



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**BARRERAS DINÁMICAS A BASE DE MATERIALES
CONVENCIONALES PARA EL CONTROL DE CAÍDAS DE
ROCAS**

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE :
I N G E N I E R O C I V I L
P R E S E N T A :
LEOPOLDO VALERIO CHIMAL

DIRECTOR DE TESIS:

ING. FRANCISCO DE JESÚS CHACÓN GARCÍA



CIUDAD UNIVERSITARIA, D. F.

2012

Dedicatoria

Dedico esta tesis y en general el logro de mi carrera como Ingeniero Civil, de manera especial a la memoria de mi padre Herminio Valerio Miguel (†), quien siempre estuvo conmigo y aún vive en mis recuerdos. Estoy seguro que se siente muy orgulloso de su hijo.

Así mismo está dedicada a mi madre Ana María Chimal Vidal, por darme la vida y ser el cimiento de todo lo que soy, por inculcarme valores positivos y la motivación constante de ser una persona de bien, pero más que nada... por su invaluable amor.

A mis hermanos Vicky, Mario (Comando), Marce, Lety, Héctor, Any, Fir, Malú y Lalo, por ese apoyo incondicional, sus consejos y palabras de aliento, porque siempre creyeron en mí. Me siento afortunado de tener una familia así.

A mis familiares y amigos, ustedes saben quiénes son, que sin su valioso apoyo, la culminación de este proyecto sencillamente no hubiese sido posible.

Agradecimientos

En el momento de concluir esta tesis quiero expresar mi agradecimiento más sincero al Ing. Francisco Chacón, por su interés y apoyo en la dirección del presente proyecto, quien con su gran experiencia supo en todo momento darme la ayuda y orientación oportuna, además de brindarme su amistad.

Al Ing. Guerman Castellanos (Teacher) e Ing. Jorge Ocampo de la Gerencia de Ingeniería Civil, SDG CFE, por su valioso apoyo en la propuesta y desarrollo del tema de esta tesis.

A todos los profesores de la FI UNAM, por formarme como profesionista y brindarme sus conocimientos y experiencias, que con orgullo aplicaré por el bien común y de la ingeniería.

A mis compañeros y amigos, que a lo largo de este trayecto universitario, hemos vivido experiencias y retos, de los cuales pudimos salir con el apoyo mutuo.

A mi hermosa Facultad de Ingeniería, y a mí amada Alma Máter la Universidad Nacional Autónoma de México, por permitirme forjarme en sus aulas y mostrarme las herramientas para cumplir los objetivos de la ingeniería y así con todo orgullo poder argumentar...

...POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU.

“El diseño estructural es el arte de usar materiales que en realidad no conocemos para formar estructuras que en realidad no podemos analizar, de manera que resistan cargas que en realidad no podemos evaluar, todo esto en modo tal que el público no se dé cuenta de nuestra ignorancia”.

Dr. Roberto Meli Piralla

Índice

Introducción

I. Fundamentos	5
I.1. Antecedentes	5
I.2. Objetivo de la investigación	26
I.3. Metodología empleada	27
I.4. Alcances	31
II. Análisis de caída de rocas	33
II.1. Mecánica de caída de rocas	33
II.2. Medidas para reducir caídas de rocas	57
II.3. Análisis de estabilidad por elementos finitos	67
II.4. Elección del software de cálculo y modelación	71
II.5. Resultados	75
III. Análisis y diseño de barreras dinámicas	77
III.1. Análisis estructural	77
III.2. Diseño estructural	87
III.3. Componentes de la barrera	91
III.4. Materiales	94
III.5. Dimensionamiento	95
III.6. Sistema de frenado	96
III.6.1. Frenado mediante anillos	96
III.6.2. Efectos de temperatura por fricción	100
III.6.3. Frenado mediante grapas	101
III.7. Anclas	103
III.8. Uso de software para diseño de barreras	105
III.9. Construcción	106
III.10. Mantenimiento	110
III.11. Reparación después de un evento	111
IV. Análisis Costo-Beneficio	113
IV.1. Análisis de precios unitarios	113
V. Aplicación a un caso real	117
V.1. Problemática en la C.H. Fernando Hiriart Balderrama (Zimapán)	118
V.2. Análisis de condiciones y solución	119

V.3. Diseño de la barrera dinámica	120
V.4. Costos de análisis, diseño y construcción	124
V.5. Resultados	125
VI. Conclusiones	127
Anexos	129
Glosario	133
Referencias	135

Introducción

El desprendimiento de rocas es un problema muy común en regiones que comprenden una geografía accidentada, en contribución a este problema suelen presentarse los factores climáticos, y por supuesto la intervención humana. La ingeniería civil busca la transformación de espacios para brindar servicios y comodidades al ser humano, pero para cumplir con ese objetivo muchas veces es necesaria la modificación de ecosistemas, esto redundando en los desprendimientos de rocas causados por cortes en taludes o cualquier otro tipo de movimiento de tierras.

Teniendo en cuenta que el trabajo del ingeniero civil no puede truncarse, se deben buscar alternativas que garanticen la integridad de la infraestructura, la sociedad y de la naturaleza, es por eso que se presenta una alternativa de seguridad en taludes a base de barreras dinámicas, barreras que hasta el momento ya han sido desarrolladas por empresas pioneras en el tema. Existe el inconveniente de que las barreras dinámicas al ser desarrolladas por un número mínimo de empresas, estas adoptan el papel de oligopolio, ofreciendo un alto costo en suministro, instalación y mantenimiento de las barreras.

La finalidad de este proyecto ha sido el estudio y análisis de las barreras dinámicas como elemento de soporte para detener o en el peor de los casos disminuir la fuerza de caída de rocas en taludes y laderas. Los taludes recién construidos, como regla general, presentan un aspecto adecuado y una superficie regular y estable, pero por la acción de diversos agentes estos se erosionan rápidamente.

Durante el desarrollo del presente trabajo se pretende brindar herramientas para poner en práctica algunos de los innumerables objetivos de la ingeniería; satisfacer una necesidad de manera eficiente, segura y económica, ¿de qué manera?, controlando la caída de rocas a base de barreras dinámicas, construidas por la misma empresa contratista y utilizando materiales convencionales al alcance de cualquier constructor.

I. Fundamentos

I.1. Antecedentes

Desde épocas prehistóricas el hombre comenzó a utilizar rocas para su beneficio, desde las cavernas naturales y templos subterráneos construidos durante el siglo XIII a.n.e., así como los primeros túneles construidos aproximadamente en el siglo XX a.n.e., hasta los modernos túneles de comunicación incluso submarinos, construidos en la actualidad.

En los antiguos escritos de las religiones se tiene la frase “sobre esta piedra construiré mi iglesia” (La Biblia, Mateo 16:18), que se refiere sin duda a la ancestral visión de la utilidad que tiene la roca como elemento sólido y resistente en el cual se puede confiar para soportar una obra enorme, pesada y duradera.

A pesar del intenso estudio de las rocas por ser fundamentales en las cimentaciones de estructuras pesadas, fuente de material y motivo de excavaciones con fines utilitarios para el hombre, se tiene que las propiedades exactas son conocidas solamente de manera parcial y con frecuencia son entendidas de manera errónea.

De manera relativa, ¿qué constructor o proyectista no sería feliz al saber que su proyecto esta cimentado en terreno rocoso?, y se dice de manera relativa debido a que una cimentación construida en material rocoso presenta considerables ventajas de resistencia estructural. Pero por el otro lado el constructor sabe que para realizar trabajos en un terreno rocoso es símbolo de utilización de maquinaria pesada y/o especial, así como la utilización de explosivos para facilitar las excavaciones necesarias. Así mismo surge el papel del usuario o vida útil de la obra; al realizar excavaciones y cortes en taludes, ¿Cuál es el grado de seguridad ante la posibilidad de caídas de rocas y deslizamientos en los taludes?

Ya se platicó algunas de las infinitas ventajas de las construcciones en roca, ahora en el otro lado de la moneda se tienen las desventajas.

Los desprendimientos son un riesgo principal en cortes y movimientos de tierra en cualquier obra de ingeniería civil, esto se presenta principalmente en terrenos montañosos. Mientras los desprendimientos no plantean el mismo nivel de riesgo económico que fallas a gran escala, como lo son las fallas geológicas, dichos desprendimientos tienen desde la capacidad para cerrar rutas importantes de transporte durante días, hasta poner en riesgo la integridad de trabajadores,

usuarios así como causar daños en la infraestructura lo cual repercute directamente en los bienes económicos de la población.

Tras la aparición del ser humano en la tierra, este fue buscando soluciones a sus necesidades y problemas, al dejar de ser nómada se enfrentó con las inconveniencias de utilizar rocas como material y cimentación de construcciones. Problemas que al paso de los años se les ha buscado solución a base de numerosos estudios e investigaciones. Lo que ha permitido, afortunadamente, crear bases sólidas sobre la mecánica de rocas. Anteriormente estos estudios sólo contemplaban a geólogos e ingenieros de minas.

El desarrollo de la ingeniería civil en los últimos años ha obligado a los ingenieros a estudiar el comportamiento de las rocas y desarrollar la disciplina recientemente reconocida como mecánica de rocas o geomecánica.

Antecedentes de los estudios de mecánica de rocas

En 1951 un grupo de investigadores organizó el llamado Primer Coloquio, efectuado en la ciudad de Salzburgo, Austria.

En abril de 1956, el Departamento de Ingeniería de Minas de la Escuela de Minas de Colorado, realizó un Simposio sobre Mecánica de Rocas.

En diciembre de 1957 se llevo a cabo la Conferencia sobre Mecánica de Rocas, en el Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, en Paris, bajo la dirección del Ing. A. Mayer. El primer libro que trato este tema fue La Mecanique des Roches, de J. Talobre, publicado en el mismo año.

El interés mostrado en conferencias y publicaciones logro el reconocimiento de la mecánica de rocas como una disciplina nueva e independiente: su importancia la demuestran los continuos coloquios, simposios y conferencias, la formación de numerosos comités técnicos dentro de las Sociedades Nacionales, y la creación de una Sociedad Internacional.

La Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas se fundó en 1962. La primera conferencia, conocida como El XIII Coloquio, de dicha Sociedad se efectuó en Salzburgo, Austria, en octubre de 1962. De la misma manera, el primer Congreso Mundial, tuvo lugar en Lisboa, en septiembre y octubre de 1966.

Es importante señalar la diversidad de científicos e ingenieros que acuden a las reuniones nacionales e internacionales. Es común encontrar entre los participantes y autores de las publicaciones a físicos, geofísicos, geólogos, ingenieros civiles, de minas, petroleros y mecánicos; químicos, petrógrafos y

matemáticos. Así mismo, es extenso el campo cubierto por los artículos y otros escritos técnicos que tratan el tema, lo cual demuestra que la mecánica de rocas abarca un área muy amplia.

A lo que corresponde el tema de desprendimientos, expertos, resumieron la experiencia del Departamento de Carreteras del Estado de Washington.¹ Ellos declararon que “un número significativo de accidentes y casi media docena de víctimas han ocurrido debido a desprendimientos en los últimos 30 años... y... 45% de todos los problemas de inestabilidad de taludes son relacionados a los desprendimientos”.²

Aunque la protección de avalanchas puede remontarse hasta 1518, la correspondiente necesidad de protección contra los riesgos de caída de rocas supuestamente desarrollados a partir de 1834, es decir, el inicio de la construcción del ferrocarril. Cabe señalar que, en los 50 años entre 1835 y 1885; 195,833 km de líneas de ferrocarril fueron puestos en Europa y 487,343 km en todo el mundo, con una considerable porción que atraviesa las regiones montañosas. Con los vehículos de pista moviendo a velocidades rápidas en comparación con los coches tirados por caballos, su larga distancia de frenado y un número sustancialmente mayor de los pasajeros potencialmente en peligro, las demandas de rutas seguras y libres de obstrucciones fue aumentado muy sustancialmente.

Cuando la construcción de ferrocarriles en Alemania alcanzó su apogeo entre 1870 y 1880, un gran número de libros de texto que vale la pena leer actualmente, ya habían publicado casi todos los asuntos geotécnicos que surgieron en este contexto. Sin embargo la protección contra la caída de rocas no se menciona. Hasta principios de 1951 se basaban principalmente sobre materiales específicos de tren, es decir, las paredes rígidas construidas a partir de rieles y durmientes de madera, como las precauciones contra la caída de rocas.

Primeras aplicaciones

Ahlburg (1870) en su libro de texto sobre *Construcción De Carreteras*, capítulo *diversos dispositivos y sistemas con los que se cuenta en las obras de ingeniería*, menciona que, las instalaciones especiales que se oponen al deslizamiento de restos de rocas formadas por los procesos de meteorización son requeridos sin

¹ BADGER, T.C., LOWELL, S., Rockfall Control Washington State, In *Rockfall Prediction and Control and Landslide Case Histories, Transportation Research Record*, National Research Council, Washington, No 1342, 1992, pp. 14-19.

²HUNGR, O., EVANS, S.G., *Engineering Aspects of Rockfall Hazard in Canada*. Geological Survey of Canada, Open File 2061, 1989, 102 pág.

duda para proteger el tráfico a lo largo de las vías en terrenos montañosos. Sus hallazgos se ilustran en la galería mostrada en la figura 1.1.3

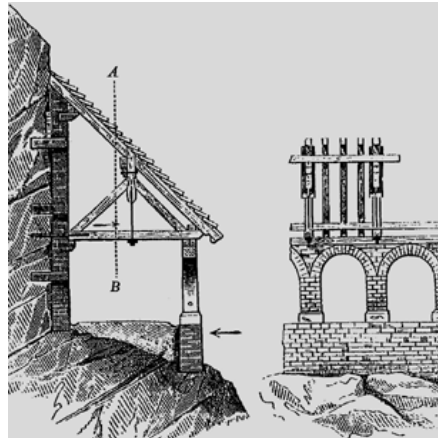


Figura 1.1 Galería de protección contra desprendimientos de rocas.

El uso de redes de cable de acero como protección contra avalanchas comenzó con redes triangulares de mallas rectangulares, inicialmente montadas en postes de madera y, posteriormente, sobre columnas de acero (Figura1.2). El tamaño de malla era de 20 x 20 cm. El primer uso fue en 1951 en la montaña Schafberg en Pontresina, en el Valle de Engadina, Suiza. En 1952, a la empresa Kabelwerke Brugg se les concedió una patente para este nuevo tipo de protección contra avalanchas. Las redes de cable de acero ya habían sido utilizadas previamente con fines de protección en operaciones de voladura. Al principio, las redes se construyeron de forma individual (figura1.3). La idea de las estructuras de protección contra caídas, sólo fue desarrollada en años posteriores por el profesor Häfeli, catedrático en el Instituto Federal Suizo de Tecnología (ETH) en Zúrich, quien inició los métodos de dimensionamiento de las estructuras para prevención de avalanchas a base de redes de cable de acero.

Con el tiempo y la experiencia fue evidente que las estructuras de prevención de avalanchas estaban constantemente expuestas a la caída de rocas, aún durante el período libre de nieve. Esta observación llevó a Bindschadler, un empleado de alto mérito de Kabelwerke Brugg AG, al uso de redes de cable de acero para la protección contra la caída de rocas en particular. La primera estructura del mundo, contra caída de rocas a base de red de cable de acero, fue erigida en 1958 en Brusio, el sur de Suiza, para las líneas de transmisión de energía Campocologno - Cavaglia. La construcción basada en las redes rectangulares de 3 x 5 m y 5 m de altura, es decir, de altura competente, aun para los estándares actuales. Fue

³ AHLBURG, Der Straßenbaumit Einschluß der Construction der Strassenbrücken; Lehrbuchfür den Unterrichtantechnischen Lehranstalten, sowiezumSelbststudiumfür Strassenbau- Ingenieure. – Braunschweig, 1870, 315 pag.

colocada en un muro de contención y tensada por vigas de acero. La segunda estructura de protección contra caída de rocas se colocó en 1959, cerca de Ardez en la Baja Engadina, y también fue erigida sobre un muro de contención.



Figura 1.2 Barrera a base de red de cable para control de avalanchas.



Figura 1.3 Primeras barreras individuales con marco a base de madera.

Un ejemplo impresionante de la eficacia de las estructuras de protección contra la caída de rocas se hizo evidente en 1961 con la estructura de prevención de avalanchas erigido en 1954 en el Stotzigberg, Vasön en el Canton de St. Gallen, Suiza, donde rocas de un volumen de aproximadamente 3 m³ fueron capturados y detenidos sin problemas (figura 1.4). Cerca de Pfäfers en el mismo Canton, las redes de cable de acero se instalaron en 1959 para proteger una carretera de la caída de hielo.



Figura 1.4 Barrera colocada para la protección contra hielo.

Primeras pruebas de campo

Los métodos de dimensionamiento que se habían convertido en el estándar de protección contra avalanchas aún no estaban disponibles para la mitigación de caída de rocas. Aún no se conocía la energía que dichas construcciones podrían absorber. Esto llevó a las primeras pruebas sistemáticas de caída de rocas en 1962. En Brunnen en el lago de Lucerna, rocas de 520 N (53 kg) cayeron sobre un silo de cereales desde una altura de 45 m con, por las normas vigentes, un mínimo de energía de 23 kJ en la red de cables de acero asegurada horizontalmente por cables de nylon en un marco de acero (figura1.5). La red detuvo las rocas sin sufrir daños, la carretera Axen ubicada en el lugar en cuestión estaba protegido por una galería que aún permanece en el lugar actualmente.

En 1968, a propuesta de la compañía de ferrocarriles del BLS, rocas de hasta 10 kN fueron arrojadas por una pendiente hacia una estructura de protección contra caída de rocas que constaba de tres secciones de redes de cable de acero diagonal. La capacidad de absorción de energía especificada para estas estructuras sigue siendo baja. Las personas implicadas llegaron a la conclusión, que el aumento de absorción de energía, expresada por el trabajo mecánico W efectuado por la caída de rocas en el sistema, a una limitada absorción de fuerza F del sistema sólo puede lograrse con un máximo posible de trayectoria de desplazamiento (s) de acuerdo con la siguiente ecuación: $W = F \times s$

Para estos fines no era suficiente la elongación de 2,5 a 3% de los cables de acero normales, posteriormente se logro desarrollar cables con una elongación de hasta 15%. Las resistencias mecánicas eran demasiado bajas, de manera que el efecto se mantuvo bajo también. El avance se produjo sólo con los elementos de frenado. Estos permitieron distancias de frenado que eran prácticamente sólo limitados por el efecto de captación de la estructura. Para alcanzar la magnitud a la cual los avances han llegado hasta ahora: en las pruebas efectuadas actualmente en el nuevo campo de prueba en Walenstadt, Suiza, un bloque de 96 kN en caída libre desde una altura de 32 m se detuvo por completo después de un trayecto de deformación de 7.2 m sin causar daños graves al sistema de protección. Por este medio, la energía cinética determinada por la inclusión de la trayectoria de deformación ascendió a 3,000 kJ. Sin duda un récord mundial, por el contrario, el sistema que se muestra en la figura1.6 sólo habría absorbido una fracción de la presente a causa de su muy masiva ejecución.



Figura 1.5 Primeras pruebas en barreras con redes de cable de acero.



Figura 1.6 Propuesta de las primeras pantallas para el control de caídas de rocas.

Desde 1975 en el campo de pruebas de la empresa Kabelwerke Brugg AG en Birr en colaboración con la oficina de ingeniería de Heierli de Zürich, se llevaron a cabo ensayos sistemáticos contra caída de rocas destinadas a la elaboración de sistemas con una capacidad de trabajo superior.⁴ Debido a esto, bloques de concreto de hasta 10 kN fueron ejecutados en caída libre por una grúa desde una altura de 20 m en redes de cables de acero tensados horizontalmente. El marco de apoyo constaba de vigas de acero (figura 1.7). Los elementos de frenado finalmente fueron utilizados por primera vez en estas pruebas.

Con el trabajo de gabinete sólo habría sido posible describir brevemente el funcionamiento de las redes de protección contra caídas. Un factor decisivo para el progreso de las empresas dedicadas al desarrollo de los sistemas de protección fue sin duda la experiencia que los mismos empleados obtuvieron con la combinación de adquisición, asesoramiento técnico, participación en la supervisión de instalaciones de producción y actividad de desarrollo, complementada con la experiencia propia de líderes en la fabricación del cable y, primordialmente, por las pruebas sistemáticas llevadas a cabo.

⁴HEIERLI, W., *Schutz Gegen Felssturz und Steinschlag mit Drahtseilnetzen*, Bern, 1976.



Figura 1.7 Primera prueba de barreras con uso de elementos de frenado.

Las pruebas descritas en Brunnen, Confederación Helvética (CH) (1962), en Lötschberg, CH (1968) y en el campo de pruebas en Birr, CH (desde 1975) fueron seguidos por la empresa GEOBRUGG para colaborar con la Autoridad de Transporte de California CALTRANS. En 1989 se llevaron a cabo pruebas de rodamiento de roca en una colina de 35 m en Big Sur, luego en 1991 se efectuaron pruebas en la antigua cantera de Oberbuchsiten, CH y desde ese momento iniciaron las pruebas en la cantera de Beckenried, CH. Desde 1997, se están llevando a cabo simultáneamente pruebas de campo en Shayupin, Taiwán, y en Itsukaichi, Japón. Las pruebas actuales de caída han ido desarrollándose desde abril de 2001 en el nuevo campo de pruebas de Walenstadt, CH, posteriormente, de manera irónica, un grave peligro de derrumbe había retrasado la construcción del campo por más de medio año. Varias empresas europeas vieron la necesidad de realizar pruebas sistemáticas, incluida una empresa suiza, la cual, en 1985 en una cantera de grava incluyó el primer contrato de suministro. Los ensayos se realizaron bajo el cuidado de la Oficina de Ingeniería Heierli de Zürich. Se realizaron pruebas de caída con una masa de 10 kN con una altura de 20 m (200 kJ).

El sistema de pruebas consistía en un elemento neto tensado en un marco de acero de 5 x 5 m, y equipado con 4 elementos de frenado, el marco se coloca sobre un pozo utilizando frenos de placas especialmente desarrollados y optimizados in situ, como actualmente lo son. En 1988, la empresa Fatzer AG realizó pruebas similares de caída sobre un pozo, utilizando el freno de tubo en forma de anillo.

De acuerdo con la información de Gerber (2001), un total de 343 pruebas se han realizado sólo en Suiza desde el año 1987 en 7 configuraciones de prueba

diferentes (Beckenried, Oberbuchsitzen, Giswil, Trübbach, Lungern, Ruthi y Walenstadt). El mayor número de pruebas al año se logró en 1991 con 74 pruebas. Se realizaron pruebas de balance en Beckenried exclusivamente, mientras que las pruebas de caída se llevaron a cabo en Ruthi y Walenstadt, lugares donde actualmente se siguen realizando. Se han instalado teleféricos en los sitios de prueba para el resto de lanzamientos inclinados.

El desarrollo y perfección de los sistemas de protección, ha evolucionado en estos 43 años definitivamente. Esto se manifiesta por el hecho de que la absorción de energía se elevó de entre 50 a 70 kJ hasta 3,000 kJ en este período, en otras palabras, la capacidad de absorción de energía se ha incrementado por un factor de aproximadamente 60.

Elementos de frenado

Los elementos de frenado permitieron los desplazamientos importantes deseados con la disipación de energía por el trabajo simultáneo de la fricción. Era la primera vez que se utilizan los elementos de frenado con las redes de cable de acero para la mitigación de caída de rocas. Bolliger y Heierli fueron capaces de solicitar una patente para estos frenos de cable en 1975 (figura 1.8). Se presentaron en el mercado diferentes elementos de frenado con varias formas de ejecución:

1979 hay informes de que en Francia, fueron utilizadas como elementos de frenado; 3 placas de acero dispuestas en la parte superior de cada uno (figura 1.9). A una distancia de frenado de 6 m para casi una absorción de energía lineal de 160 kJ sobre la distancia de frenado.

Una compañía suiza ha estado utilizando, desde 1985, una placa como un elemento de frenado. Aquí, el cable de acero se coloca a través de orificios en la misma placa de acero. En las distancias de frenado entre 1 y 1,5 m la absorción de energía es de 50 y 75 kJ, respectivamente.

Un fabricante italiano desarrolló un elemento de frenado con el que un cono ensancha un tubo de acero. De acuerdo con el productor de este freno la deformación absorbe 50 kJ en una distancia desconocida (figura 1.10).

En 1991, la empresa Fatzer AG obtuvo una patente en el anillo del freno llamado. Aquí el cable pasa a través de un tubo curvado de forma de anillo. Originalmente, los dos extremos del tubo se soldaban entre sí por medio de una placa de acero, pero que ahora están comprimidas por una funda de aluminio (figura 1.11). Esta funda de aluminio con el que los dos extremos de los tubos están conectados evita la separación del anillo debido al par de fuerzas de planos desiguales de los

I. Fundamentos

cables, además de que se mejora considerablemente la capacidad de disipación de energía del anillo de frenado.



Figura 1.8 Oficio de adquisición de patente para elementos de frenado.



Figura 1.9 Sistema de frenado a base del ensanchamiento de un tubo de acero.

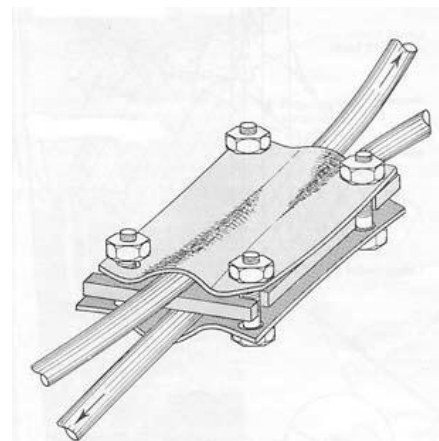


Figura 1.10 Sistema de frenado utilizado en Francia a base de placas de acero.

La absorción de energía de los anillos de frenado no ha cambiado sustancialmente desde los inicios. Dependiendo del diámetro del cable lo que equivale entre 70 y 140 kJ.

La ley de patentes sólo ha permitido patentar las partes del sistema, pero no el sistema completo. Por lo que ha habido algunos casos de disputas de patentes entre empresas.



Figura 1.11 Sistema de frenado a base de anillos.

Redes de cables de acero

Si bien las redes rectangulares fueron utilizadas inicialmente para las estructuras de prevención de avalanchas, pronto se reconocieron las ventajas de las redes en forma de triángulo; presentaron ventajas por facilidad de cálculo y ajuste adecuado en terrenos irregulares. De acuerdo a un folleto de una empresa austriaca, las redes triangulares para protección contra avalanchas y caídas de roca se promueven desde 1973. De la misma manera se han utilizado diseños trapezoidales.

Con el paso de los años se ha optado por el uso de materiales auxiliares, tales como cables de acero, la evolución en materiales ha sido con el fin de mejorar la capacidad de estos sistemas de protección. Hasta la fecha, sin embargo, el diseño de estos sistemas se ha basado principalmente en métodos empíricos, el juicio de ingeniería y experiencia. Esto ha permitido orientar sobre la idoneidad del diseño del sitio, la caracterización de las cargas externas, la selección de la tela, los requisitos de anclaje, y los detalles del sistema.

Las primeras redes de cable de alambre para la protección de caída de rocas y avalanchas eran del tipo trenzado en paralelo, mientras que las redes trenzadas en diagonal, se utilizaron más adelante. Ambos tipos se hacían a mano. La malla de cable sin fin se entrelaza con un cable límite circunferencial. Las redes en diagonal ya se utilizaban en 1975 en las pruebas de caída en Birr, Suiza. Las redes a base de anillos (figura 1.12) poco a poco han desplazado a las redes en diagonal, sin embargo ciertas empresas en Suiza aún las utilizan, obteniendo capacidades de absorción de energía hasta de 2,000 kJ.

Las primeras redes de anillo consisten en anillos empalmados y proceden de las poblaciones marinas de los años cuarenta, cuando se utiliza para proteger los puertos contra ataques submarinos. Su inconveniente era la dificultad para eliminar el agente anticorrosión Cosmoline el cual llevó a problemas de eliminación en caso de remoción por medio de solventes. Si no se eliminaba por completo, el agente causaba problemas en el manejo, provocando que las redes terminaran con textura pegajosa y con mal olor.

Las primeras redes a base de anillos fueron producidas por la empresa KabelwerkeBrugg AG en 1982 - 1984 para proteger las presas de los torpedos, en el Oriente Medio.

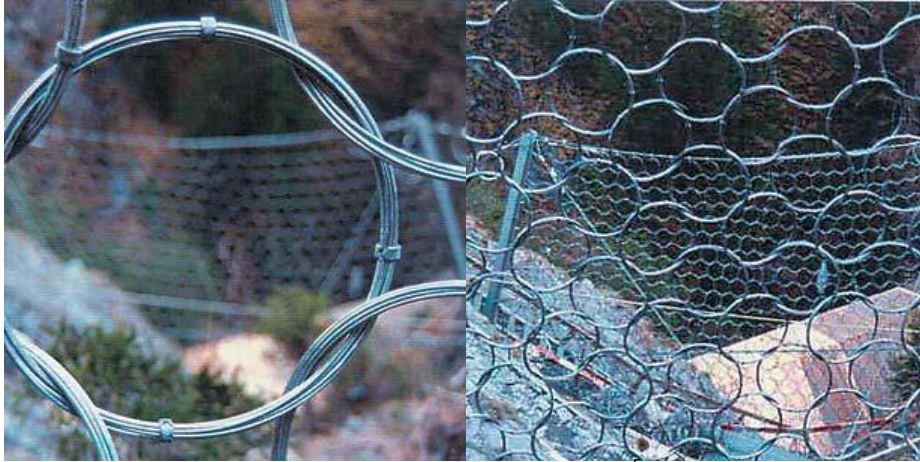


Figura 1.12 Redes a base de anillos de acero.⁵

La geometría de las redes no sólo era sujeta a cambios, sino también el material utilizado para ellas. En un principio eran utilizados para las redes de diagonales; cables de transición y cables en espiral para las redes de anillo. A partir de 1996 las redes de anillos se cambiaron de cables de alambre comprimido a un paquete de alambres paralelos.

De manera simultánea se llevaron a cabo interesantes desarrollos en Francia, donde las redes de cinta de nylon fueron utilizados inicialmente para fines de prevención de avalanchas y más tarde también para la protección contra caída de rocas. Estas no resultan eficaces, y por esta razón han desaparecido del mercado.

Grapas

Con las redes rectangulares, la malla de cables eran originalmente atados en los puntos de cruce. Más tarde, los nudos aplicables a los cables delgados sólo fueron remplazados por grapas de alambre, sobre todo por medio de grapas cruzadas. Las primeras pruebas de campo con piedras lanzadas en colinas en Big Sur, California, demostraron que las grapas cruzadas utilizadas por la empresa KabelwerkeBrugg AG no eran lo suficientemente estables. Por esta razón, a partir de 1989, fueron remplazadas por grapas transversales ranuradas con conexión de fricción la cuales aun se usan en la actualidad.

⁵ M. SPANG, Raymund, BOLLIGER, Reinhold, *From The Timber Fence To The High-Energy Net. Developments in Rockfall Protection from the Origins to the Present*, Geobrugg Jubilee Conference Bad Ragaz, Switzerland, 20th June 2001, pp. 8.

Una empresa suiza utilizó desde 1985 redes con cables con cruces atornillados. Hasta 1995 fueron utilizadas grapas atornilladas con placas, cuando se llevó a cabo el cambio a grapas de conexión-fricción.

Para asegurar las conexiones en los extremos de los cables, surgieron comercialmente clips de cable, eran y son pernos utilizados en U.

Sujeción de red

Como es habitual en la protección contra avalanchas, las primeras redes fueron sujetadas directamente a los postes (figura 1.13). Esta fijación selectiva reveló ser un punto débil, con lo que la introducción de los frenos de cable también requirió un tipo diferente de sujeción. Las redes se fijaron posteriormente por medio de cables con soporte horizontales entre los postes. La fijación fue inicialmente por medio de grapas de cable o con una costura de cable.



Figura 1.13 Sujeción de redes en la barreras.

La orientación del cable de soporte era simple al principio. La cuerda de soporte superior corría de un anclaje lateral de la sección en cuestión en la cabeza del primer poste con un cable guía insertado allí para ese fin, hacia el anclaje en el extremo opuesto, mientras que el cable de soporte inferior corría entre los postes exteriores. Los elementos de frenado se incorporaron en el cable de soporte. Esto, sin embargo, restringió la movilidad de los frenos y provocó daños en la red fija.

En 1978, al principio del proyecto Bannwald Altorf, dentro de las secciones, las redes se sujetaron la mitad en un cable y la otra mitad al otro cable. Aquí de nuevo los frenos de cable se colocaron en la parte libre en cada caso. Sin embargo, en vez de correr en paralelo, los cables se cruzaron. El punto de cruce fue asegurado mediante una grapa. Esta guía de doble cable tiene su origen en una idea de

Petitpierre, antes de KabelwerkeBrugg AG, y fue utilizado por primera vez en 1978 en el escudo del bosque protegido de la ciudad de Altdorf, Suiza.

Una de las finalidades del desarrollo de esta guía adicional de doble cable paralelo fue dotar al sistema de la máxima elasticidad y al mismo tiempo, con un máximo altura efectiva restante después de haber sido golpeado. La división en dos mitades ha sido abandonada y las redes ahora están fijadas en ambos cables de soporte que corren en paralelo, hacia arriba de los elementos de frenado colocados en los postes. A partir de esto se fijó el cable de soporte sin elementos de frenado y con la red fija al cable que corre delante de los postes, mientras que el cable con los elementos de frenado corre sobre el cable guía en el poste. Esto significa que un cable con los elementos de frenado se mantiene en el poste, mientras el otro no. El cable con los elementos de frenado se puede mover libremente y por lo tanto, reacciona sin restricción a los impactos en secciones cercanas. La figura 1.14 muestra un cable guía utilizado por la empresa Fatzer AG antes de 1992, incluyendo anclajes delante de los postes.

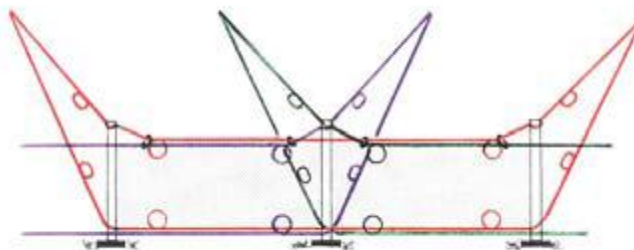


Figura 1.14 Disposición de los cables en la estructura de la barrera.

Postes

Como se mencionó anteriormente los primeros postes utilizados en los sistemas de protección contra avalanchas; eran de madera, sin embargo, para las primeras aplicaciones con fines de protección contra desprendimientos de rocas, se utilizaron postes de acero. En la primera aplicación de 1958 en Brusio se recurrió a los postes tubulares. En una fase temprana se utilizaron postes a base de perfil de riel, después IPB y más tarde se recurrió a los perfiles HEB, mientras que la aplicación de los postes tubulares continuó en algunos tipos de estructuras. Más allá de esto, se llegaron a utilizar postes articulados con puntales en tensión o compresión para aplicaciones especiales.

Buscando minimizar el daño de los postes en caso de ser golpeados, los postes utilizados en Brusio estaban equipados con juntas cardán, una junta que permitía a los postes actuar en forma articulada (figura 1.15). En 1978 se utilizaron las

llamadas uniones rígidas, con un punto predeterminado de rotura en forma de placa fijada al poste por medio de dos tornillos, la función de dicha placa era doblarse cuando fuese necesario, por ejemplo, en un evento en el que la cimentación del poste y el propio poste aún podían absorber energía sin sufrir daños. Tal unión rígida se utilizó por primera vez en Goppenstein, Suiza sobre la South Ramp de la línea ferroviaria Lötschberg.

En la actualidad, la gran mayoría de los postes cuentan con una articulación; una pieza intermedia hecha de dos piezas de chapa de acero que permite un efecto de resorte transversal al plano del poste. La falla en el momento adecuado de esta pieza intermedia sirve para evitar daños en el poste y su cimentación.



Figura 1.15 Apoyo articulado en la base de los postes.

Cimentación de los postes

Con el paso del tiempo las mallas dejaron de colocarse en los muros de soporte o estructuras de concreto armado, por lo que se recurrió a zapatas aisladas como cimentación para los postes, o por medio de taquetes de uso rudo, el poste se atornillaba a la zapata por medio de una placa base. Aproximadamente desde 1989 se renunció a las zapatas aisladas como cimentación debido a su complejidad y alto costo, particularmente en sustratos inestables. La cimentación ahora consiste en una placa base que se fija por 2 clavos. Como regla; el clavo cuesta arriba está inclinado en un ángulo de 45° contra la vertical cuesta arriba, mientras que el clavo cuesta abajo esta en vertical, utilizado como micropilote. Esto significa que el clavo cuesta arriba se somete a mayor tensión, y el clavo cuesta abajo a un esfuerzo cortante y normal. Sin embargo, ambos están sujetos a considerables momentos de flexión en la cabeza, razón por la cual, la parte cercana a la superficie puede ser reforzada por una protección de tubo de acero.

I. Fundamentos

Dependiendo de la estabilidad del sustrato, los pilotes están hechos de aceros EWI o anclajes autoperforantes, por ejemplo el sistema de Ischebeck.

En Francia, algunos sistemas sin cimentación en los postes, lograron sobrevivir. Los postes tubulares permanecen cuesta abajo del plano de la red, se colocan en el suelo por medio de placas base clavadas de manera especial y asegurados a los anclajes cuesta arriba por medio de cables a nivel de suelo.

