrow L_s = 4,33 \quad [\text{m}]$$

Utilizando la primera hilera de anclajes se observa en la fig. 3.28 que la separación de OP=S: 3,0 [m] con respecto al pie del talud, siendo la ordenada analizada igual:

$$h = S * \text{Sen}\beta \longrightarrow h = 2,85 \quad [\text{m}]$$

Considerando los siguientes valores calculados anteriormente:

$$\begin{array}{l} \beta = 75^\circ \\ \alpha = 50^\circ \end{array} \quad \begin{array}{l} \Delta = -5^\circ \\ H = 40 \quad [\text{m}] \end{array}$$

Separando L_L de la ecuación (3.59) se obtiene:

$$L_L = \left[\frac{h}{\text{sen}\beta} * \frac{\text{sen}(\beta - \alpha)}{\text{sen}(\alpha - \Delta)} + 0,15H \right] \longrightarrow L_L = 7,51 \quad [\text{m}]$$

Por lo tanto, la longitud total del anclaje como lo indica la ecuación (3.59) es la siguiente:

4.9. Dimensionamiento de los tirantes anclados.

4.9.1. Ruptura de los torones de acero.

Se debe verificar que la tracción admisible dada en la fórmula (3.63) sea menor al valor de

$$T_a = \left(\frac{0.85}{\Gamma_a} \right) * F_{pu} =$$

$\Gamma_a = 1,6$ para anclajes permanentes.

$F_{pu} = 1720,50$ [KN] Carga de rotura del anclaje calculado

$T_a = 914$ [KN] Carga admisible a tracción

$T_a = 910$ [KN] Carga a tracción calculada para el anclaje estudiado.

Por lo tanto, la carga a tracción calculada es menor a la carga de tracción del anclaje, por lo tanto, se cumple esta verificación.

4.9.2. Ruptura en la interfase acero lechada de cemento.

Brown recomienda en el apartado 3.15.3 que la longitud de anclaje requerida para rocas

$$L_s = 40 * \phi_a \quad \phi_a = 0,013 \text{ [m]} \quad \text{Diámetro del cable.}$$

$$L_s = 0,52 \text{ [m]}$$

Por lo tanto, se debe emplear el mayor valor de la longitud de bulbo entre la calculada pasos arriba y la encontrada en el dimensionamiento de los anclajes.

Por lo que la longitud del bulbo del anclaje debe tener un valor mínimo de:

$$L_s = 4,33 \text{ [m]}$$

57,48

$\alpha = 50,13$ hasta que la ecuaci

0

FS

FS

esta columna tiene que ser 0

		0,00			
$\alpha =$	44,32	\longrightarrow	0,000	$=$	0 $k =$
$\alpha =$	45,83	\longrightarrow	0,000	$=$	0 $k =$
$\alpha =$	47,13	\longrightarrow	0,000	$=$	0 $k =$
$\alpha =$	47,60	\longrightarrow	0,000	$=$	0 $k =$
$\alpha =$	48,25	\longrightarrow	0,000	$=$	0 $k =$
$\alpha =$	49,25	\longrightarrow	0,000	$=$	0 $k =$
$\alpha =$	50,13	\longrightarrow	0,000	$=$	0 $k =$
$\alpha =$	50,93	\longrightarrow	0,000	$=$	0 $k =$
$\alpha =$	51,65	\longrightarrow	0,000	$=$	0 $k =$
$\alpha =$	52,30	\longrightarrow	0,000	$=$	0 $k =$

FS

dar valores a alfa hasta que la ecuacion se

		0,00			
$\alpha =$	32,76	→	0,000	=	0 k=
$\alpha =$	36,15	→	0,000	=	0 k=
$\alpha =$	39,57	→	0,000	=	0 k=
$\alpha =$	43,04	→	0,000	=	0 k=
$\alpha =$	46,56	→	0,000	=	0 k=
$\alpha =$	50,13	→	0,000	=	0 k=
$\alpha =$	53,77	→	0,000	=	0 k=
$\alpha =$	57,49	→	0,000	=	0 k=
$\alpha =$	61,28	→	0,000	=	0 k=

