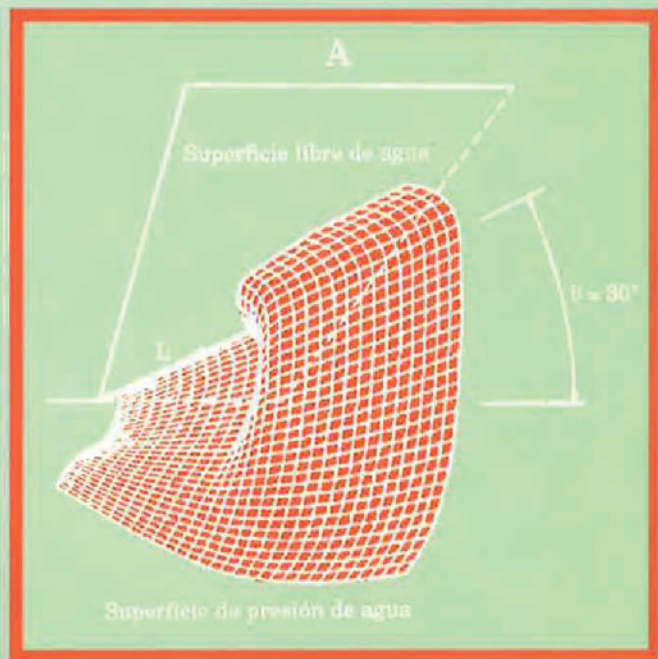


Protección contra desprendimientos de rocas

Pantallas dinámicas



Ministerio de Fomento
Dirección General de Carreteras



Protección contra desprendimientos de rocas

Pantallas dinámicas

La publicación *Protección contra desprendimientos de rocas. Pantallas dinámicas* ha sido retirada de la relación de documentos normativos de obligado cumplimiento en los proyectos y obras de la Dirección General de Carreteras.

Desde su edición, en 1996, se han producido cambios significativos, fundamentalmente por la publicación de diferentes *Documentos de Evaluación Europeos DEE (EAD)* relativos a algunos de los sistemas que aparecen en el documento.

Estos cambios, junto con el lógico avance de la técnica y la desactualización de algunas de las referencias que figuran en el documento, han conducido a su retirada de la relación citada. No obstante, presenta una gran cantidad de principios generales y criterios básicos que mantienen su validez y que deben ser conocidos y pueden ser aplicados, por lo que se ha creído conveniente incluir la publicación dentro de la sección destinada a bibliografía, para su conocimiento y empleo selectivo con criterio ingenieril.



Ministerio de Fomento
Secretaría de Estado de Infraestructuras y Transportes
Dirección General de Carreteras

Este trabajo ha sido realizado para la Subdirección General Adjunta de Tecnología de la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento y por el Departamento de Transportes y Tecnología de Proyectos y Procesos de la Universidad de Cantabria.

La Dirección de los trabajos ha correspondido a D. **Jesús Santamaría Arias**, Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Jefe del Servicio de Geotecnia de la Dirección General de Carreteras.

El equipo investigador ha estado formado por D. **Francisco Ballester Muñoz**, como director del mismo, D. **Roberto Jesús Luis Fonseca** y D. **Juan Antonio Torres Vilas**.

Especial agradecimiento, por las facilidades dadas para la realización de los trabajos, a Geobruigg España, Tubosider Española, S.A., Caja Cantabria y Leopoldo Gutiérrez de Mata.

Edita: Centro de Publicaciones
Secretaría General Técnica
Ministerio de Fomento ©

I.S.B.N.: 84-498-0253-9
NIPO: 161-96-115-2
Depósito Legal: M-40877-1996
Imprime: RAYCAR, S.A. Impresores

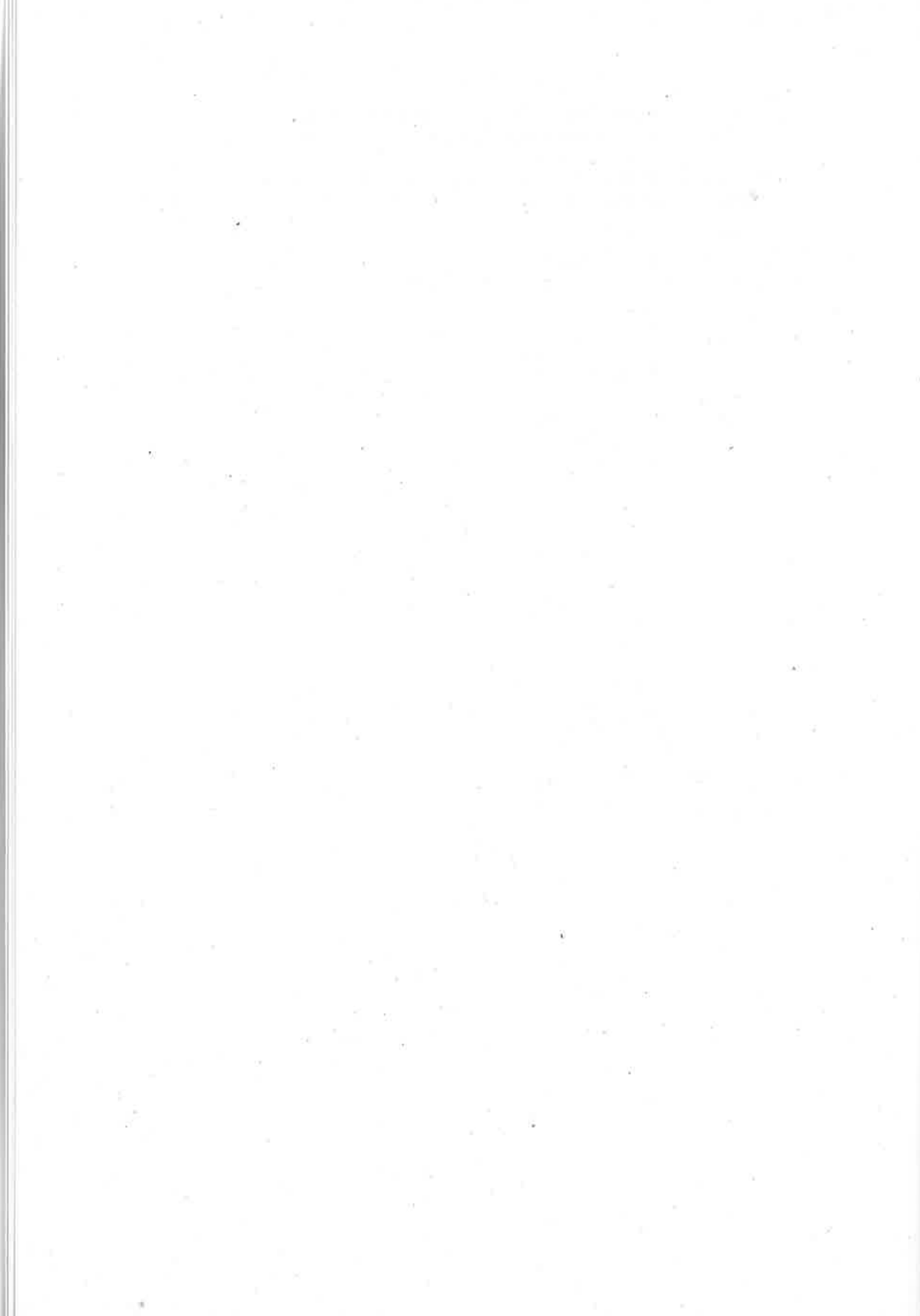
Diseño cubierta: Carmen G. Ayala

Impreso en papel reciclado

	<i>Página</i>
1. INTRODUCCION	9
2. ESTUDIO DE LA INESTABILIDAD DE TALUDES EN ROCA	11
2.1. Características generales de la masa rocosa, las litoclasas	11
2.2. Fenómenos de inestabilidad en laderas y taludes	13
2.3. Los desprendimientos de rocas	14
2.4. Los taludes en roca. Estabilidad.....	16
2.4.1. Taludes en roca sana y dura no estratificada	16
2.4.2. Desmontes en roca estratificada o con direcciones preferentes de diaclasas	16
2.4.3. Determinación de la estabilidad de taludes rocosos	18
2.4.4. Comprobación de la estabilidad de una cuña de roca.	20
3. TRATAMIENTO DE LADERAS Y TALUDES INESTABLES EN ROCA	23
3.1. Introducción.....	23
3.2. Métodos de estabilización de taludes	24
3.2.1. Voladura de contorno.....	24
3.2.2. Limpieza y saneo	26
3.2.3. Colocación de elementos de drenaje.....	26
3.2.4. Modificación de la pendiente del talud.....	31
3.2.5. Métodos de revestimiento de la superficie	31
3.2.5.1. Empleo de vegetación	31
3.2.5.2. Mallas y redes metálicas	32
3.2.5.3. Gaviones de recubrimiento.....	37
3.2.5.4. Morteros y hormigones proyectados	38
3.2.5.5. Anclajes	41
3.2.5.6. Estructuras de contención y sostenimiento	45
3.2.5.7. Otros sistemas de reciente aplicación.....	54
4. METODOS DE PROTECCION CONTRA DESPRENDIMIEN- TOS DE ROCA	59
4.1. Introducción.....	59
4.2. Cunetas junto al pie del talud	60
4.3. Pantallas o barreras de protección contra desprendimientos.	63
4.3.1. Ubicación de las pantallas.....	64
4.3.2. Denominación y clasificación de las pantallas	64

4.3.3.	Pantallas estáticas	65
4.3.3.1.	Caballones de tierra con cunetas colectoras del lado de la ladera	65
4.3.3.2.	Muros de hormigón.....	66
4.3.3.3.	Muros de gaviones.....	67
4.3.3.4.	Pantallas de perfiles laminados y madera dura	68
4.3.3.5.	Pantallas metálicas	68
4.3.4.	Pantallas dinámicas de deformación plástica.....	70
4.3.5.	Pantallas dinámicas de deformación elástica	72
4.4.	Semitúneles o falsos túneles.....	72
4.5.	Combinación de métodos de estabilización y protección contra desprendimientos	73
5.	SIMULACION DE LA CAIDA DE ROCAS. MODELO PARA LA UBICACION DE LAS PANTALLAS.....	75
5.1.	Introducción.....	75
5.2.	El modelo conceptual	76
5.2.1.	Condiciones que provocan la separación y caída de bloques	78
5.2.2.	Movimiento de caída libre de los bloques.....	81
5.2.3.	Movimiento de rebote de los bloques.....	82
5.2.4.	Movimiento de rodadura y deslizamiento de los bloques	86
5.3.	Adquisición de los datos en el campo.	88
5.3.1.	Identificación de los riesgos de desprendimiento	88
5.3.2.	Recopilación de los datos de entrada.....	88
5.3.3.	Interpretación de los resultados	92
5.4.	Ejemplo de aplicación del programa	92
5.5.	Exigencias que debe cumplir el proyecto de obras de protección	102
6.	PANTALLAS ESTATICAS Y PANTALLAS DINAMICAS DE DEFORMACION PLASTICA. ANALISIS Y EVALUACION	103
6.1	Introducción.....	103
6.2.	Evaluación del comportamiento de las pantallas metálicas estáticas.....	105
6.2.1.	Influencia de la rigidez del sistema.....	106
6.2.2.	Elementos para el cierre	107
6.2.3.	Infraestructura de postes.....	109
6.2.4.	Posibilidades de mantenimiento.....	109
6.2.5.	Ejemplos de utilización de este tipo de solución	111
6.3.	Pantallas dinámicas de absorción de energía por deformación plástica	114
6.3.1.	Características generales.....	115
6.3.2.	Sistemas del grupo Brugg.....	117
6.3.3.	Sistemas del grupo Tubosider.....	121

6.3.4.	Sistema del grupo Industrial Enterprice.....	124
6.3.5.	Sistemas del grupo Sisyphe	127
7.	PANTALLAS DINAMICAS DE DEFORMACION ELASTICA. DISEÑO DE LA PANTALLA DINAMICA CANTABRA	131
7.1.	Introducción.....	131
7.2.	Concepción del modelo de análisis	133
7.3.	Ensayos de laboratorio.....	137
7.3.1.	Objetivos.....	137
7.3.2.	Ensayos a los elementos de la superestructura. Mallas de alambre y redes de cables	138
7.3.2.1.	Materiales incluidos en las series de ensayos.....	138
7.3.2.2.	Descripción de los ensayos	138
7.3.2.3.	Resultados de los ensayos	142
7.3.3.	Ensayos a los muelles de elastómeros	151
7.4.	Diseño de los prototipos	155
7.4.1.	Descripción del modelo PDC-1	162
7.4.2.	Descripción del modelo PDC-2	167
7.5.	Ensayos de campo a escala natural.....	170
7.5.1.	Introducción	170
7.5.2.	Registro de datos.....	171
7.5.2.1.	Registro de datos con técnicas de video.....	172
7.5.2.2.	Registro de datos con técnicas extensométricas	173
7.5.3.	Descripción de los experimentos	183
7.5.3.1.	Experimento 1. Modelo PDC-1.....	185
7.5.3.2.	Experimento 3. Modelo PDC-2.....	191
7.5.3.3.	Análisis de los resultados.....	197
7.6.	Emplazamientos construidos.....	197
	BIBLIOGRAFIA.....	199



1. INTRODUCCION

El fenómeno del desprendimiento de rocas sobre las vías de comunicación, a pesar de ser un problema tan antiguo como las propias vías y un tema sumamente importante —de hecho están en juego vidas humanas—, no está aún 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.

El desarrollo acelerado de muchas regiones montañosas y por ende la construcción en las mismas de carreteras y autopistas de alta calidad, para **satisfacer importantes volúmenes de tráfico y elevadas velocidades**, requieren **brindar una atención cada vez mayor a la garantía de la seguridad** en la circulación. Por estas causas, la protección contra la súbita aparición de rocas —provenientes de zonas altas aledañas a la vía— sobre las calzadas en este tipo de emplazamiento topográfico, se convierte en un aspecto de primerísimo interés debido a las consecuencias fatales que pueden tener para los usuarios y las pérdidas materiales que puedan arrastrar.

Cuando se ejecutan grandes taludes de excavación en roca, no siempre se toman las medidas de garantía de la estabilidad superficial, lo cual ocasiona en general un deficiente acabado en los desmontes. Por otra parte, cuando se trabaja en zonas de roca muy fracturada y alterable, aun cuando se hagan esfuerzos por garantizar la calidad del corte, son necesarias medidas de estabilización.

Soluciones tales como el anclaje de rocas con barras o cables de acero, el calzado de bloques con muros y contrafuertes de hormigón, la colocación de mallas de alambre y el gunitado, entre otras son las más empleadas para solventar estos problemas.

Ahora bien, no está tan clara y desarrollada la solución cuando se trata de detener las rocas que se desprenden desde las zonas más altas de la ladera o **desde** los taludes no **protegidos** y que, al caer, siguen una trayectoria que **puede** alcanzar la calzada de la vía.

Para tratar de evitar que esto ocurra, se han utilizado varios elementos que traten de amortiguar la energía que en su descenso llegan a adquirir las rocas, las soluciones han ido desde el cierre de gargantas con un cable de gran diámetro del que se cuelgan, trozos de madera dura (travesas de ferrocarril usadas), o simplemente neumáticos de automóviles; hasta las soluciones compuestas por una pantalla o barrera ubicada en diferentes posiciones de la ladera de acuerdo con la trayectoria esperada de los desprendimientos y la topografía del lugar o junto al pie del talud superior, prudencialmente

separada de la calzada. Las mismas constan por lo general, de una hilera de postes metálicos anclados sobre un muro, una base de hormigón o directamente sobre el terreno, cerrados por una malla metálica, situada por la cara del poste que da a la ladera (monte).

Estos últimos sistemas, que se les denominará estáticos, se han ido modificando, tratando de buscar una mayor capacidad de absorción de impactos aumentando la robustez de su estructura y de los anclajes al terreno. La desventaja fundamental de este tipo de sistema es su elevada rigidez y, en consecuencia, la escasa capacidad de absorción de energía en comparación con sus dimensiones, lo que los encarece sustancialmente o en caso contrario los hace insuficientes, poco duraderos y sobre todo inseguros. Ante el impacto de una roca, los sistemas estáticos oponen un desplazamiento muy limitado, lo que multiplica la fuerza del choque, superando rápidamente la resistencia del material de la pantalla, produciéndose fallos locales, y permaneciendo sin funcionar el resto de la pantalla.

Existen además varios sistemas llamados dinámicos pues se permite el desplazamiento de sus componentes, entre los que se incluyen cables y mallas de diversos tipos y dispositivos para el frenado, que a través de fricción o rotura de alguno de sus componentes, se ayuda a aminorar la energía que alcanzan las rocas. Estos sistemas suelen ser costosos y su mantenimiento presupone la sustitución de componentes, su empleo se justifica en emplazamientos donde se prevé desprendimientos de alta energía.

A partir de la necesidad de proteger puntos con elevado índice de peligro potencial en la zona norte de España, surgió la idea de estudiar el tema y añadir una componente elástica al método de protección, teniendo como objetivo entre otros el de reducir los costes por mantenimiento, a partir de la inclusión de dispositivos elásticos disipadores de energía como parte de un nuevo sistema, formado fundamentalmente por un poste de apoyos elásticos que sostiene una infraestructura de cables de acero, cerrada con malla de alambre de simple torsión, que tiene entre sus principales características: alta eficiencia, fácil fabricación, instalación y mantenimiento.

La razón del presente trabajo es el diseño, puesta en funcionamiento e implantación de los estos nuevos sistemas, en un considerable número de emplazamientos en la red de carreteras del norte de España, que venían afrontando peligros y en muchos casos presentado graves accidentes. Para realizar esta fundamentación han sido necesarios experimentos de laboratorio y ensayos de campo a escala real del comportamiento de estas estructuras. Se incluye además una metodología para la correcta selección y ubicación de los emplazamientos de manera racional, con ayuda de un soporte informático.

2. ESTUDIO DE LA INESTABILIDAD DE TALUDES EN ROCA

2.1. CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LA MASA ROCOSA, LAS LITOCLASAS

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 uno de estos está compuesto por un material rocoso o roca matriz, que puede ser mucho más resistente e indeformable que la masa rocosa.¹

Las litoclasas pueden tener diversos orígenes, en el caso de las rocas sedimentarias existen los planos de sedimentación, pero además pueden existir otras debido al enfriamiento de las rocas en el proceso de formación, entre las que son más típicas las columnares en las lavas balsálticas. Con relación a las rocas metamórficas, en ellas aparecen casi siempre planos de pizarrosidad, que pueden ser coincidentes con los planos de sedimentación, cuando el metamorfismo ha estado causado por el peso de terrenos sedimentarios en capas superiores, en otras ocasiones tienen otras direcciones. Por otro lado los esfuerzos tectónicos, originan casi siempre dos familias de diaclasas conjugadas, por tensiones tangenciales.

Finalmente hay diaclasas de descompresión, que en general se presentan a largo de los cursos de los ríos. A esa misma clase pertenecen los planos de exfoliación, paralelos a la superficie topográfica, que se presentan en rocas masivas, como el granito. Este fenómeno se ha atribuido por algunos a la insolación o aumento de volumen por el comienzo de la meteorización.

En las litoclasas hay que tener en cuenta: orientación (en sus dos componentes, rumbo y buzamiento), espaciamiento, espesor, relleno, configuración y área efectiva. 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. Si se miden las orientaciones de algunas decenas de litoclasas, los puntos se agrupan a veces en familias bien definidas.

¹ Jiménez Salas J.A., Justo Alpañes J.L. *GEOTECNIA Y CIMENTOS I. Propiedades de los suelos y de las rocas.* pp. 564 - 570.

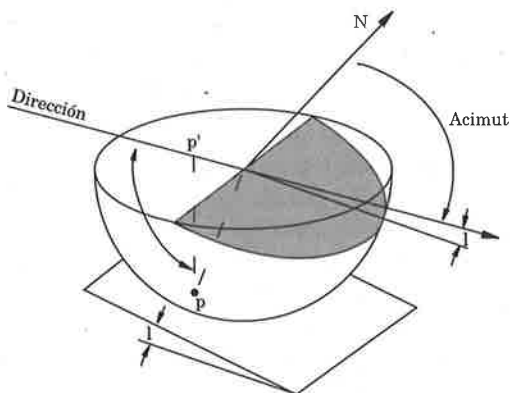


Figura 2.1. Representación gráfica de los planos de litoclasas

El inconveniente de esta representación es que los puntos de las litoclasas subverticales se acumulan en una corona muy estrecha y cercana al borde. Por ello a veces se recurre a otras representaciones, de todas formas cada vez resulta más frecuente manejar información sobre las litoclasas introduciendo directamente los datos en un programa de ordenador, que determina las familias, las orientaciones modales y las probabilidades de una desviación fijada.

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 Müller², 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

El espesor de las litoclasas de cada familia se puede medir hallando una media entre la de cada familia, y se hace notar si están limpias o rellenas de un material diferente de la roca. Su forma se expresa en general cualitativamente. Con mucha frecuencia las litoclasas no son continuas sino que en un cierto porcentaje de ellas la roca conserva su continuidad o está soldada.

² Müller L., (1963) *DER FELSBÄU*. Enke, Stuttgart

2.2. FENOMENOS DE INESTABILIDAD EN LADERAS Y TALUDES

En cualquier terreno que no sea horizontal existen una serie de fuerzas que tienden a nivelarlo: fuerzas de gravedad, filtración, presión del agua en las diaclasas, entre otros. Se oponen a ello fundamentalmente la resistencia del propio terreno y las raíces de los árboles. Cuando el primer grupo de fuerzas predomina sobre el segundo, el talud se hace inestable.

Los daños anuales producidos en España y el resto de Europa por los deslizamientos no se han podido registrar con certeza pero pueden cifrarse en miles de millones de pesetas, basta hojear la prensa, sobre todo en los meses de lluvias, para darse cuenta de los trastornos ocasionados por la misma causa (figura 2.2)

La mayoría de las pendientes abruptas que se dan en la naturaleza, tienen su origen en la acción de corrientes de agua, olas, glaciares o desmontes de excavaciones, salvo las que resultan de grandes fallas tectónicas. La erosión en general, y sobre todo los fenómenos de inestabilidad de taludes tienden a suavizar dichas pendientes.

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 corrimientos. Lo que diferencia a los primeros es que en ellos la masa inestable se cae.³

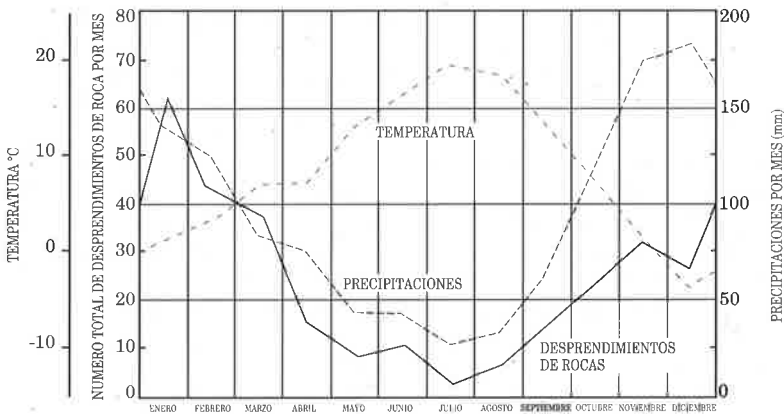


Figura 2.2. Efecto de las estaciones del año en los desprendimientos de rocas

³ Jiménez Salas J.A., Justo Alpañes J.L. *GEOTECNIA Y CIMIENTOS I. Propiedades de los suelos y de las rocas.* pp. 586 - 590.

2.3. LOS DESPRENDIMIENTOS DE ROCAS

Se producen frecuentes desprendimientos en los farallones rocosos, en cuya parte superior suelen aparecer diaclasas verticales. El fenómeno es particularmente intenso en las rocas extrusivas en las que se presenta con frecuencia una red de diaclasas verticales resultantes de la lava al enfriarse.

La magnitud de los desprendimientos puede depender de la red de diaclasas subperpendiculares a la anterior que se presenta en muchas ocasiones⁴. Si esta red de diaclasas buza aunque sea ligeramente, hacia el interior del macizo, dicho macizo será relativamente estable; solo si el farallón es erosionado en su base por una corriente de agua, o por la acción del oleaje, se producirán de tiempo en tiempo desplomes de grandes paquetes de columnas, que caerán en vertical al romper por tracción a través de una diaclasa. Si por el contrario la diaclasa buza hacia el exterior del macizo, la ladera será inestable, produciéndose la inclinación de las columnas por flexión⁵, y su consiguiente desplome. El término desplome se va a reservar para estos los tipos de desprendimientos en los que la rotura se produce por tracción.

La presión del agua en las diaclasas y el efecto de cuña producido por la helada son causa importante de desprendimientos, se ha demostrado que estos fenómenos se acrecientan durante los meses de lluvia o deshielo⁶. Esta última causa puede ser importante, sobre todo en desprendimientos pequeños.

Se ha podido comprobar en trabajos de campo realizados como parte de esta investigación, en zonas del norte de España, como incluso la acción de las heladas se hace sentir, acusando también diferencias horarias en el día, por ejemplo se ha constatado que en las carreteras N-611, N-621 y N-634, hay un momento del día aproximadamente a media mañana, cuando la acción del sol provoca que se descongele el agua del interior de algunas litoclasas, lo que provoca una descompresión y el consiguiente desprendimiento.

Indica Terzaghi que la roca próxima al farallón puede estar mucho más diaclasada que el resto. Ello hace que el agua que corre por la superficie en las zonas más alejadas penetre en grandes cantidades en dichas diaclasas. Un sistema de diaclasas subverticales y aproximadamente paralelas a un farallón puede dar lugar a fuertes empujes de agua y al desplome de lajas rocosas que en un caso descrito por Terzaghi alcanzaron un volumen de un millón de metros cúbicos. El agua puede proceder de un embalse, en cuyo caso se pueden producir desprendimientos de las zonas situada aguas abajo de la presa.

⁴ Hutchinson, J.N (1971) *FIELD AND LABORATORY STUDIES FOR FALL IN UPPER CHALK CLIFFS AT JOSS BAY, ISLE OF THANET. STRESS-STRAIN BEHAVIOUR OF SOILS*. Foulis, Henley on Thames, pp.692-706.

⁵ Pacher F., (1967). *CONTRIBUCION AL MECANISMO DE ROTURA EN MEDIOS DIACLASADOS*. Lab. Transp. y Mec. de Suelos, Madrid. Bol. Inf. 55, pp. 563 - 595.

Freitas M.H., Watters K.J., (1973). *SOME FIELD EXAMPLES OF TOPPLING FAILURE*. Géotechnique, 23, pp. 495 - 514.

⁶ Terzaghi K. (1962) *STABILITY OF STEEP SLOPES ON HARD UNDERWEATHERED ROCK*. Géotechnique, 15, pp. 287 -304



Foto 2.1. Desprendimiento ocurrido el pasado año. Carretera N-611, P.K. 178. Las Caldas de Besaya. Cantabria.

En los lugares donde hay desprendimientos de rocas suelen encontrarse abundantes derrubios en el pie a no ser que el talud sea casi vertical y que una corriente de agua los transporte.

Aunque son menos frecuentes, también se producen desprendimientos en los suelos⁷, especialmente si son cementados como los suelos de Madrid.

Merecen citarse los desprendimientos en los taludes verticales de loess⁸. En este suelo existe una red de orificios verticales de raíces, que hace que la permeabilidad sea alta. Esto conduce al desplome de lajas, que vuelve a dejar un talud vertical que permanece estable durante años. A estos desprendimientos debe contribuir de forma muy activa el aumento de las presiones intersticiales y la disminución de la resistencia del loess al mojarse.

Según Jaeger⁹ no ocurren desprendimientos en pendientes en roca menores de 35°, hecho que se ha podido corroborar en el proceso de elaboración del programa de simulación de caída de rocas.

⁷ Yamanochi T., Murate H., (1973). *BRITTLE FAILURE OF VOLCANIC ASH SOIL, SHIRASU*, 8° ICOSOMEF, Moscú, pp. 495

⁸ Terzaghi K., Peck R.B., (1967) *SOIL MECHANICS IN ENGINEERING PRACTICE*. Wiley, Londres.

⁹ Jaeger Ch., (1972) *ROCK MECHANICS AND ENGINEERING*. Cambridge University Press.

Como se señalaba con antelación además de los desprendimientos que son en general inherentes a las zonas más cercanas a la cara del talud, existen grandes movimientos de las masas de suelo y roca, los corrimientos que para su estudio se dividen en cuatro grandes grupos: deslizamientos, flujos de arcilla, corrimientos provocados por la licuefacción y análogos, y la reptación. Que solo se pretenden mencionar pues no son objeto de estudio de este trabajo.

2.4. LOS TALUDES EN ROCA. ESTABILIDAD

2.4.1. Taludes en roca sana y dura no estratificada

El término de roca sana se suele aplicar a rocas no meteorizadas que no presentan cambios de volumen perceptible cuando se modifica su humedad. La roca dura se refiere a rocas de más de 35.000 kN/m² de resistencia a compresión simple.

La resistencia de un macizo de rocas de esta índole, viene definida por su red de diaclasas. Como además se pueden producir fenómenos de rotura progresiva de alcance desconocido en los tramos entre diaclasas, es difícil tratar de realizar cálculos matemáticos precisos. Por ello es conveniente recurrir a la experiencia, según Terzagui, los taludes en roca no estratificada con orientación arbitraria —en todas direcciones— son estables durante mucho tiempo para inclinaciones de hasta 1:3, Jiménez Salas afirma, que para que esto sea cierto no deben existir presiones intersticiales de importancia.

2.4.2. Desmontes en roca estratificada o con direcciones preferentes de diaclasas

La estabilidad de un desmonte en roca estratificada depende, fundamentalmente de la posición relativa de los estratos y el eje de la obra para la cual se ejecuta el desmonte. Gran parte de lo que se puede decir para los estratos se cumple para la red de diaclasas paralelas, aunque hay que tener en cuenta que hay mayor rugosidad entre las caras de la diaclasa¹⁰. Si ambas direcciones son ortogonales, el caso es muy favorable y en general pueden darse taludes muy escarpados. La estabilidad depende en este caso de la red de diaclasas y de la meteorización, donde ocupa un papel importantísimo la helada.

Si ambas direcciones son paralelas, se tiene el caso más desfavorable, en tales circunstancias, el buzamiento de los estratos cobra mucho interés en la

¹⁰ Piteau D.R., (1970) *GEOLOGICAL FACTORS SIGNIFICANT TO THE STABILITY OF SLOPES CUT IN ROCK*. Planning Open Pit Mines. Balkema, Ciudad del Cabo, pp. 33-53.

estabilidad. Si los estratos son verticales la humedad y las heladas pueden ocasionar el desprendimiento de trozos de roca, cuya frecuencia e importancia varia en función de la inclinación del talud.

En el otro extremo tenemos casos en que el ángulo de buzamiento es inferior al ángulo de rozamiento residual, estos taludes son estables a menos que existan importantes fuerzas de filtración.

Si el buzamiento está entre 40° y el ángulo de rozamiento residual, no es factible en general, desde el punto de vista económico practicar un talud con una pendiente igual al ángulo de buzamiento, en estos casos se suele dar una pendiente bastante fuerte al talud¹¹ y se colocan bermas para cortar la posible caída de bloques inestables. Si se trata de un carretera con mucha intensidad de tránsito, es conveniente estudiar el problema más a fondo, considerando la posibilidad de la presencia de diaclasas rellenas con arcilla, pudiéndose dar taludes más suaves.

Las consideraciones anteriores están referidas al caso en el cual los estratos bruza hacia la excavación, en el otro lado de la excavación el talud es más estable, aunque si hay diaclasas favorables se pueden producir corrimientos¹². En ocasiones por estética se igualan los taludes.

Entre el trazado transversal y el paralelo existen todas las combinaciones posibles. Keller señala que hasta 10° de desviación respecto a las dos direcciones antedichas son aplicables las consideraciones antes expresadas. De todas maneras resulta interesante la observación de los posibles taludes de canteras cercanas a la región. Algunos autores proponen la proyección estereográfica para estudiar al detalle la densidad de orientación de las diversas diaclasas.

El control de la voladura —línea de precorte a que se hacia alusión con anterioridad— puede mejorar la estabilidad de un talud si se logra evitar el cuarteamiento de la roca que ha de permanecer in situ.

El estudio de taludes naturales puede ser muy útil, para el proyecto de desmontes, aunque es necesario tener en cuenta la diferencia de las escalas de tiempo.

Datos sobre un estudio realizado en Bighorn de Wyoming, a un total de 101 taludes naturales en arenisca cuyo ángulo de rozamiento residual oscilaba entre 22° y 33° . Se midió el buzamiento de la discontinuidad predominante. Cuando este buzamiento era mayor que 40° los taludes habían deslizado. Los taludes inestables tenían un buzamiento entre 22° y 40° . Finalmente en los taludes estables el buzamiento era inferior a los 30° .

¹¹ Keller G., (1966) *PROBLEMAS DE LOS TALUDES ARTIFICIALES EN ROCAS ESTRATIFICADAS*. Lab. Transp. Madrid, Bol. 41 pp. 3 - 16.

¹² Jiménez Salas J.A, Molina R.,(1973) *APUNTES DE ESTABILIDAD DE TALUDES*. ETSICCP, Madrid.

2.4.3. Determinación de la estabilidad de taludes en roca

Para la determinación de la estabilidad de los taludes en roca, en principio se pueden aplicar los mismos métodos utilizados para taludes en suelo, aunque hay una diferencia importante, en estos suelen presentarse planos de debilidad que predeterminan las superficies de deslizamiento.

Esto no ocurre en todos los casos: hay rocas blandas y descompuestas en la que los deslizamientos tienen todas las características de los que se presentan en los suelos, lo mismo ocurre con taludes muy altos, en los que el nivel de tensiones producido por el peso propio es tan grande que la cohesión de la roca empieza a perder significación. Jennings¹³ indica que el tipo de deslizamiento en cuña, determinado por dos litoclasas combinadas, se suele producir en las explotaciones mineras a cielo abierto, en taludes de altura media entre 18 y 30 m, pero que al aumentar esta, el tipo de rotura tiende al plano o circular. Cita que el deslizamiento en cuña más alto que se conoce se produjo en la mina de Ruth, en Nevada con 180 m. A la razón expuesta Jennings añade que no suele haber continuidad completa de las litoclasas en longitudes muy grandes.

Otra característica de los taludes en roca es que en ellos abundan los desprendimientos. Estos toman en ocasiones la forma de vuelco de estratos (toppling), tal como se puede apreciar en la figura 2.3. No es sin embargo este el caso más corriente. En general, tan solo resulta afectada una zona relativamente superficial del terreno, que ha sido previamente debilitada por la descompresión y la meteorización, habiéndose abierto juntas y disminuido la cohesión en ellas. Así pues, la figura 2.4 se corresponde con un caso real, en el que la profundidad hasta la que resultaron interesados los estratos fue muy reducida.

Sin embargo, no todos los desprendimientos se deben al vuelco de estratos, existen otras muchas posibilidades cinemáticas.

Finalmente, otra diferencia entre los taludes en tierra y los abiertos en roca, es que éste último material, más rígido conserva muchas veces tensiones iniciales importantes, de origen tectónico o de otra clase, que producen un estado inicial muy diferente al geostático. Eso también ocurre en suelos particularmente en arcillas muy sobre consolidadas, pero no es tan frecuente, ni las tensiones residuales son tan grandes.

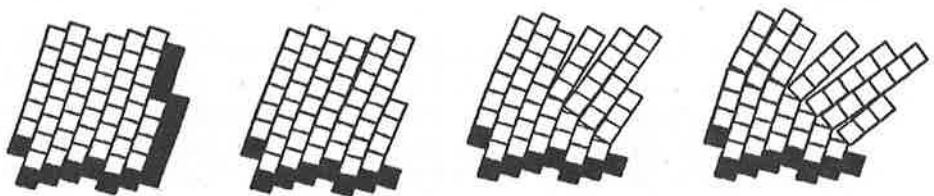


Figura 2.3. Simulación por ordenador desprendimiento de un talud rocoso por vuelco de estratos

¹³ Jennings J.E, (1972) *AN APPROACH TO THE STABILITY OF ROCK SLOPES*. Symp. on Stability of Rock Slopes. A.S.C.E. Urbana. pp. 269 - 302.

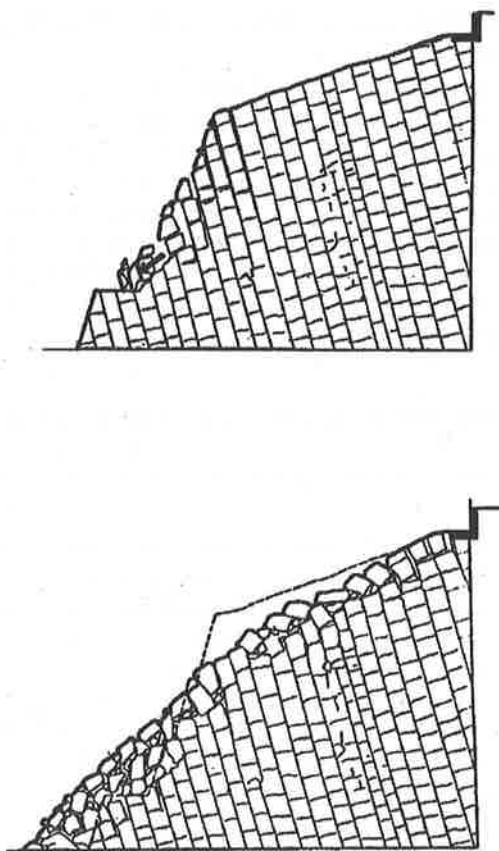


Figura 2.4. Desarrollo del vuelco de estratos de pizarra, inicio del fenómeno y estado final

La estimación de los efectos correspondientes a esta causa es todavía hoy difícilmente accesible al cálculo, y tan solo se han estudiado algunos casos con métodos numéricos¹⁴. Además de esto, cualquier método de comprobación que se imagine, precisará, para su aplicación razonable, un conocimiento de las mencionadas tensiones previas, lo cual no puede hacerse más que mediante mediciones in situ bastante complejas, solo justificadas en algún caso muy importante, y ni siquiera se han realizado para el proyecto de los altos taludes —hasta 100m— en autopistas.

Normalmente, suele tan solo tener en cuenta la posibilidad de este efecto para la interpretación de las observaciones de carácter general, al mismo tiempo que se puede detectar su posible existencia a partir de la tectónica y de los fenómenos locales de la zona.

¹⁴ Dodd J.S., Anderson H.W (1972) *TECTONIC STRESSES AND ROCK SLOPE STABILITY*, Stability of rock slopes. XII Symp. on Rock Mech. of Urbana, III. pp. 171 - 182.

Este fenómeno se ha estudiado teóricamente, con medidas de campo y ensayos en modelo reducido.¹⁵

Los procedimientos numéricos¹⁶ tienen sin embargo, una gran ventaja: no proporcionan solamente una valoración del coeficiente de seguridad, sino que calculan también las deformaciones. Esto permite, mediante una adecuada instrumentación, un seguimiento, con el cual se puede comprobar durante la construcción la veracidad de las hipótesis de partida, y rectificarlas en caso contrario. Esta manera de proceder resulta particularmente en cortas mineras, que llegan a tener varios cientos de metros de profundidad, pero que tardan muchos años en realizarse, dando tiempo a todo tipo de medidas, cálculos y rectificaciones.

2.4.4. Comprobación de la estabilidad de una cuña de roca

Se pasará a determinar las fuerzas que intentan producir la inestabilidad y las resistentes.

La cuña tendrá un peso W , pero pueden actuar sobre ella, además la presión de agua que pueda existir en las litoclasa que la limitan, las fuerzas correspondientes a la aceleración sísmica y también a las originadas por dispositivos de sostenimiento, tales como puntales, bulones y anclajes. Componiendo todas ellas se tendrá un *peso equivalente* W_e , que normalmente, no será vertical. Por otra parte, su línea de acción no pasará, en general, por la arista de la cuña pero que suele suponerse que sí es así, despreciándose la influencia del momento que respecto a ella se produce. Lo que permite estar del lado de la seguridad.

Llamando β al ángulo que forma la línea de acción de W_e con la perpendicular a la arista de la cuña, la componente que tiende a producir el desplazamiento es $W_e \text{ sen}\beta$. La componente normal a la arista se reparte sobre las dos

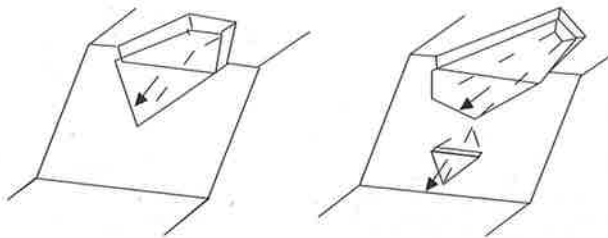


Figura 2.5. Diversas configuraciones de bloque inestable, cuya comprobación es semejante a la de una cuña

¹⁵ Sánchez Alcuturri, Celemín J.M., Sagaceta C., (1982) *SIMULACION EN MODELOS REDUCIDOS DE TALUDES EN ROCAS DIACLASADAS*. Simposio de Obras de Superficie en Mecánica de Rocas. Madrid. Vol. 1, pp. 63 - 66.

¹⁶ Brown I., Hittinger M., Goodman R., (1980) *FINITE ELEMENT STUDY OF THE NEVIS BLUFF (NEW ZEALAND) ROCK SLOPE FAILURE*. Rock Mechanics 12. pp. 235 - 245.

caras de la cuña, en la que aparecerán dos componentes normales, P_A y P_B según se aprecia en la figura 2.6.

Las fuerzas resistentes son debidas al rozamiento y a la cohesión en las caras de la cuña. Las primeras serán iguales a $(P_A + P_B) \tan \phi$, aunque también existe la posibilidad de que cada cara tenga un ángulo de rozamiento. Las de la cohesión serán iguales a $C_A A_A + C_B A_B$, siendo A_A y A_B las áreas de cada una de las caras de la cuña.

Planteando las ecuaciones de equilibrio se puede obtener el denominando coeficiente de seguridad:

$$C_{seg} = \frac{S_{max}}{S} = \frac{\cos \xi}{\operatorname{sen} \alpha} \cdot \cot \beta \cdot \tan \phi + \frac{C_A \cdot A_A + C_B \cdot A_B}{W_e \cdot \operatorname{sen} \beta}$$

Esta misma expresión sirve para el caso de que la punta posterior de la cuña esté cortada por una grieta de tracción. Las áreas A_A y A_B habrán de ser corregidas, también habrán de tenerse en cuenta el posible empuje hidrostático del agua que penetre en la grieta de tracción.

Como se puede ver, al tratarse de una cuña, y no de un bloque que deslice sobre un plano, el efecto del rozamiento viene multiplicado por el factor $(\cos \xi / \operatorname{sen} \alpha)$ que algunos llaman factor de efecto de cuña.

El método descrito es muchas veces útil, si se examina concretamente y con cuidado la distribución de diaclasas en un punto determinado, y que se puede llegar a ver que hay una o algunas disposiciones que pueden llegar a ser peligrosas. Sin embargo el problema la mayoría de las veces no se presenta así, sino que a lo largo de una obra lineal hay una población abundante cuyo significado hay que analizar.

Serrano y Castillo¹⁷ han elaborado un método mediante el cual se puede determinar la probabilidad de que se produzca un deslizamiento, en función del tamaño de la cuña inestable. Para ello no se toman litoclasas sino familias de litoclasas definidas, en su orientación y en su emplazamiento, por leyes estadísticas deducidas de las poblaciones medidas. Llegando a obtener distribuciones estadísticas del coeficiente de seguridad, que constituyen la solución del problema.

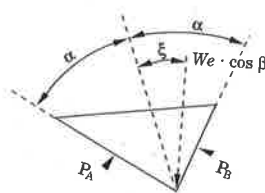
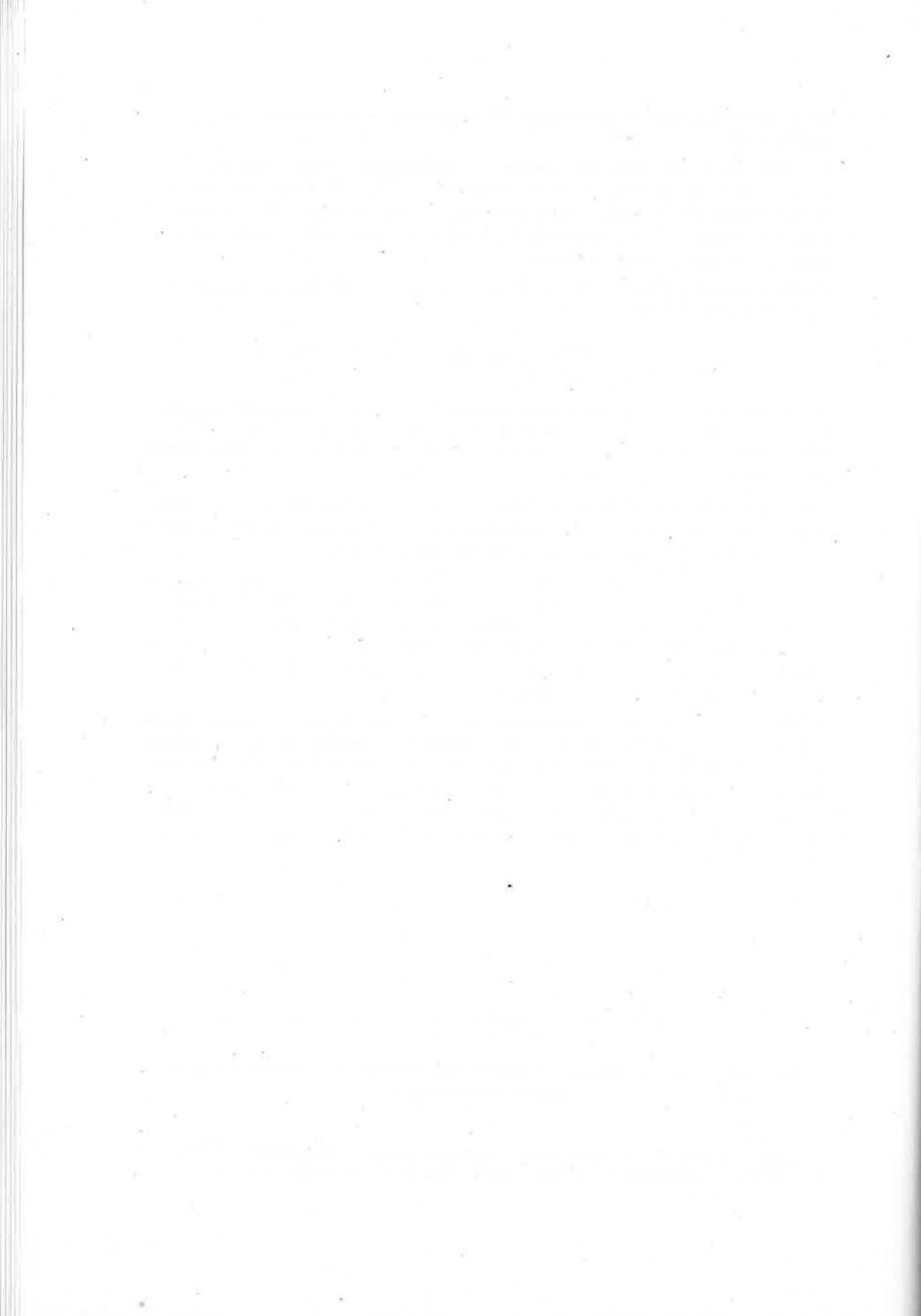


Figura 2.6. Sección por un plano perpendicular a la arista de deslizamiento, de una posible cuña inestable

¹⁷ Serrano A.A., Castillo E., (1974) *A NEW CONCEPT ABOUT THE STABILITY OF ROCK MASSES*. 3rd International Congress on Rock Mechanics. Denver 10A, pp. 820 -826.



3. TRATAMIENTO DE LADERAS Y TALUDES INESTABLES EN ROCA

3.1. INTRODUCCION

El desarrollo de la mecánica de rocas en los últimos años, ha hecho cambiar de forma radical los trabajos de diseño y mantenimiento de taludes en roca, que hasta entonces han estado basados 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 suelen ser grandes sumas de dinero que se invierten, en áreas relativamente pequeñas.

Sin embargo en obras lineales, tales como carreteras y ferrocarriles, varían las condiciones de entorno, pues se desarrollan a lo largo de un trazado. Cualquier carretera o ferrocarril que se emplace en una zona ondulada o montañosa, tendrá kilómetros de taludes, por lo cual se hace inviable la ejecución de un proyecto con tal grado de detalle. Bajo estas circunstancias, el tratamiento de taludes en obras lineales se ha convertido, tanto un arte como una ciencia¹, ya que es preciso combinar los conocimientos geotécnicos con la experiencia para poder lograr un adecuado nivel de seguridad a los usuarios de estas vías, a unos costos razonables.

En este tipo de obras se deben distinguir tres tipos de actuación encaminadas a garantizar las condiciones de seguridad que antes se hacia referencia. La *reubicación de la vía, la estabilización de los taludes y la protección contra las caída de rocas* que se puedan desprender de dichos taludes. 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. Lo que ocurre es que en la mayoría de los casos esto no es factible por la orografía del terreno o porque supondría costos muy elevados. En el segundo de los casos las actuaciones van encaminadas a mantener de una forma u otra las condiciones de estabilidad del talud o ladera mediante elementos que no permitan el movimiento de las rocas, proteger el talud de la erosión o evitar su afloramiento y la rotura progresiva subsiguiente. En última instancia cuando no es posible garantizar esta condición de estabilidad, es decir que se producen desprendimientos, ya sea por la altura del talud o por gran superficie con bloques inestables —en ocasiones puede alcanzar varios miles de metros cuadrados— se emplean métodos de protección. En reiteradas ocasiones la solución óptima pasa por el empleo combinado de varias.

¹ Peckover F.L, Kerr J.W.G.,(1977). *TREATMENT AND MAINTENANCE OF ROCK SLOPES ON TRANSPORTANTION ROUTES*. Canadian Geotechnical Journal. pp.487-507.

Para estos fines se ha elaborado una gran variedad de respuestas, desde las más simples hasta las más elaboradas técnicamente. En un mismo emplazamiento se pueden utilizar diferentes métodos, que con un aceptable nivel de seguridad para los usuarios, eviten la caída de rocas sobre la calzada; sin embargo las consideraciones de carácter económico y de factibilidad tendrán un peso importante en la selección de la solución a emplear.

En cualquier caso el ingeniero, además de requerir una elevada competencia en los aspectos geotécnicos y geológicos para seleccionar una solución determinada, deberá tener en cuenta los siguientes factores:

- Tipo y alterabilidad de las rocas.
- Estructura del macizo rocoso, planos de litoclasas, dirección y buzamiento, y estratificación.
- Topografía del lugar e inclinación de las laderas.
- Zonas de posibles desprendimientos y trayectoria probable de las rocas.
- Dimensiones y formas esperadas de los fragmentos de rocas, así como la energía cinética máxima que pueden alcanzar las rocas individuales.
- Emplazamiento de la plataforma de la vía y su posibilidad de desplazamiento.
- Flexibilidad en cuanto a la variación de la sección transversal.

Resulta entonces importante y de gran utilidad, realizar una revisión de las diferentes soluciones de estabilización y métodos de protección empleados en la actualidad.

3.2. METODOS DE ESTABILIZACION DE LOS TALUDES

3.2.1. Voladura de contorno

Es importante para la estabilidad del talud de corte en el caso de rocas poco fracturadas y no susceptibles a la descompresión y meteorización en contacto con la atmósfera, lograr que la trituración y excavación de la roca tenga un efecto mínimo en el futuro del talud.

La implantación de técnicas de voladuras racionales, permite el diseño y construcción de emplazamientos con taludes más escarpados. La aplicación de tales técnicas disminuyen el riesgo de deslizamiento y reducen el volumen de roca suelta colgada, minimizando la necesidad y cuantía de bermas y sistemas de sujeción (bulones, muros).

El ingeniero proyectista puede actuar para reducir los daños en los taludes mediante la utilización de la técnica de *precorte*. Los mejores resultados se obtienen cuando los barrenos se disparan simultáneamente, para lo que se conectan a una línea de cordón detonante. Cuando hay problemas de vibraciones se intercalan relés de microretardo entre distintos grupos de barrenos.

Estos grupos están constituidos por un número de barrenos suficiente para obtener un precorte adecuado pero sin exceder la carga máxima por metro indicada en cada caso por el estudio de vibraciones.²

Las voladuras de *precorte* deben dispararse con unas condiciones mínimas que oscilan entre 12 m para barrenos de 50 mm de diámetro y 20 m para barrenos de 310 mm, para evitar que las bajas condiciones de confinamiento del lugar den lugar a esfuerzos de fracturación irregular.

