Eidgenössisches Verkehrs- und Energiewirtschaftsdepartement
Bundesamt für Strassenbau

Département fédéral des transports, des communications et de l'énergie
Office fédéral des routes

Dipartimento federale dei trasporti, delle comunicazioni e delle energie
Ufficio federale delle strade

Schutz gegen Steinschlag

(2. Auflage)

Protection contre les chutes de pierres
(2e édition)

Ingenieurbüro Heierli AG, Zürich
Dr. sc. techn. W. Heierli, dipl. Bauingenieur ETH
A. Merk, Ingenieur HTL
A. Temperli, Ingenieur HTL

Forschungsarbeit 21/83 auf Antrag der
Vereinigung Schweizerischer Strassenfachleute (VSS)

November 1985

ZUSAMMENFASSUNG

Die vorliegende Forschungsarbeit stellt Angaben über Planung, Projektierung und Ausführung von Schutzmassnahmen gegen Steinschlag zusammen. Es handelt sich um eine Ueberarbeitung der im Jahre 1981 veröffentlichten Publikation "Schutz gegen Steinschlag". Für die Ueberarbeitung standen leider nur beschränkte Mittel zur Verfügung, sodass nicht auf alle Anregungen aus der Fachwelt eingetreten werden konnte.

Im 1. und 2. Kapitel wird auf die Bedeutung und den Geltungsbereich dieser Forschungsarbeit eingetreten.

Das 3. Kapitel stellt die Grundsätze für die Projektierung sowie Ausführung von Schutzmassnahmen dar und tritt auf Gefährdungsbilder, Sicherheitskonzepte, Belastungen und Flugbahnen ein. In einem separaten Abschnitt wird versucht, die Notwendigkeit von Schutzmassnahmen gegen Steinschlag in Abhängigkeit zum Steinschlagrisiko zu stellen.

Im 4. Kapitel werden die prinzipiellen Möglichkeiten von Schutzmassnahmen gegen Steinschlag zusammengestellt und erläutert.

Das 5. Kapitel enthält Angaben, welche für die Bemessung und Konstruktion von Schutzwänden und Schutzgräben erforderlich sind. Ein Abschnitt zeigt die Problematik der Bemessung von Steinschlaggalerien auf.

Die beiden Kapitel 6 und 7 behandeln die Ausschreibung, Ausführung, Ueberwachung und den Unterhalt von Schutzmassnahmen gegen Steinschlag.

Die Forschungsarbeit enthält schliesslich mehrere Anhänge, in welchen auf die Verständigung, Fallversuche, Bemessungsbeispiele usw. eingetreten wird.

RESUME

Le présent travail de recherche donne des renseignements concernant la planification, l'étude et la réalisation des mesures de protection contre les chutes de pierres. Il s'agit d'une révision de la publication "Protection contre les chutes de pierres" éditée en 1981. Les crédits pour cette révision étant limités, il n'a malheureusement pas été possible de prendre en considération toutes les suggestions d'études émises par les spécialistes.

Les chapitres 1 et 2 traitent de l'importance et des limites de ce travail de recherche.

Le chapitre 3 présente les hypothèses de base pour l'étude et l'exécution des mesures de protection. Il contient la description des dangers, du concept des mesures de sécurité, des cas de charges et des trajectoires des blocs. Dans un paragraphe séparé on tente d'évaluer la nécessité des mesures de protection en fonction des risques des chutes de pierres.

Le chapitre 4 résume et décrit les principales possibilités des mesures de protection applicables contre les chutes de pierres.

Le chapitre 5 contient les indications indispensables pour le dimensionnement des parois et des fosses de protection. Un paragraphe présente le problème du dimensionnement des galeries de protection.

Les deux chapitres 6 et 7 sont consacrés à la mise en soumission, à l'exécution, à la surveillance et à l'entretien des mesures de protection contre des chutes de pierres.

Le travail de recherche contient plusieurs annexes, dont le lexique, le résumeé des essais de chute, des exemples de dimensionnement, etc.

INHALTSVERZEICHNIS

		Seite
1.	EINLEITUNG UND ZIELSETZUNG	5
2.	GELTUNGSBEREICH	6
3.	GRUNDSAETZE FUER PROJEKTIERUNG UND AUSFUEHRUNG	7
3.1	Gefährdungen	7
3.1.1	Ursachen und Anzeichen von Steinschlag und Felssturz	7
3.1.2	Beurteilung der Steinschlaggefahr	11
3.1.2.1	Beurteilung der Geologie	
3.1.2.2	Bestandesaufnahme	
3.2	Sicherheitskonzept, Verantwortung	12
3.3	Risiko	13
3.3.1	Objektbezogenes Risiko	16
3.3.2	Streckenbezogenes Risiko	17
3.3.3	Beispiel für die Beurteilung des objektbezogenen und streckenbezogenen Risikos eines Strassenabschnittes	19
3.3.4	Risikoverminderung	20
3.4	Bemessungswerte	21
3.4.1	Belastungsannahmen	21
3.4.1.1	Bestimmung der Blockgrösse	
3.4.1.2	Aufprallenergie	
3.4.2	Flugbahnen	23
4.	SCHUTZMASSNAHMEN	30
4.1	Prinzipielle Möglichkeiten	30
4.2	Die Schutzmassnahmen im einzelnen	31
4.2.1	Abräumen	31
4.2.2	Bepflanzung, Berasung	31
4.2.3	Flachböschungen	32
4.2.4	Bermen	34
4.2.5	Eingraben, Unterbetonieren	35
4.2.6	Abstützungen	36
4.2.7	Felsanker	36
4.2.8	Scherbolzen	37
4.2.9	Verhängungen	37
4.2.10	Stützmauern	38
4.2.11	Felsverkleidungsmauern	39
4.2.12	Plombierungen, Versiegelungen	40
4.2.13	Drainagen	40

Seite

4.2.14	Steinschlaggeflechte	41
4.2.15	Schutzwände	41
4.2.16	Schutzgräben	44
4.2.17	Schutzwälle	44
4.2.18	Galerien	44
4.2.19	Ueberwachungsgeräte	44
5.	BEMESSUNG UND KONSTRUKTION	46
5.1	Schutzwände	46
5.1.1	Bestimmung des Energieaufnahmevermögens	46
5.1.2	Bemessung der Schutzwandfläche	50
5.1.2.1	Schutzwandfläche aus Holz (Eisenbahnschwellen)	
5.1.2.2	Schutzwandfläche aus Drahtgeflechten	
5.1.2.3	Schutzwandfläche aus Drahtseilnetzen	
5.1.2.4	Schutzwandfläche aus Metallfertigteilen	
5.1.2.5	Schutzwandfläche aus Beton	
5.1.2.6	Konstruktive Massnahmen	
5.1.3	Bemessung der Stützen	60
5.1.3.1	Eingespannte Stützen	
5.1.3.2	Abgespannte Stützen	
5.1.3.3	Konstruktive Massnahmen	
5.1.4	Bemessung der Stützenfundation	66
5.1.4.1	Eingespannte Stützen	
5.1.4.2	Gelenkig gelagerte Stützen	
5.1.5	Bemessung der Stützenabspannung	73
5.1.5.1	Obere Stützenabspannung	
5.1.5.2	Untere Stützenabspannung	
5.1.5.3	Konstruktive Massnahmen	
5.1.6	Bemessung von Verankerungen	78
5.1.6.1	Verankerungen an Blöcken	
5.1.6.2	Verankerungen an Bäumen	
5.1.6.3	Verankerungen an Holzpfählen	
5.1.6.4	Verankerungen an Ankerplatten("Toter Mann")	
5.1.6.5	Verankerungen an Betonkörpern	
5.1.6.6	Felsverankerungen	
5.1.6.7	Verankerungen an Sprengankern	
5.1.6.8	Verankerungen an Mikroverbundpfählen	
5.1.6.9	Verankerungen an Systemen	
5.2	Schutzgräben (Fallböden)	89
5.3	Galerien	90
6.	AUSSCHREIBUNG UND AUSFUEHRUNG	95
7.	UEBERWACHUNGS- UND UNTERHALTSARBEITEN	97
8.	LITERATURVERZEICHNIS	98

Seite

Anhänge	1	Begriffe, Verständigung	
	2	Bestandesaufnahme	
	3	Flugbahnberechnung	
	4	Fallversuche	
	5	Kosten von Schutzwänden	
	6	Beispiel einer Schutzwanddimensionierung Schutzwandfläche aus Drahtseilnetzen	
	7	Beispiel einer Schutzwanddimensionierung Schutzwandfläche aus Holz (Eisenbahnschwellen)	
	8	Beispiel einer Flugbahnberechnung von Hand	
Tabellen	1	Verluste bei senkrechtem Aufprall	26
	2	Verankerungen an Blöcken	78
	3	Verankerungen an Bäumen	79
	4	Zulässige Ankerkräfte bei Holzpfählen	82
	5	Zulässige Ankerkräfte bei Ankerplatten	83
	6	Eigenschaften von Sackankern	87
	7	Bemessung von Schutzgräben	89
	8	Reduktionsfaktoren der Aufprallenergie für verschiedene Dämpfungsmaterialien	92

1. EINLEITUNG UND ZIELSETZUNG

Steinschlag ist eine Gefahr, welcher Verkehrswege und Siedlungen in gebirgigen Gebieten seit jeher ausgesetzt waren. Je mehr die Zivilisation in die Berge vordringt, umso bedeutsamer wird diese Gefahr, da bisher gemiedene Gebiete für die häufige Durchfahrt oder den Aufenthalt von Menschen zugänglich gemacht werden. In jüngster Zeit kommt die zunehmende Verminderung der Schutzwirkungen der Bergwälder als Folge des Waldsterbens dazu. Die Wahrscheinlichkeit von Elementarereignissen in Form von Lawinen, Rutschungen, Steinschlägen und Hochwasser nimmt laufend zu.

Bisher bestehen über das Fachgebiet der Erkennung und des Schutzes gegen Steinschlag keine Normen, Vorschriften oder Richtlinien des Bundes, der Kantone, der Bahnen oder anderen Betrieben. Die Schutzmassnahmen werden bisher derart angeordnet und ausgebildet, wie es den Erfahrungen einzelner Personen und noch häufiger dem Gefühl entspricht. Die dabei erzielten Erfolge werden an dieser Stelle ausdrücklich gewürdigt.

Durch die vorliegende praxisorientierte Forschungsarbeit soll eine Verbesserung der Schutzmassnahmen erzielt werden, indem die Zusammenstellung und Auswertung eines grösseren Erfahrungsschatzes allen mit Steinschlagschutz-Aufgaben betrauten Kreisen zur Verfügung gestellt wird. Durch die Schaffung von Grundlagen für die Planung und Projektierung von Schutzmassnahmen soll deren Sicherheit und Wirtschaftlichkeit wesentlich erhöht werden.

2. GELTUNGSBEREICH

Die vorliegende Forschungsarbeit behandelt primär den Schutz gegen herabfallende Steine sowie die Massnahmen gegen das Loslösen von Steinen. Sie ist anwendbar auf die Planung, Projektierung und den Unterhalt von Sicherungen gegen Steinschlag und Felssturz. Bergsturz ist nicht Bestandteil dieser Forschungsarbeit.

Steinschlag ist das Herabfallen, -rollen oder -springen von einzelnen Steinen und Blöcken bis 0.5 m3. *Felssturz* umfasst grössere Blöcke sowie eine Materialmasse von maximal 10'000 m3 pro Ereignis. *Bergsturz* weist eine Materialmasse von mehr als 10'000 m3 pro Ereignis auf (vgl. Anhang 1).

Die Forschungsarbeit umfasst folgende Themen:

- Gefährdung
  - Ursachen und Anzeichen von Steinschlag
  - Beurteilung der Steinschlaggefahr
- Schutzmassnahmen
  - Erläuterung der aktiven und passiven Schutzmassnahmen
  - Behandlung der Auswahlkriterien
- Planung und Projektierung
  - Sicherheitskonzept
  - Beurteilung des Risikos
  - Darstellung der Belastungsannahmen und der Flugbahnen
  - Zusammenstellen der Grundlagen und Bedingungen für die Ausschreibung
  - Angaben zur Bemessung und Konstruktion von Schutzmassnahmen
- Ueberwachung und Unterhaltsarbeiten
  - Darstellung der Aufgaben, Umfang und Organisation der Ueberwachung und der Unterhaltsarbeiten

3. GRUNDSAETZE FUER PROJEKTIERUNG UND AUSFUEHRUNG

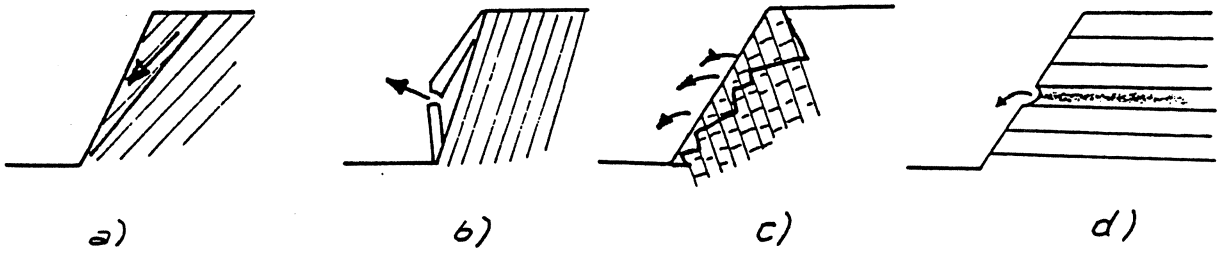
3.1 Gefährdungen

3.1.1 Ursachen und Anzeichen von Steinschlag und Felssturz

Je nach Grösse und Umfang des Absturzes unterscheidet man zwischen Steinschlag und Felssturz (vgl. Kapitel 2).

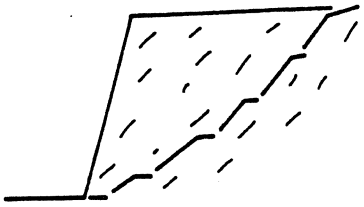
Steinschlag ist weitgehend von der Verwitterungsanfälligkeit der anstehenden Gesteine sowie von der Grösse des Einzugsgebietes abhängig. Die Instabilitäten beschränken sich auf die Felsoberflächen. Die Steinschlaghäufigkeit wird durch die Angabe der Wiederkehrperiode beschrieben. Bei *Felssturz* reichen die Instabilitäten in das Hanginnere hinein. Meist sind sie bereits im Gebirgsbau, in Form eines ungünstig orientierten Trennflächengefüges vorhanden.

Je nach den räumlichen Beziehungen der einzelnen Trennflächen zueinander bzw. zur freien Oberfläche, sind folgende Bruchmechanismen möglich (vgl. Figur 1):



Figur 1a - d Prinzipielle Bruchmechanismen im Fels
a) Gleiten, b) Beulen, c) Kippen (Hakenwurf)
d) örtlicher Ausbruch

Ein Materialbruch dagegen tritt bevorzugt bei steilen hohen Böschungen bzw. bei geringer Materialfestigkeit auf (vgl. Figur 2):



Figur 2 Materialbruch

Als Ursachen von Steinschlag und Felssturz kommen in Betracht:

- Verwitterungsbedingte Ursachen
  - Temperaturschwankungen
  - Frostschub
  - Kluftwasserschub
  - Abwitterung
  - Ausspülung
  - Unterschneidung
  - Wurzeldruck
- Erschütterungsbedingte Ursachen
  - Tiere
  - Menschen
  - Bewirtschaftung
  - Sprengungen
  - Bauarbeiten
  - Verkehr
  - Erdbeben
- Statisch bedingte Ursachen
  - Spannungsumlagerungen

Dabei ist zwischen dauernden (zB. Frostschub, Wild), spontanen (zB. Erdbeben), wiederholten (zB. Fussgänger) und einmaligen (zB. Bauarbeiten) Gefahren zu unterscheiden.

Steinschlag erkennt man längs bestehender Böschungen am Schuttkegel beim Böschungsfuss. Dieser lässt wichtige Rückschlüsse auf das Korngrössenspektrum zu. An Felswänden und Bäumen sind teilweise Aufschlagsnarben zu erkennen, welche auf Steinschlag schliessen lassen. Auch herumliegende Steine deuten auf Steinschlag hin.