FS

dar valores a alfa hasta que la ecuacion se

			0,00		
$\alpha =$	54,90	→	0,000	=	0 k=
$\alpha =$	52,09	→	0,000	=	0 k=
$\alpha =$	50,13	→	0,000	=	0 k=
$\alpha =$	48,66	→	0,000	=	0 k=
$\alpha =$	47,52	→	0,000	=	0 k=

cero

1,00	$\psi =$	3375,00	$\psi_1 =$	0,00	$k_1 =$	0	$k_2 =$	0,515	$\varepsilon =$
1,00	$\psi =$	6000,00	$\psi_1 =$	0,00	$k_1 =$	0	$k_2 =$	0,386	$\varepsilon =$
1,00	$\psi =$	9375,00	$\psi_1 =$	0,00	$k_1 =$	0	$k_2 =$	0,309	$\varepsilon =$
1,00	$\psi =$	10935,00	$\psi_1 =$	0,00	$k_1 =$	0	$k_2 =$	0,286	$\varepsilon =$
1,00	$\psi =$	13500,00	$\psi_1 =$	0,00	$k_1 =$	0	$k_2 =$	0,258	$\varepsilon =$
1,00	$\psi =$	18375,00	$\psi_1 =$	0,00	$k_1 =$	0	$k_2 =$	0,221	$\varepsilon =$
1,00	$\psi =$	24000,00	$\psi_1 =$	0,00	$k_1 =$	0	$k_2 =$	0,193	$\varepsilon =$
1,00	$\psi =$	30375,00	$\psi_1 =$	0,00	$k_1 =$	0	$k_2 =$	0,172	$\varepsilon =$
1,00	$\psi =$	37500,00	$\psi_1 =$	0,00	$k_1 =$	0	$k_2 =$	0,155	$\varepsilon =$
1,00	$\psi =$	45375,00	$\psi_1 =$	0,00	$k_1 =$	0	$k_2 =$	0,140	$\varepsilon =$
			$\psi_1 =$		$k_1 =$		$k_2 =$		

→a cero

1,00	$\psi =$	24000,00	$\psi_1 =$	0,00	$k_1 =$	0	$k_2 =$	0,153	$\xi =$
1,00	$\psi =$	24000,00	$\psi_1 =$	0,00	$k_1 =$	0	$k_2 =$	0,164	$\xi =$
1,00	$\psi =$	24000,00	$\psi_1 =$	0,00	$k_1 =$	0	$k_2 =$	0,173	$\xi =$
1,00	$\psi =$	24000,00	$\psi_1 =$	0,00	$k_1 =$	0	$k_2 =$	0,181	$\xi =$
1,00	$\psi =$	24000,00	$\psi_1 =$	0,00	$k_1 =$	0	$k_2 =$	0,188	$\xi =$
1,00	$\psi =$	24000,00	$\psi_1 =$	0,00	$k_1 =$	0	$k_2 =$	0,193	$\xi =$
1,00	$\psi =$	24000,00	$\psi_1 =$	0,00	$k_1 =$	0	$k_2 =$	0,197	$\xi =$
1,00	$\psi =$	24000,00	$\psi_1 =$	0,00	$k_1 =$	0	$k_2 =$	0,199	$\xi =$
1,00	$\psi =$	24000,00	$\psi_1 =$	0,00	$k_1 =$	0	$k_2 =$	0,200	$\xi =$

→a cero

1,00	$\psi =$	24000,00	$\psi_1 =$	0,00	$k_1 =$	0	$k_2 =$	0,097	$\xi =$
1,00	$\psi =$	24000,00	$\psi_1 =$	0,00	$k_1 =$	0	$k_2 =$	0,145	$\xi =$
1,00	$\psi =$	24000,00	$\psi_1 =$	0,00	$k_1 =$	0	$k_2 =$	0,193	$\xi =$
1,00	$\psi =$	24000,00	$\psi_1 =$	0,00	$k_1 =$	0	$k_2 =$	0,241	$\xi =$
1,00	$\psi =$	24000,00	$\psi_1 =$	0,00	$k_1 =$	0	$k_2 =$	0,290	$\xi =$

0,000
0,000
0,000
0,000
0,000
0,000
0,000
0,000
0,000

0,000
0,000
0,000
0,000
0,000

CAPÍTULO IV

SOLUCIÓN AL TALUD DE ESTUDIO.