La voladura de *precorte* puede dispararse junto con la voladura de destroza, con un adelanto mínimo de 60-70 ms a fin de que la fractura se desarrolle antes de la detonación de la fila frontal de la voladura primaria. Otra modalidad es el disparo independiente antes de la voladura; en estas circunstancias debe cuidarse que la fractura no se ciegue con la afluencia del agua y los lodos, ya que reduciría la efectividad de la reflexión de la onda de choque de la voladura primaria y el despegue de ésta.

Desde hace varios años, las investigaciones en el campo del *precorte* se han dirigido hacia el diseño de las denominadas cargas de *fracturación controlada*. Las principales ventajas de éstas técnicas son:

- Conservación de la integridad estructural de la roca remanente.
- Mejor adaptación del hueco excavado a las dimensiones de la excavación proyectada.
- Menor consumo de explosivos por unidad de superficie precortada.
- Mayor espaciamiento entre barrenos y por lo tanto menores necesidades de perforación.

Una de las técnicas más antiguas consiste en el *acoplamiento superficial de cargas planas* con las que se pretende dirigir toda la energía del explosivo sobre dos generatrices de la superficie cilíndrica del barreno.

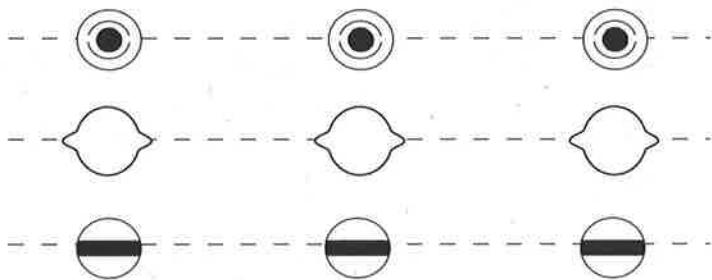


Figura 3.1. Diseño de cargas de fracturación controlada

² López Gimeno E., VOLADURAS DE CONTORNO EN TALUDES DE MINAS A CIELO ABIERTO. VII Simposio Nacional sobre Obras de Superficie en Mecánica de Rocas, Madrid 1982.

La segunda técnica conocida por *barrenos con entalladura* consiste en practicar unas aberturas a lo largo del barreno con el fin de dirigir la fracturación debida a la presión del barreno aprovechando la concentración de tensiones en los extremos de dichas entalladuras. Con esta técnica se han alcanzado excelentes resultados, reduciendo el consumo de explosivo entre un 50% y un 20% del que normalmente se emplea.

La tercera de la técnicas es la denominada *cargas entubadas con aristas abiertas*, consisten de forma básica en un tubo metálico con hendiduras laterales que aloja en su interior el explosivo. El tubo metálico tiene como función concentrar las tensiones en un lugar específico y proteger el resto de la caña del barreno.

Uno de los avances logrados es la introducción en el campo de las voladuras del cordón detonante de alto gramaje, cuyo empleo conlleva las ventajas como:

- El reparto uniforme de la carga, que proporciona cortes limpios.
- Los cordones de $\phi = 10-12$ mm y 100 gr/m de pentrita, con diámetros de perforación en la gama 63-75 mm son óptimos para los trabajos en taludes.
- El empleo de cordones detonantes de alto gramaje reduce notablemente los tiempos de carga de los barrenos, lográndose una disminución importante de la mano de obra necesaria.
- La alta presión de detonación y el pequeño volumen de gases producido, hacen de los cordones detonantes, la carga de explosivo idónea tanto en rocas competentes como en las intensamente fracturadas.

3.2.2. 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 fragmentos de roca o 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. En el caso de carreteras, tiene el inconveniente del posible deterioro de la superficie de rodadura de la calzada tras el impacto de las rocas a eliminar.

Es de señalar que esta tarea, en general, se ejecuta como paso inicial en los emplazamientos en los cuales se aplicará alguna de las soluciones de estabilización y protección que se verán con posterioridad.

3.2.3. Colocación de elementos de drenaje.

La presencia del 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 de un patrón de flujo u otro significará un cambio en el factor de seguridad obtenido por el equilibrio límite.

En la siguiente tabla se muestran dos patrones de flujo de junta que se pueden usar para la determinación de la distribución de la presión de agua en taludes rocosos y por tanto para calcular el factor de seguridad del talud. Se emplea como ejemplo con el objeto de enmarcar la influencia que ejerce la presión de agua en las juntas sobre los problemas de estabilidad del talud y consecuentemente la importancia de las medidas de drenaje en la estabilización del talud.

La masa inestable de roca se desliza a lo largo de un plano discontinuo que limita en la coronación del talud con una grieta de descompresión. El esquema que se muestra en la columna A de la tabla 3.1, es el resultado de un flujo a lo largo del plano de deslizamiento que se comunica solo con la grieta de tracción.

Tabla 3.1.																																																							
A. Flujo a lo largo del plano de deslizamiento, que se comunica solo con una grieta de tracción de la coronación del talud	B. Flujo a lo largo del plano de deslizamiento, que se comunica mediante una red de diaclasas con la grieta de tracción																																																						
<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td style="width: 15%;">W</td><td style="width: 15%;">=</td><td style="width: 15%;">4700 kN</td></tr> <tr><td>U</td><td>=</td><td>600 kN</td></tr> <tr><td>V</td><td>=</td><td>125 kN</td></tr> <tr><td>A</td><td>=</td><td>20 m</td></tr> <tr><td>β</td><td>=</td><td>60°</td></tr> <tr><td>α</td><td>=</td><td>30°</td></tr> <tr><td>Z_w</td><td>=</td><td>5 m</td></tr> <tr><td>φ</td><td>=</td><td>38°</td></tr> <tr><td>c</td><td>=</td><td>0</td></tr> </table>	W	=	4700 kN	U	=	600 kN	V	=	125 kN	A	=	20 m	β	=	60°	α	=	30°	Z _w	=	5 m	φ	=	38°	c	=	0	<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td style="width: 15%;">W</td><td style="width: 15%;">=</td><td style="width: 15%;">4700 kN</td></tr> <tr><td>U</td><td>=</td><td>1280 kN</td></tr> <tr><td>V</td><td>=</td><td>125 kN</td></tr> <tr><td>A</td><td>=</td><td>20 m</td></tr> <tr><td>β</td><td>=</td><td>60°</td></tr> <tr><td>α</td><td>=</td><td>30°</td></tr> <tr><td>Z_w</td><td>=</td><td>5 m</td></tr> <tr><td>φ</td><td>=</td><td>38°</td></tr> <tr><td>c</td><td>=</td><td>0</td></tr> </table>	W	=	4700 kN	U	=	1280 kN	V	=	125 kN	A	=	20 m	β	=	60°	α	=	30°	Z _w	=	5 m	φ	=	38°	c	=	0
W	=	4700 kN																																																					
U	=	600 kN																																																					
V	=	125 kN																																																					
A	=	20 m																																																					
β	=	60°																																																					
α	=	30°																																																					
Z _w	=	5 m																																																					
φ	=	38°																																																					
c	=	0																																																					
W	=	4700 kN																																																					
U	=	1280 kN																																																					
V	=	125 kN																																																					
A	=	20 m																																																					
β	=	60°																																																					
α	=	30°																																																					
Z _w	=	5 m																																																					
φ	=	38°																																																					
c	=	0																																																					
Factor de seguridad																																																							
$F = \frac{(W \cos \alpha - U - V \operatorname{sen} \alpha) \tan \phi}{W \operatorname{sen} \alpha + V \cos \alpha}$																																																							
<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td style="width: 15%;">F</td><td style="width: 15%;">=</td><td style="width: 15%;">1.08</td></tr> </table>	F	=	1.08	<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td style="width: 15%;">F</td><td style="width: 15%;">=</td><td style="width: 15%;">0,87</td></tr> </table>	F	=	0,87																																																
F	=	1.08																																																					
F	=	0,87																																																					

En el caso del esquema de la columna **B**, hay una red de diaclasas que comunican la red de tracción con el plano de deslizamiento, lo cual implica un incremento de la presión del agua en dicho plano. El factor de seguridad calculado para la distribución de presión de agua el caso **B** es 0.87, mientras que en el **A** es 1.08. Luego, la reducción del factor de seguridad de **B** respecto a **A** es de un 20%.

En control del drenaje de la superficie³ abarca las siguientes actuaciones, entre otras:

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

Para el drenaje del interior del talud se realizan perforaciones, galerías, pozos y zanjas (en algunos casos extremos se emplean bombas para la extracción del agua).

Se verá un ejemplo de determinación de los parámetros de diseño de drenes perforados, para una cuña con características análogas a la vista en la tabla anterior, una masa que se desliza definida por dos planos, en este caso el plano de tracción de coronación no existe sino que se supone un plano horizontal a la altura del pie de talud que se intercepta con el plano de deslizamiento inclinado. El área a drenar se puede determinar:

$$Area = \frac{3 A^2}{2}$$

siendo A la altura del talud, en los esquemas de la tabla 3.1

La aplicación de esta perforación de drenaje proporciona una reducción de la tensión resultante T del agua que actúa sobre la superficie de deslizamiento. El coeficiente adimensional $f = \gamma_w Area / T$, se define en función de la acción del agua, su inverso $fo = 1/f$ es definido por Louis⁴, como coeficiente de eficiencia del drenaje y se emplea para cuantificar la efectividad del drenaje. En una situación de talud completamente drenado, f se anula y fo se hace infinito. La variación de fo se ha de considerar para adoptar la mejor solución para la estabilidad del talud a largo plazo y teniendo en cuenta la posible variación de la duración de T .

³ Piteau D.R., Peckover F.L., (1978). *ROCK SLOPE ENGINEERING*. Special Report, 176 Washington, pp 198-228

⁴ Louis C., (1976). *INTRODUCTION À L'HYDRAULIQUE DES ROCHES*. PH. D. Thesis, Paris.

Para realizar el diseño de los elementos de drenaje es aconsejable determinar el flujo de la red sin drenar y su correspondiente coeficiente f , para el sistema de drenaje considerado. La solución más cercana a la óptima se puede encontrar a través del análisis del coeficiente f .

Los parámetros de diseño necesarios son la dirección u orientación θ_{opt} de la perforación, así como su longitud L_{opt} . En determinados casos es recomendable la determinación de la dirección óptima θ_{opt} del sistema de drenaje para una longitud dada y luego hacer el mismo análisis para determinar la longitud óptima. En general esto se resuelve por métodos numéricos. Si se supone una masa ideal continua y sometida aun flujo de Darcy, se le puede aplicar el método de los elementos finitos.

En este caso las perforaciones de drenaje pueden ser modeladas como elementos lineales. Este problema se resuelve en el plano (2-D), cuando la perforación o barreno es representado por un elemento lineal, el espaciamiento entre dos barrenos consecutivos se asume implícitamente igual a la unidad de longitud empleada en la modelación.

Cuando se trabaja en un modelo 2-D, la longitud se suele fijar a un valor L mayor que L_{opt} teórica, para tener en cuenta el fenómeno 3-D. Louis recomienda emplear un incremento de un 50% ($L = 1,5 L_{opt}$).

La red de drenaje se puede obtener con perforaciones paralelas de diámetro entre 50 mm y 100 mm, espaciadas entre 2 y 10 metros, dependiendo de la permeabilidad del medio.

En la figura 3.2 se muestra un ejemplo en el que se estudia la influencia de la orientación de los barrenos, en un talud de 75° de inclinación. El esquema que se identifica con la A muestra, la acción que ejerce sobre la presión de agua una línea de perforaciones hipotética realizada a -30° y el B para una perforación a 30° , en el primer caso se aleja más la línea de presión de la cara del talud, sin embargo desde el punto de vista práctico es imposible de ejecutar.

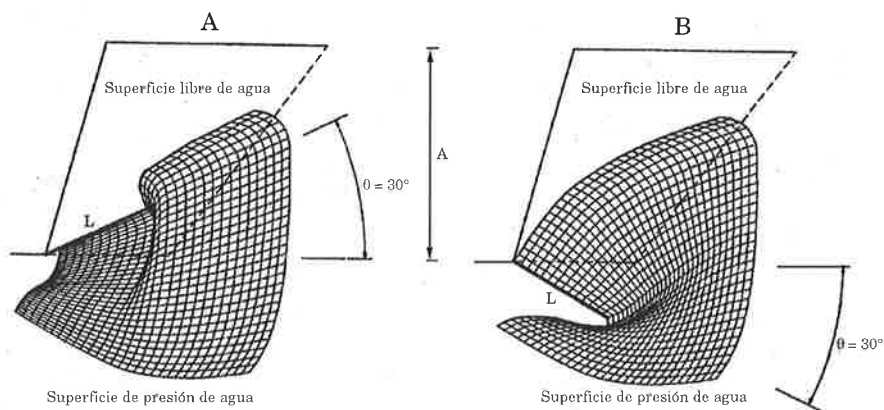


Figura 3.2. Influencia de la orientación de los barrenos en la presión de agua

Las curvas que se presenta a continuación, muestran influencia que puede ejercer la variación de la orientación de los barrenos (θ), y del cociente entre la longitud del barreno y la altura del talud (L/A), sobre el coeficiente de eficiencia del drenaje (f), estas curvas resultan de la simulación por ordenador. (figuras 3.3 y 3.4).

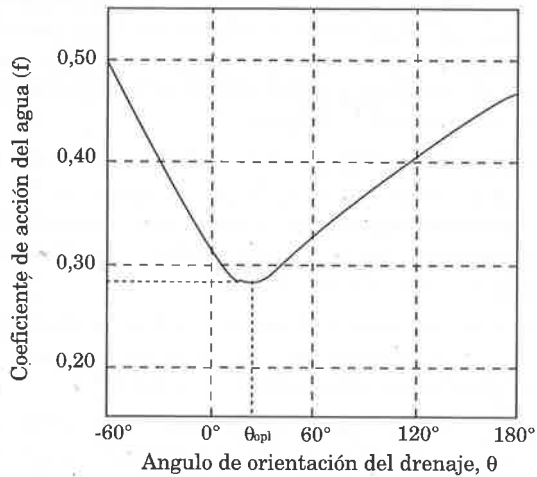


Figura 3.3. Relación entre la orientación θ y el coeficiente de eficiencia del drenaje f

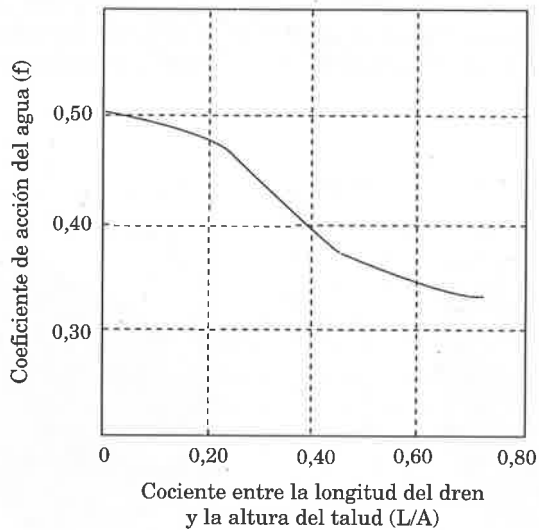


Figura 3.4. Influencia del cociente entre la longitud del barreno y la altura del talud L/A , sobre el coeficiente de eficiencia del drenaje f

3.2.4. Modificación de la pendiente del talud

Es uno de los métodos más empleados para el mejoramiento de las condiciones de estabilidad de los taludes; es un método correctivo y está ligado a deslizamientos en el cuerpo del talud. Su eficiencia no es siempre la misma, sino que puede variar extraordinariamente de unos casos a otros.

Un factor que influye de manera significativa en la inestabilidad de los cortes en roca, ha sido el mantener una sección típica en todos los taludes de corte a lo largo de la vía, sin atender suficientemente el estado y la estructura de la roca.

En los casos en los que se hace necesaria la estabilización del talud, se pueden aplicar soluciones tales como el corte de los fragmentos salientes del talud para garantizar el apoyo de los estratos con juntas planas, construcción de apoyos y soportes estructurales donde sea necesario, fundamentalmente bajo capas susceptibles a una rápida meteorización o degradación, pudiéndose reducir significativamente el desprendimiento de rocas. En ocasiones, cuando la estructura del macizo lo permite, se puede reducir el peligro realizando el corte escalonado del talud, para crear una serie de bermas que permitan la recepción de las rocas resultantes de pequeños derrumbes, evitando que vayan a parar a la calzada. Es común que la huella de los escalones disminuya hacia arriba, lo mismo que su peralte.

Hay que tener en cuenta que las labores de excavación para la modificación de los taludes —una vez que la vía ha sido abierta, además de los volúmenes de obra adicionales a ejecutar—, tienen un costo por metro cúbico de hasta diez el valor de la excavación original, por las dificultades que han de presentarse en la ejecución.

Si en el abatimiento del talud se emplean explosivos, como es de esperar en este tipo de terreno rocoso, se deberá tener cuidado de evitar el abuso de éstos, para lograr frentes lo más sanos y resistentes posibles.

3.2.5. Métodos de revestimiento de la superficie

3.2.5.1. Empleo de la vegetación

Se trata de un método preventivo y correctivo de fallas por erosión. Los movimientos de tierra que acompañan la construcción de cortes y terraplenes producen, inevitablemente, la destrucción muy indeseable 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 en la parte superficial, por el entramado mecánico de sus raíces.

Como es lógico las plantas toman el agua que necesitan del suelo en que crecen, pudiéndose plantear criterios para la selección del tipo de especies recomendado en cada caso; en principio se deberán emplear especies de la zona para evitar problemas en la adaptación al ambiente. La experiencia ha probado que es más efectivo para defender taludes la plantación continua de pastos y plantas herbáceas, en vez de árboles.



Foto 3.1. Aspecto de un talud hidrosechado

Hay zonas en que la reforestación se produce de forma casi natural e inevitable y sin embargo hay otras en que resulta muy difícil el crecimiento vegetal. En muchos lugares se aplica como solución la hidrosiembra; su tarea consiste en evitar erosiones a medio y largo plazo, así como inestabilidades en espacios pequeños y aunque no evitan las caídas de rocas desprendidas de la matriz, si detienen los bolos incluidos en una masa de suelo. Según la aplicación y las dificultades se pueden aplicar diversos procedimientos para reverdecer zonas.

En casos simples, basta con hidrosiembra, debiéndose cumplir que el subsuelo no esté demasiado seco, debiendo, además mostrar un poder de retención del agua. La hidrosiembra tiene una capacidad limitada de protección contra las erosiones superficiales, por lo que no es recomendable su aplicación en grandes pendientes. En los casos más difíciles se deben aplicar dos capas, una primera capa vegetal de base donde estén almacenadas las materias alimenticias y la humedad y encima una capa de hidrosiembra.

Una proyección simple de por ejemplo betunias y paja, en raras ocasiones arrojan resultados satisfactorios, mientras que la aplicación de alfombra vegetal posibilita una variante, en lugares pequeños y de mal acceso, a un precio económico en relación con los procedimientos de revegetación más laboriosos.

3.2.5.2. Mallas y redes metálicas

Malla de alambre de triple torsión

El revestimiento del talud rocoso con mallas metálicas de triple torsión, es un tratamiento eficaz y que ha sido muy utilizado en las carreteras y autopistas de todo el mundo.

Teniendo en cuenta la proximidad de la malla al talud, la densidad de anclaje y la forma de colocación, se pueden clasificar en mallas colgadas o adosadas al terreno.

Mallas colgadas

Evitan que las rocas que se desprenden de lo alto del talud tomen velocidad y que al tropezar con los salientes vuelen y caigan directamente sobre la calzada, encauzando su movimiento lentamente entre la pared rocosa y la malla hasta el pie del talud, donde los desprendimientos se acumulan.

En la coronación del talud la malla se puede sujetar mediante un cable anclado a la superficie de la ladera o en voladizo —para garantizar que la malla conduzca rocas que puedan venir de la ladera—, mediante bulones o piquetes de 16 a 25 mm de diámetro. En la cara del talud la malla se mantiene libre y en la parte inferior usualmente se amarran a todo lo largo barras de acero gruesas para garantizar su contacto con la ladera. La parte inferior de la malla se termina a 0,5-1 m por encima del pie del talud para facilitar el mantenimiento.

Con estos fines se debe construir una banqueteta para que en ella se acumulen las piedras y no interferir el tránsito con las labores de mantenimiento. Cuando no es posible garantizar este sobrecancho de la plataforma, hay que aprovechar y utilizar los arcenes y cunetas.

En la carretera de la costa vasca, entre Bilbao y San Sebastián, se ejecutó una solución para prevenir la acumulación de rocas sobre la calzada, en una zona con muy poco espacio lateral.

La malla de triple torsión se colgó de un cable superior, sostenido por puntales y en la parte inferior se le colocó una malla de cables. Ambas mallas se anclaron a la parte inferior con barras a la roca y en la parte superior y en los extremos de cada sección de la red de cables una barra con una doble chapa en su extremo, para separar a 1 m aproximadamente de la pared ambas mallas y unir una con otra. La malla de cables posee resistencia suficiente y permite acumular tras ella las rocas desprendidas sin que caigan sobre la calzada (fotos 3.2 y 3.3).

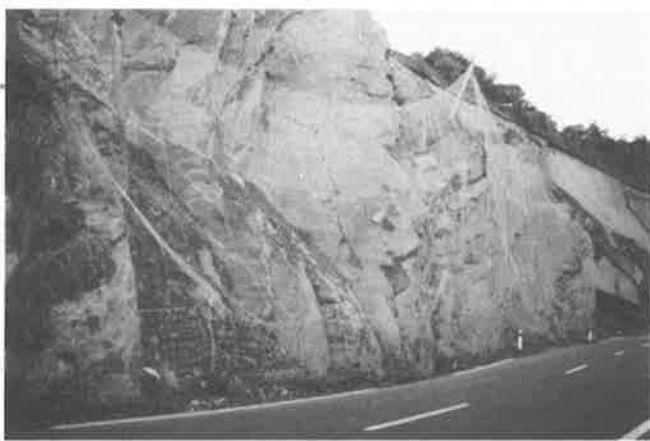


Foto 3.2. Malla de alambre de triple torsión colgada con la zona inferior reforzada con red de cables



Foto 3.3. Detalle de la bolsa de cables inferior

Para realizar el mantenimiento, consistente en el vaciado de la red, se desenroscan las tuercas de las barras de anclaje inferiores y se retira la roca acumulada, reponiendo nuevamente la malla. Esta solución puede permitir en zonas muy ajustadas o en laderas de rocas muy fracturadas de pequeño tamaño, limitar el ancho en la base del desmonte, acercando el pie de los taludes al borde de la calzada.

Mallas adosadas

Aunque se emplean esencialmente los mismos materiales, varía el principio de colocación. Se trata de una protección activa pegada a la superficie del talud, de tal manera que estén la mayor cantidad de puntos del talud en contacto con la malla. Para ello se colocarán anclajes cada 16-20 m², como máximo y se intentará, en la ejecución que quede lo más ceñida al terreno posible, colocando las fijaciones en los puntos interiores o cavidades de la cara del talud, su objetivo es no permitir que los fragmentos de roca, que se encuentran inestables se muevan; con ello se evita que puedan alcanzar velocidad y con ello energía, ayudando a la vez a frenar el proceso de erosión, ya que las rocas inestables no podrán moverse de su sitio.

En general, las mallas de alambre son un sistema de protección barato y relativamente sencillo. Sin embargo, la inaccesibilidad de los lugares de trabajo para su instalación, requiere de personal especializado entrenado y la ayuda de equipos no convencionales.



Foto 3.4. Malla adosada al talud

Cuando la altura del talud lo permite, la instalación de la malla puede efectuarse con ayuda de una grúa, realizándose posteriormente de forma manual la unión de un paño de malla con otro mediante el cosido con un alambre grueso. Cuando el cosido es deficiente, la malla se abre por estos puntos y deja de trabajar; la figura 3.5 muestra la forma correcta de realizar la unión.

La dificultad para acceder a algunos lugares requiere incluso la utilización de helicópteros en el montaje de las mallas y llevar a las partes altas de las laderas los equipos y materiales para su instalación.

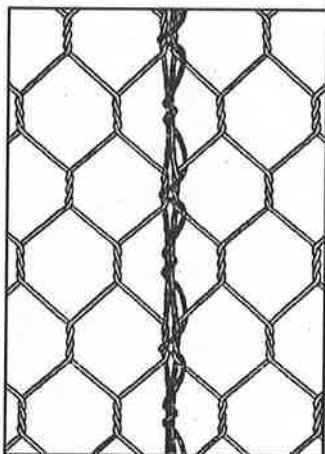


Figura 3.5. Detalle de la unión correcta entre dos paños de malla

Mallas o redes de cables

Existen emplazamientos en los cuales el peso de los bloques que se encuentran inestables, no puede ser soportado por mallas de triple torsión. Es entonces que se pasa a dar solución al problema empleando redes de cable, cuyas luces y diámetros podrán variar en función de las características del macizo a estabilizar (foto 3.5).

Se construyen fundamentalmente de 8 mm de diámetro y luces que varían entre los 200 - 300 mm. Tienen como característica su alta resistencia, facilidad de montaje y posibilidades de adhesión a la superficie por su flexibilidad; como inconveniente se puede citar su costo y que han de estar acompañadas de malla de triple torsión en emplazamientos donde existan rocas de pequeño tamaño.

La fijación al terreno se realiza mediante un cable perimetral de mayor diámetro, lo anclajes son barras de acero o cables, que además pueden servir de fijación a los bloques inestables.

Se conocen soluciones para la confección de la red, que van desde lo más artesanal —unión con prensacables o trenzado manual de un cable dentro de otro— hasta la confección de estos paños de mallas por maquinaria especializada —colocación de grapas—, es sumamente importante el empleo de un sistema de unión seguro pues el deslizamiento de un cable sobre otro puede llegar a poner la malla fuera de servicio, según se pudo demostrar en los ensayos realizados en el laboratorio, que aparecen el capítulo 7.

Con relación a la aplicación de este tipo solución, se tienen buenas experiencias, del empleo de redes de cables con grapas antideslizantes (foto 3.5), para la estabilización local.



Foto 3.5. Malla de cables adosada al talud



Foto 3.6. Malla de alambre de triple torsión reforzada con cables

Mallas reforzadas con cables

Los tipos de soluciones anteriores, fundamentalmente la de alambre de triple torsión adosada al terreno, se pueden combinar con un refuerzo exterior con cables trenzados que forman una macro malla anclada, que envuelve toda la superficie y que se teje en forma de cordón de zapatos entre los anclajes.

Este procedimiento que ha denominado cableado de la malla, constituye un refuerzo que ayuda a distribuir el área de trabajo de la malla sobre el talud aumentando su capacidad de retención. Ha sido empleado en la solución, al desprendimiento citado en el capítulo 2, en la carretera N-611.

3.2.5.3. Gaviones de recubrimiento

Los gaviones representan una solución extremadamente válida para la realización de obras de recubrimiento en múltiples ambientes y climas. La estructura de la obra de realizada con gaviones se caracteriza por los siguientes factores: es 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.

Se emplean en taludes regulares para proteger la superficie y en irregulares para preservarla y a la vez hacerla homogénea. Se pueden clasificar⁵ en interiores y exteriores: los *interiores* se colocan en las zonas a estabilizar y

⁵ Agostini R., Mazzalai P., Papatti (1988) *FILETS METALLIQUES A MAILLES HEXAGONALES POUR LA PROTECTION DES FALAISES ET TALUS*. France Gabions. Le Puzin

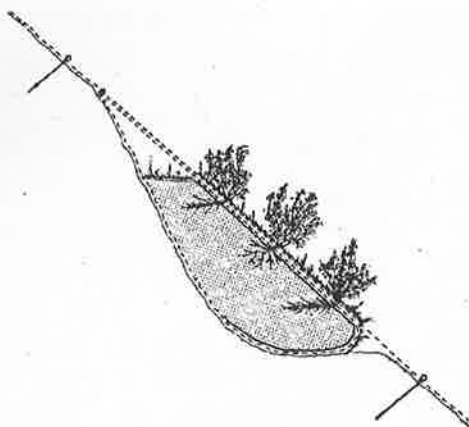


Figura 3.6. Gavión de recubrimiento colocado en el interior de una malla adosada al terreno

luego se cubren con una malla de triple torsión que envuelve todo el talud (figura 3.6). Por su parte los *exteriores* se pueden colocar de modo independiente anclándose al terreno mediante cables.

Su utilización está recomendada para taludes de poca pendiente; en la mayoría de los casos combinando con el recubrimiento de todo el talud con mallas de triple torsión.

3.2.5.4. Morteros y hormigones proyectados.

La estabilización y revestimiento con gunita⁶, de taludes y excavaciones es, hoy en día una técnica muy usada en la construcción. Está encaminada a reducir o minimizar la alteración de la roca por efecto del proceso de meteorización. Garantiza el sellado de las juntas y adiciona un soporte estructural a los salientes de rocas.

Para su confección se emplearán *áridos* naturales o producto de machaqueo, con una curva granulométrica que dependerá del fin con que se emplee —mortero u hormigón—; en cualquier caso continua y con tamaños inferiores a 25 mm.

El *cemento* a emplear en general es Portland 350 o PUZ 350, salvo caso en que vaya a estar expuesto a aguas subterráneas con alta concentración de sulfatos, en los que se empleará cemento resistente a sulfatos.

El *agua* para mezclar y curar debe estar limpia y exenta de sustancias que puedan dañar al hormigón o al acero.

⁶ La palabra «gunita» no está registrada bajo patentes, aunque sin dudas está incluida en el vocabulario técnico. *Shotcrete* (Inglés), *Betón proyecté* (Francés), *Spritzbeton* (Alemán), *Mortero proyectado* (Castellano).

Los *aditivos* para la gunita deben ser productos en polvo o solubles en agua, que añadidos, mejoren las cualidades del mortero u hormigón. Entre los más usuales están:

Aceleradores: Se utilizarán cuando se necesite un curado rápido o altas resistencias iniciales, su dosificación estará entre 2 % y 7 % del peso del cemento; los aditivos que contengan cloruro cálcico no deberán emplearse en gunitas armadas.

Retardadores: Durante períodos de calor o cuando se requiera acabado especial es recomendable emplear algún retardador.

Colorantes: Los colorantes se emplearán por lo general solo en la última capa, la que deberá terminarse de una sola mano para evitar que se produzcan diferentes tonalidades de color. Suelen emplearse óxidos de cromo (verde), como se puede apreciar en la foto 3.7; y óxidos de hierro (rojo), mezclados con cemento blanco.

Otros: Se pueden emplear aireantes, para reducir la tensión superficial, cenizas volantes que son plastificantes, impermeabilizantes y aumentan la resistencia, pero no han de emplearse en una proporción superior al 15% del peso del cemento; por su coloración oscura se suele emplear como colorante.

Se deberá emplear *armadura* siempre que tenga que resistir esfuerzos estructurales o de temperatura. Por lo general consiste en una malla alambre de triple torsión o malla de acero electrosoldado, dependiendo de su finalidad.

Existen experiencias satisfactorias en empleo de fibras de vidrio, poliéster, polietileno y acero con refuerzo mezclado integralmente en la gunita⁷. Fundamentalmente este refuerzo por medio de fibras tiende, en casos, a sustituir armaduras. Ultimamente se ha empleado la fibra de polipropileno, que tiende a dar buenas propiedades cohesivas y elásticas a la mezcla, pero que no mejora la resistencia a la flexión.

Por otra parte las armaduras de fibra de acero se han integrado satisfactoriamente en la gunita, comprobándose la posibilidad de incluir hasta un 6% en peso en la mezcla original, de fibra fina de acero de 25 mm de largo y 0,25 mm de diámetro; una mayor proporción puede crear obstrucciones en las mangueras, mientras que una menor pierde sentido. La fibra de acero tiene la desventaja que su inclusión en la mezcla puede causar desgaste prematuro en el sistema de proyección —mangueras y maquinaria—.

El empleo de gunita armada con fibras es sumamente efectivo en taludes rocosos irregulares, donde puede lograr que la armadura llegue a todos los puntos, cosa que resulta sumamente difícil de conseguir cuando se emplean otros tipos de armadura.

En los taludes existen fundamentalmente dos procedimientos de utilización:

Mortero proyectado en capas: Está destinada para la protección de superficies contra la meteorización; el espesor medio puede oscilar entre 0,07 y 0,10m.

⁷ Rivas de la Riega, J.L.,(1981) *MORTEROS Y HORMIGONES PROYECTADOS*. pp. 28-34.

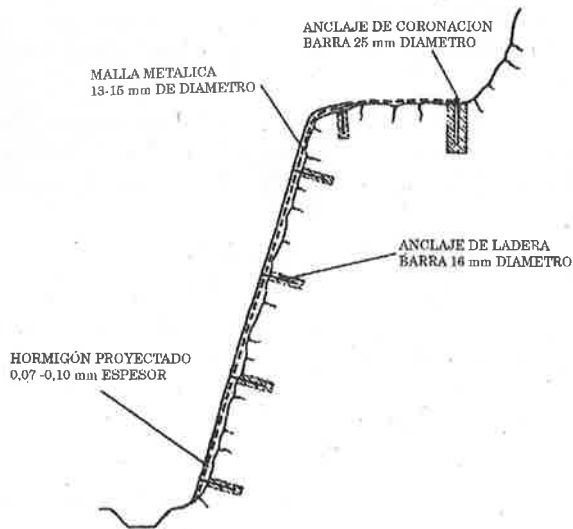


Figura 3.7. Mortero proyectado en capa

Hormigón proyectado en masa: Su principal función es rellenar grietas o fisuras e inmovilizar pequeños bloques inestables, así como contribuir a regularizar superficies.

En todos los casos la superficie debe estar limpia, con muy poca o ninguna fracción arcillosa y sin surgencias importantes de agua. En muchos emplazamientos es necesario dar salida a las aguas de diversos orígenes que circulan en el interior de las rocas, al objeto de evitar sus efectos de erosión, segregación y presión. Ello se consigue con un drenaje de forma que estas aguas sean vertidas fuera del talud. El mismo puede ser superficial o profundo.



Foto 3.7. Solución de gunitado de color verde y con vegetación, para mejorar el aspecto del talud

El gunitado tiene el inconveniente de ser una solución antiestética y costosa, pero en muchos casos imprescindible. Las soluciones a base de gunitado, si están adecuadamente ejecutadas y aplicadas en los lugares correctos, reducen notablemente el proceso de alteración de las rocas y son de gran durabilidad.

Los fracasos del gunitado se deben normalmente a las siguientes causas: aplicación sobre superficies sucias, inadecuado espesor del tratamiento, aplicación sobre taludes de suelos finos y arcillosos e inadecuado drenaje. En estos casos el tratamiento se desprende y se acelera el proceso de alteración del suelo y la erosión del talud.

3.2.5.5. Anclajes.

Los anclajes son elementos que trabajan a tracción, con los que se trata de mejorar las condiciones de equilibrio de una estructura o talud, asociando al conjunto el peso del terreno que los rodea. Normalmente están constituidos por armaduras metálicas que se alojan en perforaciones realizadas en el terreno, en cuyo fondo se sujetan o anclan por medio de inyecciones o dispositivos mecánicos expansivos, fijándose luego el exterior a la estructura cuya estabilidad se pretende mejorar o a placas que se apoyan directamente en la superficie del terreno.

En un anclaje se distinguen tres partes esenciales: la zona de anclaje, la zona libre, la cabeza y placa de apoyo.

La *zona de anclaje* es la parte solidaria al terreno en profundidad, encargada de transferir los esfuerzos al mismo. La *zona libre* es la parte en que la armadura se encuentra independiente del terreno que la rodea, de manera que pueda deformarse con toda libertad al ponerse en tensión. La *cabeza* es la zona de unión de la armadura a la placa de apoyo sobre la que se ejerce la acción exterior.

De acuerdo a la forma en que se prevé trabajen, se pueden clasificar en pasivos, activos y mixtos.

Anclaje pasivo. Es aquel que entra en tracción por sí solo, al aparecer la fuerza exterior y oponerse la cabeza al movimiento del terreno o de la estructura. Este tipo de anclaje debe ser bastante rígido si se quiere limitar la magnitud del movimiento, llegando en casos extremos a ejecutar verdaderos pilotes a tracción. Su orientación se establece en virtud del movimiento relativo que pueda esperarse entre la cabeza y la zona de anclaje para evitar la aparición de esfuerzos anormales.

Anclaje activo. Es el que una vez instalado se pretensa la armadura hasta llegar a su carga admisible, comprimiendo el terreno comprendido entre la zona de anclaje y la estructura o placa de apoyo de la cabeza. Cuando actúa la carga exterior se produce la descompresión del terreno, pero apenas se mueve la cabeza del anclaje en tanto no se sobrepase el esfuerzo de pretensado, por lo que no varía sensiblemente la tensión del tirante. Los anclajes se pretensan para transmitir las cargas al terreno; a este fin se utilizan gatos hidráulicos con bombas de accionamiento manual o eléctrico, similares a las

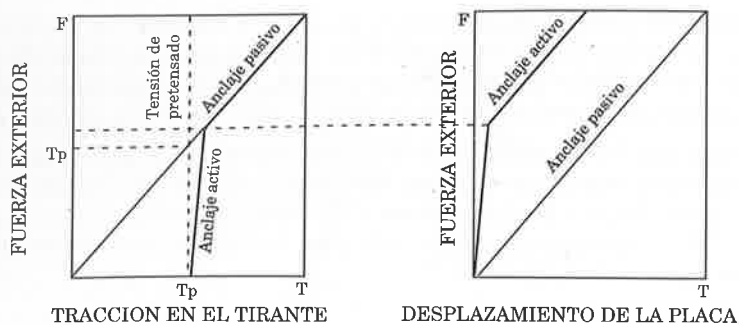


Figura 3.8. Comportamiento esquemático de un anclaje

que se emplean en hormigón postensado. Antes de su fijación los anclajes son sometidos a una carga de hasta 1,5 veces como máximo la carga de trabajo; esta carga se aplica de forma escalonada y tras ser alcanzada se procede a destensar hasta una cierta carga previa a la definitiva donde se colocan las piezas de anclaje —tuerca o cuñas de tres piezas, dentadas en su interior—.

Anclaje mixto. Es un intermedio entre los dos anteriores. La armadura se pretensa con una carga inferior a la admisible, quedando una parte de su capacidad resistente en reserva para hacer frente a posibles movimientos del terreno.

El empleo de los anclajes puede ser temporal o permanente, siendo los permanentes los que más importancia tienen en la estabilización de taludes. De hecho se dimensionan, como es evidente, con mayores coeficientes de seguridad y sobre todo se deben prever medidas extremas para hacer frente a la corrosión⁸.

Se pueden utilizar, entre otros, para el cosido de macizos rocosos fisurados, para la sujeción de bloques o rocas individuales, para evitar el deslizamiento de taludes en roca o en terrenos sueltos y para el sostenimiento de excavaciones o estructuras de contrafuerte.

Pueden resultar un método muy eficaz cuando la ladera está compuesta de placas de rocas estratificadas con inclinación hacia la calzada. Al realizar el corte las placas pierden sustentación y se desplazan cuando la componente del peso en la dirección del buzamiento, supera la fricción entre las placas de rocas. En presencia de agua, la capa de suelos finos y en ocasiones arcillosa que se encuentra entre las juntas se humedece, disminuyendo bruscamente la cohesión y la resistencia a cortante en la superficie, provocando el deslizamiento.

En la actualidad existe una considerable variedad de anclajes, cuyas diferencias residen fundamentalmente en el tipo de armadura que utilizan, la forma de construir la zona de anclaje y la disposición de la cabeza, así como el sistema de protección contra la corrosión utilizado, habitualmente se emplean los siguientes:

⁸ Herbst T. F., Langwadt O., Harttig W., (1994). Revista editada por DSI, DYWIDAG-System International.

Barras de acero especial

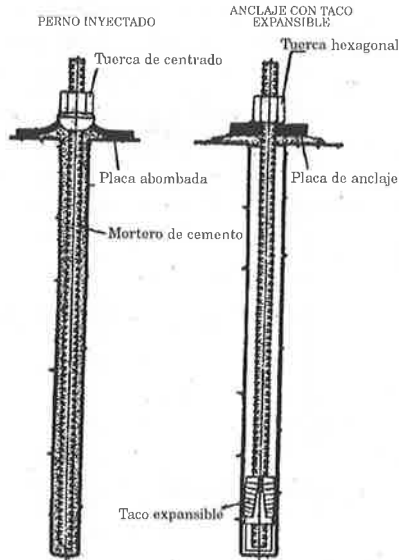


Figura 3.9. Tipos básicos de anclajes de barra, para roca

Suelen tener diámetros comprendidos en la gama de 16 a 50mm, longitud variable de 1m a 12 m y calidades del orden de 900/1030 ó 1080/1230 N/mm². Se utilizan aislados (como bulones o pernos de anclaje) o en grupos para construir la armadura de anclajes de baja capacidad.

Cables de alambre de acero alta resistencia

Alambres con diámetros de 2 mm a 4 mm, límite elástico entre 1570 N/mm² a 1770 N/mm², sirven para la fabricación de cables trefilados en frío. Atendiendo a la disposición de los alambres en cada cordón se dividen en: cables de cordones cruzados (ordinarios) y cables de alambres paralelos (o de igual paso); los más utilizados para anclajes son los cables ordinarios de alma metálica.

El alma metálica es generalmente otro cable independiente formado por seis cordones de siete alambres, alrededor del un séptimo cordón igual a los anteriores; esto es un cable 7x7+AM. En cables gruesos en lugar de siete alambres por cordón se emplean diecinueve, pasando a ser el alma un cable 7x19 +AM.

La denominación de resistencia normalizada está en función del alambre utilizado. La capacidad resistente de los anclajes está dada por la resistencia de la armadura y la resistencia de la zona de anclaje, en la que se transmiten los esfuerzos al terreno; la resistencia de la armadura determina la sección

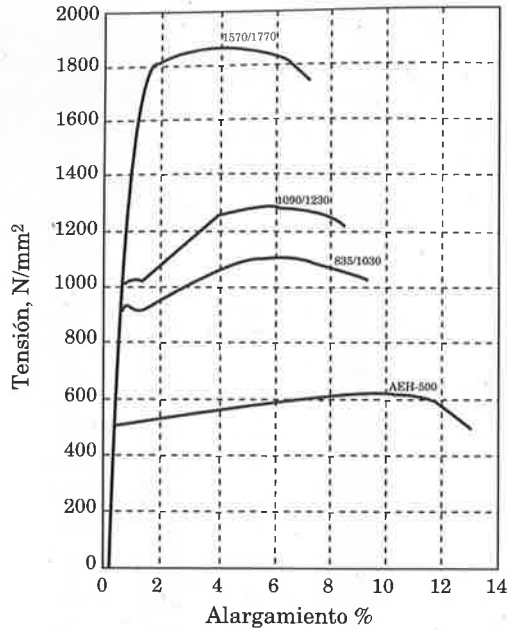


Figura 3.10. Diagrama de tensión-deformación de aceros para postensado

necesaria de acero. En un anclaje se suelen definir los conceptos de carga límite y carga admisible⁹.

La carga límite T_L , es el producto de la sección de acero A por el límite elástico σ_e , para un alargamiento del 0,2 %, siempre que sea inferior al 90% de la carga de rotura.

$$T_L = A \cdot \sigma_e$$

La carga admisible T_A , es igual a la carga límite por un coeficiente de seguridad α menor que la unidad ($\alpha < 1$).

$$T_A = \alpha \cdot T_L$$

Este coeficiente de seguridad depende del carácter de los anclajes así como del grado de confianza de las hipótesis y método de cálculo empleado para la determinación de los esfuerzos. Se suele emplear un valor cercano a 0,6 para anclajes permanentes o provisionales con un plazo de utilización superior a los dos años y 0,75 para anclajes cuyo servicio esté previsto que sea por menos de un año.

La resistencia de la zona de anclaje, estará determinada por la adherencia entre el acero y el mortero y por la posibilidad de deslizamiento entre el bulbo del anclaje y el terreno. Este último elemento es muy difícil determinar a priori, por tanto se hace necesario realizar ensayos para cada caso particu-

⁹ Jiménez Salas J.A., (1980). *GEOTECNIA Y CIMENTOS III. Cimentaciones, Excavaciones y Aplicaciones de la Geotecnia*. pp. 1146-1153.

lar y determinar los parámetros resistentes, resultados a los cuales se les aplica un factor que suele estar entre 2,5 y 3,0 para anclajes permanentes.

El proyecto de cualquier sistema anclado requiere no sólo todas las comprobaciones de estabilidad precisas, sino el análisis de que tipo de anclaje puede resultar más conveniente y una disposición adecuada que permita la buena ejecución y su correcto funcionamiento.

Al igual que en cualquier problema de ingeniería, la información básica es fundamental, pero en este caso concreto la naturaleza del esfuerzo a absorber o las características del movimiento al que se enfrentarán los anclajes, pueden determinar el tipo más adecuado por su funcionamiento (activo, pasivo o mixto) y la rigidez o flexibilidad del mismo.

En sentido general, los anclajes activos pretensados se comportan como si actuara una fuerza casi constante, y ponen en juego una mayor resistencia al terreno al limitar los movimientos (juntas de rocas), pero cuando se trata de estabilizar deslizamientos con componentes de movimiento difíciles de definir, pueden ser más interesantes anclajes mixtos. La situación de las zonas de anclaje en el terreno deben elegirse en función de las características del mismo, estudiando la estabilidad del conjunto mediante el análisis de las posibles superficies de rotura que pasen por el punto medio de las zonas de anclaje, hasta encontrar la envolvente de aquellas que posean el coeficiente de seguridad adecuado.

La cantidad y disposición de los anclajes no debe basarse solo en el estudio del conjunto de la obra una vez realizada, sino debe contemplar las diversas fases de ejecución tratando que con los trabajos de una se faciliten los de la siguiente. Se han de tomar en cuenta además su separación y orientación, ya sea en planta como en alzado, así como el orden de tensado en el caso que se requiera. La dirección más económica resulta ser la que forma un ángulo de $45^\circ - \phi/2$ con la normal a los estratos o diaclasas, siendo ϕ el ángulo de rozamiento interno en los planos de discontinuidad. El espaciamiento no es sólo una cuestión económica, sino que viene dado por el denominado *efecto grupo*, razones constructivas aconsejan distancias entre 2 y 5 m. Es también importante tener en cuenta la influencia que puedan ejercer la puesta en tensión sobre la carga de los previamente tensados y establecer si procede el retensado.

3.2.5.6. Estructuras de contención y sostenimiento.

Las estructuras de contención de tierras se clasifican en dos grandes grupos: pantallas que se ejecutan en el interior del terreno —que no van a ser objeto de estudio de este trabajo— y muros que a su vez se pueden dividir en:

Tipo de muro	Empleo
De revestimiento:	Proteger el terreno de la erosión y de la meteorización.
De contención:	Se emplean para contener tierras que caerían, en un plazo más o menos largo si se les dejase sin apoyo.
De sostenimiento:	Se construyen separados del terreno natural y luego se rellenan de tierra.

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 de la tierra 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 hormigón como material de construcción. Se inicia la ejecución de muros en masa o de gravedad que evolucionan a muros estructurales de hormigón armado en sus múltiples variantes y más recientemente a muros prefabricados y muros jardinera, entre otros.

Contención de bloques mediante muros de hormigón y contrafuertes

Denominados también llaves de hormigón, los muros se pueden construir no sólo cerca de la calzada al nivel de la cuneta, sino en cualquier lugar de la ladera o del talud de excavación en roca donde las condiciones lo requieran. Las rocas que ellos sostienen no deben ser removidas porque tras ellas caerían grandes volúmenes de roca que quedarían en estado inestable.

Se construyen de hormigón *in situ* o mediante capas sucesivas de hormigón proyectado y armadura de malla de acero electrosoldado alternas hasta lograr los espesores requeridos. Es cada vez mayor el número de muros de contención que incorporan anclajes profundos y tensados como fuerza estabilizadora permanente.

Los taludes se pueden asegurar mediante muros de pantalla de hormigón armado con tirantes dorsales o pilotes. Los muros de contención pueden ser escalonados y anclados por medio de filas de anclajes. Se utiliza el hormigón inyectado con anclajes dispuestos como pernos, que transmiten sus fuerzas sobre placas individuales de hormigón que distribuyen las fuerzas, o sobre puntos nodulares de un emparrillado de vigas de hormigón.



Foto 3.8. Muros de recalce de hormigón *in situ*

También se pueden emplear pilares de hormigón de sección circular que cimentados en el estrato inferior sirven de muleta a grandes bloques, el diámetro de la sección de estos pilares varía en función del peso del bloque a sostener en general está entre 1,35 y 2,00 m, la propiundidad de anclaje depende de la resistencia del estrato portante, en el caso de roca blanda deberá ser superior a los 5 m.

Las paredes rocosas inestables pueden anclarse con ayuda de bloques o elementos prefabricados de hormigón como distribuidores de fuerzas, o por anclajes colocados en grupos o filas sobre vigas de hormigón. El empleo de muros de contención es común para corregir el movimiento o deslizamiento de grandes capas o para prevenirlos en zonas en que sean de temer, de hecho su principal campo de aplicación es la prevención.

Aunque el funcionamiento mecánico de esta solución es claro, los resultados de su aplicación, en algunos casos han sido decepcionantes. Es importante comprender que la estructura de contención ha de contener la superficie de fallo formada o por formarse. Si ésta contiene la estructura su efecto será nulo, esta razón hace que con frecuencia se construyan muros muy altos que se entierran mucho en el terreno con la consiguiente elevación del costo de la solución.

Otra fuente común de mal funcionamiento ha sido el descuido del drenaje de la propia estructura. Este elemento que siempre es fundamental, resulta de vital importancia por razones obvias, cuando el muro se relaciona con problemas de estabilidad de taludes.

El sistema de drenaje más sencillo se construye con mechinales, que consisten en caños de diámetro 10 cm como mínimo empotrados en el muro o bien agujeros rectangulares de 5 x 10 ó 2 x 20 cm que se dejan en el muro colocando un taco de madera al construir éste. La distancia horizontal entre columnas de mechinales depende de las precauciones tomadas para dirigir el agua de infiltración hacia ellos¹⁰.

El método más económico, aunque el menos efectivo consiste en volcar piedra picada o grava en la boca interior de cada mechinal, cuando se hace esto la distancia no debe exceder de 1,50 m; si se coloca un dren contínuo de grava de 20 - 30 cm de espesor, en todo el tradós, la distancia puede aumentarse a 3 m. Si no hay cuneta al pie del muro el agua de los mechinales se infiltra en el terreno, en ciertos casos puede mancharse el alzado del muro. Esto puede evitarse sustituyendo los mechinales por drenes internos con pendiente del 1 al 2% a todo lo largo del muro, desaguando en un punto bajo adecuado.

Para muros hormigonados contra el terreno como los recalces existen placas de hormigón sin finos que, colocadas contra dicho terreno hacen las veces de pantallas filtrantes y de encofrado perdido al mismo tiempo. Debe considerarse que el coste del drenaje es muy pequeño en relación al coste total y que en cambio su importancia es primordial para la seguridad del muro.

¹⁰ Jiménez Salas J.A., Justo Alpañes J.L., Serrano A.A. (1981). *GEOTECNIA Y CIMIENTOS II. Mecanica del suelo y de las Rocas*. pp. 775-778.



Foto 3.9. Muro de escollera

Muros de escollera

El incremento en los costos de los materiales de construcción y mano de obra, unido a una cierta facilidad de obtención de bloques de escollera, así como la posibilidad de una delicada colocación en obra con modernas máquinas, ha vuelto a introducir la posibilidad del empleo de la piedra, como elemento básico para la construcción de muros de contención.

La escollera está compuesta en general por grandes bloques de roca, procedentes de voladuras y de peso superior a los 5 kN, de formas prismáticas más o menos uniformes. En origen su empleo estuvo destinado a obras marítimas y fluviales, así como a presas de materiales sueltos; en la actualidad se está empleando como solución de sostenimiento y contención en infinidad de emplazamientos en carreteras, ferrocarriles y obras civiles en general.

Presentan varias ventajas respecto a muros de hormigón relacionadas con: la economía —hasta un 30% de ahorro—, supresión del empuje del agua —dadas sus posibilidades drenantes—, facilidad de adaptación a movimientos diferenciales del terreno, admitiendo distorsiones sin daño estructural y disminución del impacto ambiental.

Muros de gaviones

Los gaviones son cajas de forma prismática fabricada fundamentalmente de enrejado de alambre de 3 o 5 torsiones, galvanizado o plastificado, que rellenos de piedra se colocan unos encima de los otros formando muros. Al igual que las escolleras su principal aplicación ha estado ligada a obras de tipo marítima y fluvial aunque en los últimos tiempos se han empleado con éxito para la construcción de muros de contención. Se envían a obra plegados, allí se abren y cosen sus esquinas formando una caja dejando la tapa sin abatir, se le colocan los tirantes interiores de alambre que abarcan varias mallas de cara a cara y se rellenan.