Der genaue Zeitpunkt, die Grösse sowie das Ausmass einzelner Steinschläge sind in der Regel kaum voraussehbar. Es kann lediglich die vom Einzugsgebiet ausgehende allgemeine Steinschlaggefahr abgeschätzt werden. Manchmal können einzelne klar definierte Bahnen (Runsen) ausgemacht werden, entlang derer sich der Steinschlag nach unten bewegt.

Bei künstlichen Anschnitten wird oft ein neues Steinschlagrisiko geschaffen. Es hat sich gezeigt, dass bei herausgesprengten Böschungen Steinschlag früher und häufiger eintritt.

Die Häufigkeitsspitzen liegen im Frühjahr, beim Frostaufgang, in den Morgenstunden mit Beginn der Sonneneinstrahlung oberhalb der Nachtfrostgrenze sowie während und nach starken Niederschlägen.

Nebst diesen klimabedingten Ursachen unterscheidet man auch statische Ursachen. Diese treten aufgrund von Spannungskonzentrationen mit Ueberbeanspruchung der Gesteine an steilen Felswänden auf.

Bei der Entstehung von *Felsstürzen* hat der Kluftwassernachschub einen grossen Einfluss. Bei Wegfall der natürlichen Drainagewirkung der Klüfte zB. durch Eisbildung oder durch die Erstellung neuer Bauwerke, vergrössert sich dieser Effekt. Während kleinere Stürze oft durch Frost und Wurzeldruck ausgelöst werden, dominieren bei grösseren Stürzen Unterschneidungen von Bruchflächen durch Erosion oder Aushub.

Der Uebergang einer Böschung vom labilen (oder stabilen) Gleichgewicht zum Felssturz erfolgt keineswegs plötzlich. In der Regel erstreckt sich der Vorgang über längere Zeiträume hinweg. Es finden allmähliche Spannungsumlagerungen innerhalb der späteren Bruchmasse statt. Diese sind mit Verformungen verbunden, deren Grösse bis zum endgültigen Bruch von verschiedenen Faktoren abhängt (Bruchmechanismen, Grösse der Bruchmasse, Verformbarkeit der Bruchmasse usw.).

Durch Beobachtung und Messungen kann man bereits Veränderungen, verursacht durch diese (kleinen) Verformungen, erkennen, wie:

- steilstehende offene Klüfte, mehr oder weniger senkrecht zur Hauptbewegungsrichtung einer potentiellen Bruchmasse

- bogenförmige Risse im möglichen Abrissgebiet

- gelegentliche Abwürfe und zunehmender Steinschlag

- treppenförmige Folgen flach einfallender Scherklüfte und steiler, offener Zugklüfte parallel zur möglichen Bewegungsrichtung

- Verschuppung und Rundung von Gesteinsbruchstücken in als Bruchfläche in Frage kommenden Bereichen

- Relativverschiebung von Kluftausbissen, welche mögliche Bruchflächen queren

- Rotationen von Kluftkörpern

- Rotationen der absoluten Raumlage des Trennflächengefüges relativ zu umgebenden Bereichen

- Vorkommen atektonischer Klüfte

- Ausbauchung der Böschungsoberfläche am Fuss, Einsenkung am Böschungskopf

- vermehrte oder versiegende Wasseraustritte

Die genannten Anzeichen sind jedoch nur selten so eindeutig, dass sie für eine zuverlässige Einschätzung des Böschungszustandes ausreichen. So kann im allgemeinen weder aus ihrem Vorliegen geschlossen werden, dass die betreffende Böschung sich akut bewegt, noch kann ihr Nichtvorhandensein als Nachweis der Standsicherheit betrachtet werden. Mit messtechnischen Mitteln können Veränderungen eher erkannt werden. Für deren Einsatz geben jedoch obige Anzeichen wertvolle Hinweise, insbesondere über die Grösse und Abgrenzung des betroffenen Gebietes. Ganz allgemein kann nicht zuverlässig vorausgesagt werden, wann ein Absturz erfolgen wird. Dieser Umstand verunmöglicht, ein Schutzobjekt kurzfristig vor einem Felsabsturz zu sperren bzw. zu evakuieren.

Im folgenden wird in dieser Forschungsarbeit nicht mehr zwischen Steinschlag und Felssturz unterschieden. Es wird der Sammelbegriff "Steinschlag" verwendet.

3.1.2 Beurteilung der Steinschlaggefahr

3.1.2.1 Beurteilung der Geologie

Der Steinschlag ist ein Phänomen, welches sehr von der örtlichen Umgebung abhängig ist. Von Interesse ist nicht nur die Grösse der einzelnen Steine sondern auch die Höhe und der Zeitpunkt des Herunterstürzens. Eine entsprechende geologische Beurteilung ist sehr komplex und setzt viel Erfahrung voraus. Die schwierige Bewertung der geologischen Daten hat daher durch erfahrene Geologen in Zusammenarbeit mit Bauingenieuren zu erfolgen. Wohl neigen gewisse Gesteine (zB. Kalk, Kreideschichten, Bündnerschiefer) eher zu Steinschlag als andere und sind harte, spröde Gesteine kritischer für Grossereignisse. Berücksichtigt man aber die Zeitspanne geologischer Abläufe, so ergeben sich - auch bei noch so kompetenter Beurteilung einer Felswand - Resultate, welche für die gefährdeten Objekte oft zu wenig präzis sind und die Fragestellung nicht im erhoften Masse beantworten können. Die geologischen Ueberlegungen sind deshalb durch zusätzliche Beobachtungen (Bestandesaufnahme) zu ergänzen. Die Aussagekraft einer Bestandesaufnahme ist der geologischen Bewertung gleichwertig.

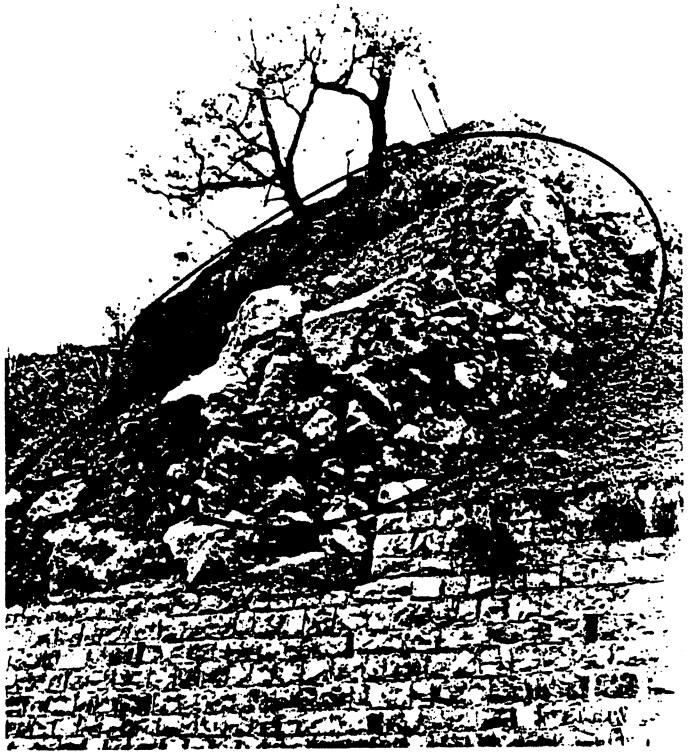
3.1.2.2 Bestandesaufnahme

Aufgrund bereits abgestürzter Gesteinsmassen ist es möglich, ein Bild über die Grösse der als Steinschlag zu erwartenden Steine und Blöcke sowie deren Häufigkeit und Ort zu erhalten. Längs bestehender Strassen sind daher durch spezielle Steinschlagprotokolle laufend alle Abstürze statistisch zu erfassen. Die Detaillierung richtet sich dabei nach der Bedeutung des Schutzobjektes.

Als Ergänzung für spätere Vergleiche sind einfache Fotos abgestürzter Blöcke, der Ausbruchstelle, gefährlicher Hangzonen usw. sehr nützlich (vgl. Figur 3).

Für die Gewinnung weiterer Erkenntnisse auf dem Gebiet des Steinschlagschutzes generell, als auch für eine konkrete Schutzmassnahme, ist es von grossem Interesse, möglichst viele Angaben über Flugbahnen zu sammeln. Zu diesem Zweck sind die Steinschlagprotokolle durch Querprofile mit eingetragenen Flugbahnspuren zu ergänzen.

Im Anhang 2 zu diesem Bericht ist ein Beispiel einer Bestandesaufnahme dargestellt.



Figur 3 Beispiel einer gefährlichen Zone

3.2 Sicherheitskonzept, Verantwortung

Durch die Anordnung von Schutzmassnahmen soll der Gefährdung von Menschen, Tieren und Sachwerten infolge Steinschlag, begegnet werden. Ein absoluter Schutz gegen Steinschlag lässt sich - dies ist eine in der gesamten Technik anerkannte Tatsache - nicht erzielen. Die Aufgabe besteht darin, einen bestimmten Schutz auf möglichst wirtschaftliche Weise zu erreichen. Beurteilt man die Gefährdungen und Auswirkungen infolge Steinschlag zu pessimistisch, führt dies zu Schutzmassnahmen von volkswirtschaftlich untragbarem Ausmass. Die Beurteilung erfordert ein wesentliches Mass an Erfahrung und Kenntnissen.

Diese Aufgabe ist für den Projektverfasser nur lösbar, wenn er in Zusammenarbeit mit dem Bauherrn festlegt, welches Risiko, dh. welches Ausmass an Schäden infolge Steinschlag, noch in Kauf genommen werden darf. Dabei ist zu definieren,

- welches Gebiet (zB. welcher Verkehrsweg) durch die Steinschlagsicherung zu schützen ist
- für welche Zeitspanne ein Schutz vorzusehen ist,
- welche Unterhalts- und Ueberwachungsmassnahmen möglich sind.

Jedes dieser Planungselemente hat Einfluss auf die Lösung, welche je nach deren Wahl zwischen einem Umgehungstunnel, einer Galerie, der Anordnung eines leichten Steinschlagnetzes oder nur der Durchführung weniger gezielter Unterstützungen von Blöcken im Einzugsgebiet liegen kann. Sehr oft sind auch Kombinationen von Massnahmen optimal.

Der *Bauherr* entscheidet sich aufgrund der vom Projektverfasser ausgearbeiteten Lösungsvarianten, unter Berücksichtigung der vom Projektverfasser aufzuzeigenden Restrisiken, der Auswirkungen auf die Umwelt und der Kosten. Er legt die Kompetenzen aller mit der Planung, Projektierug, Ausführung, Ueberwachung und dem Unterhalt betrauten Stellen fest. Der *Projektverfasser* liefert rechtzeitig die Grundlagen für die vom Bauherrn zu treffenden Entscheidungen. Insbesondere hat er dem Bauherrn den Beizug weiterer Fachleute vorzuschlagen, sobald die Lösung der gestellten Aufgabe dies erfordert.

Die auszuführenden Schutzmassnahmen unterscheiden sich von andern üblichen Bauaufgaben (wie etwa aus dem Hoch- und Tiefbau). Es ist vielfach äusserst schwierig, die Schutzmassnahmen planlich genau festzulegen. Dies führt dazu, dass der Projektverfassser die Darstellung des Projektes mit Prinzipskizzen erläutern darf und muss, und dass durch die Bauleitung eine Reihe örtlicher Anpassungen vorzunehmen sind.

3.3 Risiko (vgl. Literatur [7])

Der Sprachgebrauch meint mit Risiko die mögliche, aber ungewisse Veränderung zum Schlechten. Risiko bezeichnet also die Möglichkeit des Eintritts eines unerwünschten Ereignisses. Im vorliegenden Bericht beschreibt der Begriff "Risiko" den möglichen, aber ungewissen Eintritt von Schäden infolge Steinschlag. Im weitesten Sinne sind unter Schäden nachteilige Auswirkungen auf Personen, Tiere und Güter zu verstehen. Die Grösse des Risikos hängt ab von der Wahrscheinlichkeit des Schadens und dessen Aussmass. Konkret versteht man unter nachteiliger Auswirkung bei

- Personen
  - Direktes Zusammentreffen mit irgend einem Stein (schon der kleinste Stein kann Verletzungen hervorrufen)

- Tieren · dito
- Gütern · Direktes Zusammentreffen mit einem Stein mit Schadenfolge (zB. Einschlagen von Ziegeln)
- Fahrzeugen · Zusammentreffen mit einem Stein innerhalb der Anhaltestrecke

Unter Gefahr versteht man einen Zustand, bei welchem Eintrittswahrscheinlichkeit und Ausmass der zu erwartenden Schäden ein zumutbares Risiko übersteigen.

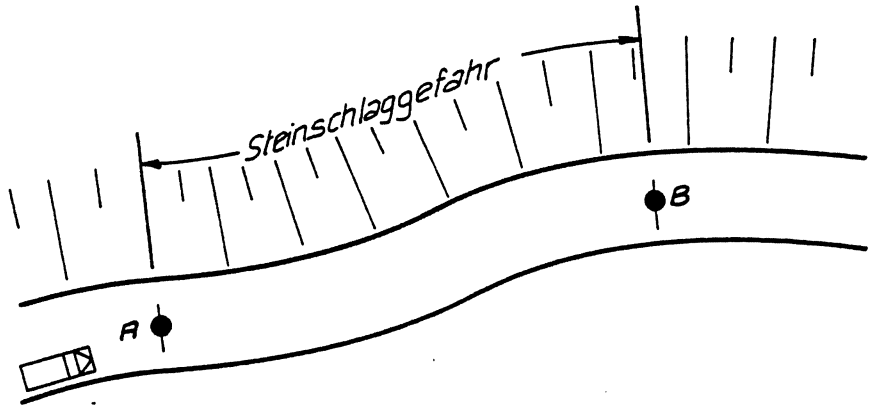
Die nachstehenden Ueberlegungen können nicht das im Einzelfall zumutbare Risiko festlegen. Es kann nicht Aufgabe dieser Forschungsarbeit sein, die Grösse der vertretbaren Schäden zu definieren; es soll jedoch die Problematik der Beurteilung des Steinschlagrisikos ausgeleuchtet werden.

Entscheidend für das Steinschlagrisiko ist die mittlere Zeitspanne zwischen zwei (gefährlichen) Abstürzen, die sogenannte Wiederkehrperiode; je kleiner die Wiederkehrperiode, desto grösser das Risiko. Bei den Wiederkehrperioden unterscheidet man zwischen

- intensiv · Wiederkehrperioden < 1 Monat
- regelmässig · Wiederkehrperioden 1 Monat - 1 Jahr
- periodisch · Wiederkehrperioden 1 - 20 Jahre
- selten · Wiederkehrperioden 20 - 100 Jahre
- äusserst selten · Wiederkehrperioden > 100 Jahre
- möglich · Steinschlag nach topografischen, geologischen und klimatischen Gegebenheiten nicht auszuschliessen.
- unmöglich · Steinschlag nach menschlichem Ermessen ausserordentlich unwahrscheinlich (aber nicht völlig unmöglich)

Bei der Beurteilung des Steinschlagrisikos unterscheidet man zwischen

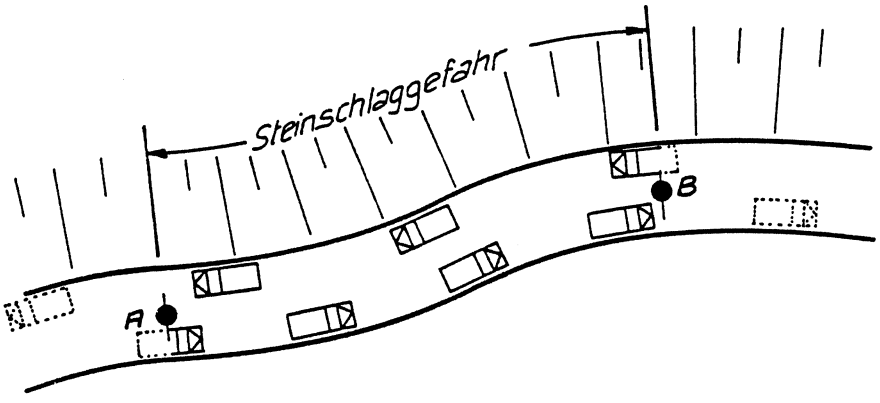
- objektbegzogenem Risiko (Risiko für ein Objekt, zB. für ein Auto beim Befahren einer Strecke)



Figur 4 Beispiel zu objektbezogenem Risiko

Der Fahrer muss von A nach B fahren. Längs der Strecke $\overline{AB}$ besteht gleichmässig verteilte Steinschlaggefahr. Wie gross ist für den Fahrer (das Objekt) das Risiko, dass er durch Steinschlag zu Schaden kommt?