4.1. Ubicación de la zona de estudio.

El presente estudio del tema está ubicado al sur del territorio Boliviano en el departamento de Tarija , específicamente en la provincia Arce en la zona de las Pavas Km. 153, el cual se encuentra en el tramo carretero que une las poblaciones de TARIJA Y BERMEJO; el acceso a la zona de estudio se lo realiza por el sur desde la población de Bermejo, desde el norte desde la capital del departamento pasando por la población de Padcaya las cuales son redes fundamentales para el desarrollo del departamento. El estado del mencionado tramo es regular, pero presenta inconvenientes de transitabilidad durante el periodo de lluvias, debido a que se generan derrumbes, los cuales ocasionan daños económicos a los pasajeros que circulan por ella y pérdidas de productos de la zona al no poder transportarlos por la falta de circulación vehicular; este problema se ve con mayor frecuencia en la zona de Alarache,

De igual manera, se presentan zonas de derrumbe en distintos tramos de la carretera Tarija-Bermejo; es por ello que se analiza el problema suscitado en la zona de Las Pavas Km. 153, al cual se realizó un estudio de alternativas y luego de realizado un análisis de la estabilidad del mismo, se llegó a la conclusión de que para estabilizar este sector es necesario el empleo de anclajes; este procedimiento se desarrollará de manera completa en los acápite siguientes. Además, esta tecnología servirá como referente de comparación frente a alternativas ya existentes, ya que el objetivo que se persigue es la estabilización de un talud y la continuidad vehicular del tramo de estudio, los mismos que traerán como resultado una carretera segura y transitable durante toda la época del año.

El tramo de estudio se encuentra entre las progresivas 153+35 – 153+85, del tramo Tarija-Bermejo, específicamente en la zona de Las Pavas.

4.2. Importancia de la zona de estudio.

La zona de estudio es un tramo importante dentro del corredor Oeste-Sur del país vinculando CHILE (Pto Arica – Pto Iquique); PERU (Pto. Ilo) con ARGENTINA (Jujuy– Orán – Salta – Pto. Rosario) cubriendo el tramo boliviano DESAGUADERO - LA PAZ - ORURO - POTOSÍ – BERMEJO, tal como se muestra en la figura siguiente:

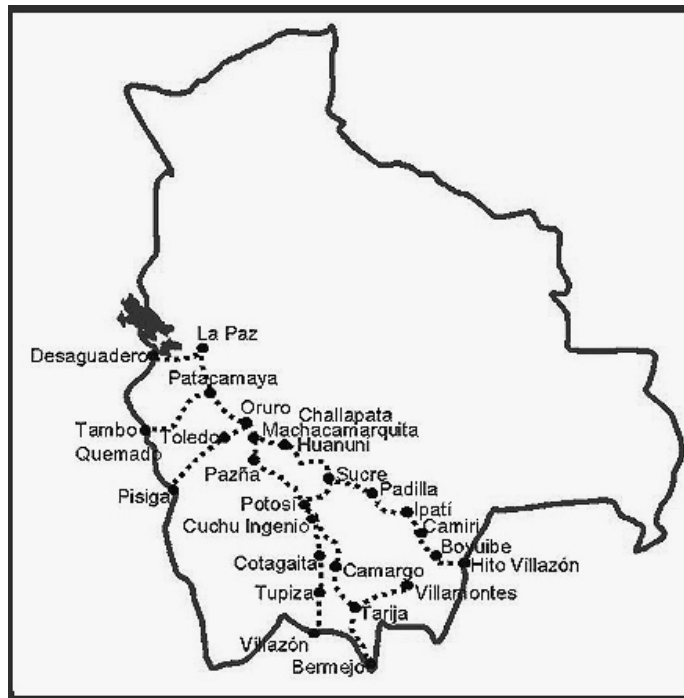


Fig. 4.3 Corredor Oeste-Sur de Bolivia.

La importancia de este corredor radica en constituir un nexo de vinculación entre las capitales de cuatro departamentos del país y la ruta primordial para la vertebración Norte - Oeste - Sur del país.

A través de este corredor se logrará incentivar la producción pecuaria de la zona de influencia del proyecto al tener una vía óptima para transportar los productos que en ella se generen.

4.3. Características geológicas de la zona.

Desde el punto de vista estructural, la zona de estudio muestra dos estilos tectónicos bien definidos que corresponden a las provincias geológicas de Cordillera Oriental y Sierras Subandinas.

Una visión del conjunto del territorio nos muestra plegamientos y un intenso fallamiento en las formaciones de roca, con mayor perturbación y complicación tectónica en el sector occidental (morfoestructura de la Cordillera Oriental) y en el sector oriental de la zona (morfoestructura de las Sierras Subandinas), la complejidad tectónica y estructural disminuye considerablemente.