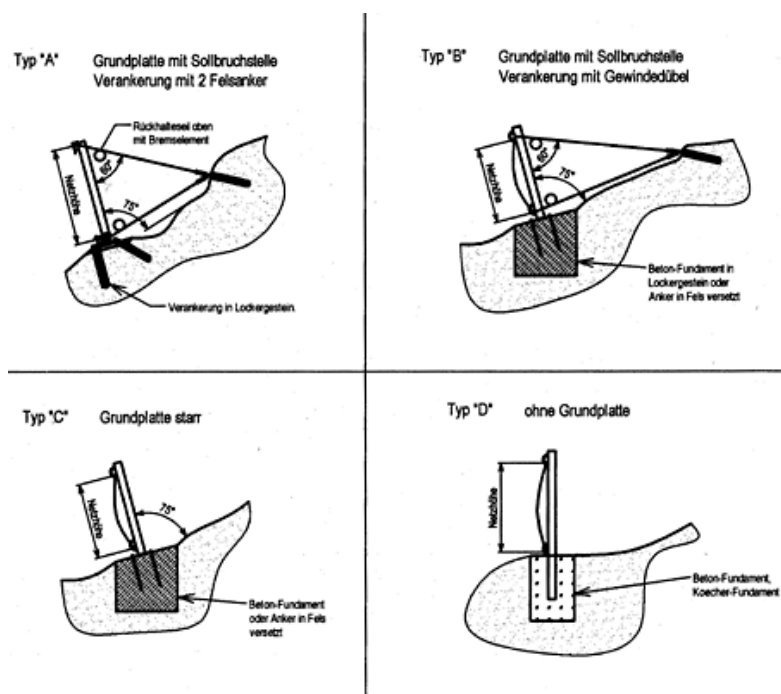


Figura 1.16 Tipos de cimentaciones para diferentes condiciones del terreno, algunos de los cuales, están fuera de uso actualmente.⁶

Anclajes traseros

El desarrollo de técnicas y métodos es tal que los anclajes traseros de los postes también se han modificados. Inicialmente, los postes eran simplemente anclados en la parte trasera cuesta arriba en el plano de inclinación del talud. En 1988, algunos fabricantes cambiaron por más estabilidad a base de anclajes en la parte posterior, basados en 2 cables con proyección horizontal en forma de V la cual era capaz de disminuir la componente de fuerzas que actúa paralelamente al plano de la malla. Dependiendo del sistema, ahora se puede prescindir totalmente de anclajes posteriores para energías inferiores a 300 kJ, sujetos a un óptimo dimensionamiento de postes y las anclas.

⁶ M. SPANG, Raymund, BOLLIGER, Reinhold, *From The Timber Fence To The High-Energy Net. Developments in Rockfall Protection from the Origins to the Present*, Geobruigg Jubilee Conference Bad Ragaz, Switzerland, 20th June 2001, pp. 11.

Protección contra la corrosión

Por disposición de la norma DIN 2078 (Instituto Alemán de Normalización), desde los inicios se han utilizado elementos galvanizados como: cables, postes y elementos de unión. Desde 1996, algunas empresas ofrecen sistemas con protección contra la corrosión de acuerdo con el proceso de Galfan (proceso Zn/Al). En este método el zinc es aleado con 5% de aluminio. De acuerdo con opiniones independientes, por ejemplo, de la EMPA (Laboratorios Federales Suizos de Pruebas e Investigación de Materiales), esta protección contra la corrosión alarga la vida útil en un factor de aproximadamente 3. Se recomienda en particular cuando las estructuras de protección están expuestas al rocío de niebla, a la sal utilizada contra el hielo de las carreteras o condiciones particularmente agresivas por otras razones, por ejemplo en zonas costeras.

Anteriormente, además de la galvanización, también se utilizaron redes revestidas adicionalmente con pintura verde anticorrosiva.

Instalación y mantenimiento

Al principio la construcción de una estructura de protección era un trabajo para especialistas, sin embargo, una constructora ordinaria es capaz de instalar un sistema por sí sola después de unas breves instrucciones, y a su vez, las mallas se han ido fabricando de sistemas modulares de fácil montaje desde 1991, lo que ha amplificado el número de personas capaces de realizar este tipo de trabajos.

La cuestión del mantenimiento y de los gastos relacionados, son mucho mayores particularmente donde se producen caídas de rocas con mayor frecuencia. Un progreso considerable hacia la minimización de costos de mantenimiento se logró con la filosofía de dimensionamiento desarrollado por Duffy&Haller; la cual se basa en el nivel de energía de caída de roca en complemento con la frecuencia con la que se producen en el lugar en cuestión, como se muestra en la figura 1.18.

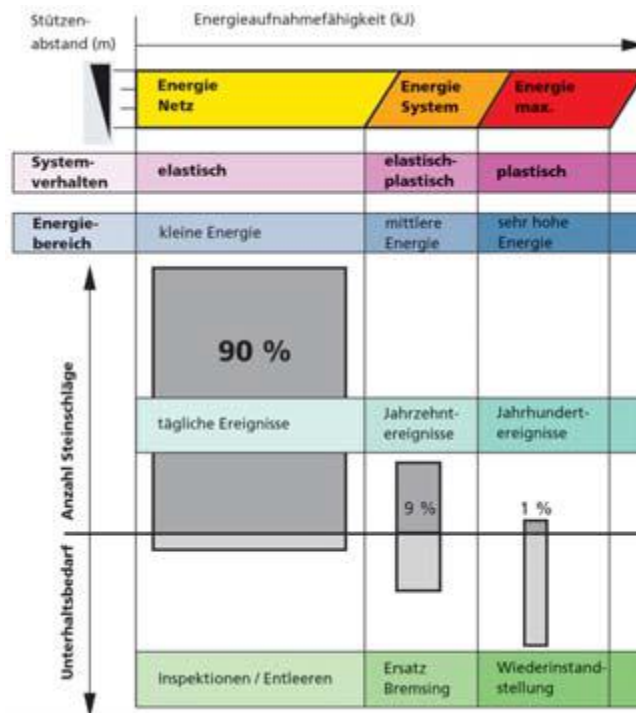


Figura 1.18 Filosofía de dimensionamiento desarrollado por Duffy & Haller.

Estandarización

Al parecer la estandarización no ha podido desarrollarse al mismo paso con el que los sistemas de protección evolucionan. La estandarización, obviamente, sólo es posible cuando se reconoce en general el estado de la tecnología más avanzada que existe. Si bien existen normas en otras áreas de la tecnología; para conexiones de cable, componentes de acero de construcción, protección contra la corrosión por galvanización, etc., más este no es el caso para las estructuras de protección contra caída de rocas como sistemas.

Hasta la fecha no existen aprobaciones de construcción general ni de supervisión de los sistemas de protección contra caída de rocas. Pocos sistemas en el mercado son capaces de referirse a las pruebas supervisadas y evaluadas por instituciones independientes.⁷ Muchos proveedores son muy renuentes a publicar información sobre las pruebas. Lo que provoca que los clientes se enfrenten al problema de tener que decidir entre diferentes sistemas, por criterio del precio y no por criterio de estandarización.

Esta no es la única razón por la cual la Organización Europea de Aprobación Técnica (EOTA) fundada en el 2000 y el banco de pruebas establecido para las

⁷ SPANG, R.M., *Standardisierung von Prüfverfahren für Steinschlagschutzbarrieren - Ziele und aktueller Stand.* - Techn. Akad. Esslingen, 2. Kolloquium Bauen in Boden und Fels, 18-19 Jan. 2000.

pruebas de certificación en Walensee en el contexto de la guía suiza de la SAEFL que entro en vigor en junio de 2001, representan un gran avance.

Un adecuado certificado que confirme la compatibilidad con el medio ambiente también sería útil para los despliegues en la normativa de protección del medio ambiente cada vez más exigentes.

Actualmente los sistemas de protección contra caída de rocas se utilizan en todo el mundo. Cuando no es el caso, por lo general es debido a las circunstancias sociales, pero esto sin duda progresivamente va cambiando, también en los países más pobres, con el firme objetivo de optimizar los sistemas de protección contra caída de rocas.

Los involucrados en el tema de caída de rocas están de acuerdo con la opinión de que la absorción de energía de 5,000 kJ alcanzada hace poco tiempo (Geobruigg 2012) es un hecho memorable, pero no el final del desarrollo, por el momento. Con el comportamiento del avance de tecnologías, se puede predecir que en los próximos años, se alcanzará una absorción de energía mucho mayor. Los intentos de un cálculo numérico de los sistemas, se han venido realizando desde hace algún tiempo y los proyectos de investigación previstos, arrojan que la prueba a escala 1:1 contribuirán a dicho calculo dentro de unos años.

En los últimos años, las mallas de cable de acero han mostrado una aplicación adecuada en otras áreas, aparte de la protección contra caída de rocas. Como por ejemplo:

- *Cubiertas para taludes y paredes rocosas.*
- *Las solicitudes para fines de prevención de caídas de rocas.*
- *Protección contra deslizamientos de tierra húmeda.*
- *Protección de caída de madera y hielo.*
- *Protección en explosiones y/o trabajos de voladura.*
- *Prevención contra terrorismo*

Antecedentes en México.

Los intensos cambios climáticos que en la actualidad experimenta nuestro planeta (Organización de Estados Americanos, 1993) traen como consecuencia fenómenos inesperados que en muchas ocasiones terminan como desastres naturales debido a la vulnerabilidad social. Los fenómenos meteorológicos actualmente cobran al año cerca de 250 mil vidas humanas, daños materiales entre 50 mil y 100 mil millones de dólares (Organización Meteorológica Mundial, 1999), y debido al gran número de peligros como inundaciones, deslizamientos y

en la actualidad; frentes fríos y sequias intensas que se generan a partir de ellos son considerados como los de mayor riesgo. El efecto de esos fenómenos se ha visto reflejado en muchos países de América, en nuestro país estas manifestaciones afectan de manera irregular, mientras que el sur de la república presenta inundaciones, el norte es azotado por sequias intensas y el centro presenta frentes fríos que no se habían presentado en décadas atrás.

El estudio de la estabilidad de taludes y laderas en México lleva ya varios años realizándose dentro de los campos de la ingeniería civil y geotécnica. Varias son las grandes obras que en las últimas décadas se han construido dentro del territorio nacional y que en cierto momento han recurrido a un estudio de estabilidad de los macizos rocosos en los que se edifica, ya sea por estar planeado dentro del mismo proyecto o por la activación de algún factor detonante dentro del sistema rocoso durante la fase de construcción. Dentro de este rubro se encuentran los macro proyectos que se han venido desarrollado en los últimos años; presas hidroeléctricas de gran capacidad y elevada altura en su cortina, puentes con claros impresionantes, túneles de diámetro y longitud significativas, autopistas trazadas por zonas de difícil acceso y construcción, entre muchas otras obras civiles que son un verdadero reto para la ingeniería. Entre los estudios más importantes se tiene los realizados por Comisión Federal de Electricidad (CFE), Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) y Secretaria de Comunicaciones y Transportes (SCT) que son las instituciones nacionales que tienen a su cargo la planeación, desarrollo y construcción de las principales obras civiles en nuestro país.

Muchas son las formas en las que se ha abordado el estudio de estas manifestaciones las cuales van desde el simple estudio de las condiciones geotécnicas de la zona para estabilizar caminos lo más pronto posible en comunidades afectadas, hasta publicaciones en las que no sólo se analiza el tipo de movimiento ocurrido, si no que también se involucra el grado de peligro que estos eventos pueden generar, aún, considerando que este tipo de sucesos están sujetos a muchos grados de incertidumbre.

A pesar de la gran cantidad de investigaciones y publicaciones existentes sobre el tema de remoción de taludes y caída de rocas, desafortunadamente el desarrollo de las barreras dinámicas en México, no se ha abordado como se debe. Para enfrentar las caídas de rocas, la solución optada, ha sido la contratación de empresas privadas y en general extranjeras. Estas a su vez, sostienen un contrato del tipo llave en mano, donde la empresas constructora se encarga de la investigación a fondo del problema de desprendimientos, emite sus propuestas de

solución y ejecuta los trabajos de diseño, construcción y en ocasiones, mantenimiento de las barreras.

I.2. Objetivo de la investigación

La construcción de numerosas obras de ingeniería, han venido desarrollándose en los últimos años. La Comisión Federal de Electricidad, institución que tiene a su cargo el desarrollo y construcción de obras de gran magnitud e importante inversión, se ha enfrentado con un problema muy común en trabajos de movimiento de tierras; la caída de rocas, este problema se manifiesta durante y después de la construcción de las obras civiles. Situación que siempre ha existido y se le ha hecho frente con la implementación de los métodos de mitigación descritos mas adelante, dentro de los cuales se encuentran las barreras dinámicas para el control de caídas de rocas, el “pequeño gran” problema del uso de estos sistemas; es el alto costo de suministro, instalación y mantenimiento. Es por ello que surge este proyecto; si en México existe la calidad en ingeniería, existen instituciones educativas de clase mundial, las empresas dedicadas a la ingeniería cuentan con áreas especializadas en el desarrollo de la misma, entonces por qué seguir utilizando sistemas suministrados por empresas de un oligopolio, tómese en cuenta que dichas empresas no se han impuesto por si solas en ese escenario, si no que la falta de competencia provoca dicho escenario.

Basados en la idea que el Ing. Guerman Castellanos; “debemos tomar como ejemplo a los japoneses, quienes basados en los desarrollos de otros países, analizan el problema, lo entienden, lo adoptan y lo mejoran”. Y claro que en México se tienen las herramientas necesarias para hacerlo, es por eso que a partir de este modelo se buscara dar una solución paralela a las soluciones que ya se han planteado para resolver el problema de la caída de rocas.

El objetivo general de esta investigación es desarrollar una metodología racional aplicable en las directrices de diseño, planes generalizados, especificaciones de construcción y optimización de recursos en las barreras dinámicas para controlar la caída de rocas en taludes. Como se mencionó, dichas barreras ya se han desarrollado en diferentes partes del mundo, en Europa principalmente, por empresas que desde hace tiempo han ido desarrollando sus propios sistemas de protección, de esta manera se busca comprender el fenómeno para poder aplicarlo en los problemas existentes en México, y que mejor, si esto se aplica empleando materiales convencionales, al alcance de cualquier constructor, “si es posible, con materiales que se puedan conseguir en la ferretería de la esquina”, obviamente esta afirmación es metafórica debido a que el fenómeno de caída de rocas, es un proceso que demanda un sistema con capacidad de absorción de

energía bastante considerable, por lo que se requiere el uso de materiales con resistencias considerables.

Tomando en cuenta que CFE, invierte una importante cantidad de capital en la mitigación de caída de rocas, este monto bien podría utilizarse para continuar con el desarrollo e investigación de las barreras dinámicas y de antemano ahorrarle una considerable cantidad de capital a la empresa y por supuesto al país. De la misma forma en que CFE invierte, cantidades considerables de capital, otras empresas e instituciones federales se encuentran con el mismo problema, por lo que podrían adoptar el sistema aquí descrito y por qué no, colaborar en su optimización, puesto que en el mundo de la ingeniería siempre hay nuevos retos.

Con este fin, la investigación trata de combinar pragmáticamente las experiencias de números diseñadores, *contratistas* y *proveedores* especializados en el control de caída de rocas, así como varias décadas de desempeño en el campo, *pruebas* recientes de los elementos del sistema, y los análisis cuantitativos de la función de los sistemas cuando se exponen a diversas cargas externas. Toda esta información será compilada de las pocas, pero sin embargo, valiosas publicaciones.

Como objetivos particulares se busca:

- Determinar los materiales en específico para cada uno de los componentes del sistema de protección.
- Elegir un software auxiliar para determinar la trayectoria de las rocas y de esta manera prever la ubicación de la red dinámica.
- Mostrar las ventajas y/o desventajas en cuanto a costos.
- Aplicar los conocimientos obtenidos en este proyecto, al caso real de la C.H. *Fernando Hiriart Balderrama (Zimapán)*, la cual actualmente presenta problemas con caída de rocas.

I.3. Metodología empleada

A pesar de que los desprendimientos son fenómenos que generalmente movilizan un volumen pequeño de material, su gran velocidad hace que adquieran fuerza cinética de magnitud muy elevada, la suficiente como para acabar con la vida de cualquier ser vivo y poner en riesgo la integridad de estructuras. La inexistencia de indicadores precursores que alerten acerca de cuando se producirá el próximo desprendimiento, así como la imposibilidad de escapar de un desprendimiento

I. Fundamentos

debido a su velocidad de desplazamiento obliga a adoptar una serie de medidas preventivas para evitar una catástrofe de considerables dimensiones.

La estructura de mitigación de caída de rocas se plantea tanto como una medida preventiva, como una medida correctiva. Cuando existe un talud natural o ladera y bajo un análisis de probabilidad; se procede al uso de las barreras dinámicas con el fin de detener cualquier evento con cierta probabilidad de ocurrencia. De manera similar, este sistema de protección es implementado en taludes originados por los movimientos de tierras, dónde, quizás al término de la construcción de una obra, aún no existían caídas de roca, pero tras cierto tiempo de meteorización e influencia de diferentes factores, se presenta el problema.

Basados en la siguiente metodología se buscara cumplir los objetivos planteados en esta investigación.

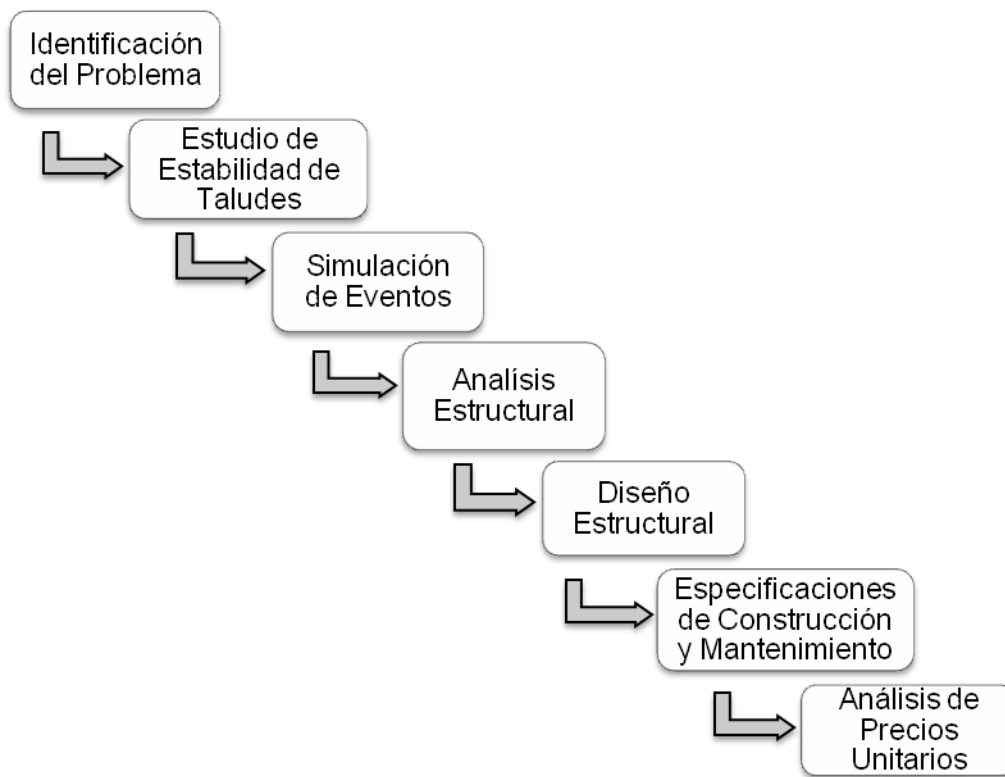


Figura 1.19 Metodología empleada para el desarrollo del proyecto.

Identificación del Problema. Dado que, a grandes rasgos, se conocen las causas y consecuencias de un evento de caída de rocas; en esta etapa se busca identificar de manera objetiva las condiciones de un escenario representativo, que sirva

como punto de partida en el análisis de propiedades índice de los taludes y su comportamiento a lo largo de un periodo de tiempo determinado.

Las teorías de esfuerzos usados en mecánica de suelos fueron concebidas para medios continuos: sin embargo, cuando se trata de materiales tales como gravas y enrocamientos, surge la enorme duda de que sea válida la aplicación de esas teorías.

Al resolver los problemas que se plantearon por primera vez acerca de la estabilidad de las cimentaciones y taludes rocosos, nadie puso en duda la posibilidad de utilizar, para analizar su comportamiento, las leyes clásicas de mecánica de la deformación y de la falla de los medios continuos, aplicando las diferentes leyes para describir la resistencia al esfuerzo cortante, (GAZIEV, Erast G., 1977). Todo ese arsenal de medios empleado años atrás y al parecer nuestro éxito en la descripción de suelos. Sin embargo, a pesar de la similitud de características de los medios continuos con los macizos rocosos, existe una discrepancia debida principalmente a la escala de volúmenes tratados, es por eso que se optará por el uso de la mecánica de rocas.

Implementado los conocimientos y principios de la mecánica de rocas, se procederá a analizar un talud, lo que permitirá obtener sus propiedades índice, determinar la situación en la que se encuentra y posteriormente realizar el respectivo Estudio de Estabilidad del Talud.

Con el paso del tiempo se ha desarrollado una variedad importante de medidas para mitigar la caída de rocas, como lo son las zanjas al pie del talud, barreras estáticas, entre ellas; bermas, muros gavión, redes ancladas al talud descritas en el apartado II.2. Y por supuesto las barreras dinámicas, las cuales se clasifican como: de deformación plástica y deformación elástica, de acuerdo al comportamiento de sus elementos.

Para el desarrollo del presente proyecto nos enfocaremos exclusivamente en las barreras dinámicas de deformación plástica, las cuales, tras la deformación permanente de sus elementos, absorben cantidades importantes de energía cinética. En contraparte, las barreras dinámicas de deformación elástica presentan elementos deformables temporalmente, que tras el retiro de las rocas detenidas, cada elemento recupera su forma y posición original. Es una opción considerable, sin embargo el nivel de absorción de energía cinética se encuentra en función de la resistencia de los materiales que componen a cada elemento del sistema, lo que en consecuencia trunca un punto de nuestro objetivo principal; el uso de materiales convencionales.

Es importante realizar un cuidadoso análisis de propiedades índice del material que compone al talud, ya que los datos obtenidos serán utilizados como parámetros en la *Simulación de Eventos*.

El uso de tecnologías informáticas, día con día es más común puesto que facilita algunas aplicaciones y cálculos, que de realizarse manualmente, llevarían un tiempo considerable concluirlos. Para la simulación de eventos de caída de rocas, se analizarán algunos programas especializados en el tema, eligiendo el más adecuado. Se procederá a utilizar dicho software como auxiliar para determinar las posibles trayectorias de rocas representativas y con esto determinar las características idóneas para la barrera dinámica.

Para llevar a cabo el *Análisis Estructural*, se emplearán los datos de la simulación de eventos, tales como energía cinética, geometría y posición de la barrera, así como las propiedades del macizo rocoso para poder determinar su resistencia al momento de analizar los anclajes y cimentación de postes.

Durante el proceso de *Diseño Estructural* se pretende determinar el material de cada uno de los componentes de la barrera, siempre tomando en cuenta los objetivos de la investigación. Como se mencionó anteriormente, de manera arbitraria, la investigación se centrará en el diseño de una barrera dinámica de deformación plástica. Como sistemas de frenado, se utilizarán anillos a base de tubo y posteriormente se empleará un arreglo a base de grapas colocadas en un tramo de cable doblado. Tras la comparación de resultados se podrá determinar que sistema de frenado es el óptimo para satisfacer los objetivos.

Se sabe que para que la barrera cumpla su objetivo de absorber la energía cinética transmitida por la caída de rocas, debe transformar dicha energía, y por lo regular, lo hace en forma de calor, aquí surge otro problema debido a que los sistemas de protección estarán colocados, probablemente, en zonas de abundante vegetación, por lo que la disipación de energía a base de fricción genera temperaturas demasiado intensas, incluso podrían presentarse chispas, provocando algún incendio forestal. Incendios que actualmente ya son un problema, causa de catástrofes en las áreas verdes de México. Por consiguiente se pretende proponer algún accesorio que impida la transmisión directa de calor al ambiente. Se propone una cubierta tipo funda que aisle lo mejor posible los elementos de frenado de la vegetación. De la misma forma, con la modificación de componentes, como el uso de casquillos ranurados a fin de disminuir la transferencia de calor.

En la etapa de *Especificaciones de Construcción y Mantenimiento* se presentan las principales recomendaciones del proceso constructivo, debido a que la

construcción de estas barreras se ha realizado por empresas especializadas, se describen los puntos críticos, en los que se debe poner especial atención para garantizar el correcto funcionamiento del sistema. De la misma manera se hacen las recomendaciones pertinentes del mantenimiento a cada componente de la barrera, así como la evaluación de daños y posible sustitución de los mismos, tras un evento de caída de rocas.

Para verificar el cumplimiento total de los objetivos, se presenta un *Análisis de Precios Unitarios* con el único fin de mostrar las ventajas obtenidas tras la implementación del sistema de protección propuesto.

I.4. Alcances

Esta investigación pretende cubrir en lo posible los conocimientos requerido para el análisis y diseño de una barrera dinámica, está estructurada con el fin de responder a las inquietudes que por lo regular expresa un estudiante, investigador, diseñador y constructor, involucrados en el área de ingeniería civil. El campo es tan vasto que quedan varios puntos por tocar y por supuesto optimizar, tarea que se pretenderá resolver en un futuro.

Siendo el campo de la falla de taludes tan extenso, se procede a ir eliminando los escenarios basándonos en los materiales que constituyan la estratigrafía del talud. Nos enfocaremos exclusivamente a estratos rocosos, debido a que las rocas, al fallar, presentan un elevado nivel de liberación de energía debido a su desplazamiento rotacional y traslacional. En complemento, la gran mayoría de obras civiles que se encuentran construidas en terrenos con estratos rocosos y al realizar cualquier tipo de corte, la estabilidad de dichos estratos es alterada y susceptible a fallas bruscas.

La ocurrencia de una falla obedece a un proceso, el cual comprende una gran cantidad de factores, en el espacio y en el tiempo.⁸ Los posibles modos de falla en roca fracturada son: falla planar, falla en cuña, falla circular, y falla por caída o volcamiento. En este contexto, nos enfocaremos al tipo de falla por caída o volcamiento debido a que dicha falla abarca el desplazamiento singular de rocas, ya sea en caída libre o rodamiento.

En el mundo de las medidas para mitigar la caída de rocas, existen numerosas formas y sistemas, pero en esta investigación se ha optado exclusivamente por las

⁸ SUÁREZ, Jaime, *Deslizamientos: Análisis Geotécnico*.

barreras dinámicas, ¿por qué?, porque en México es alta la necesidad de utilizar algún sistema de protección contra caída de rocas de alto nivel de absorción de energía en taludes con pendientes pronunciadas casi verticales. De la misma manera se tiene que los sistemas de protección, son desarrollados, suministrados e instalados por un reducido número de empresas, contando con costos bastante elevados, como consecuencia.

Como las características de falla de los taludes rocosos con fisuras, constituidos por bloques, dependen esencialmente de la estructura del macizo, el cálculo de su estabilidad requiere de un enfoque diferente en cada caso particular. Simultáneamente, en la naturaleza existe tal variedad de formas y de estructuras de taludes rocosos, que resulta prácticamente imposible estudiarlos todos y proporcionar esquemas de cálculo apegados a cada caso. Por tal motivo se recurre a herramientas de probabilidad y estadística, para dar solución a eventos representativos y de esta manera poder acercar el caso de estudio a un caso real. Será en el Tema V; Aplicación a un caso real, donde se pretenderá utilizar en lo mayor posible, los datos del proyecto para de esta forma modelar el evento y poder diseñar una barrera dinámica idónea exclusivamente para este caso.

Por la magnitud y alto costo que implica la realización de pruebas, tanto en laboratorio como en campo, se toman como referencia las pruebas realizadas por empresas involucradas y dedicadas al desarrollo de tecnologías en el tema.

Por la complejidad de estudio de caída de rocas, donde se requieren pruebas de laboratorio y por supuesto de campo para poder comparar resultados, así como optimizar procedimientos. La presente investigación se plantea como un proyecto informativo que en complemento al objetivo general, busca establecer bases e ideas de un proyecto que esperando no quede truncado y con el apoyo de las instituciones necesarias, se lleve a cabo.

La presente investigación aun no es lo suficientemente amplia como para llegar a conclusiones definitivas. Se hace hincapié en que los trabajos de laboratorio y pruebas de campo marcan la pauta de los trabajos de gabinete; no obstante, se cree que los datos logrados permitirán cumplir con los objetivos tanto generales como particulares.

II. Análisis de caída de rocas

II.1. Mecánica de caída de rocas

El fenómeno del desprendimiento de rocas sobre obras de ingeniería, a pesar de ser un problema tan antiguo como las mismas obras, aún no se encuentra totalmente solucionado, debido entre otros factores, a la variedad de situaciones que se pueden presentar, requiriendo cada una de ellas un tratamiento y solución específicos.

En el momento en el que se plantea el análisis de estabilidad de taludes rocosos, surge la duda si es correcto utilizar las leyes clásicas de mecánica de la deformación y de la falla de los medios continuos, aplicando la ley de Coulomb para describir la resistencia al esfuerzo cortante. Son herramientas y principios necesarios para el estudio de los suelos, sin embargo, son inaplicables a los macizos rocosos debido a la discrepancia de volumen de partículas consideradas.

En inicios se pensaba erróneamente que la mecánica de rocas no existía como ciencia independiente, y que sólo era una rama de la mecánica de suelos o de la geología ingenieril.⁹

La mecánica de rocas, se encuentra en formación como una nueva rama de la ciencia, la cual se encarga del estudio del comportamiento de masas rocosas bajo la acción de fuerzas producidas por fenómenos naturales o resultantes de excavaciones o construcciones realizadas por el hombre.

Al utilizar las leyes de la mecánica para investigar el comportamiento de una masa de roca, se debe considerar un medio discontinuo, heterogéneo y anisótropo, cuyas características no se pueden controlar a voluntad y deben ser estudiadas en cada caso particular, a fin de conocer los límites de validez de la aplicación de las teorías.¹⁰

Algunas disciplinas de formación académica eminentemente naturalista, estudian y describen la estructura de las rocas cualitativamente; al ingeniero civil, cuya formación académica es de base físico-matemática, le interesa el aspecto

⁹GAZIEV, Erast G., *Estabilidad De Los Macizos Rocosos Y Métodos De Estabilización*, Instituto de Ingeniería, UNAM, 1977, pp. 1-2.

¹⁰GAZIEV, Erast G., *Estabilidad De Los Macizos Rocosos Y Métodos De Estabilización*, Instituto de Ingeniería, UNAM, 1977, pp. 2.

cuantitativo. Las características de las rocas que en el presente proyecto nos interesa conocer, son:

- Fragmentación natural
- Resistencia a la compresión
- Resistencia al cortante, en grietas, juntas y estratos
- Deformabilidad
- Permeabilidad
- Estado natural de esfuerzos
- Alterabilidad

Características generales de la masa rocosa

Los suelos aunque microscópicamente pueden tratarse como sólidos, tienen propiedades muy peculiares, pues en realidad son conjuntos de partículas. Por el contrario las rocas son aglomerados de cristales estrechamente unidos que a la escala que le interesa al ingeniero, tienen un comportamiento que se aparta del que se puede esperar de un sólido. Esto se debe a que la masa rocosa está surcada en general de varias familias de litoclasas, que no son más que superficies de debilidad que la dividen en bloques. Cada bloque está compuesto por una roca matriz, que puede ser mucho más resistente e indeformable que la masa rocosa.¹¹

Fragmentación natural

Todo macizo rocoso natural se encuentra dividido en bloques irregulares, resultantes de litoclasas originadas por esfuerzos tectónicos o por planos de estratificación. El comportamiento de un macizo puede estar influido de manera importante por la orientación de los planos de fisura; estos, en ocasiones tienen direcciones preferentes o pueden presentarse completamente al azar. El fisuramiento es una de las características de la fragmentación natural que deberá conocerse en detalle para estimar el tamaño de los bloques y prever el funcionamiento del macizo en cualquier obra de ingeniería.

Al analizar un macizo rocoso se observan familias de grietas o fisuras que, debido a su orientación (rumbo y buzamiento), espaciamiento, espesor, relleno, configuración y área efectiva, impiden considerar al macizo como un cuerpo homogéneo o isótropo con fisuración uniformemente distribuida. La localización de estas grietas permite determinar la estabilidad de la roca *in situ*, y hacerse una idea de su resistencia y deformabilidad.

¹¹JIMENÉZ Salas J.A., JUSTO Alpañes J.L., *Geotecnia Y Cimientos 1. Propiedades De Los Suelos Y De Las Rocas*. pp. 564-570.

Es usual representar las orientaciones de una masa rocosa en un estereograma. Este es la proyección sobre el plano horizontal de la semiesfera de la figura 2.1, con la indicación de los puntos de tangencia de los planos paralelos a las litoclasas. Con estos diagramas se puede presentar el estado natural de fracturación de la roca y determinar las principales familias de fallas.

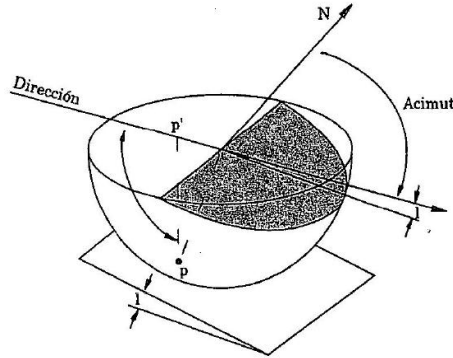


Figura 2.1 Representación gráfica de los planos de litoclasas.¹²

El espaciamiento suele medirse en el campo, apreciando las litoclasas claramente agrupadas en familias y contando el número de ellas en una longitud determinada, medida perpendicularmente a su plano. Según Müller,¹³ se puede realizar la siguiente clasificación atendiendo a la distancia media entre litoclasas de la familia predominante:

Denominación	Distancia media entre litoclasas [m]
Diaclasado Espaciado	1 - 10
Diaclasado Medio	0.1 - 1
Diaclasado Cerrado	0.01 - 0.1
Roca Laminada o Milonitizada	0.001 - 0.01

Tabla 2.1 Clasificación de litoclasas, (Müller L., 1963).

Resistencia a la compresión

Propiedad calificadora de un material, la cual para la mayoría de los materiales artificiales, puede considerarse como constante, pero en las rocas; varía entre límites bastante amplios. En una masa de igual constitución rocosa, la resistencia y deformabilidad resultan diferentes de un punto a otro. Los ensayos de resistencia se efectúan en laboratorio con dos clases de muestras:

¹² Ministerio de Fomento, Secretaria de Estado de Infraestructuras y Transportes, *Protección Contra Caídas de Roca, Pantallas Dinámicas*, España 1996, pp. 12.

¹³ MULLER L., *Der Felsbau*, Encke, Stuttgart, 1963.

II. Análisis de caída de rocas

- a) Especímenes cilíndricos; obtenidos de núcleos de barrenación con diamante.
- b) Especímenes cúbicos o prismáticos, cortados y labrados de bloques de roca.

A continuación se presentan algunos valores del módulo de elasticidad y resistencia a la compresión simple.¹⁴

Espécimen	Módulo de Elasticidad [kg/cm ²]
Arenisca	1 a 3 x 10 ⁵
Caliza	3 a 6 x 10 ⁵
Concreto	1.5 a 3 x 10 ⁵
Gabro	1 a 10 x 10 ⁵
Granito	4 a 6 x 10 ⁵

Tabla 2.2 Modulo de elasticidad para diferentes materiales (CICM, 1965).

Espécimen	Resistencia a Compresión [kg/cm ²]
Arenisca	110 a 2 520
Basalto	1 300 a 3 500
Caliza	60 a 3 600
Concreto	200 a 400
Esquisto de biotita	80 a 1 200
Gneis	810 a 3 270
Granito	370 a 3 790
Toba	35 a 520

Tabla 2.3 Resistencia a compresión simple para diferentes materiales (CICM, 1965).

Resistencia a la tensión

Al hablar de la resistencia a la tensión, se presenta una complicación, debido a que el material rocoso, en general, está fracturado y agrietado o por lo menos contiene microfisuras, a veces es imposible probar los especímenes a tensión axial. La mitad de los especímenes se rompen antes de efectuar la prueba y en los restantes, la influencia de las grietas existentes es tan grande que resulta complicado decidir qué parte de la sección transversal del espécimen participó en la prueba. Para determinar la resistencia a la tensión de materiales rocosos se emplean algunos métodos como:

- *Tracción Simple.*
- *Método Brasileño.*
- *Método Centrífugo.*

Usualmente el esfuerzo de compresión es tres veces mayor que el de tensión. En los materiales rocosos, la resistencia a la compresión siempre es mucho mayor, diez o más veces, que la de tensión.

Resistencia al cortante

La resistencia al cortante es una de las principales características de la roca y su conocimiento resulta de mayor utilidad que el de las resistencias a la compresión y

¹⁴ Colegio de Ingenieros Civiles de México, *Construcciones En Roca*, México D.F., 1965.

a la tensión. Si en un macizo rocoso se detectan planos de grietas o de fallas, es importante determinar en ellos la resistencia al cortante, y así predecir desplazamientos o analizar su estabilidad. Para ello se pueden efectuar pruebas en laboratorio y/o en campo.

Pruebas de Laboratorio. La figura 2.2 presenta la maquina de corte directo tipo Casagrande, del Bureau de Coyne y Bellier, en París, además del dispositivo que, para especímenes de 80 a 100 cm de diámetro, utiliza el Instituto de Hidrotecnia de Rusia. El espécimen se acopla a los bloques de concreto y la carga se aplica mediante gatos hidráulicos.

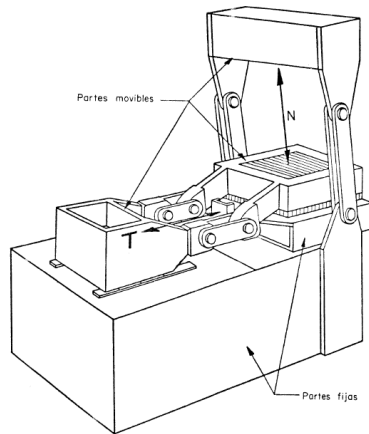


Figura 2.2 Máquina de corte directo, esquema principal, Bureau de Coyne y Bellier, París.