- streckenbezogenem Risiko (Risiko für eine bestimmte Strecke beim Befahren durch Objekte)



Figur 5 Beispiel zu streckenbezogenem Risiko

Auf der Strecke $\overline{AB}$ besteht gleichmässig verteilte Steinschlaggefahr. Die Strecke wird in einer mittleren Verkehrsdichte befahren. Wie gross ist für diese Strecke das Risiko, dass durch Steinschlag jemand zu Schaden kommt?

Nachstehende Ueberlegungen basieren auf der Annahme, dass das Steinschlagrisiko als zusätzliches Risiko zu den ohnehin vorhandenen Risiken des Verkehrs verstanden wird. Der Umstand, dass auf Gebirgsstrassen, wo in der Regel ein Steinschlagrisiko vorhanden ist, ein grösseres Risiko zumutbar ist, als auf Talstrassen, rechtfertigt die Grundgedanken der folgenden zwei Abschnitte.

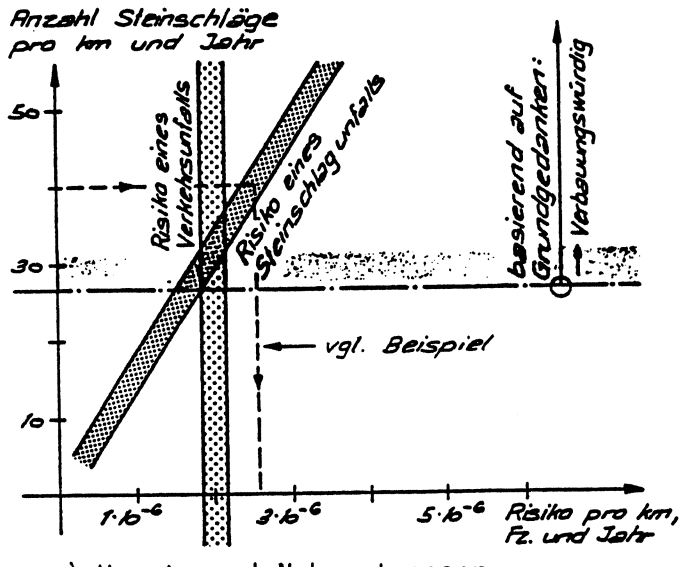
3.3.1 Objektbezogenes Risiko

Grundgedanke

Das Risiko durch Steinschlag zu Schaden zu kommen, soll nicht wesentlich grösser sein, als das Risiko in einen vom Steinschlag unabhängigen Verkehrsunfall verwickelt zu werden.

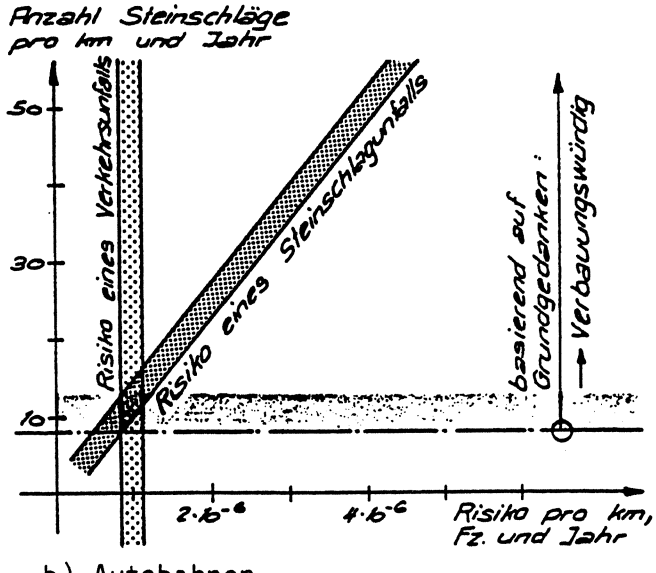
Dieser Grundgedanke basiert auf der Tatsache, dass heute der Grossteil der Bevölkerung das vorhandene Risiko eines Verkehrsunfalles, mit und ohne Verletzungen, bei der täglichen Benützung des Fahrzeuges ohne weiteres in Kauf nimmt.

In Abhängigkeit der Strassenkategorien ergeben sich dadurch die in Figur 6 dargestellten kritischen Anzahl Steinschläge pro km und Jahr.



a) Haupt- und Nebenstrassen

Pro Kilometer beträgt das Risiko eines Verkehrsunfalles ca. $2 \cdot 10^{-6}$. Ab ca. 25 Steinschlägen pro Kilometer und Jahr wird das Risiko eines Steinschlagunfalls ungefähr gleich gross.



b) Autobahnen

Pro Kilometer beträgt das Risiko eines Verkehrsunfalles ca. $1 \cdot 10^{-6}$ Ab ca. 10 Steinschlägen pro Kilometer und Jahr wird das Risiko eines Steinschlagunfalls ungefähr gleich gross.

Figur 6 Kritische Anzahl Steinschläge für die objektbezogene Risikobeurteilung von Haupt-, Nebenstrassen und Autobahnen unter Berücksichtigung des formulierten Grundgedankens.

Die Folgerungen aus Figur 6 sind, dass Schutzmassnahmen nur bei intensivem Steinschlag (Anzahl Steinschläge pro km und Jahr > 12) anzuordnen sind, dh. bei

- Autobahnen sind Steinschläge pro km und Jahr in der Grössenordnung von 12 Stk (Wiederkehrperiode 1 Monat)

- Haupt- und Nebenstrassen sind Steinschläge pro km und Jahr in der Grössenordnung von 24 Stk (Wiederkehrperiode 1/2 Monat)

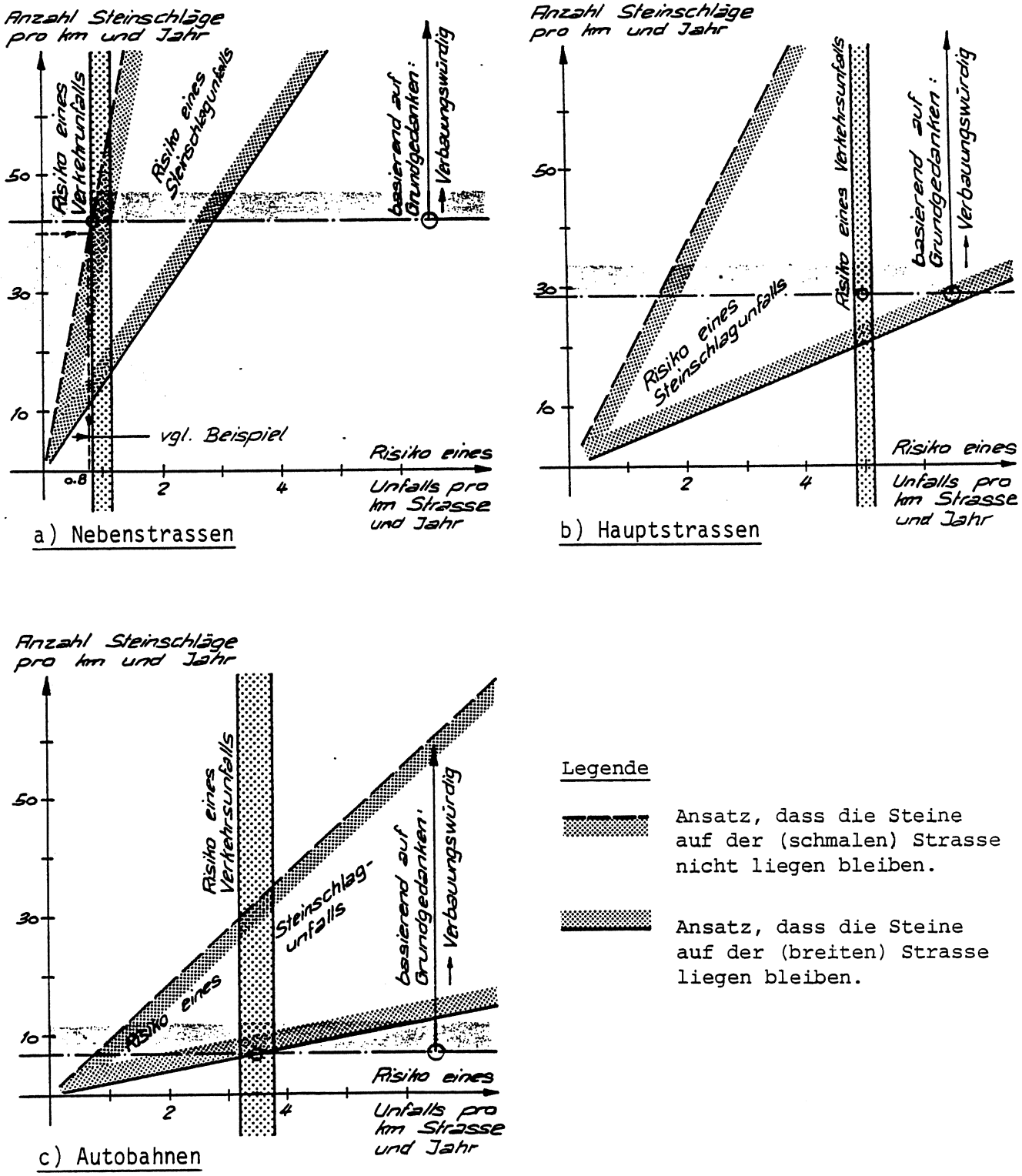
genauer zu untersuchen.

3.3.2 Streckenbezogenes Risiko

Grundgedanke

Das Risiko, dass sich auf einem Streckenabschnitt infolge Steinschlag ein Unfall ereignet, soll nicht wesentlich grösser sein, als das Risiko, dass sich ein vom Steinschlag unabhängiger Verkehrsunfall ereignet.

Bei der Beurteilung des Steinschlagrisikos ist es von Bedeutung, ob ein Block auf der Fahrbahn liegen bleibt oder nicht. Der Gefahrenbereich reduziert sich auf die Fahrzeuglänge, wenn ein Block die Fahrbahn nur überquert. In Abhängigkeit der Strassenkategorien ergibt sich dadurch die in Figur 7 dargestellten kritische Anzahl Steinschläge pro km und Jahr. Dabei wird berücksichtigt, dass auf einer breiten Autobahn die Blöcke eher liegen bleiben als auf einer schmalen Nebenstrasse.



Figur 7

Kritische Anzahl Steinschläge für die streckenbezogene Risikobeurteilung von Nebenstrassen, Hauptstrassen und Autobahnen unter Berücksichtigung des formulierten Grundgedankens.

Die theoretischen Folgerungen aus Figur 7 sind, dass Schutzmassnahmen nur gegen regelmässigen und intensiven Steinschlag (Anzahl Steinschläge pro km und Jahr ~ ≥12) anzuordnen sind, dh. bei

- Autobahnen sind Steinschläge pro km und Jahr in der Grössenordnung von 8 Stk
- Hauptstrassen sind Steinschläge pro km und Jahr in der Grössenordnung von 30 Stk
- Nebenstrassen sind Steinschläge pro km und Jahr in der Grössenordnung von 45 Stk

genauer zu untersuchen.

3.3.3 Beispiel für die Beurteilung des objektbezogenen und streckenbezogenen Risikos eines Strassenabschnittes

Ausgangslage

Zufahrt zu einem abgelegenen Dorfteil:
Streckenlänge 300 m

Anzahl beobachtete Steinschläge pro Jahr:
12 Stk

Anzahl Steinschläge pro km und Jahr

$$\frac{1000\ m}{300\ m} \times 12 \cong 40\ Stk$$

→ Wiederkehrperiode ~ 0.3 Monate $(\frac{12 Mt}{40 Stk})$

Streckenbezogenes Risiko

Bei der Zufahrt handelt es sich um eine schmale Nebenstrasse, bei welcher die Steine eher nicht liegen bleiben.
Aus Figur 7a) folgt:

- Das Risiko eines Verkehrsunfalles pro km Streckenlänge beträgt etwa 1.0
- Das Risiko eines Unfalles infolge Steinschlag beträgt etwa 0.8

Schutzmassnahmen gegen Steinschlag sind somit bei dieser Betrachtungsweise nicht zwingend.

Objektbezogenes Risiko

Aus Figur 6a) folgt:

- Das Risiko auf einer Nebenstrasse in einen Verkehrsunfall verwickelt zu werden, beträgt etwa $2 \cdot 10^{-6}$
- Das Risiko eines Unfalles infolge Steinschlag beträgt etwa $2.6 \cdot 10^{-6}$

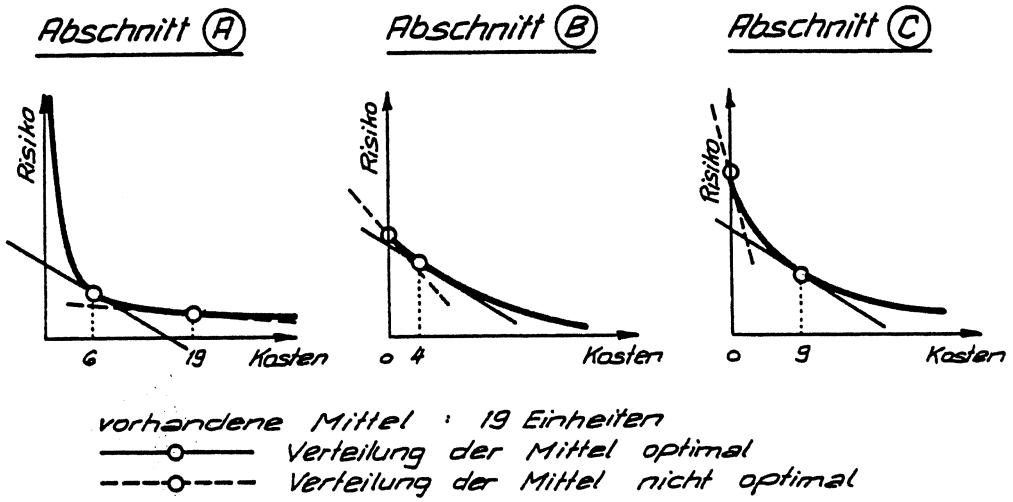
Schutzmassnahmen sind somit bei dieser Betrachtungsweise notwendig.

Die Gegenüberstellung der beiden Risikobetrachtungen zeigt die Problematik, die bei der Beurteilung des Steinschlagrisikos einer bestimmten Strecke entstehen kann. Falls in dem abgelegenen Dorfteil "nur" 1 Einwohner wohnt, welcher die Strecke befährt, ist dies auf die vorgängigen Resultate ohne Einfluss. Es ist aber verständlich, dass trotz des ausgewiesenen objektbezogenen Verbauungsbedürfnisses in den seltensten Fällen für diesen einen Einwohner die untersuchte Strecke verbaut werden wird. Der Entscheid, ob eine Schutzmassnahme erstellt wird, wird (oft) zu einem politischen Entscheid

3.3.4 Risikoverminderung

Die nachstehenden Ueberlegungen haben äusserst theoretischen Charakter und sind bei konkreten Schutzmassnahmen in den seltensten Fällen von Bedeutung. Sofern die Beurteilung des Risikos dazu führt, dass das Ereignis "Steinschlag" ein zu grosses Risiko darstellt, bedeutet dies noch nicht, dass längs der gesamten betrachteten Strecke Schutzmassnahmen angeordnet werden müssen. Es ist theoretisch genau zu bestimmen, wo die vorhandenen Mittel optimal für die Risikoreduktion eingesetzt werden sollen. Dazu ist die zu untersuchende Strecke in charakteristische Streckenabschnitte zu unterteilen. Für jeden Abschnitt sind die Kosten verschiedener Schutzmassnahmen sowie deren Risikoreduktion zu bestimmen. Der Vergleich der Risikoreduktionen der verschiedenen Streckenabschnitte in Funktion ihrer dazu erforderlichen Kosten führt dazu, dass uneinheitlich und nur örtlich (auf einzelnen Streckenabschnitten) Schutzmassnahmen angeordnet werden sollen.