Así, en la parte occidental los rasgos morfológicos principales están reflejados en los imponentes elementos orográfico-estructurales de Tacsara-Sama y Ñauparuna-El Cóndor, emplazados en los bordes O y E del valle de Padcaya con altitudes de 4.000 y 3.000 msnm. y otros de menor altitud pero con caracteres muy distintivos como los de Cañas-Cabildo que muestran un relieve invertido en estructuras sinclinales buzantes.

En la parte oriental las características más sobresalientes se trasuntan en un grupo de serranías paralelas, estrechas y largas con altitudes de 2.000 msnm. que rebasan el límite N de la región, como las de, Chiquiacá-Balapuca y San Telmo.

Estructuralmente, el área que corresponde a la **Cordillera Oriental** está caracterizada fundamentalmente por una estructura de plegamiento y fallamiento predominante.

Tal actitud morfoestructural es la consecuencia de una rígida comprensión cortical acentuada por la tectónica que imprimieron los movimientos andinos de fines del terciario, que también son los responsables de su considerable elevación.

En esta gran unidad geológica predomina el fallamiento en bloque con fracturas escarpadas, manifestando elocuentemente por los cabalgamientos de los cuerpos rocosos que conforman los cordones montañosos de Tacsara-Sama (basamento precámbrico-paleozoico inferior) y Ñauparuna-El Cóndor (paleozoico medio)

respecto a los valles de Tarija y Tariquía con una secuela de estructuras sobrepuestas de los bloques plegados y fallados.

Estratigráficamente, está constituida por un basamento Precámbrico cuspidal de bajo grado metamórfico (Formación San Cristóbal); una secuencia de sedimentitas marinas paleozoicas, estimada en 8.000 m. de espesor, correspondientes a los sistemas Cámbrico (Formaciones Camacho, Torohuayco, Sama) Ordovícico (Formaciones Iscayachi, Cieneguillas), Silúrico (Formaciones Cancañiri, Tarabuco) y Devónico (Formaciones Santa Rosa, Icla, Huamampampa, e Iquiri).

Los afloramientos cambro-ordovícicos (dominantes al O) y los siluro-devónicos (dominantes al E) ocupan la casi totalidad del área de Cordillera Oriental, que encierra el valle central de Tarija.

El estilo estructural de las **Sierras Subandinas** presenta estructuras principalmente plegadas traducidas en anticlinales y sinclinales buzantes, con ejes de dirección NNE-SSO, que configuran serranías bajas con valles intermedios por los que fluyen cursos de agua subsecuentes.

Estratigráficamente, está integrada de rocas del Devónico (Formaciones Los Monos e Iquiri), Carbonífero (Grupos Macharetí y Mindeyutí), Perno-Triásico (Grupo Cuevo), Jurásico- Cretácico (Formaciones Entre Ríos, Grupo Tacurú), vastos depósitos del Terciario rellenando los valles sinclinales de Tariquía, Emborozú, Río Salado, Chiquiacá y sedimentos del Cuaternario.

4.4. Descripción de la zona de estudio.

Durante la inspección al tramo carretero se evidenció que existe una serie de derrumbes, cunetas cubiertas de masas rocosas, masas rocosas en la calzada, a lo cual también se observó la existencia de distintos métodos de estabilización que fueron aplicados al tramo de acuerdo a las características que presenta cada falla en

particular, varios de ellos aplicados con éxito y en muchos casos las estructuras y taludes han colapsado.

Es por ello que con este tema se quiere incursionar el método de los anclajes bulonados y de cables como una alternativa de solución frente a las alternativas clásicas ya conocidas y mencionadas en capítulos anteriores.

A continuación una serie de figuras muestran el estado actual del camino y de la zona de estudio.



Fig. 4.4 Empleo de Pantallas Dinámicas



Fig. 4.5 Gaviones en mal estado.



Fig. 4.6 Pantallas Dinámicas (gaviones) colapsadas.



Fig. 4.7 Derrumbes en el tramo.



Fig. 4.8 Invasión de grandes masas rocosas hacia la calzada.



Fig. 4.9 Empleo de Bermas y escalonamientos.



Fig. 4.10 Obstrucción de la calzada y cunetas por masas rocosas.



Fig. 4.11 Invasión a las cunetas de material rocoso.