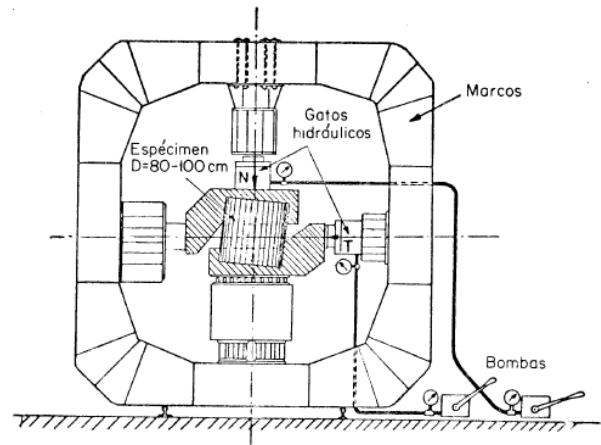


Figura 2.3 Dispositivo para probar los especímenes de roca al cortante directo, Instituto de Hidrotecnia, Rusia.

Pruebas de campo. Los ensayos en campo de resistencia al corte pueden realizarse dentro de galerías; labrando en el piso, con herramientas de mano. Los macizos rocosos bastante fracturados tienen una resistencia prácticamente nula a la tensión y a veces una resistencia mínima al esfuerzo cortante.

Cuando resulta difícil evaluar los parámetros de resistencia al cortante en las discontinuidades y formular expresiones analíticas, se recurre a un análisis empírico, relacionando heurísticamente los parámetros que determinan el ángulo de fricción entre las paredes de la discontinuidad. El ángulo de fricción depende de los siguientes factores:

- Rugosidad de las paredes.
- Resistencia de las paredes.
- Cobertura de la superficie de las paredes.
- Relleno.
- Presión de poros.
- Persistencia.

II. Análisis de caída de rocas

De acuerdo a la litología de la roca, la rugosidad y relleno de las discontinuidades, puede aproximarse un ángulo de fricción de las discontinuidades. Este procedimiento es solamente una apreciación cualitativa y no reemplaza la realización de ensayos de corte directo de las discontinuidades. Se presentan algunas tablas con una aproximación de la resistencia a la fricción en las discontinuidades de macizos rocosos (tablas 2.4 y 2.5).

Tipo de Roca	ϕ Seco [°]	ϕ Saturado [°]
Arenisca	26 – 35	25 – 34
Limosita	31 – 33	27 – 31
Caliza	31 – 37	27 – 35
Basalto	35 – 38	31 – 36
Granito fino	31 – 35	29 – 31
Granito grueso	31 – 35	31 – 33
Neiss	26 – 29	23 – 26

Tabla 2.4 Ángulos de fricción típicos para las discontinuidades de macizos rocosos (Barton y Choubey, 1977).

Tipo de Material	ϕ Típico [°]
Basalto	42.0
Bentonita	7.5 – 17.0
Lutita Bentonítica	2.9 – 8.5
Arcillas	12.0 – 18.5
Lutita Arcillosa	32.0
Rocas Calcáreas	16.0
Dolomita	14.5
Diorita, Granodiorita y Porfirita	26.5
Granitos rellenos de arcilla	23.45
Granitos rellenos de arena	40.0
Calizas	13.0 – 21.0
Esquistos	31.0 – 32.0
Pizarras	33.0
Cuarzo	36.0 – 38.0

Tabla 2.5 Ángulos de fricción de discontinuidades típicos (Barton, 1974).

Teorías de resistencia

En 1911, Karman efectuó pruebas triaxiales en especímenes de mármol. En esta investigación se demostró que el comportamiento de materiales rocosos frágiles, en condiciones de confinamiento, revelan características plásticas aumentando su resistencia a la compresión. Al incrementar la presión lateral, aumentan el intervalo de las deformaciones plásticas y la resistencia a la compresión. Pero bajo presiones hidrostáticas, los materiales rígidos soportan grandes cargas sin índices de deformaciones plásticas o de ruptura. Con el fin de explicar tales fenómenos, se analizaron los criterios de ruptura para materiales plásticos y frágiles, y fueron propuestas las diferentes teorías de resistencia de materiales; sin embargo, en la actualidad no se ha desarrollado una que resulte adecuada para los materiales frágiles.¹⁵

¹⁵GAZIEV, Erast G., *Aspectos Generales De La Mecánica De Rocas*, Instituto de Ingeniería, UNAM, 1977, pp. 13-18.

La mayoría de las teorías considera materiales homogéneos e isotrópos. En realidad, las rocas siempre presentan anisotropía estructural o fisuración interna.

Teoría de Griffith y Hoek. Esta teoría de la resistencia de materiales frágiles considera que en los extremos de una microfisura se concentran los esfuerzos, los cuales provocan la ruptura del material. En este caso, los factores decisivos son: los esfuerzos principales, y la forma y orientación de la fisura respecto a la dirección de los esfuerzos principales.

Los estudios de Hoek lo llevaron a modificar la teoría de Griffith en 1964, y la condición de ruptura se formula como:

$$R_t = \frac{1}{4} \{ (\sigma_1 + \sigma_3) \operatorname{sen} 2\phi - f [(\sigma_1 + \sigma_3) - (\sigma_1 - \sigma_3) \operatorname{cos} 2\phi] \} \quad \text{Ec. 2.1}$$

Mientras que para la fisuración isotrópa se obtiene el siguiente criterio de ruptura:

$$R_t = -\frac{1}{4} \sigma_1 [(1 - K) \sqrt{1 + f^2} - f(1 + K)] \quad \text{Ec. 2.2}$$

Teoría de la resistencia límite al cortante de las partículas de roca. Esta teoría fue propuesta por Lundborg, quien se basó en estudios realizados en Suecia.¹⁶ La idea principal del autor es que al alcanzar una presión normal, la cual sobrepasa la resistencia de las partículas de roca, comienza el flujo de estas últimas, y el aumento de carga después de este momento no produce ningún efecto.

Teoría de Mohr. De igual manera como se efectúa en suelos; para las rocas, se realiza una serie de ensayos a varios especímenes del mismo material, con diferentes cargas laterales. Los resultados se representan gráficamente mediante los círculos de Mohr y la envolvente de los círculos es el límite de la resistencia del material.

Esta teoría es frecuentemente aplicada en la ingeniería actual, por su sencillez y aceptable concordancia con los datos del experimento.

Existen varias teorías, que como se señaló antes; consideran materiales homogéneos e isotrópos, en este caso sólo se enunciarán.

- *Teoría del esfuerzo máximo*
- *Teoría de la deformación máxima*
- *Teoría del esfuerzo tangencial máximo*
- *Teoría de los esfuerzos octaédricos*

¹⁶LUNDBORG, N., *Triaxial Shear Strength of Some Swedish Rocks and Ores*, I Congreso Sobre Mecánica De Rocas, Lisboa, 1966.

II. Análisis de caída de rocas

- Teoría de la energía de variación de la forma
- Teoría de Goncharov¹⁷

Deformabilidad

La deformabilidad, al igual que la resistencia a cortante de un macizo rocoso, son las propiedades mecánicas que dependen de la resistencia, compresibilidad y grado de fragmentación del material pétreo que constituye los bloques del macizo.

Pruebas de laboratorio. Investigaciones realizadas prueban que los materiales policristálicos pasan a través de diferentes etapas durante su deformación, las cuales determinan su comportamiento bajo la acción de la carga. La primera de ellas se refiere al paso del material a través de su primer límite de estructura compacta a estructura microdestruida y de esta a la ruptura.

Los principales problemas de trabajo bajo la carga estática y dinámica de los materiales policristálicos, como son los materiales rocosos y el concreto, generalmente están unidos con el proceso de su destrucción microscópica.

Deformación volumétrica:
$$\varepsilon_0 = \frac{\Delta V}{V_0} = \varepsilon_y - 2\varepsilon_x \quad \text{Ec. 2.3}$$

Coeficiente de las deformaciones transversales:
$$\nu = \frac{\Delta \varepsilon_x}{\Delta \varepsilon_y} \quad \text{Ec. 2.4}$$

Modulo de deformación volumétrica:
$$M_V = \frac{\sigma}{\varepsilon_0} \quad \text{Ec. 2.5}$$

Pruebas in situ. El objetivo primordial es determinar el módulo de elasticidad medio (o módulo de deformabilidad) que permita analizar el efecto de las deformaciones de la cimentación en el comportamiento de las estructuras. No resulta fácil definir este módulo medio, debido a la forma de las curvas esfuerzo-deformación de carga y descarga. Se considera más adecuado referirse a módulos de deformabilidad y fijar el nivel de esfuerzos al que fueron obtenidos, así como el criterio seguido al definirlos. Entre los principales métodos de investigación de la deformabilidad, se encuentran los siguientes:

- a) Método ultrasónico o método dinámico basado en la interpretación de mediciones geosísmicas.
- b) Método de placas de distribución y gatos hidráulicos.
- c) Método de la cámara hidrostática.
- d) Método del dilatómetro.¹⁸

¹⁷ Resistencia Al Cortante Y Deformabilidad De Las Cimentaciones Rocosas. Energía Moscú-Leningrado, 1984.

Permeabilidad

La permeabilidad de un macizo rocoso es función de la fragmentación, abertura de las fisuras, presión de agua y del estado de esfuerzos en la roca. La mayoría de las rocas naturales contienen agua y, si existe un gradiente hidráulico, el agua está en movimiento a través de las fallas, grietas y poros de la roca. Con la profundidad aumenta la presión, la cual en ocasiones determina definitivamente el comportamiento del macizo rocoso.

Las presiones hidráulicas son de una magnitud comparable con los esfuerzos de gravedad y generan fuerzas importantes sobre las superficies de las discontinuidades dentro de la masa rocosa. Adicionalmente, estas fuerzas hidráulicas producen reducciones en los esfuerzos efectivos, los cuales disminuyen la resistencia al cortante al reducirse la fricción en la discontinuidad.

Estas fuerzas hidráulicas fluctúan de acuerdo a los cambios climáticos y generan procesos de carga y descarga de los esfuerzos internos del macizo, produciendo mecanismos de deterioro de irreversible.

Se supone que el flujo del agua por las fisuras de la roca obedece a la ley de Darcy, donde la velocidad del flujo es proporcional al gradiente hidráulico.

$$Q = \frac{dV}{dt} = k A i \quad \text{Ec. 2.6}$$

Estudios realizados en Francia mostraron que la permeabilidad de un material rocoso depende del estado de esfuerzos al cual está sometido.¹⁹

Estado natural de esfuerzos

Debido a que la resistencia y deformabilidad de una masa de roca dependen del nivel de esfuerzos a los que los bloques se encuentran sometidos, es importante conocer la magnitud, dirección y sentido de los esfuerzos que existen en el interior de dicha masa de roca. Se puede esperar un comportamiento frágil de una roca a niveles de esfuerzos naturales muy pequeños, mientras que la misma roca puede mostrar un comportamiento plástico a niveles de esfuerzos del orden de 1,000 kg/cm².

¹⁸GAZIEV, E., *Método de Determinación In Situ De Las Características Elásticas De Rocas*, Gidrotecnicheskoe Stroitelstvo, No. 7, Moscú, 1961

¹⁹LONDE P., SABARLY F., *La Distribution Des Perméabilités Dans La Fondation Des Barrages Voûtes En Fonction Du Champ De Contrainte*, I Congreso sobre Mecánica de Rocas, Lisboa, 1966.

II. Análisis de caída de rocas

Debido a que los materiales rocosos no son completamente elásticos y sus características de deformabilidad dependen considerablemente del estado de esfuerzos y de sus valores, se puede suponer que los esfuerzos horizontales son

$$\sigma_h = N\sigma_v \quad \text{Ec. 2.7}$$

Donde N es un coeficiente que depende de las condiciones geológicas, profundidad y estado de esfuerzos. Es importante mencionar que los esfuerzos existentes además de depender del peso del material superior, también dependen de los movimientos tectónicos actuantes.

Alterabilidad

Así se define a la susceptibilidad de las rocas de ser atacadas por los agentes naturales del intemperismo. Se estima que las tres cuartas partes de las rocas que se emplean en trabajos de ingeniería son alterables, lo que parece contradecir el sentido común que supone que las rocas son muy estables.

El agua es el agente más activo y está asociado a la cristalización de la mayor parte de los minerales, además, es un solvente notable. Esta propiedad depende, básicamente de la composición química de los materiales y del arreglo estructural o grado de agregación de sus partículas. Así, contrariamente a lo que se pueda suponer, las rocas evolucionan con gran rapidez y son capaces de perder toda su resistencia en plazos breves.

Resulta esencial determinar el grado de alterabilidad de las rocas sobre las que se construyen obras de ingeniería, y así prolongar su duración.

Sistemas de calificación y clasificación geotécnica de macizos rocosos

Desde comienzos de los años 70 se ha extendido el uso de sistemas de calificación y clasificación geotécnica de macizos rocosos, los que emplean un índice de calidad geotécnica para calificar el macizo rocoso y, de acuerdo a esta calificación o "rating", clasificarlo según su calidad geotécnica. Actualmente los sistemas de calificación y clasificación geotécnica de macizos rocosos más usados en la industria minera son los siguientes (ordenados de más a menos frecuente):

- Sistema de Laubscher o calificación del macizo rocoso según los índices RMR y MRMR.
- Sistema de Barton o calificación del macizo rocoso según el índice Q.
- Sistema de Bieniawski o calificación del macizo rocoso según el índice RMR (Bieniawski, 1973).

- Método del índice de resistencia geológica, GSI (Hoek, 1994).

Salvo el método del índice de resistencia geológica, todos estos sistemas se desarrollaron con el propósito de evaluar la condición de estabilidad y requerimientos de fortificación de excavaciones subterráneas, y califican el macizo rocoso considerando básicamente tres parámetros:

1. La resistencia de los bloques de roca que conforman el macizo rocoso.
2. Blocosidad del macizo rocoso.
3. Discontinuidades que definen los bloques.

Estabilidad de taludes y mecanismo de rotura

En cualquier terreno que no sea horizontal, por las leyes de la estática, existe una serie de fuerzas que tiende a nivelarlo. Los desprendimientos generalmente son iniciados por algún acontecimiento climático o biológico que causa alteración en las fuerzas actuantes sobre una roca. Estos acontecimientos pueden incluir aumentos de presión de poro debido a la infiltración de precipitación, erosión de material circundante durante fuertes lluvias, los procesos de deshielo en climas fríos, la degradación química o el desgaste de la roca, crecimiento de raíz o apalancamiento por raíces que se mueven a causa de vientos. En el entorno activo de una construcción, el potencial para la iniciación mecánica de un desprendimiento probablemente será de uno o dos órdenes de magnitud mayor que los acontecimientos de iniciación climáticos y biológicos descritos anteriormente.²⁰

Una vez que ha iniciado el movimiento de una roca en un talud, el factor más importante que afecta la dinámica del caído es la geometría del talud. La pendiente del talud se considera crítica porque define la aceleración y desaceleración de los bloques, la longitud del talud determina la distancia sobre la cual la roca acelera y desacelera.

Cuando una roca impacta sobre el talud se pierde energía cinética, debido a los componentes inelásticos de la colisión y la fricción. La capacidad del material superficial de retardar la caída es expresada matemáticamente por los términos llamados *coeficiente de restitución* (R_n) y *coeficiente tangencial de resistencia a la fricción* (R_t), donde la dirección normal es perpendicular a la superficie del talud y la dirección tangencial es paralela a esta superficie (Piteau y Asociados, 1980) (figura 2.4). El valor de estos coeficientes depende de la naturaleza de los materiales que forman la superficie de impacto. Las superficies limpias de roca

²⁰ HOEK, Evert, *Practical Rock Engineering*, 2006, pp. 143-144.

II. Análisis de caída de rocas

dura tienen altos coeficientes de restitución mientras el suelo, la grava y el granito completamente descompuesto tienen bajos coeficientes de restitución.

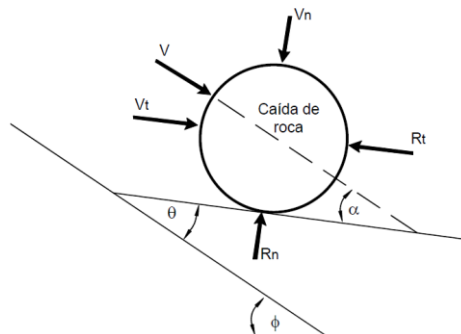


Figura 2.4 Ángulo de impacto definido como una función de las propiedades del talud y la roca (Pfeiffer, 1989).

El tamaño de los bloques es una característica más a considerar, debido a que los bloques más grandes de roca tienen mayor momentum y es menos probable que sean afectados por las irregularidades del terreno. La forma de los bloques de roca influye sobre la trayectoria y en consecuencia, en la energía de traslación y de rotación.



Figura 2.5 Ejemplos de falla de taludes en roca.

De acuerdo a estadísticas, los daños anuales producidos por deslizamientos se presentan con mayor frecuencia en los meses de lluvias, (figura 2.6).

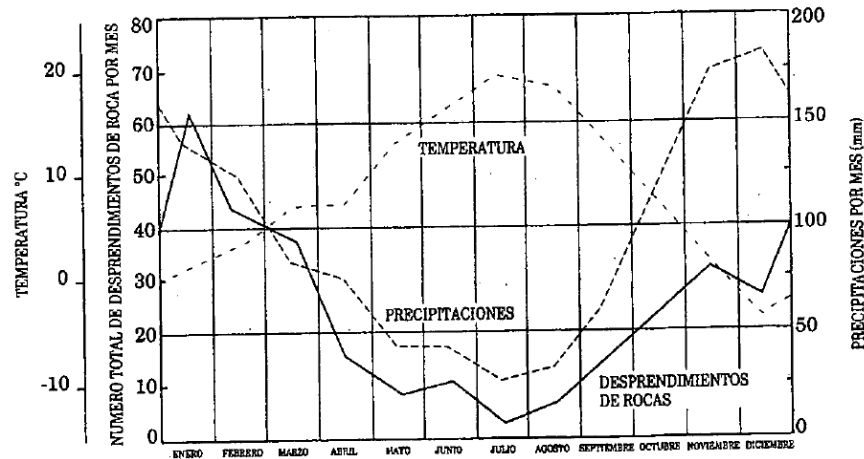


Figura 2.6 Efecto de las estaciones del año en los desprendimientos de rocas.

A pesar de los inconvenientes de todas las clasificaciones, que establecen divisiones en lo que son realmente series continuas, se pueden distinguir dos grandes grupos de fenómenos de inestabilidad, desprendimientos y deslizamientos. Lo que diferencia a los primeros es la caída de la masa inestable²¹ y son el objeto de nuestro estudio.

Mecanismos de rotura

El mecanismo de rotura es la descripción del proceso físico que se produce en el macizo rocoso con el aumento de la carga o con la disminución de la resistencia y cuando el movimiento empieza y se propaga a lo largo de todo él. Los modos individuales de falla que pueden ocurrir en macizos de roca fracturada son:

1. Falla Planar
2. Falla en cuña
3. Falla circular
4. Falla por inclinación
5. Falla por colapso de la estructura
6. Caído

Para el análisis de fallas en macizos de roca se recomienda utilizar el siguiente procedimiento:

4. Determinar los grupos de juntas más significativos, evaluando su valor relativo dentro de la familia de las juntas, en cuanto a posibilidad de ocurrencia de un movimiento (figura 2.8).
5. Para cada grupo determinar su orientación, buzamiento, espaciamiento, persistencia, abertura, resistencia al corte, etc.

²¹ JIMENÉZ Salas J.A., JUSTO Alpañes J.L., *Geotecnia Y Cimientos 1. Propiedades De Los Suelos Y De Las Rocas*, pp. 586-590.

II. Análisis de caída de rocas

6. Estudiar por medio de bloques en el espacio las diversas posibilidades de ocurrencia de fallas.
7. Hacer el análisis de estabilidad de cada uno de los bloques identificados.

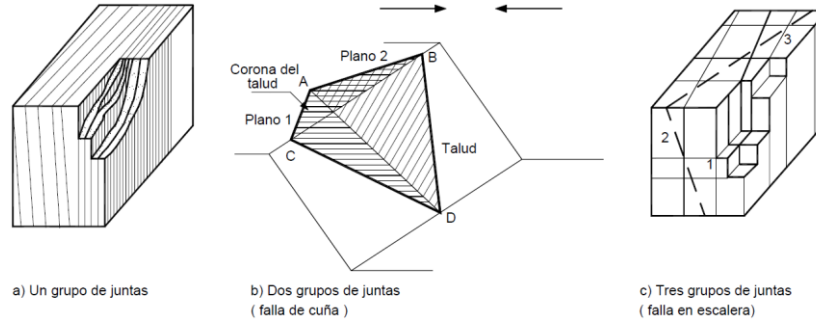


Figura 2.7 Efectos de los grupos de juntas.

Falla planar

Es la falla por desplazamiento de la roca sobre una discontinuidad. Una masa de roca se mueve a lo largo de una superficie planar basal, por lo que se puede analizar como una superficie recta. Debe analizarse la proporción de discontinuidad intacta, separada o rellena y las propiedades de fricción y cohesión a lo largo de cada sector homogéneo de discontinuidad.

Para que ocurra este tipo de deslizamiento debe existir una discontinuidad que conforme una superficie de falla suficientemente larga. Además, la discontinuidad debe aflorar sobre la superficie del talud. A mayor espesor de roca considerada la probabilidad de ocurrencia es menor (Giraud et al, 1990). Por esta razón los deslizamientos profundos no son comunes en taludes en roca.

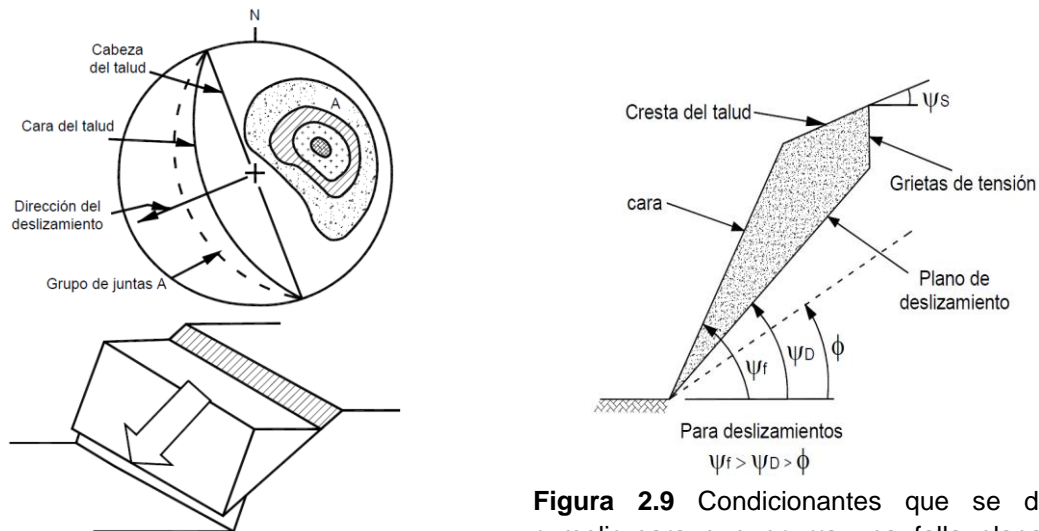


Figura 2.8 Esquema general de la falla planar.

Figura 2.9 Condicionantes que se deben cumplir para que ocurra una falla planar en roca (Eberhardt, 2007).

Para que el movimiento planar ocurra se deben satisfacer las siguientes condiciones básicas (Modificado de Matherson, 1983):

- El plano de la discontinuidad sobre la cual ocurriría el deslizamiento, debe tener una dirección aproximadamente paralela a la superficie del talud con un margen de $\pm 20^\circ$ con la pendiente de la superficie.
- Las fronteras o límites laterales de la superficie a deslizarse, deben tener muy poca resistencia.
- No deben existir resistencias importantes laterales para el movimiento de la masa de roca.
- El plano de deslizamiento debe aflorar sobre la superficie del talud.
- El ángulo de buzamiento del plano de deslizamiento debe ser mayor que el ángulo de fricción de esta superficie.
- La cabeza o parte superior del deslizamiento debe interceptar la superficie del talud o terminar en una grieta de tensión.

Falla en cuña

Esta falla sucede cuando la intersección de planos de discontinuidad forma un vértice en dirección hacia fuera del talud. El movimiento ocurre en la dirección de la línea de contacto entre dos familias de discontinuidades. Aun cuando los planos de discontinuidad sean independientemente estables, se puede producir una falla en cuña. Generalmente, el buzamiento de la línea de intersección es inferior a las discontinuidades pero la dirección es hacia la superficie del talud. No suele haber continuidad completa de las litoclasas en longitudes muy grandes.²²

Para que ocurra falla en cuña deben satisfacerse las siguientes condiciones básicas (Modificado de Markland, 1972) (figura 2.10).

- La parte inferior de la línea de intersección entre los dos planos de cuña debe aflorar sobre la superficie del talud, arriba del pie.
- La parte superior de línea de intersección entre los dos planos debe interceptar la superficie del talud en su cabeza, arriba de esta o terminar en una grieta de tensión.

²²JENNINGS J.E., *An Approach To The Stability Of Rock Slopes*. Symposium on Stability of Rock Slopes, A.S.C.E. Urbana, 1972, pp. 269-302.

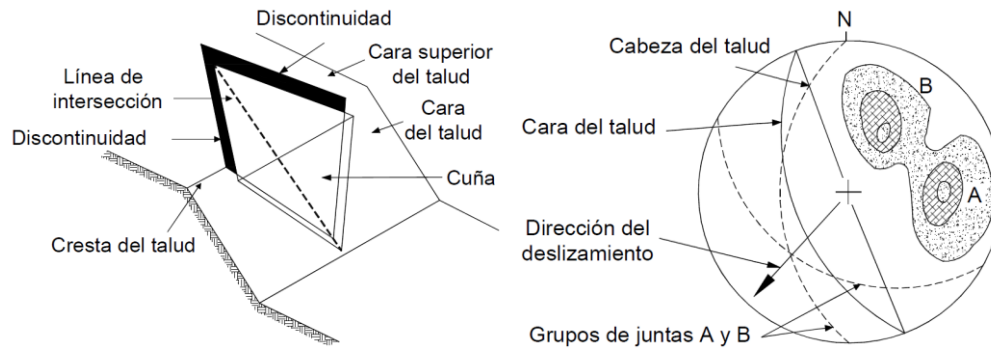


Figura 2.10 Esquema general de la falla en cuña.

Falla con superficie de curva

Este tipo de mecanismo de falla que es muy común en suelos también puede ocurrir en masas de roca generalmente como la etapa final de algunos de los mecanismos indicados anteriormente, especialmente en rocas blandas y meteorizadas o cuando los patrones de discontinuidades son aleatorios, es decir, que no existen familias de discontinuidades (Figura 2.11).

A medida que progresan los movimientos internos en los macizos rocosos, se puede ir generando progresivamente un comportamiento de los bloques como si fuesen elementos que conforman una masa gravitacional que puede fallar a lo largo de superficies curvas, las cuales no corresponden a discontinuidades existentes previamente.

Como en otros casos mencionados, el mecanismo de falla aprovecha las áreas de debilidad de la roca como la esquistosidad, la foliación y la estructura tectónica, las cuales se pueden asociar entre sí formando una matriz heterogénea de puntos de concentración de esfuerzos. Los procedimientos de análisis de fallas circulares en roca son muy similares a los utilizados para análisis de taludes en suelo.

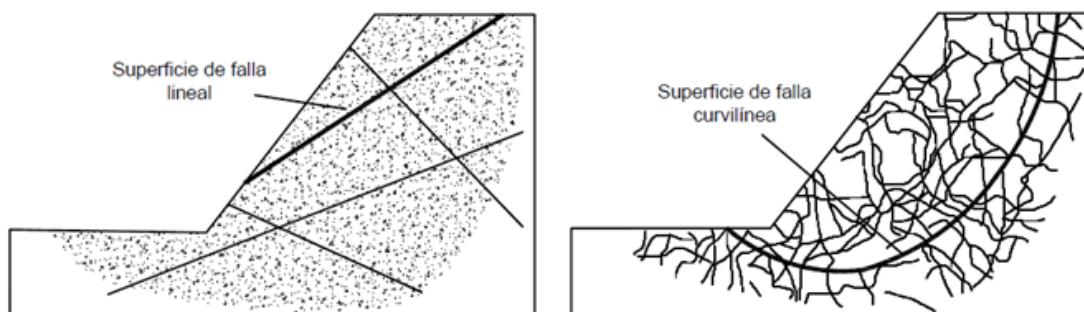


Figura 2.11 Al aumentar la cantidad e irregularidad de las fracturas, las fallas tienden a ser circulares y la roca se comporta como un suelo.

Falla por inclinación o volteo (Toppling)

Consiste en una rotación hacia adelante de una o varias unidades de material con centro de giro por debajo del centro de gravedad de la unidad. Generalmente, los volcamientos ocurren en las formaciones rocosas, pero también, se presentan en suelos cohesivos secos y en suelos residuales. Es un mecanismo de falla que se caracteriza por la inclinación de estructuras semi-verticalizadas como resultado de la acción de la gravedad (figura 2.12).

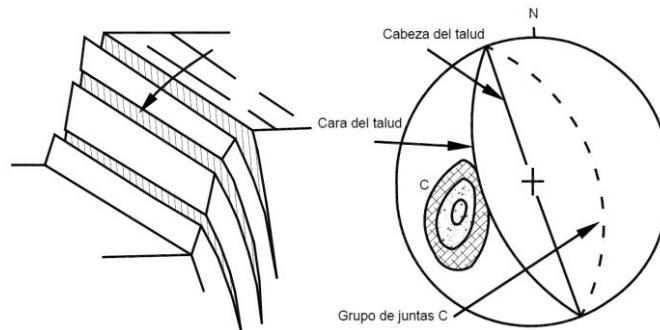


Figura 2.12 Esquema general de falla a volteo.

En masas de roca cristalina, la inclinación o volteo puede ocurrir solamente si hay una estructura (esquistosidad o foliación) con buzamiento de alta pendiente y con un rumbo o dirección casi paralelo a la dirección general del talud.²³

La inclinación generalmente está acompañada por falla al cortante, en la interface entre capas perturbadas sucesivas dentro de la masa de roca. Las discontinuidades que permiten el volteo corresponden generalmente a las direcciones predominantes de fractura (Caine, 1982; Holmes y Jarvis, 1985); la estratificación en rocas sedimentarias y la foliación o esquistosidad en rocas metamórficas. La inclinación puede o no terminar en caídos o en derrumbes (figura 2.13).

²³GOODMAN, R.E., BRAY, J., *Toppling Of Rock Slopes*, ASCE, Proc. Specialty Conf. on Rock Eng. for Foundations and Slopes, Boulder, CO, 2, 201-34, 1976.

II. Análisis de caída de rocas

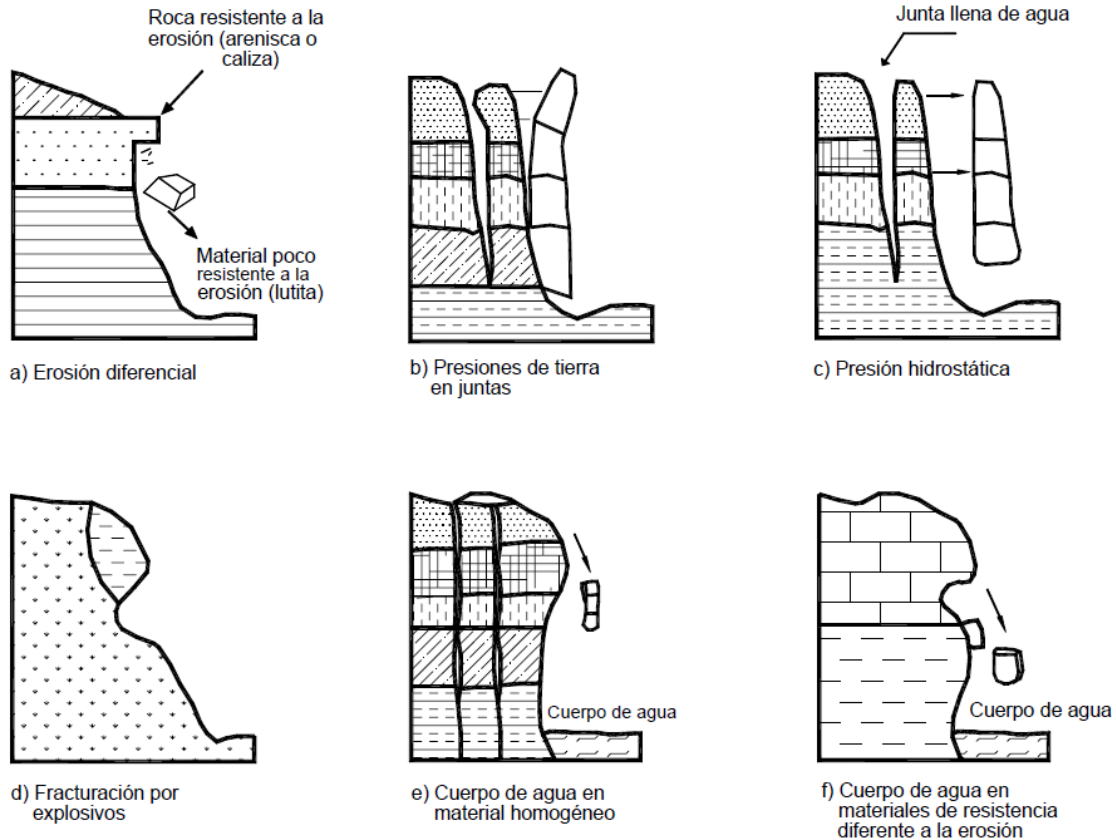


Figura 2.13 Procesos que conducen al volcamiento o inclinación en materiales residuales (SUÁREZ J.).

La falla por inclinación contempla los casos de volcamiento en V invertida, inclinación de bloques, inclinación por flexión, una combinación de las mencionadas y el volteo múltiple.

Falla Progresiva. La presencia de discontinuidades semi-verticales, puede inducir deformaciones por esfuerzos de tensión (sucesiones de micro grietas), las cuales pueden profundizarse varios metros en los macizos de gran altura. La inestabilidad puede propagarse a lo largo de una línea por falla progresiva o puede producirse volteo.

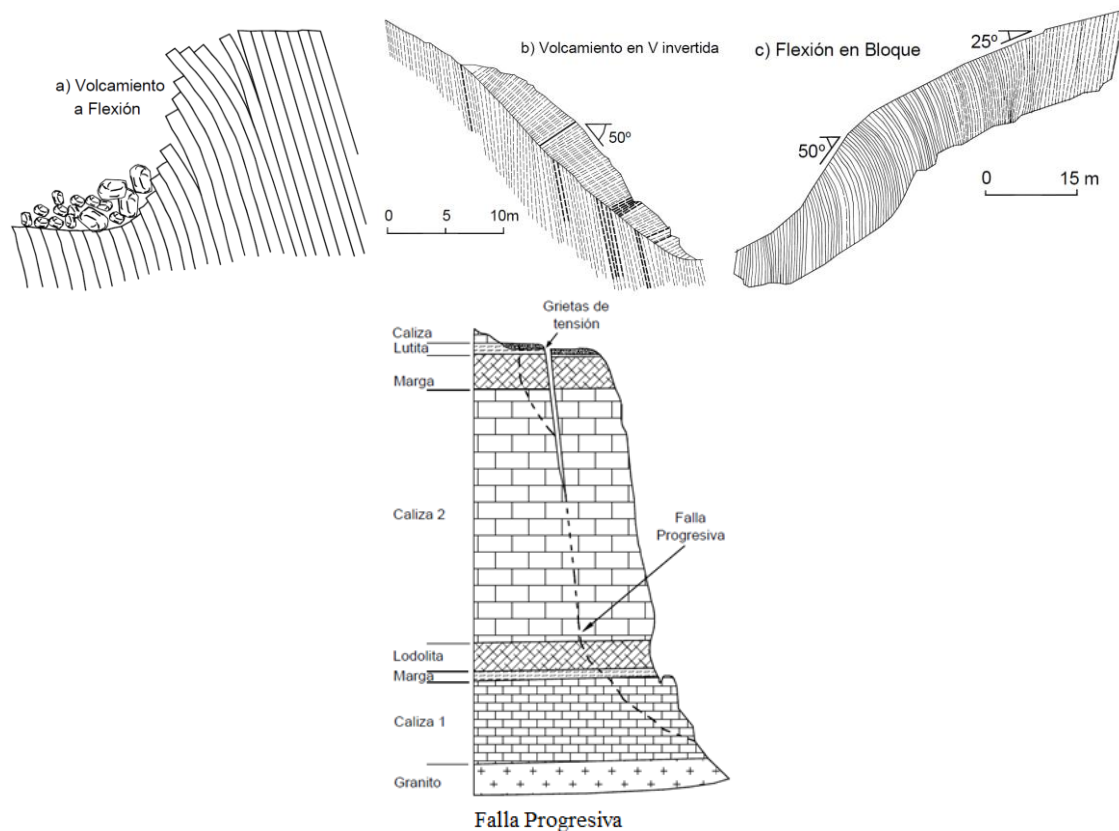


Figura 2.14 Modos complejos de volcamiento.

Fallas por colapso de la estructura

El hundimiento, alabeo o flexión de la estructura de la roca conocida como “Sagging” ocurre como un resultado de la falla interna dentro de la masa de roca, la cual causa un colapso dentro de ella. Se desarrollan agrietamientos, los cuales se extienden a toda la masa de roca inestable sin que exista una superficie claramente identificable de movimiento (Voight, 1979; Hutchinson, 1988).²⁴

Existen ciertas condiciones estructurales que favorecen el desarrollo de este tipo de fenómeno:

- Estructuras anisotrópicas tales como esquistosidad o foliación, lo cual produce un comportamiento mecánico anisotrópico.
- Planos de debilidad que se intersecan en forma oblicua con otros sistemas de fracturas.
- Dirección adversa de campos de esfuerzos.