Nachstehend sind die wichtigsten Eigenschaften solcher Kosten-Risiko-Kurven aufgeführt. Dabei geht man davon aus, dass das vorhandene Risiko nicht restlos eliminiert, sondern optimal reduziert werden soll.



Figur 8 Kosten-Risiko-Kurven verschiedener Streckenabschnitte Ⓐ, Ⓑ, Ⓒ
(Optimale Verteilung der Mittel: 6 + 4 + 9 = 19 Einheiten)

Die für die Sanierung der ganzen Strecke vorhandenen Mittel sind dann optimal verteilt, wenn die Tangenten an die Kosten-Risiko-Kurven der verschiedenen Streckenabschnitte parallel sind, dh. alle die gleiche Steigung aufweisen. Es ist somit falsch (nicht optimal), die ganzen zur Verfügung stehenden Mittel (19 Einheiten) in den Abschnitt Ⓐ (Abschnitt mit dem grössten Risiko)zu investieren.

Durch den Einsatz grösserer finanzieller Mittel, kann das Risiko weiter reduziert werden (die Tangenten werden flacher). Ein absoluter Schutz ist jedoch, wie bereits erwähnt, nicht zu erreichen.

3.4 Bemessungswerte

3.4.1 Belastungsannahmen

Bei der Belastung von Schutzbauwerken durch Steinschlag unterscheidet man die Gebrauchsbelastung und die Grenzbelastung. Mit der *Gebrauchsbelastung* wird die erwartete und wahrscheinliche Belastung bezeichnet. Die erforderliche Sicherheit gegen Bruch ist entsprechend den SIA-Normen einzuhalten. Die *Grenzbelastung* berücksichtigt extreme, aber noch mögliche Belastungen. Hiefür ist grundsätzlich die Sicherheit 1.0 gegen Versagen einzusetzen. Noch grössere bzw. schnellere Steine oder Blöcke werden nicht mehr aufgehalten. Beide Belastungen sind im Rahmen des Sicherheitskonzeptes (vgl. Abschnitt 3.2) zu definieren.

Bei den aktiven Schutzmassnahmen (zB. Eingrabung von Blöcken, Abstützung gefährlicher Partien) wird die Belastung durch die Blockgrösse und die Art der Schutzmassnahmen bestimmt (Gleichgewichtsproblem).

Bei den passiven Schutzmassnahmen ist die Belastung neben der Blockgrösse von der Flugbahn und damit von der Geschwindigkeit abhängig. Die Bestimmung der Belastung wird zu einem dynamischen Problem.

3.4.1.1 Bestimmung der Blockgrösse

Angaben über die Grösse der Blöcke erhält man durch

- die Bestandesaufnahmen
- eine Begehung des Einzugs- und Schutzgebietes
- eine geologische Beurteilung
- Aussprachen mit ortskundigen Personen

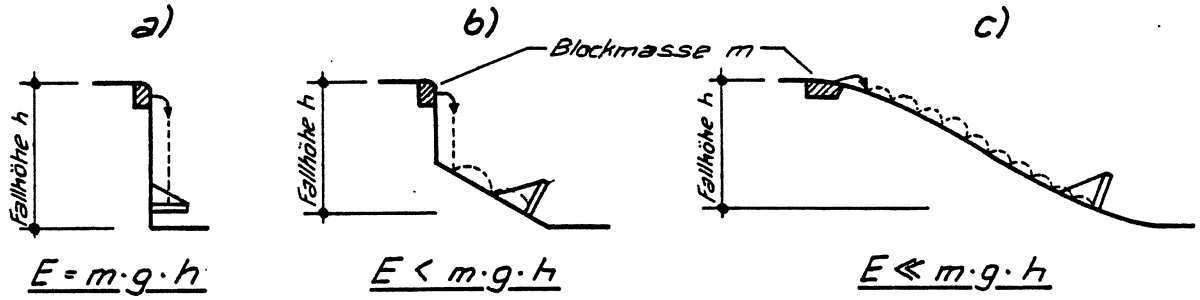
Die Blockgrössen sind für Gebrauchs- und Grenzbelastung zu bestimmen.

3.4.1.2 Aufprallenergie

Die Aufprallenergie bestimmt sich aus der Masse m und der Geschwindigkeit v des Blockes zum Zeitpunkt des Auftreffens auf das Schutzbauwerk.

$$E = 1/2\ m \cdot v^2 \leqq m \cdot g \cdot h$$

h bedeutet die gesamte Fallhöhe des Blockes (vgl. Figur 9):



Figur 9

Vergleich der Aufprallenergien
a) freier Fall
b) Fall auf Böschung
c) Rollen auf Böschung

Beim Fall aus senkrechten Felswänden wird die Energie entsprechend dem freien Fall erreicht. Bei anderen Böschungsformen wird bei jedem Bodenkontakt ein Teil der Energie umgewandelt (vernichtet). Die Energieumwandlung ist dabei stark von der jeweiligen Untergrundbeschaffenheit abhängig.

Für die Dimensionierung von Schutzbauwerken (Schutzwänden, Galerien) ist somit neben der Bestimmung der Blockgrösse und der maximalen Fallhöhe auch die richtige Erfassung des Untergrundes und dadurch der Flugbahn von Bedeutung.

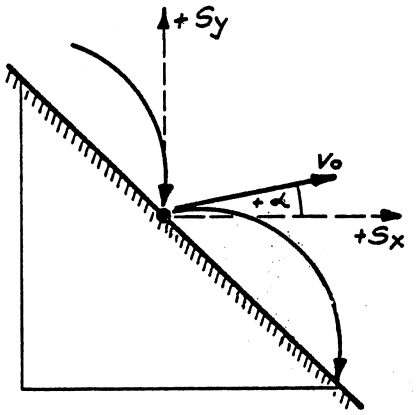
Schutzbauwerke müssen in vielen Fällen in der Lage sein, nebst den dynamischen Belastungen aus Steinschlag auch statische Belastungen aufnehmen zu können. Je nach System und Standort sind diese Belastungen sehr verschieden. Schutzwände können zB. durch Schnee (Lawinen), Murgang, Bachgeschiebe, Erdrutsche usw. belastet werden. Bei der Festlegung solcher Belastungen hält man sich mit Vorteil an die Beobachtungen ortskundiger Personen (Förster, Jäger, Landwirte, Strassenmeister usw.). Angaben über Schneelasten sind ebenfalls vom Eidgenössischen Institut für Schnee- und Lawinenforschung Weissfluhjoch-Davos erhältlich.

Murgang und Bachgeschiebe übersteigen in der Regel die Widerstandsfähigkeit von Schutzbauwerken. Dies bedeutet, dass Schutzbauwerke so anzuordnen sind, dass diese Belastungen gar nicht erst auftreten können. Kann dieser Forderung nicht entsprochen werden, so sind die Schutzbauwerke in einzelne Abschnitte zu unterteilen. Bei örtlicher Ueberbelastung wird dann nur ein voraussehbarer, kleiner Abschnitt zerstört.

3.4.2 Flugbahnen

Die zu erwartenden Flugbahnen sind sehr von den örtlichen Verhältnissen abhängig. Die Flugbahnen (Richtung und Geschwindigkeit) bestimmen die Verbauungshöhe sowie, mit der Blockgrösse, die Gebrauchs- und Grenzbelastungen.

Die kinematischen Grundgleichungen für Flugbahnen lauten (ohne Berücksichtigung des Luftwiderstandes):



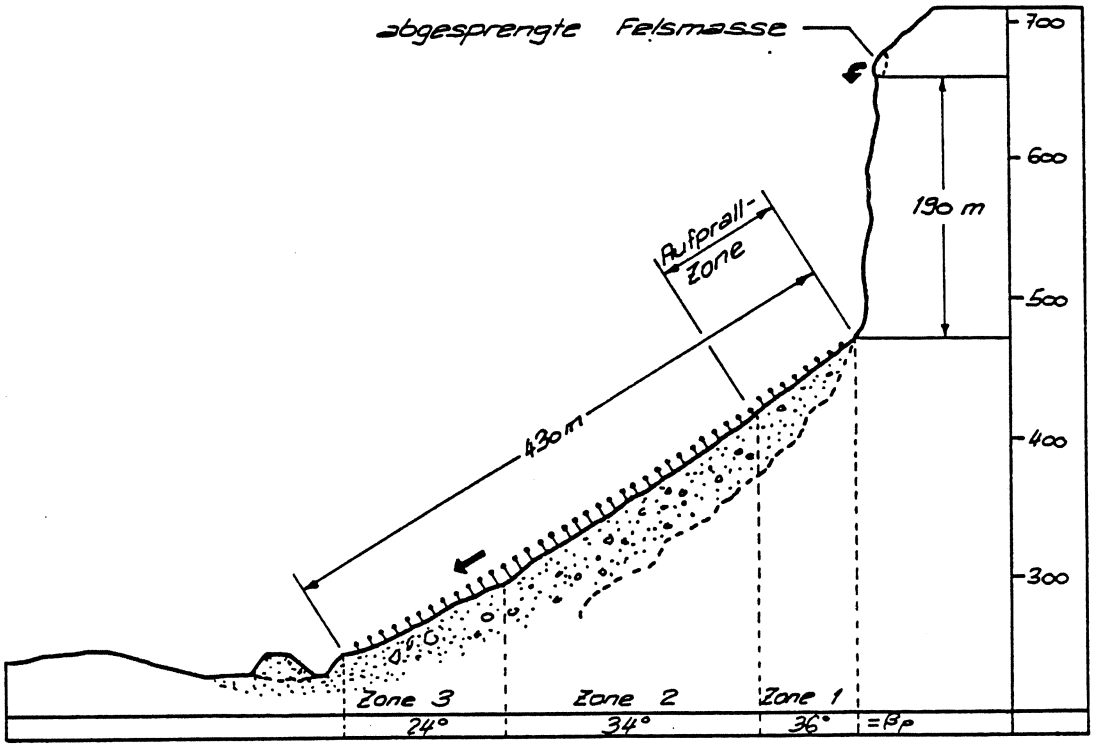
$$Sx = Vo \cdot t \cdot \cos\alpha$$

$$Sy = Vo \cdot t \cdot \sin\alpha - \frac{g \cdot t^2}{2}$$

$$Vr = \sqrt{Vo^2 - 2 \cdot g \cdot Sy}$$

Figur 10 Flugparabelgleichungen

Mittels dieser Grundgleichungen allein, lassen sich aber die effektiven Flugbahnen bei Steinschlägen nicht berechnen. Vernachlässigte Parameter wie Blockform, Blockrotation, Aufprallverhalten usw. führen zu Abweichungen. Experimentelle Untersuchungen über die Kinematik von Steinschlägen sind nur wenige vorhanden. In [12] wird einer der eindrücklichsten Grossversuche beschrieben (Lecco).



Figur 11 Grossversuch von Lecco

Aus einer vertikalen Felswand wurde durch Sprengung ein künstlicher Felssturz von 300 bis 500 m3 ausgelöst. Nach freiem Fall von über 190 m schlugen die Blöcke auf eine ca. 34° bis 36° geneigte Hangschuttdecke (Zone 1) auf. Es ergab sich ein ca. 80 m breiter Aufschlagsbereich. Zahlreiche grössere Blöcke zerfielen beim Aufprall. Die Energievernichtung betrug durch den Aufprall ca. 75 bis 85%. An die Aufprallzone schloss sich eine ca. 34° geneigte und ca. 120 m lange Zone 2 an. Die Blöcke bewegten sich dort vorwiegend springend. Die Flugbahnen entsprachen gestreckten Parabeln mit mittleren Sprunghöhen von 12 bis 15 m (maximal bis 30 m). Generell nahm die Sprungweite und -höhe mit zunehmender Blockgrösse ab.

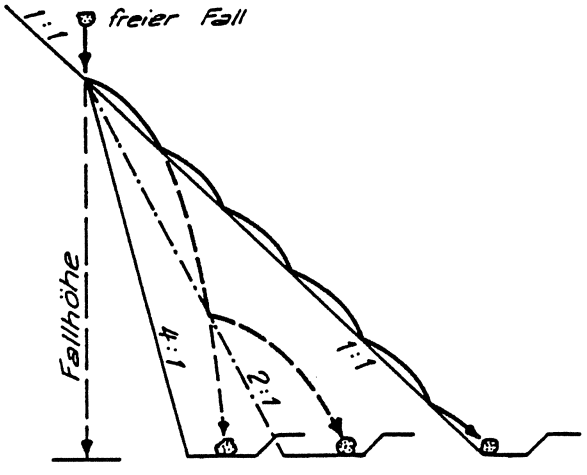
In der abschliessenden Zone 3, mit einer Hangneigung um 24°, bewegten sich die Blöcke vorwiegend rollend. Die Bewegung verzögerte sich zunehmend.

Als praktische Folgerungen aus diesem Grossversuch ergibt sich:

- Die nach dem 1. Aufprall vorhandenen Blockgrössen sind massgebend für das weitere Verhalten

- Schutzbauwerke werden ab dem Uebergang von der Zone 2 zur Zone 3 sinnvoll. (Die Flugbahnhöhen reduzieren sich; die Bewegungen verzögern sich)

Andere Erfahrungen [3] zeigen, dass die vorhandene Böschungsneigung für die Kinematik der Blöcke wesentlich ist. Sie ist entscheidend dafür, ob ein Block weiter beschleunigt oder verzögert wird. Beim Aufprall eines Blockes auf eine Böschung wird daher, je nach Hangneigung, zwischen den Bewegungstypen gemäss Figur 12 unterschieden:



Figur 12 Bewegungstypen

Böschungsneigung	Bewegungstyp
≦ 1:1 (45°)	Rollen
≦ 2:1 (63°)	Springen
> 2:1 (63°)	Fallen

Bei Böschungsneigungen flacher als 1:2 ist aus dem Hang kein Steinschlag zu erwarten. Künstlich losgelöste Blöcke erfahren beim Rollen keine wesentliche Beschleunigung. Auf die Böschung abgestürzte Blöcke werden sich rollend nach unten bewegen. Kleinere, durch örtliche Geländeabsätze bedingte Sprünge, sind möglich und bei der Festlegung der Verbauungshöhen zu berücksichtigen. Bei Böschungsneigungen steiler als 1:1 bewegen sich die Steine springend oder fallend.

Wie im Abschnitt 3.4.1.2 erwähnt, wird beim Aufprall eines Blockes ein Teil der Energie im Untergrund vernichtet (umgewandelt). Die Flugbahnen erfahren dadurch eine flachere, gedämpfte Form.

Ritchie [3] stellte in Versuchen fest, dass die Energieverluste um so grösser sind, je rauher die Böschungsoberfläche im Verhältnis zur Grösse der Sturzmasse ist. Die Energieverluste steigen auch mit zunehmend plastischem Verhalten der Böschungsoberfläche (in extremer Form bei vorhandener Lockergesteinsüberdeckung) sowie mit steiler werdendem Aufschlagwinkel.

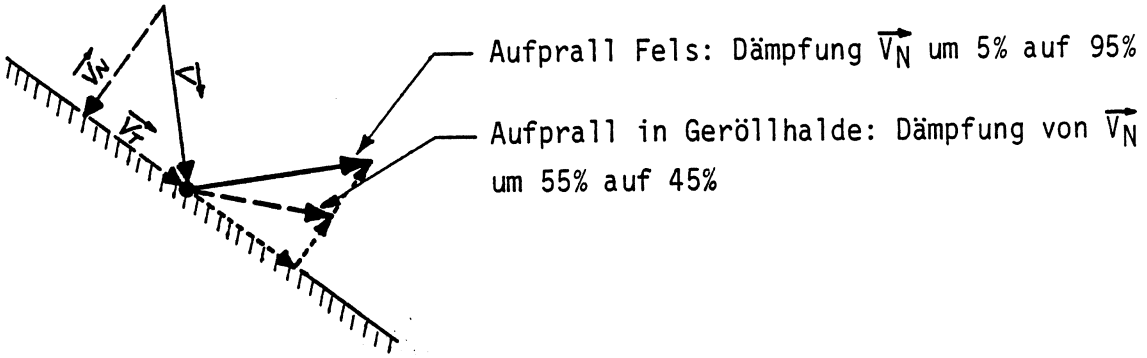
Zur Zeit sind noch wenige, experimentell gesicherte Zahlenwerte über das Dämpfungsverhalten verschiedener Untergrundarten vorhanden. Mögliche Werte gewinnt man durch Rückrechnung der Angaben aus vorhandenen Bestandesaufnahmen. Sofern keine solchen Unterlagen vorliegen, dürfen den Flugbahnberechnungen die Werte der Tabelle 1 zugrundegelegt werden (siehe Anhänge 3 und 8).