Para el llenado de los gaviones puede utilizarse cualquier material siempre que el peso y las características satisfagan las exigencias estáticas, funcionales y de duración de la obra. El material más usado es la piedra de cantera o el canto rodado; son preferibles los materiales con mayor peso específico, aún más si es predominante el comportamiento por gravedad de la estructura o si está sometida a la acción del agua.

Tipo de roca	Peso específico Kg/m ³
Basalto	2.900
Granito	2.600
Caliza compacta	2.600
Traquita	2.500
Arenisca	2.300
Caliza tierna	2.200
Toba	1.700

La figura 3.11, representa un gráfico para la determinación del peso específico aparente del gavión γ_g , conocidos el peso específico del material de relleno γ_s y la porosidad del gavión n , que varía entre 0,30 y 0,40 en función de la curva granulométrica de las piedras de cantera o canto relleno. La dimensión más adecuada de las piedras está comprendida entre una y dos veces la dimensión D de la malla de la red, para evitar la salida de las piedras. El uso de áridos de dimensiones menores entre 1 - 1.5 D, permite un mejor y más económico ajuste del relleno, una mejor distribución de los esfuerzos y una mejor adaptabilidad a las deformaciones de la estructura ¹¹.

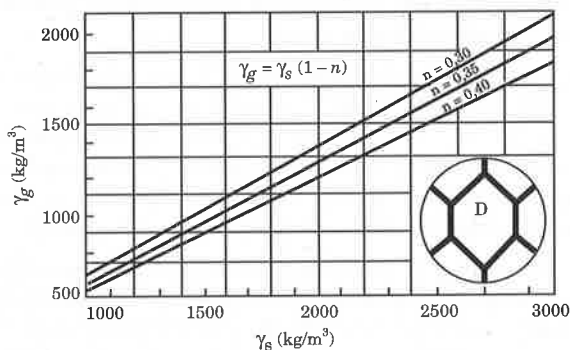


Figura 3.11. Relación entre la densidad aparente del gavión y la densidad de la roca que se emplea en su relleno

¹¹ Agostini R., Mazzalai P. (1992), *OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT*. France Gabions. Le Pouzin. France.

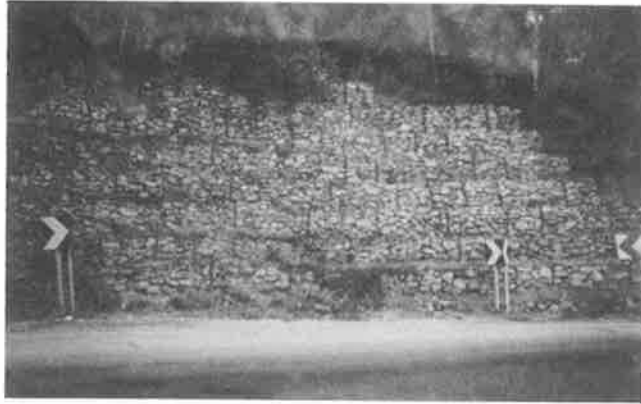


Foto 3.10. Muro de gaviones

La crisis de la obra de contención puede ser causa por la inestabilidad del conjunto muro terreno que se manifiesta con un movimiento a lo largo de una superficie de rotura para la cual es mínimo el coeficiente de seguridad al movimiento es de 1,2-1,3.

El mejor comportamiento de este tipo de obra se obtiene realizando con máximo cuidado el relleno de los gaviones y colocando los mismos de tal manera que, en función de sus características de fabricación se obtenga una distribución homogénea de la red en la obra. Para constatar la deformación al corte del muro, es aconsejable aumentar lo más posible el número de paños colocados verticalmente paralelos a la recta de acción del esfuerzo, o sea ortogonales al lado extremo del muro. Esto sugiere que se coloquen con el lado más largo paralelo a la sección del muro. Los gaviones se pueden rellenar a mano o con máquinas; en todo caso se tratará de reducir al mínimo los vacíos y obtener un aspecto compacto.

Los muros con escalones internos, es decir con paramento exterior plano, algunas veces son preferidos por razones funcionales o estéticas, pero desde el punto de vista estático resultan en general más adecuados los de escalones externos, incluso por razones de altura, para alturas mayores de 5 m o 6 m se aconsejan muros de escalones externos. En el caso de escalonamiento interno se advierte la necesidad de inclinar la obra al menos 6°.

Con relación a otros tipos de obras de contención la característica drenante de los muros en gaviones representa una seguridad, no obstante en ocasiones se aconseja la construcción de una solera de hormigón y tubos de drenaje para facilitar el transporte de la aguas. Además se pueden emplear contrafuertes drenantes de material granular en el trasdós del muro.

Muros de jaula y jardinera

Los muros de jaula se comenzaron a construir en madera, en regiones de bosque en norteamérica; en la actualidad de construyen de acero y de hormigón



Foto 3.11. Muro de jaulas de hormigón

armado, en ambos casos, las jaulas se rellenan de un suelo granular preferentemente compactado. Son adecuados para alturas pequeñas a medias —hasta 7 m— sometidos a empujes moderados. Los constituidos por perfiles de acero, están bastante difundidos en los ferrocarriles norteamericanos, donde se dice que su coste se compensa con la facilidad y rapidez de montaje. En España se dieron los primeros pasos en la aplicación de esta solución y se tienen experiencias positivas, fundamentalmente en la zona minera de Asturias, donde se construyeron varios muros de jaulas de hormigón armado en instalaciones siderúrgicas y escombreras.

Esta tecnología ha ido evolucionando en cuanto a forma de sus elementos, la disposición y composición del relleno dando lugar a los muros de jardinera. En estos muros los elementos prefabricados de hormigón armado se ensamblan de determinadas formas en el lugar y que a la vez se rellenan de tierra vegetal. Están concebidos fundamentalmente para aportar estabilidad a taludes de materiales sueltos o muy erosionados.

Los principales pasos para su ejecución son: el replanteo, el acopio de material, la ejecución de la zapata *in situ*, la colocación de la pieza pedestal, la ubicación del drenaje del trasdós del muro con una tubería porosa de 200 mm rodeada de material filtrante con el que también se rellenan los espacios entre pedestales y el trasdós, colocación de las piezas jardinera con la adecuada inclinación, relleno de dichas piezas con material adecuado (diámetro máximo 120 mm, seco y no arcilloso) y compactación mediante un vibro-apisonador, y finalmente el remate y decoración, que consistirá en el repaso del talud de la coronación del muro y el relleno con capa vegetal del frente del muro.

Por sus características y la apariencia final que suele brindar su acabado, se adapta muy bien al entorno, han tenido una muy amplia difusión, sobre todo en terraplenes y cortes para intersecciones de carreteras.



Foto 3.12. Muros de jardinera

Muros de tierra armada

La idea de la tierra armada fue concebida por el arquitecto e ingeniero francés Henry Vidal. Consiste en reforzar un terraplén con bandas de acero galvanizado u otros materiales, consiguiéndose muros verticales de hasta 25 -30 metros de altura.

Tiene un coste real bastante inferior al de un muro en L o jaula; esta diferencia se hace más evidente para grandes alturas. Para su ejecución según su autor¹², el suelo no deberá tener menos de un 15 % inferior a 80μ , ni más de un 25% de tamaños comprendidos entre 15 y 35 cm como máximo. El tema de la corrosión debe estudiarse a fondo en cada caso particular.

Es fundamental que la tierra desarrolle un ángulo de rozamiento elevado para evitar que se produzca un deslizamiento a través de la superficie en la

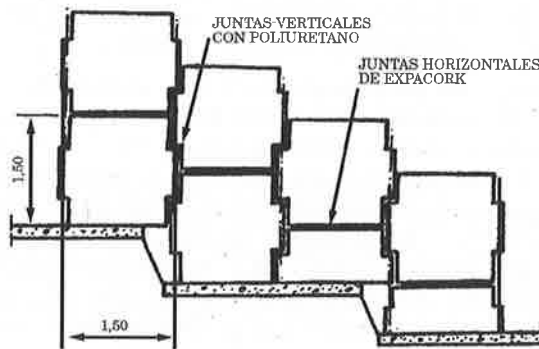


Figura 3.12. Esquema de un muro de tierra armada

¹² Vidal H., (1966). *LA TERRE ARMÉE*, Ann. ITBTP.

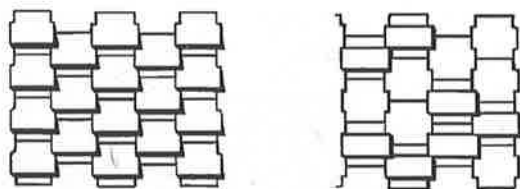


Figura 3.13. Efectos arquitectónicos que se pueden lograr con encofrados especiales

que están las bandas de acero sobre la que no actuaría la cohesión. Las tensiones aplicadas a la cimentación son relativamente pequeñas. El muro es muy flexible por lo que resulta adecuado para terrenos de mala cimentación.

En los últimos tiempos se han desarrollado nuevas tecnologías que se basan en el mismo principio, por ejemplo el *Textomur* y el *Mecamur*, que consisten en una estructura de sostenimiento con acabado en verde con el objeto de integrarse en el entorno, incluso urbano.

Textomur

Esta compuesto por una armadura permanente de geotextiles, resistentes a las tracciones producidas por la presión del suelo y otra capa de geotextil en la cara del talud a través de la cual se inserta vegetación, para la protección contra la erosión¹³.

Para conformar la cara exterior de la superficie se emplean armaduras electrosoldadas en forma de L a 60° y atadas unas con otras mediante barras de

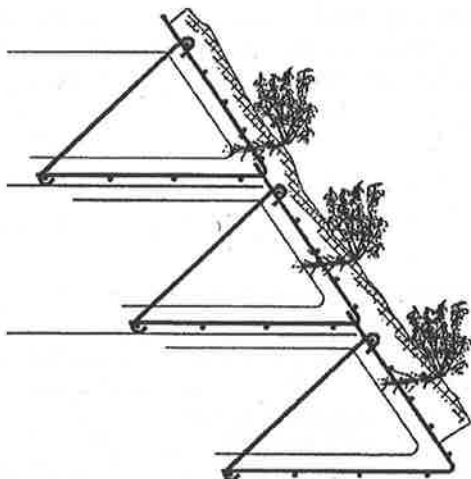


Figura 3.14. Esquema de la composición del Textomur

¹³ Documentación técnica aportada por Geobruigg, empresa que comercializa este producto.

acero en forma de bastón que garantizan la rigidez y permiten la conformación del talud en capas sucesivas de tierra.

Para finalizar, se realiza la proyección de manto y semillas, así como la plantación de arbustos que se adecuen al entorno, con el objeto de integrar la solución al paisaje del lugar.

Mecamur

Este sistema¹⁴ es semejante al anterior, está compuesto por una geo-red de polietileno de alta densidad, que garantiza la estabilidad interna en el seno del macizo mediante su disposición alterna con capas de 50 cm de tierra, compactadas por medios mecánicos, de esta geo-red existen varios modelos con distintas resistencias en función de la altura y las sobrecargas.

Para estabilizar la superficie del frente del macizo se emplean módulos de acero machihembrados de 2,5 m x 0,70 m, que al unirse van formando superficies coplanarias a las que se le puede dar cualquier inclinación y que constituyen el frente del muro. En el lado interior de los módulos se coloca la llamada guata de vegetación que es una mezcla de materiales sintéticos y naturales, que crea las condiciones para la posterior germinación y arraigue de las especies plantadas, siendo permeable al paso de las raíces, pero impidiendo la erosión del frente con la pérdida de materiales finos.

Para finalizar, se realiza la plantación, que debe ejecutarse en la época más propicia de año para obtener buenos resultados y al igual que en el resto de los casos las variedades han de ser autóctonas, prevaleciendo en general soluciones herbáceas acordes con el clima de la zona.

Aún cuando el empleo de estas soluciones es casi exclusivo de terraplenes, debido a su amplia difusión y a la posibilidad de utilización también en la protección de cortes se hace esta muy breve reseña.

3.2.5.7. Otros sistemas de reciente aplicación.

Guniverd

Es el nombre comercial de un material de muy reciente aplicación¹⁵, forma parte de una tecnología que tiene su origen en Japón. Consiste en la estabilización del talud mediante un producto híbrido entre la gunita y la hidrosiembra —gunita ecológica—, es decir una mezcla que tiene entre sus componentes además de cementantes y resinas que aportan resistencia al talud, partículas de origen orgánico y semillas, con el objeto de crear las condiciones para que la vegetación crezca sobre una superficie con determinadas características resistentes.

¹⁴ Documentación técnica aportada por Pecune, S.A, empresa que comercializa este producto.

¹⁵ Documentación técnica aportada por Pecune, S.A, empresa que comercializa este producto.



Foto 3.13. Aplicación del Guniverd

Este método está destinado a la estabilización de taludes inestables teniendo en cuenta las tendencias paisajísticas actuales. El primero de los pasos en su ejecución consiste en la colocación de una malla de triple torsión galvanizada muy bien adosada a la superficie, mediante anclajes de diámetro entre 12 mm y 25 mm y de 0,80 m a 1,25 m de longitud, sobre la que se proyectará la mezcla de productos estabilizados en un espesor medio de 8 a 10 cm.

La mezcla base del sistema está compuesta por tierra vegetal de calidad cribada, mantillo producto de estiércol animal —totalmente fermentado—, turba rubia de raíz de helechos tipo *Sphagnus*, fibra de madera, paja de cereal molida, fibra de polipropileno, cemento, compactador a base de polímeros, semillas pratenses, correctores agua y polímeros captadores. La permanencia de la capa verde tendrá como limitación más importante el aporte de agua.

El equipo mecánico para realizar la proyección está diseñado para ser transportado en un camión y esta compuesto por una tolva de recepción con mezclador, una cinta transportadora, compresor, grupo electrógeno, gunitadora, depósito de agua con bomba de impulsión, depósito para aditivos y sembradora.

Pentifix

El Pentifix¹⁶ es un sistema pasivo de protección contra desprendimientos superficiales, estabilización de zonas con riesgo de erosión y protección de taludes en desmontes de reciente construcción, ya sea en macizos rocosos o en suelos.

¹⁶ Documentación técnica aportada por Geobrugg, empresa que comercializa este producto.

El objetivo es fijar capas superiores inestables al macizo sano que no está afectado por el riesgo de erosión o deslizamiento, mediante redes de cables y anclajes especiales. Sus componentes principales son:

El propio macizo descomprimido o suelo: Es la capa superficial que está en estado inestable, que posiblemente esté ya en movimiento, esta capa deberá ser protegida contra la acción del agua y la temperatura.

Macizo sano o roca firme: Es el que se encuentra debajo de la zona inestable y que servirá de soporte a los anclajes.

Anclajes: Representan la unión entre la superficie y el macizo descomprimido o suelo. Los anclajes sirven para efectuar una unión rígida entre el macizo sano y el superficial; son de cables helicoidales de alma metálica y su cantidad depende de la capacidad que se desee alcanzar. Tienen una longitud que oscila entre 2 y 6 m.

Número de cables	Carga de rotura	Carga de trabajo ($F_s=2.00$)
1	84 kN	42 kN
2	168 kN	84 kN
3	252 kN	126 kN
4	336 kN	168 kN

Redes: Los anclajes sólo podrán actuar en sus entorno, sin embargo con redes modulares de 3.30 x 3.30 m, se consigue la estabilidad de toda la superficie. Las cabezas de los anclajes se unen unas a otras y el suelo es retenido por la red.

Revegetación: La revegetación puede ser apoyada por geotextiles que actúan en los pequeños espacios.



Foto 3.14. Montaje del pentifix

La forma de trabajo de este sistema prevé la actuación de la red para el suelo inestable entre los anclajes al que denominan *mecanismo de pequeñas dimensiones*, cuando la red se tensa, es capaz de soportar las pequeñas deformaciones. Está diseñado para trabajar además como un conjunto *mecanismo de grandes dimensiones*, teniendo en cuenta que se pueden mover grandes masas, que provocan un esfuerzo a flexo-tracción y un movimiento basculante.

La protección contra la erosión de las grandes superficies se consigue mediante la red, mientras que las superficies pequeñas con la hidrosiembra y la plantación de arbustos. Su mayor eficacia se alcanza en taludes con inclinación menor de menores que 2:3 (V:H), en taludes de mayor inclinación y más altos se generan problemas para su adecuada implantación.

Krismer

Es un sistema¹⁷ de origen austríaco, que se basa en una estructura de acero galvanizado, denominada J.K.S que forma una reja tridimensional y que se ancla al talud, rellena con una capa de grava y luego con una capa de material orgánico (mantillo o humus) y finalmente se hidrosiembra.

La estructura y sus anclajes suministran rigidez, la capa de grava proporciona un drenaje adecuado, a la vez que ayuda a la fijación del mantillo en el cual se puede reponer la vegetación. La J.K.S. es una reja tridimensional de acero galvanizado, con grosor de 1,7 mm, una profundidad de 80 mm, que se fabrica en paneles de 3,00 x 12,00 m. Tiene una capacidad portante de 30 kN/m² y una resistencia a tracción de 35 kN/m (con estructura anclada).

Este esqueleto se ancla mediante *clavos de tierra* de acero reforzado en forma de T, de varias longitudes y sección, siendo los T25 los más empleados.

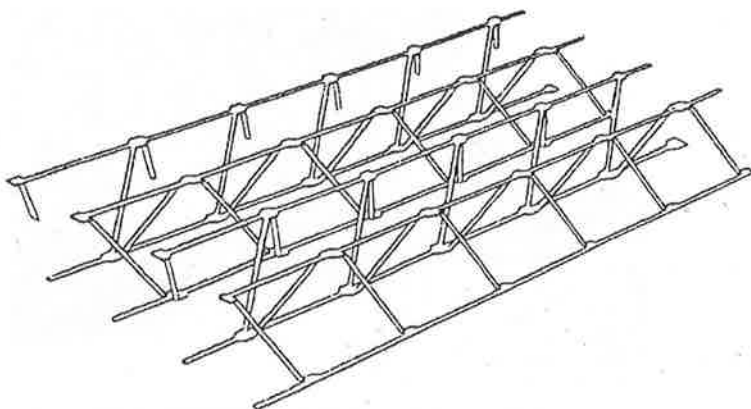


Figura 3.15. Estructura J.K.S. del sistema Krismer

¹⁷ Documentación técnica aportada por AMINSA, empresa que comercializa este producto.



Foto 3.15. Primeros pasos para el montaje del sistema Krismer

La unión entre paños se realiza mediante unas barras de distribución de acero corrugado y galvanizado de diámetro 10-12 mm; la grava de relleno tendrá un tamaño entre 35 y 70 mm, el mantillo ha de ser rico en material orgánico y conforme con las condiciones de la región donde se esté realizando el trabajo.

Es un sistema que puede llegar a brindar soluciones con un alto grado de integrabilidad desde el punto de vista del paisaje, tiene como inconveniente que en taludes donde la roca no sea suficientemente blanda para anclar con los clavos, sería necesario emplear bulones para el anclaje lo cual sería muy costoso, dada la densidad requerida.



Foto 3.16. Aspecto del emplazamiento anterior transcurridos unos meses

4. METODOS DE PROTECCION CONTRA DESPRENDIMIENTOS DE ROCAS

4.1. INTRODUCCION

Son obras que tienen como objetivo fundamental interceptar o atenuar la velocidad de las rocas en su movimiento descendente ladera abajo. Se tratarán las soluciones vinculadas a la protección contra la caída de piedras de los taludes rocosos fracturados, descubiertos durante las obras de excavación de la carretera y de los desprendimientos que se originan en lo alto de la ladera.

Como se señalaba con antelación, se presenta con mucha frecuencia la situación en que la inestabilidad provoca desprendimientos de bloques rocosos en zonas que se encuentran muy distantes de la calzada pero que inevitablemente le alcanzan, tal es el caso de taludes muy altos y escarpados, producto de construcciones en emplazamientos que son prácticamente acantilados o cañones, donde no hay casi diferencia entre talud y ladera; es aquí donde resulta imposible estabilizar, empleando alguno de los métodos vistos. Entonces no queda más salida que *permitir que ocurran los desprendimientos*, por supuesto, buscando las soluciones posibles para su contención y/o aminoramiento, pues los fragmentos que generalmente caen pueden llegar a alcanzar altas velocidades y energía cinética, lo cual hace el fenómeno sumamente peligroso y complejo de afrontar.

En estos casos, el especialista a cargo de tomar las medidas de protección se enfrenta, entre otros, con las siguientes problemas:

- Dificultades en la predicción de las posibles zonas desde donde se originan los desprendimientos y las posibles trayectorias de los fragmentos.
- Las dimensiones de la roca tipo, así como de la energía con que las mismas puedan llegar a la calzada o la zona donde se pretenden detener o frenar.
- La influencia que pueda ejercer el material del que está compuesta la ladera (vegetación, tipos de rocas o suelo y topografía) sobre el que se produce el desprendimiento y que evidentemente influirá en la trayectoria velocidad de las rocas.

La eficiencia y durabilidad de las obras de protección en este caso, así como su economía, dependerán de la correspondencia y equilibrio entre el diseño adoptado y los parámetros que caracterizan los puntos arriba mencionados como dificultades. Debido a lo difícil de evaluar con certeza esta correspondencia, es en este tipo de obras donde se presentan el mayor número de fracasos.

La solución típica para estos casos ha ido variando y enriqueciéndose con los años. En principio se limitaban a cunetas al borde de la calzada o similares⁸, que se han ido perfeccionando y combinando hasta lograr soluciones algo más eficientes, consistentes en la interposición de barreras o pantallas en la trayectoria de las rocas, que detengan las mismas antes de alcanzar la calzada.

4.2. CUNETAS JUNTO AL PIE DEL TALUD

En los casos en que el talud con fragmentos inestables no está estabilizado, las rocas que se desprenden pueden llegar a la base en caída libre, dando saltos o rodando; esta trayectoria dependerá de su forma, volumen, rugosidad de la superficie y pendiente del talud, entre otros factores.

La construcción de una cuneta en el pie del talud o de amplias bermas en el caso de cortes muy profundos, es un método sencillo y efectivo. La cuneta permite recolectar las rocas que caen evitando que lleguen a la plataforma de la vía.

Estas cunetas se suelen complementar con una barrera o pantalla para detener bloques o fragmentos, que puedan rebotar y llegar a la calzada.

La figura 4.1 muestra la posible trayectoria que probablemente siguen los fragmentos de roca en función de la inclinación del talud, apreciándose la

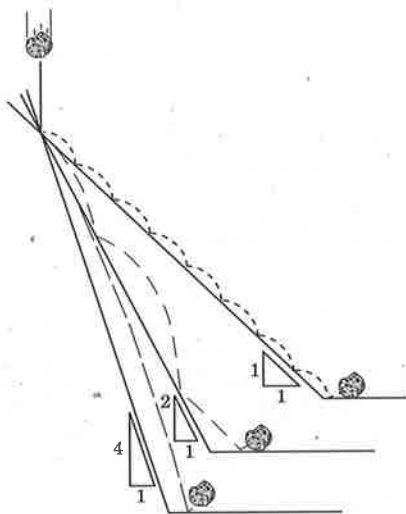


Figura 4.1. Trayectoria esperada de las rocas en un talud en función de la pendiente

⁸ Ritchie A. M., (1963). *EVALUATION OF ROCKFALL AND ITS CONTROL*. Record, 17 Highway Research Board., pp. 13-28.

combinación de movimientos que se pueden presentar. Muchos autores han evaluado la mecánica de los desprendimientos de rocas de taludes y laderas. El desarrollo de los parámetros de diseño para cunetas comenzó con los trabajos de Ritchie.

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 o menos	La roca rueda prácticamente sin separarse del terreno.

En los taludes empinados, las rocas resultantes del desprendimiento rebotan en los salientes y pueden caer a plomo sobre la plataforma; por lo tanto es muy conveniente estudiar bien el diseño del talud, para evitar este riesgo.

La trayectoria de las rocas que rebotan es sin dudas la más difícil de predecir. Por ello, los taludes con bermas **A** que se erosionan y dañan o que son muy estrechas, lejos de ser beneficiosos pueden ser peligrosos, ya que las rocas caen sobre éstas y rebotan. En este sentido pueden ser más seguros los taludes **B** con pendiente mayor que 1 : 4, que permitan la caída de las rocas directamente en las cunetas.

Cuando la ejecución de bermas sea un imperativo constructivo —entre otras funciones para la colocación del carro de barrenar—, éstas deben tener el ancho suficiente, con pendiente hacia el talud, para garantizar la recogida de las rocas, colocando siempre que sea posible entre el borde de la calzada y la cuneta un separador físico que impida a las rocas alcanzar la calzada.

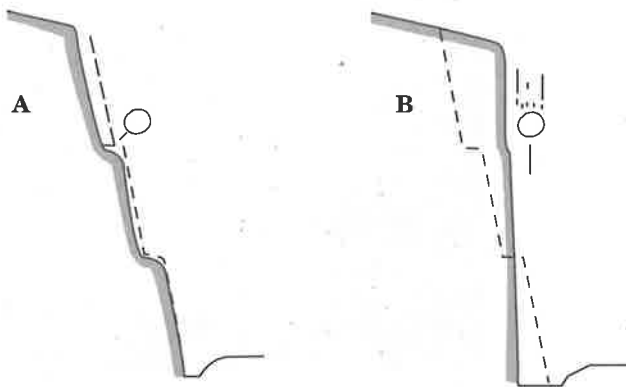
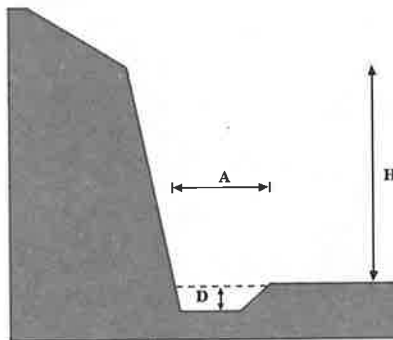


Figura 4.2. Influencia de la forma e inclinación del talud, en el rebote de las rocas

Los parámetros de diseño son la altura y el ángulo del talud desde donde se desprenden las rocas, y el ancho y profundidad de la cuneta a colocar. La tabla 4.1 recoge las dimensiones recomendadas para este tipo de cunetas, de acuerdo con la serie de experimentos sobre desprendimientos llevados a cabo por Ritchie, que sirven de guía para establecer una relación entre los parámetros geométricos antes mencionados.

Pendiente (H:V)	Altura H (m)	Ancho A (m)	Profundidad D (m)
> 1 : 4 80° - 90°	5 - 10	3,60	0,90
	10 - 20	4,50	1,20
	> 20	6,00	1,20
1 : 4 1 : 3 15°	5 - 10	3,60	0,90
	10 - 20	4,50	1,20
	20 - 30	6,00	1,80*
	> 30	7,50	1,80*
1 : 2 65°	5 - 10	3,60	1,20
	10 - 20	4,50	1,80*
	20 - 30	6,00	1,80*
	> 30	7,50	2,40*
3 : 4 55°	5 - 10	3,60	0,90
	10 - 20	4,50	1,20
	> 20	4,50	1,80*
1 : 1 45°	5 - 10	3,60	0,90
	10 - 20	4,50	1,50*
	> 20	4,50	1,80*

* Se recomienda colocar la pantalla en el borde de la calzada y con ella se puede reducir la profundidad de la cuneta a 1,20 m.



Nota: El ancho del fondo de la cuneta será siempre superior a 3,00 m. Una capa de grava o arena es muy efectiva para amortiguar la caída.

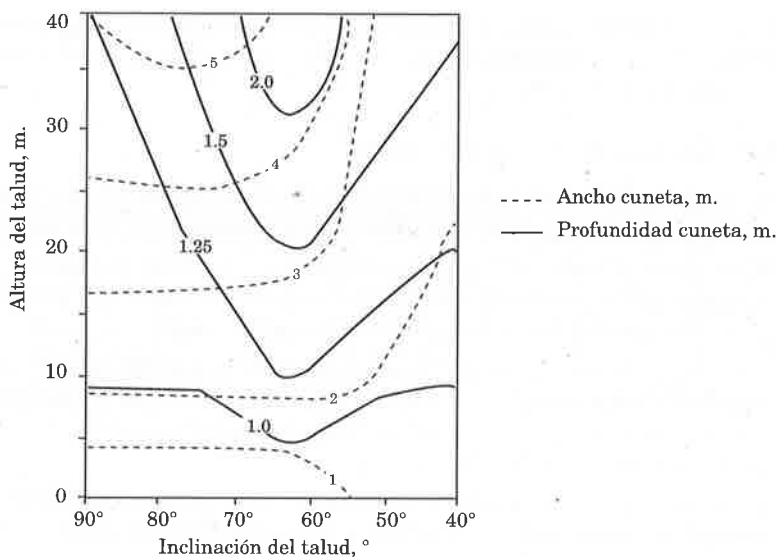


Figura 4.3. Diagrama para el dimensionamiento de cunetas para la intercepción de rocas

Posteriormente y sobre la base de los resultados alcanzados por Ritchie en su trabajo, Fookes y Sweeney⁹ confeccionaron un gráfico para el dimensionamiento de las cunetas de intercepción de rocas. Este esquema fue revisado críticamente por Whiteside¹⁰, quien mostró desacuerdo y retomó los criterios establecidos por Ritchie.

En 1986, Mak y Blomfield¹¹ realizaron una investigación, sobre el diseño de cunetas para una gran variedad de taludes precortados de alturas mayores de 12 m, provocando la caída de 13.000 rocas aproximadamente. Con estos experimentos demostraron que el criterio de Fookes y Sweeney era muy conservador para este tipo de taludes. Los resultados alcanzados por Mak y Blomfield también fueron muy cercanos a los de Ritchie y se muestran en la figura 4.3.

La construcción de estas cunetas en el pie del talud está muy vinculada con los volúmenes de excavación en roca a ejecutar o con la posibilidad de desplazar el eje de la vía separándola de la cara del talud. En todo caso, la adopción de la solución más correcta dependerá de la valoración económica que se realice teniendo en cuenta las condiciones concretas del lugar.

4.3. PANTALLAS O BARRERAS DE PROTECCION CONTRA DESPRENDIMIENTOS

En taludes naturales de pendiente media, bajo un acantilado de gran altura, resultan muy convenientes las barreras o pantallas para la intercepción de

⁹ Fookes P. G., Sweeney M., (1976). *STABILIZATION AND CONTROL OF LOCAL ROCK-FALLS AND DEGRADING ROCKS SLOPES*. 4th. Jnl. Engng. Geol, 9, pp. 37-55

¹⁰ Whiteside P.F. (1986). *DISCUSSION ON ROCKFALL PROTECTION MEASURES*. Conf. on Rock and Excavation Engineering in an Urban Environment. Hong Kong, pp. 490-492.

¹¹ Mak N., Blomfield D., (1984) *ROCK TRAP DESIGN FOR PRESPLIT ROCK SLOPES*. Conf. on Rock and Excavation Engineering in an Urban Environment. Hong Kong, pp. 263-270.

las rocas o fragmentos que puedan caer del acantilado, situadas en la coronación del talud, relativamente cerca del acantilado o en el borde de la vía que se desea proteger.

4.3.1. Ubicación de las pantallas.

Con respecto a la ubicación de las pantallas se pueden esbozar algunas ideas de carácter general que han de tenerse en cuenta:

- Las rocas al caer por las laderas ganan velocidad y energía, por lo que resulta conveniente interceptar las mismas lo más cerca posible del lugar donde se espera que se origine el desprendimiento.
- Cuando la zona exacta del desprendimiento no es evidente —en el mayor número de los casos—, las barreras se colocan en los lugares de cierre de las depresiones, para acortar la longitud de las pantallas y por ser la trayectoria más probable de las rocas.
- En el caso que la pantalla se coloque en las inmediaciones de la vía en desmonte, se deben ubicar cercanas a la coronación del talud.
- Cuando las condiciones topográficas lo exijan, las pantallas se colocan junto a la carretera o vía de comunicación, normalmente sobre un muro de hormigón o de gaviones.

Estas ideas no constituyen reglas ni mucho menos; es importante realizar un estudio detallado de cada emplazamiento y observar las características propias de cada lugar, sumamente importantes para tomar una decisión. En el capítulo 5 del presente trabajo, se hace un estudio sobre técnicas de simulación por ordenador de la posible trayectoria de las rocas en su descenso ladera bajo, y en consecuencia de la ubicación de las pantallas.

4.3.2. Denominación y clasificación de las pantallas

De acuerdo con la forma de trabajo las pantallas diseñadas para soportar el impacto de las rocas o fragmentos, se pueden denominar *estáticas* o *rígidas* y *dinámicas*.

Tipo de pantalla	Características
Pantallas Estáticas:	Son pantallas o barreras compuestas por elementos rígidos. Se basan en la robustez o inercia de sus componentes.
Pantallas Dinámicas de deformación plástica:	Están compuestas por una estructura deformable, que absorbe la energía cinética, transformándola generalmente en calor —por fricción o desgarradura de algunos de sus elementos—. El principio de frenado de la roca está basado en la absorción de energía por deformación plástica, de un grupo de elementos que se les denomina frenos.
Pantallas Dinámicas de deformación elástica:	Su diseño y dimensionamiento constituye el objetivo más importante de este trabajo. Están compuestas por una estructura cuasi-elástica que moviliza todos sus componentes en el momento del impacto. De manera que todos participen en la absorción de energía. Contienen elementos disipadores de energía, constituidos por muelles de elastómeros, que le dan una gran flexibilidad.

Para el estudio y análisis de su comportamiento se puede realizar una clasificación en función de la energía de trabajo y rotura en kilojulios, que son capaces de absorber, elemento que guarda mucha relación con los componentes que han de tener en cada caso:

Tipo de pantalla	Energía de trabajo (kJ)	Energía de rotura (kJ)
Muy baja	< 20	50
Baja	20 – 100	150
Media	100 – 250	300
Alta	250 – 1000	1500
Muy alta	1000 – 2350	2500

En general y aunque este criterio no es absoluto, las más bajas energías se corresponden con pantallas rígidas y el resto con pantallas dinámicas.

4.3.3. Pantallas estáticas

Como antes se señalaba en la definición, se ha denominado pantalla estática al conjunto de elementos que se pueden emplear para detener los desprendimientos de rocas. Su principio de funcionamiento en sentido, general está basado, en el empleo de soluciones potentes a base elementos rígidos y de gran inercia que se oponen al paso de las rocas y las detienen. Dentro de estas soluciones se pueden incluir:

- Caballones de tierra con cunetas colectoras del lado de la ladera.
- Muros de hormigón.
- Muros de gaviones.
- Pantallas de perfiles laminados y listones de madera dura.
- Pantallas metálicas.

4.3.3.1. Caballones de tierra con cunetas colectoras del lado de la ladera

Es una solución a considerar donde los tipos de suelo, la topografía de la ladera y las condiciones de drenaje, permitan su construcción en forma segura y económica⁵. En la figura 4.4 se muestra una propuesta de solución.

⁵ Romana M.,(1980) *MÉTODOS DE PROTECCIÓN CONTRA LA CAÍDA DE ROCAS*. Curso de Mecánica de Rocas aplicada a la Conservación de Carreteras y Autopistas. Cátedra de Geotécnica y Cimientos. Universidad Politécnica de Valencia.

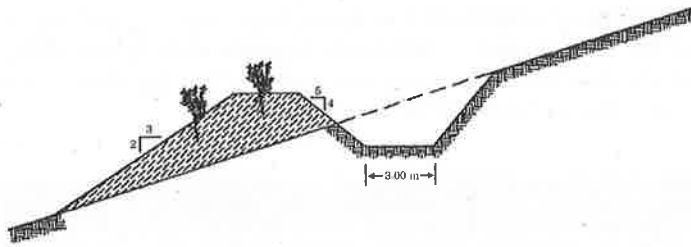


Figura 4.4. Solución de caballón de tierra combinado con cuneta

En las laderas de mucha pendiente y superficie rocosa esta solución no es viable. En algunos casos puede combinarse con las obras de recogida y evacuación de aguas.

4.3.3.2. Muros de hormigón

Son elementos costosos y extremadamente rígidos. Su forma y dimensiones puede ser muy variable, se pueden construir *in situ* o prefabricados. En los últimos tiempos se han estado utilizando, con dudosos resultados, barreras del tipo *New Jersey* —del mismo tipo que las empleadas como separador central en autovías—, como muros para la contención de desprendimientos de rocas.

Estas estructuras en sentido general funcionan aceptablemente para contener impactos de rocas con baja velocidad; para altas velocidades de impacto o bloques muy pesados, el muro puede fracturarse y destruirse debido a su elevada rigidez. Se ha podido comprobar que tienen un mal comportamiento frente a dichos impactos. En la zona de Pirineo Catalán, se tienen experiencias negativas del empleo de muros prefabricados para la contención de desprendimientos de rocas.

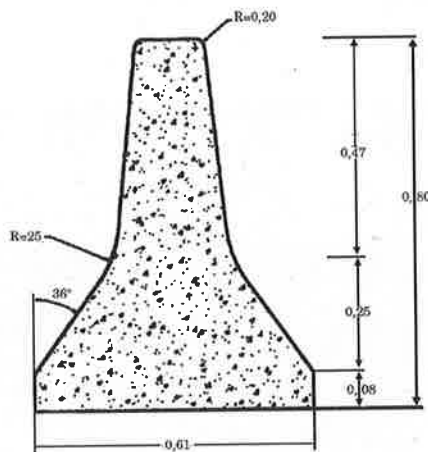


Figura 4.5. Muro de hormigón prefabricado o fundido *in situ* por la técnica de moldes deslizantes. Tipo *New Jersey*

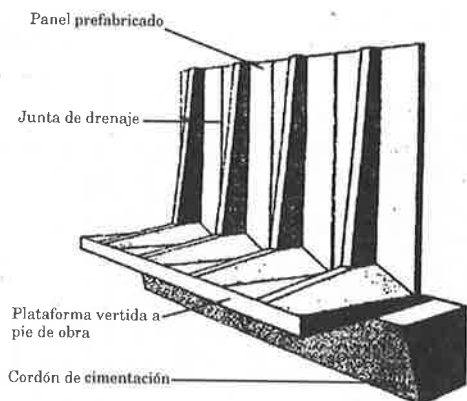


Figura 4.6. Muro de hormigón prefabricado de pared vertical, altura hasta 4 - 5 m

4.3.3.3. Muros de gaviones

Para la contención de desprendimientos de roca se construyen también muros de gaviones de características análogas a los ya descritos. La diferencia fundamental es que se les deja el trasdós libre para recibir los impactos de las rocas.

Son más deformables que los muros de hormigón, por lo que tienen mayor capacidad de absorción de energía. Como inconveniente tienen que el enrejado se deteriora producto de las caídas frecuentes y se deshacen los gaviones. Se suelen ubicar a la altura de la calzada de la vía a proteger, aunque en ocasiones se pueden colocar en el talud.

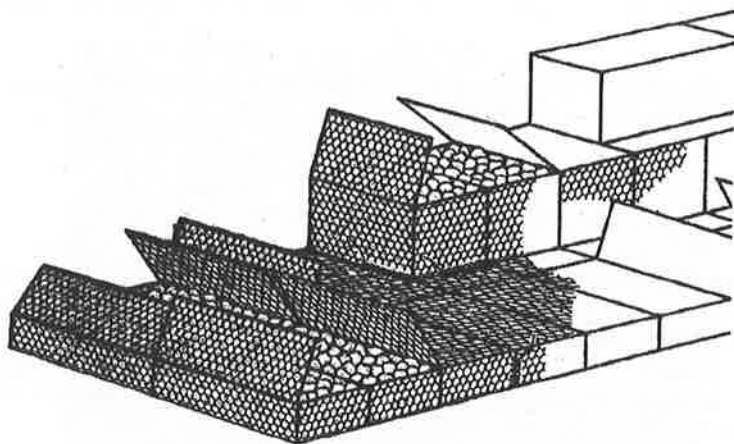


Figura 4.7. Operación típica de ensamblaje en fases del muro de gaviones

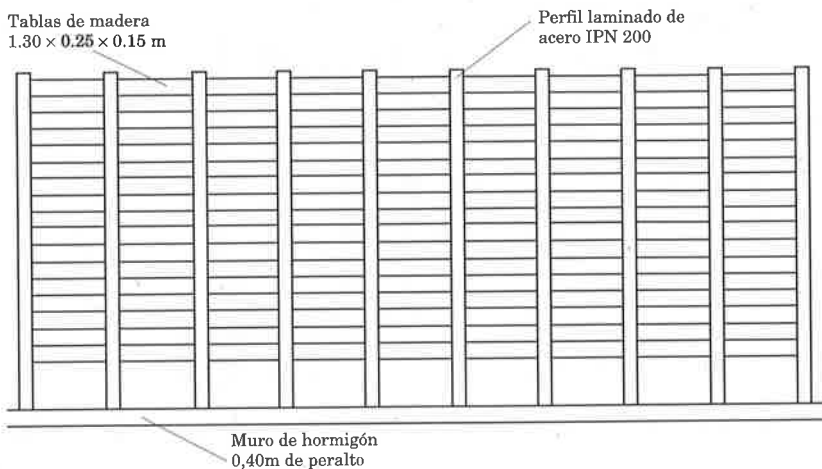


Figura 4.8. Pantalla de madera empleada como solución temporal

4.3.3.4. Pantallas de perfiles de acero laminado y madera dura

Han sido utilizadas como solución fundamentalmente en la protección de líneas de ferrocarril, ya que se empleaban traviesas de madera como materia prima para su construcción.

Presentan el inconveniente fundamental de la baja capacidad de absorción de energía debido a la naturaleza de todos sus componentes. Resisten muy mal los impactos y afrontan grandes dificultades de mantenimiento, suelen emplearse en situaciones temporales en sitios donde la madera pueda ser abundante; en cualquier caso, en la actualidad, su empleo no es aconsejable.

En el esquema de la figura 4.8, aparece una solución de protección temporal, ejecutada con vigas de acero y listones de madera.

4.3.3.5. Pantallas metálicas

En este importante grupo se incluyen, como su nombre indica, las pantallas, que construidas con elementos metálicos, han sido las más utilizadas por la diversidad de soluciones posibles y la facilidades de montaje. Se comportan de forma acertada ante impactos de muy baja energía. Para lograr detener rocas de hasta 70 kJ de energía se precisan soluciones muy robustas, lo que presupone un considerable aumento del coste.

Para energías superiores a los 70 kJ son inadecuadas y resultan literalmente arrasadas por el paso de las rocas. Existe una gran variedad de tipos, pero

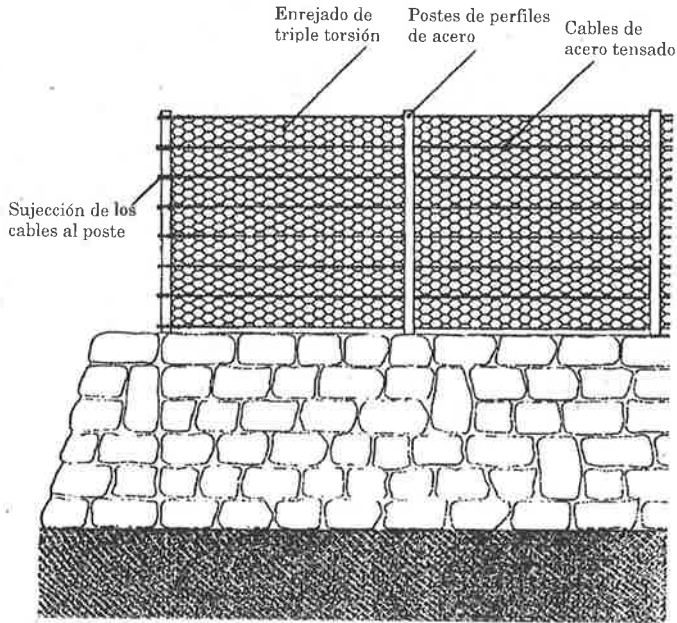


Figura 4.9. Solución típica de pantalla metálica estática

en general sus componentes son perfiles o tubos de acero empotrados al terreno y unidos entre sí por una malla de alambre torcido o mallazo electrosoldado.

En el capítulo 6, se hace una revisión de algunos de los sistemas con estas características más empleados en la red de carreteras de Europa, así como una síntesis de sus principales virtudes y desventajas.



Foto 4.1. Pantalla estática sobre muro de hormigón

4.3.4. Pantallas dinámicas de deformación plástica

Es una pantalla o barrera que, al igual que las otras se coloca perpendicular al eje de la trayectoria probable de las rocas, con el objeto de interceptarlas y evitar que lleguen a la calzada. En este caso se opone a la fuerza de la masa de la roca que cae en el momento del impacto, una estructura de elevada deformabilidad, gracias a la cual se puede absorber una elevada cantidad de energía cinética sin que los esfuerzos en los diferentes elementos de la misma sean excesivamente elevados.

En sentido general, están compuestas por una red de cables de elevada capacidad de deformación, sustentada en su posición por una estructura de postes y elementos que también pueden deformarse, disipando energía en su recorrido y aumentando el desplazamiento de la red o lo que es lo mismo, la distancia de frenado de las rocas.

Entre las características principales de estas pantallas se pueden distinguir, algunas que se relacionan a continuación que además son comunes a la mayoría de estos sistemas:

- Los cables longitudinales, transversales así como los vientos de sujeción a la ladera poseen frenos de fricción, que durante el frenado del impacto deben comenzar a funcionar en el momento en que se esté cerca de la capacidad de trabajo de las redes. Sin lugar a dudas, estos disipadores aumentan considerablemente la capacidad de absorción de energía del conjunto.
- El poste funciona como elemento de soporte, trabajando fundamentalmente bajo carga axial y permitiendo el movimiento de rotación alrededor una articulación que posee en la base.

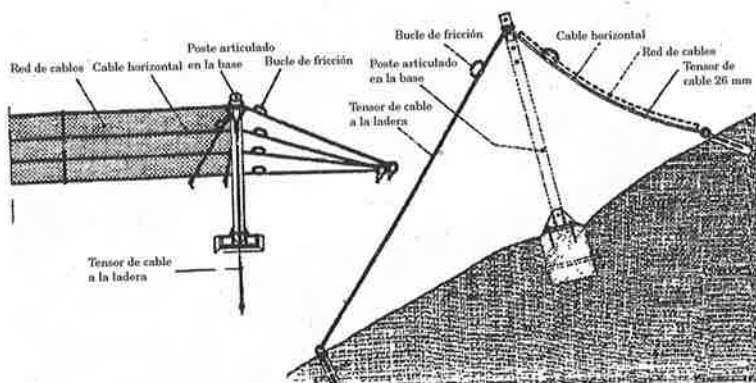


Figura 4.10 Pantalla dinámica de deformación plástica, configuración básica

- La eficiencia de los mismos radica en el empleo de elementos metálicos (postes, redes, cables y frenos) relativamente ligeros en comparación con la energía que son capaces de absorber.
- Cuando se prevén desprendimientos de rocas desde zonas escarpadas y verticales junto a la calzada, desde cortes con paredes en lugares angostos e incluso con taludes en contrapendiente, las pantallas dinámicas de alta energía colocadas en forma de galería son una solución eficiente para interceptar rocas que puedan, en caída libre, llegar a la calzada.

Contención de avalanchas

Al igual que las rocas inestables, las grandes masas de nieve expuestas en los declives escarpados de montaña, constituyen un grave peligro para la población, así como para las vías de comunicación. La protección natural conferida por los bosques está amenazada, además de por el desprendimiento de rocas, por avalanchas e influencias ambientales.

Las consecuencias son francamente devastadoras, destruyéndose lo que el hombre y la naturaleza han creado. Obras ejecutadas con redes de cables metálicos, combinados con perfiles de acero y madera, así como anclajes para muy diversas condiciones en tierra y roca garantizan una estabilización eficaz de las masas de nieve (figura 4.11).

Este tipo de estructuras, tienen algunas semejanzas con los sistemas empleados para la protección contra la caída de rocas, su principal diferencia es la forma triangular de los paños de red. Deben diseñarse para soportar grandes cargas permanentes, producto del peso de la nieve que interceptan. En los últimos años se han comenzado a utilizar con mucha frecuencia, en las zonas con peligro de avalanchas.

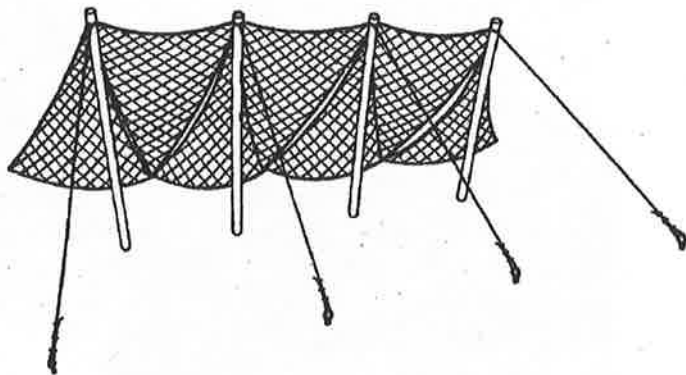


Figura 4.11. Sistema dinámico de protección contra aludes de nieve, configuración básica

4.3.5. Pantallas dinámicas de deformación elástica

Dentro de este trabajo, en el capítulo 6, se hace un estudio detallado de los principales sistemas de pantallas dinámicas de deformación plástica, que se han comenzado a instalar en España y en el resto de Europa. El estudio, de las principales ventajas y la necesidad de minimizar algunas de las desventajas de este tipo de soluciones, que dio origen al diseño de los *sistemas dinámicos de deformación elástica*, que se presentan en el capítulo 7.

4.4. SEMITUNELES O FALSOS TUNELES

En condiciones específicas de emplazamiento topográfico y donde se prevén importantes avalanchas de rocas o nieves, puede resultar económicamente factible y muy segura en la explotación, la construcción de un falso túnel o galería. En la zona norte de Italia y en los Alpes suizos existen un considerable número de emplazamientos protegidos de esta manera. Esta solución es muy segura, pero su empleo ha sido restringido a lugares en los que resulta imposible la colocación de pantallas pues es extremadamente costosa (aproximadamente 500.000 pesetas por metro lineal de galería).

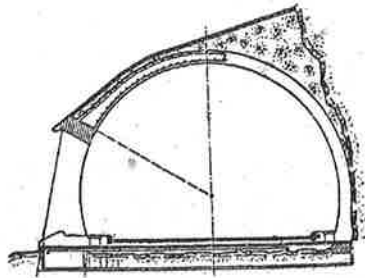


Figura 4.12. Perfil transversal de un semitúnel



Foto 4.2. Semitúnel de protección contra la caída de rocas.
Piamonte, Italia

4.5. COMBINACION DE METODOS DE ESTABILIZACION Y PROTECCION CONTRA DESPRENDIMIENTOS

En reiteradas ocasiones, las anteriores soluciones de protección se acompañan o complementan con obras de estabilización del talud. Como se puede apreciar en la foto 4.3, se ha realizado una estabilización de la zona por



Foto 4.3. Emplazamiento con múltiples soluciones



Foto 4.4. Solución de combinación de malla adosada con pantalla en el pie y la coronación del talud

debajo de la berma, donde se han dado múltiples soluciones, malla de alambre adosada, bulonado sistemático, gunitado en capa, muro de recalce de hormigón y por último una pantalla estática sobre una cimentación corrida encima de la berma, para detener las rocas que puedan caer de la parte superior del talud.

Las mallas de triple torsión se combinan en muchas ocasiones, con otras soluciones para aumentar la seguridad. En la foto 4.4 las mallas están complementadas con pantallas metálicas en la berma superior y junto a la calzada.

En situaciones como la mostrada, las pantallas metálicas construidas junto a la vía, tienen el objetivo de evitar que algunas rocas o fragmentos que caen por detrás de la malla, salten y puedan alcanzar la calzada. La energía de los impactos que reciben estas pantallas son bajas y usualmente se coloca una malla de simple torsión, aunque a veces es reforzada con cables longitudinales.

5. SIMULACION MEDIANTE ORDENADOR DE LA CAIDA DE ROCAS. MODELO PARA LA UBICACION DE LAS PANTALLAS

5.1. INTRODUCCION

La simulación mediante ordenador permite al diseñador 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 ladera abajo. 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 sobre el emplazamiento real; además en la mayoría de los casos es imposible este tipo de consideración, por el peligro que pueden acarrear para la vía y edificaciones que se encuentran en su entorno.

Los resultados de la simulación, sin embargo, son solo 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. No obstante, el empleo de técnicas de simulación reduce costes de desarrollo, y acelera el proceso de diseño.