Analizando el talud inestable, en el cual se presentan derrumbes de grandes masas

rocosas, es decir en la zona de Las Pavas Km. 153, se determinó que existe una rotura plana con un factor de seguridad de 0,99; por lo tanto, se tiene un talud inestable y para contrarrestar esa situación y bajo un previo análisis que se mostrará pasos más adelante, se llegó a la conclusión de que el método más adecuado es el uso de los anclajes, del cual se pasara a describir los cálculos de la longitud y separación de los anclajes.



Fig. 4.12 Talud de estudio vista frontal.



Fig. 4.13 Talud de estudio vista lateral.



Fig. 4.14 Vista frontal inferior del talud de estudio.



Fig. 4.15 Derrumbes en el sector de estudio.

En la figura anterior se observa el derrumbe de una pequeña parte del talud, el cual presenta un estrato débil, es decir un suelo A-4 y los demás estratos son rocas que pertenecen a la clasificación A-1; el objetivo es evitar que los estratos rocosos caigan. Para ello se empleará la técnica de los anclajes, lo que permitirá llevar a una mayor profundidad de diseño las cargas externas.

Como primer paso se realizó el levantamiento de datos geométricos del talud, tal como se muestra en la figura 4.16, la cual se caracteriza por presentar los siguientes valores:

$H_{total} = 41,80$	[m]	(Altura del Talud)
$H = 40,00$	[m]	(Altura del Talud a partir del plano de falla)
$H1 = 0,00$	[m]	(altura del nivel freático)
$\beta = 75$	[°]	(Inclinación de la cara del talud)
$L_T = 50$	[m]	(Longitud del talud)
$S_i = 0.20$	[m]	(Espaciamiento medio entre las juntas de las familias)



Fig. 4.16 Toma de datos geométricos del talud de estudio.

Posteriormente, se extrajo una muestra (fig. 4.18), con la cual se realizó la clasificación geomecánica de la roca.



Fig. 4.17 Extracción de muestras.



Fig. 4.18 Fisuras en el talud de estudio.



Fig. 4.19 Fisura al pie del talud.



Fig. 4.20 Medición de la fisura al pie del talud.

4.5. Clasificación Geomecánica de la roca del sector de estudio.

4.5.1. Clasificación RMR (Bieniawski).

a) Resistencia a la compresión Simple. (Valoración entre 0-15 puntos).

Primeramente se recolectaron varias muestras de la roca del talud de estudio y se procedió la elaboración de probetas con dimensiones de 5x5x10cm como se ve en las figuras 4.21 y 4.22.



Fig. 4.21 Elaboración de las probetas.



Fig. 4.22 Elaboración de las probetas, para el laboratorio.

Posteriormente se llevaron las probetas al laboratorio de SOBOCE, para su rotura en la prensa hidráulica lo cual se evidencia en las figuras 4.23, 4.24, 4.25 y 4.26.



Fig. 4.23 Rotura de probeta N°1.



Fig. 4.24 Rotura de probeta N°3.



Fig. 4.25 Rotura de probeta N°5.



Fig. 4.26 Probetas después del ensayo.

De acuerdo al informe de laboratorio presentado por SOBOCE (ver anexo B), los valores de la resistencia al esfuerzo de compresión simple de las muestras son los siguientes:

$$\sigma_c = 335.4.[Kg / cm^2]$$

$$\sigma_c = 364.8.[Kg / cm^2]$$

$$\sigma_c = 306.8.[Kg / cm^2]$$

$$\sigma_c = 381.9.[Kg / cm^2]$$

$$\sigma_c = 307.6.[Kg / cm^2]$$

Por razones de seguridad, se tomará el menor valor del esfuerzo a la compresión simple, por lo que nuestro valor a utilizar es el $\sigma_c = 306.8[Kg / cm^2] = 30.68MPa$. Ingresando a la tabla 2.3, se observa que según el ISRM, la roca de la muestra es moderadamente dura.

Como el esfuerzo a la compresión simple es de $\sigma_c = 30.68[MPa]$ e introduciendo el valor obtenido en la tabla 2.1, nos da una valoración de:

Valoración = 4 [puntos]

b) RQD (Rock Quality Designation) (valoración entre 0 – 20 puntos).

Para determinar este valor se empleará las ecuaciones (2.2) y (2.3).

$$J_v = \sum_i \frac{1}{S_i}$$

Donde:

$\sum S_i = 0.20$ [m] (Sumatoria del espaciamiento medio entre las juntas de las familias)

Por lo tanto: $J_v = 5$

Reemplazando el anterior valor en la ecuación (2.2) se obtiene:

$$RQD = 115 - 3.3 * J_v = 115 - 3.3 * 5.8 = 95.50[\%]$$

Valor con el que se ingresa a la tabla 2.1 y se determina que la valoración para el

RQD es de:

Valoración = 20 [puntos]

c) Separación entre juntas (valoración entre 0 – 20 puntos).