Der angegebene Geschwindigkeitsverlust beim Aufprall bezieht sich auf den senkrecht zur Böschung gerichteten Anteil (vgl. Figur 13). Bei Flugbahnberechnungen mit diesen Werten sind Sensitivitätsbetrachtungen durchzuführen.

Bodenart	Energieverlust bei senkrechtem Aufprall	Geschwindigkeitsverlust von $\lvert\vec{V}N\rvert$
auf Fels	~ 10%	~ 5%
auf 35 cm Kies	~ 70%	~ 45%
auf 70 cm Kies	~ 80%	~ 55%
in Geröllhalde	~ 80%	~ 55%

Tabelle 1 Verluste bei senkrechtem Aufprall
(Grundlage: Fallversuche für die Bemessung von Elementen für Steinschlaggalerien, vgl. [9])

Beispiel zu Tabelle 1

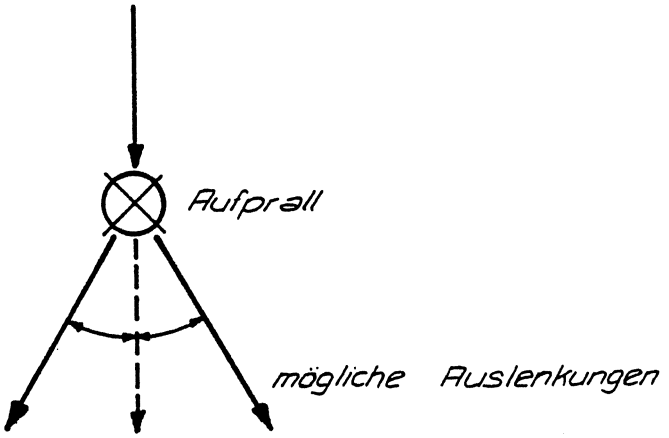


Figur 13 Geschwindigkeitskomponenten beim Aufprall auf Böschungen

Die Geschwindigkeitskomponente $\vec{V_T}$ wird nur wenig verringert. Sie versetzt den Körper in Rotation. Die Rotation bewirkt, dass

- die Flugbahnen weiter abgeflacht werden
- die Schutzwände durch die rotierenden Blöcke überrollt werden können.

Die Blöcke erfahren beim Bodenkontakt nicht nur eine Verzögerung, sondern, je nach Blockform, auch eine Auslenkung. Die Flugbahnen können dadurch im Grundriss abgelenkt werden (vgl. Figur 14).



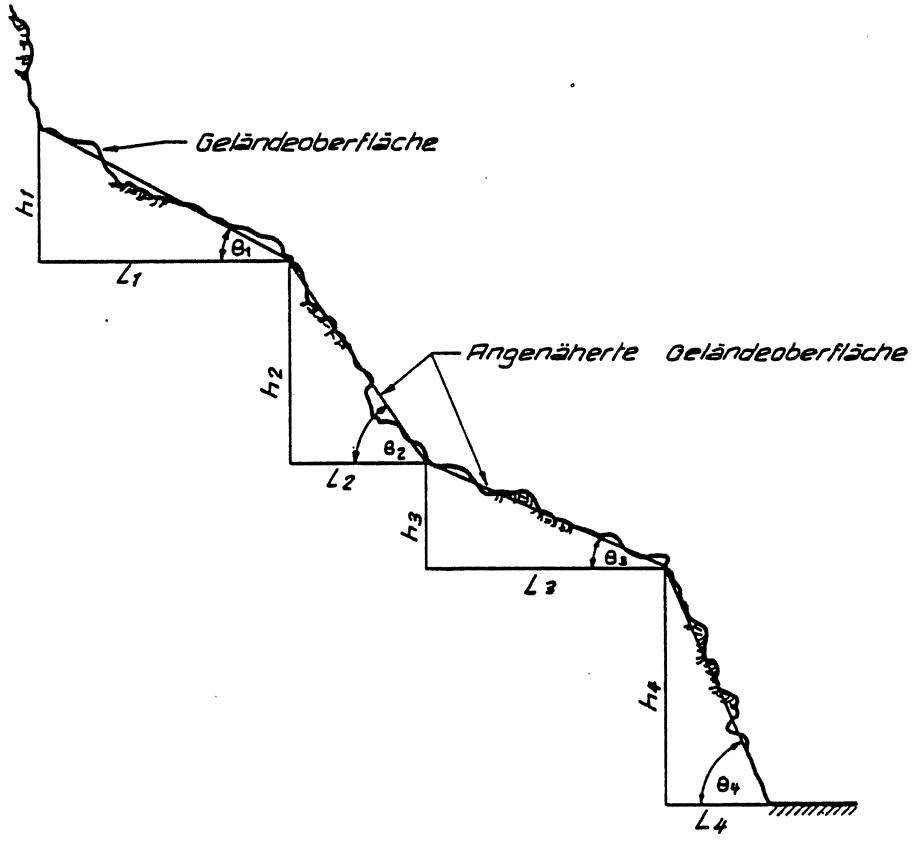
Figur 14 Auslenkung im Grundriss

In gewissen Fällen (lange Hänge, gleichmässiges Einzugsgebiet usw.) lohnt es sich eine Abschätzung der möglichen Flugbahnen mit Hilfe von Computersimulationen durchzuführen (vgl. Anhang 3).

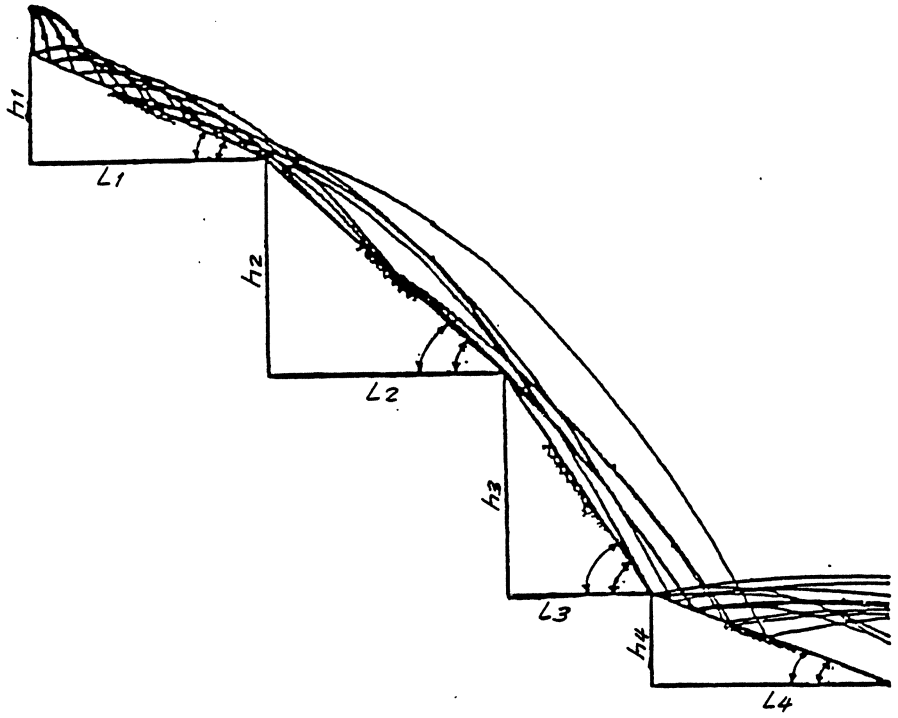
Da die Profile der Hänge i.a. nur grob bekannt sind, werden sie dabei durch Segmente angenähert (vgl. Figur 15). Die örtlichen Geländeunebenheiten, so wie die Stossdämpfung, können durch die Wahl geeigneter Parameter statistisch erfasst werden. Die seitliche Ablenkung der Blöcke kann dabei auf einem zweidimensionalen mathematischen Modell nicht erfasst werden.

Aus den Berechnungen lassen sich zB. die Reichweiten von fallenden Steinen und/oder ihre Flughöhe-, Geschwindigkeits- und Rotationsfrequenz-Verteilung an beliebigen Stellen eines Hanges ermitteln (abschätzen).

In der Figur 16 sind Flugbahnberechnungen dargestellt. Für die Bestimmung von Höhe und Lage der Schutzbauwerke ist die Gesamtheit der Flugbahnen zu betrachten.



Figur 15 Annäherung der vorhandenen Geländeoberfläche mittels Segmenten bei Flugbahnberechnungen mit Computerprogrammen



Figur 16 Ueberlagerung von Flugbahnen mit unterschiedlichen Dämpfungswerten

Bei noch so detaillierter theoretischer Bestimmung von Flugbahnen ist zu bedenken, dass dabei nicht jede Geländeunebenheit erfasst und berücksichtigt werden kann. Zudem muss man sich auf einzelne, ausgewählte Profile beschränken. Wie bereits erwähnt,können die räumlichen Unregelmässigkeiten nicht oder kaum miteinbezogen werden (Auslenkungen).

4. SCHUTZMASSNAHMEN

4.1 Prinzipielle Möglichkeiten

Man unterscheidet zwischen:

Aktiven Schutzmassnahmen und **Passiven Schutzmassnahmen**

Diese Schutzmassnahmen erfolgen im Einzugsgebiet durch Verhindern des Loslösens gefährdeter Blöcke (am Ort der Blöcke).

Diese Schutzmassnahmen erfolgen oberhalb des Schutzgebietes durch Umleiten oder Auffangen von abgestürzten Blöcken (auf der Flugbahn der Blöcke).

Die wichtigsten Schutzmassnahmen sind:
(Kombinationen sind möglich)

Abräumen
Abstützung von Steinen/Blöcken
Eingrabung von Steinen/Blöcken
Felsanker
Begrünen
Flachböschungen
Scherbolzen
Verhängungen
Stützmauern
Futtermauern
Plombierungen, Versiegelungen
Drainagen

Steinschlaggeflechte
Schutzwände
Schutzgräben
Bermen
Schutzwälle
Galerien
Ueberwachungsgeräte

Die Anwendung der einzelnen Schutzmassnahmen ist sehr von den örtlichen Verhältnissen abhängig. Die Zugangsmöglichkeit für Geräte und Personal ist mitentscheidend bei der Auswahl einer Massnahme.

Die Schutzmassnahmen stellen sichtbare Eingriffe in die Landschaft dar. Die Forderungen des Landschaftsschutzes sind in die Entscheidung miteinzubeziehen.

4.2 Die Schutzmassnahmen im einzelnen

In den nachstehenden Abschnitten werden jeweils das Prinzip, die Wirkung und die Anwendungsbereiche der einzelnen Schutzmassnahmen dargestellt. Die statischen bzw. dynamischen Nachweise bestimmter Schutzmassnahmen werden in Kapitel 5 behandelt.

4.2.1 Abräumen

Unter Abräumen versteht man das Entfernen von absturzgefährdeten Steinen und Blöcken im Einzugsgebiet.

Die Wirkungsdauer dieser Massnahme ist in der Regel beschränkt, da die Verwitterung weiter einwirkt. Je nach Gesteinsbeschaffenheit und Abtragart wird der alte Zustand früher oder später wieder erreicht. Das Entfernen bzw. der Abtrag gefährlicher Stellen verlangt ein gebirgsschonendes Vorgehen. Dieser Forderung wird oft nur der Handabtrag gerecht. Es muss darauf geachtet werden, dass beim Abräumen das darunterliegende Gestein nicht einer rascheren Verwitterung ausgesetzt wird. Sofern es sich nicht um einen temporären Schutz handelt (zB.von Bauarbeiten), ist die abgeräumte Oberfläche nach Möglichkeit gegen die Verwitterungseinflüsse zu schützen (Plombierung, Begrünung, Drainage) und periodisch zu kontrollieren.

Während der Durchführung der periodischen Abräumarbeiten sind zusätzliche organisatorische Massnahmen anzuordnen. Tieferliegende Verkehrsträger sind für die Dauer der Arbeiten zu sperren oder zusätzlich zu schützen.

4.2.2 Bepflanzung, Berasung

Durch die Bepflanzung und/oder Berasung soll die Oberfläche vor Witterungseinflüssen geschützt werden. Bei Bepflanzung mit Buschwerk wird zudem ein teilweises Abbremsen oder Aufhalten von rollenden und springenden Steinen erreicht. Es ist selbstverständlich, dass vorhandener Bewuchs erhalten bleiben soll, damit eine verstärkte Erosion gar nicht erst einsetzen kann.

Zur Erhaltung und Verstärkung der Schutzwirkung sind folgende waldbauliche Grundsätze zu befolgen:

- Verbot von Kahlschlägen und kahlschlagähnlicher Nutzung
- Standortgemässe Baumartenmischung (auch Buschwerk)
- Ungleichaltrige Bestandesstruktur
- Wo immer möglich, natürliche Verjüngung
- Aufforstung (Weisstannen sind widerstandsfähiger gegen Steinschlag als Rottannen)
- Unverzügliche Pflanzung in verlichteten Wäldern
- Verbieten von jeglichem Weidgang
- Lenkung und Begrenzung des Wildbestandes

Nach Möglichkeit sind auch Felsböschungen zu bepflanzen. Dabei dürfen nur Sträucher und Bäume geduldet werden, die keine mächtigen Wurzeln bilden. Diese würden durch Ausdehnen den Fels aufsprengen, indem sie in Klüften grosse Keilkräfte bewirken. Die Bepflanzungsmassnahmen sind in Absprache mit dem zuständigen Forstdienst anzuordnen. Sie sind den örtlichen Gegebenheiten anzupassen. Es ist wichtig, dass diese Schutzmassnahmen planlich festgehalten werden. Die zugeordnete Schutzfunktion bleibt dadurch auch zukünftig erkennbar. Bei eintretenden Veränderungen (durch Nutzungs- oder Umwelteinfluss) sind Gegenmassnahmen anzuordnen. In die Projektierung ist ebenfalls die Art der Bewirtschaftung und des Unterhaltes (Zugänglichkeit, Zufahrt) miteinzubeziehen. Unter Berücksichtigung, dass solche Wälder nur etwa alle 20 Jahre durchforstet werden, ist es zulässig, als Schutz vor diesen Arbeiten jeweils temporäre Schutzmassnahmen anzuordnen.

4.2.3 Flachböschungen

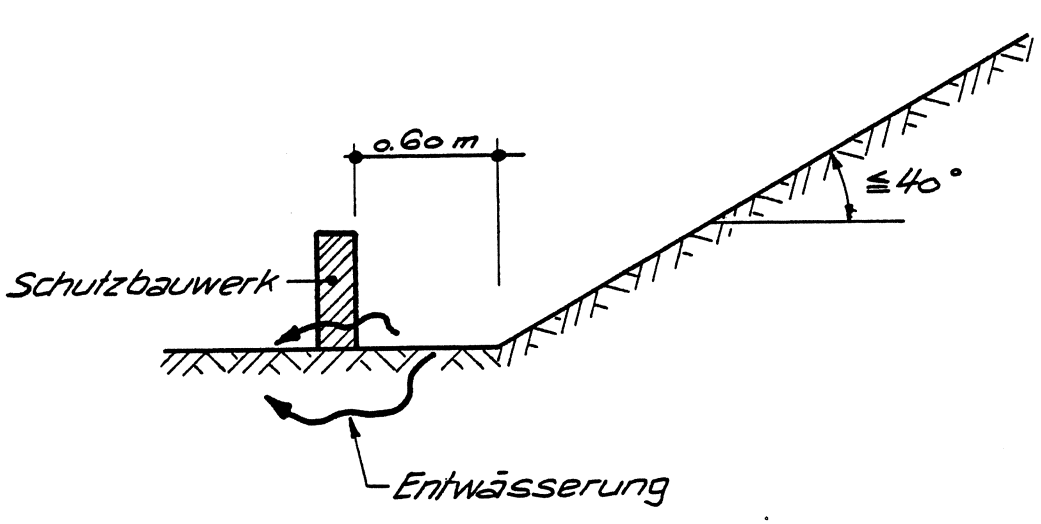
Das Abräumen kleiner Felsböschungen kann soweit gehen, dass Flachböschungen entstehen (Böschungswinkel < 40°). Bei der Wahl der Abtragungsart ist zu bedenken, dass herausgesprengte Böschungen wegen der Zer-

störung ihres Oberflächengefüges stärker verwittern. Durch entsprechend flachere Böschungsneigung kann diesem Umstand begegnet werden.