La simulación mediante ordenador es la ejecución de un modelo numérico (programa) con el fin del alcanzar la realidad. En relación con la filosofía de la simulación, la *Society for Computer Simulation (SCS) Technical Committee on Model Credibility* propone un conjunto de definiciones, entre las cuales pueden encontrarse tres elementos básicos en los procesos de modelación y simulación mediante ordenador:

- La realidad.
- El modelo conceptual
- El modelo numérico.



Figura 5.1. Relaciones entre los elementos básicos en los procesos de modelación y simulación mediante ordenador

Los procesos que relacionan cada elemento con otro están descritos por las flechas interiores. Las flechas exteriores se refieren a los procedimientos a través de los cuales se evalúa la credibilidad de cada proceso.

Resulta interesante señalar que alguno de los elementos de la figura anterior pueden ser aplicados tanto a un sistema físico como a un modelo de comportamiento social o biológico.

La realidad es una entidad, una situación o un sistema que ha sido seleccionado para analizarlo, siendo en este caso la trayectoria de una roca en su caída.

El *modelo conceptual* es una descripción matemática, un conjunto de ecuaciones, relaciones o leyes naturales que pretenden describir la realidad, por ejemplo, la ley de conservación de energía ayuda a explicar el movimiento de la roca.

El campo de aplicación de un modelo conceptual es el conjunto de condiciones previas o hipótesis, para las cuales se intenta que el modelo conceptual se ajuste a la realidad. En este caso la forma y dimensiones asignadas a los bloques de roca. La *cualificación del modelo* es la operación por la que se determina lo adecuado que pueda ser un *modelo conceptual* para representar la realidad con un determinado nivel de acuerdo en su campo de aplicación. Esta actividad puede no ser de naturaleza cuantitativa, por el contrario, suele estar más relacionada con la crítica y corrección de hipótesis asumidas a la hora de definir el modelo conceptual.

El *modelo numérico* (o modelo computerizado) es un programa operativo desarrollado para su implementación en un ordenador, el cual está desarrollado en base al *modelo conceptual*. El desarrollo del *modelo numérico* es lo que se conoce como programación. El dominio de aplicabilidad de un modelo numérico es el conjunto de condiciones para las cuales ha sido comprobado, contrastado con la realidad lo más ampliamente posible y juzgado adecuadamente para su empleo. El nivel de precisión de un modelo numérico es el acuerdo demostrado entre sus resultados y la realidad, dentro de su dominio de aplicabilidad. La *validación del modelo* es la comprobación de que un modelo posee un satisfactorio nivel de precisión consistente con la aplicación prevista del modelo. Es en esta fase de la modelización donde realmente se somete a prueba el modelo desarrollado y la bondad de cada uno de los pasos representados en la figura 5.1.

5.2. EL MODELO CONCEPTUAL

El problema principal de los diseñadores es determinar los caminos y trayectorias de los bloques inestables que caen de los taludes de roca. Las variables que afectan principalmente la selección de la ubicación de las barreras o pantallas de protección son: La longitud máxima de recorrido, la altura, la velocidad y la energía que alcanzan los bloques durante la caída.

Durante su descenso ladera abajo, los bloques pueden tener los siguientes tipos de movimiento:

- Caída libre
- Rebotes

- Rodadura
- Deslizamiento

Se desarrolla un modelo matemático con el objetivo de seguir el comportamiento de la roca a través de estos 4 tipos de movimiento. El problema se hace más complejo cuando aparece la necesidad de incluir dentro del modelo, el paso instantáneo de una forma de movimiento a otra, combinaciones tales como: rodadura y deslizamiento o rodadura y rebote, pueden ocurrir con mucha frecuencia. En los últimos veinte años se ha desarrollado varios procedimientos analíticos para esquematizar el fenómeno de los desprendimientos.

Hungr y Evans¹ realizan una división de los métodos o procedimientos en dos grupos fundamentales: Métodos rigurosos y métodos de masas discretas.

Métodos rigurosos: Descoedres y Zimmermann² desarrollan un procedimiento analítico empleando elementos finitos, considerando la masa rocosa como un sistema y resolviendo las ecuaciones dinámicas de equilibrio de los bloques. El método desarrollado por Descoedres y Zimmermann, tiene de peculiar el hacer un estudio del recorrido de los bloques a través de una topografía 3-D. En estos métodos la forma y dimensiones de los bloques se asumen conocidos y son considerados todos los movimientos del bloque, incluidos aquellos que involucran la rotación del bloque.

El bloque viaja por el aire con una trayectoria balística. Los momentos traslacional y rotacional se transfieren al bloque por el impacto del mismo contra la superficie del talud. El impacto provoca cambios en los momentos, extremadamente complejos que dependen de la forma de las esquinas del bloque y de la forma de la superficie de contacto, el ángulo de rotación en el punto de impacto, la rugosidad de la superficie del talud y la fricción entre los materiales que forma el bloque y el talud.

Como es sumamente complejo modelar todas estas condiciones, los métodos se distinguen en función de la simplificación (hipótesis) que se realice para describir el impacto del bloque.

Métodos de masas discretas: En estos métodos el bloque individual es considerado como un simple punto con masa m y velocidad v . El punto describe una trayectoria balística mientras se mueve por el aire, del cual usualmente no se considera la resistencia.

Cuando el bloque se pone en contacto con la superficie del talud, la componente normal de la velocidad cambia de signo y se reduce por un coeficiente K_n (coeficiente de restitución normal) y la componente tangencial de la velocidad cambia también de signo y se reduce por un coeficiente K_t (coeficiente de restitución tangencial).

¹Hungr O., Evans S.G. 1988. *NOTES ON DYNAMIC ANALYSIS OF FLOWSLIDES*. In Bonnard Ch. Landslides, Proc. 5th int symp., Lausanne. Balkema, Rotterdam, pp. 685 - 690.

²Descoedres F., Zimmermann T.H. (1987) *THREE-DIMENSIONAL DYNAMYC CALCULATION OF ROCKFALLS*. Proc. 6th int cong. rock mechanics, Montreal. Balkema, Rotterdam, pp. 337 - 342.

Estos métodos no suelen tener en cuenta el movimiento de rotación, y así estos dos coeficientes tienen en cuenta todas las características del impacto, incluyendo la deformación, el deslizamiento y la transferencia de movimientos de rotación en traslación y viceversa.

Diversos métodos numéricos³ basados en estas hipótesis fueron desarrollados por Piteau, Azimi, Spang y Hungr - Evans con algunas diferencias, pero con un tronco común de supuestos que los hacen similares. También Falcetta⁴ desarrolla una formulación analítica, que toma en consideración la influencia de la forma del bloque en la trayectoria. A su vez, Bozzolo⁵ propone dos modelos que se distinguen de los restantes en que además de considerar la forma, considera el tamaño, el movimiento en 3-D y su rotación —tanto en el aire como durante el impacto con la superficie—.

5.2.1. Condiciones que provocan la separación y caída de bloques

El comienzo del desprendimiento está dado por las condiciones iniciales del bloque que hacen que se mueva con una trayectoria parabólica ladera abajo. Esta condición se introduce mediante el estado del talud. La velocidad inicial del bloque, al comienzo de la caída libre depende del modo de inestabilidad inicial y del desplazamiento que ocurre antes de la caída.

Las principales causas de inestabilidad de los bloques rocosos pueden ser:

- Presión del agua en las juntas.
- Temblores de tierra o vibraciones producto de explosivos.
- Presión en las juntas producto de la helada.
- Excavación o sobrecarga del talud.
- Presencia de animales.

Los principales modos de inestabilidad de los taludes de roca, como antes se había señalado son: los corrimientos y vuelcos de estratos, que pueden ocurrir de forma simultánea y cuando el bloque tiene forma redondeada se puede incluir la rodadura.

³ Piteau D.R. (1976). *COMPUTER ROCKFALL MODEL*. ISMES. Bergamo, pp. 90 - 127.

Azimi C. Desvarreux P. y Giraud A. 1982. *MÉTHODES DE CALCUL DE LA DYNAMIQUE DES CUTES DE BLOCS*. Aplicación à l'étude du versant de la montagne de La Pale (vercors) Bull. Liaison Lab. Ponts et Chaussées, 122, pp. 93 - 102

Spang R.M. (1897) *PROTECTION AGAINST ROCKFALL, stepchild in the desing of rock slopes*. Proc. 6th int cong. rock mechanics, Montreal. Balkema, Rotterdam, pp. 551 - 557.

⁴ Falcetta J.L. (1985). *UN NOUVEAU MODÈLE DE CALCUL DE TRAJECTOIRES DES BLOCS ROCHEAUX*. Revue Française de Géotechnique, 30, pp.11-17

⁵ Bozzolo D., Pamini R. 1982. *MODELO MATEMATICO PER LO STUDIO DELLE CADUTE MASSI*. Laboratorio di Fisica Terrestre, ICTS, Lugano, pp. 1 -80.

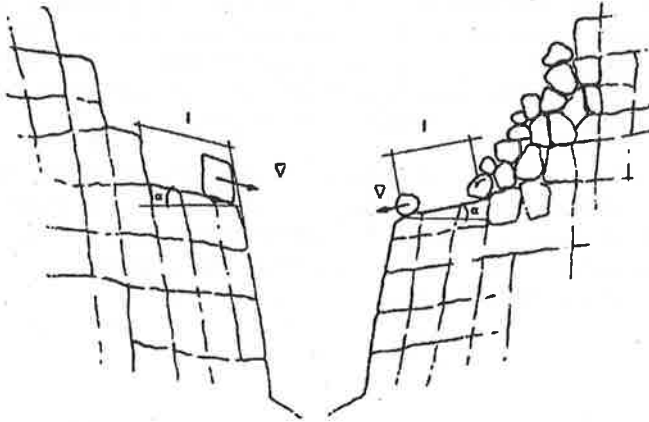


Figura 5.2. Condición inicial de un bloque antes de la caída desde la coronación del talud

La velocidad de rodadura o deslizamiento V en una longitud l es dada en la figura 5.2:

$$V = 2 \sqrt{g \cdot (\text{sen} \alpha - \tan \theta \cdot \text{cos} \alpha) \cdot l} \quad (5.1.)$$

donde:

g : aceleración de la gravedad

θ : ángulo de fricción por rodadura o deslizamiento.

En la figura 5.3 se muestran las curvas de longitud-velocidad para movimientos de rodadura y deslizamiento puros, obtenidos para diferentes valores de α , según la ecuación 5.1.

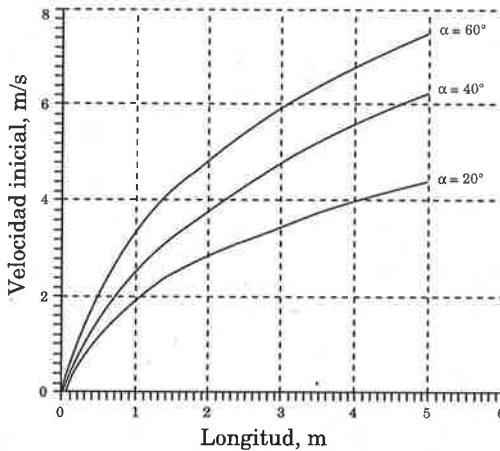


Figura 5.3. Diagrama velocidad-longitud para diferentes inclinaciones de talud α y para $\theta = 30^\circ$

Los métodos aproximados solo toman en cuenta la velocidad de traslación, en cambio, en los modelos rigurosos se asigna además de la forma y dimensiones del bloque una velocidad angular inicial. Se considerará que las irregularidades tanto del bloque como de la ladera, puedan transformar los movimientos puros de deslizamiento o rodadura en rebotes.

La figura 5.4.a muestra una digitalización de experimentos realizados in situ, por el *Istituto di Geologia Applicata, Geofisica Giacimenti Minerari* de la Universidad Caglari, de Italia. La interpretación de los resultados fue realizada por el ISMES de Bergamo, y el diagrama resultante de velocidades se puede ver en la figura 5.4.b.

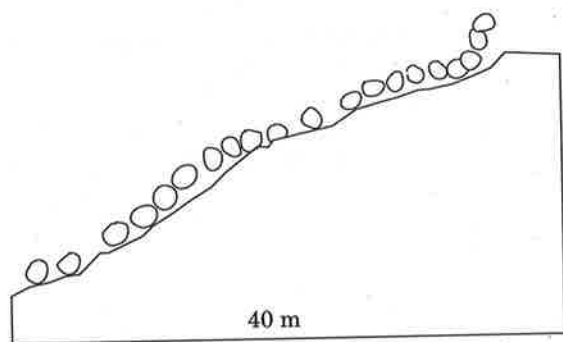


Figura 5.4.a. Digitalización de una imagen de video donde se aprecia la combinación de movimientos de rodadura, deslizamiento y rebote

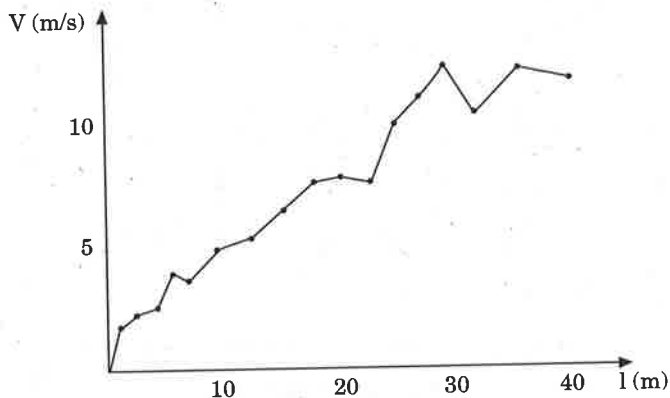


Figura 5.4.b. Diagrama de la velocidad resultante durante el movimiento

5.2.2. Movimiento de caída libre de los bloques

El movimiento de caída libre de un bloque es descrito convenientemente por la ecuación de una parábola si se desprecia la fricción del aire. El punto de impacto con la superficie se puede determinar en el plano 2-D, por la intersección entre la parábola que describe el movimiento del bloque y la poligonal que se ajusta al perfil del talud.

El procedimiento analítico para la determinación del camino tiene en cuenta la definición de la sección vertical del talud en el cual ocurre el movimiento de la roca ladera abajo. Como este movimiento no sigue una trayectoria perfectamente recta, la topografía se puede realizar de forma aproximada. La representación del terreno, puede realizarse mediante un conjunto de segmentos, que incluso pueden rotarse con referencia a la sección examinada (figura 5.5).

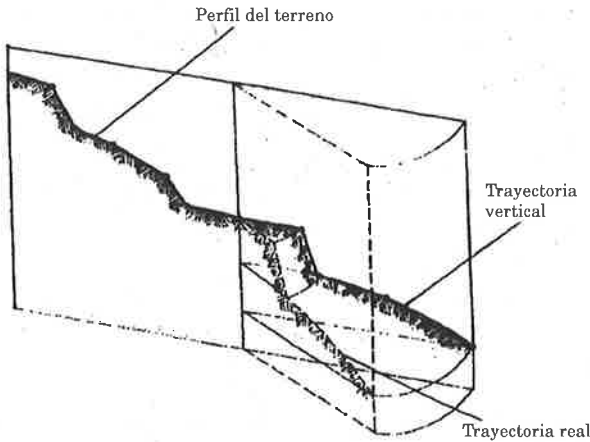


Figura 5.5. Superficie topográfica del talud, representada por una línea quebrada de planos verticales de corte que contienen la trayectoria de los bloques

La ecuación del movimiento del bloque puede definirse en un sistema coordenado como sigue:

Aceleración	Velocidad	Desplazamiento	
$x'' = 0$	$x' = v_{ox}$	$x = v_{ox} t + x_o$	(5.2)
$y'' = -g$	$y' = -g t + v_{oy}$	$y = -0.5 g t^2 + v_{oy} t + y_o$	

El punto de impacto está determinado por la intersección entre la ecuación de la parábola y la poligonal, las coordenadas x e y del punto P, se determinan resolviendo el siguiente sistema de ecuaciones.

$$y = -\frac{1}{2} g \cdot \frac{(x - x_o)^2}{v_{ox}^2} + v_{oy} \cdot \frac{(x - x_o)}{v_{ox}} + y_o$$

$$\frac{y - y_1}{y_2 - y_1} = \frac{x - x_1}{x_2 - x_1}$$

donde:

- v_{ox}, v_{oy} : componentes de la velocidad inicial en el punto Po (origen del desprendimiento y de la trayectoria) en los ejes X e Y.
- x_1, y_1 : coordenadas iniciales del segmento en el que se produce el impacto.
- x_2, y_2 : coordenadas finales de dicho segmento.
- x_o, y_o : coordenadas del origen.

5.2.3. Movimiento de rebote de los bloques

El rebote ocurre cuando la roca que cae, impacta la superficie del talud. Este movimiento está regido por un coeficiente de restitución, que expresa la cantidad de energía disipada durante el impacto. La disipación de energía depende del comportamiento elasto-plástico de la superficie en la que el bloque impacta, del material del bloque, y de la resistencia a la rodadura y al deslizamiento.

Se han realizado ensayos *in situ* y en laboratorio, para determinar los coeficientes de restitución, que incluyen todos los fenómenos de disipación de energía.

Un grupo de investigadores utilizan el coeficiente K para predecir el comportamiento del bloque. Este coeficiente toma valores entre 0 y 1 y puede ser definido de diferentes formas:

1. De acuerdo con la teoría de Newton sobre el choque de partículas⁶:

$$K = \frac{v_2' - v_1'}{v_2 - v_1}$$

donde: v_1, v_1' representan las velocidades antes y después del choque de la partícula respectivamente.

En el caso de caída de bloques de roca se puede simplificar la expresión, quedando:

$$K = \frac{v'}{v} \quad (5.3.)$$

donde: v, v' son las velocidades del bloque antes y después del impacto.

- 2.- De forma experimental, la ecuación 5.3 quedará:

$$K = \sqrt{\frac{h'}{h}}$$

donde: h, h' representan la altura de caída original y la altura de rebote posterior al impacto respectivamente.

Con el objetivo de reproducir de una forma más consecuente este fenómeno, se han desarrollado modelos matemáticos, que dan una mejor definición del

⁶ Spang R.M., Rautenstrauch R.W., (1988) *EMPIRICAL AND MATHEMATICAL APPROACHES TO ROCK FALL PROTECTION AND THEIR PRACTICAL APPLICATION*. Rock Mechanics and Rock Engineering, 23. pp. 207 -209.

rebote de las rocas, estableciendo una diferenciación entre las componentes normal y tangencial del movimiento: los coeficientes K_n y K_t (Coeficientes de restitución normal y tangencial a la superficie del talud).

En 1988 Richards⁷ proporciona un conjunto de coeficientes obtenidos de forma experimental por varios investigadores. Estos coeficientes se diferencian en base a las características de la superficie del suelo sobre el cual impactan los bloques de roca.

Ensayos de campo realizados por el instituto ISMES, de Bergamo, han permitido incluir la influencia de otros factores en el rebote, entre los que se pueden señalar: *la forma, dimensiones y resistencia del bloque.*

La forma del bloque

El rebote de bloques redondeados, prismáticos y planos ha sido comparado, en dichos experimentos. Se ha podido corroborar que el bloque tiende a redondearse de forma progresiva, durante el transcurso de la caída, en el caso de rocas blandas.

El fenómeno de cambio de rebote a rodadura y su consecuente gradiente de velocidad durante el descenso, se muestra en la figura 5.6.

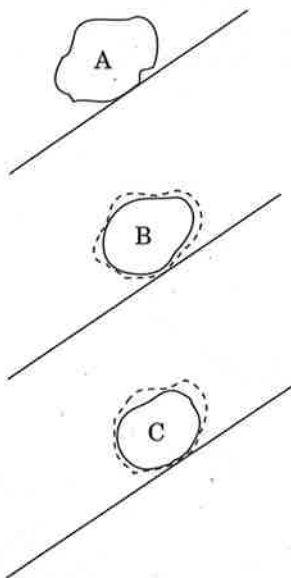


Figura 5.6. Cambio en la forma del bloque con la distancia recorrida.

A - Forma inicial. B - Rotura de las esquinas.

C - Comienzo de redondeo

⁷Richards L.R., (1988). *ROCKFALL PROTECTION: A REVIEW OF CURRENT ANALYTICAL AND DESIGN METHODS*. Secondo Ciclo di Conferenze di Meccanica ed Ingegneria delle Rocce, MIR. Politecnico di Torino, pp. 11.1 -11.13.

Ensayos realizados a bloques prismáticos demostraron que la forma y el tamaño de la superficie de contacto del bloque con el talud, determinan en buena medida el rebote del mismo y en consecuencia su ulterior movimiento.

Cuando el impacto se produce sobre una cara del bloque, la superficie absorbe una gran parte de la energía del impacto y el deslizamiento será su principal movimiento subsiguiente. Este movimiento de deslizamiento prevalece en el bloque hasta el momento en que se detiene o choca con alguna irregularidad de la superficie, que le induzca el vuelco y por ende el movimiento de rodadura y rebote, con se puede ver en la figura 5.7a. Cuando el impacto ocurre por una esquina del bloque se produce una transferencia de traslación a rotación y el rebote prevalece sobre el deslizamiento, figura 5.7b.

En los casos en los que se induce la caída de bloques, en forma de cubos y paralelepípedos, sobre una superficie de granito mostraron que la longitud del camino depende considerablemente del modo de impacto.

Observaciones realizadas sobre bloques en forma de lajas (planos) mostraron, que el bloque tiende a moverse por la zona donde tiene mayor área, y se comporta de forma similar a los bloques antes mencionados, se deslizan hasta que alguna irregularidad hace que se vuelque y rebote (figura 5.8).

Cuando el bloque plano tiene forma de disco o es redondeado por los impactos, los coeficientes de restitución son sorprendentemente altos y el ángulo de fricción por rodadura sensiblemente bajo, lo que provoca una longitud de trayectoria inesperada en taludes de poca pendiente.

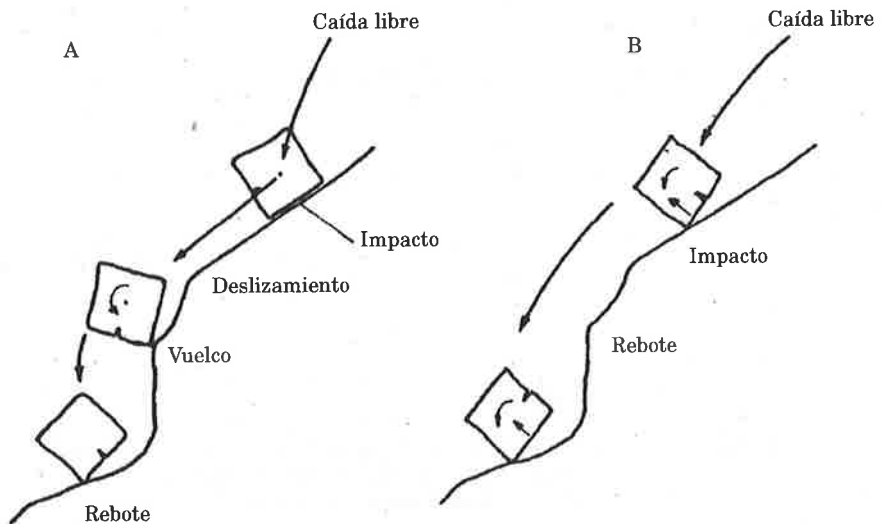


Figura 5.7. Bloque en forma de paralelepípedo en movimiento.

A - Impacto sobre una cara del bloque.

B - Impacto en una esquina

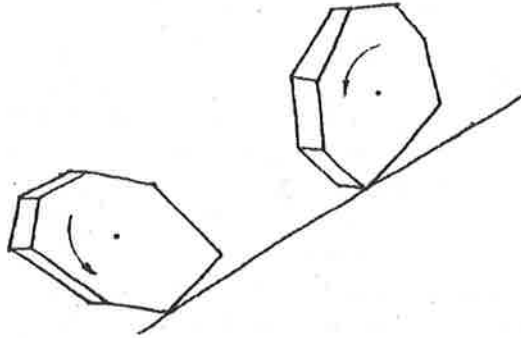


Figura 5.8. Rodadura de un bloque plano

Las dimensiones del bloque

La influencia del tamaño del bloque se estudió provocando la caída de bloques de diversos tamaños sobre escombreras, también de diferentes tamaños.

Cuando el tamaño del bloque es menor que el tamaño medio de los bloques que integran la escombrera, se producen impactos de roca en roca, el bloque que cae se puede detener, cuando la altura de rebote no es suficiente grande que le permita vencer la rugosidad local del talud. (figura 5.9a).

En caso contrario, cuando el tamaño del bloque supera la media de las rocas de la escombrera, prevalece el movimiento de rodadura (figura 5.9b).

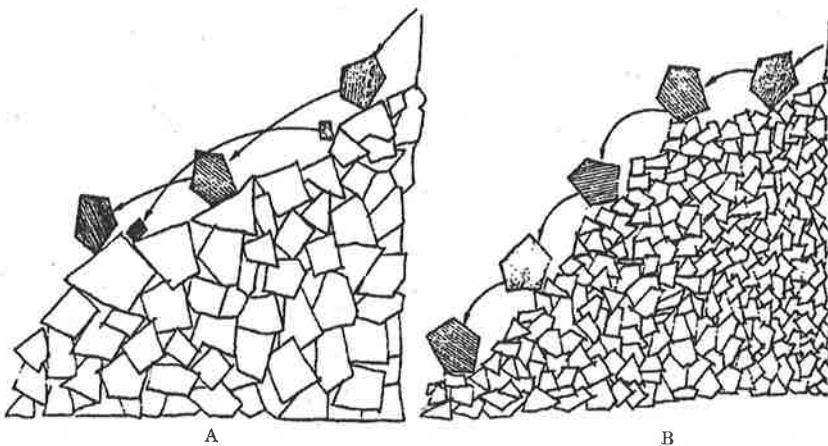


Figura 5.9. Trayectoria de un bloque a lo largo de una escombrera

La resistencia del bloque

Los ensayos realizados han demostrado que caídas de más de 8 - 10 m, pueden provocar la fractura del bloque en fragmentos. Al producirse la fragmentación las partículas en forma de disco que se generan pueden realizar largos recorridos ya que su principal forma de movimiento es en general la rodadura.

La energía necesaria para romper un bloque es comparada con la energía de un martillo rompedor⁸. Se considera que en el momento de la ruptura la energía se reparte en función del volumen de los fragmentos.

El punto de ruptura de un bloque, constituye el inicio de la trayectoria de los fragmentos, la dirección y velocidad de cada fragmento es entonces completamente aleatoria.

5.2.4. Movimiento de rodadura y deslizamiento de los bloques

La velocidad de un bloque que rueda o se desliza sobre un plano inclinado se puede determinar empleando la ecuación 5.1. El principal problema en el análisis de la caída de rocas es la determinación de las condiciones bajo las cuales ocurre un movimiento u otro. Cuando el bloque impacta en la superficie del terreno las velocidades inicial y final, se pueden determinar en módulo y dirección, mediante los coeficientes de restitución K_n y K_t .

Si el modelo considera el volumen del bloque y el centro de gravedad no coincide con el punto del impacto, el proceso de impacto ha de ser balanceado por leyes de momento lineal y angular⁹ (figura 5.10).

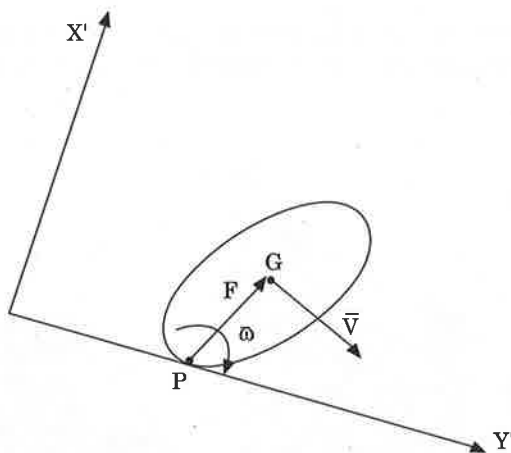


Figura 5.10. Esquema del impacto del bloque y del movimiento después del impacto según Bozzolo

⁸ Fornaro M., Peila D., Nebbia M. (1990). *BLOCK FALLS ON ROCK SLOPES: APLICATIONS OF A NUMERICAL SIMULATION PROGRAM TO SOME REAL CASES*. 6th It. Congress IAEG, Amsterdam. Balkema, Rotterdam, pp. 2173 -2180.

⁹ Bozzolo D., Pamini R., Hutter K., (1982) *MODELLO MATEMATICO PER LO STUDIO DELLE CADUTE MASSI*. Laboratorio di Fisica Terrestre, ICTS, Lugano. pp. 555 - 560.

La formulación matemática llevada a cabo por Bozzolo y Pamini en 1982, para describir el impacto del bloque se basa en las siguientes hipótesis:

- El bloque se comporta como un cuerpo rígido de forma elíptica.
- El contacto entre el bloque y la superficie del talud en el punto P.
- El movimiento de rotación alrededor del punto P, comienza inmediatamente después del impacto, y P es el centro de rotación.

La fuerza de impulso prevalece sobre cualquier otra fuerza y pasa a través del punto P. Por consiguiente, el momento de las fuerzas de acción y reacción en P es nulo.

Teniendo en cuenta el principio de conservación del momento en un intervalo de tiempo antes y después del impacto se tiene:

$$I \omega_0 + V_{ax} d_y - V_{oy} d_x = I \omega + V_x d_y - V_y d_x$$

donde:

I: Momento de inercia de la elipse alrededor del centro de masa.

ω_0 : Velocidad angular antes del impacto.

ω : Velocidad angular después del impacto.

V_{ax}, V_{oy} : Componentes de la velocidad inicial de traslación.

V_x, V_y : Componentes de la velocidad final de traslación.

$$d_x = X_G - X_P \quad d_y = Y_G - Y_P$$

En el supuesto de que después del impacto, se establezca el movimiento de rotación alrededor de P, la componente de la velocidad de traslación se puede obtener como sigue:

$$V_x = \omega d_y \quad V_y = -\omega d_x$$

Por lo tanto las expresiones para determinar las componentes de velocidad se pueden sustituir en la ecuación de conservación de momentos, relacionando así las velocidades lineales y angulares, se puede obtener:

$$\omega = \frac{I \omega_0 + V_{ax} d_y - V_{oy} d_x}{I + d_x^2 + d_y^2}$$

La energía cinética total, de la unidad de masa después del impacto se puede expresar como:

$$E = \frac{1}{2} (I \omega^2 + V_x^2 + V_y^2)$$

La aplicación de este método determina automáticamente la energía cinética total que se pierde, la cual puede ser expresada como:

$$\eta = \frac{K}{K_0} = \frac{\omega^2}{2K_0} (I + d_x^2 + d_y^2)$$

donde: K y K_0 representan la energía cinética total de la unidad de masa antes y después del impacto, respectivamente.

5.3.1. Identificación de los riesgos de desprendimientos

Hace tiempo que las investigaciones sobre el riesgo de desprendimientos se emprenden, usualmente, en respuesta a un problema existente; el hallazgo del área en que se da el problema, es normalmente simple. Si la investigación es realizada para una carretera, ferrocarril o zona cercana a estas, un buen lugar para comenzar a identificar riesgos de desprendimientos son los registros de accidentes ocurridos o bien entrevistas al personal de mantenimiento.

Esto debe proporcionar una buena idea de donde y con qué frecuencia ocurren desprendimientos peligrosos. La localización de áreas de riesgo de desprendimientos se puede también realizar por observación de las evidencias de desprendimientos recientes. Aunque la caída de bloque aislado de un risco puede no dejar una huella identificable, muchos desprendimientos involucran a varias rocas y dejan un camino marcado.

Estos caminos con frecuencia se divisan desde el lado opuesto del valle, desde donde se disponga de una vista clara de la ladera. Muchas veces las áreas de desprendimiento suelen coincidir con otros riesgos tales como graveras y aludes de nieve.

Después de localizar las áreas de riesgo y antes de proseguir con la recopilación de datos para el análisis con el programa, se puede realizar una evaluación preliminar del emplazamiento en aras de simplificar la investigación. Si el presupuesto sólo permite colocar señales de tráfico *Peligro Desprendimiento de Rocas*, entonces lo más probable es que no se garantice una investigación completa. Si están en riesgo vidas o edificios costosos, entonces el análisis del emplazamiento con el programa se puede emplear como una herramienta para planificar el costo efectivo de las medidas de control.

5.3.2. Recopilación de los datos

Como se ha señalado los datos consisten en: tamaño de los bloques, rugosidad de la superficie de la ladera, coeficientes que representan los materiales de la ladera y coordenadas por celda para definir el perfil de la ladera. La selección de los parámetros de entrada empieza con la identificación del camino del desprendimiento, desde donde se originan los mismos hasta el área que debe necesitar protección. Si hay más de un camino de riesgo potencial de desprendimiento entonces se necesitan múltiples perfiles de la ladera. El perfil de este camino debe ser llevado al ordenador, entrando sus datos como una serie de segmentos de línea.

Este perfil topográfico, se obtiene del levantamiento de la ladera o de planos a escala 1:1.000 o mayor. La división del perfil en tramos y el refinado se

debe hacer en el campo, donde se pueden observar los cambios en la ladera y en los materiales de la misma.

La recopilación de los datos comienza debajo del área del desprendimiento, si la ladera es levantada topográficamente, se pueden recopilar los datos de entrada en el mismo momento que el perfil de la ladera.

La mejor forma de obtener los datos, es escalar directamente el camino del desprendimiento, si esto se puede hacer sin peligro. Si el camino del desprendimiento no es accesible, entonces los datos tendrán que ser recogidos a distancia.

Los valores de rugosidad de la superficie, coeficientes de restitución tangencial y normal, se deben seleccionar para cada tramo.

Determinación del tamaño y la forma de los bloques

El tamaño de las rocas involucradas en el desprendimiento depende del tamaño de los bloques en el área del origen y de la durabilidad de los mismos. Aunque es concebible que una roca que se rompe durante el descenso o una roca más pequeña puedan ocasionar la peor condición, el caso más desfavorable, es usualmente, aquel en que la roca más grande que recorre todo el talud o ladera.

Las rocas más grandes encontradas en la base del camino del desprendimiento, que se puedan identificar como caídas desde el área del origen, son una buena alternativa para determinación del tamaño. En el caso de que no existan rocas en la base del camino, el tamaño de la roca debe determinarse en el área de origen. El tamaño o los tamaños de bloque seleccionados, se emplearán con posterioridad para la determinación de la rugosidad de la superficie.

En el proceso de toma de datos en el campo es conveniente identificar además la forma de la roca; como se explicaba en las hipótesis la consideración más general es adoptar como esféricos los bloques, pues esta forma es la que aporta mayor inercia. De todas formas existen emplazamientos donde la forma de los bloques es peculiar y significativa, y esto ha de tenerse en cuenta por las razones ya expuestas.

Selección de los límites de los tramos

Para definir los límites de los tramos, se emplea el perfil de la ladera, donde se pueden seleccionar las áreas de pendiente uniforme característica. Los tramos son introducidos en el ordenador como coordenadas X, Y de los extremos y pueden tener cualquier pendiente, pero la X de comienzo debe ser igual a la X final del tramo anterior y la coordenada Y inicial de ser menor que o igual a la coordenada Y final de la celda precedente; lo que permite esquematizar, zonas verticales o acantilados.

Se seleccionarán los límites, generalmente, donde ocurren cambios de pendiente o hay cambios de material de la ladera. El número de tramos a emplear depende de la longitud y la complejidad de la ladera. Emplear pocos puede reducir la precisión de la simulación, pero dividir en exceso, hace innecesariamente dificultosa la investigación. Puede ser inapropiado espaciar muy poco los tramos, porque variaciones más pequeñas en la ladera son modeladas a través de la rugosidad de la superficie.

La influencia de los cambios en la ladera pueden llegar a ser más pequeños con la distancia; por eso, se pone más detalle en el perfil de la ladera cerca del área donde se pretende controlar el desprendimiento.

Velocidad inicial de caída de los bloques

La velocidad se puede determinar según la expresión 5.1, si se identifica perfectamente el lugar de donde origina el desprendimiento y se tienen las características del bloque tipo. El rango de valores comúnmente empleado en la literatura científica relacionada con este tema es de 1 a 3 m/s.

Rugosidad de la superficie

La rugosidad de la superficie está en función del tamaño de la roca y de la irregularidad de la superficie como se describió con antelación. La rugosidad de la superficie es una estimación de cuanto puede variar el talud, dentro del radio de la roca. Cuando se tiene experiencia en la recolección de datos, este proceso se puede hacer de forma visual, el investigador principiante puede auxiliarse de una cuerda extendida ladera abajo, midiendo la distancia al talud perpendicular la cuerda, la variación de esta medida, en relación con el radio de la roca, es la rugosidad de la superficie. Con un poco de práctica, esta estimación, puede sustituir las mediciones que consumen tiempo.

Un rango de valores de la rugosidad de la superficie probable se debe seleccionar para cada celda y si es considerado más de un tamaño de roca, recopilar por separado para cada tamaño de roca valores del rugosidad de la superficie.

Coefficiente de restitución tangencial K_t

El coeficiente de restitución tangencial determina, que cantidad de componente de velocidad paralela al talud se aminora durante impacto. La vegetación, y en menor grado el material de la ladera, influyen en el coeficiente tangencial. Se debe seleccionar para cada tramo, un rango de valores probables, para poder hacer un análisis de la ladera en su conjunto.

En la tabla 5.1 se muestran valores propuestos¹⁰ para diversos materiales de la ladera. Los valores de coeficiente de restitución tangencial, para laderas con vegetación a más de unos pocos metros de altura son difíciles de evaluar, porque mientras el coeficiente para una roca individual debe ser bajo, las primeras rocas que caen van despejando el camino para las rocas siguientes.

Tabla 5.1.	
Coefficiente de restitución Tangencial K_t	Descripción de la ladera
0.87 - 0.95	Roca firme.
0.83 - 0.87	Roca firme cubierta de grandes bloques.
0.68 - 0.75	Escombrera formada por elementos uniformemente distribuidos.
0.50 - 0.60	Suelos cubiertos de vegetación

Coefficiente de restitución normal K_n

El coeficiente de restitución normal es una medida de comparación del cambio de la velocidad normal a la ladera antes del impacto, con la velocidad normal después de impacto. Este se determina por la rigidez de la superficie de la ladera. En la tabla 5.2 se muestran los valores sugeridos para diferentes materiales. Una forma de juzgar la firmeza de la ladera es que cuando el suelo es blando quedarán huellas, mientras en los más firmes las huellas serán pequeñas o no existirán. Se debe tener presente que un suelo blando se puede helar en el invierno.

Tabla 5.2.	
Coefficiente de restitución Tangencial K_n	Descripción de la ladera
0.37 - 0.50	Roca firme.
0.33 - 0.37	Roca firme cubierta de grandes bloques.
0.30 - 0.33	Escombrera formada por elementos uniformemente distribuidos.
0.25 - 0.30	Suelos cubiertos de vegetación

¹⁰ Estos valores coinciden con los obtenidos experimentalmente en ensayos realizados, por un colectivo de investigadores del ISMES de Bergamo, Italia. Una parte de estas pruebas de campo, se desarrollaron paralelamente a los ensayos realizados por nuestro colectivo de trabajo, en el polígono de Beckenried, Suiza.

5.3.3. Interpretación de los resultados

Antes de diseñar la medida de protección, basada en los resultados de una simulación de desprendimientos, el investigador debe de decidir sobre la precisión de los resultados. La primera prueba es ver si los resultados parecen razonables basados en la experiencia y en el juicio propio. Si los resultados no parecen razonables o no están de acuerdo con observaciones realizadas *in situ*, entonces los parámetros de entrada deben ser vueltos a examinar por precisión y la aplicabilidad de la simulación con el programa reconsiderada para el lugar en cuestión.

Si los valores parecen razonables, entonces se deben hacer simulaciones adicionales guiándose por los valores de entrada dentro de un rango razonable. En muchos casos los resultados de la simulación caerán dentro de un rango pequeño; si el rango es grande entonces el investigador debe de decidir que valor emplear, en dependencia de cuán conservador necesita ser.

Se puede comprobar la efectividad de cunetas y bermas ejecutando la simulación usando la configuración apropiada de bermas o cunetas. Las bermas pequeñas y contrataludes empinados pueden no funcionar a causa de la precisión limitada. El programa se emplea para ayudar a localizar barreras de protección identificando las áreas donde las alturas de rebote son mínimas. Las defensas se pueden diseñar empleando la velocidad y energía cinética total en el punto de ubicación.

Es necesario añadir que los resultados se corresponden con un modelo estocástico; por lo tanto, emplea las estadísticas y no las posiciones reales de rebote y trayectorias, para proyecto.

5.4. EJEMPLO DE APLICACION DEL PROGRAMA

En enero de 1994, como parte de un proyecto dedicado a obras de protección de taludes, se realizó el análisis de un conjunto de emplazamientos con riesgos potenciales de desprendimientos, en la red de Carreteras Nacionales (611, 621, 623, 629, 634) de la Demarcación de Carreteras del Estado en Cantabria, con el fin de colocar, entre otras obras de protección, pantallas dinámicas en los lugares más adecuados de las laderas.

El ejemplo al que a continuación se hace referencia corresponde a la carretera N-621, tramo denominado *Desfiladero de la Hermida*, en el kilómetro 165+600 al 165+900, muy cerca del pueblo de Urdón. En este punto de la carretera han ocurrido numerosos desprendimientos, cuyas huellas han quedado en las barreras de protección laterales (biondas) y en la superficie del pavimento.

En la foto 5.1 que se muestra a continuación se puede apreciar el efecto causado por el impacto de una roca sobre un coche en esta carretera.

Búsqueda de información topográfica

Esta información se puede extraer con instrumental topográfico clásico, pero en este caso concreto se aprovechó la cartografía digital existente, a escala



Foto 5.1. Estado en que quedó un coche, golpeado por una roca en la carretera N-621, en julio de 1994

1:1000. Como resultado de observaciones de campo, se diseñaron las posibles variantes de la trayectoria, en planta de las posibles trayectorias. En este ejemplo, se analizará para uno de los perfiles la influencia del tipo y tamaño de la roca en los resultados de la simulación, alturas de rebote, velocidad y por consiguiente energía. En la figura 5.11 se muestra una vista 3-D, en perspectiva del emplazamiento seleccionado para el estudio.

Estimación de los coeficientes de rugosidad y restitución

De acuerdo con las características morfológicas del talud y la composición y con ayuda de los valores que se recomiendan en las tablas 5.2 y 5.3, se le asignaron valores de coeficientes a los 12 tramos en los que se subdividió el perfil.

Forma y dimensiones de los bloques

En este caso la forma del bloque tipo es esférica, y las dimensiones oscilan entre 0,60 y 1,0 m de diámetro, predominando el valor de 0,75 m.

Velocidad inicial y puntos de análisis

Tras la observación de las zonas de posible aportación de bloques hacia la carretera y de las características morfológicas del emplazamiento, y dada la imposibilidad de llegar hasta los sitios antes mencionados, y a la longitud de desplazamiento inicial estimada, se adoptaron valores de 0,3 m/s tanto en X como en Z. Los lanzamientos se simularon tomando las cotas desde 120 a 125 m, como origen, desde donde se produjo la caída de 50 bloques. Como punto de análisis se seleccionaron el eje de la carretera y dos puntos a diferentes alturas dentro de talud.

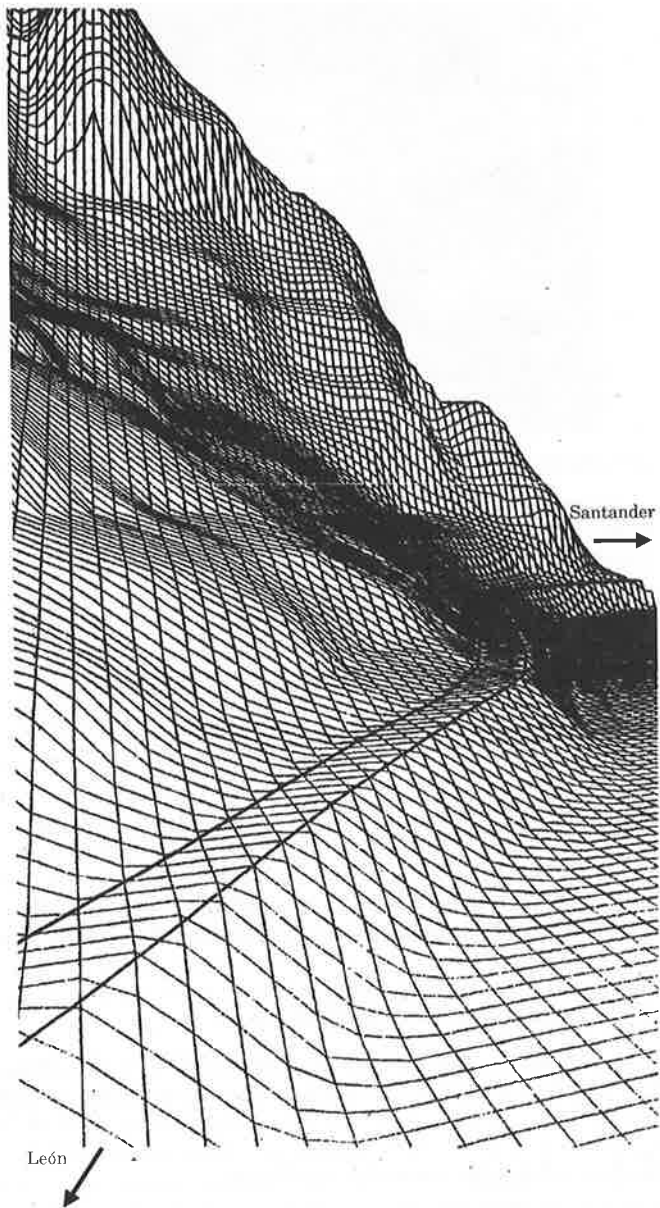


Figura 5.11. Esquema en perspectiva del emplazamiento

Ejemplo de resultados obtenidos

A continuación se muestran los resultados obtenidos tras la ejecución del programa, en el perfil del emplazamiento señalado, tomando como punto de análisis el eje de la vía y como roca tipo una esfera de 0,75 m de diámetro.

Identificación: N-621. Desfiladero de la Hermida. PK. 165,600
 Observaciones: Sin pantalla de protección
 Fichero: N621-10a.dat

CARACTERISTICAS DE LA ROCA

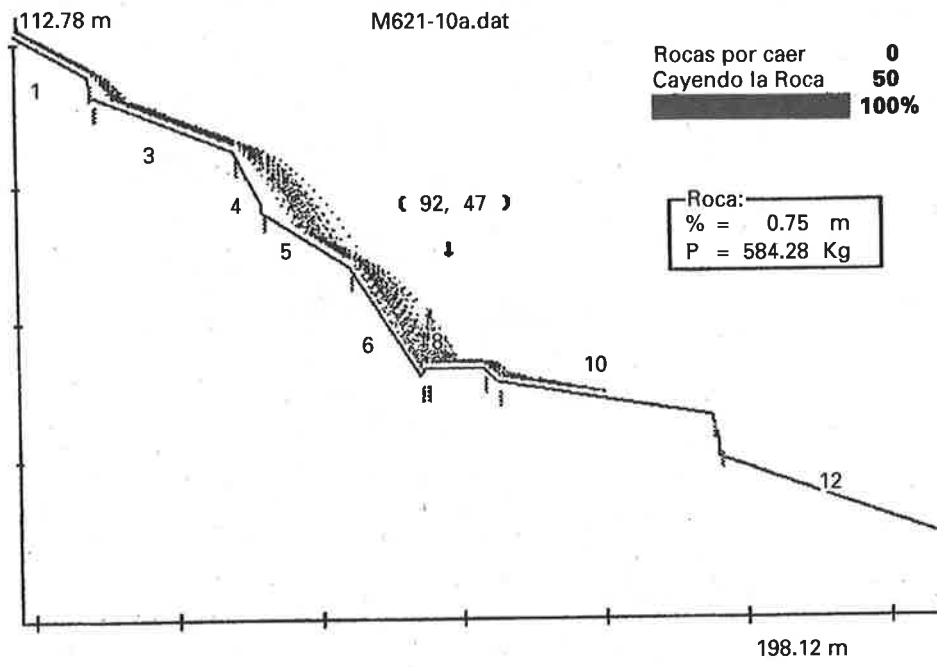
Cantidad	50
Forma	ESFERA
Densidad	2.640 Kg/m ³
Peso	584,28 Kg
Diámetro	0,75 m

DATOS PARA LA SIMULACION

Número de tramos		12
Ubicación del punto de análisis		92.00 m
Velocidad inicial en X		0.30 m/s
Velocidad inicial en Z		-0.30 m/s
Intervalo de altura de caída	Cota máxima	125.00 m
	Cota mínima	120.00 m

CARACTERISTICAS DEL PERFIL DEL TERRENO

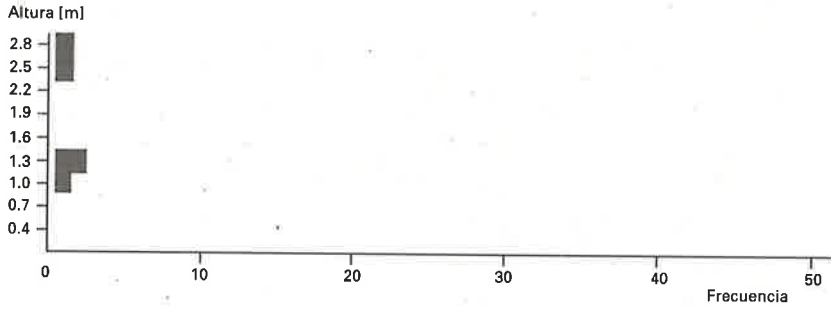
No.	Coef. Rugos.	Coef. Rest. Tang.	Coef. Rest. Norm.	Inicio		Final	
				Dist. [m]	Cota [m]	Dist. [m]	Cota [m]
1	0.30	0.80	0.30	0.00	121.92	15.24	112.78
2	0.02	0.70	0.20	15.24	112.78	16.15	108.20
3	0.40	0.80	0.30	16.15	108.20	45.72	96.01
4	0.06	0.70	0.20	45.72	96.01	51.82	83.82
5	0.60	0.80	0.20	51.82	82.30	70.10	70.10
6	0.05	0.70	0.20	70.10	70.10	85.34	45.72
7	2.00	0.80	0.30	85.34	45.72	86.87	47.24
8	0.30	0.80	0.30	86.87	47.24	99.06	47.24
9	0.02	0.70	0.20	99.06	47.24	102.11	44.20
10	0.70	0.80	0.30	102.11	44.20	147.83	36.58
11	0.02	0.70	0.20	147.83	36.58	149.35	30.48
12	1.00	0.80	0.20	149.35	27.43	198.12	9.14



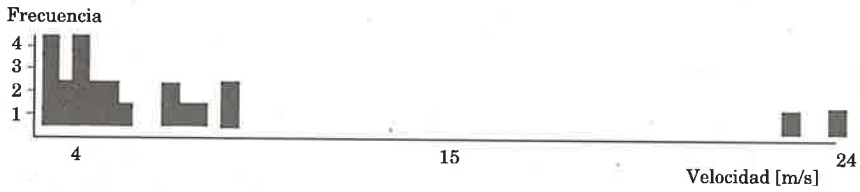
RESULTADOS EN EL PUNTO DE ANALISIS

Coordenadas	Distancia	92.00 m
	Cota	47.24 m
Velocidad	Máxima	24.26 m/s
	Mínima	3.55 m/s
	Promedio	7.01 m/s
	Desv. std.	5.13 m/s
Altura de rebote	Máxima	2.82 m
	Promedio	0.38 m
Energía Cinética Máxima		194 kJ

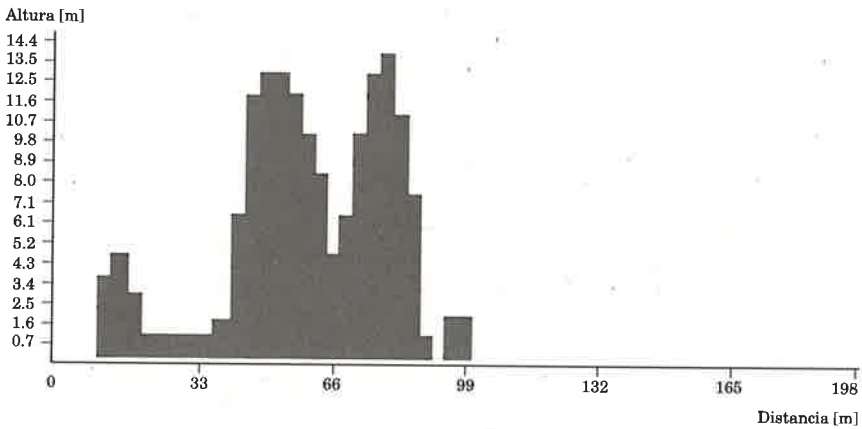
ALTURA DE REBOTE EN EL PUNTO DE ANALISIS
Distribución de Frecuencia



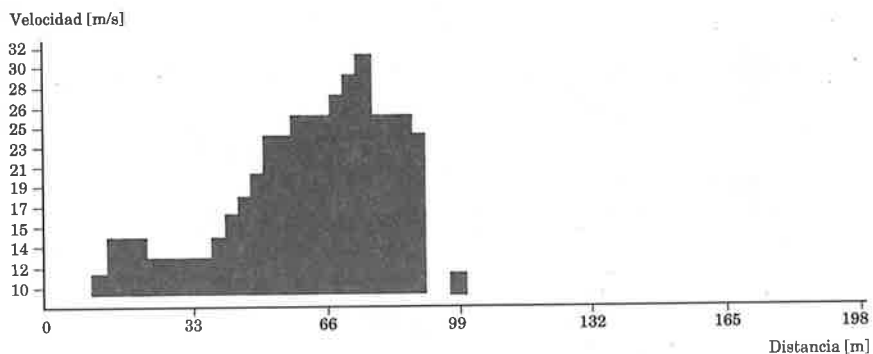
VELOCIDAD EN EL PUNTO DE ANALISIS
Distribución de Frecuencia



Alturas de rebote a lo largo del perfil



Velocidad a lo largo del Perfil



RESULTADOS POR TRAMO

No.	Velocidad [m/s]			Altura de rebote [m]	
	Máxima	Promedio	Desv. std.	Promedio	Máxima
1	10.5	9.4	0.5	0.00	0.53
2	11.3	10.1	0.6	3.96	4.55
3	13.6	11.6	1.0	0.30	1.09
4	17.4	14.9	1.4	8.23	10.94
5	25.3	13.4	4.0	0.61	5.05
6	25.8	22.3	2.4	4.27	14.22
7	25.5	15.4	8.6	2.74	10.71
8	7.7	3.4	1.9	0.00	0.10
9	9.5	5.5	2.1	0.30	2.21
10	—	—	—	—	—
11	—	—	—	—	—
12	—	—	—	—	—

Además del ejemplo mostrado en este mismo emplazamiento, se realizaron numerosas simulaciones tomando como datos los valores, de forma y dimensiones siguientes:

No.	Forma	Diámetro (m)	Altura (m)	Ubicación del punto de análisis
1	Esfera	0.60	—	En el eje de la carretera.
2	Esfera	0.70	—	
3	Esfera	0.75	—	
4	Esfera	0.80	—	
5	Esfera	1.00	—	
6	Disco	0.80	0.40	
7	Disco	0.85	0.45	
8	Disco	0.90	0.50	
9	Disco	1.00	0.50	
10	Cilindro	0.40	0.80	
11	Cilindro	0.45	0.85	
12	Cilindro	0.50	0.90	
13	Cilindro	0.50	1.00	
14	Esfera	0.75	—	Al final del tramo 3, en la cota 96 m, a 48 m del eje de la vía.
15	Esfera	1.00	—	
16	Disco	0.85	0.45	
17	Disco	1.00	0.50	
18	Cilindro	0.50	1.00	
19	Cilindro	0.60	1.00	
20	Esfera	0.75	—	Al final del tramo 5, en la cota 70 m, a 23 m del eje de la vía.
21	Esfera	1.00	—	
22	Disco	0.85	0.45	
23	Disco	1.00	0.50	
24	Cilindro	0.50	1.00	
25	Cilindro	0.60	1.00	

Del conjunto de resultados obtenidos se pudo extraer las siguientes valoraciones:

- Para bloques de forma esférica, aumenta considerablemente la velocidad y por consiguiente la energía.
- Para bloques en forma de disco, aumenta la energía también con el radio.
- En el caso de los cilindros el aumento es menos considerable ya que la superficie en contacto con la cara del talud es mayor.
- Para los tamaños de bloque medio reales del emplazamiento (esferas de diámetros entre 0.70 – 0.80 m), la energía que llega al eje de la vía está entre 180 y 270 kJ.
- En el tramo 3 los valores de altura de rebote son considerablemente bajos, lo que hace suponer que en este tramo prevalece el movimiento de rodadura.
- Los valores mayores de velocidad y altura de rebote, a lo largo del perfil se concentran en los tramos del 4 al 6. Aunque se obtiene valores importantes de rebote, al contacto con la cuneta y con el pavimento.
- La envolvente de la mayoría de las trayectorias hace pensar en dos sitios posibles para la detención de los desprendimientos mediante pantallas, situados en las cotas 96 y 70 m, lugares en los que se ubicaron puntos de análisis, para establecer comparaciones.
- Vista la posibilidad anterior, se pasa al análisis comparativo entre los dos emplazamientos. Los resultados para diferentes formas y dimensiones de bloques acusan una diferencia considerable entre los valores de velocidad y energía máxima que se alcanzan al interceptar el desprendimiento en el tramo 3 respecto al 5, como se señalaba, en el tramo 3 las alturas de rebote son bajas.