²⁴VOIGHT, B., *Rockslides And Avalanches*, Elsevier, Amsterdam, 1979.

HUTCHINSON, J.N., *Morphological And Geotechnical Parameters Of Landslides In Relation To Geology And Hydrogeology*, Proc. Fifth Int. Symp. Landslides, Lausanne, 1988.

II. Análisis de caída de rocas

Por esta razón, las rocas derivadas de rocas cristalinas son especialmente susceptibles a este tipo de eventos debido a su estructura e historia tectónica. La falla puede activarse por factores como:

- Concentración muy alta de esfuerzos y reducción en la resistencia de la roca como resultado de la meteorización.
- Disminución de los esfuerzos de confinamiento como resultado de la descompresión por los procesos de erosión a largo plazo.
- Falla hidráulica por presiones de poros excesivas.
- Sobrecargas dinámicas (sismos).

Caída

Este desplazamiento se produce principalmente por caída libre, y aunque se utiliza el término general *caída*, éste incluye un rango completo de movimientos rápidos tales como saltos, brincos, rebotes, giros, caídas, etc. Todos estos movimientos pueden ocurrir en secuencias diferentes (figura 2.15). Los *caídos de residuos* o *detritos*, están compuestos por fragmentos de materiales pétreos y los *caídos de tierra*, corresponden a materiales compuestos de partículas pequeñas de suelo o masas blandas.

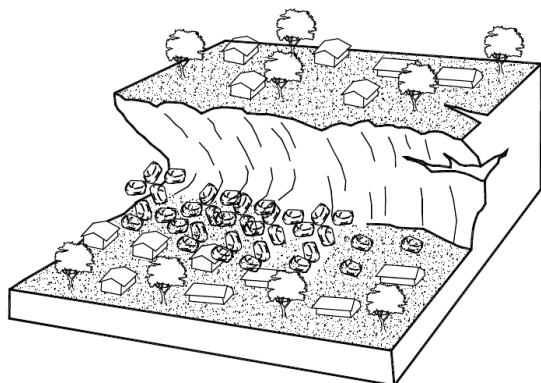


Figura 2.15 Caído o desprendimiento de suelo (SUÁREZ J.).

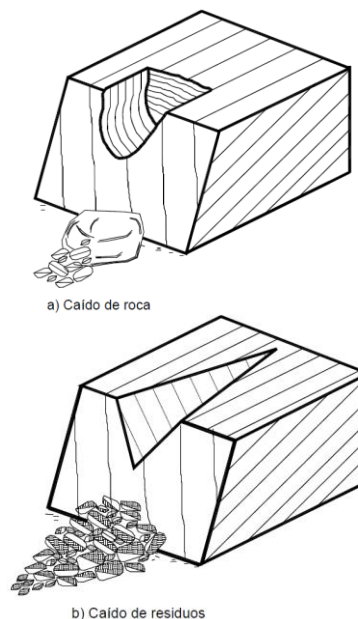


Figura 2.16 Esquema de caídos de roca y residuos (SUÁREZ J.).

El movimiento de caído va de rápido a extremadamente rápido y puede o no, estar precedido de movimientos menores que conduzcan a la separación progresiva o a

la inclinación del bloque. Comúnmente, las caídas ocurren sin evidencias previas de movimiento. Los factores que controlan el tipo preciso de movimiento, son la pendiente del talud, la morfología y la rugosidad de la superficie (incluyendo la cobertura vegetal).

Datos de observación muestran que los movimientos tienden a comportarse en caída libre cuando la pendiente superficial es mayor de 75°. En los taludes de ángulo menor, generalmente los materiales rebotan y en los taludes de menos de 45°, los materiales tienden a rodar.

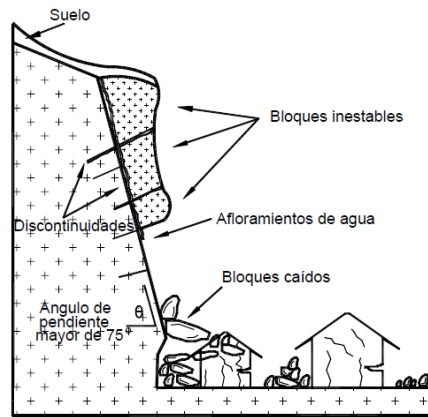


Figura 2.17 Bloques de roca fracturada en caída libre (SUÁREZ J.).

La velocidad de los materiales aumenta con la altura de caída:

$$V = \sqrt{2 g h} \quad \text{Ec. 2.8}$$

Donde: g aceleración debida a la gravedad.
 h altura de caída.
 V velocidad.

La velocidad disminuye si no se presenta caída libre. A menor ángulo con la horizontal, menor es la velocidad.

Previamente a la ocurrencia de una caída, se presenta un proceso de deterioro que puede durar varios años. Durante este período, los bloques o masas de talud sufren modificaciones que los hacen más susceptibles a caer. Finalmente, eventos como la lluvia o un sismo, activan los movimientos. La acumulación del material caído sobre el pie del talud es denominado *escombros* o *talus* y generalmente, se deposita formando conos. La pendiente del talus depende del ángulo de fricción del material.

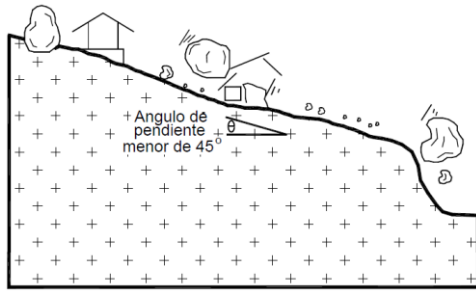


Figura 2.18 Bloques rodando en pendientes menores de 45° (SUÁREZ J.).

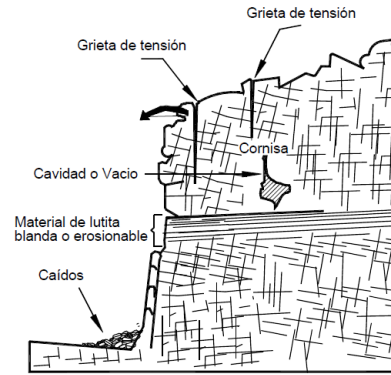


Figura 2.19 Algunos mecanismos de formación de caídos (SUÁREZ J.).

Ecuación principal de la estabilidad de un talud rocoso

Considérese un talud hipotético, de altura H. El plano de falla forma con la vertical un ángulo de α grados (figura 2.20). Si se supone un metro lineal del talud, el peso de la parte deslizante de roca es:

$$G = \frac{1}{2} \gamma H^2 \tan \alpha \tag{Ec. 2.9}$$

Es decir, la fuerza activa principal que provoca el deslizamiento. Las fuerzas de reacción que aparecen en el plano de falla son; la fuerza normal N y la tangencial T'.

$$T' = c H \sec \alpha + N \tan \phi \tag{Ec. 2.10}$$

- Donde:
- c Cohesión, en ton/m².
 - G Peso del macizo deslizante, en ton.
 - H Altura actuante, en m.
 - tan ϕ Coeficiente de fricción.
 - γ Peso volumétrico de la roca, en ton/m³.

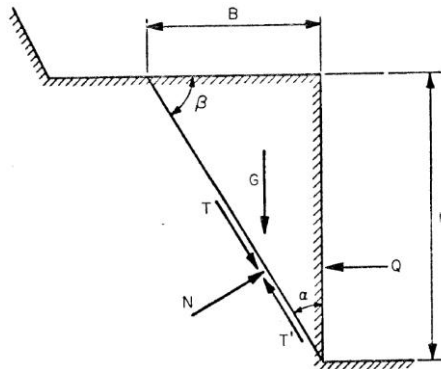


Figura 2.20 Diagrama de talud para determinar la ecuación principal de la estabilidad en taludes.

Si existe un soporte lateral (contrafuerte o pila de concreto, anclas, etc.), aparecerá la fuerza de reacción Q. Para determinarla, se considera el equilibrio del macizo, y resulta:

$$Q = (G - c H) \frac{1 - \tan \alpha \tan \phi}{\tan \alpha + \tan \phi} - c H \tan \alpha \quad \text{Ec. 2.11}$$

Como resultado del análisis de esta ecuación se construyeron los diagramas de la figura 2.21, calculados para el talud del sitio del vertedor de la presa El Granero, en Chihuahua. En los diagramas se puede seleccionar el ángulo de deslizamiento más desfavorable y la carga máxima que debe transmitirse a las anclas o al contrafuerte, para consolidar o estabilizar el macizo rocoso.

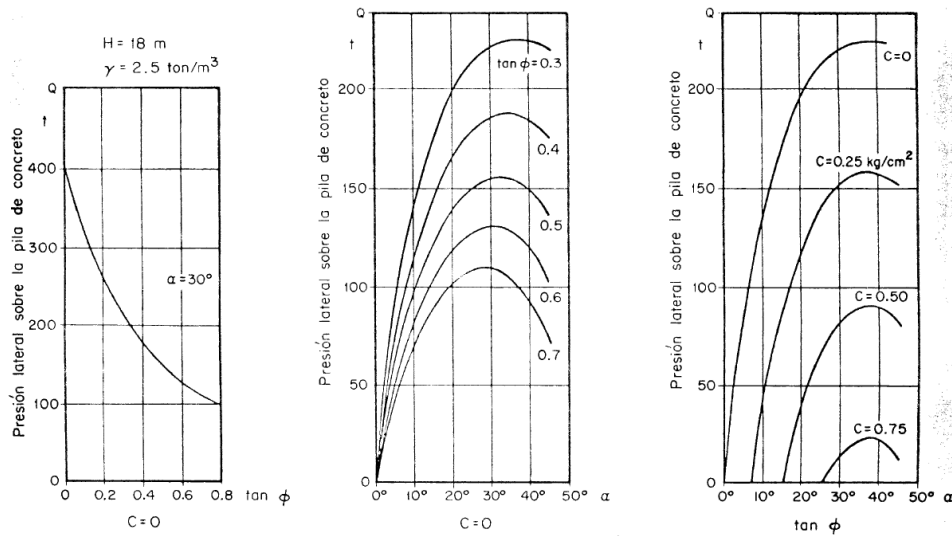


Figura 2.21 Presión lateral sobre la pila de concreto vs varias características del macizo rocoso. ²⁵

Determinación del factor de seguridad

En términos generales, el factor de seguridad se determina comparando el esfuerzo principal máximo σ_n , con la resistencia del material R_n , en un determinado punto de la estructura:

$$K = \frac{R_n}{\sigma_n} \quad \text{Ec. 2.12}$$

Para determinar el valor y el punto de aplicación del esfuerzo principal máximo y el valor de la resistencia del material en las mismas condiciones de trabajo, se puede utilizar cualquiera de los siguientes métodos:

1. Reducir proporcionalmente la resistencia de los materiales del modelo hasta llegar a la ruptura. En ese instante, el esfuerzo principal máximo será igual a la resistencia del material en el punto de ruptura. Pero las dificultades que

²⁵GAZIEV, Erast G., *Aspectos Generales De La Mecánica De Rocas*, Instituto de Ingeniería, UNAM, 1970, pp. 90.

II. Análisis de caída de rocas

se presentan en la práctica, al reducir proporcional y controladamente la resistencia, impiden aplicar este método.

2. Al aumentar artificialmente las fuerzas actuantes en la estructura, se incrementa el valor del esfuerzo principal máximo, sin cambiar su dirección ni su punto de aplicación.

El incremento de fuerzas actuantes se realiza cuando se alcanza la ruptura del modelo; en ese momento $\sigma_n = R_n$; considerando que el aumento de los esfuerzos es proporcional al incremento de la carga del modelo, se puede escribir:

$$K = \frac{\sigma'_n}{\sigma_n} = \frac{P'}{P} \quad \text{Ec. 2.13}$$

Donde: P Carga de operación, en ton.
 P' Carga máxima al momento de la ruptura del modelo, en ton.

Acción sísmica en el cálculo de la estabilidad de macizos rocosos

Cuando se define la acción sísmica, por lo general se aplica al macizo considerado una fuerza de inercia sísmica en el sentido más desfavorable para la estabilidad del talud. Sin embargo, tal cálculo no toma en cuenta la corta duración del impulso sísmico o del conjunto de impulsos.²⁶

En la figura 2.22 aparece como ejemplo; el registro de las aceleraciones sísmicas que ocurrieron durante un terremoto. Al integrar esa curva, se pueden obtener los diagramas de velocidades y de desplazamientos.

Se puede observar que los valores máximos de aceleración (picos) siempre corresponden a periodos muy cortos (o a frecuencias muy altas); los picos de velocidades máximas tienen ya algunos periodos largos o una frecuencia menor y, por último, los picos de desplazamientos presentan los mayores periodos y la menor frecuencia. Cuanto más deformable y blanda es la roca, menor será la amplitud de la aceleración, pero su influencia será más larga y se acompañará de grandes desplazamientos.

²⁶GAZIEV G., Erast, *Estabilidad De Los Macizos Rocosos Y Métodos De Estabilización*, IIUNAM, México, 1977, pp. 133-137.

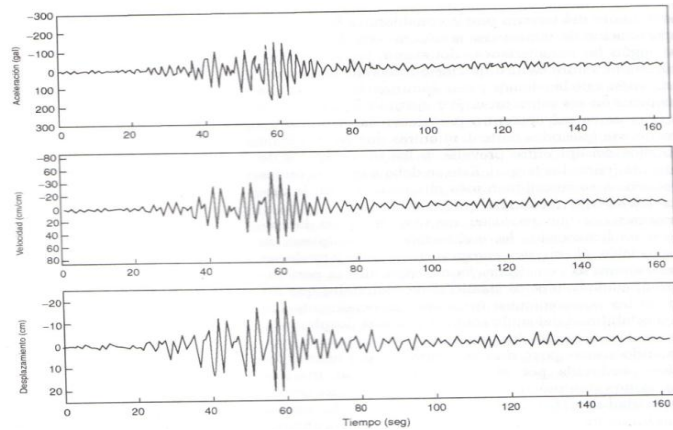


Figura 2.22 Historias de aceleraciones, velocidades y desplazamientos del terremoto en un sismo registrado en la Ciudad de México (Componente E-W del registro SCT del sismo del 19 de septiembre de 1995).

Esto muestra que en el análisis de la acción sísmica en la estabilidad de un talud, es preciso tomar en cuenta la duración del impulso sísmico y el desplazamiento eventual del macizo o del bloque en la fisura.

II.2. Medidas para reducir caídas de rocas

El desarrollo de la mecánica de rocas en los últimos años, ha cambiado de forma radical los trabajos de diseño y mantenimiento de taludes en roca, que hasta entonces se han basado en la experiencia. Este efecto se ha notado fundamentalmente en el tratamiento que se da a excavaciones para construcciones civiles concentradas, en cuyos proyectos se incluye un estudio detallado de la mecánica de rocas del emplazamiento ya que se involucra una importante inversión económica, en áreas relativamente pequeñas.

Tras determinar la existencia de problemas de estabilidad de taludes en las obras de ingeniería, se presentan tres opciones encaminadas a garantizar las condiciones de seguridad que toda obra anhela: la reubicación de la obra, la estabilización de los taludes y la protección contra la caída de rocas.

En principio y siempre que sea factible, ya sea desde el punto de vista técnico como económico, es aconsejable sin lugar a dudas reacondicionar el trazado, buscado zonas más seguras donde se puedan conseguir taludes más estables. Desafortunadamente en la mayoría de los casos esto no es factible por la orografía del terreno o porque supondría costos muy elevados.

Estabilización de taludes

La estabilización de un macizo rocoso tiene por objeto reducir la posibilidad del movimiento de los bloques o masa de roca. Así mismo se disminuyen los procesos de deterioro por erosión y se evita el afloramiento y la rotura progresiva subsiguiente del macizo rocoso. Dicha estabilización puede lograrse mediante refuerzo del macizo utilizando elementos estructurales, conformación de la superficie del talud o construyendo obras de drenaje y/o subdrenaje. Debido a la complejidad del comportamiento de los macizos rocosos es difícil evaluar cuantitativamente la efectividad de los métodos de estabilización.

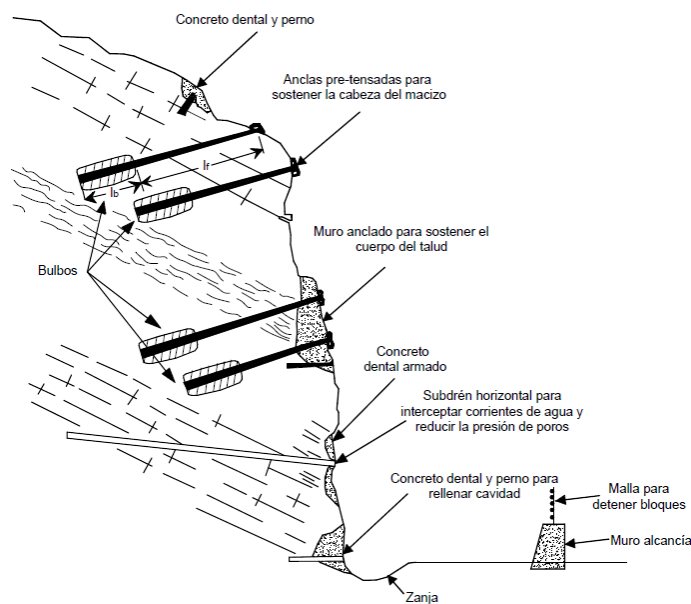


Figura 2.23 Esquema de los sistemas de refuerzo de un macizo de roca.

Voladura de contorno

Los métodos de excavación tradicionales para taludes de roca dura implican el empleo de explosivos. Incluso cuando las ráfagas son realizadas cuidadosamente; los bloques y las cuñas que están en peligro pueden ser desalojados por estas fuerzas accidentales. De ahí, un método obvio para reducir peligros de desprendimiento es la eliminación de excavaciones por voladura o por cualquier otro método que ocasione fuertes vibraciones sobre la masa de roca.

Resulta complicado eliminar los procesos de movimiento de tierras por voladura. La implantación de técnicas de voladuras racionales, permite el diseño y construcción taludes más escarpados. La aplicación de tales técnicas disminuye el riesgo de deslizamiento y reducen el volumen de roca suelta colgada, minimizando la necesidad de bermas y sistemas de sujeción como bulones o muros. Así mismo se puede recurrir a técnicas de *precorte*.

Limpieza y saneo

También denominada purga, es una labor, que no por simple deja de ser importante. Consiste en escalar el talud por parte de personal especializado, detectar los bloques inestables y provocar su caída; su éxito depende de la accesibilidad del lugar. Requiere la inspección frecuente de los tramos potencialmente peligrosos, constituyendo un procedimiento aceptable para las vías de poco tránsito y baja frecuencia de accidentes. Presenta la restricción de no poder efectuarse si al pie del talud existe infraestructura que pueda ser dañada al momento de la caída de bloques.

Colocación de elementos de drenaje.

La presencia de agua en las juntas tiene una influencia fundamental en la estabilidad del talud. El conocimiento de la distribución de presiones de agua constituye un dato básico para el análisis de la estabilidad. La selección del patrón de flujo significará un cambio en el factor de seguridad obtenido por equilibrio límite.

Estas obras, generalmente, son más económicas que las estructuras de contención y en la mayoría de los casos son requeridas para complementar el efecto de las obras de refuerzo estructural del macizo. En control del drenaje de la superficie²⁷ abarca principalmente los siguientes procesos:

1. Extraer el agua acumulada en las depresiones encima del área del talud que puede fluir hacia zonas inestables.
2. Reforzar la cara del área del talud para controlar el flujo y sacarlo de la superficie.
3. Impermeabilizar la corona del talud para prevenir el exceso de filtración de agua.
4. Proporcionar una línea de flujo para desviar los flujos hacia áreas sin problemas.
5. Alterar lo menos posible la capa vegetal y restablecerla en caso necesario.

El objetivo de los subdrenes es bajar el nivel freático y disminuir la presión de poro sobre las superficies potenciales de falla.

Modificación de la pendiente del talud

La estabilización de un talud en roca puede lograrse removiendo los bloques o masas de roca inestable. En todos los casos debe garantizarse que el talud

²⁷PITEAU D.R., PECHOVER F.L., *Rock Slope Engineering*, Special Report, 176 Washington, 1978, pp. 198-228.

II. Análisis de caída de rocas

conformado sea estable y con la modificación de la superficie del talud no se facilite su deterioro y falla futura. La remoción puede no ser efectiva en rocas blandas, donde se pueden acelerar procesos de descomposición de la roca. Algunos procesos que se efectúan son:

- Descargue de la Parte Superior del Macizo.
- Remoción de Voladizos o Taludes Negativos.
- Terraceo.

Métodos de revestimiento de la superficie

El empleo de la vegetación se trata de un método preventivo y correctivo de fallas por erosión. Los movimientos de tierra producen, inevitablemente, la destrucción de la capa vegetal, dejando a los suelos expuestos al ataque del agua superficial y a los vientos. La vegetación cumple dos funciones importantes: disminuye el contenido de agua y da consistencia a la parte superficial, por el entramado mecánico de sus raíces.

Mallas y redes metálicas

Este tipo de restricción comúnmente es usado para taludes permanentes (figura 2.24). La red es colocada sobre la cara del talud y conectada en varias posiciones a lo largo del talud. El objetivo de la red no es para detener desprendimientos, sino conservar a la roca decreciente entre la red y el talud, reduciendo la velocidad de movimiento y de esta manera evitar que la roca salte lejos del pie del talud. Técnica exitosa, pero de limitada resistencia ante grandes bloques y con el inconveniente de requerir varios puntos de anclaje para adquirir una resistencia razonable.



Figura 2.24 Control de caídas de rocas utilizando mallas ancladas.

Gaviones de recubrimiento

Un gavión se caracteriza por ser una estructura monolítica y continua, flexible y drenante, teniendo además un importante valor ecológico por su adaptabilidad al medio. Los colchones de reno o gaviones recubrimiento son de malla hexagonal de tres o cinco torsiones, en alambre de acero dulce galvanizado que forma una bolsa, dentro de la cual se colocan geotextiles compuestos de fibras sintéticas tridimensionales y manto orgánico, para hacer crecer la vegetación.

Concreto lanzado o gunita

Actualmente es una técnica muy usada en la construcción, uno de sus objetivos es minimizar la alteración de la roca por efectos de meteorización, garantiza el sellado de las juntas y adiciona un soporte estructural a las rocas salientes.

Generalmente se emplea *cemento*Portland Tipo I, salvo en caso que vaya a estar expuesto a aguas subterráneas con alta concentración de sulfatos, y refuerzo a base de malla de alambre de triple torsión o malla de acero electrosoldado en caso de que tenga que resistir esfuerzos estructurales o de temperatura.

El concreto lanzado tiene el inconveniente de ser una solución antiestética y costosa, pero en muchos casos imprescindible.

Anclajes

Son elementos que trabajan a tensión, su objetivo es incrementar la resistencia a del macizo, uniendo las discontinuidades asociando al conjunto el peso del terreno que los rodea (figura 2.25). También pueden utilizarse para sostener cables, mallas y otros elementos de soporte del macizo. Normalmente están constituidos por armaduras metálicas que se alojan en perforaciones en el terreno, en cuyo fondo se sujetan o anclan por medio de inyecciones o dispositivos mecánicos expansivos, fijándose el exterior a la estructura cuya estabilidad se pretende mejorar o a placas que se apoyan directamente en la superficie del terreno.

Se clasifican de acuerdo a la forma en que se prevé que trabajen; en pasivos, activos y mixtos. La fuerza de tensión depende de la longitud y características del anclaje y no es raro utilizar fuerzas hasta de 50 toneladas por ancla. El pretensado generalmente se diseña utilizando métodos de equilibrio límite.

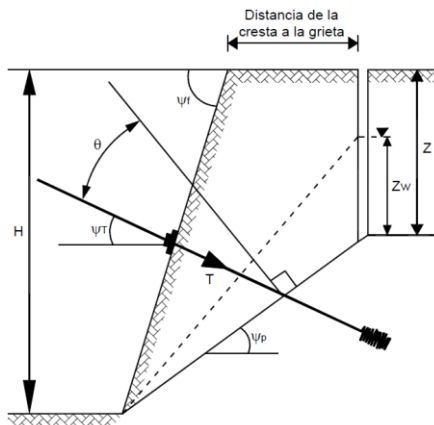


Figura 2.25 Los anclajes pretensados están destinados principalmente a sostener grandes masas de macizo.

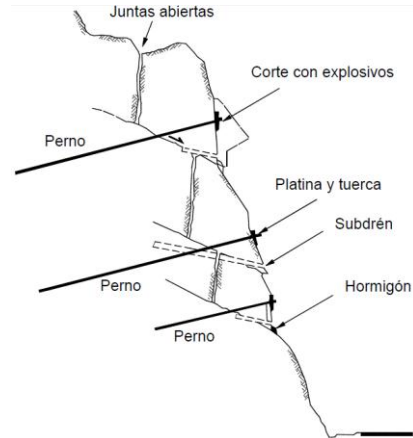


Figura 2.26 Pernos para sostener grupos de bloques.

Estructuras de contención y sostenimiento.

Las estructuras de contención de taludes se clasifican en dos grandes grupos: pantallas que se ejecutan en el interior del terreno (que sólo son mencionadas en este trabajo) y muros que a su vez se pueden dividir en:

Tipo de Muro	Empleo
De Revestimiento	Protege el terreno de la erosión y de la meteorización.
De Contención	Contener tierras sin apoyo en el talud, a largo plazo.
De Sostenimiento	Construcción separada al terreno natural para posteriormente ser relleno con material.

Tabla 2.6 Clasificación de muros.

También se pueden clasificar en función de los esfuerzos que el terreno ejerce sobre ellos en: de *gravedad*, donde el efecto estabilizador lo aporta el peso propio y *aligerados* que se disponen de tal manera que se aprovecha el mismo peso del terreno como efecto estabilizador.

Los muros para la contención, hasta la década de los años 40, se realizaban fundamentalmente con mampostería y eran ejecutados de manera artesanal por maestros canteros, con la introducción del concreto; se inicia la ejecución de muros en masa o de gravedad que evolucionan a muros estructurales de concreto armado en sus múltiples variantes y más recientemente a muros prefabricados y muros jardinera, entre otros.

Algunos muros de los más utilizados son:

- Muros de escollera
- Muros de gaviones
- Muros de jaula y jardinera

- *Muros de tierra armada*
- *Bloques de soporte (pie de amigo)*

En deslizamientos donde la superficie de falla es una estructura geológica muy bien definida, puede intentarse la estabilización colocando explosivos sobre la superficie potencial de falla para aumentar su rugosidad e incrementar el ángulo de fricción de la discontinuidad. Este proceso debe hacerse en forma lenta, explosión por explosión, para evitar la desestabilización del talud.

Protección Contra Desprendimientos De Rocas

Existen taludes muy altos y escarpados, que son prácticamente acantilados o cañones; es aquí donde resulta imposible estabilizar, empleando alguno de los métodos vistos anteriormente. Entonces no queda opción más que permitir que ocurran los desprendimientos, por supuesto, buscando las soluciones posibles para su contención y/o aminoramiento, pues los fragmentos que caen pueden llegar a alcanzar altas velocidades y energía cinética, lo cual hace el fenómeno sumamente peligroso y complejo de afrontar.

Un punto importante de estas estructuras es su capacidad de absorción de energía, por lo que la selección y el diseño de un sistema apropiado de control de caídos requieren un estudio minucioso del fenómeno. Los factores más importantes a tener en cuenta en el diseño de las estructuras de retención son:

- Trayectoria de los bloques de roca
- Velocidad
- Energía de impacto
- Volumen total de acumulación

Bermas

Son un medio muy eficaz de atrapar desprendimientos y con frecuencia son usadas sobre taludes permanentes. El diseño de bermas anchas puede ser muy útil cuando existen residuos de roca. En rocas sedimentarias con estratificación subhorizontal, las bermas intermedias pueden ser efectivas si se localizan coincidiendo con los cambios de litología.

Sin embargo, sólo pueden ser excavadas de arriba hacia abajo y si no se tiene un ancho de berma considerable, los caídos tienden a saltar y alcanzar distancias horizontales mayores de caída.

Cunetas

Las rocas que se desprenden pueden llegar al pie en caída libre, dando saltos o rodando (figura 2.30). Probablemente el sistema de protección más eficaz contra desprendimientos es la construcción de zanjas o cunetas al pie del talud. La cuneta permite recolectar las rocas que caen evitando que se alejen del pie del talud. La base de la cuneta se encuentra revestida por una capa de grava para absorber la energía al caer las rocas y por seguridad se complementa con una barrera o pantalla para detener bloques o fragmentos que puedan rebotar.

El problema de este método es el requerimiento de un amplio espacio y desafortunadamente en proyectos donde la construcción se ha concluido regularmente el espacio disponible es pequeño o muchas veces nulo.

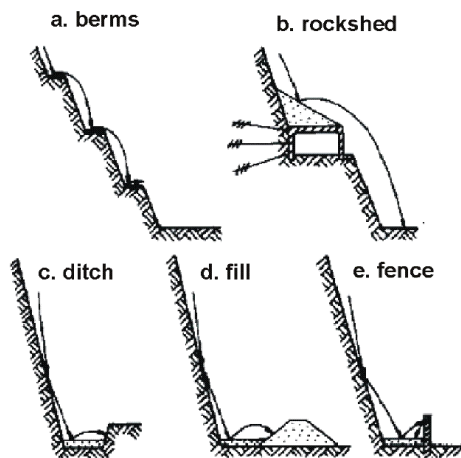


Figura 2.27 Posibles medidas para reducir el daño debido a los desprendimientos (Spang, 1987).

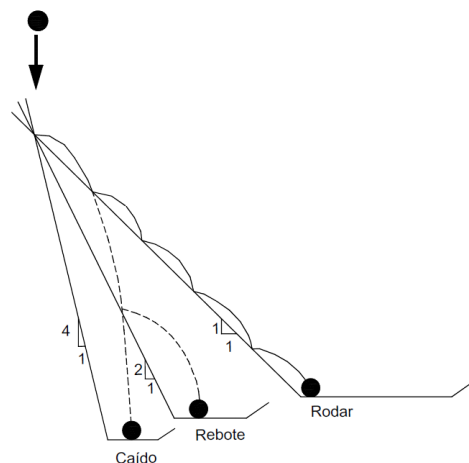


Figura 2.28 Posición de la cuneta o trinchera de acuerdo a la dinámica del caído.

Talud	Movimiento
1:4	La roca en caída libre, llega a la cuneta sin tocar el talud.
1:2	La roca cae dando saltos al rebotar con las irregularidades del terreno.
1:1 ó menos	La roca rueda prácticamente sin separarse del terreno.

Tabla 2.7 Clasificación de movimientos de acuerdo a la geometría del talud (Ritchie, 1963).²⁸

Muros

Existe una gran variedad de barreras de protección donde sus características y dimensiones dependen de la energía y dinámica de los caídos. Las barreras pueden ser de roca, suelo, tierra armada, muros de concreto, pilotes, gaviones,

²⁸ RITCHIE A. M., *Evaluation Of Rockfall And Its Control*, Record, 17 Highway Research Board, 1963, pp. 13-28.

bloques de concreto o mallas y cables. La barrera generalmente, produce un espacio o trinchera en el pie del talud que impide el paso del caído.

Específicamente los *muros alcancía* son barreras que utilizan muros de concreto simple, armado o ciclópeo, gaviones, bloques de roca o suelo reforzado. Estas paredes permiten interceptar bloques de mayor tamaño que las barreras de malla o las trincheras interceptoras.

Pantallas o barreras

Las barreras metálicas deben ser capaces de interceptar los bloques en su trayectoria y absorber su energía cinética. La capacidad para absorber energía depende de la resistencia mecánica de los elementos constitutivos, de sus características esfuerzo-deformación y de la estabilidad general del sistema (figura 2.30).

Una barrera típica consiste en un sistema de malla y cables sostenido por vigas o postes empotrados en el suelo. En el mercado hay una gran cantidad de sistemas de barrera con sistemas especiales de amortiguación. Existen dos sistemas de barrera de malla y cables.

El sistema *tradicional* utiliza postes metálicos relativamente rígidos enterrados en el suelo, a los cuales se amarran cables de acero y se adosan mallas de alambre.

El sistema *flexible* utiliza un sistema totalmente flexible suspendido de cables. Lo cual permite capturar bloques con menor daño sobre la malla.

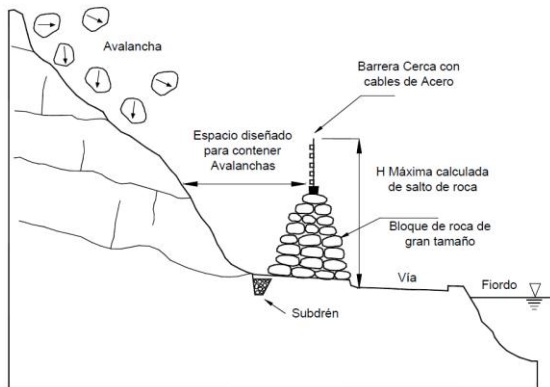


Figura 2.29 Muros alcancía en roca para control de avalanchas utilizadas en Noruega.

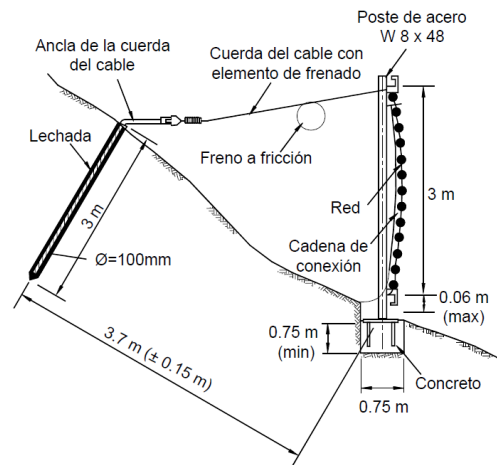


Figura 2.30 Barrera de malla.

De acuerdo con la forma de trabajo, las pantallas se pueden denominar *estáticas* o *rígidas* y *dinámicas*.

II. Análisis de caída de rocas

Pantallas estáticas o rígidas. Se componen de elementos rígidos, por lo que la resistencia esta en función de la robustez e inercia de sus elementos. Dentro de estas soluciones se pueden incluir:

Barreras dinámicas. Día con día son empleadas más comúnmente, tienen una capacidad de la absorción de energía de por lo menos 100 kJ, esto es equivalente a una roca de 250 kg que se mueve aproximadamente a 20 m/s.

Las barreras dinámicas, las cuales funcionan a través de la deformación de sus elementos para la absorción de la energía cinética, generalmente, se clasifican como: de deformación plástica y deformación elástica.

Túneles falsos o galerías

Cuando existe la amenaza de caídas de roca en taludes de gran pendiente se puede plantear la construcción de cubiertas de protección, las cuales consisten en estructuras de concreto armado o metálicas con un relleno para amortiguar el impacto de los bloques, y/o inclinadas a una determinada pendiente para permitir el paso de los caídos, flujos y avalanchas sobre ellas. A pesar de su alto nivel de seguridad, su empleo se restringe a lugares en los que resulta imposible la colocación de pantallas pues son extremadamente costosos.

La energía transmitida depende de si el bloque impacta en caída libre, a saltos o rodando y para disipar la energía se utiliza una cubierta protectora sobre la estructura. Para el diseño de estas estructuras se requiere calcular las cargas de impacto y el peso de los materiales que eventualmente van a pasar o a impactar sobre la estructura.

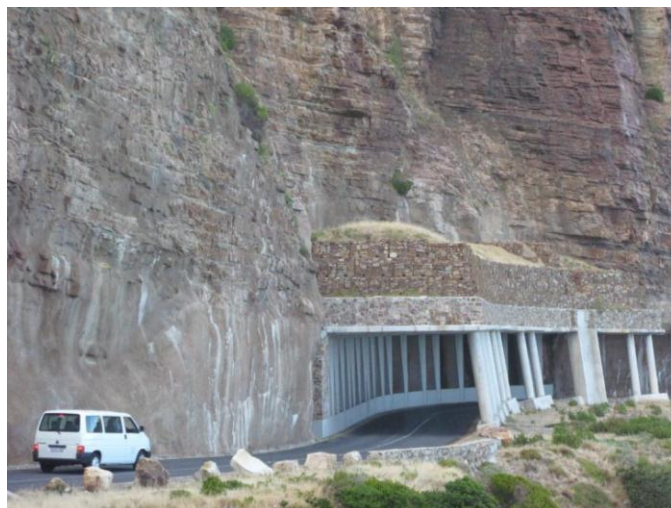


Figura 2.31 Túnel falso para la protección contra caídas de rocas.

Combinación de métodos de estabilización y protección contra desprendimientos

En reiteradas ocasiones, las anteriores soluciones de protección se acompañan o complementan con obras de estabilización del talud, esto debido a la combinación de factores que afectan la estabilidad del talud.

II.3. Análisis de estabilidad por elementos finitos

Frecuentemente, los mecanismos de falla de los deslizamientos son muy complejos e incluyen factores muy difíciles de investigar con análisis convencionales de límite de equilibrio. Estos análisis se limitan a problemas relativamente simples que incluyen muy poca información del mecanismo de falla. La principal delimitación de los métodos de límite de equilibrio, está en su inhabilidad para tener en cuenta las deformaciones, las cuales pueden determinar el proceso de falla particularmente, progresiva y los que dependen del factor tiempo.

Los métodos numéricos pueden ser utilizados para el análisis de estabilidad de taludes en roca, ya que permiten modelar las principales fallas y discontinuidades y tener en cuenta las propiedades elastoplásticas intrínsecas de los bloques de roca. Los procedimientos de elementos finitos, elementos discretos y elementos de borde, son los métodos más utilizados.