Im Fels finden die Böschungsbrüche, im Unterschied zu Böschungen im Lockergestein, nicht längs stetig gekrümmter Flächen, sondern längs Bruchnischen statt.

Durchhängende Böschungen, denen im Lockermaterial eine besonders hohe Stabilität eigen ist, weisen diesen Vorteil im Fels im allgemein nicht auf. Aus dem gleichen Grund müssen bauchige Felsböschungen nicht grundsätzlich von geringerer Standsicherheit als ebene sein [1].

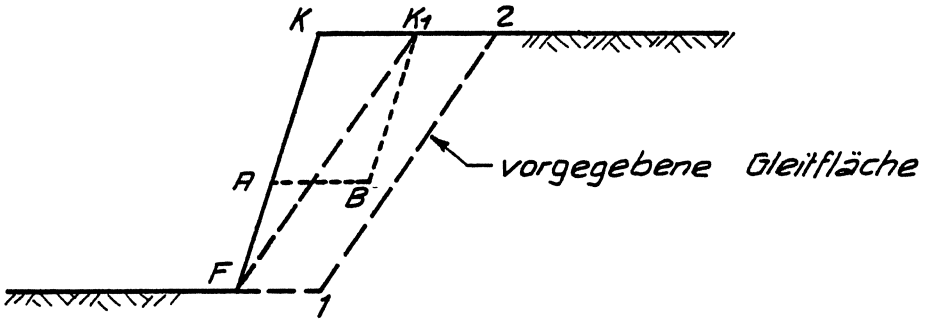
Am Böschungsfuss ist konstruktiv gegen herunterrollende Steine eine kleine Mauer bzw. ein Zaun zu erstellen. Dabei muss der Abfluss des Oberflächenwassers der Böschung gewährleistet bleiben (vgl. Figur 17). Der Raum zwischen Böschungsfuss und Schutzbauwerk muss periodisch geräumt werden.Die Breite des Zwischenraumes hat auf die Zugangsmöglichkeit Rücksicht zu nehmen. Im Minimum - sofern Zufahrt talseitig der Schutzkonstruktion möglich ist - soll der Zwischenraum etwa 0.60 m betragen. Bei fehlender talseitiger Zufahrt ist der Zwischenraum auf Fahrzeugbreite zu vergrössern.



Figur 17 Böschungsfuss, Ausbildung einer Flachböschung bei talseitiger Zufahrtsmöglichkeit

4.2.4 Bermen

Durch die Anordnung von Bermen soll die freie Böschungshöhe reduziert (unterteilt) werden. Die Standsicherheit einer Felsböschung erhöht sich dabei nicht grundsätzlich.



Figur 18 Mögliche Böschungsformen, Anordnung von Bermen

Eine Berme AB, welche den Böschungskopf von K auf K_1 zurückverlegt, kann gegenüber einer geradlinig zurückgelegten Böschung F - K_1 eine Einbusse an Standsicherheit bringen.

Die Anordnung von Bermen erlaubt

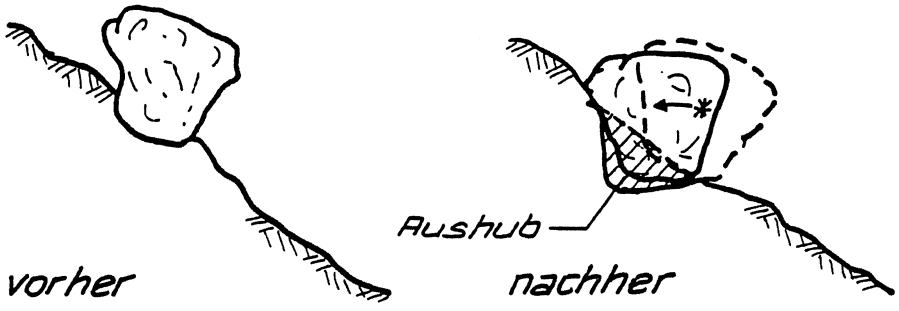
- die Befahrbarkeit der Böschungen zu Kontroll- und Unterhaltszwecken
- die Reduktion der Fallhöhen bei Steinschlag (Fallboden)
- das Aufhalten von Blöcken
- die Anordnung von Schutzbauwerken (Schutzwände)
- die Anordnung von Drainagen

Bermen sollen eine minimale Breite von ca. 3.00 m aufweisen; werden sie schmaler ausgeführt, so sind sie eher nachteilig.

4.2.5 Eingraben, Unterbetonieren

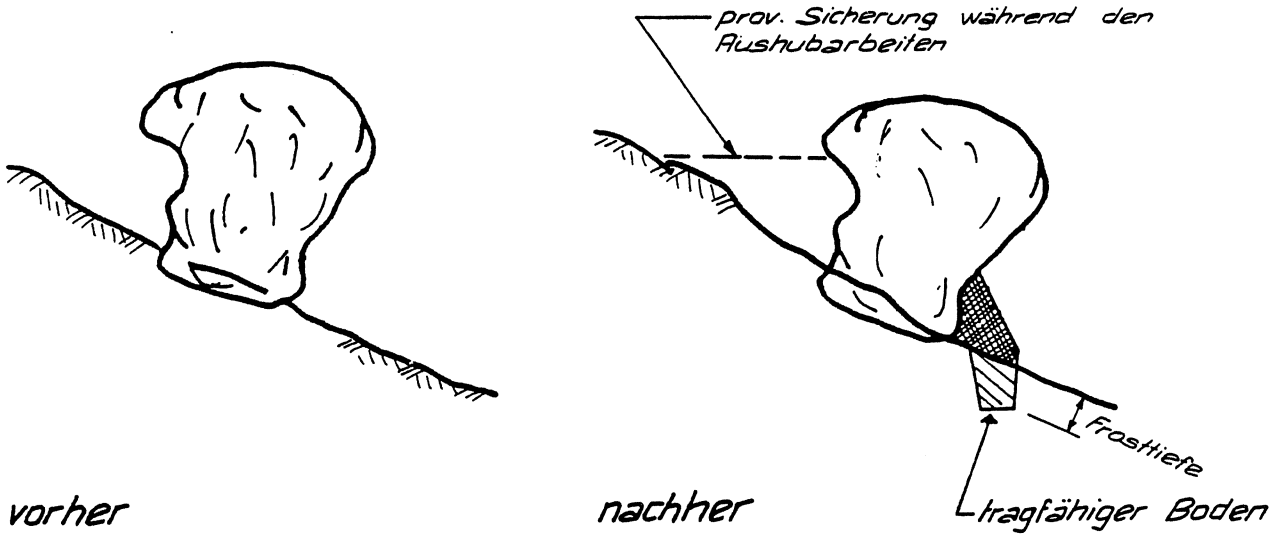
Sofern sich einzelne gefährliche Blöcke im Einzugsgebiet befinden, ist es sinnvoll, diese labilen Massen dort zu belassen und lediglich ihre Standsicherheit zu erhöhen.

Bei kleineren Blöcken besteht die Möglichkeit, diese einzugraben (vgl. Figur 19) und/oder gegen den Hang zu kippen.



Figur 19 Eingraben einzelner Blöcke

Bei grösseren Blöcken ist es wirtschaftlicher, diese zur Erhöhung ihrer Kippsicherheit zu unterbetonieren (vgl. auch Abschnitt 4.2.6). Fallweise sind überschlägige statische Abschätzungen der aufzunehmenden Kräfte angezeigt.



Figur 20 Unterstützen einzelner Blöcke

Die Schwierigkeit bei dieser Massnahme liegt in der Beurteilung der Standsicherheit eines Blockes. Die Abmessungen unterhalb des Terrains sind nicht ersichtlich. Bergseitige Spalten zwischen Block und Terrain lassen auf Verschiebungen schliessen.

Auch jahrelang ruhende Blöcke können durch äussere Einwirkungen, wie Erdbeben, Bauarbeiten, Ausspülungen, Wurzeldruck, Grabtätigkeit von Tieren usw. gefährdet werden.

4.2.6 Abstützungen

Zur Erhöhung der Standsicherheit können überhängende oder unterschnittene Felsmassen durch Beton- oder Stahlpfeiler zusätzlich abgestützt werden. Bei der Anordnung mehrerer Pfeiler empfiehlt es sich, einen horizontalen Betonriegel als kopfseitiges Widerlager auszubilden. Zur Verhinderung des Ausknickens einzelner Stützen kann eine zusätzliche Verankerung senkrecht zur Stützenachse erforderlich sein. Diese konstruktive Verankerung soll mindestens 2% der zugehörigen Stützenlast übernehmen können und dadurch das Ausknicken verhindern.

Zur Bestimmung der erforderlichen Stützenkraft ist das Felsvolumen aufgrund geschätzter möglicher Bruchflächen zu bestimmen.

Die Felsoberfläche ist vor dem Betonieren von Betonpfeilern sorgfältig zu reinigen (Einleitung der Normal- und Querkräfte oben und unten am Pfeiler).

4.2.7 Felsanker

Die Standsicherheit einzelner Blöcke oder Böschungsabschnitte kann durch Felsanker (zusätzlich aufgebrachte Kräfte) erhöht werden.

Es sollen, wenn immer möglich, vorgespannte Anker verwendet werden. Dadurch werden Verschiebungen der kritischen Felspartien bis zum vollen Wirken der Anker vermieden.

Bei permanenten Verankerungen ist dem Korrosionsschutz grösste Aufmerksamkeit zu schenken (vgl. SIA-Norm 191, Boden- und Felsanker).

Ankerlöcher bis Durchmesser 32 mm und Längen bis ca. 3.00 m können von "Hand" gebohrt werden. Grössere Dimensionen erfordern schwerere Bohrgeräte. Vorgängig der Bohrarbeiten ist die Böschung in der Regel zur Sicherung

der Arbeiter abzuräumen. Der Herstellungsvorgang ist sorgfältig zu überwachen.

4.2.8 Scherbolzen

Die Uebernahme von Schubkräften in möglichen Trennflächen kann auch durch den Scherwiderstand von Nägeln oder Bolzen erfolgen. Diese eignen sich nur bei geringen Neigungen der Trennflächen.

Bei grösserer Neigung werden die erforderlichen Haltekräfte sehr gross. Dabei werden die Bolzen auf Biegung und das Gestein auf Lochleibungsdruck beansprucht. Da die meisten Gesteine auf Lochleibungsdruck empfindlich sind, werden diese Beanspruchungen, und meist nicht der Scherwiderstand der Bolzen, massgebend.

Zulässige Werte für den Lochleibungsdruck sind durch Versuche zu bestimmen.

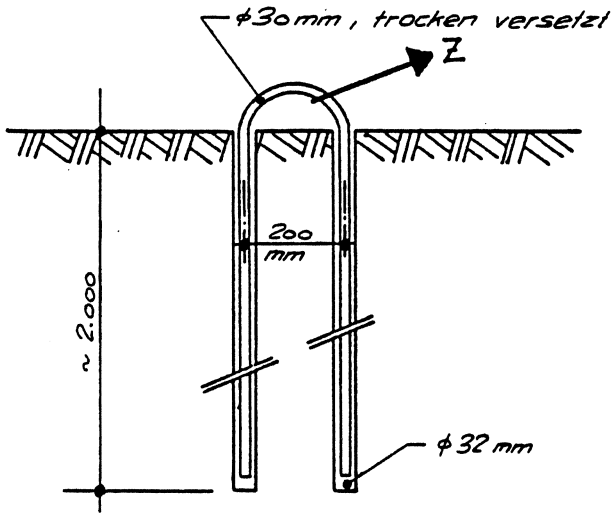
4.2.9 Verhängungen

Einzelne gefährdete Felspartien werden mit dem benachbarten, standsicheren Gebirge, mittels Stahlseilen, verbunden (verhängt). Diese Verhängungen können horizontal oder vertikal verlaufen [1]. Ihr wesentlicher Vorteil besteht darin, dass die labilen Blöcke infolge der Sicherungsarbeiten keine weiteren Erschütterungen erfahren, welche einen Absturz während der Bauzeit begünstigen könnten. Diese Sicherungsmassnahmen sind wohl relativ billig, haben aber folgende Nachteile:

- Sehr schwieriger Korrosionsschutz

- Bis zur Wirkung der Sicherung tritt eine relativ grosse Deformation ein (elastische Stahlseile, flache Umschliessungswinkel)

Die Verhängungen werden vor allem für Provisorien verwendet. Für die Ausbildung provisorischer Verankerungen im Fels sei auf Figur 21 verwiesen.



Figur 21 Provisorische Verankerungen

4.2.10 Stützmauern

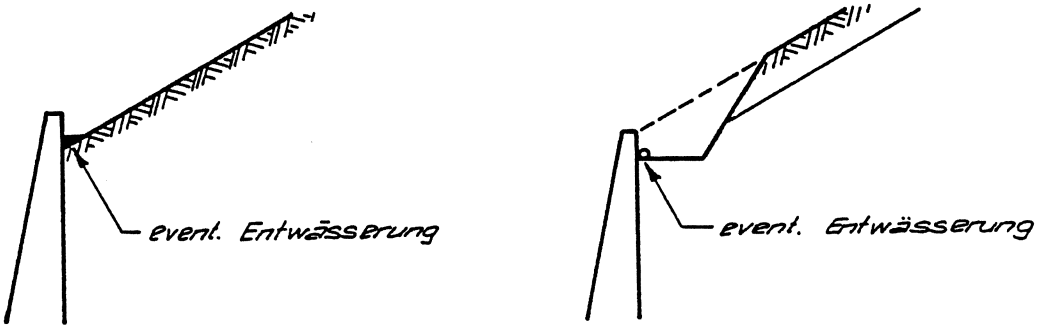
Zur Sicherung niedriger bis mittelhoher, meist nahezu senkrechter Böschungen können Stützmauern verschiedener Art angeordnet werden. Sie dienen zur Erhöhung von Gleit- und Kippsicherheit oder zur Verminderung der Verwitterungsanfälligkeit.

Literatur [1] gibt einen Ueberblick über die verschiedensten Ausführungsvarianten von Stützmauern im Fels.

Wichtig ist, dass die Mauerrückseiten hinreichende Entwässerungsmöglichkeiten besitzen. Der rechnerische Ansatz eines Wasserdruckes, bei fehlender bzw. mangelhafter Drainage, führt zu unwirtschaftlichen Bauwerksabmessungen.

Die Versinterungsanfälligkeit der Drainage durch das anstehende Gestein (Kalk) ist bei der Projektierung zu berücksichtigen. Entsprechende Unterhaltsmöglichkeiten sind vorzusehen. Für den Extremfall, Versagen der Drainage, muss die Stützmauer gegen Gleiten, Kippen, Bruch usw. noch eine knapp über 1 liegende Sicherheit (Grenzbelastung) aufweisen.

Beim Stützmauerkopf ist eine kleine Berme oder ein Mauervorsprung als Schutz gegen herunterrollende Steine der aufgehenden Böschung, vorzusehen (vgl. Figur 22).



Figur 22 Ausbildung der Mauerkrone

4.2.11 Felsverkleidungsmauern

Felsverkleidungsmauern schützen die Böschungen, stützen sie jedoch nicht. Ihre Konstruktion und ihre Berechnung unterscheiden sich von Stützmauern gänzlich. Sie werden durch die Belastungen aus

- Auflockerung
- Abwitterung
- Frostschub
- Nachlockerung

beansprucht.

In Literatur [1] sind die verschiedenen Mauerarten wie

- vorgesetzte Mauer
- angemauerte Mauer
- angeheftete Mauer

detailliert beschrieben.

Bei allen Typen ist die Gewährleistung einer funktionierenden Drainage sowie die Verhinderung der Eisbildung hinter der Mauer von grösster Wichtigkeit.

4.2.12 Plombierungen, Versiegelungen

Plombierungen oder Versiegelungen bilden auf der Oberfläche eine zusammenhängende Haut. Diese dient sowohl dem Schutz weicher Gesteinsschichten gegen Erosion, als auch zum Abdichten der Flächen gegen eindringendes Oberflächenwasser. Es ist wichtig, diese Schutzmassnahme möglichst rasch nach dem Freilegen der Böschung aufzubringen (keine Nachlockerung). Wesentlich ist aber, dass die Austrittsmöglichkeiten für das Bergwasser gesichert bleiben.