En la figura 5.12, se puede apreciar que la *energía cinética máxima* que alcanzan los bloques, incluso para diferentes formas es mayor en el tramo 5 que en el 3, destacándose considerablemente en el caso de la forma esférica.

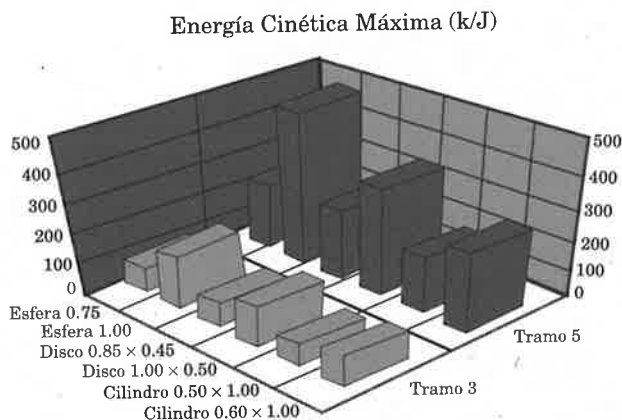


Figura 5.12. Comparación entre los emplazamientos 3 y 5, en cuanto a energía cinética máxima

Con relación a las *velocidades*, son casi constantes para las distintas formas y dimensiones de los bloques dentro de un mismo emplazamiento, sin embargo en todos los casos V_5 duplica V_3 (figura 5.13).

En cuanto a las *alturas de rebote*, es necesario apuntar que este valor es el que permite fijar la altura de las pantallas, de la figura 5.14 se puede concluir que si se colocase una pantalla en el tramo 3, tendría que tener como mínimo una altura de 2.00 m, ya que todos los impactos que se registran son inferiores a este valor, sin embargo si se decide colocar la pantalla en el tramo 5, tendría que tener 3,00 m.

La solución será a partir del análisis técnico-económico, valorando que puede resultar más eficiente, una pantalla de 400 kJ de energía, de 3 m de altura, en el tramo 5, o una pantalla de 200 kJ de 2 m de altura en el tramo 3, en

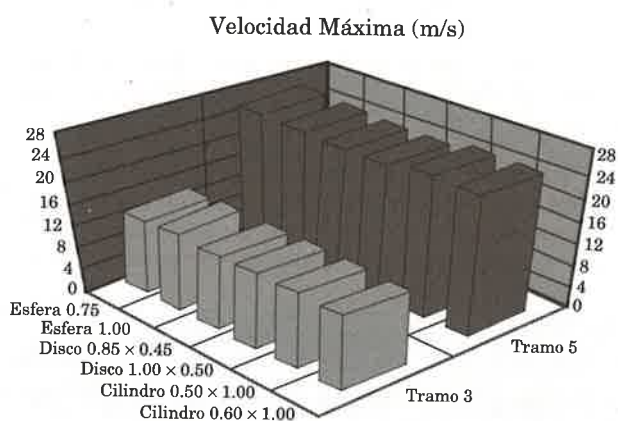


Figura 5.13. Comparación entre los emplazamientos 3 y 5, en cuanto a velocidad máxima

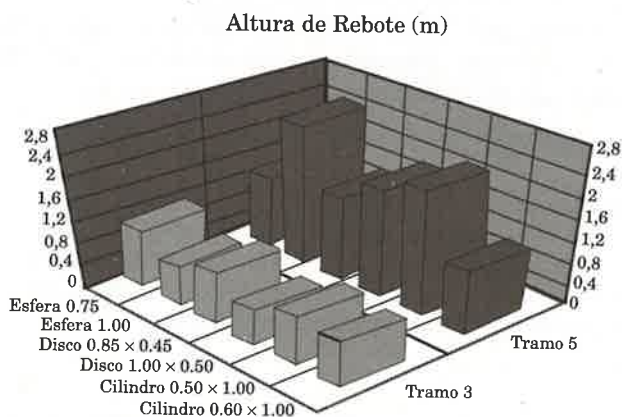


Figura 5.14. Comparación entre los emplazamientos 3 y 5, en cuanto a alturas de rebote

estos casos es imprescindible analizar el proceso constructivo, los posibles accesos al lugar y costos adicionales por transporte, para emplazamientos cerca de la carretera los materiales y equipos se pueden mover con una grúa, pero si la longitud es tal que se sale del área que puede abarcar la grúa, hay que pasar a soluciones más costosas como el transporte mediante helicópteros.

Estas valoraciones se presentan, como ejemplo de la ayuda que puede significar el empleo del ordenador en la toma de decisiones del ingeniero, en este emplazamiento concretamente, se realizaron varios perfiles y después de analizar los resultados se diseñaron dos líneas de pantallas, una PCD-1¹¹ (150 kJ) sobre un muro existente y una RX-50¹² (500 kJ) en la zona superior del talud. Ambas líneas de pantallas han sido impactadas múltiples veces desde su colocación, con resultados excelentes hasta el momento.

5.5. EXIGENCIAS QUE DEBE CUMPLIR EL PROYECTO DE OBRAS DE PROTECCION

Uno de los factores más importantes que influyen en la proliferación de soluciones inadecuadas o en la ausencia de obras de protección en lugares donde éstas son requeridas, es la falta de una normativa o documento oficial que recoja las exigencias técnicas y de seguridad mínimas de éstas obras.

Debido a que en este tema están en juego la vida y seguridad de los usuarios de las carreteras, los proyectos de obras de protección contra desprendimientos de piedras, deberían contener obligatoriamente los siguientes aspectos:

Aspectos a considerar

- Estudio a lo largo del trazado para detectar los posibles focos donde se originen desprendimientos o desplazamientos de las rocas.
- Estudio probabilístico de las trayectorias posibles de las rocas para justificar el emplazamiento, longitud y altura de la pantalla — empleo de programa de ordenador—.
- Determinación mediante el cálculo, de la energía del impacto para el cual se debe diseñar la obra de defensa.
- Argumentación de la capacidad de la obra de defensa proyectada para absorber impactos sistemáticos de la energía de cálculo, sin la necesidad de actuaciones frecuentes de reparación o reinstalación de la pantalla.
- Utilización de soluciones y elementos suficientemente probados y avalados por instituciones oficiales competentes.

Al proyectar soluciones vinculadas al servicio de mantenimiento y explotación de la red, debe centrarse la atención en aquellos lugares donde ya existen obras de defensa pero que son inadecuadas, en la rehabilitación y utilización de los elementos de la infraestructura metálica existente, de forma tal que en cada caso se aumente capacidad de la estructura.

¹¹ El diseño de las Pantallas Dinámicas PDC, se tratará al detalle en el Capítulo 7.

¹² Pantalla dinámica de deformación plástica del grupo Brugg, que se describe en el capítulo 6.

6. PANTALLAS ESTATICAS Y PANTALLAS DINAMICAS DE DEFORMACION PLASTICA. ANALISIS Y EVALUACION

6.1. INTRODUCCION

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 calzada. 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.

Enfoque energético

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:

$$E_c = W_r$$

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

$$W_r = \int_0^{\Delta_{\max}} R_p d\Delta$$

donde: 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 6.1). 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.

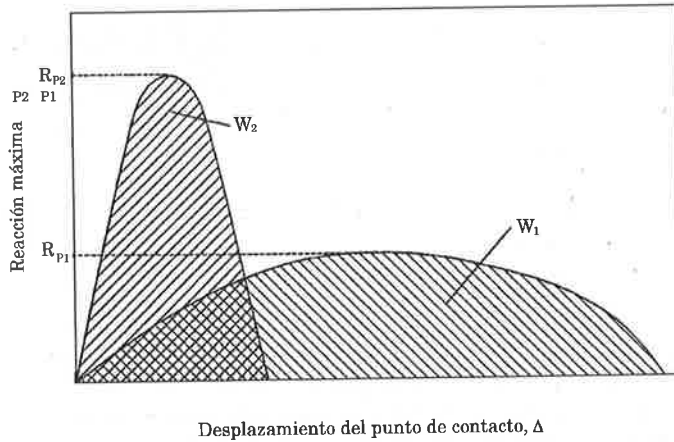


Figura 6.1. Diagrama fuerza de reacción-desplazamiento

A 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:

$$W_r = \frac{1}{2} R_{pmáx} \Delta_{máx}$$

Conservación de la cantidad de movimiento

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 roca¹.

Impulso = Cantidad de movimiento

$$R_m \cdot t = M \cdot v$$

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.

¹ 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 .

6.2. EVALUACION DEL COMPORTAMIENTO DE LAS PANTALLAS METALICAS ESTATICAS

En sentido general, toda barrera que se interponga en el trayecto del movimiento de las rocas, cumple la función de frenar o detener las mismas. El problema consiste en el adecuado balance entre la energía cinética con que llega la roca en el momento del impacto con la barrera y la capacidad que tenga ésta de soportar las fuerzas que se generan sin que se produzca el fallo.

En las fotos 6.1 y 6.2 se puede observar un ejemplo, donde pantallas estáticas han logrado interrumpir el recorrido de las rocas y proteger la calzada.



Foto 6.1. Pantalla metálica estática



Foto 6.2. Detalle de rotura en el emplazamiento anterior

Si se observan las dimensiones de las rocas, se puede concluir que la caída súbita de algunas de ellas en la vía, podría haber tenido consecuencias fatales.

Como se puede notar, a pesar de la robustez de los elementos utilizados (carriles de ferrocarril anclados en el muro), varios postes han sido seccionados por la base y la malla arrancada a lo largo de varios metros. Esta pantalla ha sido sustituida hace solo unos meses por una Pantalla Dinámica Cántabra² modelo PDC-1.

6.2.1. Influencia de la rigidez del sistema

Como ya se ha indicado, el trabajo de las fuerzas de reacción que opone la pantalla durante su desplazamiento producto del impacto de la roca, es el efecto que produce el frenado de la misma, cuando este trabajo se iguala a la energía cinética con que llegó la roca al punto de contacto con la pantalla.

Por tanto en la medida que el elemento resistente sea más rígido, la fuerza de reacción se incrementa para poder oponer un mismo trabajo con un desplazamiento menor.

En la foto 6.1 se observa también como el impacto de un desprendimiento de rocas ha provocado el fallo de tres postes rígidos de carriles de ferrocarril, sin embargo la malla, elemento más deformable, se ha torcido, deformado, pero no ha sido seccionada.

En la foto 6.2 se puede apreciar el comportamiento de un elemento rígido ante el impacto de una roca. Cabe destacar que a pesar de la robustez del elemento, este ha sido seccionado perfectamente, lo que es un claro indicador de la energía del impacto.

En la foto 6.3 se aprecia el deficiente comportamiento de una pantalla rígida con malla electrosoldada. En este caso, producto del impacto de la roca, se ha abierto un agujero y ha permanecido intacto todo el resto de la pantalla, incluso la malla a escasos centímetros del borde del agujero, dentro del paño afectado, prácticamente no se ha deformado. Aquí la malla no ha tenido posibilidad de deformarse y prácticamente no ha transmitido carga a los elementos vecinos, lo que es un indicador de la baja eficiencia de las soluciones tendentes a rigidizar la estructura de contención.

En general se puede concluir que con el incremento de la rigidez de los elementos de la pantalla se acrecientan las siguientes insuficiencias:

- Las fuerzas de reacción, ante el impacto de las rocas se acrecientan sustancialmente, lo que obliga a la utilización de elementos de mayor sección y calidad, y consecuentemente de mayor coste.

² El diseño de esta pantalla es tratado en el capítulo 7.



Foto 6.3. Detalle del fallo de una pantalla rígida con malla electrosoldada

- La baja capacidad de deformación de los elementos rígidos distribuye muy poco los esfuerzos entre los diferentes elementos de la pantalla, produciendo fallos locales por concentración de tensiones y en consecuencia una baja eficiencia del trabajo de la estructura construida.
- Escasa capacidad de absorción de energía, en comparación con la sección de sus elementos componentes.

6.2.2. Elementos para el cierre

Mallas de acero electrosoldadas

Según se ha podido constatar, estas mallas son las de peor comportamiento. Su empleo, aun cuando puede resultar atractivo por su aspecto estético, no se recomiendan en ningún caso, debido a su baja capacidad de deformación y de absorción de energía.

De las mallas comúnmente utilizadas para estos propósitos es la de menor durabilidad. En la foto 6.4 se puede apreciar la correcta disposición del muro y la pantalla cerrando la trayectoria natural de los desprendimientos de rocas, en un lugar de caída frecuente de rocas. Sin embargo en un plazo relativamente breve, el 70 % de la pantalla ya no existía.



Mallas de alambre trenzado

Los tipos de mallas más utilizados en las pantallas de este tipo son las de alambre de simple torsión y las de triple torsión. Por este motivo se ha realizado la evaluación del comportamiento relativo de unos tipos de malla,



Foto 6.4. Aspecto de una pantalla rígida sobre muro, dos años después de su construcción

respecto a otros. Algunas conclusiones obtenidas en los ensayos a punzonamiento y a tracción directa, realizados en el laboratorio a estos elementos, aparecen en la tabla 6.1³.

Tabla 6.1.			
Diámetro del alambre	Carga de Rotura (kN)		Porcentaje de incremento S_T / T_T
	Malla de triple torsión 	Malla de simple torsión 	
Alambre No. 15 2.40 mm	8 x 10 / 15 24.8	50 / 15 37.0	49 %
Alambre No. 17 3.00 mm	8 x 10 / 17 33.2	50 / 17 50.0	51 %

Del análisis de los resultados mostrados en la tabla anterior, se puede afirmar que las mallas de simple torsión, alcanzan mayor valor de carga de rotura y admiten una mayor deformación que las de triple torsión. Para

³ El resto de la información está incluida en el capítulo 7 del presente trabajo.

mallas de alambre del mismo diámetro, la carga de rotura máxima en el caso de mallas de simple torsión es de un 45% a un 50 % mayor, que para las de triple torsión.

A partir del análisis del comportamiento de los diferentes tipos de mallas en los ensayos realizados, se ha adoptado la utilización de las mallas de simple torsión por sus características tenso-deformacionales, que hacen que se consideren las más adecuadas 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 demostraron los ensayos.

6.2.3. Infraestructura de postes

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 hormigón o directamente sobre el terreno, presentan un comportamiento muy pobre. Debido al gran momento flector que actúa en la sección del poste, es normal y frecuente que este tipo de pantallas falle por este sitio, lo cual complica posteriormente las labores de mantenimiento y/o sustitución.

En el ejemplo correspondiente a las fotos 6.1 y 6.2, se pudo ver como los postes de acero han sido seccionados o arrancados de las bases producto del impacto de las rocas.

Con el objeto de tratar de mejorar el comportamiento de los postes, algunas soluciones han utilizado anclajes a la ladera con cables, tornapuntas anclados a la ladera, o vigas de acero uniendo los postes. Todas estas soluciones encajecen la construcción y crean un desequilibrio entre la capacidad de trabajo de los postes y la limitada capacidad de absorción de energía de las mallas que cierran los paños entre postes, ya sea por su debilidad en unos casos o por estar rígidamente fijadas a los postes en otros.

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.

6.2.4. Posibilidades de mantenimiento

Una de las deficiencias fundamentales que presentan las pantallas estáticas es la dificultad y complejidad del mantenimiento y reparación. Cuando una malla de este tipo falla, para su reparación hay que movilizar hacia la zona de trabajo equipos de corte de metales y soldadura, equipos o herramientas para perforar las bases de hormigón y anclar nuevamente los postes, así como materiales para la elaboración in situ y colocación del hormigón o mortero. Operaciones éstas muy laboriosas y costosas.

En la foto 6.5, se muestra la solución de reparación de una pantalla estática. Se ha tratado de limitar la perforación del muro de hormigón, soldando el nuevo carril al antiguo roto para intentar mejorar el empotramiento.

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.

Otra problema importante es la imposibilidad de realizar la limpieza de la parte posterior de la pantalla cuando se produce la colmatación de la misma. Debido a que la pantalla no es abatible ni desmontable, en muchos lugares se imposibilita el acceso a su parte posterior, tanto de personal como de máquinas, para realizar la limpieza.

Incluso, en las pantallas meticulosamente diseñadas, se pueden producir desprendimientos ocasionales, de magnitud superior, en volúmenes o energía, a los tenidos en cuenta en el diseño, que pueden ocasionar fallos de las mallas o los postes. Teniendo en cuenta las consideraciones anteriores, la garantía del mantenimiento y la reparación, deben ser tenidos en cuenta de manera permanente a la hora de elaborar una solución.

Desde el punto de vista del mantenimiento estas estructuras deben cumplir las siguientes condiciones:

- Ser soluciones económicas con el mínimo de actividades constructivas in situ.
- Prever la sustitución de los elementos dañados, que permita el recambio de los postes, paños de malla y anclajes.
- Facilitar de acceso al tradós de la pantalla para labores de limpieza.



Foto 6.5. Reparación de un poste que falló a cortante

6.2.5. Ejemplos de utilización de este tipo de solución

Como se ha señalado con anterioridad, existen un considerable número de variantes de pantallas que se pueden agrupar bajo ésta denominación, a continuación se hará una breve reseña sobre un conjunto de ellas, señalando en cada caso ventajas e insuficiencias.

La colocación de *postes metálicos* empotrados sobre un muro y *cierre de mallazo electrosoldado*, tuvo una gran difusión hace varios años en España. Se ejecutaron cientos de metros en numerosos emplazamientos con esta solución, sin embargo es una de las respuestas estáticas de menor capacidad de absorción de energía (fotos 6.3 y 6.4)

Una solución de comportamiento algo mejor que la anterior, es la pantalla de *postes metálicos* también empotrados, pero esta vez el cierre se realiza con *mallas de alambre de simple torsión*. La deformabilidad de este tipo de malla ayuda a que no se produzcan perforaciones en el momento del golpe. Tienen el inconveniente que los postes rígidamente anclados, fallan 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. (fotos 6.1 y 6.2)

En la búsqueda de un incremento de la capacidad de absorción de energía, se ha utilizado como *cierre una doble malla de triple torsión apoyada sobre cables*, espaciados 20 cm aproximadamente. Esta solución evidentemente tiene una mayor capacidad de absorción de energía gracias a la resistencia individual de los cables, pero a simple vista se puede suponer su elevado costo, además de no mejorar la insuficiencia del poste rígidamente anclado. La posición de la malla es inadecuada ya que al apoyarse sobre los cables estará más tensada en la dirección vertical, y por consiguiente soportará menos esfuerzos (foto 6.6).

De forma contradictoria, en algunos emplazamientos se ha tratado se incrementar la deformabilidad del sistema aumentando la separación entre los postes y así incrementar la capacidad de absorción de energía de la pantalla. Mientras en otros casos, la búsqueda del incremento de la capacidad de trabajo de la pantalla se ha intentado, disminuyendo de forma apreciable el espaciamiento entre postes (figura 6.7), lo que además de encarecer la solución innecesariamente, incrementa la rigidez del conjunto y minimiza la posibilidad de deformación de los cables.

En la foto 6.8 se muestra una solución, que es la antesala de las pantallas dinámicas, las que se analizarán más adelante. Aquí se ha utilizado una red de *cables ortogonales*, estando sus extremos unidos a un *cable perimetral*, formando así paños de malla rectangulares. Los cables que forman los paños están unidos en fábrica mediante una *grapa metálica*.

En sus inicios se esperaba que con el impacto, una parte de la fuerza que ejerce la roca sobre el conjunto, se disipase mediante el deslizamiento de un cable sobre otro, disipándose energía por fricción, en el interior de la grapa. Se ha demostrado en los ensayos realizados, que en el momento de máxima



Foto 6.6. Pantalla de perfiles de acero y alambre de triple torsión, reforzada con cables

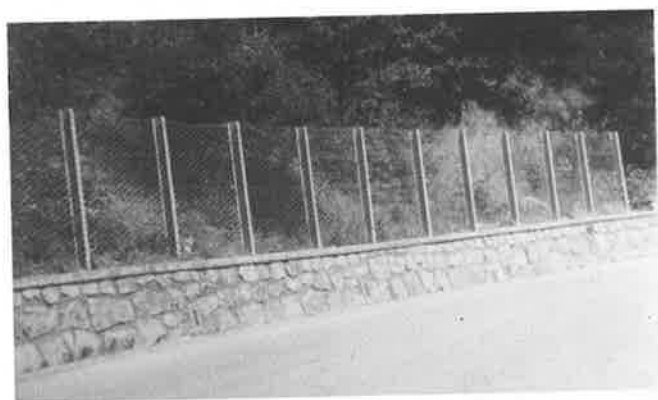


Foto 6.7. Pantalla con espaciamiento reducido entre los postes

tensión de la red, este tipo de grapas se desliza con mucha facilidad y lo que es peor se suelta.

Cada paño de malla de cables se une a dos cables longitudinales, uno superior y otro inferior, por medio de prensacables. Los cables longitudinales están fijados a los postes extremos y pasan por una guía situada en la cabeza y en la base de los postes intermedios.

Como esta malla tiene una elevada resistencia y está apoyada en los postes, estos han sido reforzados con un puntal del lado de la calzada. En los cables



Foto 6.8. Pantalla de red cables con grapas

longitudinales se les ha realizado un bucle de fricción, que comenzará a deslizarse, cuando entren en tensión los cables, incrementando la deformación del cable superior y de toda la pantalla, contribuyendo además con el aumento de la capacidad de absorción de energía.

Esta solución, al utilizar redes de alta resistencia y colgarse sobre un cable superior e inferior, es capaz de absorber energías mucho más elevadas, acercándose a la solución dinámica. No obstante se le pueden señalar los siguientes inconvenientes:

- Excesiva cantidad de postes, que, además de ser innecesarios y costosos, limitan la flexibilidad de la pantalla. Esta misma solución incrementaría su capacidad de absorción de energía reduciendo a la mitad el número de postes.
- La red con el mismo número de cables, absorbería mayor energía si estos fueran colocados diagonalmente.

Por último se mostrará una solución construida en 1992, al comienzo de las obras de la recientemente inaugurada, autovía Santander-Bilbao, en el tramo de Islares, con el objeto de impedir que rocas resultantes de la voladura llegasen a la carretera. Esta solución presentaba las siguientes insuficiencias:

- La unión entre la malla y los postes es muy débil, así como entre ésta y los cables (foto 6.9). Ante un impacto, la malla traccionará longitudinalmente desprendiéndose de los postes y deslizando a lo largo del cable, formando un rollo en la zona del impacto.
- Inadecuada unión del cable al poste.
- Poca rigidez de los postes con relación a su altura. En el caso de que una roca golpee los tirantes interiores, la pantalla se volcará hacia la ladera, doblando o haciendo fallar los postes por la base.



Foto 6.9. Pantalla provisional. Autovía Santander-Bilbao

- Inadecuada solución de anclaje.
- Desde el punto de vista de la ubicación de la pantalla también se puede observar que la altura de la pantalla es insuficiente con respecto a la ladera.

Las diferentes soluciones de pantallas estáticas hasta ahora vistas y comentadas, se refieren a aquellos casos donde se hace necesario soportar directamente el impacto de las piedras.

Las soluciones tratadas pueden variar en capacidad de absorción de energía entre 20 y 40 kJ aproximadamente. Aquellas que se han reforzado con cables, mallas dobles y postes a cuatro metros o más de distancia son las de mayor capacidad de trabajo. Las pantallas con mallas electrosoldadas están por debajo de este rango y en caso de las mallas de cables la capacidad de absorción de energía puede llegar a unos 70 kJ.

Las pantallas para muy baja energía menos de 20 kJ, normalmente se utilizan junto a la calzada, en los casos que hay cunetas receptoras. No reciben impactos importantes y están concebidas para detener fragmentos de rocas de rebote.

6.3. PANTALLAS DINAMICAS DE ABSORCION DE ENERGIA POR DEFORMACION PLASTICA

Como se ha señalado en el capítulo tercero, se consideran pantallas dinámicas de deformación plástica, a aquellas barreras formadas por redes metálicas de alta resistencia hechas con cables de acero y ancladas al terreno mediante cables en los cuales se instalan disipadores de energía por fricción o cortante. Estas pantallas se colocan transversalmente a la trayectoria de caída de las piedras con el fin de detenerlas, permitiéndose en las mismas grandes desplazamientos.

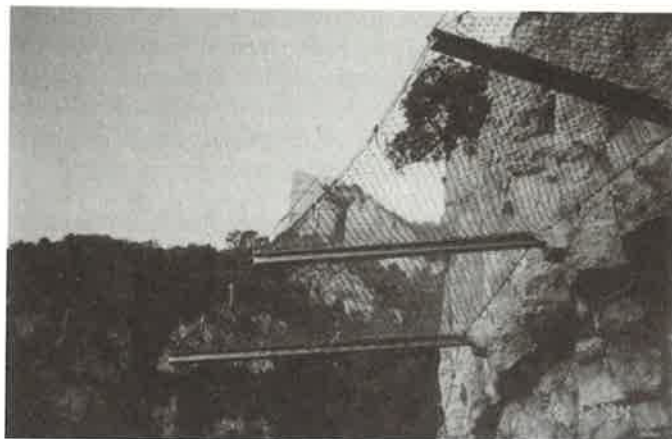


Foto 6.10. Pantalla dinámica en forma de galería. Monserrat. Catalunya

De manera general, están constituidas por estructuras modulares, flexibles altamente deformables, su principal característica, frente a los sistemas rígidos o estáticos, es su capacidad de deformación bajo carga, lo que les permite absorber valores elevados de energía. Para ello además de un diseño flexible, van dotadas de los mencionados disipadores de energía, los cuales incrementan la capacidad de absorción de energía del sistema, por encima de la capacidad de la propia malla y los elementos componentes del sistema. Su infraestructura está constituida por postes metálicos, que pueden estar: empotrados, simplemente apoyados o articulados en su base, en función del diseño de cada sistema.

Los tipos de pantallas dinámicas de este tipo, de mayor utilización en España y el resto de Europa, en los últimos tiempos han sido los desarrollados por:

Grupo de empresas	Sede principal	Representación en España
BRUGG	Brugg, Suiza.	GEOBRUGG, San Sebastian
TUBOSIDER	Asti, Italia.	TUBOSIDER ESPAÑOLA, S.A. Valencia.
INDUSTRIAL ENTERPRISE	París, Francia	—
SISYPHE	Saint-Esteve, Francia	NOVA INGECO, San Sebastian

6.3.1. Características generales

Las pantallas dinámicas de deformación plástica, están formadas por redes altamente deformables de cables de acero de 5 a 10 m de longitud y de altura variable de 3 a 4 metros, fijadas al terreno mediante cables que incorporan disipadores de energía. Su constitución modular permite por una parte una gran deformabilidad bajo tensión, como suma de la propia aportada por red

de cables y el desplazamiento que producen los disipadores de energía durante su accionamiento. Además su modulación, facilita los trabajos de mantenimiento y reparación o sustitución de los elementos dañados.

Las redes de cables

Están realizadas con cables de acero galvanizado, formando con los mismos una red cuadrada o romboidal de 200 mm a 300 mm de lado, con grapas o prensacables en sus nudos. Según el tipo de red, hay un cable perimetral alrededor de cada módulo, que está unido al poste o a los cables de anclaje a la ladera.

Con el fin de evitar el paso de piedras pequeñas a través de la red, sobre esta se superponen mallas de simple torsión (50/15) o de triple torsión (8x10/17).

Los 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 disipadores de energía

Son elementos que colocados en los cables de anclaje o perimetrales, al ser traccionados elongan consumiendo una energía durante su alargamiento, que contrarresta la aportada por las rocas.

Los disipadores de energía se pueden clasificar en dos grupos:

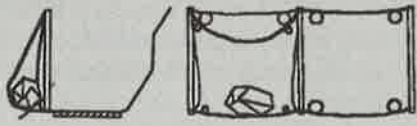
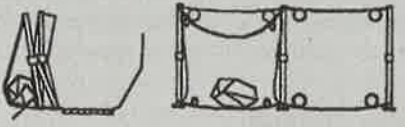
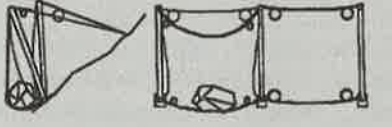

Tipo	Descripción
POR FRICCIÓN	<ul style="list-style-type: none"> - placa metálica que aprisiona los dos extremos del cable - bucle de cable cerrado con sujetacables - bucle cerrado con una placa metálica - bucle protegido por un anillo de acero prensado - elemento tubular dentro del cual se deslizan en sentido inverso dos cables en cuyos extremos hay topes.
POR CORTANTE	<ul style="list-style-type: none"> - elemento tubular dentro del cual se deslizan en sentido inverso dos cables que arrastran, una cuña o cizalla, que lo va desgarrando.

En todos los casos el deslizamiento o alargamiento del cable se realiza una vez superada la fuerza de ajuste de los elementos de cierre.

6.3.2. Sistemas del grupo Brugg

En este sistema los postes constituidos por perfiles HEB, se encuentran de empotrados o fijados mediante una articulación a una base, la cual se ancla al terreno mediante bulones. El mecanismo de frenado es por fricción de un cable que se desplaza por el interior de un tubo en forma de anillo⁴.

Soluciones para diferentes valores de energía

Nombre	Esquema	Energía	Observaciones
AX		300 kJ	Disipador: Anillo Red de cables: Diagonal
CX		500 kJ	Disipador: Anillo Red de cables: Diagonal
RX		1500 kJ	Disipador: Anillo Red de cables: Diagonal Anillos
CAN		2350 kJ	Disipador: No Red de cables: Anillos

Cada uno de los modelos anteriores está diseñado para un rango de energías cuyo valor superior se ha señalado en la tabla. La diferencia entre cada uno estriba fundamentalmente en el dimensionamiento de los postes, el tipo de red, la ubicación de los anclajes y el tipo de anillos disipadores.

Uno de los elementos principales de estos sistemas es la red de cables de rombos, conformada en fábrica con grapas de acero antideslizantes, cuyas características tenso-deformacionales han sido objeto de ensayos de laboratorio. Los resultados obtenidos aparecen en el capítulo 7. Además de la red de rombos, se emplean para conseguir valores altos de energía, redes de anillos de cables entrelazados.

⁴ En una primera etapa se empleaban como disipadores de energía, bucles de cables, que han sido sustituidos por anillos que envuelven al cable.

Singularidades de estos sistemas

AX: La parte inferior del poste, se fija a la placa base de forma rígida (empotramiento), mediante un tornillo⁵, que evita el posible deterioro del anclaje de la placa base, en caso de impactos extraordinarios. Esta placa base se fija a la roca, cimentación de hormigón o micropilote.

RX: La parte inferior del poste, se fija a la placa base por una articulación, con un pasador. La placa base se fija de igual forma que en los AX.

CX: El pie del poste, se fija a la placa base por una articulación, con un pasador, presenta además un tornapuntas metálico en la zona trasera articulado en la unión al terreno y al poste. La placa base se fija de igual forma.

CAN: La placa base no está anclada al terreno, sino simplemente apoyada, lleva unos tirantes de fijación paralelos al terreno, para restringir su movimiento. El poste se fija a la placa base por una articulación, con un pasador. En este sistema los postes están siempre protegidos contra los impactos directos de las rocas, ya que la red va por delante de los mismos.

En todos los casos la estructura es modular. Los cables de soporte están fijados a la placa base y a la cabeza del poste de forma estandarizada para facilitar su montaje. Además se coloca malla de simple torsión 50/15 para evitar que a través de las luces de los cuadros de la red pase alguna roca pequeña.

Disipador de fricción en forma de anillo

El anillo de frenado es uno de los componentes más importantes de los sistemas Geobrugg como elemento neutralizador del efecto de impacto. Los frenos están montados en los cables de tensión, dentro de tubos que forman anillos. Cuando la energía absorbida por el sistema, supera la capacidad de absorción del conjunto formado por redes y cables, los disipadores comienzan a funcionar.



Foto 6.11. Pantalla dinámica. 500 J. Variante de Agua Dulce. Almería

⁵ Se denomina punto de rotura controlada, garantiza que si ocurre un impacto extraordinario, se rompa este elemento y el resto del sistema continúe trabajando, de esta forma se hace factible su reparación inmediata.

La absorción de energía cinética se realiza por medio la deformación del anillo y la fricción del cable dentro del casquillo, la resistencia aumenta en la medida que disminuye el radio de la circunferencia del anillo durante el proceso de frenado. Este sistema aventaja a su predecesor, el bucle de cables, en que 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 dissipador, empleando casquillos de diferentes materiales y anillos de distinto diámetro o variando la presión que se ejerce sobre el anillo en el prensado. No requiere mantenimiento, al no ser que en el momento del impacto trabaje en toda su longitud. La figura 6.2 muestra la curva carga-desplazamiento⁶, para este tipo de dissipador, la energía que es capaz de absorber este modelo específico de 70 kJ.

Anclajes de cable

Otro elemento a destacar en los sistemas del grupo Brugg, son los anclajes. Todos los vínculos de las pantallas con el terreno, salvo los bulones

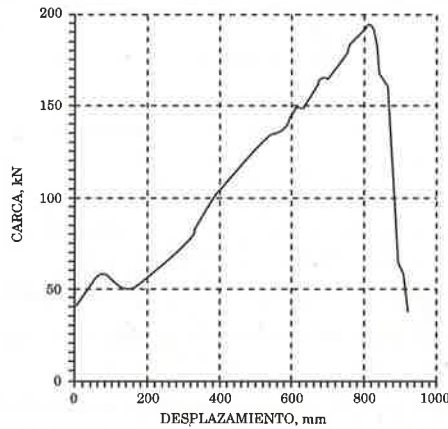


Figura 6.2. Diagrama carga-desplazamiento. Dissipador de anillo. GS-8001

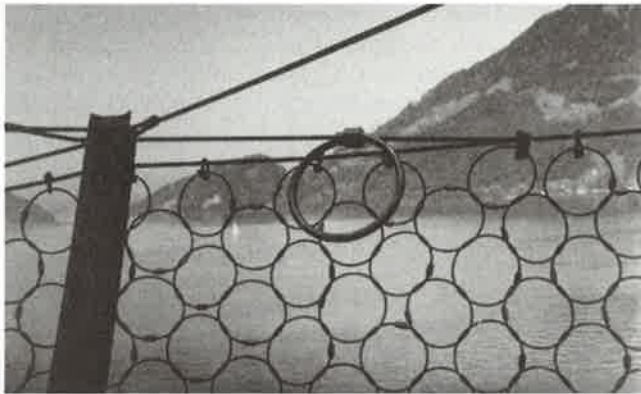


Foto 6.12. Pantalla dinámica 1000 kJ. Dissipadores de anillo

⁶ Ensayos realizados por Geobruigg, Fatzer AG, Suiza. 1993.

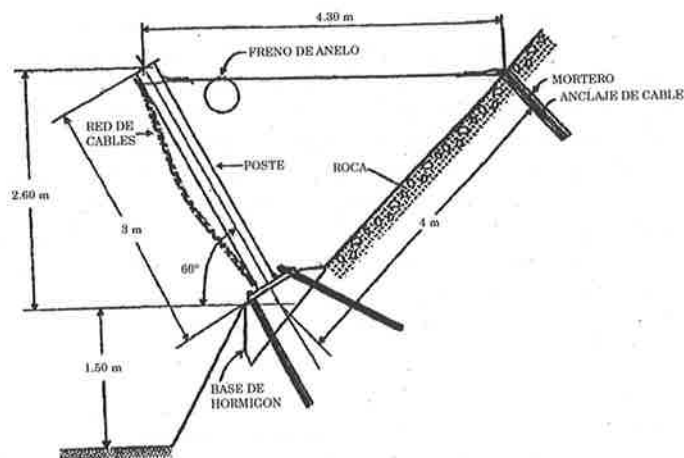
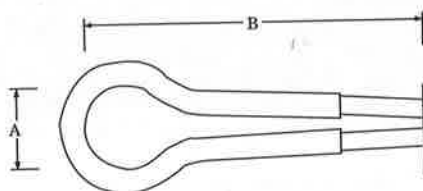


Figura 6.3. Perfil transversal de una pantalla RX

de la base, se hacen mediante tirantes de cable helicoidal, de alma metálica.

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 tener unas características especiales:

- El ojo del ancla que sale fuera de la tierra, 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.
- Las rocas que impactan directamente al ancla, no dañan el ojo del ancla, ya que es flexible.
- El cable portante se compone de hilos de acero de alta resistencia, galvanizados de forma independiente según DIN 2078.
- El ambiente húmedo cerca del suelo, favorece la corrosión y exige medidas anticorrosivas adicionales. La gasa del ojo del ancla está introducida en dos tubos. El tubo exterior galvanizado en caliente, se encarga de la protección mecánica. El tubo interior más largo es introducido en el mortero 150 mm y garantiza una protección anticorrosiva prolongada.
- Los dos cables paralelos del ancla, están unidos a una distancia de 500 mm con fijaciones de plástico, que facilitan la manipulación. Estas fijaciones pueden servir además de distanciadores, para colocar centrar los cables en la perforación.







Se construyen de cuatro tipos fundamentalmente:

Diámetro del ancla (mm)	Diámetro interior A (mm)	Longitud interior B (mm)	Carga admisible kN) FSEG = 2	Peso (Kg) por unidad de 2m de largo	Diámetro mínimo de la perforación (mm)
10.5	40	145	100	2	35
15.5	50	180	195	4	42
18.5	70	240	315	9	50
22.5	95	300	470	14	58

6.3.3. Sistemas del grupo Tubosider

En este sistema los postes constituidos por perfiles HEB o tubos, se encuentran articulados a una base, que se ancla al terreno mediante bulones. El mecanismo de frenado es por la fricción de dos cables que se desplazan por el interior de un tubo en sentido contrario.

Soluciones para diferentes valores de energía

Nombre	Esquema	Energía	Observaciones
TBS-4		400 kJ	Disipador: Tubo Red de cables: Diagonal
TBS-6		600 kJ	Disipador: Tubo Red de cables: Diagonal
TBS-11		1100 kJ	Disipador: Tubo Red de cables: Anillos
TBS-23		2300 kJ	Disipador: No Red de cables: Anillos

De igual forma que los sistemas del grupo anterior, tienen diseños para diferentes rangos de energía, diferenciándose los modelos en la robustez de sus elementos y en los tipos de red empleados. Este sistema también emplea redes de cables formadas mediante grapas o presillas.

Singularidades de estos sistemas

TBS-4: Infraestructura formada por postes de perfiles HEB 120, espaciados a 5 m, de 2 a 3.5 m de altura. En vínculo base-poste es mediante una bisagra monodireccional, el cierre es con malla de cables y emplea disipadores de tubo en los cables de anclaje.

TBS-6: En este caso los postes son de perfiles HEB 160, espaciados a 5 m, de 3.1 m de altura. En vínculo base-poste es también mediante una bisagra, el cierre es con malla de cables y emplea disipadores de tubo en los cables de anclaje, que se disponen de forma oblicua en dirección al monte.

TBS-11: Está constituida por postes de perfiles del mismo tipo que la anterior, espaciados a 5 m, de 4.1 m de altura. El vínculo base-poste se realiza mediante una articulación con un grado de libertad en la dirección monte valle, el cierre es con malla de cables de anillos de las denominadas anti-submarino y emplea disipadores de tubo en los cables de anclaje. Los contravientos parten directamente de los cables longitudinales superior e inferior.

TBS-23: Este tipo de pantallas no se encuentra anclada, se coloca sobre montantes tubulares, que permiten considerar únicamente carga axial, la transmisión lateral de los esfuerzos se realiza mediante cables. La infraestructura está constituida por montantes tubulares de $\phi = 159$ mm, y contra-



Foto 6.13. Pantalla dinámica del grupo. Tubosider

montantes tubulares de $\phi=89$ mm. El cierre es con malla de cables de anillos antisubmarino y no emplea disipadores.

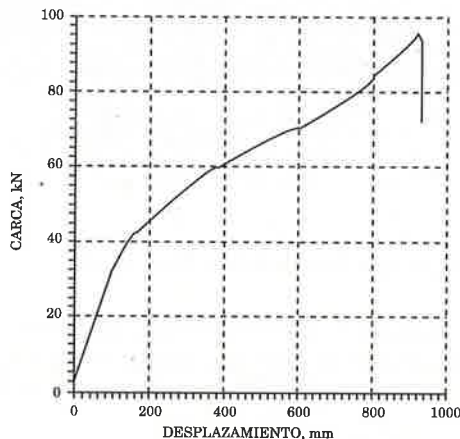
En todos los caso se coloca malla de alambre de triple torsión 8x10/17 para evitar que a través de las luces de los lados de la red pase alguna roca pequeña.

Disipador de fricción de sección tubular

Este disipador sustituye en el caso de Tubosider, a los frenos mediante placas de fricción que hasta hace poco se empleaban, constituye un elemento mitigador del choque, que se coloca en los tensores que se someten a carga en el momento del impacto. Su principio es el mismo que el de los antes mencionados disipación de energía cinética debido a la fricción, en este caso provocada por el paso del tope por la sección interior del tubo. En la figura 6.5 se muestra la curva carga desplazamiento obtenida para este tipo de disipador⁷, la energía máxima que es capaz de absorber es de 50 kJ, en un recorrido de aproximadamente 1000 mm.



Figura 6.4. Disipador longitudinal de tubo TBSD50KJ



**Figura 6.5. Diagrama carga-desplazamiento.
Disipador de tubo TSD50KJ**

⁷ Ensayos realizados para Tubosider, por el laboratorio Trentino de Turín, Italia.

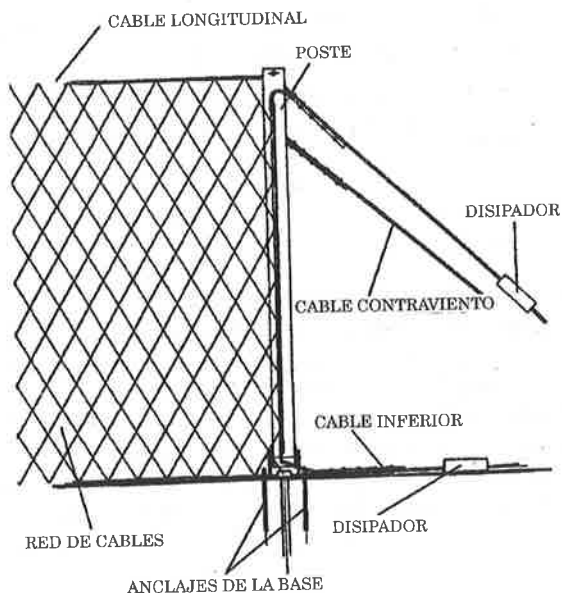


Figura 6.6. Vista frontal de una pantalla TBS-6

Anclajes de cable

Los anclajes se realizan mediante tirantes de cable helicoidal. El ojo del ancla está protegido por un guardacabos semicircular. Se construyen de dos tipos fundamentalmente:

Diámetro del cable (mm)	Carga admisible (kN)	Profundidad de anclaje (m)	Diámetro mínimo de la perforación (mm)
14	150	2.50 - 3.00	45 - 100
16	250	3.00 - 6.00	70 - 120

6.3.4. Sistema del grupo Industrial Enterprise

En este sistema los paneles de las redes están suspendidos de los postes, pero estos no están empotrados al terreno, únicamente están unidos por unos pernos, lo que hace necesario la presencia de vientos a ambos lados de la malla.

El cable superior, cuyo diámetro es 16 mm, atraviesa el poste por la parte superior a través de un orificio. Este cable une dos paños de red mediante un anillo que se encuentra en su extremo y que sirve a la vez de fusible del sistema. En los cables longitudinales se colocan disipadores de placas (figura

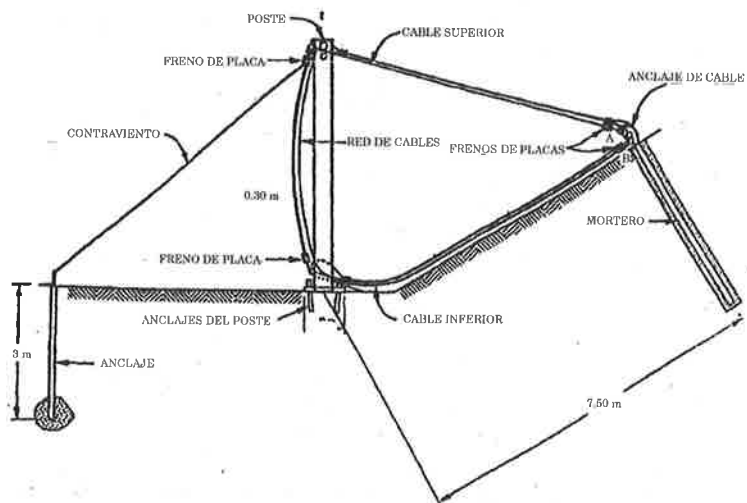


Figura 6.7. Pantalla dinámica del grupo Industrial Enterprise

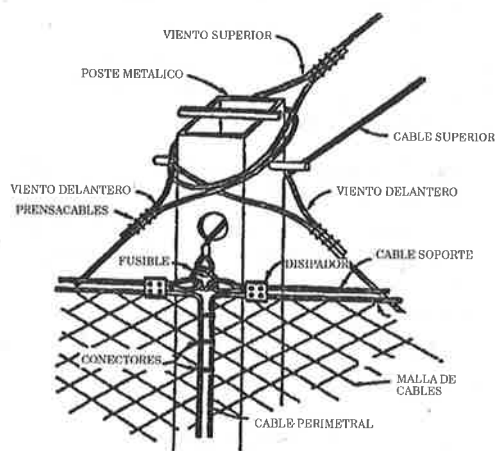


Figura 6.8. Detalle de la cabeza del poste

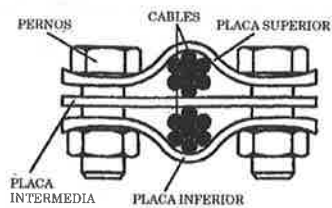


Figura 6.9. Disipador de placas

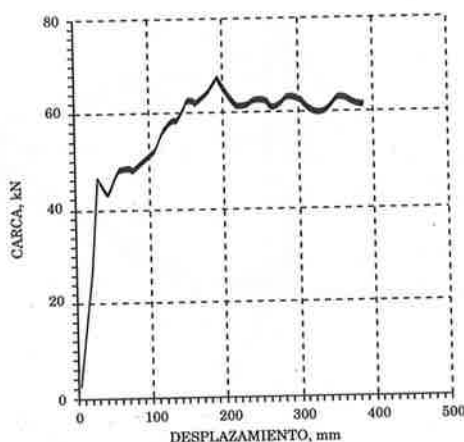


Figura 6.10. Diagrama carga-deformación. Dissipador de placas

6.10). A la cabeza del poste llegan cuatro cables, el citado cable superior y tres cables o vientos de 12 mm, para mantener la verticalidad del poste. En la parte inferior se encuentra el cable inferior de la malla, de 16 mm, también con dissipadores de placa y otro cable de seguridad de 12 mm, para el posicionamiento del poste. La red está formada por un cable de 8 mm con cuadrícula romboidal de 2000 mm.

Los nodos de la red, donde se cruzan los cables, están hechos con prensables especiales, que permiten el desplazamiento. El fusible de enlace se realiza mediante una cadena que falla cuando es sometido a una fuerza de tracción superior a 200 kN (figura 6.8). La energía absorbida⁸ por estas pantallas es aproximadamente 300 kJ.

Dissipador de fricción de placas

Este sistema de disipación de energía, fue de los primeros en emplearse, en la actualidad, ha sido sustituido por la mayoría de los diseñadores, ya que se logra muy poca absorción de energía, por la fricción entre las placas y los cables. En la figura 6.10 se muestra la curva carga-desplazamiento obtenida para este tipo de dissipador⁹, la energía máxima que es capaz de absorber está entre 10 kJ y 15 kJ, en un recorrido de aproximadamente 380 mm.

Como se señalaba, este sistema ha dejado de emplearse, ya que presenta varias limitaciones entre las que se encuentran:

⁸ Smith D., Duffy J.,(1990). *FIELD TEST AND EVALUATION OF ROCKFALL RESTRAINING NETS*. Report No. CA / TL-90/05. California Department of Transportation. USA.