Los análisis de taludes en roca con métodos numéricos han adquirido gran importancia en los últimos años. En los modelos numéricos el macizo rocoso se discretiza en una malla de elementos y permiten reproducir contornos complicados, terrenos heterogéneos, comportamientos no lineales, simular las fases de excavación del proceso constructivo, considerar campos tensionales anisótropos, etc. A cada elemento se le asignan propiedades de los materiales, dichos materiales se idealizan de acuerdo a una relación esfuerzo-deformación que describe su comportamiento.

El modelo más simple supone un comportamiento lineal elástico con unas propiedades de módulo de Young y relación de Poisson. Cada una de las zonas puede ser conectada entre sí o separada por discontinuidades. Los modelos discontinuos permiten el deslizamiento y volteo de los bloques.

Actualmente existe software especializado para análisis numérico de taludes en roca.

Métodos de elementos finitos

El método de elementos finitos fue introducido por Clough y Woodward (1967). El método, esencialmente, divide la masa rocosa en unidades discretas que se llaman elementos finitos. En el método UDEC, el talud se divide en bloques de acuerdo al sistema de juntas o grietas, los cuales pueden ser rígidos o deformables. Es necesario ir tomando elemento a elemento e ir componiendo individualmente para cada uno su matriz de rigidez. Todo ello conduce a un sistema de ecuaciones lineales cuya solución se resuelve mediante métodos directos o métodos iterativos.

Estos elementos se interconectan en sus nodos y en los bordes predefinidos. El método típicamente utilizado, es la formulación de desplazamientos que presenta los resultados en forma de esfuerzos y desplazamientos a los puntos nodales. La condición de falla obtenida es la de un fenómeno progresivo en donde no todos los elementos fallan simultáneamente. Principalmente es un método utilizado para el cálculo de tensiones, movimientos y presiones intersticiales de taludes, para análisis de condiciones durante y después de construcción, para analizar la posibilidad de aparición de grietas, fenómenos de fracturación hidráulica o de rotura local y en general para el estudio de la estabilidad global de taludes.

El método es muy versátil ya que puede incorporar condiciones complejas, incluyendo comportamiento tensión-deformación no lineal, terrenos heterogéneos, cambios de geometría durante la construcción, las geometrías complejas, etc.

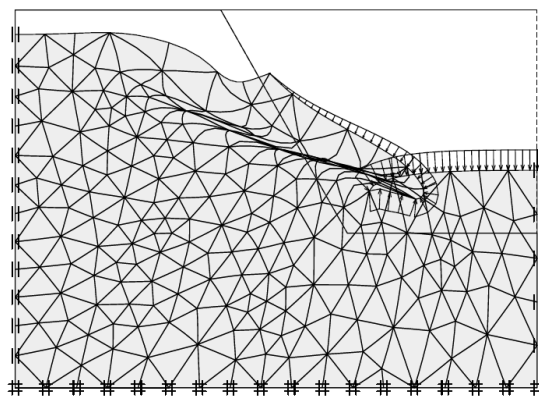


Figura 2.32 Modelación de falla utilizando modelo de elementos finitos (PLAXIS).

Una de las ventajas del método de elementos finitos es su sencillez de comprensión. Tiene grandes posibilidades, pero en realidad también tiene limitaciones que restringen su campo de aplicación. Es difícil predecir el comportamiento mecánico del macizo rocoso y sus discontinuidades. Así mismo

se destaca la dificultad de introducir las ecuaciones constitutivas verdaderamente representativas del comportamiento del terreno.

El análisis por elementos finitos debe satisfacer las siguientes características:

- Debe mantenerse el equilibrio de esfuerzos en cada punto, el cual es realizado empleando la teoría elástica para describir los esfuerzos y deformaciones. Para predecir el nivel de esfuerzos se requiere conocer la relación esfuerzo - deformación.
- Las condiciones de esfuerzos de frontera se deben satisfacer.

Existe dificultad en la mayoría de los casos prácticos, reales, para definir la relación esfuerzo - deformación, por lo difícil que es describir los taludes rocosos en términos de esfuerzo - deformación. Otra limitante es el poco conocimiento de los esfuerzos reales in situ que se requieren para ser incorporados en el modelo.

Generalmente, se hace el análisis en dos direcciones por la facilidad de su aplicación y de acuerdo con la capacidad del software. Sin embargo, las soluciones en tres dimensiones son cada día más utilizadas.

El análisis planar, o en dos direcciones, asume cero esfuerzo o cero deformación en las superficies laterales del modelo; por lo tanto, para que se simulen las condiciones de campo, se requiere que existan esas condiciones. El empleo del análisis en dos direcciones se puede ampliar aplicándole al modelo una carga hidrostática lateral.

Las mallas analizadas contienen elementos de tamaño uniforme con anchos (w) y alturas (h) iguales. El tamaño y la forma de los elementos influyen en gran manera sobre los resultados obtenidos (figura 2.33).²⁹

Entre más pequeños sean los elementos, se obtienen mayores niveles de esfuerzos de tensión en la cresta del talud. La altura del elemento, es tal vez el factor más importante y se recomiendan por lo menos diez niveles de elementos entre el pie y la cabeza del talud para simular en forma precisa el comportamiento del éste.

El método de elementos finitos es hoy el más utilizado y probablemente, el modelo numérico más versátil para el análisis de estabilidad de taludes. Las principales ventajas y desventajas del método de elementos finitos se resumen en los siguientes puntos.

²⁹ ASHFORD, S. A., N. SITAR, *Seismic Response of Steep Natural Slopes*, Report No. UCB/EERC 94-05, Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California at Berkeley, 1994.

II. Análisis de caída de rocas

Ventajas

- Se puede considerar el comportamiento no lineal de los materiales en la totalidad del dominio analizado.
- Es posible modelar la secuencia de excavación incluyendo la instalación de refuerzos y sistemas de estructura de soporte.
- La falla es progresiva.
- Los detalles estructurales de juntas o fisuras cercanas pueden modelarse utilizando una técnica de homogenización.
- Se puede introducir un comportamiento de los materiales con base en el tiempo.
- El sistema de ecuaciones es simétrico con excepción de los problemas elastoplásticos y de flujo.
- Se puede emplear una formulación convencional de deformaciones para la mayoría de las posibilidades de carga.
- Se han desarrollado formulaciones especiales para incluir el análisis del agua subterránea.
- Existe mucha experiencia sobre el uso de estos modelos, así como software especializado.

Desventajas

- Debido a que el sistema de ecuaciones es muy grande, se requieren tiempos prolongados y capacidades altas de memoria en la computadora donde se analizan los algoritmos.
- La totalidad del volumen del dominio analizado tiene que discretizarse.
- Algunos modelos requieren de algoritmos sofisticados de acuerdo con el tipo de material constitutivo utilizado.
- El método pierde cierta fidelidad en rocas muy fracturadas.

Las anteriores desventajas son mucho más pronunciadas en el análisis 3D que en el análisis 2D. Sin embargo, teniendo en cuenta la tendencia a utilizar modelos 3D, el manejo de los modelos de elementos finitos, relativamente es complejo.

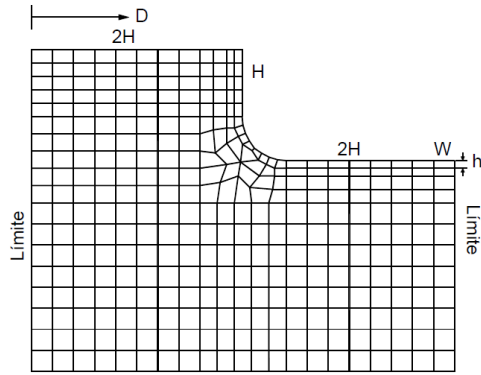


Figura 2.33 Malla típica 2D para el análisis de un talud vertical por elementos finitos (Ashford y Sitar, 1994).

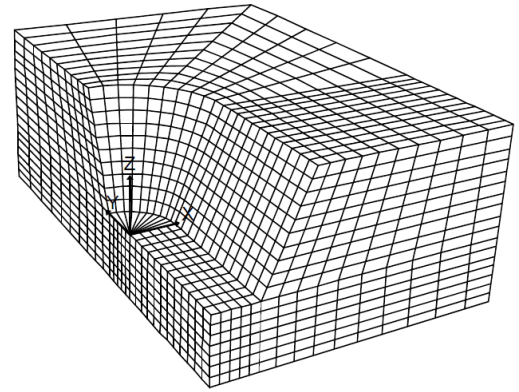


Figura 2.34 Malla típica 3D para un talud utilizando FLAC-3D.

Evaluación del factor de seguridad utilizando elementos finitos

Wong (1984) menciona la dificultad de obtener factores de seguridad de la falla, pero esta limitación ha sido resuelta por métodos más recientes (Ugai, 1989).

Ugai desarrolló un método para calcular el factor de seguridad utilizando el criterio de Mohr-Coulomb por medio de elementos finitos. El factor de seguridad es evaluado realizando una reducción gradual de los parámetros de resistencia al cortante c' y ϕ' del suelo e induciendo a una falla del análisis. Inicialmente, la fuerza de gravedad se aplica en estado elástico para obtener la primera distribución de esfuerzos en todo el talud. Luego, la reducción gradual de la resistencia va a producir un esfuerzo residual en los elementos fallados y así se evalúa la fuerza residual.

A este método se le conoce como modelo de elementos finitos de reducción de resistencia al cortante (SSRFEM). En forma similar, se han desarrollado procedimientos para calcular el factor de seguridad para envolventes de falla no lineales.³⁰ Los resultados del círculo crítico de falla y el factor de seguridad, son diferentes si se asume que la envolvente de falla es o no lineal.

II.4. Elección del software de cálculo y modelación

En la actualidad, el uso de computadoras y software, facilitan en gran medida la investigación y desarrollo de la ciencia, en el fenómeno de los caídos de roca no

³⁰ TANAKA, T., SAKAI, T., *Progressive Failure and Scale Effect Of Trap-Door Problem with Granular Materials, Soils and Foundations*, 33:1, 1993, pp. 11-22.

II. Análisis de caída de rocas

es la excepción. Como se ha mencionado anteriormente, existe software especializado en determinar la estabilidad de los taludes rocoso. Sin embargo, la determinación de la estabilidad del talud entra como un objetivo en segundo plano, ya que se tomará como base, la experiencia, observación y antecedentes de caídos de roca en el talud.

El propósito del análisis es el de determinar donde caen los bloques de roca, de acuerdo a los parámetros geométricos tanto del talud como de los bloques desprendidos. Este análisis permite diseñar bermas y barreras para el control de la amenaza y el riesgo. Lo que se pretende es determinar un software que auxilie en la determinación de la posición de la red dinámica.

La mayoría de los modelos de caídos de roca usan la técnica de simulación de Montecarlo para variar los parámetros incluidos en el análisis. Entre los modelos desarrollados para el análisis de la trayectoria de los caídos se encuentran los desarrollados por Hoek (1986), Bozzolo y otros (1988), Hungr y Evans (1989), Spang y Rautenstrauch (1988) y Azzoni (1995).

Se han desarrollado programas relativamente precisos para modelar la dinámica de los bloques de roca. Estos programas analizan el movimiento de los bloques teniendo en cuenta la geometría, las propiedades de la superficie del talud, la forma de los bloques y las propiedades de los materiales de roca.

Modelos bidimensionales

Los modelos de simulación bidimensionales han venido empleándose desde hace más de 30 años. El primero de ellos fue desarrollado en 1980 por Piteau, pero sin duda alguna uno de los modelos más empleados en la literatura científica ha sido y sigue siendo el CRSP (Colorado RockFall Simulation Program), debido a su precisión, fácil manejo y precio relativamente económico. Otro modelo de simulación en 2D a destacar es el denominado RockFall (*RocScience*).

Modelos tridimensionales

Mientras que en los modelos bidimensionales la trayectoria de la roca debe ser definida de antemano en base a observaciones de campo, en los modelos tridimensionales existen múltiples trayectorias y estas son definidas por el modelo de simulación en base al Modelo de Elevaciones Digitales.

Al igual que ocurre con el tamaño, la forma y las propiedades geomecánicas de los bloques, la localización del área fuente a menudo no se conoce bien. Si no se conoce con exactitud la zona de salida, a no ser que la geometría del talud sea

muy canalizada, es una tarea imposible el conocer la trayectoria que seguirá la roca.

El movimiento que describe un bloque en su trayectoria durante su descenso puede describirse convenientemente si se consideran tres clases de movimientos claramente diferenciadas: deslizamiento-rodadura, vuelo y rebote. El bloque va rodando-deslizando sobre el talud hasta que el ángulo del talud sobrepasa un determinado valor y se produce el vuelo-caída libre de la roca. Esta sucesión de movimientos puede observarse en la figura 2.35.

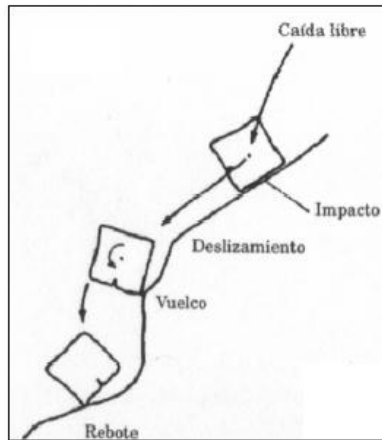


Figura 2.35 Movimiento de caída libre, deslizamiento y vuelco experimentado por un bloque.

Entre los modelos tridimensionales más comunes, se encuentran el modelo Eurobloc y el Modelo Rotomap.

Modelo de simulación empleado en el presente trabajo

Basados en las necesidades de datos, características del software y disponibilidad del mismo, se opta por el uso del programa en 2D; RockFall.

RockFall es un programa amigable, debido a su ambiente gráfico a base de ventanas, similar a los demás, es un programa de análisis estadístico diseñado para ayudar con la evaluación de riesgo de taludes susceptibles a desprendimientos de rocas. La energía, la velocidad y la altura de rebote sobre la pendiente, son determinadas por el programa como así como la ubicación de los puntos finales de la roca.

Al permitir determinar medidas correctivas, siendo este uno de los principales objetivos; en RockFall se puede cambiar y volver a ejecutar el análisis con sólo modificar las propiedades del material de cada segmento de talud, y de esta manera comparar resultados. La información de la energía cinética y la ubicación

II. Análisis de caída de rocas

de impacto en una barrera ayudarán a determinar la capacidad, tamaño y la ubicación de las barreras.

RockFall ofrece diversas formas de interactuar con otros programas. Todos los datos de entrada y de salida (formato a manera de tabla) y capturas de pantalla, se pueden pegar en un procesador de textos para la redacción de informes. De la misma manera permite utilizar los datos *brutos*, por ejemplo el punto de impacto en una barrera, en hojas de cálculo para obtener un análisis más detallado.

Una razón determinante del uso de RockFall, fue que existe una versión para estudiantes, la cual se ha obtenido, al ponerse en contacto con la administración de licencias de RockScience.

Una de las primeras tareas a desarrollar durante este trabajo fue el aprendizaje en el manejo del programa así como conocer la posible aplicabilidad del modelo a otras zonas de estudio de caída de rocas.

A grandes rasgos el procedimiento para realizar una simulación con RockFall, aun no tomando en cuenta la existencia de barreras, es al siguiente:

1. Configuración del proyecto. Se define el numero de muestras (rocas) deseadas, velocidad mínima y demás características que delimitaran los alcances del análisis.
2. Definir el talud. Se puede realizar introduciendo las coordenadas correspondientes al talud o de manera grafica.
3. Definir los materiales del talud. RockFall cuenta con distintos materiales por default, aun así es posible definir nuevos, especificando propiedades como coeficiente normal de restitución, coeficiente tangencial de restitución y ángulo de fricción.
4. Asignar los materiales a los segmentos del talud. Se debe especificar el tipo de material que conforma cada segmento del talud.
5. Definir las ubicaciones de partida de la roca. Se refiere a la definición de la posición de la roca antes de iniciar su movimiento.
6. Ejecutar el análisis. Se realiza la corrida del análisis, el cual no tarda más que unos cuantos segundo.

7. Graficar los resultados. Tras la ejecución del análisis, el programa arroja de manera grafica los respectivos puntos finales de las rocas, donde se muestra su energía cinética correspondiente.

Tras ejecutar los primeros análisis, se tiene una perspectiva más amplia del comportamiento de la caída de rocas, por lo que se puede determinar una posición de las barreras.

Una barrera en RockFall es un segmento de recta con un extremo en la superficie del talud, la cual se puede colocar en cualquier lugar a lo largo del mismo con el fin de alterar las trayectorias de las rocas en su caída.

Las propiedades de la barrera puede ser definidas como:

- Perfectamente inelástica($R_n = R_t = 0$)
- Perfectamente Elástica($R_n = R_t = 1$)
- Personalizado (cualquier coeficiente intermedio de restitución entre 0 y 1).
- Además, a las barreras se les puede asignar una capacidad de ruptura en términos de la energía máxima antes de lanzar rocas rotas.

Por supuesto, las barreras reales no son perfectamente elásticas o perfectamente inelástica. Es posible asignar una capacidad de ruptura en términos de energía. Algunas rocas con una energía cinética superior a la capacidad de barrera pasará a través de esta, con una velocidad reducida.

II.5. Resultados

Tras configurar perfectamente el proyecto, definir el talud y las muestras, se ejecuta la simulación, como se menciona; este puede ejecutarse después de algún cambio realizado en el proyecto.

Realizado el análisis, es posible obtener los siguientes datos y sus gráficas correspondientes.

- Energía Cinética Total
- Energía Cinética de Traslación
- Energía Cinética de Rotación
- Velocidad de Traslación
- Velocidad de Rotación
- Localizaciones de impacto X o Y (horizontal o vertical) en la barrera

Una característica más del programa, es la posibilidad de agregar recopiladores de datos.

II. Análisis de caída de rocas

Un recopilador de datos es simplemente un segmento de línea que recoge información como: velocidad, energía cinética, posición vertical, horizontal y ubicación de todas las rocas que pasan a través de él. No es un elemento físico.

A diferencia de las barreras, los recopiladores de datos no afectan al movimiento ni trayectoria de las rocas.

III. Análisis y diseño de barreras dinámicas

Las obras de protección de éste tipo, se diseñan para soportar impactos de rocas con diferentes pesos, volúmenes, formas, y velocidades, interceptándolas antes de que alcancen la infraestructura por proteger. Por tanto, estas estructuras han de ser diseñadas para soportar fuertes choques, que podrán ser absorbidos de diferente forma por la estructura de contención, dependiendo fundamentalmente de su rigidez.

Rocas pequeñas a elevadas velocidades, pueden causar efectos de similar magnitud e incluso superiores, a los causados por el impacto de grandes bloques a bajas velocidades. Por esta causa, el efecto que se producen sobre estas estructuras de contención, puede ser expresado en términos de la energía del impacto producido.

En el presente capítulo, lo que se buscará es, mediante el respectivo análisis estructural, determinar las dimensiones y materiales necesarios para conformar la malla dinámica. Así mismo se plantean dos técnicas de frenado; a base de anillos y mediante grapas. Comparando los pros y contras de ambos sistemas se determinará el óptimo como recomendación de uso.

III.1 Análisis estructural

Con independencia de la rigidez de la pantalla, la detención de las rocas se produce cuando se alcanza la condición de igualdad entre la energía cinética que tiene la piedra en el momento del impacto y el trabajo de las fuerzas de reacción durante la deformación y desplazamiento de la estructura:

$$E_c = W_r \quad \text{Ec. 3.1}$$

El trabajo de las fuerzas de reacción que la pantalla opone al movimiento, puede calcularse por la siguiente expresión:

$$W_r = \int_0^{\Delta_{\text{máx}}} R_p d\Delta \quad \text{Ec. 3.2}$$

Donde:

III. Análisis y diseño de barreras dinámicas

- R_p Fuerza de reacción que opone la pantalla en la misma dirección y sentido contrario al movimiento de la roca.
- Δ Desplazamiento del punto de contacto de la roca hasta que la misma se detiene.

El análisis de esta expresión conduce a que para el caso de obras rígidas, debido al pequeño desplazamiento que ofrecen, las fuerzas de reacción son muy elevadas (figura 3.1) . En cambio, en las pantallas de tipo flexible, a las que se ha denominado dinámicas, se logra neutralizar el efecto de la fuerza del impacto, debido al desplazamiento que posibilita la estructura, absorbiendo la misma energía con fuerzas de reacción de menor magnitud.

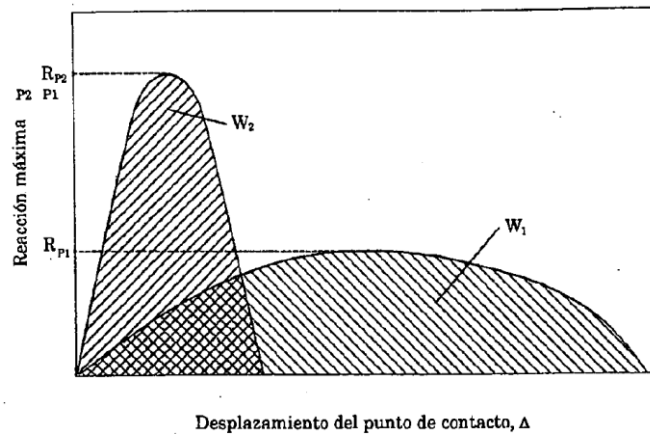


Figura 3.1 Diagrama fuerza de reacción-desplazamiento.

Para los efectos prácticos, se puede realizar la simplificación de considerar el área bajo la curva como la suma del área de dos triángulos, para obtener el trabajo total realizado, o sea la integral de la función. Por tanto la expresión para el cálculo de las fuerzas de reacción será:

$$W_r = \frac{1}{2} R_{p\text{máx}} \Delta_{\text{máx}} \quad \text{Ec. 3.3}$$

Una forma alternativa del análisis dinámico de la pantalla, es el planteamiento del equilibrio entre la cantidad de movimiento que tiene la roca en el momento del impacto, con respecto al impulso en sentido contrario al movimiento que es ejercido por las fuerzas de reacción y que provocan el frenado de la roca.³¹

$$\text{Impulso} = \text{Cantidad de movimiento}$$

³¹ Este procedimiento, es adecuado para la evaluación experimental del comportamiento de la pantalla, a los efectos del diseño preliminar no es operativo, dada la dificultad de conocer con exactitud los valores de t y v .

$$R_m * t = M * v \quad \text{Ec. 3.4}$$

Donde:

- t Tiempo transcurrido desde el contacto con la malla hasta que la roca se detiene.
- v Velocidad traslacional en el momento del impacto.
- R_m Fuerza de reacción media que actúa durante el tiempo t .
- M Masa de la roca.

Análisis dinámico

Para llevar a cabo un estudio del comportamiento de los accesorios en la red dinámica, es necesario analizar las diferentes fuerzas actuantes en el proceso y en consecuencia la energía que desarrollan.

Teniendo la magnitud de la energía cinética final, se procede a determinar la resistencia de la red, esto con ayuda del predimensionamiento.

La carga efectiva de trabajo de un cable de acero 6X26 (AA), grado 176 ASTM de $\frac{3}{4}$ " de diámetro, es de 190 kN. Al aplicarse la fuerza de tensión en los cables de acero, estos tienden a deformarse. La elongación del cable de alma metálica, se determina a partir de la carga unitaria y el módulo de elasticidad aparente. Según manual del fabricante³², este tipo de cables se alarga entre 2.5 - 5% de la longitud del cable. La longitud total del cable, de anclaje a anclaje es de 10 m.

$$\Delta_{\text{cable}} = 0.025 * 10 = 0.25 \text{ m}$$

Con lo cual el cable al centro de la red, obtiene un desplazamiento total hacia el valle de 1.15 m.

De datos de ensayos realizados en laboratorio, se conoce que para 1 m² de malla, el desplazamiento máximo por la carga de rotura es de 250 mm. Lo que arroja la siguiente deformación unitaria:

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L} \quad \text{Ec. 3.5}$$

$$\varepsilon = \frac{0.56 - 0.50}{0.50} = 0.12$$

Usando dicha deformación unitaria en la red de 3 x 10m:

³² Nueva Montana Quijano, S.A. de C.V., *Manual de Cables de Acero*.

III. Análisis y diseño de barreras dinámicas

$$\Delta H = H * \varepsilon = 3 * 0.12 = 0.36 \quad \therefore \quad 1.5 + \frac{0.36}{2} = 1.68 \text{ m}$$

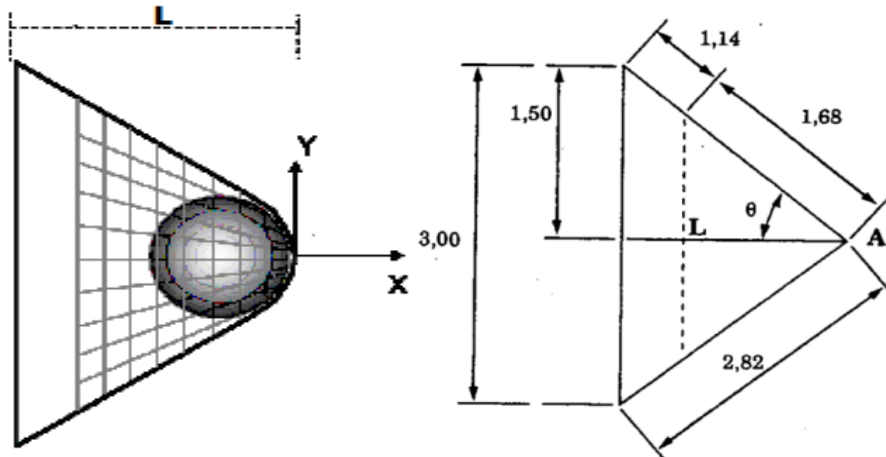


Figura 3.2 Esquema y diagrama de cuerpo libre de la deformación en la red metálica.

$$\text{sen } \theta = \frac{1.5}{2.82} \quad \theta = 32.13^\circ \quad L = 2.82 * \cos \theta = 2.39 \text{ m}$$

Hasta este momento los postes que soportan a la malla no presentan inclinación alguna, sino hasta después de la activación de los anillos de frenado.

Utilizando la ecuación 3.3 es posible determinar la energía que resiste la red.

$$E_{Red} = \frac{1}{2} F_{m\acute{a}x} * \Delta_{Total}$$

Se conoce el valor de $F_{m\acute{a}x}$ de los datos de bibliografía, el valor medio de la carga de rotura para la malla galvanizada de simple torsion 50/19, es de 80 kN, y al colocarse cuatro capas, será 320kN.

$$E_{Red} = \frac{1}{2} 320 * 2.39 = 382.40 \text{ kJ}$$

Determinación de la tensión de los principales nodos:

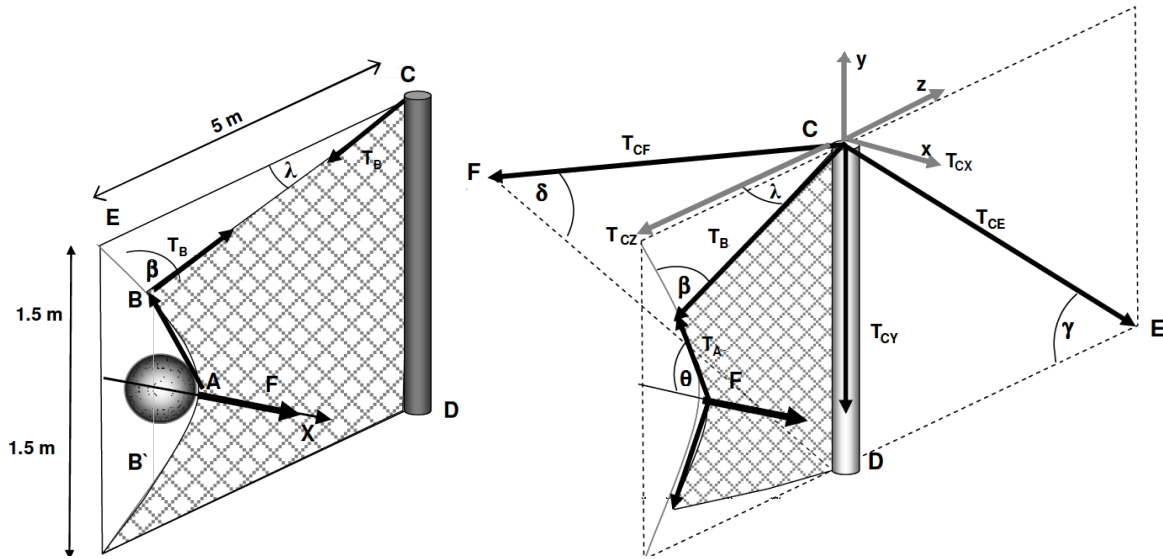


Figura 3.3 Diagramas de fuerzas actuantes en los principales nodos de la pantalla.

Nodo A $2T_A \cos \theta = F$ $T_A = \frac{409.32}{2 \cos 32.13^\circ} = 241.67 \text{ kN}$

Nodo B $2T_B \cos \beta = T_A$ $T_B = \frac{241.67}{2 \cos 77.05^\circ} = 549.25 \text{ kN}$

Nodo C $T_{CX} = T_B \cos 77.05^\circ * \cos 32.13^\circ = 102.33 \text{ kN}$
 $T_{CY} = T_B \cos 77.05^\circ * \text{sen } 32.13^\circ = 64.27 \text{ kN}$
 $T_{CZ} = T_B \cos 12.95^\circ = 535.28 \text{ kN}$

El poste se encuentra articulado en la base, permitiendo la rotación en el plano perpendicular a la pantalla. La reacción que mantiene a la pantalla en su posición en el momento del impacto en lugar de generarse en la base del poste, se trasmite por un cable directamente a un anclaje a la ladera. En este viento, se encuentra insertando dos disipadores de energía, que garantizan el movimiento del poste hacia el valle, además de absorber parte de la energía del impacto.

Nodo D

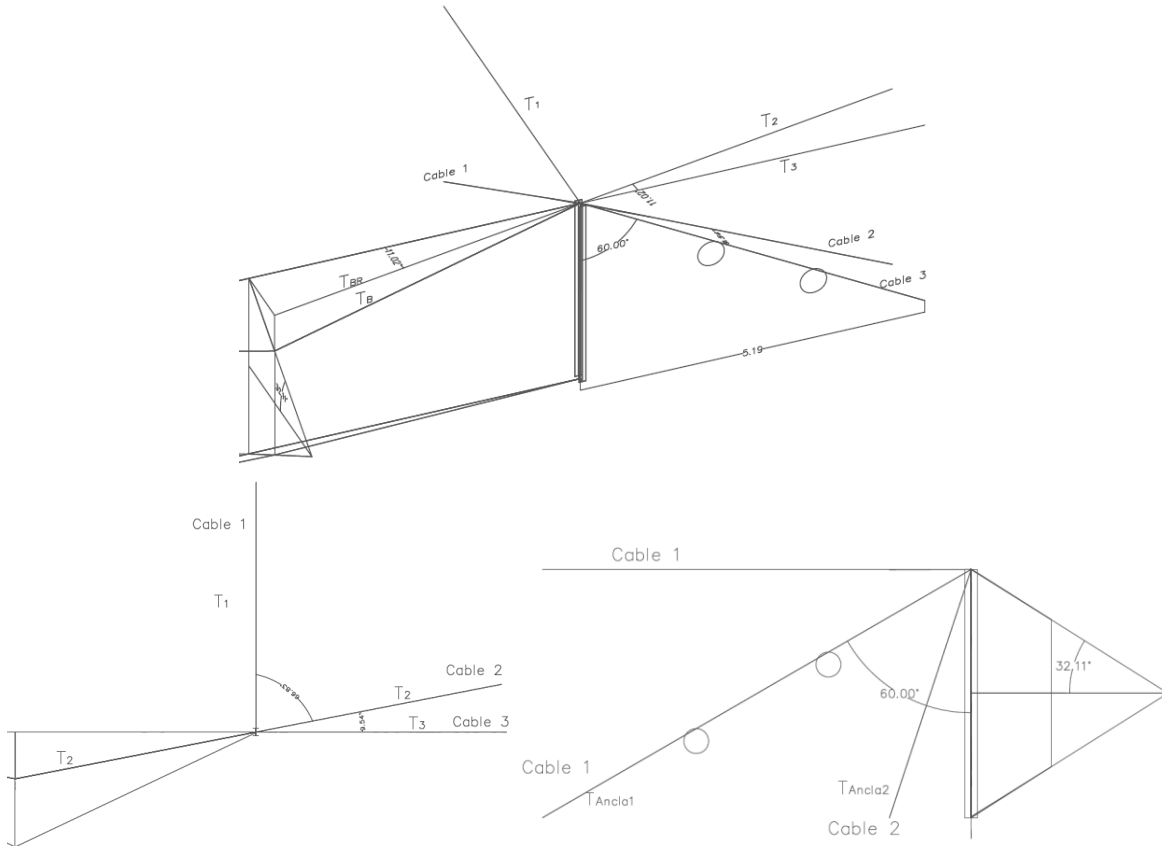


Figura 3.4 Diagramas de fuerzas actuantes en los principales nodos de la pantalla.

Debido a que existe la articulación en la base, no existirá momento flexionante.

Considerando que cada poste esta auxiliado por el sistema de cables mostrado en la figura 3.4, En cada cable existirá al menos dos anillos de frenado, y se tiene un poste en cada extremo.

Por la geometría del casquillo utilizado se tiene un área de 91.14 cm^2 , que en conjunto con la presión de 140 N/mm^2 ; a la que fueron prensados, se tiene una fuerza normal de $1,275.96 \text{ kN}$.

En el mejor de los casos si esta fuerza no es superada, la roca será detenida por completo y dicha fuerza será transmitida a través de los cables de acero hasta las anclas localizadas en el estrato rocoso cuesta arriba.

En el caso en el que dicha fuerza sea superada, el anillo comienza a funcionar. En base al desplazamiento que tenga el tubo respecto al casquillo; cierta cantidad de energía se comenzará a disipar por fricción.

Eligiendo un desplazamiento arbitrario de 1 m por cada anillo, se tendrá la absorción de energía siguiente:

$$F_r = \mu * N \quad \text{Ec. 3.6}$$

Donde; F_r Fuerza de fricción.
 μ Coeficiente de fricción cinética.
 N Fuerza normal a la que está prensado la grapa o casquillo.

Utilizando el coeficiente de fricción se determina la fuerza de resistencia por fricción.

$$\mu = 0.07 \quad F_r = 0.07 * 1275960 \text{ N} = 89317.20 \text{ N}$$

$$E_{\text{anillo}} = \frac{1}{2} F_r * \Delta_{\text{anillo}}$$

Con referencia al diagrama de cuerpo libre de la figura 3.4 se puede realizar el análisis de fuerzas:

$$T_{BR} = T_B \cos 6.78^\circ = 545.41 \text{ kN} \quad T_1 = T_2 \cos 79^\circ = 47.75 \text{ kN}$$

$$T_{BR} = T_2 + T_2 \cos 79^\circ + T_2 \cos 11^\circ = 2.17T_2 \quad T_2 = \frac{545.41}{2.17} = 251.34 \text{ kN}$$

$$T_3 = T_2 \cos 11^\circ = 246.31 \text{ kN}$$

Estas son las respectivas componentes de las tensiones en los cables, las cuales se encuentran en dirección perpendicular al poste.

Utilizando el límite de fuerza absorbida por los anillos colocados en el cable 2, se puede determinar la componente perpendicular al poste de la fuerza que absorbe el anillo, consecuentemente se determinará la contribución de los anillos colocados en los cables 1 y 3.

$$F_{2H} = 2 * F_r * \cos 30^\circ = 2 * 89.34 * \cos 30^\circ = 154.70 \text{ kN}$$

La contribución de los anillos en los cables 1 y 3 es:

$$F_{1H} = F_{2H} * \cos 79^\circ = 129.52 \text{ kN}$$

$$F_{3H} = F_{2H} * \cos 11^\circ = 148.67 \text{ kN}$$

Al restar la contribución de los anillos en la tensión de los cables resulta:

III. Análisis y diseño de barreras dinámicas

$$T_{1A} = T_1 - F_{1H} = 251.34 - 154.70 = 96.65 \text{ kN}$$

$$T_{2A} = T_2 - F_{2H} = 47.75 - 29.52 = 18.23 \text{ kN}$$

$$T_{3A} = T_3 - F_{3H} = 246.31 - 148.67 = 97.64 \text{ kN}$$

Por lo que la tensión final en cada ancla es:

$$T_{Ancla1} = \frac{T_{1A}}{\cos 30^\circ} = 111.09 \text{ kN}$$

$$T_{Ancla2} = \frac{T_{2A}}{\cos 30^\circ} = 20.95 \text{ kN}$$

$$T_{Ancla3} = \frac{T_{3A}}{\cos 30^\circ} = 112.23 \text{ kN}$$

Ahora para el análisis de la energía se utiliza el límite de energía absorbida por los anillos colocados en el cable 2, posteriormente se determina la componente perpendicular al poste y consecuentemente la contribución de los anillos en los cables 1 y 3.

$$E_{Cable2} = 2 * \left(\frac{1}{2} 89317.20 * 1 \right) = 89317.20 \text{ J}$$

$$E_{Cable3H} = 2 * \left(\frac{1}{2} 89317.20 * 1 \right) = 89317.20 \text{ J}$$

$$E_{Cable2H} = E_{Cable2} * \cos 30^\circ = 89.32 * \cos 30^\circ = 77.70 \text{ kJ}$$

La contribución de los anillos en los cables 1 y 3 es:

$$E_{Cable1H} = E_{Cable2H} * \cos 79^\circ = 14.76 \text{ kJ}$$

$$E_{Cable3H} = E_{Cable2H} * \cos 11^\circ = 76.15 \text{ kJ}$$

$$E_T = E_{Cable1H} + E_{Cable2H} + E_{Cable3H} = 168.61 \text{ kN}$$

Esta energía es la que disipa cada poste, y teniendo en cuenta que se cuenta con un poste en cada extremo, por lo tanto la energía se duplica.