Frostschutz gewähren die Versiegelungen nicht. Deshalb sind sie an Orten mit Frostgefahr nur für Provisorien geeignet.

Gute Wirkung zeigen sie, wenn sie schwächeres Gebirge mit anstehenden Rippen und/oder Bänken grösserer Standfestigkeit verspannen können.

4.2.13 Drainagen

Die Drainagen sollen sowohl das Eindringen von Oberflächenwasser in die Böschung verhindern, als auch das Gebirge tiefgründig entwässern. Das Fassen des Oberflächenwassers kann in offenen, möglichst ausgekleideten Gräben erfolgen.

Die Entwässerung des Gebirges erfolgt durch Drainagebohrungen, in seltenen Fällen durch Brunnen oder Stollen.

Die Tiefe des zu entwässernden Gebirgsbereiches soll nach [13] etwa die Hälfte der Böschungshöhe betragen. Die Bohrungen sollen so angeordnet werden, dass sie möglichst viele wasserführende Trennflächen anschneiden. Ihr Abstand variiert je nach Durchlässigkeit des Gebirges. In stark geklüftetem Gebirge darf er die Grösse der Bohrlänge erreichen. Wo oberflächlich Vernässungszonen sichtbar werden, sind Drainagen bevorzugt anzuordnen. In standfestem Fels sind sie nicht zu verrohren.

Horizontale Bohrungen sollten um ca. 5° nach oben geneigt sein. Ihr Durchmesser soll 60 mm nicht unterschreiten.

Je nach Gebirgsbeschaffenheit können durch Feinteile bzw. Ausfällungen (Versinterungen) die Leitungen in wenigen Jahren verschlossen werden.

Sofern aus der Zusammensetzung der Bergwässer solche Risiken aufgezeigt sind, müssen

- Spülmöglichkeiten geschaffen
- die Wasserspiegel überwacht
- die Kluftwasserdrücke für die Dimensionierung von Schutzbauwerken berücksichtigt

werden.

Bei stark rieselnden Drainagen besteht keine Gefahr der Vereisung, da immer genügend Wärme aus dem Gebirge zugeführt wird. Schwachrinnende Adern sind frostfrei anzuordnen, um Rückstauungen zu verhindern.

4.2.14 Steinschlaggeflechte

Durch Steinschlaggeflechte werden einzelne, sich ablösende Steine aufgefangen, am Springen gehindert und kontrolliert nach unten (zum Böschungsfuss) abgegeben.

Als Material werden Netze aus 2 bis 3 mm dicken, verzinkten, mehrfach verdrillten Drähten oder verknotete Kunststoffnetze verwendet.

Die Netze werden in einem Abstand von 0.30 bis 0.40 m zur Felsoberfläche montiert. Dadurch wird verhindert, dass sich abgelöste Steine verfangen und sich Säcke ausbilden, welche die Netze zerstören. Am Fuss muss das Herausrollen gewährleistet sein. Die Problematik dieser Konstruktion liegt in der Gewährleistung einer ausreichenden Lebensdauer. Bei Drahtnetzen sollte die Lebensdauer 15 bis 25 Jahre betragen. Es ist aber, bei zunehmender Luftverschmutzung, besonders durch schwefelige Abgase, vorgekommen, dass die Korrosionsschutzschicht bereits nach 2 Jahren abgebaut war [8]

Bei Kunststoffnetzen ist besonders die UV-Beständigkeit zu beachten. Bei mangelnder Resistenz werden die Netze bald brüchig.

4.2.15 Schutzwände

Die Aufgabe von Schutzwänden besteht im Fassen, Abbremsen und Halten von abgestürzten Steinen und Blöcken.

Man unterscheidet verschiedene Konstruktionsarten:

- Schutzwandfläche aus Holz (zB. Eisenbahnschwellen)
- Schutzwandfläche aus Stahlprofilen
- Schutzwandfläche aus Beton
- Schutzwandfläche aus Netzen und Geflechten

Die grösste Wirkung erreichen Schutzwände in Verbindung mit einem bergseitigen Fangraum (Fallboden). Dies bedeutet, dass Schutzwände (sofern möglich) mit einer Waldstrasse kombiniert werden sollten. Die Ueberwachung sowie der Unterhalt wird dadurch zusätzlich wesentlich erleichtert. Topografisch schwieriges Berggebiet setzt aber dem Waldstrassenbau technische und finanzielle Grenzen.

Aufgrund ihrer Wirkungsweise unterscheidet man ferner:

- Starre Systeme (zB. Schwergewichtsmauern)
- Elastische Systeme (zB. Drahtseilnetze)

Starre Systeme

Bei den starren Systemen wird die auftreffende Energie längs einer kurzen Strecke (Grössenordnung cm) abgebremst. Es ergeben sich daraus sehr grosse Bremskräfte, die von den Schutzbauwerken und ihrer Fundation abgetragen werden müssen. Dies führt in der Regel zu sehr massiven Konstruktionen.

Ihre Vorteile sind:

- Technisch einfache Konstruktionen
- Konstruktionsmaterial oft billig zu beziehen (zB. Kies aus der näheren Umgebung zur Herstellung von Beton oder ausgediente Eisenbahnschienen)
- Praktisch durch jeden Unternehmer ausführbar

- Gute psychologische Schutzwirkung

- Einfacher Unterhalt

Ihre Nachteile sind:

- Grosser Baumaterialverbrauch (eventuell Transportschwierigkeiten), dadurch oft hohe Kosten

- Die Fundation wird durch sehr grosse Reaktionskräfte beansprucht

- Bei Zerstörung eines starren Schutzbauwerkes kann ein zusätzlicher Steinschlag (zB. Teile der Schutzmauern) ausgelöst werden, sofern kein genügender Zusammenhalt der Bauteile vorhanden ist (Mauerwerk)

Elastische Systeme

Bei den elastischen Systemen wird die auftreffende Energie längs einer langen Strecke (Grössenordnung m) abgebremst. Es ergeben sich daraus relativ kleine Bremskräfte, die vom Schutzbauwerk aufgenommen und an die Fundation weitergeleitet werden müssen. Dies führt zu leichten Konstruktionen.

Ihre Vorteile sind:

- Kleines Transportgewicht

- Kleine Fundationskräfte, daher oft wirtschaftliche Lösung

- Möglichkeit zur Aufnahme von grossen Grenzbelastungen

Ihre Nachteile sind:

- Technisch kompliziertere Konstruktion

- Beschränkung auf bestimmte Produkte bzw. Systeme

4.2.16 Schutzgräben

Schutzgräben haben dieselbe Aufgabe wie Schutzwände. Bei grossen freien Fallhöhen, bei massigen Blöcken oder bei Lockergestein ist es oft nicht möglich, die grossen Aufprallenergien durch Schutzwände allein aufzunehmen. Zur Energievernichtung sind Schutzgräben und Fallböden anzuordnen. Diese haben den Nachteil, dass sie relativ viel Platz benötigen. Die erforderlichen Abmessungen in Funktion der Böschungshöhen sind in Abschnitt 5.2 beschrieben.

4.2.17 Schutzwälle

Die Funktion der Schutzwälle besteht darin, Steinschlag (insbesondere Felssturz) von einem Schutzobjekt abzulenken. Der dazu notwendige Platzbedarf ist gross.

Bei der Anordnung von Schutzwällen ist der Einfluss der Umlenkung auf tiefer liegende Objekte genau zu untersuchen. Nicht gefährdete Gebiete können durch unsachgemäss ausgeführte Wälle neu einer Steinschlaggefahr ausgesetzt werden.

4.2.18 Galerien

Galerien leiten Steinschläge (auch Lawinen) über die Verkehrsträger.

Durch die Anordnung von Galerien können - analog zu den Schutzwällen - neu tiefer liegende Objekte gefährdet werden.

Galerien eignen sich längs Abschnitten mit sehr kurzen Wiederkehrperioden. Die Schutzmöglichkeit gegen Blöcke mit hohen Aufprallgeschwindigkeiten ist aber nicht unbegrenzt. Gegen solche Belastungen sind Galerien durch Tunnel zu ersetzen.

4.2.19 Ueberwachungsgeräte

Ueberwachungen, meistens mit speziellen Messgeräten, gehören zu den passiven Schutzmassnahmen.

Sie sollen Bewegungen im Fels feststellen und Gefahr anzeigen, können sie aber nicht verhindern. Auf dem Markt sind dazu verschiedene Geräte erhältlich.

Die Gerätetypen sind entsprechend der Gefährdung auszuwählen. Verschiedene Gerätetypen lösen beim Erreichen kritischer Verformungswerte optisch oder akustisch Alarm aus. Diese Gerätetypen eignen sich für die Ueberwachung einzelner Felsblöcke. Ihre Anwendung ist mit einigen Problemen behaftet:

- Die als kritisch betrachteten Verformungen müssen vorgegeben und eingestellt werden

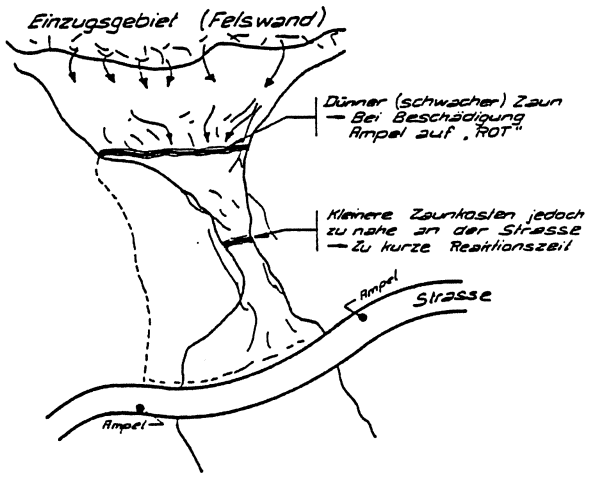
- Die Standorte der Messpunkte müssen repräsentativ ausgewählt werden

- Bei Alarmauslösung, dh. bei Erreichen der vorgegebenen kritischen Verformung, ist es noch nicht sicher, dass der Absturz unmittelbar bevorsteht und ob nur kurzfristig Strassen gesperrt oder ob Häuser evakuiert werden müssen

- Die Geräte müssen intensiv kontrolliert und überwacht werden

Die Anordnung von Ueberwachungsgeräten kann aber trotzdem sinnvoll sein. Die Interpretation der Verformungen (zunehmend, beschleunigt, abklingend) ergibt zusätzliche Erkenntnisse über den Zustand einzelner Felspartien.

Es besteht auch die Möglichkeit, Geräte einzubauen, welche nach erfolgtem Steinschlag den gefährdeten Strassenabschnitt mittels Lichtsignalanlagen sofort sperren (bei Bahnen: zB. durch Unterbrechung der Stromzufuhr). Diese Art ist geeignet, wenn zwischen dem Auslösen des Alarms im Einzugsgebiet und dem Erreichen der Strasse eine genügend lange Zeitspanne verstreicht. Sie können zur Ueberwachung ausgedehnter Einzugsgebiete verwendet werden.



Figur 23 Beispiel für Anordnung eines Ueberwachungszaunes

5. BEMESSUNG UND KONSTRUKTION

5.1 Schutzwände

5.1.1 Bestimmung des Energieaufnahmevermögens

Bei der im Bauingenieurwesen üblichen Statik wird auch die mit der Zeit veränderliche Belastung, zB. die Nutzlast, als eine Kraft angesehen, die in jedem Zeitpunkt mit dem inneren Widerstand des Tragwerks im Gleichgewicht steht. Dabei wird stillschweigend vorausgesetzt, dass die Belastung so langsam aufgebracht und abgebaut werde, dass bei auftretenden (kleinen) Bauwerksbewegungen keine Trägheitskräfte entstehen. In der Dynamik werden nun diese Massenträgheitskräfte mitberücksichtigt.

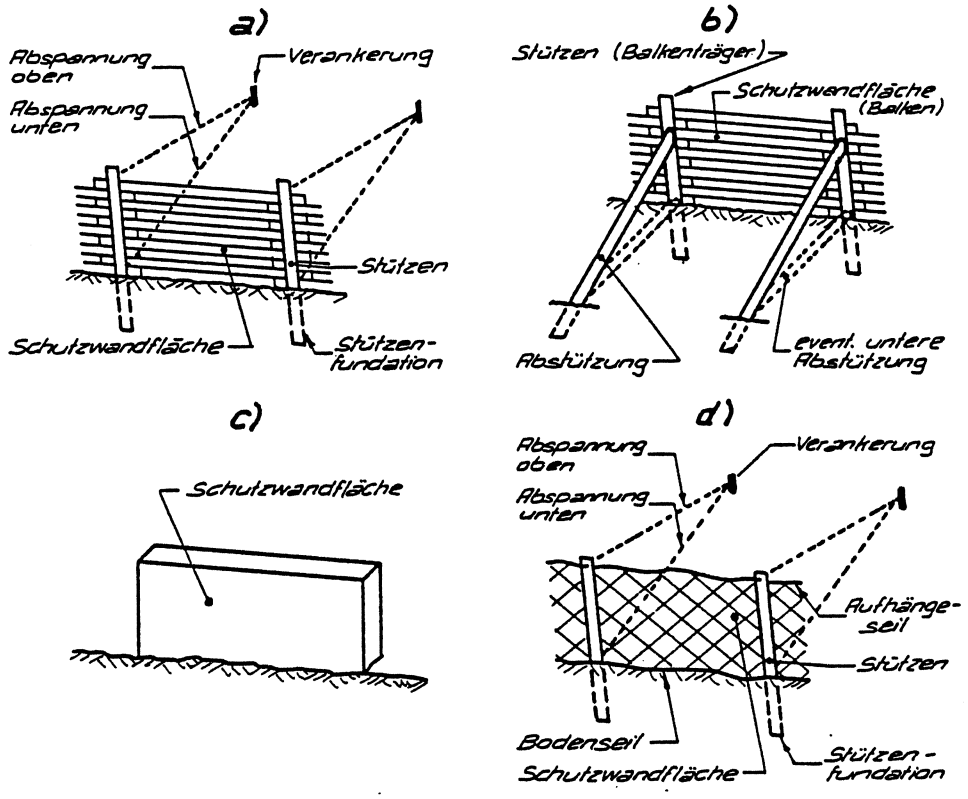
Die vom Schutzbauwerk elastisch und plastisch aufnehmbare Verformungsenergie bestimmt die Grösse des aufnehmbaren kurzfristigen Belastungsstosses.

Bei den Schutzwänden handelt es sich um zusammengesetzte Tragsysteme, bestehend aus Schutzwandfläche, Stützen, Fundation usw. (vgl. Figur 24). Ihr Energieaufnahmevermögen ist von den einzelnen Konstruktionsteilen sowie von deren Zusammenwirken als ganzes abhängig. Die exakte Bestimmung des Energieaufnahmevermögens des Tragsystems als Gesamtheit ist praktisch nicht möglich.

Für die näherungsweise Bestimmung der Belastbarkeit sind Vereinfachungen zu treffen:

- Vernachlässigung der Masse der (leichten) Schutzwand
- Aufteilung der Schutzwand in die einzelnen Konstruktionsteile
- Idealisierung der Kraft-Weg-Diagramme

Diese Vereinfachungen sind zulässig, da die vorgängige Festlegung der zu erwartenden Blockgrössen, Blockformen, Flugbahnen, Dämpfungswerte usw. für die Bestimmung der Aufprallenergie viel weniger genau erfolgen kann.