⁹ Resultados de ensayos realizados en una máquina electro-hidráulica MTS, de 4500 kN de capacidad. Laboratorios Departamento de Transportes de California, EE.UU. (1990).

- Es poco seguro, no hay certeza de su correcto funcionamiento.
- Sufre grandes afectaciones por la influencia del ambiente, la corrosión los obstruye y no trabajan. Algunos diseñadores han tratado de evadir esta dificultad empleando una cubierta protectora de plástico, pero la solución no ha resultado satisfactoria, teniéndose que desechar.
- La presión en los pernos es difícil de controlar en obra.
- La temperatura generada durante el movimiento, le provoca deformaciones importantes.

6.3.5. Sistemas del grupo Sisyphé

Estos sistemas presentan algunas diferencias con respecto a los antes mencionado, fundamentalmente en el diseño de los diferentes elementos resistentes: cables de la red, cables de anclaje, disipadores de energía y anclajes al terreno. Ensayos realizados¹⁰ por sus autores, apuntan que estos modelos pueden llegar a detener impactos de hasta 5000 kJ. Con el inconveniente de que la pantalla puede quedar en condiciones precarias, teniendo que ser sustituida prácticamente en su totalidad. Se construyen 2 modelos fundamentalmente.

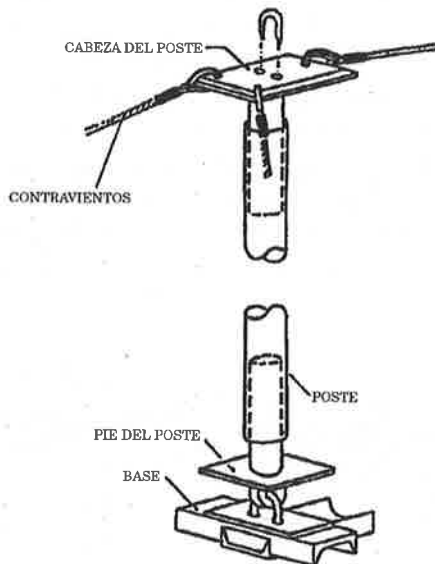


Figura 6.11. Composición del poste

¹⁰ Los ensayos han sido realizados por el CEMEREX de Niza, Francia.

Características principales¹¹

Las redes están realizadas por cables con cuadrículas romboidales inmobilizadas en los nudos con prensacables especiales. El cable inferior de la red está unida al cable perimetral por un prensacables que le permite deslizar libremente con respecto a este, facilitando el equilibrio de los esfuerzos en el conjunto de las mallas y la deformación de la red. Estas redes están unidas entre sí, en el sentido vertical, mediante el cosido con un cable que se fija en la parte superior e inferior sobre los disipadores de energía.

Los postes no desarrollan ningún papel como elementos para absorber energía, su misión es mantener la red erguida. Están simplemente apoyados sobre el suelo mediante una suela articulada. Su estabilidad está asegurada por un arriostrado de la cabeza del poste y una fijación de la base en el pie. Los vientos están fijados en los anclajes.

Con el fin de tratar de facilitar el funcionamiento del sistema, su instalación, y la reducción del costo de mantenimiento, los postes han sido concebidos en tres elementos separados, que poseen una libertad de rotación entre ellos. La cabeza del poste, sobre la cual se fijan los vientos así como los disipadores de energía, está provista de una prolongación tubular que encaja en el cuerpo central del poste.

La base está articulada dando una libertad de movimiento al poste, está igualmente provista de una prolongación tubular que encaja en el cuerpo central del poste. El cuerpo central del poste está únicamente constituido de un tubo, sin mecanización alguna. Se trata por tanto de una pieza de costo reducido y que puede ser fácilmente reemplazada (figura 6.11).

Los postes tienen el inconveniente de pandearse y fallar al estar sometidos a elevados esfuerzos de compresión en el momento del impacto (foto 6.15).

Los disipadores de energía garantizan la disipación de la energía cinética gracias al trabajo que realizan las fuerzas ejercidas por las dos cuñas, que cortan un tubo de dimensiones determinadas a lo largo de su eje (figura 6.12).

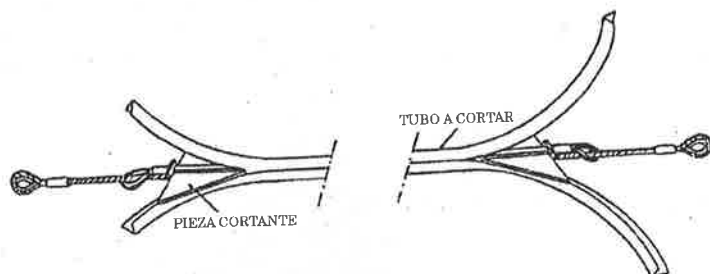


Figura 6.12. Disipador del sistema Sisyphé

¹¹ La información sobre los elementos componentes de estos sistemas proviene, de una publicación realizada por el grupo Sisyphé-Nova Ingeco, bajo el nombre. *REDES METÁLICAS CONTRA DESPRENDIMIENTOS. PUESTA A PUNTO DE UN NUEVO SISTEMA*. Ensayos de funcionamiento en condiciones reales. (1992).

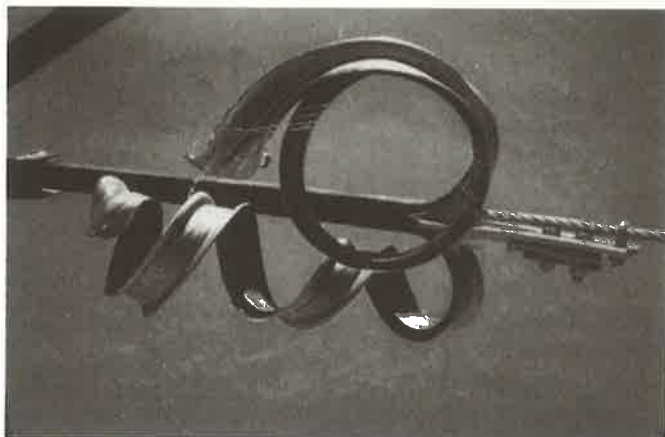


Foto 6.14. Disipador después del trabajo. Ensayo de campo

Están constituidos por un elemento tubular dentro del cual deslizan en sentido inverso dos cables que arrastran, respectivamente y a cada lado del tubo, una pieza especialmente estudiada, que al penetrar en el tubo lo va cortando.

El trabajo realizado por las fuerzas que actúan en el disipador, para absorber una determinada cantidad de energía cinética, es igual a la fuerza de corte del tubo multiplicada por la longitud cortada.

Singularidades de estos sistemas

900 kJ: Las redes son de cables de acero galvanizado, trama interior de malla 350 mm de forma romboidal, realizada en cable de 8 mm. de diámetro, galvanizado, alma metálica. El cable de la malla está directamente tejido en el interior de un enrejado de triple torsión 8 x 10 /17, galvanizado, la luz de la malla es 120 mm. Cada intersección está inmovilizada por un prensacables especial que permite su deslizamiento, con el fin de asegurar un mejor reparto de fuerzas en el conjunto de las mallas.

El cable periférico superior e inferior, así como los cables de ligadura de las redes entre ellas, son de cable de 12 mm de diámetro, de alma metálica. La unión de estos cables con los disipadores de energía se realiza mediante un grillete de acero de aleación de 32.5 kN de carga máxima.

Los postes son tubos metálicos de 114 mm de diámetro, y 3.6 mm de espesor, galvanizados en caliente. Están arriostrados en la cabeza mediante cables de 12 mm de diámetro. Las pantallas están provistas, de manera estandarizada, con disipadores de energía que absorben entre 150 a 200 kJ en una longitud de frenado de 3000 mm.

Los cables que forman el disipador de energía son de acero galvanizado de 12 mm de diámetro. Los tubos cortados son de acero galvanizado de una sección

de 40 mm de diámetro y 1,5 mm de espesor. Cada módulo de red tiene 4 disipadores de energía.

5000 kJ: Las redes son de cable de acero galvanizado, con trama interior de malla de 350 mm romboidal, realizada en cable de 16 mm de diámetro.

El cable periférico superior e inferior, así como los cables de ligadura de las redes entre ellas, son de cable de 22 mm de diámetro. La unión de estos cables con los disipadores de energía se realiza mediante un grillete de acero aleado de 85 kN de carga máxima.

Los postes son perfiles metálicos tubulares de 165 mm de diámetro, y 4,5 mm de espesor, galvanizados en caliente. Están arriostrados en la cabeza mediante cables de 16 mm de diámetro. Los disipadores de energía absorben de 600 a 650 kJ en una longitud de frenado de 4000 mm.

Los cables que llegan al disipador de energía son de acero galvanizado de 22 mm de diámetro. Los tubos cortados son de acero galvanizado de una sección de 60 mm de diámetro y 3 mm de espesor. Cada elemento de esta red dispone de 4 disipadores de energía.

7. PANTALLAS DINAMICAS DE DEFORMACION ELASTICA. DISEÑO DE LA PANTALLA DINAMICA CANTABRA

7.1. INTRODUCCION

Partiendo de la revisión y análisis de los diferentes sistemas de protección de contra caída de piedras anteriormente citados, y de otros que por ser similares y no estar aplicados en la práctica, no se han referido, se puede arribar a las siguientes conclusiones:

- Las pantallas estáticas de baja absorción de energía, hasta 20 kJ, se emplean normalmente como elemento complementario, de sistemas de estabilización, en estas condiciones de explotación suelen comportarse satisfactoriamente.
- Las pantallas dinámicas de deformación plástica, concebidas para alta energía, son soluciones muy elaboradas y que han mostrado un comportamiento satisfactorio. Como se ha podido apreciar, tienen su campo de aplicación fundamentalmente en la contención de desprendimientos de rocas de magnitudes importantes.
- No sucede lo mismo en el caso de las pantallas que soportan los impactos más frecuentes, de energías hasta 250 kJ. En estos casos los sistemas antes señalados, emplean como se ha visto un mecanismo de fricción, mediante el desplazamiento de los cables, que además de hacer que se libere energía, produce una elongación importante, que unida al peso de las rocas que quedan atrapadas, hacen que se cree una catenaria en el centro de los vanos, dejando completamente desprotegido el lugar. Para tratar de salvar este inconveniente se construyen, múltiples hileras de pantallas. Esta solución, está muy difundida en la zona norte de Italia, en recorridos realizados durante el verano de 1993, por estas zonas, se pudo constatar la colocación de hasta 6 hileras paralelas, en una misma ladera, solución que a pesar de ser bastante segura es muy costosa.

Un objetivo de este trabajo es conseguir soluciones, más eficientes para pantallas, que trabajen en este último rango de absorción de energías, es decir, hasta 250 kJ.

Los sistemas de protección a desarrollar en el presente trabajo, pretenden superar las deficiencias señaladas a los anteriores sistemas. Fundamentalmente, un sistema que trabaje elásticamente y que no requiera la intervención frecuente de los equipos de mantenimiento, para que continúe en servicio.

El tipo de sistema a desarrollar, debe requerir un mantenimiento poco frecuente, solo para limpiar el trasdós en caso de colmatación y acciones esporádicas para reparar algún elemento en caso de deterioro por impacto directo de una roca.

Al concebirse un comportamiento cuasi-elástico de los componentes, los disipadores no deben liberar energía, sino que durante la deformación elástica la acumulan, junto con el resto de los componentes. Esto trae como consecuencia que componentes del sistema, para un mismo valor de energía del impacto, trabajen a esfuerzos mayores, que si formasen parte de una pantalla de deformación plástica. Esta es la razón, por la que el límite de energía, para que este tipo de solución resulte efectiva desde el punto de vista técnico económico, es más bajo y por tanto se desarrollarán para un rango de energías de impacto de hasta 250 kJ.

Método de investigación

Para la concepción de un prototipo cualquiera, se cumplen los mismos preceptos establecidos en el capítulo 5, sobre el proceso de simulación de la caída de rocas. Es necesario establecer una metodología, o técnica de razonamiento lógica, que permita conseguir un modelo o esquema de análisis, que guarde relación estrecha con el proceso o producto que se quiera diseñar y convertir en *realidad*.

En la figura 7.1, se describe la secuencia seguida para la concepción, diseño construcción de dos modelos de pantallas dinámicas de comportamiento elástico.

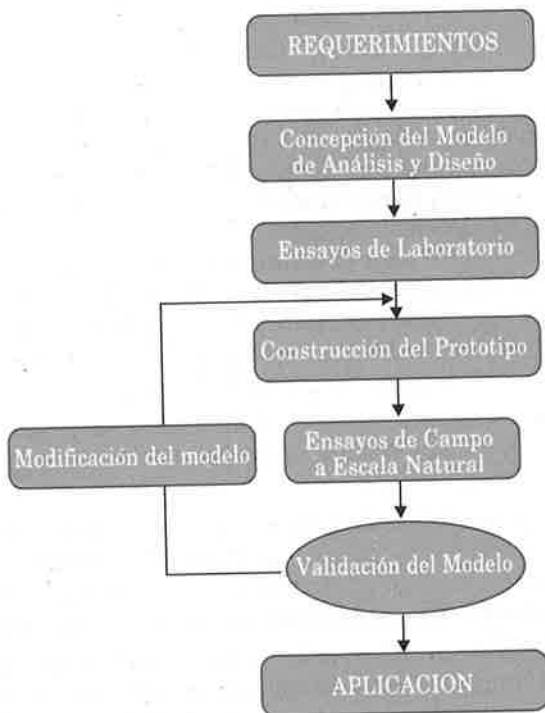


Figura 7.1. Metodología empleada

Requerimientos que deben cumplir los modelos del sistema

- Ser dinámicos, capaces de reducir los efectos de las elevadas tensiones y cargas que se concentran en las zonas de impacto.
- Trabajo elástico del conjunto del sistema, que permita eliminar las deformaciones plásticas, que provocan la pérdida de altura de la pantalla y de su eficacia como elemento de protección.
- Garantizar que se movilice la mayor cantidad de elementos de la pantalla al producirse un impacto, o lo que es lo mismo, que la pantalla trabaje como un conjunto, con lo que se logra un mejor reparto de las tensiones.
- Fácil instalación y desmonte, para poder emplazarse en lugares de difícil acceso y que además se posibilite la reposición de los elementos dañados.
- Mejorar las condiciones de trabajo de los postes, eliminando el anclaje rígido a la base.
- Utilización mayoritaria de elementos estandarizados existentes en el mercado o de fácil fabricación.
- Garantizar la posibilidad del acceso al trasdós de la pantalla, para la limpieza por parte del personal de mantenimiento.
- Durabilidad, para lo cual se propone el galvanizado en caliente reforzado, de todos sus componentes metálicos.
- Estéticamente aceptables.

7.2. CONCEPCION DEL MODELO DE ANALISIS

Las rocas durante la caída, acumulan una cantidad de energía cinética traslacional y rotacional, que depende de su masa y de la velocidad que pueda adquirir, antes de colisionar con la estructura de protección; para ser detenida en forma segura y fiable, la pantalla debe absorber esta energía sin que se acusen en ella degradaciones importantes después del impacto.

Esta energía es absorbida por el trabajo que realizan las fuerzas de reacción en todos los elementos y en la malla durante el desplazamiento producido por el impacto, así como por la inercia de toda la estructura al oponerse al movimiento.

Principales componentes

Se utiliza como *elemento de cierre* una doble malla de simple torsión, tipo 50/19, que se coloca del lado del valle, no como tradicionalmente se ha empleado, entre los postes y la ladera. Este tipo de colocación persigue el objetivo de que el poste no limite el desplazamiento de la misma.

La *transmisión de las fuerzas* de reacción de la malla al resto de los elementos del sistema, se hará a través de dos cables longitudinales, uno en la parte superior del poste y otro cerca de la base.

Los *postes* han de ser en todos los casos, articulados en la base, además de contar con un dispositivo disipador elástico, que garantice que después del impacto regresen a su posición inicial.

Dispositivos *disipadores de energía elásticos* que permitan que el sistema continúe absorbiendo energía, una vez agotada la capacidad de trabajo de la malla como elemento individual, y al cesar la acción del impacto, hagan que el sistema se recupere y vuelva a su posición original, devolviendo hacia atrás la roca desprendida y quedando totalmente descargado.

Principio de funcionamiento

Al recibir el impacto de una roca, la doble malla de simple torsión es empujada hacia el valle. Debido a la forma de colocación de la malla, entre los cables longitudinales superior e inferior, esta los tracciona, haciendo rotar a la pantalla hacia el valle y traccionando los anclajes extremos de los cables longitudinales.

Cada poste está articulado en la base y tiene un dispositivo que le permite rotar, al colgarse los cables de ellos. Además se produce, en los elastómeros del poste, una reacción contraria a este movimiento, que evita el vuelco del poste. Esta reacción hace que los muelles se compriman y acumulen una energía; que luego es devuelta al sistema, devolviendo a los postes su posición original.

La tracción que se produce en los cables longitudinales es transmitida a los anclajes laterales a la ladera. Entre el cable y el anclaje se encuentra un disipador de energía longitudinal, de forma tal que al traccionar el cable estos se comprimen, aumentando la elasticidad del sistema, el recorrido del cable y absorbiendo energía. Al igual que los elastómeros del poste, cuando se recuperan, colaboran en la colocación de la pantalla en sus posición original.

En el caso del poste extremo, el efecto de la inflexión del cable superior hacia el anclaje, provoca la flexión del poste hacia el interior de la pantalla. Esto puede contrarrestarse con unos vientos laterales.

Bajo este principio se han ideado y desarrollado dos modelos, encaminados dar solución a diferentes condiciones de anclaje. El modelo PDC-1 está concebido para instalarse sobre un muro, o para anclarse a una base de hormigón preparada al efecto, Mientras que el modelo PDC-2 está concebido para ser anclado directamente sobre el terreno. Las características y detalles de cada modelo serán tratadas con posterioridad.

En la figura 7.2, que se muestra a continuación se presenta una vista 3-D, de los dos modelos de pantallas dinámicas elásticas, donde se muestran con fle-

chas llenas las acciones producto del impacto de la roca sobre la pantalla, y con flechas huecas, las reacciones del sistemas. En los esquemas también aparece indicada la ubicación de los dispositivos disipadores de energía y la dirección de movimiento del sistema.

El procedimiento general a seguir para el diseño de una pantalla del tipo propuesto, es el siguiente:

1. Obtener, a partir de ensayos en el laboratorio, la carga de rotura a punzonamiento de la malla¹, mediante la aplicación de carga perpendicular a ella.

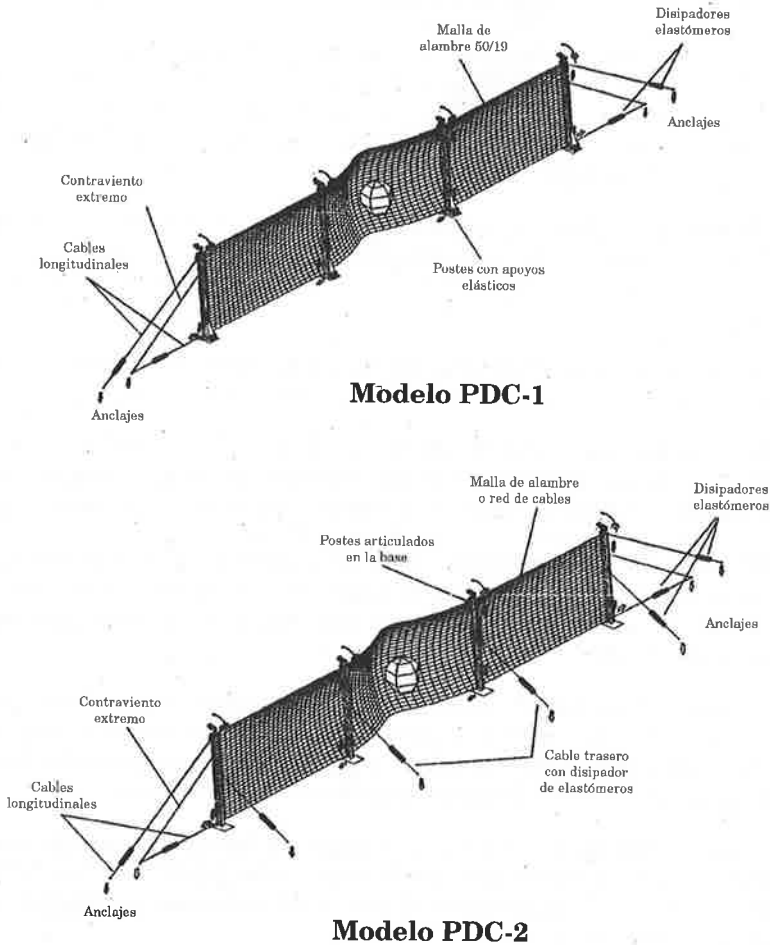


Figura 7.2. Elementos componentes de los modelos de pantalla

¹ También se han estudiado las redes de cables en el laboratorio, para su posible empleo alternativo.

2. Determinación, mediante ensayos a tracción directa en el laboratorio, de la deformación máxima a tracción, expresada en forma relativa (mm/m de longitud).
3. Conociendo las características mecánicas de los elastómeros, y para la carga de trabajo del cable longitudinal colocado, se decide el número de elastómeros en cada extremo, de forma tal que se obtenga un valor supuesto del desplazamiento del cable. Este valor es incrementado por la elongación que sufren los cables al traccionarse, determinándose la elongación total de los cables longitudinales.
4. Se fija el ángulo de rotación límite, que se desea que tengan los postes más cargados, cuando la malla trabaje en la carga límite.
5. Se elabora un esquema de análisis de la pantalla (figura 7.3), en la posición límite de trabajo de la misma, de forma tal que permita en una primera iteración, calcular las fuerzas de acción y reacción, así como las deformaciones, desplazamientos y rotación, que se puedan producir en los elementos componentes del sistema.
6. Se regresa al punto 3, con las reacciones en todos los elementos calculadas, y se ajustan las magnitudes de los desplazamientos inicialmente estimados. Si es conveniente se modifica el número de elastómeros de los muelles.
7. Se recalculan las reacciones en todos los elementos de la pantalla. Normalmente con una iteración es suficiente.
8. Se dimensionan todos los elementos para balancear el sistema de forma que exista un equilibrio en el dimensionamiento de cables, postes, guías y anclajes. Garantizando así un trabajo armónico de la estructura.
9. El valor límite de energía que puede soportar el sistema diseñado, será igual a la mitad de la carga de punzonamiento de la malla, multiplicada por el desplazamiento de la misma entre la posición descargada y la posición límite.

A partir de los resultados obtenidos del cálculo de cargas, esfuerzos y momentos en cada uno de los elementos del sistema y con las características de los componentes, tales como los cables y perfiles, cuyas propiedades las brinda el fabricante, se procede al dimensionamiento de los mismos.

Durante el cálculo y dimensionamiento de los diferentes elementos de la pantalla, la malla debe ser el elemento más débil y el que primero debe fallar, por lo que se supone que el límite del trabajo de la pantalla se alcanza cuando la malla se perfora.

El modelo propuesto está basado en el análisis de la pantalla en una condición estática de carga límite a partir de un esquema de análisis simplificado, que modela la posición deformada de la estructura en el límite de capacidad de carga.

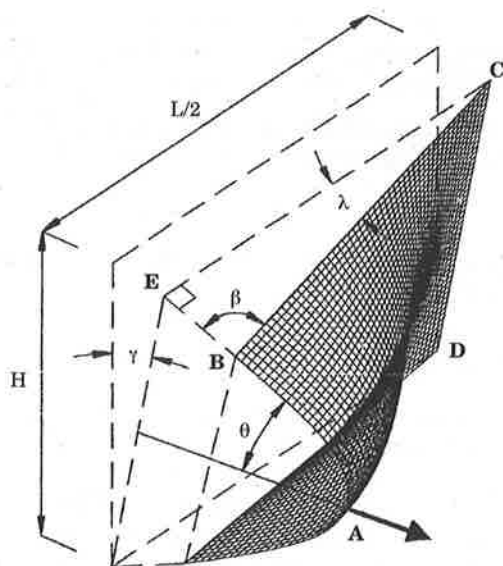


Figura 7.3. Esquema de análisis

La diferencia que pueda existir entre los resultados obtenidos mediante este modelo de análisis estático y el comportamiento real de la estructura, se evaluará en los ensayos a escala natural. Si la diferencia es significativa se obtendrán a partir de los últimos resultados, coeficientes de corrección del modelo estático de cálculo.

La diferencia fundamental entre los esquemas de análisis, de los modelos PDC-1 y PDC-2, consiste en que en el primero, el poste trabaja a flexión y los elastómeros que absorben la fuerza que crea el momento resistente, se encuentran en la base del poste; mientras que en el segundo el poste está articulado en la base y el momento resistente se forma mediante un viento anclado a la ladera, dentro del cual se introduce un muelle de elastómeros.

La secuencia de cálculo, para ambos modelos, en los nodos principales aparece en el epígrafe 7.4.

7.3. ENSAYOS DE LABORATORIO

7.3.1. Objetivos

El presente estudio de laboratorio tiene como objetivos:

- Determinar los parámetros resistentes de las mallas de alambre y redes de cables utilizadas como elementos de cierre en las pantallas dinámicas o con posibilidad de empleo en el tratamiento de taludes y laderas contra la

erosión y establecer para cada tipo de producto estudiado, la carga de rotura en diferentes condiciones de trabajo. Esta carga de rotura es empleada para el dimensionamiento preliminar de los sistemas.

- Evaluar el comportamiento tenso-deformacional de los muelles de elastómeros para utilizarlos en los dispositivos disipadores de energía.

7.3.2. Ensayos a los elementos de la superestructura. Mallas de alambre y redes de cables

7.3.2.1. Materiales incluidos en las series de ensayos

En los ensayos se incluyen las mallas de alambre galvanizado de simple torsión, uno de los elementos componentes de las PDC, así como mallas de triple y cinco torsiones que más se emplean en obras relacionadas con la estabilización de taludes. Se han seleccionado de diferentes diámetros, dimensiones y formas, con el objeto de abarcar la gama de productos posibles a emplear y establecer comparaciones entre ellos, en cuanto a su capacidad de trabajo y resistencia. Se incluyen además redes de dos tipos de grapa de fijación entre los cables, así como diferentes dimensiones del rombo (luces).

En la tabla 7.1, aparecen las características de los diferentes productos incluidos en las series de ensayos.

7.3.2.2. Descripción de los ensayos

Las muestras de los diferentes tipos de malla fueron sometidas en el laboratorio a dos tipos de ensayos.

- Punzonamiento.
- Tracción directa.

Para cada ensayo se obtuvo la curva de carga-deformación, siendo la carga de rotura o resistencia última del elemento el resultado más importante.

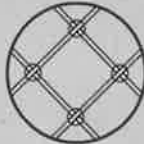
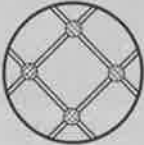


Punzonamiento

Este ensayo tiene el propósito de evaluar en condiciones de laboratorio de carga estática creciente, la máxima carga que es capaz de soportar una red o malla en dirección perpendicular al plano formado por ella y soportada en todo su perímetro. Se ha denominado como capacidad de trabajo de la malla o red, al valor de la carga máxima que soporta antes de producirse el fallo.

Descripción de la instalación

Las redes de cables para ser ensayadas se fijaron a un marco robusto de acero laminado en caliente, diseñado y construido al efecto. Este marco está reali-

Tabla 7.1.

Tipo de malla	Nomenclatura	Diámetro nominal del alambre o cable	Esquema	Observaciones
Red de cables de acero NW (tipo Brugg)	NW - 300 NW - 250 NW - 200	8 mm 8 mm 8 mm		Grapas normales
Red de cables de acero NW (tipo Brugg)	NW - 300 NW - 250 NW - 200	8 mm 8 mm 8 mm		Grapas antideslizantes
Malla de simple torsión	50 / 15 50 / 17 60 / 19 50 / 19	2,40 mm 3,00 mm 3,90 mm 3,90 mm		Características del alambre ver final tabla
Malla de triple torsión	5 x 7 / 13 8 x 10 / 15 8 x 10 / 16 8 x 10 / 17	2,00 mm 2,40 mm 2,70 mm 3,00 mm		Características del alambre ver final tabla
Malla de cinco torsiones	6.5 x 9 / 13	2,00 mm		Características del alambre ver final tabla

Nota: Las características de los alambres utilizados en la fabricación de la mallas, son las siguientes:
 - Alambre galvanizado 255 / 275 gramos de zinc / m². Normas DIN 1548 y BSS 443 / 82.
 - Resistencia a la tracción del alambre 0,45 - 0,55 kN / mm².
 - Alargamiento del alambre del 12 al 20 %. Norma BSS 1052 / 80.

zado con perfiles HEB-20 reforzados con tres platabandas a lo largo de toda su longitud y a ambas caras del alma, para aumentar su resistencia a la torsión. En la cara superior del marco y en todo su perímetro se han soldado tornillos de acero de alta resistencia, que permiten la sujeción mediante cuatro platabandas, que pasan por dentro de la red de cables, con lo cual se logra una adecuada fijación y la garantía de que todos los cables trabajen simultáneamente. Todos los elementos de soporte están sobredimensionados, para que no acumulen deformaciones durante el ensayo.

La luz libre interior del marco de ensayo es de 2.000 x 2.000 mm. El marco se encuentra apoyado en cuatro bases de hormigón y debidamente nivelada. La carga es aplicada mediante un sistema de pistón hidráulico de 200 kN de

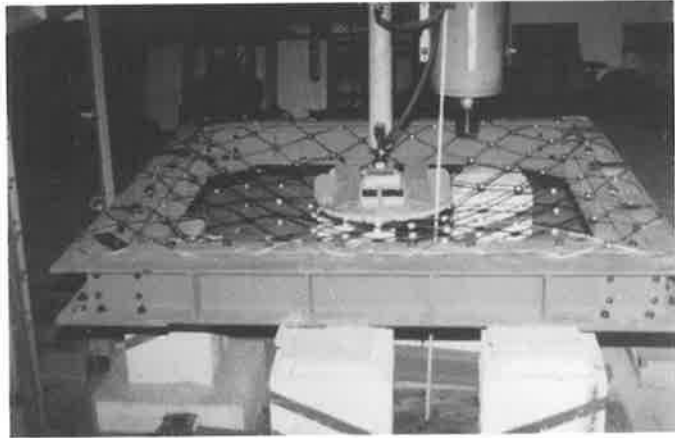


Foto 7.1. Red de cables NW-250 de grapas antideslizantes, al inicio del ensayo

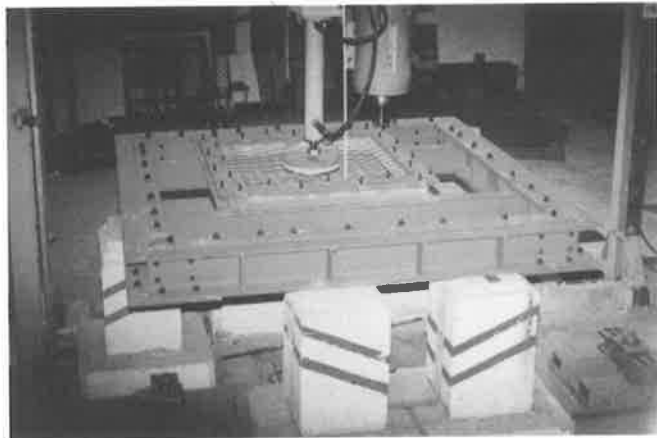


Foto 7.2. Dispositivo para el ensayo a punzonamiento de las mallas de alambre. Marco de sujeción de 1000×1000 mm

capacidad de carga y un recorrido máximo de 500 mm, a través de una placa circular metálica de 600 mm de diámetro ($\phi = 0,3 L$). Este tamaño de placa tiene como objetivo duplicar la luz de la red de mayor abertura (300 mm).

Entre la placa metálica y la red se colocó una pieza de madera para evitar que los bordes de la placa pudieran dañar los cables.

Las mallas de alambre de simple, triple y cinco torsiones fueron ensayados de forma similar y en la misma instalación, pero en un marco de menor tamaño de luz interior de 1.000×1.000 mm y realizado en perfiles HEB-12.

La carga es aplicada de igual manera que a las redes de cables. En este caso para mantener la misma relación entre el diámetro de la placa de aplicación de la carga y la luz del marco ($\phi = 0,3 L$), fue empleada una placa de carga de diámetro $\phi = 300$ mm.



Foto 7.3. Detalle de la placa de aplicación de la carga y de la sujeción perimetral

Para evitar el deslizamiento de las mallas del marco al aplicar la carga, así como para garantizar que traccionará uniformemente en todo el perímetro, entre la platabanda de sujeción y el cuadro, y por dentro de la malla de simple torsión, se colocó una pletina. En el caso de las de tres y cinco torsiones la sujeción se garantiza sosteniendo firmemente los tornillos.

La medición de la deformación en ambos casos, se realizó con una cinta metálica anclada en la parte superior del pórtico. Debido a que la precisión requerida así lo permitía, además los comparadores que se emplean normalmente en el laboratorio, no permiten tanto recorrido como requiere este tipo de ensayos (las mallas se deforman considerablemente).

Tracción directa

Este ensayo tiene como objetivo la determinación de la capacidad de trabajo de la malla a tracción (carga máxima a tracción en kN / m) que es capaz de resistir antes de la rotura.

Descripción de la instalación

El ensayo se realizó en una máquina universal de tracción directa. La malla fue soportada y atornillada entre dos robustas platabandas metálicas y sometidas a un proceso de carga por deformación constante hasta la rotura. En las fotos 7.4, 7.5, y 7.6 se puede observar una secuencia de un ensayo de tracción directa a una malla de simple torsión.

Los paños de malla a ensayar se limitaron a una superficie aproximada de $500 \times 500 \text{ mm}$ para las mallas de simple torsión y de $500 \times 1000 \text{ mm}$ para las de triple torsión, con el objeto de evitar que la elongación de la muestra

ensayada haga que la máquina llegue al límite de deformación sin que se produzca la rotura de la malla.

La curva de carga-deformación, en este caso se puede obtener directamente de la máquina de ensayos.

7.3.2.3. Resultados de los ensayos

Resultados de los ensayos a punzonamiento para las redes de cables

Los valores medios de la carga de rotura y deformación máxima, obtenidas como promedio de una serie de cuatro ensayos, para cada tipo de red, se presentan en la tabla 7.2.



Foto 7.4. Ensayo a tracción directa malla 50/19. Instante posterior al comienzo de la carga



Foto 7.5. Estado de carga intermedio

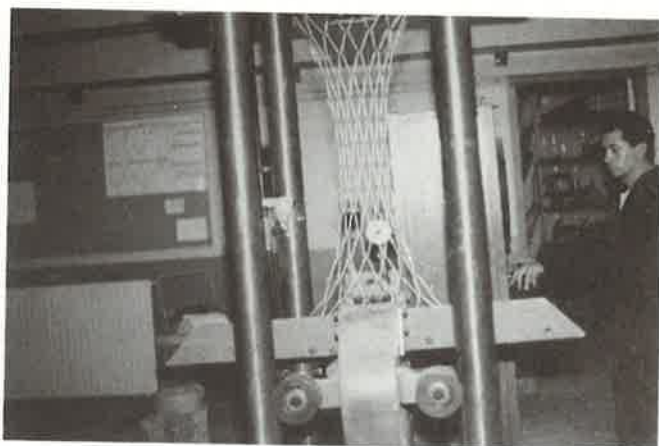
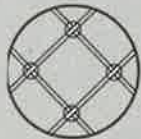
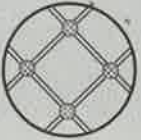


Foto 7.6. Momento de la rotura y pérdida de la capacidad de carga

Las pruebas de carga demostraron ineficacia en las grapas de tipo normal. al ser cargada la red, y muy por debajo de la carga de rotura de los cables, comienzan a abrirse y a saltarse las grapas, quedando cables sueltos, lo que reduce la capacidad de carga de la red, pues limita el trabajo en conjunto de los cables.

En condiciones de laboratorio al ser las placas de carga y de madera, aun después de separadas las grapas los cables siguen soportando carga. Sin embargo en condiciones reales de trabajo al soltarse las grapas la red se abre y deja pasar a través de ella las rocas. En la foto 7.7, se puede apreciar una malla de cables

Tabla 7.2.

Tipo de Malla			Valores Promedio	
			Carga de Rotura (kN)	Deformación Máxima (mm)
Red de cables de acero NW ($\phi = 8 \text{ mm}$)		NW - 300	62.0	170
		NW - 250	86.0	210
		NW - 200	135.0	220
Red de cables de acero NW ($\phi = 8 \text{ mm}$)		NW - 300	76.0	190
		NW - 250	98.5	200
		NW - 200	170.0	230

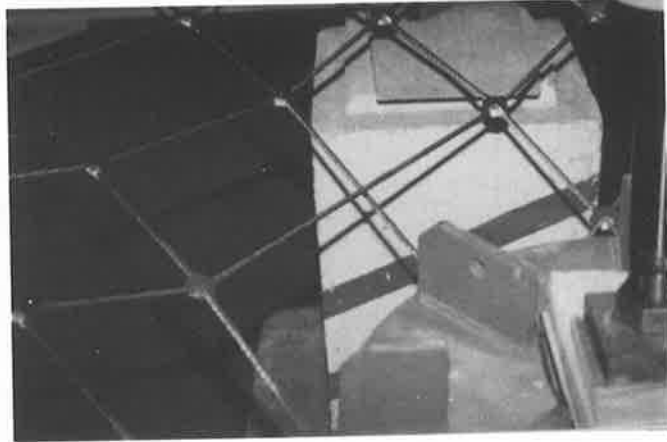


Foto 7.7. Comportamiento de las grapas normales durante el ensayo

con grapas normales durante el ensayo. Los cables aparecen sueltos después del fallo de las grapas, sin llegar a la carga de rotura de la red en su conjunto.

Además al ser cargada la red se produce el deslizamiento de un cable sobre otro, se puede observar el desplazamiento de la grapa (zona del cable sin pintura). Por su parte las grapas antideslizantes en ningún momento se abrieron ni se desplazaron de su sitio, incluso al llegar a la rotura. Se puede apreciar en la foto 7.8, como la red ha fallado y sin embargo las grapas se mantienen en su lugar.

Una ventaja importante de las redes de cables con grapas antideslizantes es que a pesar de que el cable falle, por una concentración local de tensiones o cualquier otra causa, el agujero que deja en la red no aumenta pues se lo impiden las grapas del perímetro.

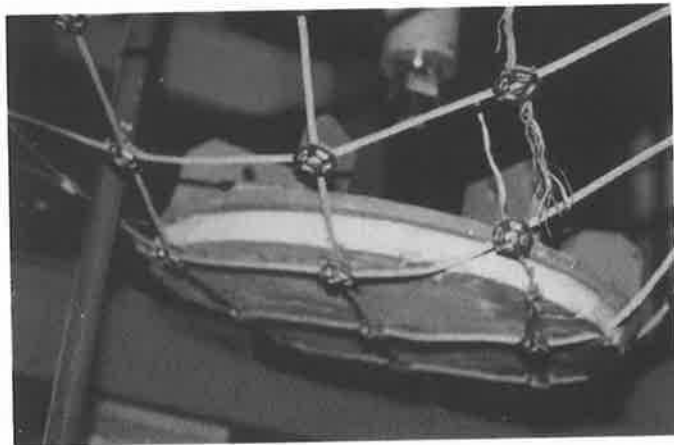


Foto 7.8. Comportamiento de las grapas antideslizantes durante el ensayo

Valores Promedio de Carga de Rotura (kN)

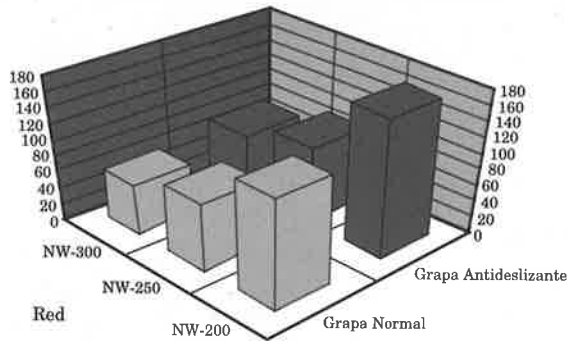


Figura 7.4. Influencia del tipo de grapa en los valores de carga de rotura

El efecto positivo de las grapas antideslizantes se manifiesta en los resultados de los ensayos con un incremento promedio del 20% de la capacidad de trabajo, de las redes con grapas antideslizantes sobre las normales o ordinarias. Estos resultados pueden observarse en las curvas de carga-deformación para las distintas redes (figuras 7.4, 7.5 y 7.6). En la tabla 7.3 aparecen los resultados comparativos entre los valores de carga de rotura para los dos tipos de redes de cables.

Un resultado de interés obtenido en el ensayo de las redes de cables con grapas antideslizantes fue la determinación de un punto débil en la unión de los dos extremos del cable mediante una fijación de acero prensado.

Valores Promedio de Deformación Máxima (kN)

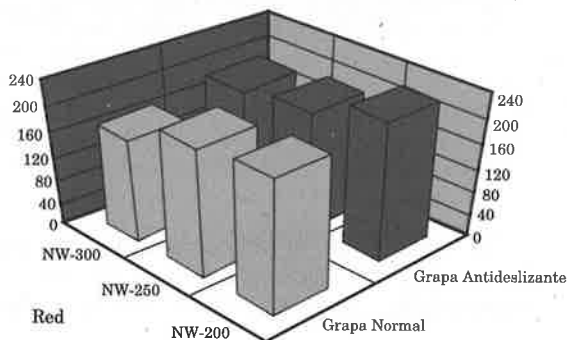


Figura 7.5. Influencia del tipo de grapa en los valores de deformación

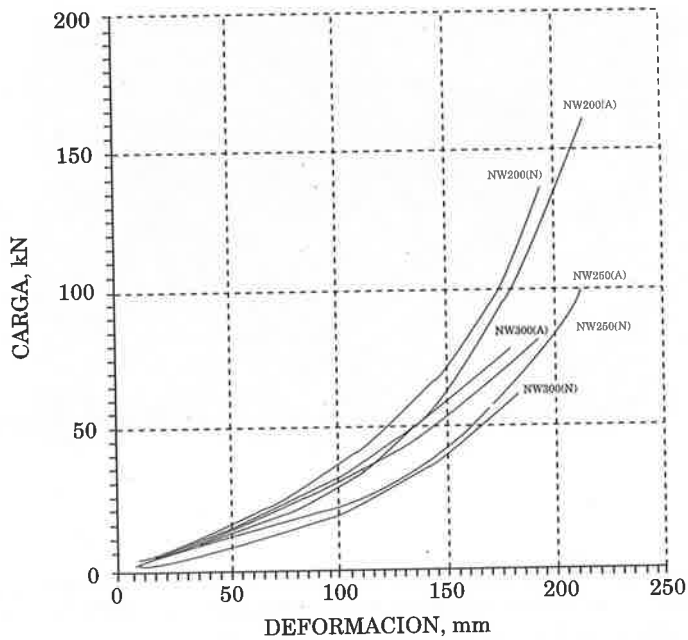




Figura 7.6. Curvas carga-deformación para los diferentes tipos de redes de cables

Tabla 7.3.			
Redes de cables de $\phi = 8 \text{ mm}$	Carga de Rotura (kN)		G_A / G_N
	Grapas normales 	Grapas antideslizantes 	
NW - 200	135.0	170.0	1.26
NW - 250	86.0	98.5	1.14
NW - 300	62.0	76.0	1.23

Al ser sometida la red a carga, el primer punto por donde falla la red es este sitio. Una segunda serie de ensayos, también de este trabajo, se realizó con redes modificadas, duplicando la sujeción con dos fijaciones de acero prensadas.

Los resultados con estas redes fueron excelentes, lográndose llegar a la carga de rotura del cable sin acusar el más mínimo desplazamiento en la zona de unión.

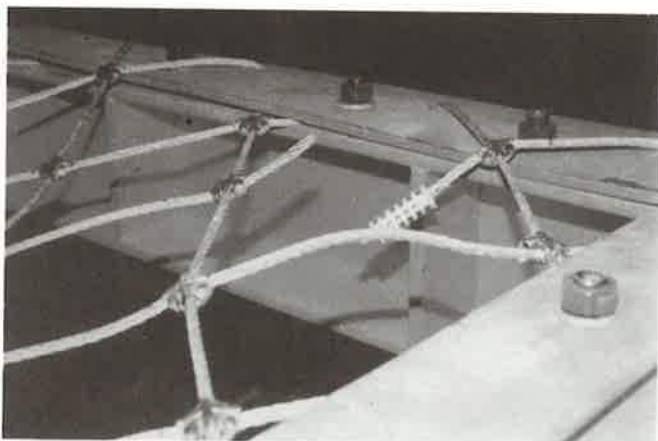


Foto 7.9. Fallo del topo prensado

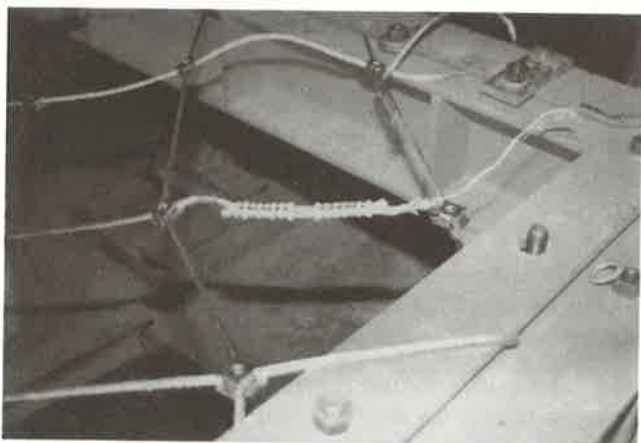




Foto 7.10. Cable roto junto al topo doble. Solución al problema antes planteado

Resultados de los ensayos a punzonamiento para mallas de alambres trenzados

Los ensayos de punzonamiento realizados sobre mallas de simple torsión, mostraron la elevada capacidad de estas, a la vez de acusar una gran deformabilidad. Como se puede observar en la tabla 7.4, las mallas de simple torsión pueden llegar, como en el caso de la malla 50/19 a alcanzar valores de carga de rotura de hasta 82 kN, valores superiores al los máximos obtenidos con la red NW - 300 de grapas antideslizantes.

Tabla 7.4.

Tipo de Malla		Valores Promedio		
		Carga de Rotura (kN)	Deformación Máxima (mm)	
Malla simple torsión		50 / 15	37.0	215
		50 / 17	50.0	280
		60 / 19	75.6	235
		50 / 19	82.0	260
Malla de triple torsión		5 x 7 / 13	14.9	71
		8 x 10 / 15	24.8	148
		8 x 10 / 16	28.1	165
		8 x 10 / 17	33.2	130
Malla de cinco torsiones		6,5 x 9 / 13	18.5	116

Por su parte las mallas de triple torsión acusan un menor nivel de deformación durante el ensayo que las de simple torsión y una carga de rotura un 45 % más baja que éstas últimas. En las figuras 7.7 y 7.8, aparecen las curvas de carga-deformación promedio, para las mallas de simple, triple y cinco torsiones.

En la tabla 7.5 aparecen los valores comparativos de las cargas de rotura para dos mallas estandarizadas de simple y triple torsión de alambre del mismo diámetro.

Las figuras 7.9 y 7.10, son una representación esquemática, de los valores de carga de rotura máxima y deformación obtenidos, con el objeto de establecer una comparación entre los diversos tipos de malla. Se pueden apreciar las cualidades de de las mallas 50/19 y 60/19, fundamentalmente referidas a la carga de rotura.

Ensayos a tracción directa

Como se señalaba con anterioridad, este ensayo tiene el objetivo de determinar, la carga que pueden soportar las mallas de alambre trenzado, medidas en kN/m de ancho. Se ha realizado series de ensayos para los diferentes tipos de mallas de alambre existentes en el mercado y de posible empleo en la protección tanto en pantallas de protección como en soluciones de estabilización de taludes y laderas.

Para las mallas de simple torsión, los valores tan elevados se deben a la ausencia de constreñimiento lateral de la malla durante el proceso de carga.

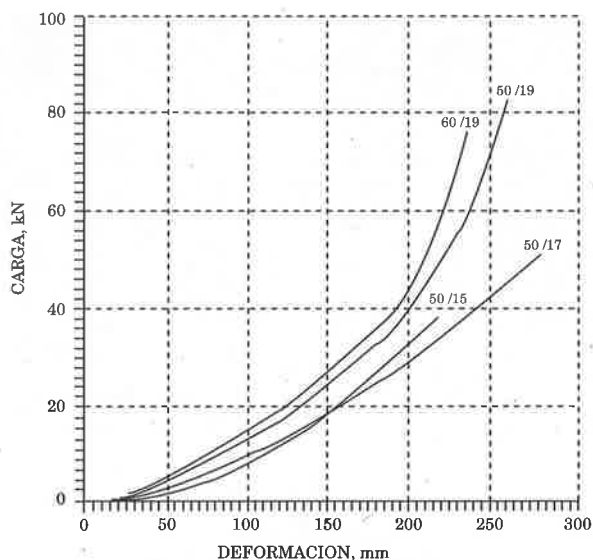


Figura 7.7. Curvas carga-deformación. Mallas de alambre de simple torsión

En condiciones de utilización en obras donde el ancho de la malla es mucho mayor, el confinamiento lateral que produce el resto de la malla limitaría los valores de deformación máxima.

En los ensayos de tracción directa de las mallas de triple torsión resulta interesante destacar cómo una vez alcanzada la carga máxima (carga de rotura)

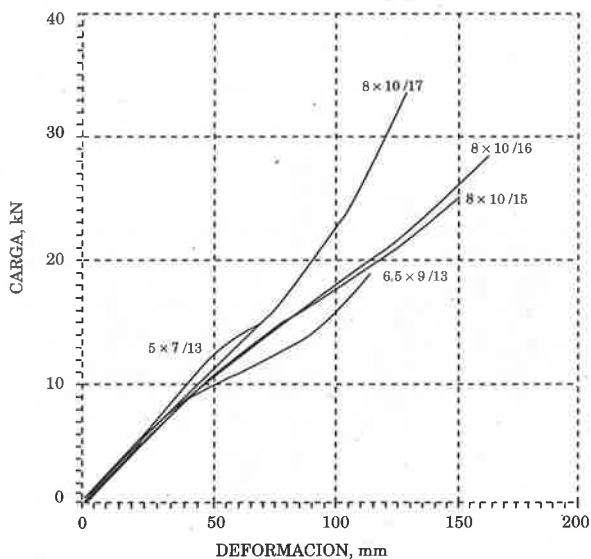


Figura 7.8. Curvas carga-deformación. Mallas de alambre de tres y cinco torsiones

Tabla 7.5.

Diámetro del alambre	Carga de Rotura (kN)		S_T/T_T
	Malla de triple torsión	Malla de simple torsión	
Alambre No. 15 2.40 mm	8 × 10 / 15 24.8	50 / 15 37.0	1.49
Alambre No. 17 3.00 mm	8 × 10 / 17 33.2	50 / 17 50.0	1.51

Valores Promedio de Carga de Rotura

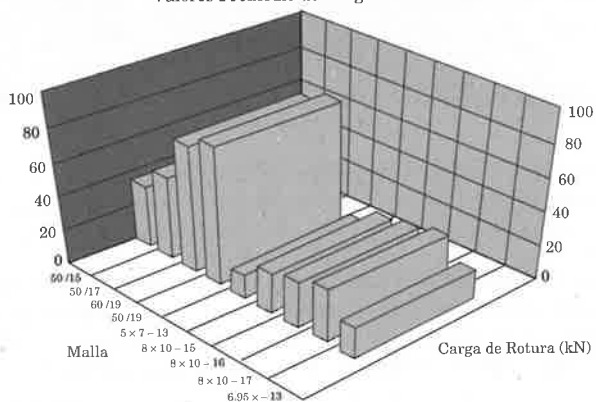


Figura 7.9. Valores medios de carga de rotura para cada una de las series ensayadas

Valores Promedio de Deformación Máxima

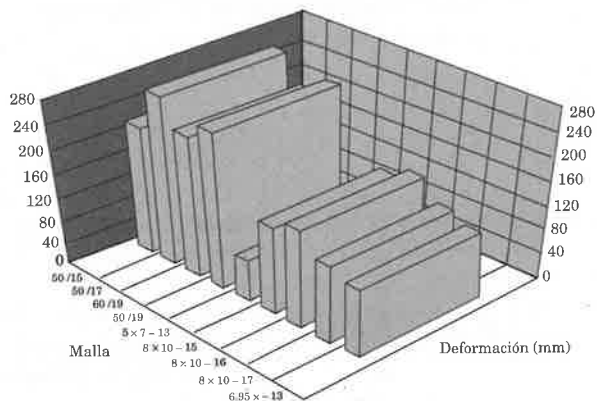




Figura 7.10. Valores medios de deformación máxima para cada una de las series ensayadas

en el momento en que se parte el primer hilo, la malla vuelve a recuperar carga y continúa deformándose, este fenómeno se repite varias veces hasta que se llega al fallo definitivo.