Ahora, para determinar la capacidad de absorción de energía cinética total, se toma en cuenta la capacidad de absorción de energía de la red.

$$E_{Pantalla} = 2 * E_R + E_{Red} \tag{Ec. 3.7}$$

$$E_{pantalla} = 2 * 168.61 \text{ kJ} + 382.40 \text{ kJ} = 719.62 \text{ kJ}$$

Con los datos obtenidos se iniciará el cálculo para determinar las características de las rocas que la malla puede soportar.

Utilizando el principio de trabajo y energía se evalúa la energía cinética traslacional y rotatoria inicial de la roca, más el trabajo realizado por todas las fuerzas y momentos de par externos que actúan sobre el cuerpo cuando éste se mueve desde su posición inicial hasta su posición final, lo que da como resultado la energía cinética traslacional y rotatoria final de la roca.

$$T_1 + \sum U_{1-2} = T_2 \quad \text{Ec. 3.8}$$

Con la ayuda de un diagrama de cuerpo libre se pueden representar las fuerzas y el sentido en que actúan:

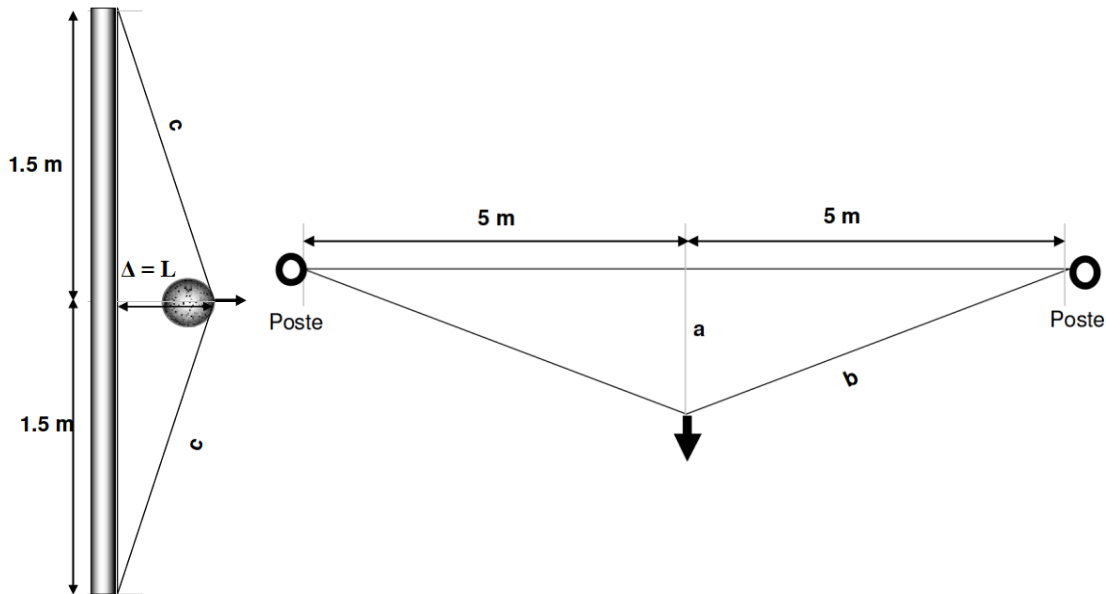


Figura 3.5 Diagramas en elevación y planta de la deformación de la red.

Primeramente se tiene que la roca permanece en reposo, por lo que su energía cinética inicial es nula.

$$T_1 = 0$$

Posteriormente, la energía cinética final puede ser calculada con referencia al centro de masa de la roca, siendo éste un punto arbitrario idealizado debido a la irregularidad de las rocas.

$$T_2 = \frac{1}{2} m * v^2 + \frac{1}{2} I_G * \omega^2 \quad \text{Ec. 3.9}$$

III. Análisis y diseño de barreras dinámicas

Siendo: m Masa.
 v Velocidad de la roca.
 I_G Momento de inercia de la roca, respecto al centro de masa de la misma.
 ω Velocidad angular de la roca.

Por estadística se consideran como datos de la roca; una masa de 5 toneladas y un material basáltico, siendo el basalto uno de los materiales de mayor peso específico, posteriormente se procede a determinar un diámetro promedio de las rocas.

$$m = 5000 \text{ kg}$$

Densidad del basalto

$$\rho_{\text{Basalto}} = 2700 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$V_{\text{Roca}} = \frac{4}{3}\pi r^3 \quad \text{Ec. 3.10}$$

$$V_{\text{Roca}} = \frac{m}{\rho_{\text{Basalto}}} = 1.85 \text{ m}^3$$

Por lo tanto: $r = \sqrt[3]{\frac{3V_{\text{Roca}}}{4\pi}} \quad r = 0.76 \text{ m}$

Determinando el momento de inercia de la roca

$$I_G = \frac{2}{5}mr^2 \quad \text{Ec. 3.11}$$

$$I_G = 1160.67 \text{ kg} * \text{m}^2$$

De la ecuación 3.9 se tiene:

$$T_2 = E_{\text{Pantalla}}$$

Por lo tanto: $E_{\text{Pantalla}} = \frac{1}{2}m * v^2 + \frac{1}{2}I_G * \omega^2$

Sabiendo que:

$$\omega = \frac{v}{r} \quad \text{Ec. 3.12}$$

$$E_{\text{Pantalla}} = \frac{1}{2}m * v^2 + \frac{1}{2}I_G * \left(\frac{v}{r}\right)^2$$

Despejando

$$v = \sqrt{\frac{E_{Pantalla}}{\frac{1}{2}m + \frac{I_G}{2r^2}}}$$

Sustituyendo valores:

$$v = \sqrt{\frac{719.62 \text{ kJ}}{\frac{1}{2} * 5000 \text{ kg} + \frac{1160.67 \text{ kg}\cdot\text{m}^2}{2(0.76 \text{ m})^2}}} = 14.34 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Se tiene que la malla tiene la capacidad aproximada para detener la trayectoria de una roca de basalto de 5 toneladas, de un diámetro de 1.52 m a una velocidad de 14.34 m/s.

III.2 Diseño estructural

Postes

Como se mencionó con anterioridad; el poste se encuentra articulado en la base, permitiendo la rotación en el plano perpendicular a la pantalla.

Utilizando el principio de superposición:

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot y_{\text{máx}}}{I_y} \quad \text{Ec. 3.13}$$

Debido a la existencia de articulación en la base del poste, la flexión será nula y sólo se toma en cuenta la carga axial.

$$\sum F_y = 0 \quad \text{Ec. 3.14}$$

$$R_D - T_{CY} + T_{BR} * \sin 30^\circ = 0 \quad R_D = 64.27 + 545.41 * \sin 30^\circ = 336.98 \text{ kN}$$

$$A = \frac{F_{\text{máx}}}{\sigma_{\text{máx}}} \quad \text{Ec. 3.15}$$

$$A = \frac{336.98 \text{ kN}}{250 \text{ MPa}} = 13.50 \text{ cm}^2$$

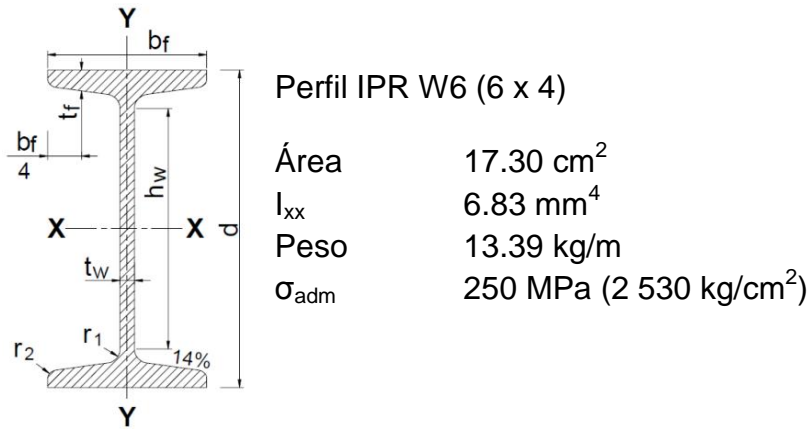


Figura 3.6 Perfil utilizado en los postes.

Placa Base de los Postes

Debido a que la viga que funge como poste sólo está sometida a carga axial; la placa base se determinará de la siguiente manera:

$$F_p = 0.35 f'_c \quad \text{Ec. 3.16}$$

$$F_p = 0.35 * 200 \frac{kg}{cm^2} = 70 \frac{kg}{cm^2} = 6\,867 \text{ kPa}$$

$$A_{min} = \frac{P_{max}}{F_p} \quad \text{Ec. 3.17}$$

$$A_{min} = \frac{336980 \text{ kN}}{6\,867 \text{ kPa}} = 491 \text{ cm}^2$$

$$b = \sqrt{200 \text{ cm}^2} = 22 \text{ cm}$$

Es un área relativamente pequeña por lo que se tomará una sección de 25 x 25 cm y un espesor de 3/8".

Cables

Debido a que este elemento prácticamente garantiza la estabilidad global de toda la pantalla ante un impacto, se sobredimensionará.

Se tiene la sollicitación en dos diferentes puntos de la pantalla, el primero es en el marco que conforma el cuerpo de la malla, la unión de poste a poste. Y el segundo que son los cables que soportan los postes y van anclados al talud.

En el primer punto se tiene una tensión máxima de 539.20 kN y el segundo punto tiene una tensión de 112.23 kN. Tomando como referencia el valor más alto y teniendo en cuenta el diámetro requerido para el casquillo de fricción; se seleccionó un cable de acero grado 190 ASTM³³ de diámetro $\phi = \frac{3}{4}$ ", el cual tiene una resistencia última de 18,967 kg/cm², lo que proporciona una carga de rotura efectiva de 584.25 kN.

Con este diámetro de cable se obtiene una reserva de resistencia del cable de un 9.23%, con un factor de seguridad de 1.1. Este valor es suficiente para garantizar que la malla trabaje hasta el límite sin que se produzca el fallo de un cable.

Anclajes

Se procederá con la determinación de la resistencia última del anclaje en función de la resistencia a tensión de la roca del talud donde se instala:

$$P_u = \sigma_t \pi d L \quad \text{Ec. 3.18}$$

- Donde:
- P_u Resistencia última a la extracción.
 - σ_t Esfuerzo de resistencia al arrancamiento.
 - d Diámetro de la perforación.
 - L Longitud del ancla.

Para conocer la resistencia a tensión de la roca, se utilizan los valores de la tabla 3.1.

Tipo de Roca	σ_t [kPa]
Caliza	300 - 400
Filita	100 - 300
Creta	500 - 600
Dolomita Blanda	400 - 600
Dolomita Dura	600 - 1,000
Arenisca Meteorizada	200 - 300
Lutita Meteorizada	100 - 150
Esquisto Meteorizado	100 - 170
Basalto	500 - 600

Tabla 3.1 Esfuerzo último de resistencia en el perímetro del ancla (Byrne y otros, 1998).³⁴

Del análisis de fuerzas tiene la tensión solicitada para cada ancla:

³³ Norma ASTM E328-02, *Standard Test Methods for Stress Relaxation Tests for Materials and Structures*.

³⁴ BYRNE, R.J., COTTON, D.M., POTTERFIELD, J., WOLSCHLAG, C., UEBLACKER, G., *Manual for Design and Construction Monitoring of Soil Nail Walls*, Federal Highway Administration Report FHWA-SA-96-069R, 1998, pp. 530.

III. Análisis y diseño de barreras dinámicas

$$T_{Ancl1} = 111.09 \text{ kN} \quad T_{Ancl2} = 20.95 \text{ kN} \quad T_{Ancl3} = 112.23 \text{ kN}$$

Se elige un diámetro de perforación de 3.81 cm, a manera que entre un ancla roscada comercial de 1" de diámetro.

Por lo tanto:

$$L_1 = \frac{P_u}{\sigma_c * \pi * d} = \frac{111.09 \text{ kN}}{600 \text{ kPa} * \pi * 0.038 \text{ m}} = 1.55 \text{ m}$$

$$L_2 = \frac{20.95 \text{ kN}}{600 \text{ kPa} * \pi * 0.038 \text{ m}} = 0.29 \text{ m}$$

$$L_3 = \frac{112.23 \text{ kN}}{600 \text{ kPa} * \pi * 0.038 \text{ m}} = 1.56 \text{ m}$$

Se utilizarán anclas a base de varillas roscadas de 1" de diámetro de acero A572 (ASTM), con una longitud de anclaje de 1.55, 0.29 y 1.56 metros. Es valido utilizar anclajes a base de bulones que cumplan con las dimensiones mencionadas; la resistencia a tensión será mayor debido a los sistemas de anclaje que cada fabricante utiliza. Aunque se debe tener en cuenta que uno de los objetivos es minimizar el costo de la construcción de la pantalla.

El dimensionamiento y calidades, de los materiales de los restantes componentes de la pantalla, tales como anclajes de la base de los postes, taquetes mecánicos, grapas en los cables, uniones anclaje-cable y demás accesorios menores, están regidos por la existencia en el mercado y los catálogos respectivos de los fabricantes.

Anillos de frenado

Para conocer el diámetro del anillo se tomara el desplazamiento de cada anillo como el perímetro, por lo tanto;

$$P_{anillo} = \Delta_{anillo} \quad \text{Ec. 3.19}$$

$$P_{anillo} = \pi * D_{anillo} \quad D_{anillo} = \frac{1 \text{ m}}{\pi} = 0.32 \text{ m}$$

III.3 Componentes de la barrera

Redes

La red tendrá la función de entrar en contacto directo con la roca, a su vez debe tener la resistencia adecuada para que los anillos de fricción comiencen su funcionamiento. Cuando el anillo de fricción completa su desplazamiento total ya se habrá disipado una importante cantidad de energía, la restante será absorbida por la capacidad de deformación de la red. Se ha optado por utilizar mallas de simple torsión por sus características tenso-deformacionales, que hacen que se consideren las más adecuadas de las que se encuentran al alcance, para su empleo en las pantallas contra el impacto de piedras. Una malla 50/19 llega a alcanzar los 80 kN de carga antes de la rotura, y se desplaza 250 mm, en 1 m², según ensayos realizados por los fabricantes.

En la búsqueda de un incremento de la capacidad de absorción de energía, se ha utilizado como *cierre cuatro capas de malla de simple torsión apoyadas sobre cables*. Esta solución evidentemente tiene una mayor capacidad de absorción de energía gracias a la resistencia individual de los cables. La deformabilidad de este tipo de malla ayuda a que no se produzcan perforaciones en el momento del golpe.

Cimentación

Las pantallas pueden estar ubicadas en condiciones diferentes de cimentación:

- Sobre muros de concreto usualmente al pie del talud.
- En las laderas, apoyadas directamente sobre una superficie rocosa o en una capa de nivelación a base de concreto, mortero o grout.

En el caso de cimentación sobre el talud, la pantalla se puede ubicar perpendicular a la superficie del terreno.

Postes

Los postes de perfiles o tubos metálicos, aseguran la posición de los paneles de red y según el sistema, se encuentran anclados firmemente en la base, articulados, o simplemente apoyados siendo necesaria la utilización de tirantes a ambos lados de la pantalla. En todos los casos sus elementos son desmontables, lo que permite su sustitución en caso de rotura.

Los postes, a pesar de ser los elementos más robustos de las pantallas rígidas, siendo generalmente perfiles de acero empotrados en los muros, en bases de

III. Análisis y diseño de barreras dinámicas

concreto o directamente sobre el terreno, presentan un comportamiento muy pobre.

Los postes metálicos empotrados tienen el inconveniente de fallar a cortante en la base al recibir impactos directos de las rocas y el límite de capacidad de absorción de energía depende como se ha señalado, de la resistencia de la malla que se emplee.

De las consideraciones anteriores se puede concluir que la solución de empotramiento entre el poste y la base no es recomendable, siendo necesario para mejorar el comportamiento de los postes, utilizar una solución flexible, es decir articulaciones.

Placa de base metálica

Consiste en una placa de acero, que se encuentra anclada al cimiento mediante cuatro barras de acero terminadas en un tramo roscado de 25 mm de diámetro, la cual posee un tope frontal para permitir que el poste bascule del monte hacia el valle.

La placa base deberá estar adaptada para recibir el perfil que funge como poste (figura 3.7).

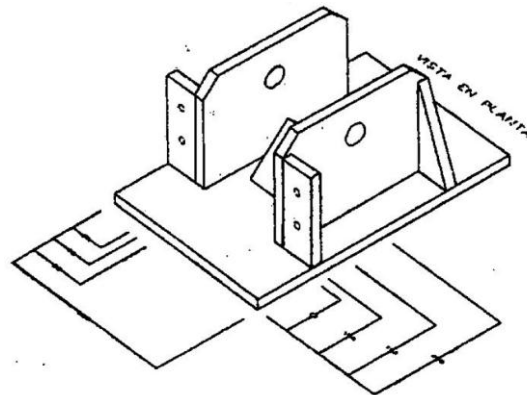


Figura 3.7 Vista en 3-D de la base del poste.

Cables

Se utilizan para transmitir las fuerzas de la cabeza del poste al anclaje y para sujetar la red a los postes. El cable de acero juega un papel muy importante dentro del fenómeno dinámico, ya que deberá tener la suficiente resistencia para soportar las cargas solicitadas y de igual manera soportar la energía calorífica generada por la fricción con el tubo guía en los anillos de frenado.

Anclajes

Son los elementos que transmiten las fuerzas de los cables y las fuerzas del poste al suelo, o en su caso al talud rocoso.

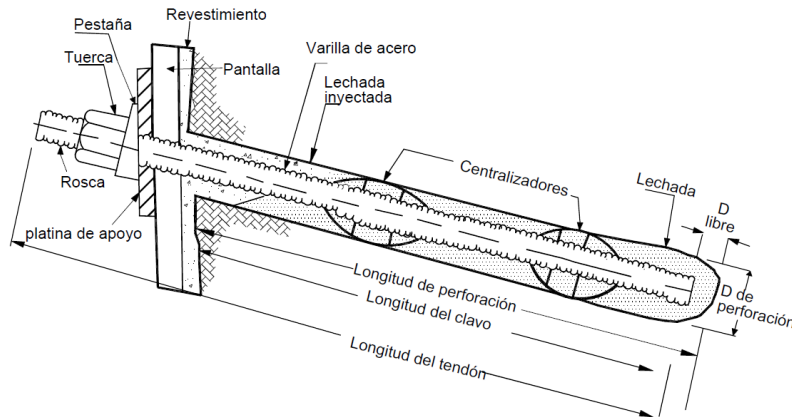


Figura 3.8 Esquema de anclaje (SUAREZ, Deslizamientos: Técnicas de remediación).

Estos anclajes, por colocarse delante de las pantallas en el lado de la montaña, en medio de la zona de los desprendimientos y no tener protección alguna, necesitan contar con ciertas características especiales:

- El ojo del ancla que sale fuera del terreno, se adapta a la dirección del impacto, de esta forma no hay esfuerzo a flexión en la perforación, y desaparece la sollicitación a cortante que se genera en los anclajes de barras de acero.
- El ojo del ancla debe tener una dimensión relativamente pequeña para evitar daños causados por rocas que impactan directamente al ancla.
- La gasa del ojo deberá estar protegida por un guardacabo para garantizar el óptimo funcionamiento mecánico y evitar cizallamiento.
- El ambiente húmedo cerca del suelo, favorece la corrosión y exige medidas anticorrosivas adicionales.

Dispositivo de disipación de energía

Es el dispositivo colocado en el cable de acero que une al poste con el ancla. Su objetivo es absorber la mayor cantidad de energía antes de que la red llegue a su deformación límite.

Los disipadores de energía se pueden clasificar en dos grupos:

Por fricción.

III. Análisis y diseño de barreras dinámicas

- Placa metálica que aprisiona los dos extremos del cable.
- Bucle de cable cerrado con sujetacables.
- Bucle cerrado con una placa metálica
- Bucle protegido por un anillo de acero prensado.
- Anillos de frenado a base de tubular dentro del cual se deslizan en sentido inverso dos cables en cuyos extremos hay topes.

Por cortante.

- Anillos a base de tubular dentro del cual se deslizan en sentido inverso dos cables que arrastran una cuña o cizalla que lo va desgarrando.
- Fusibles a base de grapas.

En el presente trabajo se opta por los anillos de frenado como prioridad y los fusibles a base de grapas como una opción alterna.

III.4 Materiales

Uno de los objetivos principales del presente trabajo es la optimización de los costos al suministrar y construir cada componente de la pantalla. Incluso se encuentra implícito en el título de la investigación; *Barreras Dinámicas A Base De Materiales Convencionales Para El Control De Caídas De Rocas*, por lo que se ha realizado un diseño con materiales al alcance del ingeniero constructor y por supuesto tomando en cuenta la calidad de los mismos materiales.

1. Los postes se encuentran compuestos por Perfiles IPR W6 (6 x 4) de acero estructural A36 (ASTM).
2. Malla ciclónica de simple torsión galvanizada calibre 10.5 (3.5mm de diámetro en los alambres) de 3 metros de altura, con aberturas de 55 milímetros.
3. Placa base cortada de plancha de acero A36 (ASTM) rolada en caliente, de 3/8" de espesor.
4. Cable de acero 6X26 (AA), grado 176 ASTM de 3/4" para sujeción de la red y 6X26 (AA), grado 190 ASTM de diámetro $\phi = 3/4"$ para soportar los postes con las anclas.

5. Anclas a base de varillas roscadas de 1" de diámetro de acero A572 (ASTM), con arandelas de posición y/o presión, y protección anticorrosiva.
6. Anillos de frenado a base de tubo convencional al carbón de 3/4", con un espesor de 0.6 mm y capacidad de variación de temperatura de -100 a +280 °C.
7. Casquillos de presión de aluminio comercial para cable de 3/4", con capacidad de prensado de 140 kN/mm², con rango de temperatura de -100 a +300 °C.
8. Concreto o grout de resistencia a compresión de 200 kg/cm² para nivelación de las placas base y relleno de las perforaciones para las anclas.
9. Los accesorios menores estarán regidos por las dimensiones de los componentes donde serán colocados; tal es el caso de grapas, tuercas, arandelas de presión, grilletes y demás herrajes.

III.5 Dimensionamiento

Definir las dimensiones de la barrera y de cada uno de sus componentes permite simplificar y auxiliar al análisis estructural ya que la resistencia de la mayoría de los componentes dependerá de la geometría de los mismos.

Durante el análisis y diseño estructural se han mencionado de manera implícita algunas dimensiones de los componentes de la barrera, a continuación se enuncian a manera de resumen, la geometría y orientación de los componentes y de la barrera en conjunto.

La barrera tendrá una altura de 3 metros con separación entre postes de 10m.

Los postes a base de perfil IPR W6 (6 x 4), tendrán una altura de 3 m, erigidos en una placa base de 25 x 25 cm de 3/8" de espesor la cual estará anclada a un dado como cimentación o directamente en el terreno con 4 anclas de por lo menos 1/2" de diámetro y 50 cm de longitud anclada.

Los postes se encuentran tensados por 3 cables de acero de 3/4" de diámetro, uno se encuentra en dirección perpendicular al valle, es decir sobre el eje longitudinal de la pantalla, el cable central esta posicionado a 12.95° del primer cable y el tercer cable esta posicionado en dirección paralela al valle. Cada cable estará tensado a un ángulo de 60° del eje longitudinal del poste.

Los anclajes a base de varillas roscadas de 1" de diámetro, tendrán una longitud de anclaje de 1.55, 0.29 y 1.56 m. La perforación en la roca tendrá un diámetro de 3.81 cm y una longitud igual a la de la varilla roscada más 5 cm.

Los anillos de frenado están hechos de tubo de ¾" de diámetro y longitud de 1.2 m y se colocarán 2 en cada cable a una distancia de 1/3 de la longitud del cable, uno de otro, con el fin de que realicen su desplazamiento libremente.

Los casquillos en los anillos de frenado tendrán una sección adecuada para cable de ¾" y una longitud de 7 cm.

III.6 Sistema de frenado

El sistema de frenado resulto uno de los puntos finos y claves, dentro de la estructura de la pantalla, debido a que dicho dispositivo será el encargado de disipar la energía cinética generada durante el descenso de la roca.

Se implementaran principalmente dos dispositivos de frenado, uno a base de anillos de tubo, que en su interior permiten el corrimiento del cable de acero, y el segundo es a base de grapas colocadas en serie, realizando la función de fusibles para disminuir la fuerza cinética.

III.6.1 Frenado mediante anillos

Como se mencionó con anterioridad; el anillo de frenado es uno de los componentes más importantes de los sistemas como elemento neutralizador del efecto de impacto. Los frenos están montados en los cables de tensión. Cuando la energía de impacto tensiona al máximo a la red, los disipadores comienzan a funcionar.

La absorción de energía cinética se realiza por medio de la deformación del anillo y la fricción del tubo guía dentro del casquillo, la resistencia aumenta en la medida que disminuye el radio de la circunferencia del anillo durante el proceso de frenado. En este sistema se puede controlar mejor la tensión, mediante el tubo de acero y el casquillo, que a su vez protege el cable. Se puede variar la capacidad de absorción de energía de un disipador, empleando casquillos de diferentes materiales y anillos de diferente diámetro o variando la presión que se ejerce sobre el casquillo durante el prensado. No requiere mantenimiento, al no ser que en el momento del impacto trabaje en toda su longitud.

La suposición de que la absorción de energía de un sistema de protección contra caída de rocas puede aumentar a cualquier nivel disponiendo un número suficiente de elementos de freno en serie es, por desgracia mal. Esto se debe a que los elementos de freno en las secciones cercanas no se pueden activar a cualquier distancia desde el punto de impacto debido a la inercia del sistema.

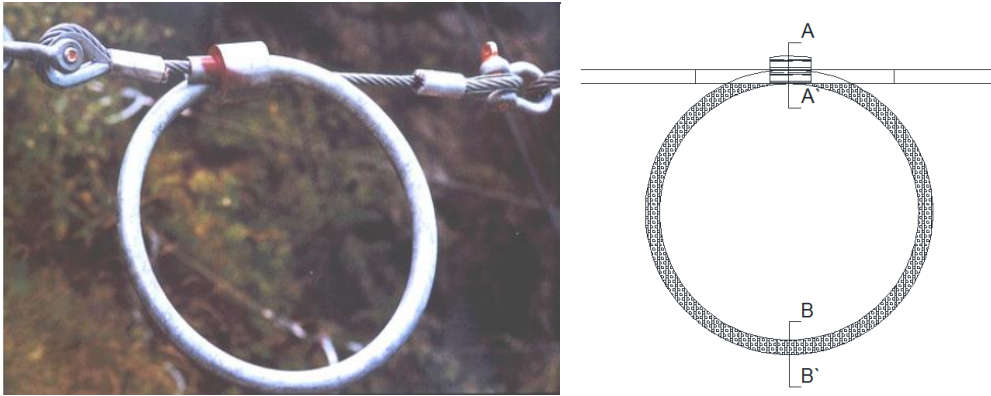


Figura 3.9 Fotografía y vista lateral del anillo

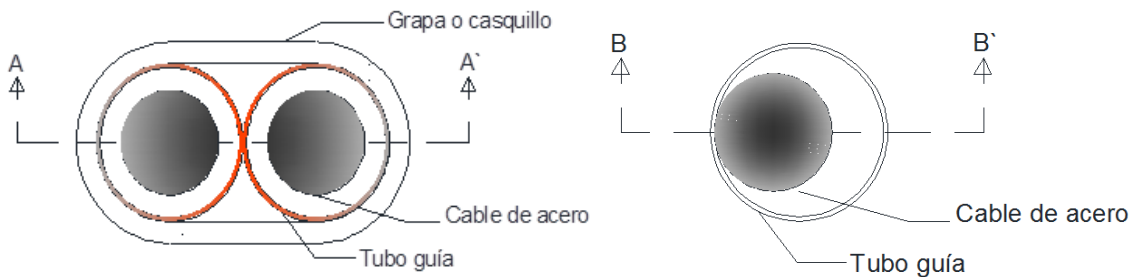


Figura 3.10 Corte A-A' en el casquillo y corte B-B' en el tubo.

El casquillo, será la correspondiente para cable de $\frac{3}{4}$ " de diámetro y contará con las siguientes características:

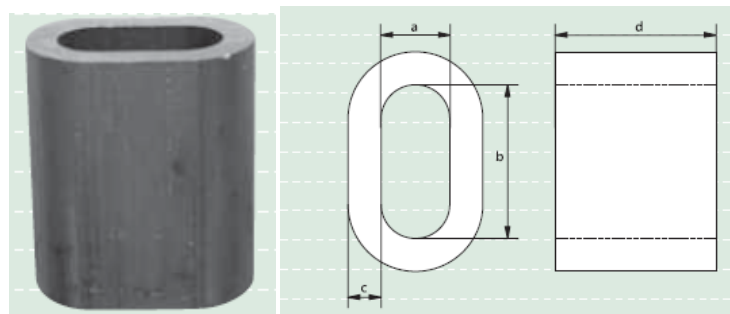


Figura 3.11 Casquillo utilizado en los anillos de frenado.

III. Análisis y diseño de barreras dinámicas

Material	Aluminio
Ancho Interior	$a = 21.7 \text{ mm}$
Largo interior	$b = 43.4 \text{ mm}$
Espesor	$c = 8.4 \text{ mm}$
Longitud	$d = 70 \text{ mm}$
	$\mu_c = 0.07$
	$\mu_g = 0.25$

Variación de temperatura = -100 - +280 °C

La tubería que se encargará de dirigir el trayecto del cable de acero al momento de iniciar la deformación, corresponde a un tubo convencional al carbón de $\frac{3}{4}$ ", con las siguientes propiedades:

Diámetro	$\emptyset = 16.0 \text{ mm}$	Presión	$P_{\text{tubo}} = 60 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$
Longitud	$L = 1.20 \text{ m}$	Espesor	$Esp = 0.6 \text{ mm}$
Peso	$m_{\text{tubo}} = 1.62 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$		

Composición química ASTM (%)

Carbono	0.25
Manganeso	0.95
Fósforo	0.05
Azufre	0.045



Figura 3.12 Tubo utilizado en la construcción de los anillos de frenado.

En la figura 3.13 se muestra la grafica Carga – Desplazamiento en un anillo de frenado.³⁵

³⁵ Ensayos realizados por Geobruigg, Fatzer AG, Suiza, 1993.

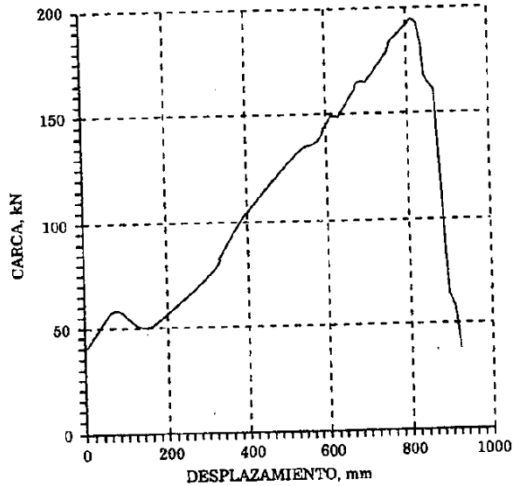


Figura 3.13 Relación carga - desplazamiento en anillos de frenado.

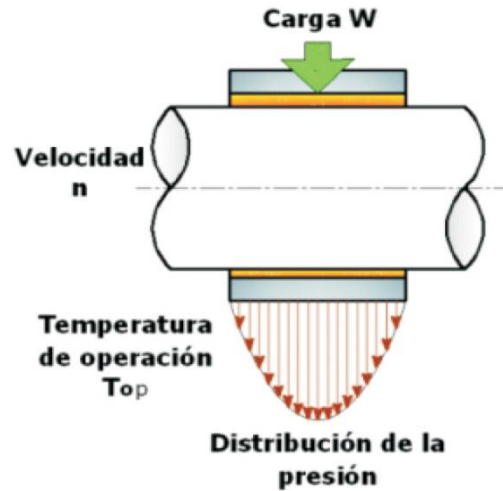


Figura 3.14 Diagrama de fuerzas que actúan en el casquillo de frenado.

Durante el análisis estructural se determinó la capacidad de absorción de energía, en base a la geometría del casquillo, la presión a la cual fue prensado y la longitud de desplazamiento.

Carga límite	140 kN/mm
Limite máximo de temperatura	300 °C
Limite mínimo de temperatura	-100 °C
Expansión lineal	3.0 E-5 / °C
Conductividad térmica	40w/MK

Tabla 3.2 Propiedades físicas de los casquillos.

Coefficiente de Fricción (μ)	Carga Especifica (P) [N/mm [N/mm ²]	Velocidad de Deslizamiento (v) [m/s]
0.03	250 -140	0.001
0.04 – 0.07	140 – 60	0.001 – 0.005
0.07 – 0.10	60 – 10	0.005 – 0.05
0.10 – 0.15	10 – 1	0.05 – 0.5
0.15 – 0.25	< 1	0.5 - 2

Tabla 3.3 Coeficiente de fricción, carga específica y velocidad de desplazamiento para casquillos.

Para el caso del casquillo utilizado se tiene un área de 91.14 cm² y una presión de prensado de 140 N/mm², por lo que tiene una fuerza normal de 1,275.96 kN.

Al elegir arbitrariamente un desplazamiento de 1 m y utilizar la ecuación 3.3, se tendrá la absorción de energía siguiente:

$$\mu = 0.07 \quad F_r = \mu * N = 0.07 * 1275960 \text{ N} = 89317.20 \text{ N}$$

$$E_{\text{anillo}} = \frac{1}{2} F_r * \Delta_{\text{anillo}}$$

$$E_{\text{anillo}} = \frac{1}{2} 89317.20 \text{ J} * 1 \text{ m} = 44658.60 \text{ J}$$

Cada anillo tiene la capacidad de absorber 44.66 kJ de energía. Y al contar con dos anillos de frenado en cada cable, se tendrá una capacidad de absorción de 89.32 kN.

III.6.2 Efectos de temperatura por fricción

Como se había comentado, la fricción entre el tubo guía y el casquillo disipa energía calorífica. Es posible calcular el calor Q, generado en el contacto para lubricación seca según mediante la expresión:³⁶

$$Q_f = \frac{k * A * (T_s - T_a)}{e} = \mu_c N v = E_{\text{anillo}} \quad \text{Ec. 3.20}$$

Dónde:	Q_f	Calor generado por fricción.
	k	Conductividad térmica del material.
	T_s	Incremento de temperatura en la superficie.
	T_a	Temperatura ambiente.
	A	Área por dónde fluye el calor.
	e	Espesor a través del cual fluye el calor.
	μ_c	Coefficiente de fricción.
	N	Fuerza con la que se presiona al casquillo.
	v	Velocidad.

$$Q_f = 44658.60 \text{ J}$$

Para determinar la temperatura al final del evento se utiliza el principio de capacidad térmica específica

$$Q_f = m * C * (T_f - T_i) \quad \text{Ec. 3.21}$$

Donde:	m	Masa del material que tendra a cambiar su temperatura.
	C	Calor específico del material a presión atmosférica.
	T_f	Temperatura final del material.
	T_i	Temperatura inicial del material.

³⁶RON, P., CONWAY Jones, J.M., Glacur Vander Vell Inc., Vol. 18, ASM, 1992.

Suponiendo que la temperatura inicial es la temperatura ambiente;

$$T_i = 294.15 \text{ K}$$

$$m = m_{\text{casquillo}} + m_{\text{tubo}} \quad \text{Ec. 3.22}$$

$$m = 0.0137 \text{ kg} + 1.944 = 1.9577 \text{ kg}$$

$$C = 900 \frac{\text{J}}{\text{kg} \cdot \text{K}} \quad \text{Calor específico del aluminio}$$

$$T_f = \frac{Q_f}{m \cdot C} + T_1 = 343.66 \text{ K} \quad \text{En grados Celsius: } T_{fC} = T_f - 273.15 \text{ K} = 70.51^\circ \text{C}$$

El calor generado por la fricción es 70.51°C , mientras que el límite de variación de temperatura es de 280°C , por lo tanto el sistema soporta las condiciones de carga y temperatura solicitadas.

Para contrarrestar la temperatura generada por el fenómeno de fricción, se opta por utilizar casquillos ranurados que evitarán la conducción de calor y aceleran el proceso de enfriamiento, además de utilizar un tipo capuchón de acero que cubra la superficie del casquillo con el objetivo de evitar la salida de chispas si es que se generan durante el proceso del corrimiento de los cables.



Figura 3.15 Casquillo ranurado.

III.6.3 Frenado mediante grapas

Como una segunda opción para el frenado de la roca, se utilizará un arreglo de grapas o pinzas que sujetarán un doblez de cable y comenzarán a destrozarse de acuerdo a la intensidad de energía a la cual impacte la roca.

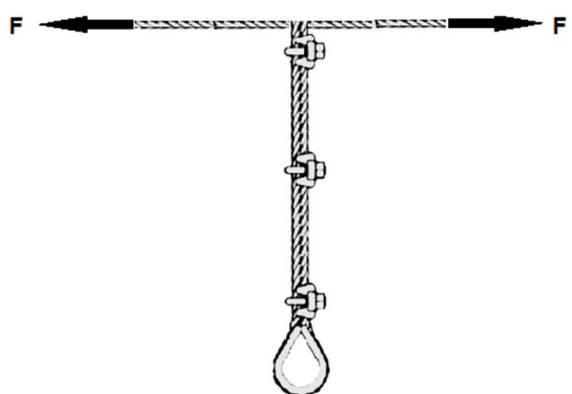


Figura 3.16 Arreglo de grapas en serie.