La separación entre discontinuidades es de 0.20 [m], valor con el que ingresando a la tabla 2.1 se obtiene que la valoración es de:

Valoración = 8 [puntos]

d) Condición y estado de las juntas (valoración entre 0–30 puntos).

Para la valoración de este parámetro se empleó la tabla 2.4 y se realizó una subvaloración y la suma de estos es la valoración final.

a)	Continuidad <1m	Sub-valoración	6 [Puntos]
b)	Apertura en mm >5	Sub-valoración	0 [Puntos]
c)	Rugosidad: Algo rugosa	Sub-valoración	3 [Puntos]
d)	Relleno: Ninguno	Sub-valoración	6 [Puntos]
e)	Meteorización: Ligera	Sub-valoración	5 [Puntos]

Valoración = 20 [puntos]

e) Flujo de agua en las juntas (valoración de 0-15 puntos).

En el sector de estudio se aprecia que las juntas se encuentran húmedas; por lo tanto, la valoración de este parámetro será de:

Valoración = 7 [puntos]

Realizando la suma de la valoración de los cinco parámetros, se determina que el RMR Básico es igual a:

$RMR_{Basico} = 59$ [Puntos]

f) Factor de ajuste de orientación de las discontinuidades.

Empleando la tabla 2.1.2 y sabiendo que la orientación de las discontinuidades es favorable, la valoración correspondiente será de:

$$\text{Valoración} = -5 \text{ [puntos]}$$

Por lo que el RMR corregido es de:

$$RMR_{\text{Corregido}} = 54 \text{ [Puntos]}$$

De acuerdo a la tabla 2.2 la roca es de clase III, es decir, una roca regular.

4.5.2. Clasificación SMR (Bieniawski)

Para realizar la clasificación SMR es necesario determinar los factores de ajuste y de excavación y mediante el empleo de la fórmula (2.4) se clasifica a la roca.

I) Factor de ajuste de las juntas.

a) Primer factor de ajuste F1.

Mediante la fórmula (2.5) se determina que:

$$F_1 = \left[-\text{sen}(\alpha_j - \alpha_s) \right]^2$$

$\alpha_j = 12$ [°] Buzamiento de la junta. (Valor obtenido en campo).

$\alpha_s = 75$ [°] Buzamiento del talud. (Valor obtenido en campo).

Por lo tanto:

$$F_1 = \left[-\text{sen}(12 - 75) \right]^2 = 3.576$$

b) Segundo factor de ajuste F2.

Se calcula este factor utilizando la fórmula (2.6)

$$F_2 = \text{tg}^2 \beta_j$$

$\beta_j = 12$ [°] Buzamiento de la junta (Valor obtenido en campo).

Por lo tanto:

$$F_2 = \operatorname{tg}^2 12 = 0.045$$

c) Tercer factor de ajuste F3.

Como $\beta_s - \beta_j = 75 - 12 = 63 > 10$ el valor del tercer factor de ajuste es:

$$F_3 = -60$$

d) Cuarto factor de ajuste F4.

Este factor se lo determina utilizando la tabla N°2.6 que depende del método de excavación, que para nuestro caso será un talud natural e ingresando con este valor a la tabla mencionada se obtiene:

$$F_4 = +15$$

II) Determinación del SMR.

Mediante el empleo de la fórmula (2.4) se determina que el SMR tiene un valor de:

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

$$SMR = 57 + (3.576 * 0.045 * (-60)) + 15 = 59$$

Una vez obtenido el valor del SMR y con la ayuda de la tabla N°2.7 se determina que la roca de la muestra es de clase III, o sea, una roca normal parcialmente inestable.

Seguidamente, se determina con la tabla N°2.8 que la rotura de la roca es plana, importante, por lo que requiere de un método para estabilizarlo.

Finalmente, empleando la tabla N°2.9 se determina que se requiere una medida de refuerzo, o sea, requiere de bulones o anclajes para su estabilidad, por lo que se procederá a realizar el cálculo del factor de seguridad del sector de estudio y posteriormente el cálculo de los anclajes a emplearse para estabilizar el tramo de estudio.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES.