Los resultados promedios para las series de tres ensayos con cada tipo de malla aparecen en la tabla 7.6.

Tabla 7.6.

Tipo de Malla			Valores Promedio	
			Carga de rotura (kN/m)	Deformación unitaria (%)
Malla de simple torsión		50/15	26.98	42.3
		50/17	38.90	43.4
		60/19	49.20	41.5
		50/19	54.06	44.1
Malla de triple torsión		5 x 7/13	25.65	8.7
		8 x 10/15	29.28	8.5
		8 x 10/16	35.52	10.9
		8 x 10/17	38.81	12.6
Malla de cinco torsiones		6,5 x 9/13	17.31	9.1

En la figura 7.11, se muestra un diagrama de barras, donde aparecen de forma gráfica los resultados obtenidos, tanto de carga de rotura como de deformación unitaria, para las series de ensayos a las mallas de alambre. En este diagrama se puede apreciar como la carga de rotura está en función del diámetro del alambre, mientras que la deformación unitaria, se mantiene en un entorno común de un 40-45% para las mallas de simple torsión y de un 8-10 % para las de triple y cinco torsiones.

7.3.3. Ensayos a los muelles de elastómeros

En calidad de disipadores de energía elásticos, los muelles de elastómeros han sido diseñados y construidos con el fin de permitir la rotación de los postes y una elongación de los cables longitudinales de magnitud controlada, consumiendo una determinada cantidad de energía.

Los muelles de elastómero tienen una importante característica, además de servir como elemento disipador de energía, recuperan su posición original una vez que cesan las fuerzas que sobre ellos actúan, lo cual constituye una evidente ventaja respecto a los lazos, frenos de fricción y los disipadores de tubos que una vez que entran en acción, acusan deformaciones irreversibles.

Valores Promedio de Carga de Rotura y Deformación Unitaria

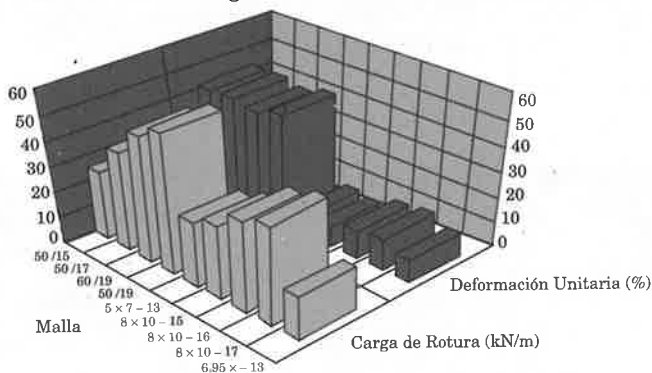


Figura 7.11. Valores medios obtenidos de carga de rotura y deformación máxima

Otra característica que los distingue con respecto a los disipadores de energía utilizados actualmente, es que mientras estos comienzan a trabajar cuando la malla está cercana al límite de su capacidad de trabajo, los muelles de elastómeros entran en acción inmediatamente después del contacto de la roca con la pantalla.

Los muelles de elastómeros están constituidos por una serie de elementos en forma de corona circular de caucho sintético y de sección rectangular, fundidas monolíticamente con un disco metálico perforado en el centro, el cual le sirve de guía. Estos anillos o elementos se colocan uno sobre otro para obtener la longitud de muelle deseada. Entre las dos caras sucesivas de los anillos de caucho se coloca un disco metálico que tiene como función limitar la fricción entre los anillos y garantizar la adecuada expansión de la goma en el sentido perpendicular a la carga.

Evaluación de los muelles de elastómeros

Para obtener un muelle con las características de carga - deformación elástica deseadas, se realizaron una serie de ensayos con elastómeros de diferente composición. Modificando la dureza de la goma, se obtiene la relación carga-deformación elástica unitaria, de cada elemento de muelle y variando el número de elementos del muelle se ajusta la deformación total.

Finalmente se seleccionaron dos tipos de elastómeros de etileno propileno (en adelante EPDM) de diferente dureza y resistentes a la acción de los agentes atmosféricos. Se realizó una serie de once ensayos, obteniéndose la curva carga-deformación para muelles de diferente longitud y deformación, dentro del rango de cargas de trabajo esperado (30-70 kJ). En la foto 7.11 se muestra la forma de proceder para realizar los ensayos.

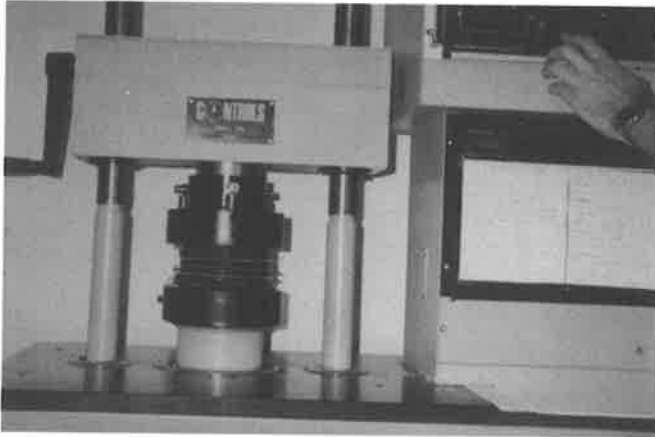


Foto 7.11. Ensayo a compresión de los anillos

Un ejemplo de los resultados aparece en las figuras 7.12 y 7.13 para muelles de 3 y 4 elementos respectivamente. Puede notarse como para cargas superiores a 50 kN, el desplazamiento total de los muelles varía entre 50 mm y 100 mm.

Para evaluar la capacidad de trabajo de los muelles ante un impacto extraordinario que pudiera provocar el fallo de los postes y los cables, un segmento de muelle de dos anillos fue ensayado hasta la máxima deformación posi-

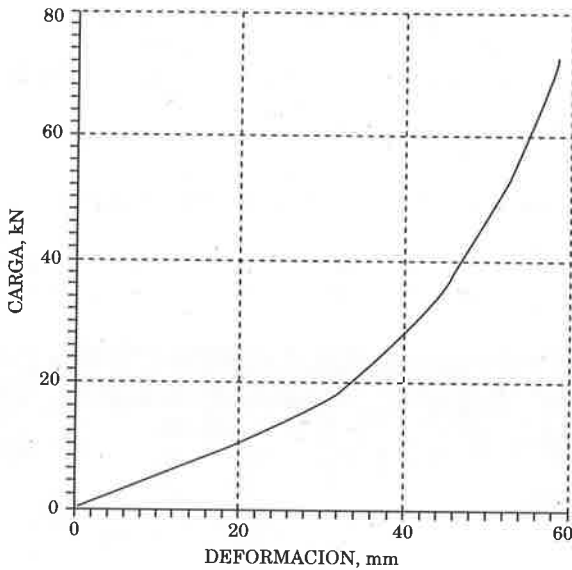


Figura 7.12. Diagrama carga-deformación, resultado del ensayo de un muelle de elastómeros de goma blanda de tres anillos

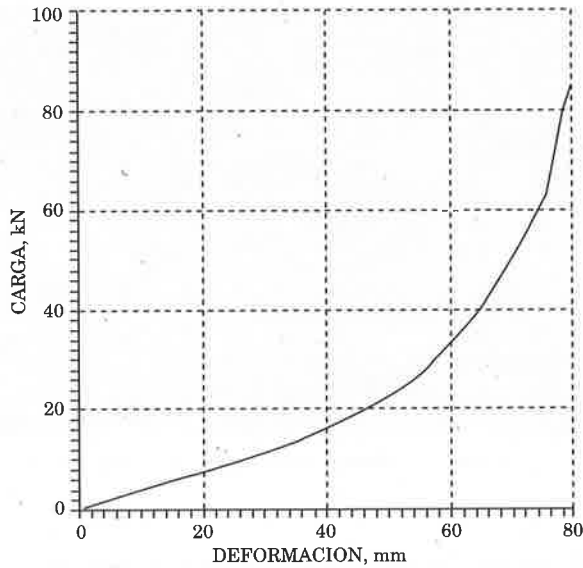


Figura 7.13. Diagrama carga-deformación, resultado del ensayo de un muelle de elastómeros de goma blanda de cuatro anillos

ble, obteniéndose los resultados que se muestran en la tabla 7.7 y en la figura 7.14.

De los tipos de material ensayados, a pesar de tener comportamiento límite similar, se seleccionó el de menor dureza (denominado convencionalmente blando para identificar los ensayos), ya que al eliminar la carga recuperaba prácticamente su forma original, acusando una deformación residual mínima, cosa que no ocurría con el de mayor dureza.

Ensayos dinámicos a muelles de elastómeros

Consultando referencias que muestran ensayos estáticos y dinámicos realizados² a muelles de elastómeros con cierta analogía a los EPDM. Se

Tabla 7.7.		
Dureza del elastómero	Carga máxima (kN)	Deformación máxima (mm)
Blando	252.33	27.04
Duro	257.49	24.20

² Los ensayos referidos han sido ejecutados por la empresa Estadounidense W. H. Minner Enterprises. International Sales Report, Sept 1994.

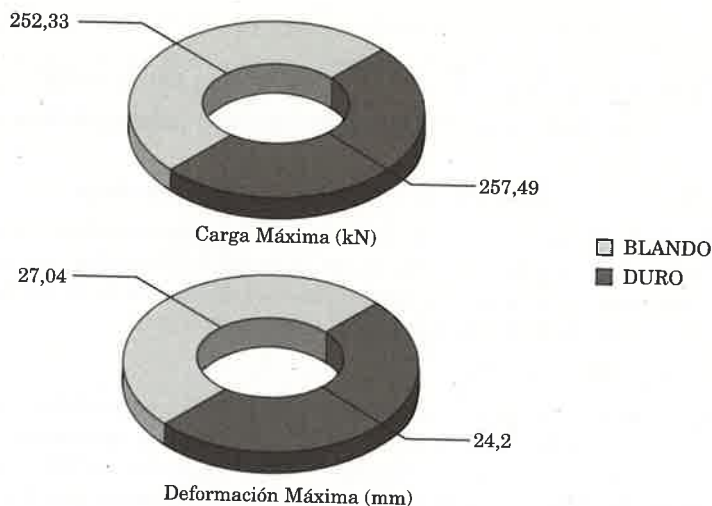


Figura 7.14. Representación gráfica de los valores de carga y deformación

han encontrado algunos resultados que son importantes considerar, aun cuando se conoce que los muelles ensayados no coinciden de manera exacta con los empleados y están destinados a otros fines, por ejemplo topes para ferrocarriles.

Para este tipo de ensayos se empleó un dispositivo que controla la caída libre de un peso de 1250 Kg sobre el muelle, mientras, un equipo registra el comportamiento de la muestra ante el impacto (carga-deformación). De los resultados obtenidos para estos muelles se puede deducir, que existe una variación en el comportamiento dinámico de este tipo de materiales. Su capacidad de trabajo es superior entre un 10 % y un 15 %, cuando se enfrentan a un impacto. Este resultado, sin dudas favorece los supuestos realizados, para diseño de los muelles de elastómeros de los disipadores. Si se emplea en el dimensionamiento los valores obtenidos de forma estática, siempre existirá un incremento en el factor de seguridad.

7.4. DISEÑO DE LOS PROTOTIPOS

Concebido el modelo de análisis, y con los resultados de los ensayos de laboratorio, se pasa a la determinación de las sollicitaciones así como el dimensionamiento de los elementos integrantes de los prototipos.

Modelo PDC-1

Deformación de los cables al ser traccionados por la malla

- La carga efectiva de trabajo de un cable de alma metálica (7x7+AM), para diámetro $\phi = 16$ mm es de 190 kN.
- Compresión estimada de los muelles de elastómeros.

La deformación máxima de un anillo de elastómeros, según ensayos de laboratorio es de 24 mm, si se colocan 5 unidades, se puede conseguir una deformación de 120 mm. Como se colocan dos unidades en cada línea de anclaje la deformación total será de 240 mm.

- Elongación del cable

El alargamiento del cable de alma metálica, se determina a partir de la carga unitaria y el módulo de elasticidad aparente. Según manual del fabricante³, este tipo de cables se alarga entre un 2,5 y un 5 ‰, de la longitud del cable. La longitud total del cable, de anclaje a anclaje es de 40 m.

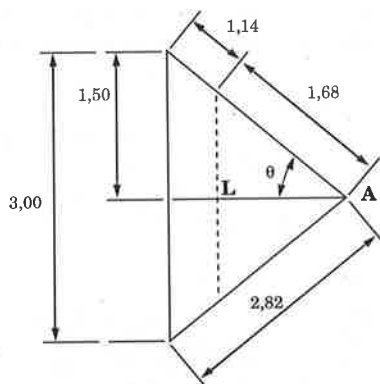
$$\Delta_{\text{cable}} = 0.0025 \cdot 40 = 100 \text{ mm}$$

- Desplazamiento del cable longitudinal hacia el valle por efecto de los elastómeros y del propio cable.

$$\Delta_{\text{Tcable}} = 100 + 240 = 340 \text{ mm}$$

Con lo cual se obtiene un desplazamiento total hacia el valle de 1,14 m.

- Deformación máxima de la malla, considerando el poste en posición vertical. Se conoce de los ensayos realizados en el laboratorio, que para 1 m^2 , de malla el desplazamiento máximo, que la carga de rotura es de 250 mm.



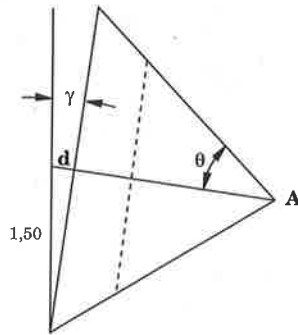
$$\text{sen } \theta = \frac{1.5}{2.82} \quad \theta = 32,1^\circ$$

$$L = 2.82 \cdot \text{cos } \theta = 2.38 \text{ m}$$

³ Manual de cables de acero, Nueva Montaña Quijano, S.A.

- Influencia de la inclinación del poste, en la deformación total.

Para ello hay que determinar el ángulo de giro del poste γ , debido al impacto. Considerando, que los elastómeros se comprimen 24 mm cada uno, el poste se puede levantar en la parte trasera de la base 0,12 cm.



$$d = 1.50 \cdot \text{sen} \gamma = 0.37 \text{ m}$$

- La deformación total será:

$$\Delta_{Total} = 2.38 + 0.37 = 2.75 \text{ m}$$

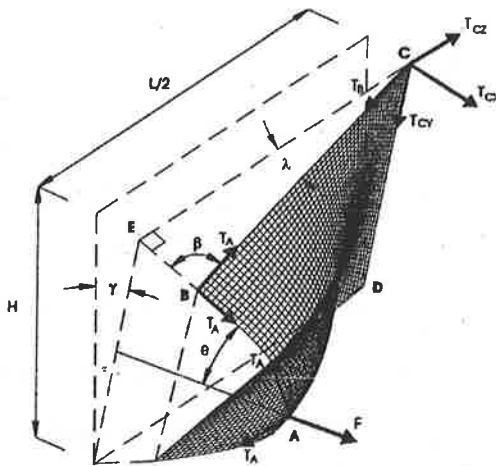
- Determinación de la energía.

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

se conoce el valor de $F_{m\acute{a}x}$ de los ensayos de laboratorio, el valor medio de la carga de rotura para la malla de simple torsión 50/19, es de 80 kN, y al colocarse doble, será 160 kN.

$$E_{m\acute{a}x} = \frac{1}{2} \cdot 160 \cdot 2.75 = 220 \text{ kJ}$$

Determinación de las tensiones en los nodos principales



Nodo A

$$2 T_A \cos\theta = F$$

$$T_A = \frac{160}{2 \cos 32^\circ} = 94.4 \text{ kN}$$

Nodo B

$$2 T_B \cos\beta = T_A$$

$$T_B = \frac{94.4}{2 \cos 74.1^\circ} = 172.3 \text{ kN}$$

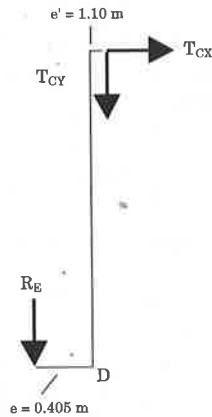
Nodo C

$$T_{CX} = T_B \cos 74.1^\circ \cos 32.1^\circ = 40 \text{ kN}$$

$$T_{CY} = T_B \cos 74.1^\circ \operatorname{sen} 32.1^\circ = 25.1 \text{ kN}$$

$$T_{CZ} = T_B \cos 15.9^\circ = 165.7 \text{ kN}$$

Nodo D



$$R_E e = T_{CX} H$$

$$R_E = \frac{T_{CX} H}{e} = \frac{40 \cdot 3}{0.405} = 150 \text{ kN} \quad (\text{cada anclaje})$$

$$M_{BASE} = T_{CX} \cdot H + T_{cy} \cdot e' = 40 \cdot 3 + 25.1 \cdot 0,1 = 122.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{PANDEO} = T_{cy} \cdot e' = 25.1 \cdot 0,1 = 2.51 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Dimensionamiento de los postes

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot Y_{m\acute{a}x}}{I_x}$$

Tipo de perfil	A (cm ²)	I _x (cm ²)	Peso (kg/m)	σ _{máx} (Mpa)	σ _{adm} (Mpa)	Vale
IPE - 180	23.9	1320	18.8	644.5	360	No
IPE - 200	28.5	1940	22.4	490.7	360	No
IPN - 200	33.5	2140	26.3	444.4	360	No
HEB - 160	54.3	2490	42.6	301.7	360	Si

Luego, se selecciona el poste HEB-160, ya que su sección garantiza, que el módulo de resistencia, soporte las solicitaciones a las que estará sometido, con un factor de seguridad de 1,2.

Dimensionamiento del cable

Los cables longitudinales deben soportar una carga mayor que la máxima fuerza transmitida a ellos durante el impacto. en el límite de trabajo de las mallas, el valor mayor de la acción sobre el cable es de 172.3 kN; por lo que será necesario utilizar un cable de diámetro $\phi = 16$ mm, del tipo 7+7-AM (alambre de 1770 N/mm²), el cual tiene una carga de rotura de 190 kN o de diámetro $\phi = 18$ mm, (alambre de 1570 N/mm²), que tiene una carga de rotura de 209 kN.

Con este diámetro de cable se obtiene una reserva de resistencia del cable de un 17.5%, con un factor de seguridad de 1.21. este valor es suficiente para garantizar que la malla trabaje hasta el límite sin que se produzca el fallo de un cable.

Dimensionamiento de los anclajes

La carga máxima que llega a los anclajes extremos es de 165.7 kN. Para esta función, se ha demostrado que el anclaje de cable helicoidal, es la solución más racional y adecuada.

Se colocará un anclaje común para ambos cables (superior e inferior), del tipo de anclaje helicoidal. Se puede emplear un anclaje del tipo AL-1⁴, de 20 mm de diámetro, y 177 kN, con factor de seguridad de 1,07, o un anclaje del tipo AL-2, con factor de seguridad de 1,78. En la actualidad se está empleando en el mercado español, un producto estandarizado, es ancla de cables

⁴ Las características restantes, de los anclajes se tratan en el epígrafe siguiente.

del grupo Brugg, que se describe en el capítulo 6. Estos anclajes trabajan con un mayor factor de seguridad, por ello se ha estudiado su incorporación a estos sistemas. Se puede emplear el ancla de 14.5 mm de diámetro, que para una carga admisible 195 kN, trabaja con un factor de seguridad igual a 2. Si se emplea una carga límite del cable menor (165.7 kN), se conseguirá un factor de seguridad de 2,35. El anclaje por la función que realiza debe trabajar con un elevado factor de seguridad.

El dimensionamiento y calidades, de los materiales de los restantes componentes de la pantalla, tales como anclajes de la base de los postes, barras rosadas de fijación de los elastómeros a la base de los postes, fue realizado de forma tal que se garantizara un adecuado factor de seguridad y se evita el fallo de los mismos, bajo las condiciones normales de trabajo.

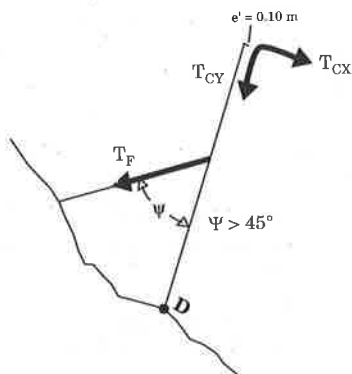
Modelo PDC-2

El modelo de análisis y diseño, planteado anteriormente es válido tanto para las pantallas de tipo PDC-1 como para el del tipo PDC-2, debido a que para las dos variantes se mantienen inalterables los principios generales del funcionamiento del sistema.

En el modelo PDC-2, solamente se varió el diseño de la base. El anclaje de la base a la ladera, la forma de unión del poste a la base y el número y posición de los elastómeros.

En este modelo, el poste se encuentra articulado en la base, permitiéndose 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 un dissipador de energía, que garantiza el movimiento del poste hacia el valle, además de absorber parte de la energía del impacto.

Nodo D



$$T_F = \frac{T_{CX} \cdot 3.00 + T_{CY} \cdot 0.10}{1.50 \cdot \cos 45^\circ} = 115 \text{ kN}$$

$$M_{POSTE} = T_{CX} \cdot 1.50 + T_{CY} \cdot 0.10 = 62.5 \text{ kN} \cdot m$$

Dimensionamiento de los postes

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot Y_{m\acute{a}x}}{I_x}$$

Tipo de perfil	A (cm ²)	I _x (cm ⁴)	Peso (kg/m)	σ _{máx} (Mpa)	σ _{adm} (Mpa)	Vale
HEB - 160	54.3	2490	42.6	205.4	360	Si
IPE - 200	28.5	1940	22.4	330.9	360	Si

Para esta pantalla PDC-2, se seleccionará el poste IPE-200, en lugar del HEB-160. Ya que se aprovecha más la capacidad de trabajo de la sección de acero, satisface los requerimientos de diseño y pesa 20,2 Kg de acero menos por metro lineal (que representan 60,6 Kg por poste).

Dimensionamiento del cable a la ladera

Debido a que este elemento prácticamente garantiza la estabilidad global de toda la pantalla ante un impacto, se sobredimensionará, es decir que en el límite del trabajo de los restantes elementos, tenga un factor de seguridad igual a 2.

Por lo tanto se seleccionó un cable de acero (7x7+AM) de φ = 18 mm, el cual tiene una carga de rotura efectiva (C_R) de 209 kN.

$$T_F = \frac{T_{CX} \cdot 3.00 + T_{CY} \cdot 0.10}{1,50 \cdot \cos 45^\circ}$$

Dimensionamiento del anclaje a la ladera

Por las mismas consideraciones anteriores se utilizan en la ladera anclajes del tipo Brugg de φ = 14,5 mm, con lo que se obtiene una carga de trabajo admisible de 195 kN con un F_{SEG} = 2. El factor real de seguridad en este caso sería igual a:

$$F_{SEG} = \frac{195 \cdot 2}{115,5} = 3.3$$

con lo cual se garantiza un trabajo seguro de los anclajes.

En el epígrafe siguiente, se hace una descripción técnica de los componentes de ambos prototipos.

7.4.1. Descripción del modelo PDC-1

La Pantalla Dinámica Cantabra, modelo PDC-1, está diseñada para la contención de los desprendimientos de rocas que se producen en las laderas con mayor frecuencia, lo cuales están en un rango de energía cinética entre 50 y 150 kJ como promedio.

Las características principales de este modelo son:

Características	Descripción
Altura de la malla	2 - 3 m
Distancia entre postes	6 - 8 m
Tipo de malla	Doble malla de simple torsión 50/19 de alambre galvanizado
Posición de la malla	Colgante en el cable superior e inferior con los remates hacia los lados.
Tipo de postes	Basculantes con apoyo elástico y disipador de energía en la base.

Están diseñadas para que la energía cinética total con que las rocas llegan a tomar contacto con la pantalla, sea compensada con el trabajo mecánico de las fuerzas de reacción.

Por su elevada elasticidad, el sistema neutraliza el efecto de la sobrecarga súbita producida por los impactos, gracias a la colocación de elementos elásticos disipadores de energía en todos los puntos hacia los cuales se transmiten las fuerzas de reacción.

Una vez detenido el impacto de la roca, la pantalla se descarga recuperando su posición original debido a que no aparecen deformaciones permanentes en los disipadores elásticos.

Elementos componentes del sistema

La pantalla PDC-1 consiste en una infraestructura elástica, compuesta de los siguientes elementos:

Componentes
<ul style="list-style-type: none">- Cimentación.- Placa de base metálica de apoyo de los postes.- Elastómeros para la sujeción elástica del poste a la base.- Cables longitudinales superior e inferior- Disipadores longitudinales de energía.- Contravientos laterales de 12 mm de diámetro.- Anclajes laterales de los cables longitudinales formados por doble cable de acero de alma metálica de 16 mm de diámetro.
<ul style="list-style-type: none">- Sobre esta infraestructura se cuelgan paños dobles de malla de simple torsión, fijados en forma continua a los cables longitudinales superior e inferior.- Malla de alambre galvanizado de simple torsión de 50/19.

Nota: Todas las partes metálicas serán galvanizadas en caliente.

Cimentación

Las pantallas pueden estar ubicadas en condiciones diferentes de cimentación:

- Sobre muros de hormigón usualmente en las inmediaciones de la calzada.
- En las laderas, apoyadas directamente sobre una superficie rocosa o en una capa de hormigón de nivelación.

En el caso de cimentación en ladera, la pantalla se puede ubicar perpendicular a la superficie del terreno según indica la figura 7.15.

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. Es recomendable emplear barra de acero de corruga autorroscable (GEWI).

Poste basculante

Consiste en un perfil HEB-160, soldado a una placa de apoyo y un contrafuerte trasero rigidizador. En la cara del valle y en la parte superior e inferior posee un gancho o una guía formada por un par de prensacables con doble tuerca, para colgar el cable superior y guiar el inferior; siendo esta última

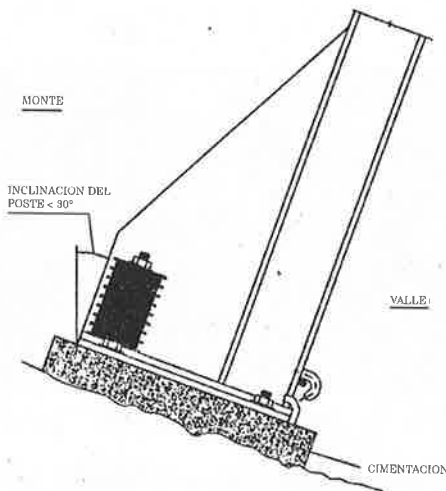


Figura 7.15. Cimentación de una pantalla PDC-1

solución la más eficiente. Así como un agujero en el alma en la parte superior para el paso de un cable de seguridad que evita que la pantalla se desplome en caso de fallo de la sujeción.

Elastómeros para la sujeción elástica del poste a la base

En la parte posterior de la base del poste se encuentran dos muelles de elastómeros, uno a cada lado. Estos consisten en un juego de anillos de caucho sintético fundidos en una placa metálica perforada superpuestos uno sobre otro y con una placa metálica entre cada una de las unidades (foto 7.12)

Los elastómeros de la base del poste están compuestos por cuatro unidades cada uno, a través de los cuales pasa un perno a la placa de base.

Al rotar el poste hacia el valle, los elastómeros se comprimen actuando además no sólo como un apoyo elástico, sino como elementos que absorben parte de la energía del impacto.

Disipador longitudinal de energía

Es un dispositivo de cinco unidades de elastómeros colocados en los extremos de los cables longitudinales antes del anclaje de los mismos a la ladera.

Se comprimen al ser traccionado el cable durante el impacto, aumentan la elasticidad del sistema, incrementa la longitud de frenado de las rocas y funcionan como dispositivos que absorben energía, que es devuelta al sistema al descargarse, tensando nuevamente los cables y llevando la malla a la posición original.



Foto 7.12. Detalle de la zona inferior del poste



El número de elastómeros puede aumentarse para incrementar la elongación de los cables longitudinales, la flexibilidad de la pantalla y la capacidad de absorción de energía.

Han sido diseñados de dos tipos:

- DEL-1: Está formado un conjunto de elementos: elastómeros, placas metálicas, barras y cáncamos roscados. Los elastómeros, van colocados en el interior de las placas metálicas de forma tal que al traccionar por los extremos, se comprimen los muelles de caucho. (foto 7.13)
- DEL-2: Estructura semejante, en la que se sustituyen las barras roscadas, por cables de acero con topes prensados. (figura 7.16)

Anclajes laterales

Pueden utilizarse dos tipos de anclajes⁵, ambos ensamblados en fábrica:

Características	Anclaje al -1 (7 × 7 + AM) φ = 20 mm	Anclaje al -2 (7 × 7 + AM) φ = 16 mm
Descripción gráfica		
Carga efectiva de rotura del cable.	222 kN	148 kN
Eficiencia de la grapa metálica respecto a la resistencia del cable.	80 %	100 %
Capacidad de carga límite del anclaje.	177 kN	296 kN
Perforación.	φ = 40-50 mm Longitud 2.0-2.5 m	φ = 60 mm Longitud 2.0-2.5 m

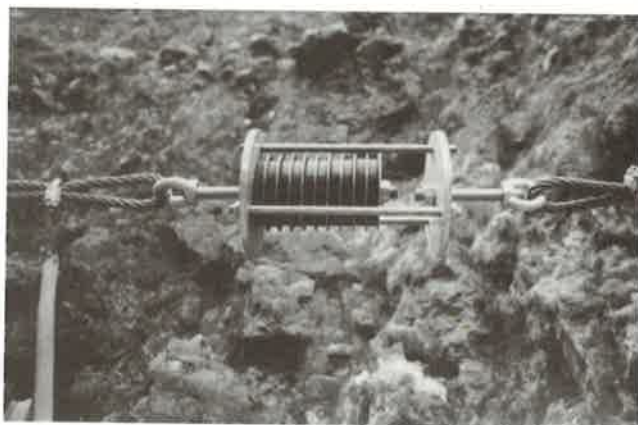


Foto 7.13. Disipador longitudinal de energía DEL-1

⁵ Como se ha señalado en el epígrafe anterior, en la actualidad se están empleando los anclajes, estandarizados del tipo Brugg, que son semejantes al AL-2, y están mejor protegidos contra la corrosión.

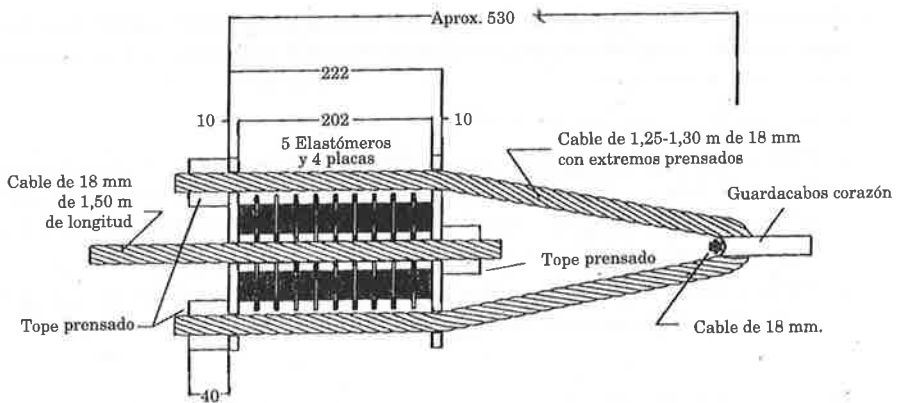


Figura 7.16. Disipador longitudinal de energía. DEL-2

Sujeción de la malla doble al cable longitudinal inferior

La unión entre dos paños de malla adyacentes se logra cosiendo estos con un cable de diámetro 6 mm, fijándolo en el extremo superior e inferior. En el paño extremo se pasa un cable de 12 mm de diámetro, de abajo hacia arriba del poste, cosiendo la malla a todo lo alto.

La malla se debe unir al cable longitudinal en forma continua, para garantizar que traccione desde todos los puntos al producirse un impacto. Esto se logra cosiendo en forma continua con un cable de 6 mm ambos paños de la malla al cable inferior y luego colocando prensacables cada 0.80 m, fijando la malla, el cable longitudinal y el cable para el cosido.

Sujeción de la malla doble al cable longitudinal superior

La sujeción continua de la malla al cable longitudinal superior se puede garantizar de la siguiente forma: una vez instalado y tensado el cable longitudinal superior, la malla abierta y extendida se coloca sobre un cable de $\phi=12$ mm, fijo a la base de los postes extremos y pasante por los ganchos superiores, el cual al ser tensado progresivamente ayuda al izaje de la malla, la que luego es unida mediante prensacables al cable superior.

En ambos casos se pasará un cable de seguridad de $\phi=12$ mm a través de un agujero en el extremo superior del alma del poste, unido a ambos lados del poste con dos prensacables al cable longitudinal superior de $\phi=16$ mm.

Las principales ventajas de este tipo de pantallas son:

- Soportan *múltiples impactos* sin acusar deformaciones permanentes en los disipadores de energía que se encuentran entre la pantalla y los puntos de

reacción o anclaje. Esto evita que la pantalla se desplome después de cada impacto importante, lo que en otros sistemas requiere la reposición de elementos o en el mejor de los casos la reinstalación.

- Este sistema para múltiples impactos garantiza *una mayor seguridad*, ya que en el caso de producirse dos impactos sucesivos en la misma zona de la pantalla evita que la trayectoria de las siguientes rocas pueda alcanzar la calzada.
- La *elevada flexibilidad* del sistema neutraliza el efecto del impacto producido por las rocas cuando alcanzan elevadas velocidades lo que mejora el comportamiento mecánico de la pantalla.
- El *trabajo conjunto de todos los elementos* de la pantalla es asegurado por la rotación de los postes, lo que permite el reparto de los esfuerzos a un mayor número de elementos.
- *Bajo coste.*
- *Fácil instalación.*
- *Fácil mantenimiento.*

7.4.2. Descripción del modelo PDC-2.

El modelo PDC-2, surge como resultado del análisis de las condiciones de cimentación del modelo anterior. Este segundo modelo tiene como ventajas:

- No se requiere cimentación, el anclaje al terreno se realiza de forma directa.
- Disminución a la mitad el número de anclajes en la base. Este modelo solo emplea un bulón para la fijación de la base y un anclaje de cable para la fijación del cable posterior, en el cual se coloca un disipador.
- Se reduce el número de elastómeros a colocar en los postes.
- Se facilitan las labores de montaje.
- Conserva las ventajas señaladas para el modelo anterior.

Las características principales de este modelo son:

Características	Descripción
Altura de la malla	3 m
Distancia entre postes	6 - 8 m
Tipo de malla	Doble malla de simple torsión 50/19 de alambre galvanizado o malla de cables.
Tipo de postes	Articulados en la base, basculantes con apoyo elástico y disipador de energía.

Elementos componentes del sistema

La pantalla PDC-2 esta constituida por los siguientes elementos:

Componentes

- La cimentación es sumamente sencilla si se tiene en cuenta que se consigue con solo un bulón inclinado.
 - La unión articulada entre la placa base y el poste, que permite la colocación del poste con la inclinación que se desee, independientemente de la posición de la base, en el plano perpendicular a la pantalla.
 - La reacción que ofrece el poste siendo elástica pues se le coloca un dissipador longitudinal de energía, en el cable de anclaje de la parte posterior del poste.
 - Emplea cables longitudinales superior e inferior de 18 mm de diámetro.
 - Disipadores longitudinales de energía en los extremos de los cables.
 - No precisa de contravientos lo que lo hace muy económico, en relación con otros sistemas.
 - Los anclajes laterales de los cables longitudinales formados por doble cable de acero de alma metálica del mismo tipo que la pantalla PDC-1.
- Sobre esta infraestructura se cuelgan paños de malla, fijados en forma continua a los cables longitudinales superior e inferior.

Nota: Todas las partes metálicas serán galvanizadas en caliente.

Este prototipo representa un paso importante de avance en tanto en cuanto, logra mantener las amplias posibilidades de elasticidad del modelo anterior e incorpora la posibilidad de realizar el montaje con mayor facilidad, fundamentalmente en el caso de ubicación en la ladera.

Como ya se explicaba en este tipo de pantalla se simplifica considerablemente la cimentación ya que la placa base se fija a la ladera mediante una barra de anclaje (bulón) de 25 a 30 mm de diámetro y de profundidad variable en función de las condiciones del lugar de colocación.

La placa base tiene una perforación en el centro en forma de elipse que permite la colocación del anclaje en el ángulo señalado (figura 7.17)

El poste está formado por un perfil metálico IPE-200 de 3 m de longitud, al cual se le sueldan dos platabandas a cada lado de uno de sus extremos uniendo ambas alas, estas platabandas están perforadas y se acoplan a la base mediante un pasador de 30 mm de diámetro (foto 7.14).

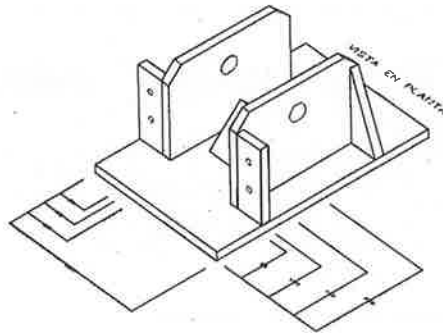


Figura 7.17. Vista en 3-D de la base del poste



Foto 7.14. Detalle de la parte inferior del poste

Además, se mantiene la forma de sujeción en la parte superior e inferior del poste mediante dos prensacables con doble tuerca, para colocar a través de ellos los cables longitudinales superior e inferior.

El carácter elástico de la reacción ejercida por el poste, se garantiza con el empleo de un disipador de energía del tipo DEL-2. (foto 7.15)

Para evitar el empleo de un contraviento hacia la zona del valle, se le ha adosado una platabanda con dos ranuras y sus respectivas guías, que permite colocar el poste en el ángulo deseado y facilita las labores de montaje.

Los anclajes son de características análogas a los de la PCD-1 y la colocación de la malla se realiza de la misma forma. Para la superestructura se propone



Foto 7.15. Disipador de elastómeros DEL-2

el empleo de malla doble de alambre de simple torsión (50/19 ó 60/19), aunque también se pueden utilizar, redes de cables de grapas antideslizantes del tipo NW-250 ó NW-200, de la firma Geobruigg.

7.5. ENSAYOS DE CAMPO A ESCALA NATURAL

7.5.1. Introducción

Después de haberse realizado el cálculo y diseño de los prototipos, es muy importante realizar pruebas de campo a escala natural, determinar que ocurre en las condiciones reales de trabajo, y con ello poder validar las hipótesis de las cuales se ha partido en la modelación, fundamentalmente las referidas a la distribución de los esfuerzos en el momento del impacto.

En el laboratorio, a pesar de que se puede realizar un estudio de los componentes de los sistemas, no es posible valorar la capacidad de trabajo resultante de la acción de todos los elementos simultáneamente, la funcionalidad de los sistemas de protección solo puede ser ensayada bajo condiciones reales del terreno.

Para la ejecución de estos ensayos es preciso contar con un polígono de pruebas, que aunque a primera vista puede pensarse, que puede ser un lugar cualquiera y que hacen falta pocos medios para conformarlo, nada está más lejos de la realidad. Se necesitan un conjunto de elementos para el guiado y control de las rocas, su transporte y manipulación, que deben cumplir requisitos de resistencia y garantía de uso, así como contar con un lugar que tenga las condiciones apropiadas desde todo punto de vista, accesibilidad y sobre todo seguridad para la ejecución de los ensayos.

En Europa en general existen muy pocos polígonos que tengan estas condiciones, ya que son sin dudas, una inversión importante para cualquier empresa que no pueda incluir entre sus líneas más importantes, la investigación. Después de hacer un análisis de las posibilidades, que eran bien escasas, se establecieron relaciones con la empresa Geobruigg, Suiza; pues se conocía uno de sus polígonos de ensayos y era factible su empleo. Este polígono posee los dispositivos necesarios para hacer la simulación de la caída de piedras de forma controlada y segura.

El polígono de pruebas está ubicado, cerca de Lucerna, en el poblado de Beckenried, junto a una antigua cantera de piedra caliza, en los márgenes del Lago de los Cuatro Cantones, sitio que presenta las condiciones ideales para la realización de las pruebas. La superficie de la roca está inclinada aproximadamente un 110%. El movimiento del personal por la ladera se garantiza por la existencia de bermas estrechas, facilitando así el acceso a la instalación teleférica y a la zona donde se ubica las pantallas de protección.

Las piedras son lanzadas contra la barrera, desde las torres altas del teleférico a la vez que se filma el área de la barrera, con equipos de vídeo de alta velocidad. Los cortes de imagen se pueden hacer desde las diferentes posiciones de las cámaras, aparecen indicados en el perfil de la figura 7.18.

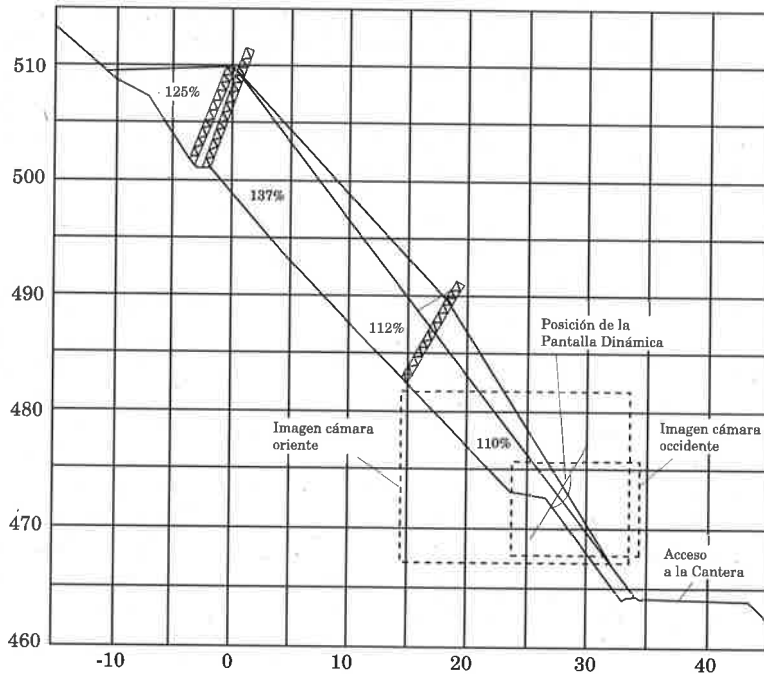


Figura 7.18. Perfil longitudinal del polígono de pruebas de Beckenried

Las rocas izadas hasta las torres altas, se liberan y ganan velocidad, en la medida en que se deslizan hacia abajo; al llegar a la segunda torre y golpear contra un tope existente se desengancha la clavija que soporta la roca, quedando la roca en el aire en movimiento de caída libre.

La posición donde se produce el impacto sobre la pantalla, se controla con la longitud del cable que sostiene la roca, cuando esta es guiada, de esta forma se puede lograr con trayectorias bajas, impactos en la ladera antes de tocar la pantalla, que harán que se genere una rotación y el impacto producirá una energía cinética total compuesta por una parte traslacional y otra rotacional.

En el caso de los impactos directos, se controlan perfectamente la magnitud de la energía cinética, con la que en cada ensayo se impacta la pantalla, así como la posición en la que se desea realizar el ensayo.

El teleférico está preparado para lanzar rocas a una velocidad de 26.5 m/s (95 km/h). La variación de la energía del impacto se logra seleccionando la masa de las rocas, las cuales son pesadas e identificadas previamente.

7.5.2. Registro de datos

El registro de datos en este campo se realiza normalmente, con ayuda de cámaras de video y las conclusiones se extraen del estudio de las imágenes,

esta labor es realizada, por un equipo del Departamento de Obras de Protección del Instituto Federal de Investigaciones sobre Bosque, Nieve y Paisajes, de Birmensdorf, Suiza. En este caso, se complementó este trabajo con la instrumentación extensométrica, que con ayuda del Departamento de Estructuras de la Universidad de Cantabria. La medición extensométrica en este tipo de ensayos, se logró por primera vez en Europa.

7.5.2.1. Registro de datos con técnicas de video

Los ensayos están filmados con una cámara rápida formato Super8, situada en dos posiciones oriental y occidental según se puede apreciar en el perfil de la figura 7.18. Adicionalmente a los trabajos de filmación se recogen las variables siguientes: la masa de las rocas, la distancia desde la línea de la trayectoria hasta el emplazamiento de las cámaras y la inclinación, de una superficie, en la zona de la pantalla, para poder procesar los resultados, en el caso que la roca se ponga en contacto con el suelo. La cámara se puede ubicar en diferentes ejes de visión pero siempre a la misma altura. Para poder referenciar la posición de las rocas en las imágenes de video, se coloca cerca de la zona de impacto y paralela a la trayectoria, una regla graduada, soportada en los extremos y a la altura de la visual de la cámara de video.

El registro de datos se realiza en los últimos 10 metros de la trayectoria de la roca. Los rodajes se realizan a 54 imágenes por segundo, las cuales son observadas y grabadas separadamente con un dispositivo de proyección especial. Los centros de gravedad de las rocas se digitalizan, pudiendo calcular las trayectorias de las rocas en el tiempo. Basados en estos datos, se determinan los valores instantáneos de parámetros durante el contacto tales como: velocidad, desplazamiento, energía de la roca y fuerzas en el frenado.

Como se ha explicado con anterioridad, las trayectoria de las rocas, se puede controlar y dirigir con ayuda del teleférico. En el caso de los ensayos realizados, se decidió en todos los casos, hacer impacto directo sobre la superficie de la malla, ya que es la condición más segura para controlar el nivel de la energía de cada impacto. Las distancias reales son determinadas, con el recorte de las imágenes de cada trayectoria. La *velocidad* horizontal resulta del cociente del valor de la distancia y el tiempo. El valor de la cota, es corregido antes de determinar la velocidad de las rocas en la primera imagen. Estos valores se determinan mediante un programa de ordenador.

La determinación de las *fuerzas de frenado* de la pantalla, se hacen a través de la reducción de la velocidad como consecuencia de la interposición de la pantalla en la trayectoria de las roca. La influencia del calor que se genera en cualquier caso en los disipadores no ha sido investigado, este valor adquiere mayor importancia para los disipadores de fricción, en los cuales la forma de trabajo hace que se libere una cantidad considerable de calor. Como consecuencia de la reducción de la velocidad lineal, se produce un retraso constante por cada sección calculada. El producto de la masa de la

roca por el retraso se determina una fuerza de frenado efectiva. La proyección vertical de la distancia de frenado con la aceleración de la gravedad aporta la otra componente, la suma de estos valores constituye la fuerza de frenado efectiva.

El momento, en el cual la roca toca la pantalla, se considera que es el inicio del proceso de frenado. En este momento la roca lleva una cierta velocidad y una *energía* traslacional, la roca cambia su altura durante el proceso de frenado y por ende su energía potencial. A partir de este punto solo se considera la energía traslacional, los cambios de energía potencial no son considerados. La energía traslacional es calculada a partir de la masa de la roca y su velocidad.

7.5.2.2. *Registro de datos con técnicas extensométricas*

Tal como se mencionó anteriormente, en el montaje de este experimento, se complementaron las técnicas usuales de registro de datos empleadas en el polígono de Berckenried, con técnicas de medición extensométrica.

El objetivo fundamental de la utilización de la extensometría en este trabajo es la determinación de las magnitudes de las cargas y las tensiones en todos los puntos singulares de las pantallas y en particular las cargas en los cables en los diferentes puntos, fuerzas que llegan a los anclajes y tensiones en los puntos críticos de los postes.

Con estos valores medidos y complementados con los resultados de las técnicas de video, se podrá determinar la correspondencia entre las cargas y las tensiones determinadas por medio de la aplicación del modelo de cálculo y los realmente generados por el impacto de la roca. durante el ensayo del prototipo a escala natural.

Con este objetivo se trasladó desde el laboratorio del Departamento de Estructuras de la Universidad de Cantabria, hacia el sitio de los ensayos, todo el equipamiento necesario para realizar la instrumentación y el registro electrónico de datos por ordenador.

Equipamiento empleado en la medición

Para realizar la medición fue preciso acondicionar la zona trasera de un coche, como estación de trabajo portátil ya que las condiciones ambientales del lugar (precipitaciones y humedad) así lo requerían.

- Ordenador PC Compatible DX2- 486 / 66Mhz, con una tarjeta de adquisición de datos analógicos del tipo PCLAB-814, que permite adquirir y almacenar la información (foto 7.16).
- Escaner del tipo Dynamics 7925r/dl con cuatro módulos o canales dinámicos los cuales acondicionan el puente de medida de las bandas y la res-

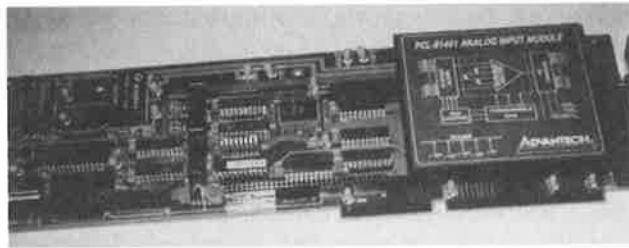


Foto 7.16. Tarjeta de adquisición de datos PCLAB-814

puesta del mismo la amplifican a valores dentro del rango de medida de la tarjeta PCLAB-814 (de +5V a -5V).

- Fuente estabilizadora de voltaje, para garantizar el adecuado equilibrio en el suministro de energía eléctrica generada por un grupo electrógeno, elemento esencial en la calidad de la medición.
- Cables conectores y equipo auxiliar de extensometría integrado por un osciloscopio, polímetro, soldadores y demás utensilios para el correcto montaje del sistema en el lugar del ensayo.

Configuración de los elementos de medición en los ensayos realizados

Debido a las condicionantes fijadas por el número de canales de medición disponibles, cuatro en este caso, se ubicaron las bandas extensométricas en los sitios en que resulta más importante determinar los esfuerzos, en cada uno de los ensayos tipo:



Foto 7.17. Estación móvil de medición

- Para los ensayos realizados a la PDC-1, se ubicaron 3 extensómetros en los *cables longitudinales de la infraestructura*, uno de ellos en la zona cercana al anclaje al terreno y otros dos en el vano central (sobre el cual se provoca el impacto) en la zona superior e inferior, a una distancia de un metro aproximadamente de los postes. El cuarto de los extensómetros se colocó en uno de los *postes*, justo donde termina la platanbanda de contrafuerte longitudinal, con el objeto de obtener las sollicitaciones en esta zona, importantes para el dimensionamiento de la sección del perfil del poste.
- En el caso de la PDC-2, los cuatro puntos de medición se situaron en los *cables*, que integran la infraestructura.

Estas dos ubicaciones difieren además en la configuración del circuito eléctrico que se ha de emplear, como se puede apreciar a continuación:

Ubicación en el cable

Es impensable desde el punto de vista práctico colocar galgas extensométricas en la superficie de un cable, por ello se hace necesario diseñar un elemento que posibilite la colocación de las galgas y a su vez permita realizar la medición sin que se afecten los resultados. El elemento de vínculo diseñado consiste en una platabanda rectangular de 250 x 85 x 16 mm, con dos perfo-

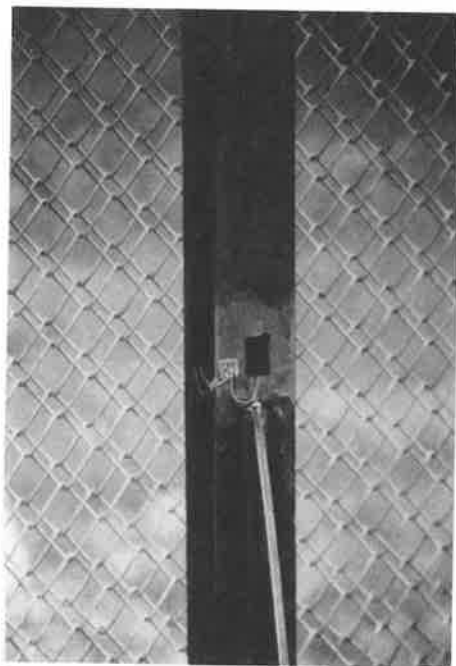


Foto 7.18. Colocación de las bandas extensométricas en el poste de la PDC-1



Foto 7.19. Colocación de las bandas extensométricas en el cable

raciones en los extremos de 25 mm de diámetro, a través de las cuales se pasan los extremos del cable interrumpido, fijándolos con cuatro prensacables a cada lado, en medio de la platabanda queda el área necesaria para la colocación de la galga (figura 7.19)

El esquema eléctrico empleado en este caso se corresponde con el denominado 1/4 de Puente de Wheatstone, se utiliza cuando de las 4 resistencias del mismo, solamente una es variable, manteniéndose las otras tres durante la medida los valores fijos del equilibrio inicial.