Se buscará que la resistencia de cada grapa sea menor a la del cable y a la de las anclas con el fin de que dichas grapas funcionen como fusibles y fallen antes de llegar a la resistencia última del cable y por supuesto de las anclas. De la misma manera se deberá cuidar que la longitud de cable liberada tras la falla de las grapas, no provoque una inclinación en los postes, la cual permita que la red libere nuevamente la roca.

Para cable de acero de $\frac{3}{4}$ " de diámetro es necesario utilizar grapas con las siguientes características;³⁷

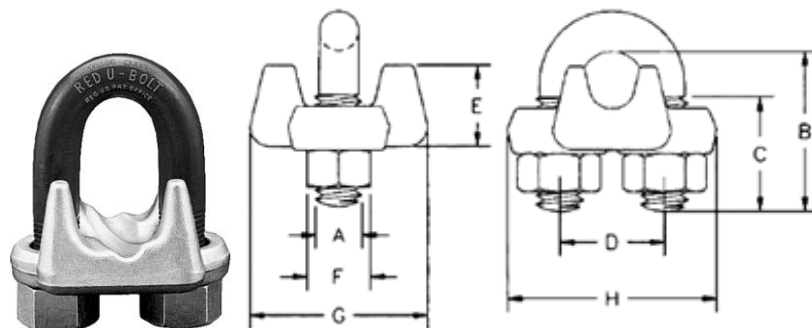


Figura 3.17 Geometría de las grapas utilizadas en el arreglo.

$$A = 15.75 \text{ mm}$$

$$B = 69.85 \text{ mm}$$

$$C = 36.58 \text{ mm}$$

$$D = 38.10 \text{ mm}$$

$$E = 35.81 \text{ mm}$$

$$F = 26.91 \text{ mm}$$

$$G = 57.15 \text{ mm}$$

$$H = 72.14 \text{ mm}$$

$$\text{Torque} = 8.98 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$F_{\text{Tensión}} = 509.62 \text{ kg} = 5 \text{ kN}$$

Del análisis de fuerzas se tiene que la fuerza de tensión solicitada en los cables es de 47.75, 251.34 y 246.31 kN. Considerando la tensión de mayor magnitud la cual debe ser absorbida por la falla paulatina de las grapas, se tiene;

³⁷ Crosby, *Catalogo De Casquillos Y Grapas*.

$$T_2 = 251.34 \text{ kN}$$

Al utilizar 4 grapas en serie se obtiene una resistencia a tensión total de:

$$F_{TensiónT} = 4F_{Tensión} = 20 \text{ kN}$$

Por lo que al restar la tensión actuante de la resistente nos resulta:

$$T_2 - F_{TensiónT} = 231.34 \text{ kN}$$

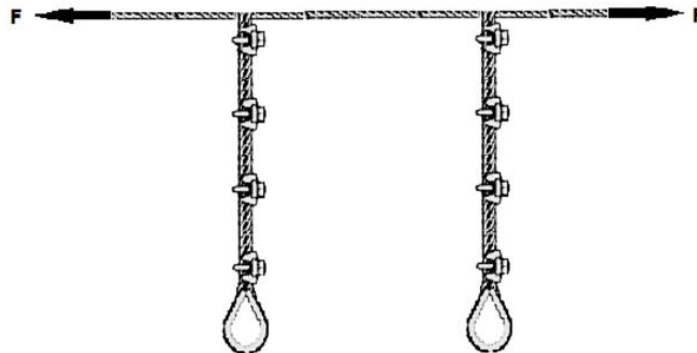


Figura 3.18 Cable con dos arreglos de grapas.

Una opción es utilizar cuatro arreglos de grapas en cada cable, para aumentar la absorción de fuerza, procurando utilizar una distancia mínima entre cada grapa, para que al momento de la falla de todas las grapas no sea una gran distancia de cable la que se libere y tener una inclinación crítica en los postes.

$$F_{TensiónT2} = 16F_{Tensión} = 80 \text{ kN}$$

$$T_F - F_{TensiónT2} = 171.74 \text{ kN}$$

La fuerza restante será absorbida por los cables de acero y en consecuencia por las anclas que soportan a estos.

Se observa que esta opción ofrece muy poca absorción de fuerza y resulta inviable, a menos que se utilice para problemas menores. Como ventaja se tiene la ausencia de calor generado por el proceso de absorción de energía.

III.7 Anclas

Las anclas funcionan como pernos debido a que no están pretensadas y poseen una longitud menor de 10 metros. Son varillas de acero cementadas a la roca y con

rondanas de presión y/o posición y tuerca en la cabeza. Las anclas pueden fijarse a la roca utilizando una resina química, cemento o por un sistema mecánico.

El detalle común de las tecnologías de las anclas es que minimizan la relajación o desprendimiento de los bloques de roca (Hoek, 1983).³⁸

La localización, ángulo de inclinación y longitud de cada ancla podrá efectuarse de manera empírica, basándose en un análisis de las discontinuidades en el macizo y de la estabilidad de los bloques.

La estabilidad de un ancla claveteada se basa en los siguientes factores:

- Desarrollo de fricción o adhesión en la interface suelo-ancla.
- Resistencia pasiva desarrollada a lo largo de la superficie perpendicular a la dirección del ancla.

El diseño de anclas tiene los siguientes componentes:

Diámetro de la perforación. Se requiere determinar el diámetro, localización, inclinación y características de las perforaciones.

Sección del refuerzo. La varilla de acero debe ser capaz de soportar la carga máxima a tensión sin romperse.

Longitud del ancla. La longitud del ancla que penetrará en el terreno.

Las principales ventajas por las cuales se elige este método de anclaje son:

- Bajo costo, las varillas de acero son más económicas que los torones o cables.
- Requiere profundidades menores de refuerzo que los clavos (nails).
- Perforaciones de menos diámetro, lo contrario a los micropilotes.
- La instalación es relativamente rápida.

La desventaja de las anclas con resina química es que la capacidad de las anclas se limita generalmente a 400 kN y el hecho de que solamente se pueden utilizar barras rígidas. Además, la resina no es tan efectiva para controlar la corrosión como el cemento.

Debido a que las anclas en general no resisten cargas laterales a flexión, la posición y ángulo de inclinación deberá ser estratégica a manera que tras el desprendimiento de las rocas, estas no golpeen la cabeza de las anclas.

³⁸HOEK, E., *Strength of Jointed Rock Masses*, Geotechnique, Vol.33, No. 3, 1983.

Para determinar de la resistencia última a tensión del anclaje en función de la resistencia a compresión se utiliza la ecuación 3.18; $P_u = \sigma_c \pi d L$

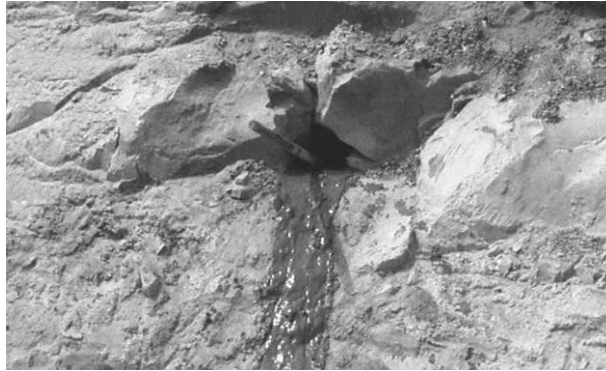


Figura 3.19 Anclaje en talud de roca.

En resumen; para las tensiones solicitadas en cada ancla:

$$T_{Ancla1} = 111.09 \text{ kN} \quad T_{Ancla2} = 20.95 \text{ kN} \quad T_{Ancla3} = 112.23 \text{ kN}$$

Se obtuvieron las siguientes longitudes de anclaje:

$$L_1 = 1.55 \text{ m} \quad L_2 = 0.29 \text{ m} \quad L_3 = 1.56 \text{ m}$$

III.8 Uso de software para diseño de barreras

El uso de software durante el diseño de barreras permite al ingeniero concentrar su atención sobre uno o varios de los componentes de un sistema tan complejo como puede ser el comportamiento de un conjunto de rocas en su descenso, a base de simulaciones. El ingeniero puede repetir una simulación con valores diferentes de los parámetros e iterar hasta conseguir resultados razonablemente satisfactorios. Este proceso iterativo, evidentemente resulta mucho más costoso, en tiempo y dinero si se realizara en pruebas a escala.

Los resultados de la simulación, sin embargo, son sólo útiles como un paso en el proceso de diseño que debe necesariamente complementarse con la experiencia práctica y el juicio del profesional para llegar a una solución acertada.

El empleo de software ha sido de relevante importancia en las diferentes etapas del análisis y diseño de la barrera, como lo son:

RockFall

Programa utilizado para la simulación de caída de rocas, que como se menciona en el apartado II.4; es un programa de análisis estadístico diseñado para ayudar con la evaluación de riesgo de caídas de roca con el fin de presentar datos lo más reales posibles.

Tras definir la geometría del talud, los materiales que componen el talud, y características de la roca, se realiza el análisis, arrojando datos importantes de la roca como la energía cinética, la velocidad y la altura de rebote sobre la pendiente. De la misma manera es posible ubicar la barrera a manera estratégica de interceptar la trayectoria de la roca en un punto de baja energía cinética.

Etabs

Este software fue requerido para el análisis y diseño estructural, programa en el cual al definir materiales y fuerzas actuantes es posible determinar los elementos mecánicos resultantes en cada componente de la barrera como los son portes y cables.

Los resultados arrojados por este software permiten comprobar si el predimensionamiento realizado es satisfactorio y en caso contrario se deberá modificar.

NeoData

Durante el análisis de precios unitarios es posible utilizar el programa NeoData, con el cual se realizan los precios unitarios, en base al catálogo de conceptos y números generadores. El presupuesto final servirá para saber si realmente se consigue uno de los objetivos principales, el de reducir los costos de suministro e instalación de la barrera.

III.9 Construcción

La construcción de la barrera dinámica resulta uno de las etapas importantes en el desarrollo del proyecto debido a que deberán efectuarse los trabajos de instalación a manera de garantizar la correcta interacción entre los componentes, así como asegurar la resistencia individual de los mismos.

Tomando en cuenta la seguridad del personal que llevará a cabo la instalación, se suministrarán los materiales necesarios hasta el lugar y dependiendo de del espacio se almacenarán lo más cerca posible de la ubicación final de la barrera.

Como trabajos preliminares, se lleva a cabo la limpieza y desmonte del espacio.

Determinado el método de cimentación, se realizarán las perforaciones para las anclas de la placa base. En caso de requerir un dado como cimentación para los postes, este se construirá en el lugar, de acuerdo a la geometría y refuerzo requerido, así como el respectivo anclaje al talud rocoso.

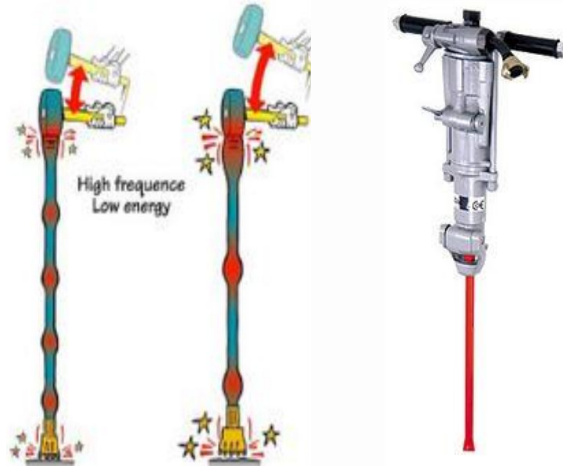


Figura 3.20 Herramientas para realizar las respectivas perforaciones para los anclajes.

Las varillas roscadas que funcionaran como anclas, serán adaptadas en la cabeza con cable de acero, formando un ojal donde se instalará un guardacabo, a manera de poder recibir los cables que vienen de los postes.

Los barrenos para las anclas se perforan con la longitud, diámetro e inclinación especificados sobre el talud. Se colocan las varillas roscadas y se inyecta la lechada. En caso de utilizar resina química como cementante, esta se colocara llenando 1/3 de la profundidad del barreno y posteriormente se introducirá la varilla roscada, rellenando el espacio sobrante con algún mortero de menor resistencia. Se deben utilizar centralizadores de plástico para garantizar que el refuerzo no tenga contacto directo con el suelo y se mantenga en el centro del barreno. La inyección se coloca generalmente por gravedad o con una presión baja.

Se recomienda que los trabajos de perforación sean realizados con el uso de martillo neumático, por facilidad de acceso y por economía.



Figura 3.21 Ancla con cabeza a base de cable de acero.³⁹

Se procede a la colocación de las placas base y enseguida los postes a base del perfil indicado, se cuidará que la soldadura para unir el perfil a la placa tenga una penetración y espesor adecuada.



Figura 3.22 Apoyo en los postes a base de articulación.

Se colocarán cables de acero, que van de los postes a las anclas para auxiliar durante la colocación de la malla.

Cada paño de malla se une a los cables que forman el marco de la barrera, teniendo los cables superior, inferior y laterales. La unión entre malla y cables se realizará por medio de grapas correspondientes al diámetro del cable. Los cables que formarán el marco de la barrera estarán sujetos por ojales soldados al perfil.

³⁹<http://www.geobruigg.com>

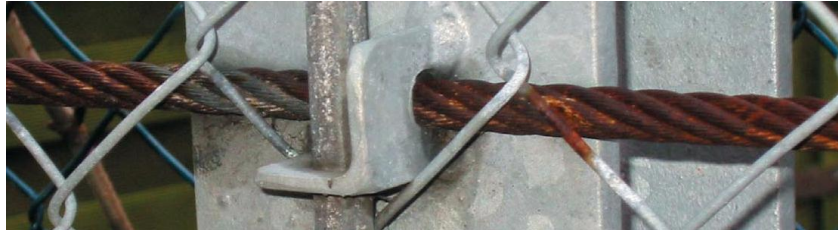


Figura 3.23 Sujeción de cables perimetrales de la malla a los postes.⁴⁰

Para la fabricación de los anillos de frenado; si no tiene a la mano una herramienta correspondiente para el doblado del tubo, se puede improvisar una dobladora con algún perfil de sección redonda, introduciendo una varilla por el orificio del tubo a doblar, se hace palanca y se va dando forma al anillo, cuidando que no se generen aristas que puedan afectar el deslizamiento del tubo por el casquillo.

Realizados los anillos, se introduce los casquillos y posteriormente es introducido el cable dejando la separación correspondiente entre los dos anillos de cada cable. Hecho esto se realiza el prensado de los casquillos utilizando pinzas para prensado. Se colocan los cables de manera tensa en su posición final que es de los postes a las anclas. En el extremo de los postes, el cable abrazará al poste y el doblez será sujetado con grapas de la medida correspondiente al diámetro del cable.



Figura 3.24 Anillo de frenado con casquillo prensado.



Figura 3.25 Sujeción de los cables a los postes.

⁴⁰<http://www.geobruigg.com>

III. Análisis y diseño de barreras dinámicas

En el extremo de las anclas; el cable hará un doblar apoyado en un guardacabo y se unirá al ancla por medio de grilletes de diámetro correspondiente al diámetro del cable.

Teniendo los cables principales debidamente colocados y tensados, se retiran los cables auxiliares.

El ingeniero constructor deberá establecer un procedimiento de seguridad y calidad en demás procesos menores, que no por eso dejan de tener importancia, como lo es la aplicación de soldaduras, estabilización de la placa base con mortero o grout, colocación de herrajes, etc.



Figura 3.26 Finalización de la construcción de una barrera dinámica en el lago Elsinore, California.⁴¹

III.10 Mantenimiento

El correcto funcionamiento de la barrera dependerá en gran medida de las condiciones óptimas en las que se encuentre cada uno de sus componentes. Es por ello que se debe tener un plan de mantenimiento preventivo.

Un problema predominante en los sistemas de protección contra caída de rocas colocados en zonas con abundante flora, ha sido simplemente la tendencia a la fatiga generada por la acumulación de material que no necesariamente son rocas.

⁴¹<http://www.kanengeotech.com>

Así mismo las hojas en descomposición conducen a la formación de ácidos húmicos esforzando el recubrimiento de protección contra la corrosión.

Aunque uno de los objetivos principales es la disminución de costos, aun así se requiere un esfuerzo de mantenimiento que no debe subestimarse, esta consiste principalmente en:

- Limpieza del lugar, retiro de fragmentos de roca menores, flora acumulada y retiro de arboles derribados.
- Prevención de oxidación en componentes.
- Revisión del correcto movimiento en articulaciones de los postes.
- Revisión del estado de los casquillos.
- Monitoreo constante del desplazamiento de los anillos en caso de presentarse caídas de rocas de magnitud menor a los previstos.

III.11 Reparación después de un evento

Una de las dificultades fundamentales que presentan las barreras es la complejidad de reparación. Cuando una malla de este tipo es sometida a un evento, primero que nada debe ejecutarse el retiro de la roca o rocas retenidas por la barrera para posteriormente realizar un análisis de daños y determinar que elementos quedaron totalmente dañados y cuales pueden seguir en funcionamiento. De cualquier manera, para la reparación se debe movilizar hacia la zona de trabajo equipos de corte de metales y soldadura, equipos o herramientas para perforar nuevos barrenos en caso de que hayan sido afectados, así como materiales para la elaboración in situ y colocación del concreto o mortero.

En el caso que haya que realizar solamente el recambio de paños de malla, se hace necesario llevar a obra equipos de soldadura, debido a la solución de unión rígida entre las mallas y los postes.

Una cuestión importante en el contexto de reparación y/o mantenimiento es a partir del momento en el que un elemento de frenado se debe cambiar después de un desprendimiento de rocas. Esto depende de la distancia de corrimiento que todavía está disponible y de la magnitud de desprendimientos adicionales que se esperan en relación con el caso de dimensionamiento. Los elementos de frenado, por supuesto, sólo deben responder dentro del rango del evento dimensionado inicialmente, por lo que el sistema sólo debe comportarse de manera elástica con eventos de menor magnitud.

III. Análisis y diseño de barreras dinámicas

En caso de no presentarse problemas estructurales en los elementos sólo se procederá a realizar la limpieza de la parte posterior de la pantalla cuando se produce la colmatación de la misma. Y si por el contrario, el análisis de daños arroja la inviabilidad de reparación, lo mejor será, retirar por completo la barrera e instalar nuevamente otra.

IV. Análisis costo-beneficio

IV.1. Análisis de precios unitarios

FACULTAD DE INGENIERÍA, UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

Dependencia:

Concurso No. INVITACIÓN

Fecha:

Duración:

Obra: BARRERA DINÁMICA PARA EL CONTROL DE CAÍDAS DE ROCAS

Lugar:

Inicio Obra:

Ciudad:

Fin Obra:



PRESUPUESTO DE OBRA

Código	Concepto	Unidad	Cantidad	P. Unitario	Importe	%
A	NUEVA PARTIDA					
A01	TRABAJOS PRELIMINARES.					
TZO1001	TRAZO Y NIVELACION CON EQUIPO TOPOGRÁFICO EN AREAS MENORES A 500 M2, ESTABLECIENDO EJES DE REFERENCIA Y BANCOS DE NIVEL, INCLUYE: MATERIALES, MANO DE OBRA, EQUIPO Y HERRAMIENTA.	M2	150.00	\$2.31	\$346.50	0.64%
LIMYD	LIMPIA Y DESYERBE DEL TERRENO, INCLUYE: CARGA Y ACARREO FUERA DE OBRA, ACOPIO DE BASURA, MANO DE OBRA, EQUIPO Y HERRAMIENTA.	M2	150.00	\$3.41	\$511.50	0.94%
	Total: TRABAJOS PRELIMINARES.				\$858.00	1.57%
A02	CIMENTACION					
FCA1541	FIRME DE CONCRETO DE 15 CM. DE ESPESOR, DE CONCRETO F'C=200 KG/CM2 ACABADO CON LLANA METÁLICA, ARMADO CON VARILLA DEL NO.4 @ 20 CM. EN AMBOS SENTIDOS, INCLUYE: MATERIALES, ACARREOS, PREPARACIÓN DE LA SUPERFICIE, NIVELACIÓN, CIMBRADO COLADO, MANO DE OBRA, EQUIPO Y HERRAMIENTA.	M2	0.50	\$214.11	\$107.06	0.20%
CIMCZ	SUMINISTRO Y FABRICACIÓN DE CIMBRA COMÚN EN DADOS, MEDIDA POR SUPERFICIE DE CONTACTO. INCLUYE HABILITADO, CIMBRADO Y DESCIMBRADO, MANO DE OBRA, EQUIPO Y HERRAMIENTA.	M2	0.80	\$65.83	\$52.66	0.10%
CEH250	SUMINISTRO, ACARREO, VACIADO Y VIBRADO DE CONCRETO HECHO EN OBRA R.N. F'C=250 KG/CM², AGREGADO MÁXIMO 3/4" EN DADOS. INCLUYE REVENIMIENTO DE 14CM, DESPERDICIO, MANO DE OBRA, EQUIPO Y HERRAMIENTA MENOR.	M3	0.05	\$993.96	\$49.70	0.09%
CIAN4	SUMINISTRO, CORTE Y COLOCACIÓN DE ANCLA DE 1/2" DE DIÁMETRO, 90 CM DE LONGITUD, EN ACERO A-36. INCLUYE: TUERCAS, ARNDELAS DE PRESIÓN Y/O POSICIÓN, CARGO DIRECTO POR EL COSTO DE LOS MATERIALES, Y MANO DE OBRA REQUERIDA, FLETE A OBRA, ACARREO HASTA EL LUGAR DE SU UTILIZACION, TRAZO, MEDICION, CORTES, TALADROS, PRESENTACION, AJUSTES EN OBRA, IDENTIFICACION, ESMERILADO, LIMPIEZA Y RETIRO DE SOBRAINTES FUERA DE OBRA, EQUIPOS DE SEGURIDAD, DEPRECIACION Y	PZA	8.00	\$1,867.29	\$14,938.32	27.38%

IV. Análisis costo-beneficio

DEMÁS DERIVADOS POR EL USO DE HERRAMIENTA Y EQUIPO EN CUALQUIER ALTURA Y CUALQUIER NIVEL DE ACUERDO AL PROYECTO.

Total: CIMENTACION

\$15,147.74

27.76%

LEOPOLDO VALERIO CHIMAL

FACULTAD DE INGENIERÍA, UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

Dependencia:

Concurso No. INVITACIÓN

Fecha:

Duración:

Obra: BARRERA DINÁMICA PARA EL CONTROL DE CAÍDAS DE ROCAS

Lugar:

Inicio Obra:

Ciudad:

Fin Obra:



PRESUPUESTO DE OBRA

Código	Concepto	Unidad	Cantidad	P. Unitario	Importe	%
A03	ESTRUCTURA					
ESA64040	SUMINISTRO, FABRICACIÓN Y COLOCACION DE PLACA METÁLICA DE 30 X 30 CM X 3/8" DE ESPESOR EN OBRA A BASE DE ACERO AL CARBÓN DE ACUERDO A ESPECIFICACIONES DEL A.W.S., A.S.T.M. Y A.I.S.C., EN VIGOR, CARGO DIRECTO POR EL COSTO DE LOS MATERIALES, Y MANO DE OBRA REQUERIDA, FLETE A OBRA, ACARREO HASTA EL LUGAR DE SU UTILIZACION, PINTURA ANTICORROSIVA, TRAZO MEDICION, CORTES, TALADROS, PRESENTACION, AJUSTES EN OBRA. IDENTIFICACION, PERNOS, SOLDADURA, ESMERILADO, COMBUSTIBLES, LIMPIEZA Y RETIRO DE SOBRANTES FUERA DE OBRA, EQUIPOS DE SEGURIDAD, INSTALACIONES ESPECIFICAS, DEPRECIACION Y DEMAS DERIVADOS POR EL USO DE HERRAMIENTA Y EQUIPO EN CUALQUIER ALTURA Y CUALQUIER NIVEL. DE ACUERDO AL PROYECTO.	PZA	2.00	\$501.91	\$1,003.82	1.84%
ESTVIGAP	SUMINISTRO FABRICACION Y COLOCACION DE COLUMNA METALICA EN OBRA, A BASE DE IPR DE 6 X 4" 3/4" DE ACUERDO A ESPECIFICACIONES DEL A.W.S., A.S.T.M. Y A.I.S.C. EN VIGOR. INCLUYE: CARGO DIRECTO POR EL COSTO DE LOS MATERIALES, Y MANO DE OBRA REQUERIDA, FLETE A OBRA, ACARREO HASTA EL LUGAR DE SU UTILIZACION, PINTURA ANTICORROSIVA, TRAZO MEDICION, CORTES, TALADROS, PRESENTACION, AJUSTES EN OBRA. IDENTIFICACION, PERNOS, SOLDADURA, ESMERILADO, COMBUSTIBLES, LIMPIEZA Y RETIRO DE SOBRANTES FUERA DE OBRA, EQUIPOS DE SEGURIDAD, INSTALACIONES ESPECIFICAS, DEPRECIACION Y DEMAS DERIVADOS POR EL USO DE HERRAMIENTA Y EQUIPO EN CUALQUIER ALTURA Y CUALQUIER NIVEL. DE ACUERDO AL PROYECTO.	KG	80.35	\$13.50	\$1,084.73	1.99%
ESST0105	SUMINISTRO Y COLOCACIÓN DE MALLA CICLONICA DE SIMPLE TORSIÓN GALVANIZADA CAL. 10.5 DE 3 M DE ALTURA, CON ABERTURAS DE 55 MM. INCLUYE: CARGO DIRECTO POR EL COSTO DE LOS MATERIALES, Y MANO DE OBRA REQUERIDA, FLETE A OBRA, ACARREO HASTA EL LUGAR DE SU UTILIZACION, TRAZO MEDICION, CORTES,	M	40.00	\$183.12	\$7,324.80	13.42%

IV. Análisis costo-beneficio

	MATERIALES, Y MANO DE OBRA REQUERIDA, FLETE A OBRA, ACARREO HASTA EL LUGAR DE SU UTILIZACION, TRAZO MEDICION, CORTES, TALADROS, PRESENTACION, AJUSTES EN OBRA. IDENTIFICACION, SOLDADURA, ESMERILADO, COMBUSTIBLES, LIMPIEZA Y RETIRO DE SOBRANTES FUERA DE OBRA, EQUIPOS DE SEGURIDAD, INSTALACIONES ESPECIFICAS, DEPRECIACION Y DEMAS DERIVADOS POR EL USO DE HERRAMIENTA Y EQUIPO EN CUALQUIER ALTURA Y CUALQUIER NIVEL DE ACUERDO AL PROYECTO.					
ESANFR	SUMINISTRO, FABRICACIÓN Y COLOCACIÓN DE ANILLO DE FRENADO A BASE DE TUBO DE ACERO INOXIDABLE 3/4" DE DIÁMETRO. INCLUYE: CARGO DIRECTO POR EL COSTO DE LOS MATERIALES, Y MANO DE OBRA REQUERIDA, FLETE A OBRA, ACARREO HASTA EL LUGAR DE SU UTILIZACION, TRAZO MEDICION, CORTES, TALADROS, PRESENTACION, AJUSTES EN OBRA. IDENTIFICACION, SOLDADURA, ESMERILADO, COMBUSTIBLES, LIMPIEZA Y RETIRO DE SOBRANTES FUERA DE OBRA, EQUIPOS DE SEGURIDAD, INSTALACIONES ESPECIFICAS, DEPRECIACION Y DEMAS DERIVADOS POR EL USO DE HERRAMIENTA Y EQUIPO EN CUALQUIER ALTURA Y CUALQUIER NIVEL DE ACUERDO AL PROYECTO.	PZA	12.00	\$242.45	\$2,909.40	5.33%
ESANCL	SUMINISTRO, CORTE Y COLOCACIÓN DE ANCLA AN-1 DE LONGITUD ACORDE A PLANOS DE 1" DE DIÁMETRO EN ACERO A-36. INCLUYE: TUERCAS, ARNDELAS DE PRESIÓN Y/O POSICIÓN, CARGO DIRECTO POR EL COSTO DE LOS MATERIALES, Y MANO DE OBRA REQUERIDA, FLETE A OBRA, ACARREO HASTA EL LUGAR DE SU UTILIZACION, TRAZO, MEDICION, CORTES, TALADROS, PRESENTACION, AJUSTES EN OBRA. IDENTIFICACION, SOLDADURA, ESMERILADO, COMBUSTIBLES, LIMPIEZA Y RETIRO DE SOBRANTES FUERA DE OBRA, EQUIPOS DE SEGURIDAD, DEPRECIACION Y DEMAS DERIVADOS POR EL USO DE HERRAMIENTA Y EQUIPO EN CUALQUIER ALTURA Y CUALQUIER NIVEL DE ACUERDO AL PROYECTO.	M	6.70	\$2,843.13	\$19,048.97	34.91%
ESARPL	SUMINISTRO, FABRICACIÓN Y COLOCACIÓN DE ARTICULACIÓN A BASE DE PLACAMETÁLICA 3/8" DE ESPESOR, DE ACUERDO A ESPECIFICACIONES DEL A.W.S., A.S.T.M. Y A.I.S.C. EN VIGOR. INCLUYE: CARGO DIRECTO POR EL COSTO DE LOS MATERIALES, Y MANO DE OBRA REQUERIDA, FLETE A OBRA, ACARREO HASTA EL LUGAR DE SU UTILIZACION, TRAZO, MEDICION, CORTES, TALADROS, PRESENTACION, AJUSTES EN OBRA. IDENTIFICACION, SOLDADURA, ESMERILADO,	PZA	2.00	\$208.17	\$416.34	0.76%

IV. Análisis costo-beneficio

ESARPL	<p>MANO DE OBRA REQUERIDA, FLETE A OBRA, ACARREO HASTA EL LUGAR DE SU UTILIZACION, TRAZO, MEDICION, CORTES, TALADROS, PRESENTACION, AJUSTES EN OBRA. IDENTIFICACION, SOLDADURA, ESMERILADO, COMBUSTIBLES, LIMPIEZA Y RETIRO DE SOBRESANTES FUERA DE OBRA, EQUIPOS DE SEGURIDAD, DEPRECIACION Y DEMAS DERIVADOS POR EL USO DE HERRAMIENTA Y EQUIPO EN CUALQUIER ALTURA Y CUALQUIER NIVEL DE ACUERDO AL PROYECTO.</p> <p>SUMINISTRO, FABRICACIÓN Y COLOCACIÓN DE ARTICULACIÓN A BASE DE PLACAMETÁLICA 3/8" DE ESPESOR, DE ACUERDO A ESPECIFICACIONES DEL A.W.S., A.S.T.M. Y A.I.S.C. EN VIGOR. INCLUYE: CARGO DIRECTO POR EL COSTO DE LOS MATERIALES, Y MANO DE OBRA REQUERIDA, FLETE A OBRA, ACARREO HASTA EL LUGAR DE SU UTILIZACION, TRAZO, MEDICION, CORTES, TALADROS, PRESENTACION, AJUSTES EN OBRA. IDENTIFICACION, SOLDADURA, ESMERILADO, COMBUSTIBLES, LIMPIEZA Y RETIRO DE SOBRESANTES FUERA DE OBRA, EQUIPOS DE SEGURIDAD, DEPRECIACION Y DEMAS DERIVADOS POR EL USO DE HERRAMIENTA Y EQUIPO EN CUALQUIER ALTURA Y CUALQUIER NIVEL DE ACUERDO AL PROYECTO.</p>	PZA	2.00	\$208.17	\$416.34	0.76%
					\$38,561.46	70.67%
Total: ESTRUCTURA					\$54,567.20	100.00%
Total: NUEVA PARTIDA					\$54,567.20	100.00%
Total del Presupuesto sin IVA:					\$54,567.20	100.00%

(* SESENTA Y DOS MIL SETECIENTOS CINCUENTA Y DOS PESOS 28/100 M.N. *)

V. Aplicación a un caso real

Para tener una idea más clara de la eficiencia del sistema de barrera dinámica propuesta para el control de caídas de roca, se pretende emplearlo en un caso real.

Como se menciona en capítulos anteriores, la propuesta de las barreras dinámicas surge de la creciente cantidad de problemas presentados en obras civiles construidas en el territorio nacional. Comisión Federal de Electricidad, siendo una institución a cargo del desarrollo y construcción de obras civiles de importante magnitud en nuestro país, se ha enfrentado con el inconveniente de la presencia de desprendimientos en taludes rocosos en alguna centrales de generación hidroeléctrica y termoeléctrica, entre las más destacadas se encuentra el caso de la C.H Fernando Hiriart Balderrama (Zimapán), C.H. Luis Donaldo Colosio Murrieta (Huites).



Figura 5.1 Estabilización de roca en la C.H. Huites, a base de un dique que concreto.⁴²

⁴²Archivo fotográfico, Gerencia de Ingeniería Civil, Subdirección de Generación, CFE.

V.1. Problemática en la C.H. Ing. Fernando Hiriart Balderrama (Zimapán)

La Central Hidroeléctrica Ing. Fernando Hiriart Balderrama (Zimapán), localizada en los límites de los Estados de Hidalgo y Querétaro, específicamente colindando con el Estado de Querétaro al NW de la ciudad de Pachuca, sus coordenadas geográficas son 20° 40' de latitud norte y 90°30' de longitud oeste en la confluencia de los ríos Tula y San Juan en el sitio conocido como cañón de "El Infiernillo". La finalidad de la central es la generación de energía eléctrica aprovechando el potencial del río Moctezuma, el cual forma parte del sistema hidrológico del río Pánuco.

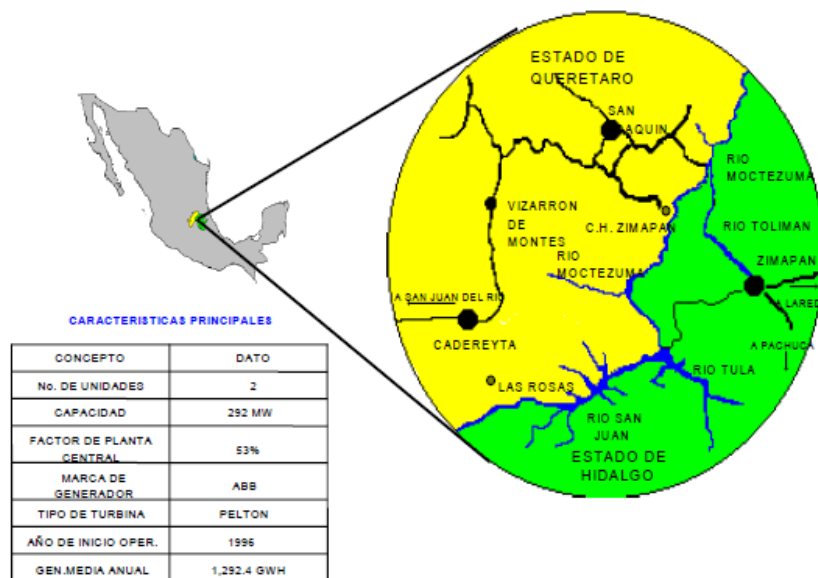


Figura 5.2 Localización C.H. Ing. Fernando Hiriart Balderrama, Zimapán.⁴³

La Central Hidroeléctrica cuenta una generación promedio anual de 1200 Gwh que dada la localización de esta Central y su intercomunicación con el Sistema Eléctrico Nacional por la proximidad con las plantas termoeléctricas de Tula, Hidalgo y el Sauz, Querétaro, ayuda a satisfacer las demandas de energía eléctrica de la región central del país.

La Central Hidroeléctrica consta de una cortina de concreto de sección arco gravedad, un túnel de conducción de 21 km de longitud, una obra de generación subterránea y una subestación eléctrica y oficinas auxiliares externas.

La subestación eléctrica, las oficinas técnicas, los laboratorios y los talleres mecánicos y eléctricos quedaron alojados al pie de un gran cantil. Para contar con

⁴³Prontuario C.H. Ing. Fernando Hiriart Balderrama, Zimapán, CFE, 2008, pp. 7.

un área suficiente para su desplante, estas obras fueron desplantadas sobre una plataforma artificial construida con material de rezaga. A través de esta plataforma es que se logra el acceso a la casa de máquinas.

El gran cantil tiene unos 500 m de altura y está constituido por una alternancia de rocas calizas arcillosas y lutitas calcáreas, en general, de buena resistencia mecánica. La estratificación de la masa rocosa es favorable a la estabilidad; sin embargo, el fracturamiento de la roca es semivertical, lo cual ocasiona que se formen torres esbeltas de roca con posibilidad de caída, que en combinación con la capa superficial de roca intemperizada, han ocasionado desprendimientos de fragmentos de roca que inciden hacia la zona de la plataforma de la Subestación, en donde también se localizan Oficinas, Edificios y Talleres Diversos, causando daños a dichas estructuras.

A lo largo de sus 15 años de operación, se han presentado alteraciones en taludes, incluso un evento destacable; durante el llenado del vaso de la presa, en noviembre y diciembre de 1994, se presentaron dos zonas inestables: una enfrente de la boquilla y otra en la margen derecha del río San Juan. Recientemente se han suscitado eventos de caídos de roca; los más recientes y significativos han ocurrido el 26 de septiembre de 2009 y el 04 de julio de 2010, razón por la cual se ha iniciado un estudio para evaluar las condiciones de estabilidad de dicha ladera y con base en ello emitir las recomendaciones y una solución de estabilización.

V.2. Análisis de condiciones y solución

Geología Regional

Regionalmente se han identificado como formaciones principales en el área donde se ubican las diferentes estructuras de la Central las siguientes: Las Trancas, El Doctor, Soyatal – Méndez y El Morro. Además hay rocas volcánicas agrupadas en la formación Tarango, basalto pleistocénico y depósitos recientes como suelos aluviales sin consolidar (grava – arena) y suelos residuales arcillosos.⁴⁴

El área en estudio está localizado en la zona limítrofe de las provincias fisiográficas de las Sierra Madre Oriental y del eje Neovolcánico Transmexicano. El límite entre ambas se localiza en la confluencia de los ríos Tula y San Juan y al norte del poblado de Zimapán.