Tras realizar el recorrido en el tramo carretero Tarija-Bermejo se observó que se emplearon varios métodos para estabilizar los taludes como ser pantallas estáticas y dinámicas, túnel falso, abatimiento de taludes, escalonamientos, bermas y bulonados, de los cuales varios funcionan correctamente y varios sufrieron colapsos debido a factores climatológicos y de diseño; es por ello que al realizar el recorrido en la Zona de Las Pavas específicamente un talud que se encentra entre las progresivas 153+35 y 153+85 se vio la necesidad de estabilizar dicho talud crítico, con el fin de evitar deslizamientos de masas rocosas, para ello se extrajeron muestras y datos geométricos del talud.

Posteriormente, se realizaron los distintos ensayos de caracterización y clasificación de los coluvios del talud, en el sector de estudio, se preparó la muestra elaborándose probetas de 5x5x10cm que fueron llevadas a laboratorio de SOBOCE para realizar el ensayo de compresión uniaxial, el cual arrojó los siguientes resultados: 335.4 [Kg/cm], 364.8 [Kg/cm], 306.8 [Kg/cm], 381.9 [Kg/cm], y 307.6[Kg/cm²], de los cuales se utilizó el menor valor para realizar los cálculos y de esa manera irse por el lado de la seguridad.

Con el valor obtenido de laboratorio del esfuerzo de compresión se realizó la clasificación geomecánica del macizo del talud de estudio obteniéndose un RMR corregido de 54 y un SMR de 59 los cuales indican que la roca estudiada es de clase III Parcialmente inestable, con varias juntas importantes y para estabilizar ello se utilizó un tratamiento sistemático, del cual se eligió los anclajes de cables.

El sector de estudio está formado por dos unidades morfoestructurales, la cordillera oriental y la sierra subandina, roca estudiada es una arenisca cuarzosa con contenidos

de arcilla.

En varias ocasiones a pesar de realizar todos los esfuerzos necesarios dentro de la obra existe la posibilidad de algún evento o fenómeno natural de desestabilización de un talud, es por ello que los trabajos en roca y suelos están propensos a variaciones por tratarse de obras que están expuestas a las fuerzas de la naturaleza, por lo que se debe tener en cuenta estos factores que van en desmedro de una buena ejecución.

Durante la excavación en roca se presentan varios tipos de desprendimientos los cuales provocan accidentes de trabajo pudiendo causar desde pérdidas económicas hasta vidas humanas; es por ello que no se debe escatimar esfuerzos para dar la seguridad necesaria a nuestro entorno de trabajo eso va desde el diseño mismo de la obra hasta su ejecución.

Al emplear cualquier tipo de medida de estabilización, todos los métodos correctivos siguen una línea de acción, evitar la zona de falla, reducir las fuerzas motoras, aumentar las fuerzas resistentes de los taludes y así aumentar su factor de seguridad.

Otro factor predominante que contribuye a la desestabilización de los taludes son las precipitaciones pluviales ya que la presencia del agua ocasiona deslizamientos, los cuales se hacen más frecuentes en los periodos de Octubre a Marzo.

Las fallas podrán prevenirse mejor a base de un diseño más realista y la posibilidad de mejorar éste depende de la exploración que se efectúe de los tramos de diseño; es por ello que en las zonas donde se sospechen de suelos peligrosos se extiendan las exploraciones, con el fin de evitar posibles contratiempos durante la etapa de ejecución de la obra.

La premisa de este trabajo es precautelar la continuidad y seguridad vehicular en caso de posibles deslizamientos de grandes masas de rocas meteorizadas; para ello se emplearán anclajes de cables, los cuales aumentarán las tensiones normales sobre la existente o potencial superficie de rotura, lográndose un aumento en la resistencia al esfuerzo cortante en dicha superficie, consiguiendo así la estabilidad del talud.

La técnica de los anclajes con cables presenta grandes ventajas, pudiendo éstas ser

transportables en longitudes grandes y así evitar la incorporación de uniones; además, exigen poco espacio durante el transporte, almacenamiento y la instalación.

La buena flexibilidad de los anclajes de cables los hace insensibles ante daños mecánicos.

Los anclajes de cables no tiene límite de capacidad de carga pudiéndose variar libremente la cantidad de torones. Es de montaje sencillo debido al peso relativamente bajo.

Los bulones o anclajes de barra, son aquellos en los que el elemento tensor está compuesto por una barra de acero; por ello se recomienda por motivos operacionales y de ejecución que sean menores a los doce metros, pero existen otros elementos como los manguitos roscados de empalme, que pueden unir a dos barras, aunque no es la forma correcta de trabajo.