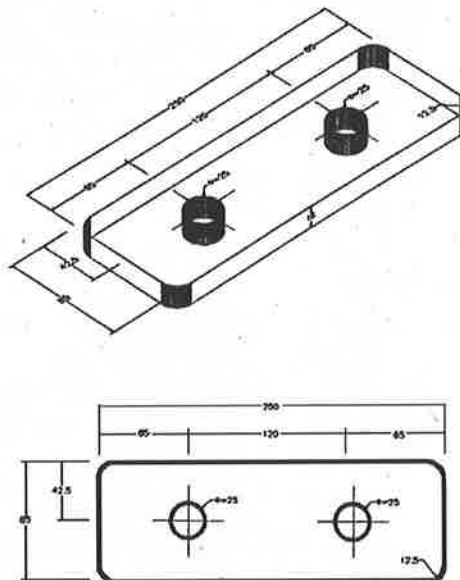


Figura 7.19. Platabanda para la colocación de las bandas extensométricas

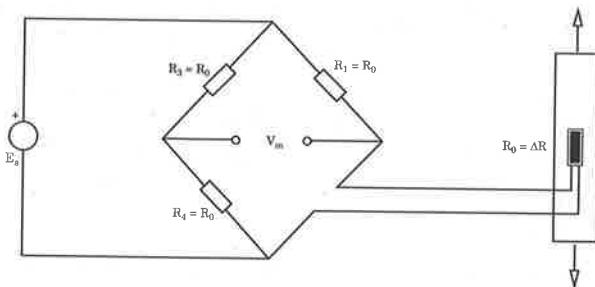


Figura 7.20. Montaje en 1/4 de puente

En la figura 7.20 se muestra el circuito en el que la resistencia R_2 del puente es la R_T del transductor. Inicialmente cuando el transductor no está sometido a ninguna acción externa, resistencia R_{T0} coincide con las demás del puente, es decir $R_1 = R_3 = R_4 = R_{T0} = R_0$; de este modo el puente está equilibrado. Si la banda extensométrica sufre una variación positiva o negativa de valor ΔR .

Se conoce que la tensión V_m de desequilibrio del puente será:

$$V_m = \frac{E_s}{4} \frac{\Delta R_0}{R_0}$$

resultará una deformación:

$$\varepsilon = \frac{1}{F} \frac{\Delta R_0}{R_0} = \frac{1}{F} \frac{4 V_m}{E_s} = \frac{\Delta L}{L}$$

que es proporcional a la tensión de medida V_m . Si por ejemplo se considera una probeta de acero con un módulo de elasticidad $E = 2 \cdot 10^6 \text{ Kg/cm}^2$, con una banda de 120Ω y factor de galga $K=2$, que es parte de un puente de Wheatstone alimentado por una fuente de $2V$, y se supone una tensión de medida de 0.5 mV , se tendrá:

$$\varepsilon = \frac{1}{2} \frac{4 \cdot 0.5 \cdot 10^{-3}}{2} = 500 \mu \varepsilon$$

es decir el alargamiento unitario es de 500 microdeformaciones. Teniendo en cuenta además la ley de Hooke, se tendrá un tensión unitaria:

$$\sigma = E \varepsilon = 2 \cdot 10^6 \cdot 500 \cdot 10^{-6} = 1000 \text{ Kg/cm}^2$$

En montaje anterior es adecuado cuando se conoce perfectamente la dirección del esfuerzo a medir. La expresión será exacta en estas aplicaciones y siempre que no haya cambios de temperatura. Cuando hay cambios de temperatura conviene elegir galgas autocompensadas para evitar errores en las medidas.

Otro procedimiento muy empleado para la compensación de la temperatura es el mencionado con antelación, el empleo de una galga adicional pasiva en

una rama contigua del puente del mismo valor nominal que la galga activa, pero sin estar sometida a ninguna deformación.

En la figura 7.21 se muestra el esquema correspondiente. La galga R_1 se denomina banda compensadora y se coloca en un material idéntico al de la estructura a ensayar pero sin estar sometido a ninguna deformación. Las dos bandas deberán estar suficientemente próximas para que la temperatura sea la misma en ambas.

En el caso de la medición realizada a pesar de que los cambios de temperatura no debían afectar por la rapidez con que se realizaban los ensayos, se tomaron todas las precauciones para garantizar la calidad de los resultados. Se emplearon galgas autocompensadas del tipo FLA-6-11, de 30 mm de longitud, resistencia $120 - 0.3\Omega$ y factor de galga de 2.13 y además se colocó una banda compensadora del mismo tipo pero colocada en un sitio donde no recibiese carga.

Denominando S y S_y a las sensibilidades de las galgas extensométricas a la magnitud física a medir (deformación) y a la magnitud de influencia (temperatura) respectivamente, se tendrá:

$$S = \frac{\Delta R}{\Delta L} \quad ; \quad S_y = \frac{\Delta R}{\Delta T}$$

donde ΔL representa la deformación de la estructura y ΔT representa el incremento o variación de la temperatura en la banda. Si se tiene en cuenta la definición del factor de galga, resultará:

$$F = \frac{\frac{dR}{R_0}}{\frac{dL}{L}} = \frac{L}{R_0} \cdot \frac{dR}{dL} = \frac{L}{R_0} \cdot S$$

que nos da una relación entre el factor de galga y la sensibilidad.

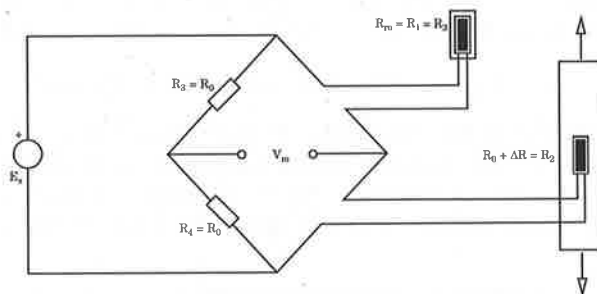


Figura 7.21. Empleo de banda compensadora

La tensión de salida del circuito de la figura 7.21, resultará:

$$V_m = \frac{E_s}{4} \cdot \frac{\Delta R_2 - \Delta R_1}{R_0}$$

los valores de ΔR_2 y ΔR_1 serán:

$$\Delta R_2 = -S\Delta L + S_T\Delta T \quad ; \quad \Delta R_1 = S_T\Delta T$$

que nos indica que ΔR_2 proviene del cambio de la magnitud física (ΔL) y en parte del cambio en la temperatura; mientras que ΔR_1 solamente cambia debido a la variación de temperatura ya que es una galga pasiva. Al sustituir resulta:

$$V_m = \frac{E_s}{4} \cdot \frac{(S\Delta L + S_T\Delta T) - S_T\Delta T}{R_0} = \frac{E_s}{4} \cdot F \cdot \frac{\Delta L}{L} = \frac{E_s}{4} \cdot \frac{\Delta R}{R_0}$$

observándose que las componentes de variación de la resistencia con la temperatura se anulan por estar en ramas adyacentes.

En ambos casos, de montaje de 1/4 de puente, con o sin banda compensadora, la sensibilidad del puente, definida como el cambio de la tensión de salida por unidad de deformación será:

$$S_p = \frac{V_m}{\varepsilon} = \frac{E_s}{4} \cdot F$$

Ubicación en el poste

Como se señalaba con antelación el otro de los sitios donde se colocó extensómetros fue el poste, y en este caso se empleó un montaje de un puente en el que dos ramas son activas y las otras dos son fijas, denominado medio puente. En este tipo de circuito es conveniente ubicar las dos bandas activas que varíen en sentido contrario, lo cual es ideal para realizar las medida en los poste pues estos están constituidos de perfiles IPE ó HEB y trabajan de forma clásica, donde una cara está sometida a un esfuerzo de tracción y la otra a compresión. Las bandas activas R_1 y R_2 se colocan respectivamente en la cara anterior y posterior del perfil, si las bandas están equidistantes del plano neutro, la galga 1 trabaja a tracción y la 2 a compresión.

La tensión V_m de salida del puente será:

$$V_m = \frac{E_s}{4} \cdot \frac{\Delta R_2 - \Delta R_1}{R_0}$$

Los valores de las variaciones de las resistencias serán:

$$\Delta R_2 = -S\Delta L + S_T\Delta T \quad ; \quad \Delta R_1 = S_T\Delta T$$

el primer sumando de ambas ecuaciones, expresa la variación de resistencia debida a la deformación, que es negativa para la banda anterior 2 por tra-

bajar a compresión y positiva para la banda posterior 1 por trabajar a tracción; el segundo sumando expresa la variación de resistencia con la temperatura. Sustituyendo resulta:

$$V_m = \frac{E_s}{4} \cdot \frac{-2 S \Delta L}{R_0} = -\frac{E_s}{2} \cdot \frac{S \Delta L}{R_0}$$

$$V_m = -\frac{E_s}{2} \cdot F \cdot \frac{\Delta L}{L}$$

el signo menos en las ecuaciones, se debe a la conexión del puente. En el caso que se cambiasen las bandas 1 y 2, la tensión V_m de salida sería positiva. Una vez interpretado el signo de la desviación, si el signo V_m es contrario, indicará flexión en el sentido opuesto.

Comparando, observamos que ahora se tiene una salida doble que en el caso de 1/4 de puente, habiéndose compensado igualmente los efectos de la temperatura. La sensibilidad del medio puente teniendo en cuenta la definición será:

$$S_p = \left| \frac{V_m}{\varepsilon} \right| = \frac{E_s}{2} \cdot F$$

que es el doble que en el caso de medio puente.

Si sobre el perfil del poste actuase un esfuerzo axial. La deformación obtenida es únicamente la debida a la flexión, dado que la deformación axial se compensa de la misma forma que lo hace la deformación térmica.

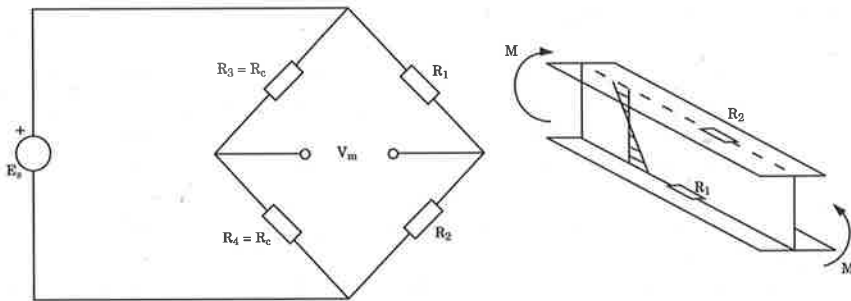


Figura 7.22. Esquema de 1/2 puente de Wheatstone. (Postes)

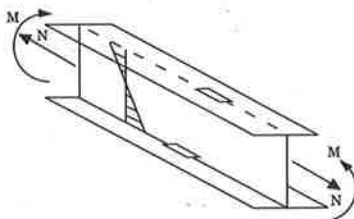


Figura 7.23. Esfuerzo axial compensado

Obtención de las solicitaciones en las mediciones realizadas

Sobre la base de lo expuesto con anterioridad se obtuvieron los gráficos de fuerza contra tiempo, para los cables en longitudinales, y en el caso del poste de la PDC-1, el momento flector y el esfuerzo a flexión.

Para la determinación de estos valores se necesita, conocer la ganancia por amplificación de la señal, para realizar las correcciones correspondientes, estos valores fueron:

Canal	Experimento 1	Experimento 3
0	100	100
1	500	200
2	100	100
3	500	500

Las expresiones para la determinación de los valores, han sido introducidas en un programa de ordenador que nos permite transformar los valores de diferencia de potencial obtenidos en valores de fuerza y con ellos poder apreciar de forma gráfica dichos resultados:

- La deformación unitaria ε se determina por la expresión:

$$\varepsilon = \frac{4 \cdot \Delta_{BD}}{F \cdot V_{AC}}$$

donde:

$$F = 2,1$$

ΔV_{BD} = diferencia de voltaje medida / ganancia del canal

$$V_{AC} = 5 \text{ volts (constate en este caso)}$$

- La tensión se puede determinar:

$$\sigma = \varepsilon \cdot E \quad E = 2,1 \cdot 10^{-6} \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

- La fuerza en los cables:

$$F = \sigma \cdot A \quad A = 8,6 \cdot 1,5 = 12,9 \text{ cm}^2$$

A: es área de la sección transversal de la platibanda empleada para fijar la banda. (figura 7.19)

- Determinación del momento flector en el poste

$$\sigma = \frac{M}{W} \quad \sigma = E \cdot \frac{\varepsilon}{2}$$

$$M = E \cdot \frac{\varepsilon}{2} \cdot W$$

Los valores del módulo resistente de la sección se extraen de prontuario, en función del perfil empleado en cada caso:

$$W_{x \text{ (IPE-200)}} = 194 \text{ cm}^2$$

$$W_{x \text{ (IPE-160)}} = 109 \text{ cm}^2$$

En la figura 7.24 se muestra, una de las curvas resultantes que describe en el instante del choque, el valor que toman las solicitaciones, en la medida que transcurre el tiempo, en este caso el momento flector (kN-m), en el poste señalado con la letra B, en el esquema.

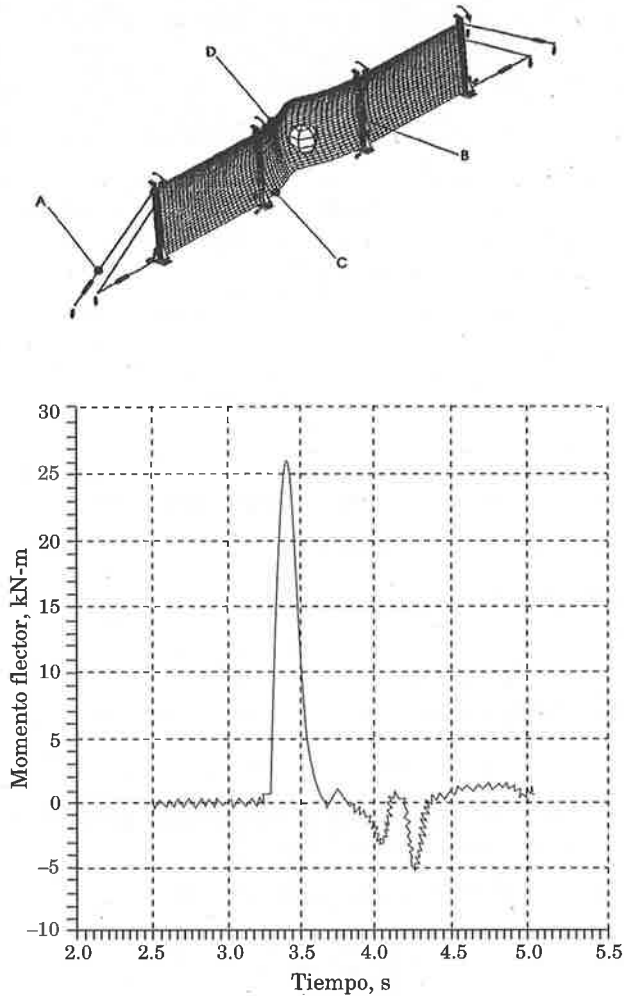


Figura 7.24. Curva de momento flector – tiempo. Poste PDC-1

7.5.3. Descripción de los experimentos

El programa experimental inicialmente preparado comprende el montaje de tres experimentos, para evaluar los prototipos de las pantallas PDC-1 y el nuevo modelo PDC-2.

- Experimento 1

Ensayo de una PDC-1, con infraestructura clásica reforzada y cierre con malla de simple torsión.

- Experimento 2

Ensayo de una PDC-1, con infraestructura clásica reforzada y cierre con red de cables NW-300 de grapas antideslizantes. En este experimento se planificó aprovechar la infraestructura del experimento anterior, reparada y sustituyendo la malla de simple torsión por la red.

- Experimento 3

Ensayo del nuevo modelo de Pantalla Dinámica PDC-2. Debido a que el comportamiento de la malla de simple torsión quedaría evaluado en el experimento 1, en este caso se evaluará la infraestructura del modelo PDC-1 con una red NW-250, de grapas antideslizantes.

Además, la coyuntura surgida del trabajo en colaboración con la Empresa Geobruigg, —productores de redes de cables y pantallas de deformación plástica, como se ha señalado—, condujo a la idea de evaluar un sistema mixto que incorporase las redes de cables a la infraestructura elástica de las Pantallas Dinámicas Cántabras. Esto no altera el objetivo del programa experimental, debido a que en el experimento 3 el interés fundamental es evaluar y corregir la nueva infraestructura diseñada para el modelo PDC-2, del cual no se había construido e instalado ningún prototipo.

Cada experimento daría lugar a tres ensayos (tres impactos) con energías diferentes y crecientes desde 100 kJ hasta 250 kJ.

De acuerdo con el desarrollo teórico y las estimaciones, a partir de los resultados de las pruebas de laboratorio, las pantallas a ensayar tienen una capacidad límite de absorción de energía de aproximadamente 210 kJ.

El valor teórico de energía límite se determinó a partir de la siguiente expresión:

$$E_c = \frac{1}{2} \sum F_i \Delta_i$$

donde:

F_i : fuerza, a que estaba sometido cada elemento, determinada mediante el modelo de análisis, en kN

Δ_i : desplazamiento de los puntos de aplicación de las fuerzas de reacción, en m

El desglose teórico de la energía absorbida por deformación elástica de los componentes del sistema, excepto la red que tiene una componente de deformación plástica, es el siguiente:

Componente	Energía
Elastómeros de los cables longitudinales del tipo DEL-2	49,7
Elastómeros de la base de los postes limítrofes al paño de la malla impactado	55,4
Deformación elástica de los cables longitudinales	34,5
Deformación elasto-plástica de la malla de simple torsión	67,5
Flexión de los postes que limitan el cuadro de malla golpeado	4,0
Trabajo del resto de los componentes de la pantalla (estimado)	20,0
Resistencia inercial de toda la masa del sistema para ponerse en movimiento súbitamente (estimado)	30,0
Energía Total	261

El total de energía cinética teóricamente calculado que pueden soportar los prototipos es de 261 kJ.

Los ensayos de campo se realizarán con niveles de energía de los impactos que cubrieran el rango usual de trabajo de la pantalla (entre 100 kJ y 200 kJ) para evaluar el comportamiento de los diferentes componentes del sistema y un último ensayo para llevar la pantalla al límite de absorción.

En todos los casos el impacto de la roca será en caída libre y dentro del paño central. Los pesos aproximados de las rocas a utilizar, para conseguir el rango de energías a una velocidad de 25 m/s, deberán estar aproximados a los siguientes valores:

Energía (kJ)	Peso de roca (Kg)
100	313
150	470
200	627
250	784

Por diferentes dificultades surgidas durante el montaje y ejecución de los ensayos fue necesario reducir el número de experimentos a dos, eliminándose el segundo de los propuestos inicialmente y manteniendo el resto en la forma concebida.

7.5.3.1. Experimento 1. Modelo PDC-1

Para el primer caso, la pantalla semejante a los prototipos construidos y en explotación en la carreteras nacionales 611 y 621, fueron modificadas y redimensionadas, teniendo en cuenta los resultados de los ensayos de laboratorio. Esta modificación se ejecutó debido fundamentalmente a que en los prototipos anteriores, la carga de rotura de la malla a punzonamiento 75 kN, había sido extraída de la literatura y los resultados de los ensayos de laboratorio arrojaron valores de 164 kN.

La infraestructura de los primeros modelos se había calculado para soportar energía de trabajo entre 100 kJ y 120 kJ aproximadamente, sin embargo el prototipo a ensayar según se ha analizado tendrá un límite de trabajo de unos 260 kJ y una capacidad de absorción de energía de trabajo de hasta 200 kJ.

Se colocó una pantalla de 18 m de largo por 3 m de altura, en tres segmentos o cuadros, de 5, 8 y 5 metros de longitud, respectivamente. El impacto se realizará en el paño central, los dos tramos adyacentes tiene el objetivo de darle continuidad a todo el sistema y a tomar en cuenta la influencia de dichos paños en el trabajo en conjunto de toda la pantalla.

Componentes

- Postes HEB-160 y placas típicas.(PB-1)
- Cable longitudinal superior e inferior 7x7+AM de diámetro 18 mm
- Cables para colgar la malla en el proceso de montaje, de 12 mm de diámetro.
- Cable de 6 mm, para el cosido entre paños.
- 8 unidades 5 de elastómeros, dos unidades por base de poste.
- 4 unidades de disipadores longitudinales DEL-2
- Malla de simple torsión 50 /19 en rollos de 6 x 2 m, para ser colocada doble.

Por errores en la fabricación de los postes, estos no se suministraron con el perfil HEB-160, sino con un perfil IPE-160. Además en el proceso de fabricación y de forma errónea se realizaron 4 agujeros de 10 mm de diámetro en el ala del poste cara al valle, en la mitad de la altura del poste. Estos dos errores coincidentes, obligaron a utilizar en este ensayo un poste muy débil, que se conocía priori que iba a fallar.

Ensayos realizados

Este prototipo fue sometido a tres impactos de rocas. Los valores exactos de los parámetros del ensayo determinados a partir de las mediciones y cálculos realizados tomando como base las imágenes de video realizadas por el equipo dirigido por W. Gerber ⁶.

Posición de la cámara: Este

Fecha	Ensayo N°	Masa (Kg)	Velocidad (m/s)	Energía Traslación (kJ)	Energía Rotación (kJ)	Energía Cinética (kJ)
9.11.94	157	330	9.5	15	0	15
9.11.94	158	470	26.5*	165	0	165
10.11.94	159	500	27.4	187	0	187

* En el ensayo 158, han existido problemas con la iluminación, y ha sido dificultosa la medición sobre las imágenes de video, se ha colocado un valor de velocidad, mínimo posible.

En la foto 7.20, se puede apreciar el montaje realizado para el ensayo 158, un instante antes de que la roca impacte la malla.



Foto 7.20. Modelo PDC-1. Antes del impacto. Ensayo 158

⁶ Departamento de Obras de Protección del Instituto de Investigaciones sobre Bosque, Nieve y Paisaje de Birmensdorf.



Foto 7.21. Modelo PDC-1. Momento del impacto. Ensayo 158

La forma de trabajo del conjunto, para el mismo ensayo, en el momento del impacto, se puede apreciar en la foto 7.21.

Las hojas adquisición de datos de campo, para cada uno de los ensayos, se presentan en las páginas siguientes:

HOJA DE PROTOCOLO PARA ENSAYO DE IMPACTO

ENSAYO No. 157	
Fecha: 9.11.94	Hora: 14:00
Condiciones Atmosféricas: lluvia	
Participantes: Equipo de investigación Universidad de Cantabria Equipo de investigación Geobruigg Equipo del WSL/FNP	
Masa de la roca: 330 Kg	Velocidad aproximada: 9 m/s
Tipo de Sistema: PDC-1	Perfil del poste: IPE 160 Altura del poste: 3 m. Tipo de placa base: PB-1
Distancia entre apoyos: S1 - S2: 6 m S2 - S3: 8 m S3 - S4: 6 m	Inclinación de apoyos: S1: 25° S2: 25° S3: 25° S4: 25°
Tipo de cierre: Malla de simple torsión 50/19	Dimensiones: 2 x 6 m
Diámetro de los cables portantes longitudinales	Superior 16 mm Inferior: 16 mm
Diámetro de los cables de retención:	No se utilizan
Diámetro de los cables cosido perimetral:	6 mm.
Observaciones previas al impacto	
No hay deterioros, el montaje es nuevo	
Observaciones posteriores al impacto	
Lugar del impacto: Se ha rozado el cable inferior	Daños en el paño de impacto: No, impacto incorrecto.
	Daños en los paños vecinos: Ninguno.
Daños en los apoyos: ídem S1: S2: S3: S4:	Inclinación apoyos: ídem S1: S2: S3: S4:
Muelles de elastómeros: No trabajaron	

HOJA DE PROTOCOLO PARA ENSAYO DE IMPACTO

ENSAYO No. 158	
Fecha: 9.11.94	Hora: 16:00
Condiciones Atmosféricas: niebla	
Participantes: Equipo de investigación Universidad de Cantabria Equipo de investigación Geobruigg Equipo del WSL/FNP	
Masa de la roca: 470 Kg	Velocidad aproximada: 26 m/s
Tipo de Sistema: PDC-1	Perfil del poste: IPE 160 Altura del poste: 3 m. Tipo de placa base: PB-1
Distancia entre apoyos: S1 - S2: 6 m S2 - S3: 8 m S3 - S4: 6 m	Inclinación de apoyos: S1: 25° S2: 25° S3: 25° S4: 25°
Tipo de cierre: Malla de simple torsión 50/19	Dimensiones: 2 x 6 m
Diámetro de los cables portantes longitudinales	Superior: 16 mm Inferior: 16 mm
Diámetro de los cables de retención:	No se utilizan
Diámetro de los cables cosido perimetral:	6 mm.
Observaciones previas al impacto	
No hay deterioros resultantes del ensayo 157	
Observaciones posteriores al impacto	
Lugar del impacto: parte central sobre el cable inferior	Daños en el paño de impacto: No
	Daños en los paños vecinos: Ninguno
Daños en los apoyos: S1: pandeo al interior S2: - S3: - S4: pandeo al interior	Inclinación apoyos: S1: 28° S2: - S3: - S4: 28°
Muelles de elastómeros: Se movieron 5 cm a cada lado	

HOJA DE PROTOCOLO PARA ENSAYO DE IMPACTO

ENSAYO No.	159		
Fecha:	10.11.94	Hora:	10:00
Condiciones Atmosféricas:	niebla		
Participantes:	Equipo de investigación Universidad de Cantabria Equipo de investigación Geobruigg Equipo del WSL/FNP		
Masa de la roca:	500 Kg	Velocidad aproximada:	26 m/s
Tipo de Sistema:	PDC-1	Perfil del poste:	IPE 160
		Altura del poste:	3 m.
		Tipo de placa base:	PB-1
Distancia entre apoyos:		Inclinación de apoyos:	
S1 - S2:	6 m	S1:	28°
S2 - S3:	8 m	S2:	25°
S3 - S4:	6 m	S3:	25°
		S4:	28°
Tipo de cierre:	Malla de simple torsión 50/19	Dimensiones:	2 x 6 m
Diámetro de los cables portantes longitudinales		Superior	16 mm
		Inferior:	16 mm
Diámetro de los cables de retención:	No se utilizan		
Diámetro de los cables cosido perimetral:	6 mm.		
Observaciones previas al impacto			
Ligera abolladura de la red, producto del ensayo 158			
Observaciones posteriores al impacto			
Lugar del impacto:	parte central sobre el cable inferior	Daños en el paño de impacto:	No
		Daños en los paños vecinos:	Ninguno
Daños en los apoyos:		Inclinación apoyos:	ídem
S1:	Dañado	S1:	
S2:	—	S2:	
S3:	—	S3:	
S4:	Dañado	S4:	
Muelles de elastómeros:	Se movieron 10 cm a cada lado, se rompió un tope prensado a los muelles de elastómeros		

Resultados del experimento

- Ensayo: 157 Energía del impacto 15 kJ

La roca se desprendió antes de tiempo, por un fallo en el sistema de sujeción y rodó hasta la pantalla. A esto se deben los valores tan bajos de velocidad y energía obtenidos en este impacto. La posición del impacto prevista (centro del paño) no se logró. Se realizaron mediciones extensométricas.

- Ensayo: 158 Energía del impacto 165 kJ

En este ensayo, el impacto fue ligeramente bajo, cargándose mucho más el cable longitudinal inferior que el superior.

Los postes extremos S1 y S4 se pandearon hacia adentro. Este fallo era esperado, ya que de acuerdo a los cálculos realizados este perfil, para esta carga, trabaja fuera del rango de comportamiento elástico. además el fallo se produjo en la sección debilitada por los barrenos antes mencionados.

El resto del sistema trabajó satisfactoriamente, registrándose importantes compresiones en los elastómeros colocados en los cables longitudinales. Se realizaron mediciones extensométricas.

- Ensayo: 159 Energía del impacto: 187 kJ

Previo a la ejecución de este ensayo, los postes extremos se reforzaron, tirando de ellos con vientos hacia la ladera y obligándolos a desplazarse hacia la posición original.

El impacto se produjo en el centro del paño (ligeramente bajo), produciéndose la detención de la roca.

Hubo el fallo de uno de los topes de acero prensado de los disipadores del cable longitudinal inferior.

El resto de los elementos se comportó de forma adecuada. No se produjeron fallos ni en la malla, ni en la infraestructura de cables.

Se realizaron mediciones extensométricas.

7.5.3.2. Experimento 3. Modelo PDC-2.

Una vez concluido el experimento 1, se desmontó la red de simple torsión, se sustituyeron los postes por los de nuevo diseño, se reparó el disipador averiado en el ensayo anterior y se colgó la red de cables sobre la nueva infraestructura. A continuación se reparó y reinstaló el sistema de extensometría.

Las consideraciones generales del funcionamiento y las dimensiones del prototipo ensayado, son semejantes a las del experimento 1.

Componentes

- Postes IPE-200, con placas de base del sistema nuevo (PB-2).
- Cable longitudinal superior e inferior 7x7+AM de diámetro 18 mm
- Cables para colgar la red en el proceso de montaje, de 12 mm de diámetro
- Cable de 6 mm, para el cosido entre paños.
- 4 unidades de disipadores longitudinales DEL-2 (para colocar en el anclaje de la parte trasera del poste)
- 4 unidades de disipadores longitudinales DEL-2
- Red NW-250 de grapas antideslizantes.

Ensayos realizados

Este prototipo fue sometido también, a tres impactos de rocas. Los valores exactos de los parámetros del ensayo determinados a partir de las mediciones y cálculos realizados tomando como base las imágenes de video realizadas por el equipo del instituto WSL/FNP, antes citado.

Posición de la cámara: Este

Fecha	Ensayo No.	Masa (Kg)	Velocidad (m/s)	Energía Traslación (kJ)	Energía Rotación (kJ)	Energía Cinética (kJ)
11.11.94	160	500	26.5*	179	0	179
29.11.94	161	510	27.2	189	0	189
29.11.94	162	770	26.8	277	0	277

* En el ensayo 160, han existido problemas con la iluminación, y ha sido dificultosa la medición sobre las imágenes de video, se ha colocado un valor de velocidad, mínimo posible.

Las hojas adquisición de datos de campo, para cada uno de los ensayos, se presentan en las páginas siguientes:

HOJA DE PROTOCOLO PARA ENSAYO DE IMPACTO

ENSAYO No. 160	
Fecha: 11.11.94	Hora: 16:00
Condiciones Atmosféricas: amenaza de lluvia	
Participantes: Equipo de investigación Universidad de Cantabria Equipo de investigación Geobruigg Equipo del WSL/FNP	
Masa de la roca: 510 Kg	Velocidad aproximada: 26 m/s
Tipo de Sistema: PDC-2	Perfil del poste: IPE 160 Altura del poste: 3 m. Tipo de placa base: PB-2
Distancia entre apoyos: S1 - S2: 6 m S2 - S3: 8 m S3 - S4: 6 m	Inclinación de apoyos: S1: 25° S2: 25° S3: 25° S4: 25°
Tipo de cierre: Malla de cables NW - 200	Dimensiones: 5 x 3 m
Diámetro de los cables portantes longitudinales	Superior: 18 mm Inferior: 18 mm
Diámetro de los cables de retención:	No se utilizan
Diámetro de los cables cosido perimetral:	6 mm.
Observaciones previas al impacto	
Montaje nuevo	
Observaciones posteriores al impacto	
Lugar del impacto: 1/3 de la luz 2,5 - 5,5 m	Daños en el paño de impacto: No
	Daños en los paños vecinos: Ninguno
Daños en los apoyos: S1: - S2: - S3: - S4: -	Inclinación apoyos: idem S1: S2: S3: S4:
Muelles de elastómeros:	Se soltaron los topes prensados de los muelles de elastómeros.

HOJA DE PROTOCOLO PARA ENSAYO DE IMPACTO

ENSAYO No. 161	
Fecha: 29.11.94	Hora: 13:00
Condiciones Atmosféricas: nuboso, seco.	
Participantes: Equipo de investigación Geobrug Equipo del WSL/FNP	
Masa de la roca: 510 Kg	Velocidad aproximada: 26 m/s
Tipo de Sistema: PDC-2	Perfil del poste: IPE 200 Altura del poste: 3 m. Tipo de placa base: PB-2
Distancia entre apoyos: S1 - S2: 6 m S2 - S3: 8 m S3 - S4: 6 m	Inclinación de apoyos: S1: 25° S2: 25° S3: 25° S4: 25°
Tipo de cierre: Malla de cables NW - 200	Dimensiones: 5 x 3 m
Diámetro de los cables portantes longitudinales	Superior: 18 mm Inferior: 18 mm
Diámetro de los cables de retención:	No se utilizan
Diámetro de los cables cosido perimetral:	6 mm.
Observaciones previas al impacto	
Ligeras abolladuras de la red	
Observaciones posteriores al impacto	
Lugar del impacto: 1/3 de la luz 2,5 - 5,5 m	Daños en el paño de impacto: No
	Daños en los paños vecinos: Ninguno
Daños en los apoyos: S1: - S2: - S3: - S4: -	Inclinación apoyos: ídem S1: S2: S3: S4:
Muelles de elastómeros: Funcionaron correctamente.	

HOJA DE PROTOCOLO PARA ENSAYO DE IMPACTO

ENSAYO No. 162	
Fecha: 29.11.94	Hora: 15:00
Condiciones Atmosféricas: nuboso, seco.	
Participantes: Equipo de investigación Geobruigg Equipo del WSL/FNP	
Masa de la roca: 770 Kg	Velocidad aproximada: 26 m/s
Tipo de Sistema: PDC-2	Perfil del poste: IPE 200 Altura del poste: 3 m. Tipo de placa base: PB-2
Distancia entre apoyos: S1 - S2: 6 m S2 - S3: 8 m S3 - S4: 6 m	Inclinación de apoyos: S1: 25° S2: 25° S3: 25° S4: 25°
Tipo de cierre: Malla de cables NW - 200	Dimensiones: 5 x 3 m
Diámetro de los cables portantes longitudinales	Superior: 18 mm Inferior: 18 mm
Diámetro de los cables de retención:	No se utilizan
Diámetro de los cables cosido perimetral:	6 mm.
Observaciones previas al impacto	
Las redes algo abolladas de los ensayos 160 y 161.	
Observaciones posteriores al impacto	
Lugar del impacto: 1/3 de la luz 2,5 - 5,5 m	Daños en el paño de impacto: No
	Daños en los paños vecinos: Ninguno
Daños en los apoyos: S1: - S2: - S3: - S4: -	Inclinación apoyos: ídem S1: S2: S3: S4:
Muelles de elastómeros: Funcionaron correctamente.	

Resultados del experimento

- Ensayo: 160 Energía del impacto 179 kJ

El impacto se realizó a la altura correcta, 1.5 m de la base y en un tercio de la distancia entre postes (a 2,5 m de S3 y a 5,5 m de S2).

Al producirse el impacto de la roca, se saltaron nuevamente los topes de los disipadores de energía, de los dos postes del vano central; a pesar de esto se detuvo la roca. Se realizaron mediciones extensométricas.

Los fallos producidos en los dos últimos ensayos, demostraron que en los topes de acero de los extremos de los cables, se localiza un punto débil, producido por una inadecuada fabricación de los mismos.

Antes de pasara al siguiente ensayo, y manteniendo la pantalla en su sitio, se desmontaron los disipadores de energía, procediéndose al reforzamiento de todos los topes de acero. Por este motivo los ensayos se interrumpieron por varios días, y hubo que regresar a España, desmontándose necesariamente la instalación extensométrica.

- Ensayo: 161 Energía del impacto 189 kJ

Un vez reforzados los disipadores de energía y reinstalada la pantalla, continuaron los ensayos. En este caso, el impacto se realizó en el mismo punto que en el ensayo 160. Todo el sistema funcionó correctamente, deteniéndose la roca sin que se acusaran deterioros en ninguno de los elementos componentes del sistema. Los disipadores funcionaron de forma adecuada. No se realizaron mediciones extensométricas.

- Ensayo: 162 Energía del impacto 277 kJ

Se produjo el impacto en la misma posición que los dos anteriores. Todos los elementos del sistema funcionaron. Los postes del paño central, acusaron deformaciones plásticas, siendo más pronunciadas las del poste S3, más próximo a la zona del impacto.

El daño ocasionado a los postes es normal que haya aparecido, por las siguientes causas:

- La pantalla se ensayó para una energía superior, a la que teóricamente resiste, para un impacto de roca en el centro.
- El impacto a 1/3 de la luz entre postes, produce una sobrecarga del poste más cercano, lo cual es perfectamente posible en la práctica.
- La red de cables de grapas antideslizantes es menos deformable que la malla de simple torsión, su capacidad como elemento disipador de energía es muy baja, transmiten mucho más carga a los componentes del sistema, en igualdad de posiciones y energía de impacto, que las mallas de alambre de simple torsión. Esto se debe en gran medida a la inercia que aportan las mallas por su propia constitución.

7.5.3.3. Análisis de los resultados

Los resultados más importantes obtenidos de los ensayos de campo antes expuestos, se pueden resumir en lo siguiente:

- Los modelos de pantallas dinámicas PDC-1 y PDC-2 ensayados en el polígono de Beckenried, Suiza, pueden trabajar de forma satisfactoria hasta valores de energía por debajo de los 200 kJ.
- Para valores de energía mayores que 200 kJ y hasta 250 kJ aproximadamente (este último como límite de trabajo de la estructura) se acusan deformaciones permanentes en los elementos de la infraestructura.
- La solución del empleo de la doble malla de simple torsión como elemento de cierre, soporta sin fallar impactos de más de 200 kJ.
- El modelo teórico elaborado para el análisis del comportamiento de las pantallas resuelve con suficiente aproximación, tanto la estimación de los límites de energía que puede soportar cada modelo, como las acciones sobre los diferentes elementos de la infraestructura, para el dimensionamiento de los mismos.
- Los elementos —postes y topes de los cables—, que se colocaron subdimensionados, de acuerdo con los cálculos teóricos fallaron antes de alcanzar el límite de la capacidad de trabajo de ambos prototipos.

7.6. EMPLAZAMIENTOS CONSTRUIDOS

Desde el verano de 1992, a partir del diseño de los primeros prototipos, se han construido un conjunto de tramos, de *Pantallas Dinámicas de Deformación Elástica*. Esta solución en primera instancia vino a sustituir a las barras que con antelación se colocaban sobre los muros. La efectividad en su trabajo, constatada in situ, ha propiciado la inclusión de este tipo de solución en los proyectos, fundamentalmente los pertenecientes a la Demarcación de Carreteras del Estado en Cantabria.

Hasta la fecha se han ejecutado un importante número de emplazamientos, en su mayoría en la Carretera Nacional 621, en el tramo del Desfiladero de la Hermida, una carretera que tiene múltiples sitios, con peligros potenciales y otros con evidencias claras de desprendimientos. En la foto 7.22 se muestra un tramo de pantalla recientemente construido en esta carretera.

El emplazamiento que se muestra en la foto 7.22, ha sido utilizado en el capítulo 5, para ejemplificar el empleo, del programa de ordenador de simulación de caída de rocas, para la determinación de la ubicación de las pantallas. En el momento actual ya existen evidencias, de su funcionamiento, en el trasdós de la pantallas.

En la tabla 7.1 que se muestra a continuación, aparecen los emplazamientos construidos hasta la fecha en los que se ha dado solución con Pantallas Dinámicas Cantabras. En los primeros se utilizó un prototipo de prueba, que se ha denominado PDC-0, y es resto se ha ejecutado con los modelos PDC-1 y PDC-2.



Foto 7.22. Pantalla Dinámica Cántabra. PDC-1. Desfiladero de la Hermida

Tabla 7.1.

Carretera	P.K.	Tipo de Pantalla	Area (m ²)	Año
N - 621	159,500	PDC - 0	40	1992
N - 621	162,500	PDC - 0	60	1992
N - 621	171,350	PDC - 1	120	1993
N - 611	154,700	PDC - 1	180	1994
N - 621	160,200	PDC - 1	48	1994
N - 621	162,000	PDC - 1	60	1994
N - 621	163,000	PDC - 1	90	1994
N - 621	165,800	PDC - 1	150	1994
N - 621	171,800	PDC - 1	80	1994
N - 621	156,000	PDC - 2	150	1995
N - 621	161,500	PDC - 2	48	1995
N - 621	164,400	PDC - 2	180	1995
N - 621	166,910	PDC - 2	60	1995
N - 621	171,050	PDC - 2	60	1995
N - 621	171,250	PDC - 2	120	1995
Total			1.444	

- Agostini R., Mazzalai P., Papatti (1988) *FILETS METALLIQUES A MAILLES HEXAGONALES POUR LA PROTECTION DES FALAISES ET TALUS*. France Gabions. Le Puzin
- Ambraseys N., (1968) *DYNAMIC BEHAVIOUR OF ROCK MASSES*. Rock mechanics in the engineering practice. Londres. pp. 203 -236
- Azimi C. Desvarreux P. y Giraud A. 1982. *MÉTHODES DE CALCUL DE LA DYNAMIQUE DES CUTES DE BLOCS*. Aplicacion à l'étude du versant de la montagne de La Pale (vercors) Bull. Liaison Lab. Ponts et Chaussées, 122, pp. 93 -102
- Ballester F., Torres J., (1992) *OPTIMIZACION DE LOS SISTEMAS CONSTRUCTIVOS DE CONTENCIÓN Y SOSTENIMIENTO EN CARRETERAS DE MONTAÑA. PANTALLAS DINAMICAS*. Dpto. Transportes y Tecnología de Proyectos y Procesos de la Universidad de Cantabria.
- Ballester F., Torres J., Luis R., (1994) *PANTALLA DINAMICA DE PROTECCION DE LA CALZADA CONTRA CAIDA DE PIEDRAS*. Revista Potencia. Madrid.
- Ballester F., Torres J., Luis R., (1994) *PANTALLA DINAMICA DE PROTECCION CONTRA CAIDA DE PIEDRAS*. Universidad de Cantabria Potencia. Madrid.
- Ballester F., Torres J., Luis R., (1993) *CONFERENCIA SOBRE LAS CARACTERISTICAS DEL FUNCIONAMIENTO DE LA PANTALLA CANTABRA*. Asti. Italia
- Ballester F., Torres J., Luis R., (1993). *FUNDAMENTOS DEL EMPLEO DE PROTECCIONES CON APOYOS ELASTICOS EN TALUDES Y LADERAS DE CARRETERAS*. Beckenried. Suiza.
- Barrett R., Bower T., Pfeiffer T.J., Higgins J. H., (1991) *ROCKFALL MODELING AND ATTENUATOR TESTING*. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration. pp.17-25
- Barton N. (1988). *SOME ASPECTS OF ROCK JOINT BEHAVIOUR UNDER DYNAMIC CONDITION*. Ciclo de Conferencias Politécnico de Turín.
- Bozzolo D., Pamini R., Hutter K., (1982) *MODELLO MATEMATICO PER LO STUDIO DELLE CADUTE MASSI*. Laboratorio di Fisica Terrestre, ICTS, Lugano. pp. 555 - 560.
- Brown I., Hittinger M., Goodman R., (1980) *FINITE ELEMENT STUDY OF THE NEVIS BLUFF (NEW ZEALAND) ROCK SLOPE FAILURE* Rock Mechanics 12. pp. 235 - 245.

- Descocudres F., Zimmermann T.H. (1987) *THREE-DIMENSIONAL DYNAMYC CALCULATION OF ROCKFALLS*. Proc. 6th int cong. rock mechanics, Montreal. Balkema, Rotterdam, pp. 337 - 342.
- Dodd J.S., Anderson H.W (1972) *TECTONIC STRESSES AND ROCK SLOPE STABILITY*. Stability of rock slopes. XII Symp. on Rock Mech. of Urbana, III. pp. 171 - 182.
- Ensayos realizados para Tubosider, por el laboratorio Trentino de Turín, Italia.
- Ensayos realizados por Geobruigg, Fatzer AG, Suiza. 1993.
- Falcetta J.L. (1985). *UN NOUVEAU MODÈLE DE CALCUL DE TRAJECTORIES DES BLOCS ROCHEAUX*. Revue Française de Géotechnique, 30, pp.11-17
- Fookes P. G., Sweeney M., (1976). *STABILIZATION AND CONTROL OF LOCAL ROCKFALLS AND DEGRADING ROCKS SLOPES*. 4th. Jni. Engng. Geol, 9, pp. 37-55
- Fornaro M., Peila D., Nebbia M. (1990). *BLOCK FALLS ON ROCK SLOPES: APLICATIONS OF A NUMERICAL SIMULATION PROGRAM TO SOME REAL CASES*. 6th It. Congress IAEG, Amsterdam. Blakema, Rotterdam, pp. 2173 -2180.
- Freitas M.H., Watters K.J., (1973). *SOME FIELD EXAMPLES OF TOPPLING FAILURE*. Géotechnique, 23, pp. 495 - 514.
- Giani G., (1993) *ROCK SLOPE STABILITY ANALYSIS*. Balkema. pp.191-208
- Gili G.(1984). *SENSORES Y ANALIZADORES*.
- Guniverd. Documentación técnica. Pecune, S.A.
- Habib P., (1976) . *NOTE SUR LE REBONDISSEMENT DES BLOCS ROCHEUX*. Instituto Sperimentale Modolli e Structure, Meeting on Rock Fall Dynamics and Protective Works, Bergamo, pp. 123 - 125.
- Herbst T. F., Langwadt O., Harttig W.,(1994). *DSI, DYWIDAG-System International*.
- Hungr O., Evans S.G. 1988. *NOTES ON DYNAMIC ANALYSIS OF FLOWS-LIDES*. In Bonnard Ch. Landslides, Proc. 5th int symp., Lausanne. Balkema, Rotterdam, pp. 685 - 690.
- Hutchinson, J.N (1971) *FIELD AND LABORATORY STUDIES FOR FALL IN UPPER CHALK CLIFFS AT JOSS BAY, ISLE OF THANET. STREES-STRAIN BEHAVIOUR OF SOILS*. Foulis, Henley on Thames, pp.692-706.
- Jaeger Ch., (1972) *ROCK MECHANICS AND ENGINEERING*. Cambridge University Press.
- Jahn J., (1988) *STRAINSCHLAGFORSCHUNG AND DER EAF- GRUNDLAGEN UND ANSATZPUNKTE*. Interner Beiricht WSL, Birmensdorf.

- Jennings J.E, (1972) *AN APPROACH TO THE STABILITY OF ROCK SLOPES*. Symp. on Stability of Rock Slopes. A.S.C.E. Urbana. pp. 269 - 302.
- Jiménez Salas J.A., Justo Alpañes J.L. *GEOTECNIA Y CIMENTOS I. Propiedades de los suelos y de las rocas*. pp. 586 - 590.
- Jiménez Salas J.A., (1980). *GEOTECNIA Y CIMENTOS III. Cimentaciones, Excavaciones y Aplicaciones de la Geotecnia*. pp. 1146-1153
- Jiménez Salas J.A, Molina R.,(1973) *APUNTES DE ESTABILIDAD DE TALUDES*. ETSICCP, Madrid.
- Jiménez Salas J.A., Justo Alpañes J.L., Serrano A.A, (1981). *GEOTECNIA Y CIMENTOS II. Mecánica del suelo y de las Rocas*. pp. 775-778
- Keller G., (1966) *PROBLEMAS DE LOS TALUDES ARTIFICIALES EN ROCAS ESTRATIFICADAS*. Lab. Transp. Madrid, Bol. 41 pp. 3 - 16.
- Krismer. Documentación técnica. AMINSA
- López Gimeno E., *VOLADURAS DE CONTORNO EN TALUDES DE MINAS A CIELO ABIERTO*. VII Simposio Nacional sobre Obras de Superficie en Mecánica de Rocas, Madrid 1982.
- Louis C., (1976). *INTRODUCTION À L' HYDRAULIQUE DES ROCHES*. PH. D. Thesis, Paris.
- Mak N., Blomfield D.,(1984) *ROCK TRAP DESING FOR PRESPLIT ROCK SLOPES*. Conf. on Rock and Excavation Engineeering in an Urban Envionment. Hong Kong, pp. 263-270.
- Müller L., (1963) *DER FELSBAU*. Enke, Stuttgart
- Nova Ingeco. (1992) *REDES METALICAS CONTRA DESPRENDIMIEN-TOS. PUESTA A PUNTO DE UN NUEVO SISTEMA*. Ensayos de funcionamiento en condiciones reales.
- Pacher F., (1967). *CONTRIBUCION AL MECANISMO DE ROTURA EN MEDIOS DIACLASADOS*. Lab. Transp. y Mec. de Suelos, Madrid. Bol. Inf. 55, pp. 563 - 595.
- Peckover F.L, Kerr J.W.G.,(1977). *TREATMENT AND MAINTENANCE OF ROCK SLOPES ON TRANSPORTANTION ROUTES*. Canadian Geotechnical Journal. pp.487-507.
- Pentifix. Documentación técnica. GEOBRUGG
- Piteau D.R. (1976). *COMPUTER ROCKFALL MODEL*. ISMES. Bergamo, pp. 90 - 127.
- Piteau D.R., Peckover F.L., (1978). *ROCK SLOPE ENGIEERING*. Special Report, 176 Washington, pp 198-228
- Piteau D.R., (1970) *GEOLOGICAL FACTORS SIGNIFICANT TO THE STABILITY OF SLOPES CUT IN ROCK*. Planning Open Pit Mines. Balkema, Ciudad del Cabo, pp. 33-53.

- Richards L.R., (1988). *ROCKFALL PROTECTION: A REVIEW OF CURRENT ANALYTICAL AND DESIGN METHODS*. Segundo Ciclo di Conferenze di Meccanica ed Ingegneria delle Rocce, MIR. Politecnico di Torino, pp. 11.1 -11.13.
- Ritchie A. M., (1963). *EVALUATION OF ROCKFALL AND ITS CONTROL*. Record ,17 Highway Reseach Board., pp. 13-28
- Rivas de la Riega, J.L.,(1981) *MORTEROS Y HORMIGONES PROYECTADOS*. pp. 28-34.
- Romana M.,(1975) *LA VOLADURA*. Curso de locomoción extraviaria. Universidad Politecnica de Madrid.
- Romana M., *METODOS DE PROTECCION CONTRA LA CAIDA DE ROCAS*. Cátedra de Geotecnia y Cimientos de la Universidad Politécnica de Valencia.
- Romana M., Roman F.,(1976) *EXPERIENCIAS SOBRE LA ALTERACION SUPERFICIAL DE UN GRAN DESMONTE EN CALIZAS Y ARGILITAS EN SAGUNTO* . Simp. Rocas Blandas. Madrid.
- Sánchez Alciturri, Celemin J.M., Sagaceta C., (1982) *SIMULACION EN MODELOS REDUCIDOS DE TALUDES EN ROCAS DIACLASADAS*. Simposio de Obras de Superficie en Mecánica de Rocas. Madrid. Vol. 1, pp. 63 - 66.
- Serrano A.A., Castillo E., (1974) *A NEW CONCEPT ABOUT THE STABILITY OF ROCK MASSES*. 3rd International Congress on Rock Mechanics. Denver 10A, pp. 820 -826.
- Spang R.M. (1897) *PROTECTION AGAINST ROCKFALL, stepchild in the desing of rock slopes*. Proc. 6th int cong. rock mechanics, Montreal. Balkema, Rotterdam, pp. 551 - 557.
- Terzaghi K., Peck R.B., (1967) *SOIL MECHANICS IN ENGIENEERING PRACTICE*. Wiley, Londres.
- Terzaghi K. (1962) *STABILITY OF STEEP SLOPES ON HARD UNDERWEATHERED ROCK*. Géotechnique, 15, pp. 287 -304
- Vidal H., (1966). *LA TERRE ARMÉE*, Ann. ITBTP
- Whiteside P.F.(1986). *DISCUSSION ON ROCKFALL PROTECTION MEASURES*. Conf. on Rock and Excavation Engineeering in an Urban Environment. Hong Kong, pp. 490-492.
- Wu Shie-Shin (1984). *ROCKFALL EVALUATION BY COMPUTER SIMULATION*. Transportation Research Board. Washington 1031, pp. 1 -5.
- Yamanochi T., Murate H., (1973). *BRITTLE FAILURE OF VOLCANIC ASH SOIL, SHIRASU*, 8° ICOSOMEF, Moscú, pp. 495
- Zinggeler A., (1989) *DIE MODELLIERUNG DER STRTEUNSHLAGGEFAHR IN GEERBIRGSWALDERN*. Diplomarbeit . Geographisches Institut Universiatat. Bern.





Ministerio de Fomento
Centro de Publicaciones



P.V.P.: 1.900 ptas.
(I.V.A. incluido)