Entre las discontinuidades mayores de particular importancia para la Central, resalta la falla El Doctor, que se localiza en dirección NE. Con respecto al eje de la

⁴⁴Prontuario C.H. Ing. Fernando Hiriart Balderrama, Zimapán, CFE, 2008, pp. 9.

cortina y cruza el eje del túnel de conducción a unos 7.5 km, aguas debajo de la obra de toma, es un corrimiento de gran magnitud ya que tiene una extensión del orden de 15 km y salto de 300 m, la falla Tula, que pasa cerca de la influencia de los ríos Tula y San Juan casi a la entrada al cañón del Infiernillo, es de tipo normal, con una extensión de 7 km y salto de 630 m; y la falla El Cajón que se localiza a unos 80 m. aguas debajo de la entrada al cañón del Infiernillo (subsidiaria de la falla Tula), es de tipo normal con un salto del orden de 40 m.

La región de estudios se encuentra ubicada en la frontera de las provincias penesísmica y asísmica. La primera se caracteriza por sismos ocasionales, no mayores del 6° grado de la escala de Richter, en donde los epicentros más cercanos se localizan a 200 km al oeste, en el Océano Pacífico.

Con base en la información proporcionada por CFE, hasta cierto punto limitada y de la recopilación de información histórica, es posible generarán trabajos como:

- Se estima elaborar un perfil geotécnico representativo, que contengan las secciones críticas, en cuanto a su relieve.
- Ejecución de análisis de estabilidad bidimensionales para evaluar la estabilidad general de la ladera, empleando el método de equilibrio límite.
- Ejecución de análisis probabilístico de simulación de caída de bloques para predecir la trayectoria de caída de los bloques potencialmente inestables. Se empleará la técnica de Monte Carlo.
- Diseño de la respectiva barrera dinámica para el control de caídas de rocas.

V.3. Diseño de la barrera dinámica

Tras el análisis de condiciones se emite un perfil geotécnico representativo, el cual servirá como información para definir el talud en el programa RockFall.

En la tabla 5.1 se muestra un resumen de los puntos definidos para conformar el perfil topográfico del talud, así mismo se definió el material que compone al talud, del vértice 1 a 39, hay una cubierta de talus, es decir, de restos de roca fragmentada y suelo, del vértice 40 al 205 existen afloramientos de roca.

Definiendo el punto de partida de la roca en el vértice 173 (2736.25, 2570.30), es decir a una altura aproximada de 184 m. Tomando en cuenta un masa representativa de 546 kg, velocidad angular de 6.28 rad/s y velocidades horizontal y vertical igual a 0. Los resultados arrojados por el programa se muestran en las figuras 5.3.

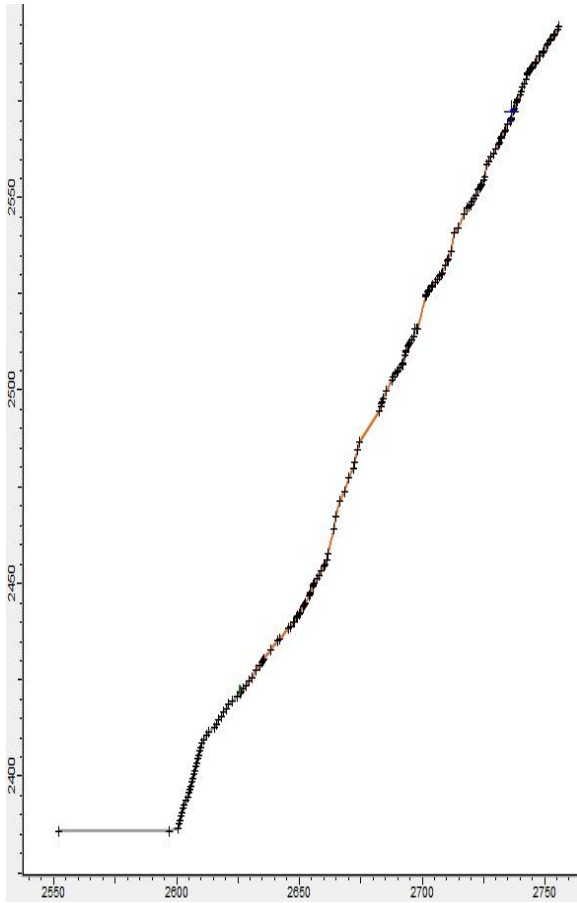


Figura 5.3 Perfil geológico del talud en RockFall.

Vertex	X [m]	Y [m]	Material
1	2551.94	2385.45	
2	2596.94	2385.45	Talus Cover
3	2600.44	2386.45	Talus Cover
4	2600.83	2387.45	Talus Cover
5	2601.22	2388.45	Talus Cover
10	2603.78	2393.45	Talus Cover
15	2606.06	2398.45	Talus Cover
20	2608.05	2403.45	Talus Cover
39	2626.18	2421.74	Bedrock outcrops
40	2627.14	2422.45	Bedrock outcrops
50	2635.19	2429.89	Bedrock outcrops
60	2648.81	2440.93	Bedrock outcrops
70	2654.18	2447.23	Bedrock outcrops
80	2661.28	2456.03	Bedrock outcrops
90	2674.41	2486.30	Bedrock outcrops
100	2689.77	2504.71	Bedrock outcrops
110	2694.65	2511.73	Bedrock outcrops
120	2701.77	2524.81	Bedrock outcrops
130	2705.23	2527.68	Bedrock outcrops
140	2714.51	2542.01	Bedrock outcrops
150	2721.71	2550.34	Bedrock outcrops
160	2729.00	2561.42	Bedrock outcrops
170	2735.84	2569.80	Bedrock outcrops
180	2740.41	2577.33	Bedrock outcrops
190	2746.07	2584.69	Bedrock outcrops
200	2752.47	2590.92	Bedrock outcrops
205	2755.75	2594.20	Bedrock outcrops

Tabla 5.1 Resumen de coordenadas de los puntos utilizados para definir el perfil del talud.

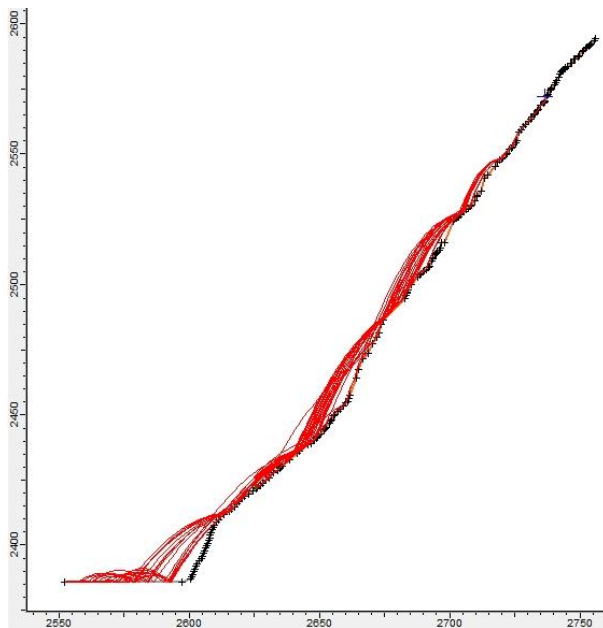


Figura 5.4 Simulación de caída de 50 rocas.

V. Aplicación a un caso real

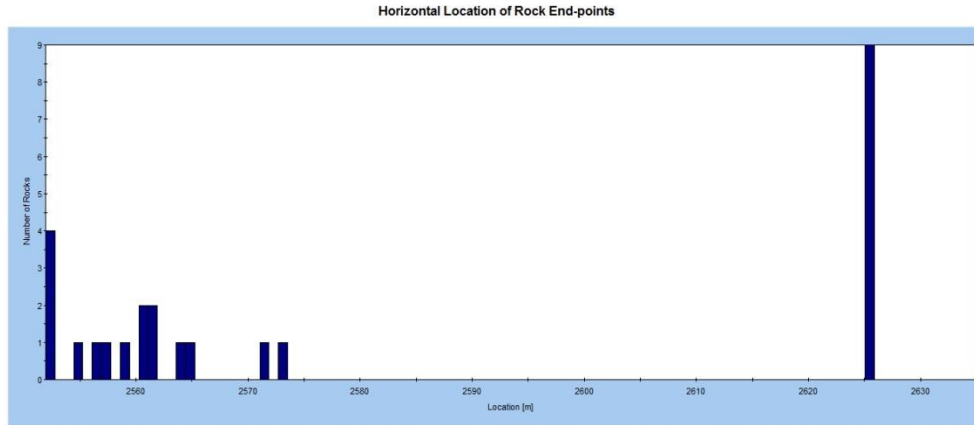


Figura 5.5 Grafica de localización horizontal de la posición final de las rocas.

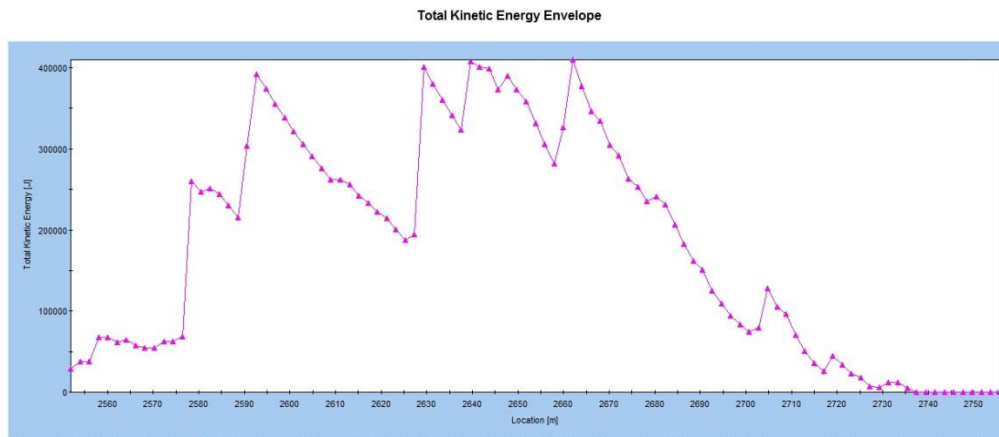


Figura 5.6 Grafica de envolvente de la energía cinética total.

De acuerdo a la grafica de energía cinética total se puede ver que en las elevaciones de 2600 a 2630 hay un decremento de energía, por lo que podemos proponer un punto en dicha zona para colocar la barrera dinámica.

Aprovechando la opción de agregar barreras al talud que ofrece RockFall, posicionamos la barrera diseñada en el punto $X= 2625.79$, que es un punto donde se presenta poca energía cinética. Al realizar la simulación de caída se obtienen los siguientes datos:

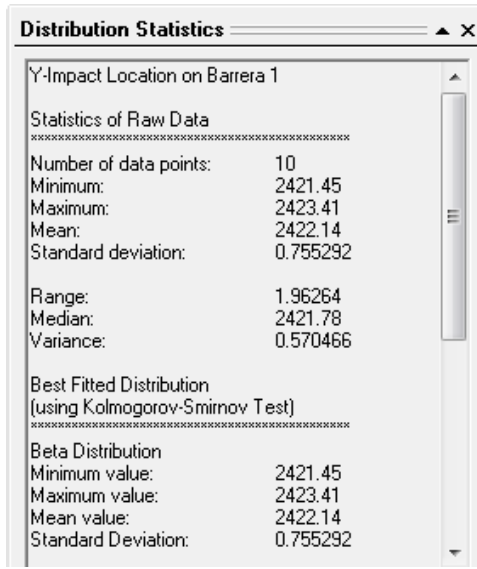


Figura 5.7 Estadísticas de velocidad traslacional en el punto X=2625.79.

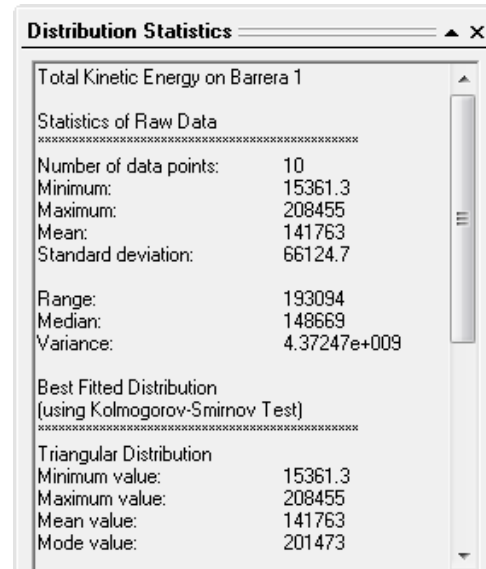


Figura 5.8 Estadísticas de energía cinética total en el punto X=2625.79.

Con las estadísticas de energía cinética total es posible comparar que 208,455 J que es la energía máxima de la simulación, es considerablemente menor que 719,620 J siendo esta la capacidad de absorción de energía de la barrera diseñada en el capítulo III. A pesar de esto, surge un inconveniente; de 50 rocas en simulación, alrededor de 10 son las que hacen contacto con la barrera, la mayoría, debido al efecto de rebote, pasa por encima de ésta sin tocarla.

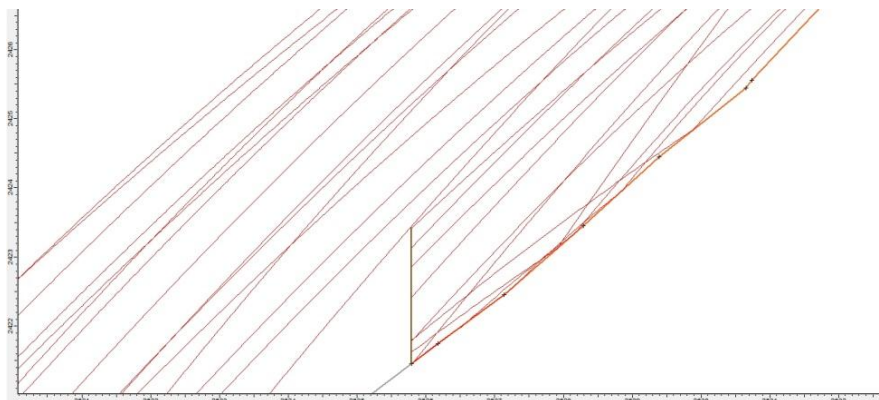


Figura 5.9 Simulación con la barrera ubicada en el punto X= 2526.79.

La siguiente opción es cambiar la localización de la barrera a una zona donde se presente una altura de rebote menor. Dicha zona se encuentra cerca del punto 90 (2674.41, 2486.30).

Tras colocar la barrera en el punto mencionado y asignarle la resistencia de la barrera que ya se ha diseñado, se obtienen las estadísticas mostradas en la figura 5.10 Se puede observar que la energía cinética máxima sigue siendo menor a la

capacidad de absorción de energía de la barrera, por lo que se puede utilizar la misma barrera.

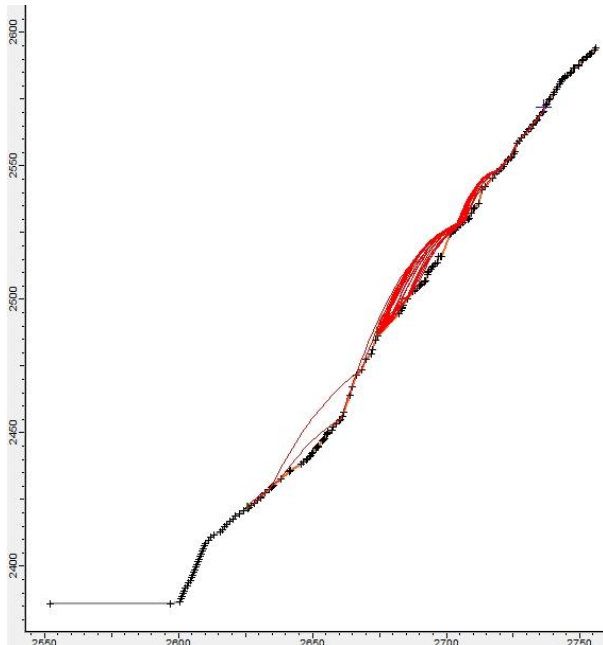


Figura 5.10 Simulación tras la reubicación de la barrera.

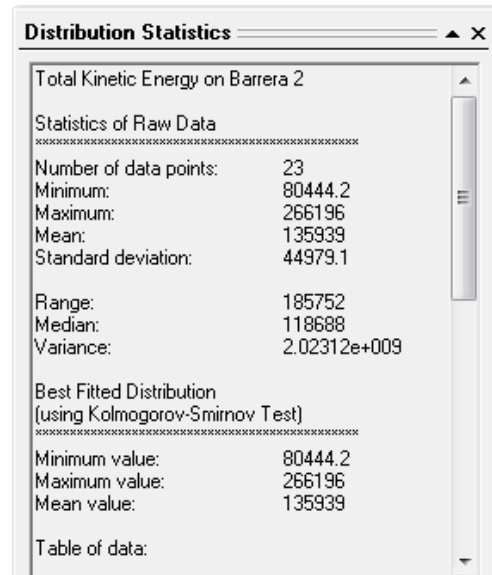


Figura 5.11 Estadísticas de energía cinética total

Dadas las condiciones, se utilizará la misma barrera diseñada en el capítulo III, con las siguientes características:

- Barrera de 10 m de largo y 3 m de altura.
- Postes a base de Perfiles IPR W6 (6 x 4).
- Cuatro capas de malla ciclónica de simple torsión galvanizada calibre 10.5.
- Cable de acero 6X26 (AA), grado 176 ASTM de $\frac{3}{4}$ " para sujeción de la red y 6X26 (AA), grado 190 ASTM de diámetro $\phi = \frac{3}{4}$ " para soportar los postes con las anclas.
- Anclas a base de varillas roscadas de 1" de diámetro de acero A572 (ASTM).
- Sistema de anillos de frenado a base de tubo.

V.4. Costos de análisis, diseño y construcción

Debido a que la barrera propuesta para mitigar las caídas de rocas en el talud de la Central resulto satisfacerse con la barrera diseñada con anterioridad, los costos por suministro y construcción serán los mismos.

Tómese en cuenta que no se consideran costos del estudio geológico y geotécnico de la estabilidad del talud, debido a la falta de información en cuanto a precios. Sin embargo, como se mencionó en su momento; estos estudios son el

punto de partida de las propuestas de mitigación, debido a que emiten las condiciones y características del escenario donde se encuentra el problema.

Tal fue el caso de la simulación en el talud de la C.H. Zimapán, pues se partió del perfil geológico e información histórica emitida por el estudio geológico y geotécnico.

V.5. Resultados

Al tener un control de los posibles desprendimientos de rocas en el talud de estudio, se llega a la conclusión de que la propuesta técnica es factible y satisface los requerimientos de seguridad.

Parte del objetivo del *Tema V. Aplicación a un caso real*, se encuentra cubierto, debido a que como se planteo en los alcances del presente trabajo se plantea de carácter informativo, debido al requerimiento de pruebas en campo y en laboratorio, las cuales permiten observar y determinar factores que en gabinete no es posible.



VI. Conclusiones

El método desarrollado en esta tesis es válido puesto que los resultados obtenidos se pueden comparar con el objetivo general y particulares, teniendo en consecuencia una metodología viable capaz de resistir las sollicitaciones durante un evento de caída de rocas.

- Fue posible analizar y determinar los materiales existentes en el mercado nacional, los cuales tienen la capacidad de ser empleados en la construcción de la barrera dinámica.
- A grandes rasgos; el presupuesto presentado para el desarrollo y construcción de la barrera, se mostro bastante favorable, desde luego considerando las limitaciones que se hicieron en el Capitulo V.
- Con la propuesta de diseño y construcción de la barrera, se logró plantear una posible solución para mitigar la caída de rocas en la C.H. Zimapán.
- El empleo de software durante la simulación y diseño de la barrera, fue de importante ayuda, disminuyendo tiempos de cálculo y la posibilidad de plantear opciones para diferentes casos de taludes y de materiales.

De manera objetiva en cuanto al diseño de la barrera, resulta favorable aumentar la separación entre los postes ya que se incrementa la deformabilidad del sistema y así aumenta la capacidad de absorción de energía de la pantalla.

Se podría pensar que el colocar una basta cantidad de elemento de frenado proporcionaría una elevada capacidad de absorción de energía al sistema, desafortunadamente es una afirmación errónea debido a que los elementos de frenado necesitan la respectiva distancia para que puedan ser influenciados por la energía actuante, por lo que es más probable que la malla alcance su límite de ruptura y los anillos de frenado ni siquiera inicien su deformación.

La articulación en la base de los postes, además de impedir la generación de momentos flexionantes, contribuye a que no haya falla en los elementos antes de que los anillos de frenado realicen su función. De la misma manera se protege a la cimentación de posibles fracturas que en un futuro puedan generar fallas del talud.

Limitaciones

A lo largo del desarrollo de esta investigación han surgido una serie de limitaciones, algunas se han tratado de aminorar, otras desafortunadamente quedan como oportunidades de mejora futura.

1. En lo que se ha hecho hincapié a lo largo de la investigación es en el importantísimo papel que desarrollan las pruebas de laboratorio y de

2. campo. La propuesta técnica se ha elaborado utilizando información de pruebas realizadas en otros países, y las propiedades de algunos materiales, se tomaron de los catálogos de los fabricantes.
3. Las propiedades mecánicas de algunos materiales considerados en el proyecto, los cuales están disponibles en México; presentan bajas resistencias, es por eso que algunos componentes se verán sobredimensionados.
4. El software utilizado para la simulación de caídas de rocas (RockFall) trabaja bajo un sistema bidimensional, por lo que se requiere de la elaboración de varios perfiles los cuales sean representativos de la geología del talud. En su defecto, se puede utilizar algún software en 3D, el cual no se utilizó debido a los alcances mencionados en su momento.
5. En el Capítulo IV *Análisis Costo-Beneficio* se presentó el inconveniente de no contar con cifras de costos en propuestas técnicas y/o proyectos ejecutados por CFE, esto debido a la discreción con la que manejan este tipo de información. Consecuentemente en el Capítulo V, se limitó la comparación de costos de los trabajos realizados en la estabilidad de taludes en la C.H. Zimapán con la propuesta emitida en esta investigación.

Propuesta para futuras líneas de investigación

Se entiende que la presente investigación no satisface al 100% los requerimientos para mitigar los diferentes procesos de caída de rocas, debido a que los factores y escenarios donde estos se presentan son innumerables y resultaría complicado plantear una propuesta general. Es por eso que enuncian algunas recomendaciones para continuar y por supuesto perfeccionar esta metodología, que sin duda es de suma importancia para el progreso de la ingeniería en México.

- Ejecución de pruebas en laboratorio y en campo, así como simulaciones de caídas de rocas a escala, lo que proporcionara información más precisa de propiedades de materiales y mecánica de rocas.
- Propuesta de materiales con características mecánicas que cumplan con los requerimientos del fenómeno de caídas de rocas.
- Propuesta y desarrollo de sistemas de frenado alternos, los cuales incrementen la capacidad de absorción de energía y disminución de generación de calor.
- Y lo que más se desea de esta investigación; que tras el perfeccionamiento del sistema, se pueda llevar a cabo su construcción y no quede como sólo una propuesta de gabinete.

0.393	Soil	0.567	Tested by dropping 3 to 5 cm cuboid and angular granite rock fragments onto slopes	Hong Kong
0.463	Shotcrete	0.737		
0.487	Rock slope	0.910		
0.500	Bedrock	0.950		
0.350	Bedrock covered by large blocks	0.850	Referenced from tests carried out by Barbieri et al.	Italcementi works at Castellammare di Stabia(northern slope of the Sorrentine Peninsula), and the area of Atrani.
0.300	Debris formed by uniform distributed elements	0.700		
0.250	Soil covered by vegetation	0.550		
0.530	Clean hard bedrock	0.990		
0.400	Asphalt roadway	0.900		
0.350	Bedrock outcrops with hard surface, large boulders	0.850		
0.320	Talus cover	0.820		
0.320	Talus cover with vegetation	0.800		
0.300	Soft soil, some vegetation	0.800		
0.370	Smooth hard surfaces and paving		Developed by observation and literature review	Colorado, USA
0.330	Most bedrock and boulder fields			
0.300	Talus and firm soil slopes			
0.280	Soft soil slopes			
	Smooth hard surfaces such as pavement or smooth bedrock surfaces	0.870	0.920	
	Most bedrock surfaces and talus with no vegetation	0.830	0.870	
	Most talus slopes with some low vegetation	0.820	0.850	
	Vegetated talus slopes and soil slopes with sparse vegetation	0.800	0.830	
	Brush covered soil slope	0.780	0.820	

0.530	0.040	0.990	0.040	0.040	0.990	0.040	Clean Hard Bedrock	a) rolled many rocks down the slope to Mountain road, near Bolzano, Sothtyrol, Italy
0.350	0.040	0.850	0.040	0.040	0.850	0.040	Bedrock outcrop	verify used values b) comparison to historical rockfall events at site
0.320	0.040	0.820	0.040	0.040	0.820	0.040	Talus cover	
0.320	0.040	0.800	0.040	0.040	0.800	0.040	Talus with vegetation	
0.400	0.040	0.900	0.040	0.040	0.900	0.040	Asphalt paving	
0.530	0.040	0.990	0.040	0.040	0.990	0.040	Clean Hard Bedrock	default program values used
0.350	0.040	0.850	0.040	0.040	0.850	0.040	Bedrock outcrop	170m deep open pit, Tasmania, Australia (overall pit angle between 55 and 65 degrees)
0.480	0.190	0.530	0.170	0.170	0.530	0.170	Concrete	inverse calculation of paths - standard deviations seemed to large
0.470	0.300	0.550	0.230	0.230	0.550	0.230	Weathered Rock	Takamatsu, Japan
0.480	0.000	0.530	0.000	0.000	0.530	0.000	Concrete	inverse calculation of paths, roughness of 7.9 degrees for concrete, 9.3 for rock
0.470	0.000	0.550	0.000	0.000	0.550	0.000	Weathered Rock	inverse calculation of paths
0.850	0.000	0.530	0.000	0.000	0.530	0.000	Concrete	
1.000	0.000	0.550	0.000	0.000	0.550	0.000	Weathered Rock	
0.530	0.040	0.990	0.040	0.040	0.990	0.040	Bedrock	Estimation, block diameters 10 to 30 crFjord valley, State of Sogn og Fjordane, Norway
0.500	0.060	0.700	0.060	0.060	0.700	0.060	Blockfield	
0.500	0.060	0.650	0.060	0.060	0.650	0.060	Blockfield with bushes and small trees	
0.500	0.060	0.500	0.060	0.060	0.500	0.060	Blockfield with forest	
0.300	0.060	0.800	0.060	0.060	0.800	0.060	Top-soil with vegetation	
0.400	0.040	0.900	0.040	0.040	0.900	0.040	Asphalt paving	
0.350	0.040	0.850	0.040	0.040	0.850	0.040	Gravel road	
0.500	0.800	0.800	0.800	0.800	0.800	0.800	Sparsely forested slope is covered by a veneer of very fine weathered talus derived from weak shistose units underlying the limestone cap.	Calculated from historic rockfall Sunnybrae, (interior of) British Colombia, Canada
0.500	0.800	0.800	0.800	0.800	0.800	0.800	Limestone on bare uniform talus slope formed of basalt fragments with a modal size of 5 cm.	Calculated from historic rockfall Hedley, (southern interior of) British Colombia, Canada
0.700	0.900	0.900	0.900	0.900	0.900	0.900	rectangular boulder of metamorphosed tuff on bare rock and a steep snow covered shelf.	Calculated from historic rockfall Squamish Highway, north of Vancouver British Colombia, Canada

Sistema de clasificación de cadas de rocas. (Hoek,

CATEGORY		RATING CRITERIA AND SCORE				
		POINTS 3	POINTS 9	POINTS 27	POINTS 81	
SLOPE HEIGHT		25 FT	50 FT	75 FT	100 FT	
DITCH EFFECTIVENESS		Good catchment	Moderate catchment	Limited catchment	No catchment	
AVERAGE VEHICLE RISK		25% of the time	50% of the time	75% of the time	100% of the time	
PERCENT OF DECISION SIGHT DISTANCE		Adequate site distance, 100% of low design value	Moderate sight distance, 80% of low design value	Limited site distance, 60% of low design value	Very limited sight distance, 40% of low design value	
ROADWAY WIDTH INCLUDING PAVED SHOULDERS		44 feet	36 feet	28 feet	20 feet	
GEOLOGIC CHARACTER	CASE 1	STRUCTURAL CONDITION	Discontinuous joints, favorable orientation	Discontinuous joints, random orientation	Discontinuous joints, adverse orientation	Continuous joints, adverse orientation
		ROCK FRICTION	Rough, irregular	Undulating	Planar	Clay infilling or slickensided
	CASE 2	STRUCTURAL CONDITION	Few differential erosion features	Occasional erosion features	Many erosion features	Major erosion features
		DIFFERENCE IN EROSION RATES	Small difference	Moderate difference	Large difference	Extreme difference
BLOCK SIZE		1 FT	2 FT	3 FT	4 FT	
QUANTITY OF ROCKFALL/EVENT		3 cubic yards	6 cubic yards	9 cubic yards	12 cubic yards	
CLIMATE AND PRESENCE OF WATER ON SLOPE		Low to moderate precipitation, no freezing periods, no water on slope	Moderate precipitation or short freezing periods or intermittent water on slope	High precipitation or long freezing periods or continual water on slope	High precipitation and long freezing periods or continual water on slope and long freezing periods	
ROCKFALL HISTORY		Few falls	Occasional falls	Many falls	Constant falls	

Glosario

Emplazamiento. El término emplazamiento se utiliza para designar el lugar (o la profundidad) donde cristaliza la roca.

Planaridad Cristaloblástica. Son procesos de deformación mecánica y blastesis que originan superficies planares rectas u onduladas paralelas entre si.

Clivaje. Es la planaridad dada por un gran número de apretadas superficies. Se reconoce a nivel meso y microscópico.

Esquistosidad. Es una disposición u ordenamiento paralelo de componentes laminares u hojosos, a veces tabulares que constituyen la roca. Se aplica el término a rocas de grano mediano a grueso y por consiguiente de mayor grado metamórfico.

Foliación. Es la resultante de la alternancia de bandas o capas de diferente composición mineralógica y componentes de distintos hábitos o tamaño de grano.

Estructuras Lineales. La lineación es cualquier figura unidimensional en una roca o manifestada en la superficie rocosa.

Estructuras Isótropas. No presentan discontinuidades. Se produce generalmente en rocas originalmente monominerales y reciben el nombre de fábricas macizas. Por ejemplo; metacuarcitas; mármoles y anfibolitas.

Litología. Es la parte de la geología especialmente de su tamaño de grano, del tamaño de las partículas y de sus características físicas y químicas. Incluye también su composición, su textura, tipo de transporte así como su composición mineralógica, distribución espacial y material cementante.

Planos de estratificación. Es una superficie paralela a la superficie de deposición, que puede tener o no una expresión física clara. Resultan de cambios en el tamaño de los clastos o composición, pausas en la depositación.

Litoclasas. Mejor conocida como fractura tectónica, una grieta del terreno producida por fuerzas tectónicas.

Desplome. El termino desplome se va a reservar para los tipos de desprendimientos en los que la rotura se produce por tracción.

Isotropía. Un material es anisótropo cuando sus propiedades dependen de la orientación según la cual se hace la medición de ellas.

Anisotropía. Un material es isótropo cuando sus propiedades no dependen de la dirección según la cual ellas son medidas. Es decir, cuando una propiedad tiene el mismo valor independiente de la dirección según la cual se hace la medida.

Intersticial. Espacio hueco entre los granos de una roca.

Concomitante. Que tiene la misma dirección

Vaguadas. Es la línea que marca la parte más honda de un valle, y es el camino por el que discurren las aguas de las corrientes naturales.

Heurística. Conjunto de reglas metodológicas no necesariamente formalizadas, positivas y negativas, que sugieren o establecen cómo proceder y problemas a evitar a la hora de generar soluciones y elaborar hipótesis.

Intrínseco. Característico de una cosa que depende por sí misma y no por causas exteriores

Colmatación. Acumulación de sedimentos

Trasdós. Término arquitectónico que designa el plano superior externo convexo de un arco o bóveda

Ácidos húmicos. Principales componentes de las sustancias húmicas, las cuales son los constituyentes principales del humus, materia orgánica del suelo. Contribuyen a la calidad físico-químicas del mismo y también son precursores de combustibles fósiles.

Referencias.

AHLBURG, Der, *Straßenbau mit Einschluß der Construction der Strassenbrücken; Lehrbuch für den Unterricht an technischen Lehranstalten, sowie zum Selbststudium für Strassenbau- Ingenieure.* – Braunschweig, 1870, 315 pag.

Archivo fotográfico, Gerencia de Ingeniería Civil, Subdirección de Generación, CFE.

ASHFORD, S. A., N. SITAR, *Seismic Response of Steep Natural Slopes*, Report No. UCB/EERC 94-05, Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California at Berkeley, 1994.

BADGER, T.C., LOWELL, S., *Rockfall Control Washington State, In Rockfall Prediction and Control and Landslide Case Histories, Transportation Research Record*, National Research Council, Washington, No 1342, 1992.

BYRNE, R.J., COTTON, D.M., POTTERFIELD, J., WOLSCHLAG, C., UEBLACKER, G., *Manual for Design and Construction Monitoring of Soil Nail Walls*, Federal Highway Administration Report FHWA-SA-96-069R, 1998.

Colegio de Ingenieros Civiles de México, *Construcciones En Roca*, México D.F., 1965.

Crosby, *Catalogo De Casquillos Y Grapas.*

GAZIEV, Erast G., *Aspectos Generales De La Mecánica De Rocas*, Instituto de Ingeniería, UNAM, 1970.

GAZIEV, Erast G., *Estabilidad De Los Macizos Rocosos Y Métodos De Estabilización*, Instituto de Ingeniería, UNAM, 1977.

GAZIEV, E., *Método de Determinación In Situ De Las Características Elásticas De Rocas*, Gidrotechnicheskoe Stroitelstvo, No. 7, Moscú, 1961.

GOODMAN, R.E., BRAY, J., *Toppling Of Rock Slopes*, ASCE, Proc. Specialty Conf. on Rock Eng. for Foundations and Slopes, Boulder, CO, 2, 201-34, 1976.

HEIERLI, W., *Schutz Gegen Felssturz und Steinschlag mit Drahtseilnetzen*, Bern, 1976.

HOEK, Evert, *Practical Rock Engineering*, 2006.

HOEK, E., *Strength of Jointed Rock Masses*, Geotechnique, Vol.33, No. 3, 1983.

Referencias

HUNGR, O., EVANS, S.G., *Engineering Aspects of Rockfall Hazard in Canada*. Geological Survey of Canada, Open File 2061, 1989, 102 pag.

HUTCHINSON, J.N., Morphological And Geotechnical Parameters Of Landslides In Relation To Geology And Hydrogeology, Proc. Fifth Int. Symp. Landslides, Lausanne, 1988.

JENNINGS J.E., *An Approach To The Stability Of Rock Slopes*. Symposium on Stability of Rock Slopes, A.S.C.E. Urbana, 1972.

JIMENÉZ Salas J.A., JUSTO Alpañes J.L., *Geotecnia Y Cimientos 1. Propiedades De Los Suelos Y De Las Rocas*.

LONDE P., SABARLY F., *La Distribution Des Perméabilités Dans La Fondation Des Barrages Voûtes En Fonction Du Champ De Contrainte*, I Congreso sobre Mecánica de Rocas, Lisboa, 1966.

LUNDBORG, N., *Triaxial Shear Strength of Some Swedish Rocks and Ores*, I Congreso Sobre Mecánica De Rocas, Lisboa, 1966.

Ministerio de Fomento, Secretaria de Estado de Infraestructuras y Transportes, *Protección Contra Caídos de Roca, Pantallas Dinámicas*, España 1996.

MÜLLER L., DER FELSBAU, Enke, Stuttgart, 1963.

Norma ASTM E328-02, *Standard Test Methods for Stress Relaxation Tests for Materials and Structures*.

Nueva Montana Quijano, S.A. de C.V., *Manual de Cables de Acero*.

PITEAU D.R., PECHOVER F.L., *Rock Slope Engineering*, Special Report, 176 Washington, 1978, pp. 198-228.

Prontuario C.H. Ing. Fernando Hiriart Balderrama, Zimapán, CFE, 2008.

Resistencia Al Cortante Y Deformabilidad De Las Cimentaciones Rocosas. Energía Moscú-Leningrado, 1984.

RITCHIE A. M., *Evaluation Of Rockfall And Its Control*, Record, 17 Highway Research Board, 1963, pp. 13-28.

RON, P., CONWAY Jones, J.M., Glacur Vander Vell Inc., Vol. 18, ASM, 1992.

SPANG, R.M., *Standardisierung von Prüfverfahren für Steinschlagschutzbarrieren-Ziele und aktueller Stand.* - Techn. Akad. Esslingen, 2. Kolloquium Bauen in Boden und Fels, 18-19 Jan. 2000.

SPANG, RaymundM., BOLLIGER, Reinhold, *From The Timber Fence To The High-Energy Net. Developments in Rockfall Protection from the Origins to the Present,* Geobruigg Jubilee Conference Bad Ragaz, Switzerland, 20th June 2001.

SPANG, R.M., RAUTENSTRAUCH, R.W., *Empirical and mathematical approaches to rockfall prediction and their practical applications.* Proc. 5th Int. Symp. On Landslides, Lusanne. 2, 1988.

SUÁREZ, Jaime, *Deslizamientos: Análisis Geotécnico.*

SUÁREZ, Jaime, *Deslizamientos: Técnicas de Remediación.*

TANAKA, T., SAKAI, T., *Progressive Failure and Scale Effect Of Trap-Door Problem with Granular Materials,* Soils and Foundations, 33:1, 1993.

VOIGHT, B., *Rockslides And Avalanches,* Elsevier, Amsterdam, 1979.

<http://www.geobruigg.com>

<http://www.kanengeotech.com>