Con todas las características y datos geométricos del talud, se determinó un factor de seguridad de 0.99, pero para obras importantes y prever accidentes a causa de deslizamientos o roturas y fracturas de los macizos rocosos el factor de seguridad activo debe ser de 1.5.

Posteriormente se procedió a realizar los cálculos respectivos donde, para los bulones se obtuvieron longitudes superiores a los 12m. por lo que se descartó esa alternativa, quedando así su uso limitado a anclajes más superficiales, por lo que se realizó el cálculo para los anclajes de cables, donde se emplearon cables de 10 torones, con los cuales se determinó que deben colocarse en una cuadrícula de 3.0m y son necesarias para estabilizar el talud de 40m. de altura y 50m. de largo 15 columnas y 13 filas de anclajes con longitudes que fluctúan entre los 11.80m. y 30.00m. para estabilizar el talud de estudio.

Tras realizar la verificación del cálculo, es decir, el dimensionamiento de los tirantes anclados, se determinó que los anclajes de cables tienen las dimensiones adecuadas y no se llegará a la rotura cuando sean construidas.

Al comparar económicamente los anclajes de cables con las bermas y escalonamientos, se determinó que la propuesta de los anclajes resulta más viable, tal como se puede apreciar en el Anexo B. que se presenta; por lo tanto, se tiene estabilizado el talud de estudio a menor plazo.

RECOMENDACIONES.

En la actualidad existen una gran variedad de anclajes usados en distintos campos, pero en el ámbito de la ingeniería civil, los más empleados son los anclajes con cables y barras; existen anclajes a base de cemento y resina que se emplean generalmente en minería y túneles por ser de carácter preventivo y temporal; así mismo, existen varios métodos para anclar el bulbo como ser inyecciones de lechada las cuales son las mas usadas y con el uso de la resina el cual es de más rápido funcionamiento, se generan varias alternativas de solución, las que no fueron tomadas en cuenta para el tema desarrollado.

A la hora de realizar el diseño se debe tener en cuenta que por motivos operacionales se recomienda que para anclajes de bulones en los que el elemento tensor está compuesto por una barra de acero, se deben emplear longitudes que sean menores a 12 m.

Por otro lado, para a ejecución de los anclajes con cables, se colocaran separadores cada 3m.

Si se desea colocar anclajes permanentes, además de protegerlos contra la corrosión, se debe de realizar el ensayo de aislamiento eléctrico.

El ángulo Δ de inclinación del anclaje respecto con la horizontal se determina utilizando la ecuación 3.4, se debe tomar en cuenta que es más fácil colocar el anclaje buzando hacia abajo que hacia arriba, aunque esto ocasione un aumento de la fuerza mínima del anclaje; es por ello que se recomienda usar un ángulo de inclinación que oscile entre -5° y -10° ., es decir, que el anclaje será colocado en sentido favorable a la gravedad y no contra ella, ya que de ser así se dificultan los trabajos de la lechada de

cemento.

Complementando lo anterior en los anclajes colocados hacia arriba, pueden existir problemas de estabilidad del taladro o de obturación durante la inyección, por ello es conveniente inyectar a presión en varias fases.

Las reinyecciones o inyecciones repetitivas en varias fases tienen por objeto aumentar la capacidad del anclaje en la zona del bulbo.

Una vez instalado el anclaje se debe de proceder en el plazo más breve preferible, al corte de las longitudes sobrantes de los tirantes y a la colocación de las protecciones de las cabezas de los anclajes.

La operación de corte de las longitudes sobrantes debe realizarse con disco de corte, quedando prohibido el uso de sopletes.

Los anclajes de cable son preferibles frente a los de barra en terrenos que puedan sufrir movimientos, para evitar una rigidez excesiva en la cabeza que pueda llegar a su rotura, y cuando hay que absorber acciones que requieren de gran capacidad.

Tal como se indica en el capítulo 3, la longitud mínima sobrante, en la parte externa de las cuñas o tuercas, será de unos 5cm en anclajes no retesables y de unos 60 cm en los retesables, para permitir la ubicación del gato de tesado.

Es recomendable la realización de un estudio geotécnico completo previo a la realización del proyecto donde se determinen las características geológicas y geotécnicas del terreno, para evitar problemas posteriores. Además, conocer la altura de los niveles freáticos o la presencia de agua en la zona de estudio.