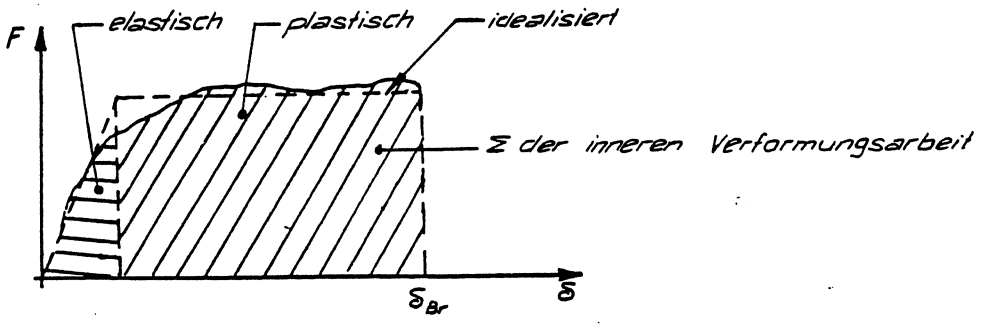
Figur 24 Beispiele von Schutzwänden

a) Abgespannte Eisenbahnschwellen
b) Abgestützte Eisenbahnschwellen
c) Betonmauer
d) Abgespannte Drahtseilnetze

Das erforderliche Energieaufnahmevermögen des Schutzbauwerkes wird durch eine Energiebetrachtung ermittelt:

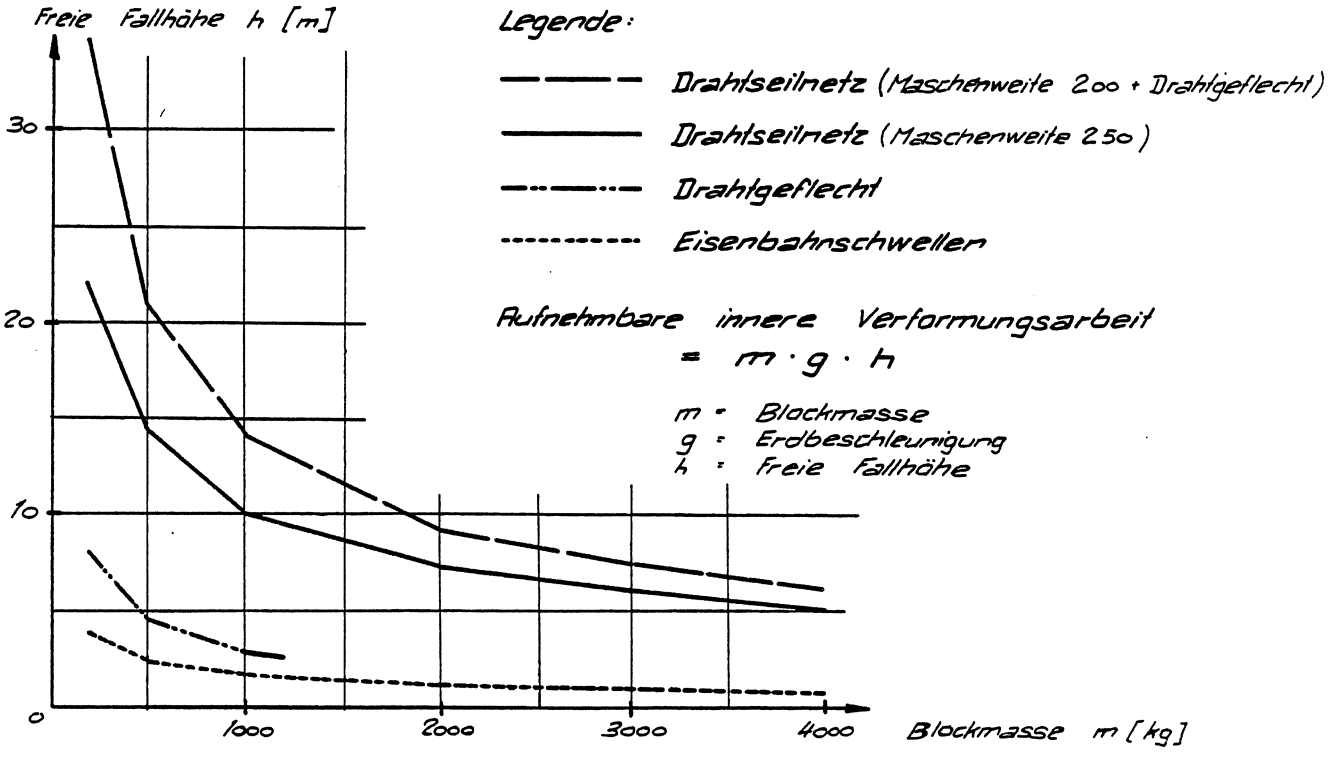
Aufprallenergie ≦ Innere Verformungsarbeit des Schutzbauwerkes

Die Aufprallenergie bestimmt sich gemäss Abschnitt 3.4.1.2 aus $E = 1/2\ mv^2$. Die innere Verformungsarbeit resultiert aus der elastisch-plastischen Verformbarkeit des gesamten Systems (vgl. Figur 25).



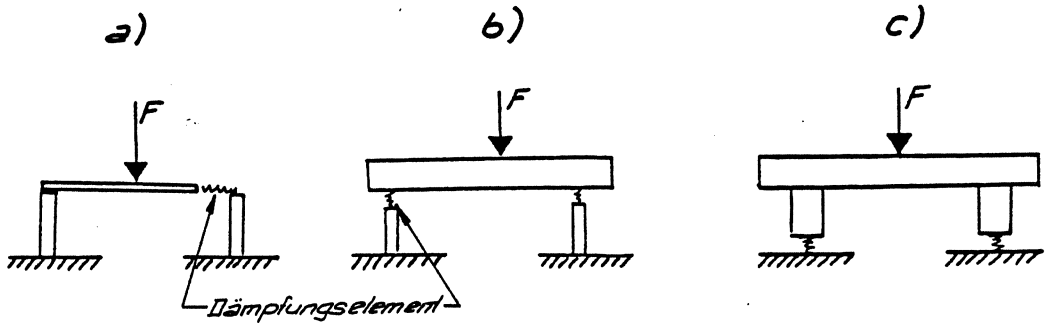
Figur 25 Kraft-Weg-Diagramm des Systems
F = Kraft, δ = Weg

Die schraffierte Fläche unter der Kurve (Integral) der Figur 25 entspricht der möglichen aufnehmbaren inneren Verformungsarbeit. Je nach Aufprallort weist diese Kurve einen anderen Verlauf auf. Der Anteil der elastischen Verformungsarbeit ist im Vergleich zur plastischen Verformungsarbeit sehr klein. Dieser Umstand führt dazu, dass aus wirtschaftlichen Ueberlegungen nicht streng (nach Definition) zwischen Gebrauchs- und Grenzbelastung unterschieden werden kann. *Für die Aufprallenergie der Gebrauchslast ist eine theoretische Sicherheit von 2.0 einzuhalten* (Erhöhung der Masse der Gebrauchslast mit dem Faktor 2.0). Dadurch können plastische Deformationen auftreten. Dies führt dazu, dass Schutzwände regelmässig zu unterhalten und auf Beschädigungen zu überprüfen sind. Entsprechend der getroffenen Vereinfachung (Aufteilung in die einzelnen Konstruktionsteile) kann theoretisch für jeden Konstruktionsteil das Kraft-Weg-Diagramm einzeln bestimmt werden. Daraus aber rechnerisch auf die innere Verformungsarbeit des Gesamtsystems zu schliessen, ist nur in einfachen Fällen möglich. Genauere und zuverlässigere Werte erhält man mit der Durchführung von Fallversuchen am Teil- oder, wenn immer möglich, am Gesamtsystem. In Figur 26 ist die aus Fallversuchen bestimmte innere aufnehmbare Verformungsarbeit für Eisenbahnschwellen aus Holz, für Drahtgeflechte und für Drahtseilnetze in Funktion von Fallhöhe und Blockmasse dargestellt (starre Lagerung). Die Beschreibung einer Versuchsdurchführung und ihre Auswertung ist aus Anhang 4 ersichtlich.



Figur 26 Aufnehmbare innere Verformungsarbeit bei starrer Lagerung (Grundlage: Fallversuche)

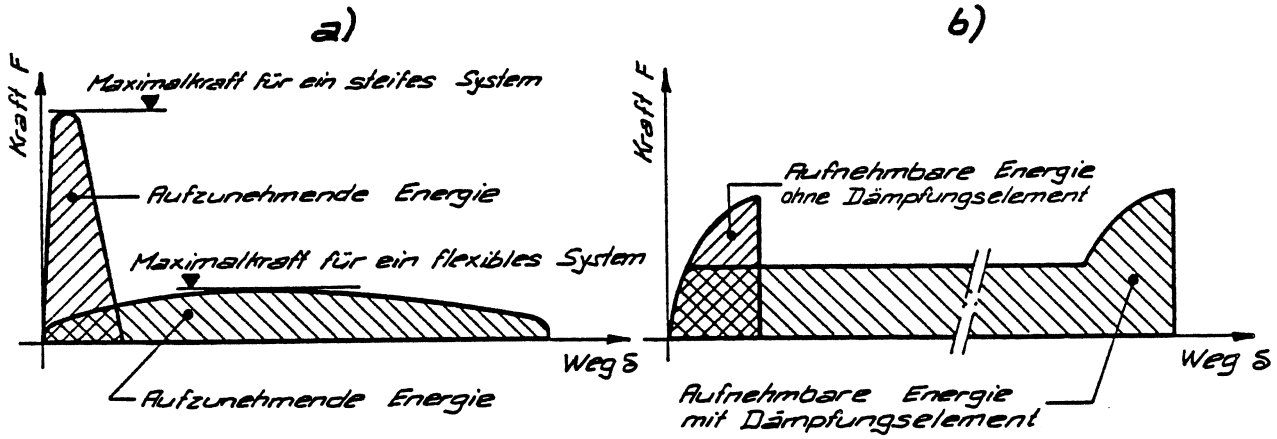
Für das Aufbauen eines Energieaufnahmevermögens ist es nicht zwingend, dass die Aufprallenergie in der Schutzwandfläche allein absorbiert wird. Es darf irgendwo in der Schutzwand ein *Dämpfungselement* angeordnet werden, welches durch innere Verformungsarbeit diese Aufgabe erfüllen kann (vgl. Figur 27).



Figur 27 Unterschiedliche Anordnung von Dämpfungselementen

a) Dämpfungselement in der Schutzwandfläche
b) Dämpfungselement in der Abstützung
c) Dämpfungselement in der Fundation

Wichtig ist, dass die jeweils wirkenden Reaktionskräfte auf die anderen Bauteile übertragen und in die Fundation abgeleitet werden können. Die Wirkungsweise von Dämpfungselementen ist aus Figur 28 ersichtlich.



Figur 28 Wirkungsweise von Dämpfungselementen

a) Kraft-Weg-Diagramm für ein steifes und für ein flexibles System. Bei grösserer Energieaufnahmefähigkeit des flexiblen Systems sind die auftretenden Kräfte viel geringer als im starren System.

b) Kraft-Weg-Diagramm für ein Drahtseil ohne (linke Bildhälfte) und mit eingebautem Dämpfungselement.

Grundsätzlich ist eine Schutzwand so zu bemessen, dass die ganze Konstruktion ausgewogen ist. Die Aufprallenergie soll an irgend einer möglichen Stelle der Schutzwand einwirken können. Stützen, Abspannungen usw. müssen also nicht nur die Reaktionskräfte bei Treffern auf die Schutzwandfläche in den Boden weiterleiten, sondern sie sollen auch bei Direkttreffern die Aufprallenergie aufnehmen können.

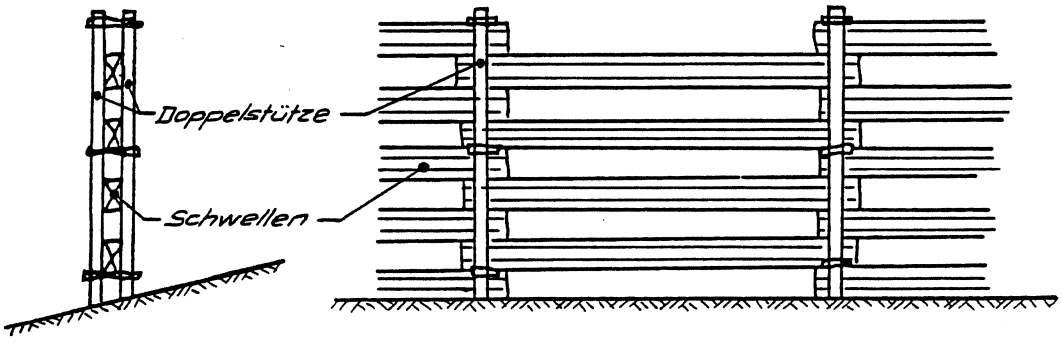
Wie aus den nachstehenden Abschnitten hervorgeht, rechtfertigen aber oft ästhetische, wirtschaftliche oder andere Gründe ein Abgehen von diesem Grundsatz.

5.1.2 Bemessung der Schutzwandfläche

Die Aufgabe der Schutzwandfläche besteht darin, die abstürzenden Blöcke aufzufangen und die entstehenden Reaktionskräfte an die Stützen und Abspannungen weiterzuleiten.

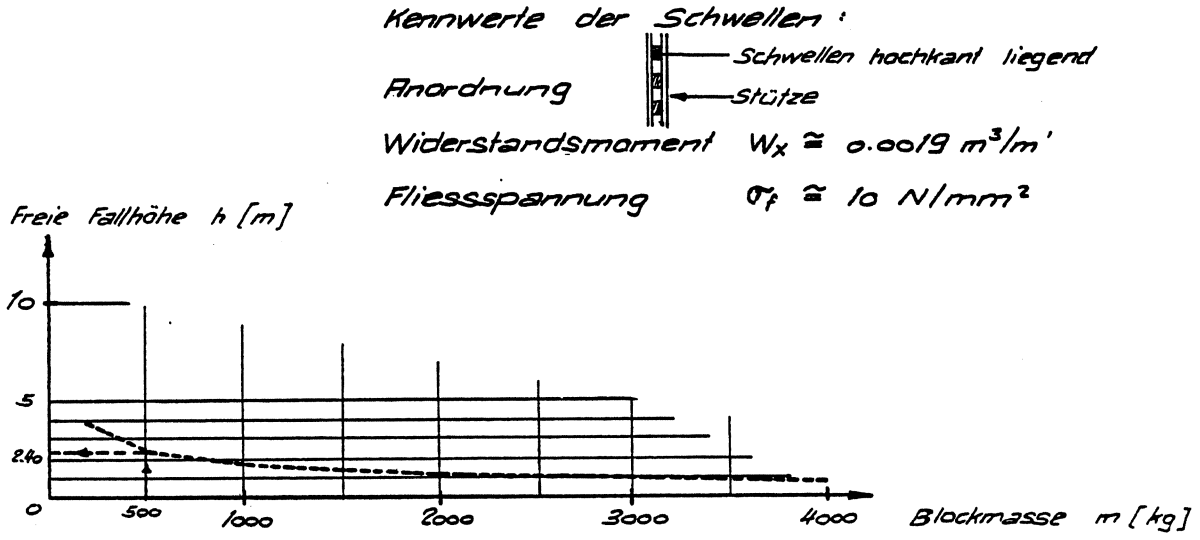
5.1.2.1 Schutzwandfläche aus Holz (Eisenbahnschwellen)

Bei Schutzwandflächen aus Holz (Eisenbahnschwellen, Rundholz, Kantholz) handelt es sich um eine vielfach angewendete Schutzmassnahme gegen Steinschlag (vgl. Figur 29).



Figur 29 Schutzwandfläche aus Holz (Eisenbahnschwellen, hochkant liegend.)

Die innere Verformungsarbeit für Eisenbahnschwellen aus Holz bei starrer Lagerung ist aus Figur 30 ersichtlich. Sie ist relativ bescheiden, jedoch - wie die Praxis zeigt - vielfach ausreichend. Bedingt durch die Schwellenlänge, sind viele Stützen und Fundationen erforderlich.



Figur 30

Innere Verformungsarbeit von Eisenbahnschwellen bei starrer Lagerung (Auszug aus Figur 26)

Umrechnung für andere Holzquerschnitte

Die innere Verformungsarbeit gemäss Figur 30 darf für andere Holzquerschnitte im Verhältnis des Widerstandsmomentes und der Fliessspannung umgerechnet werden.

Beispiel

Gegeben: Blockmasse maximal 500 kg
Eisenbahnschwellen liegend angeordnet (breitkant)
Holzschwellen mit Abmessungen 150/250 mm

Gesucht: Aufnehmbare "freie Fallhöhe" und Aufprallenergie

Widerstandsmoment:

$$W_x \sim \frac{0.15 \cdot 0.25^2}{6} \cdot \frac{1}{2 \cdot 0.15} = 0.0052\ m3/m'$$

Fliesspannung:

$\sigma_f = 10\ N/mm2$

Berechnung der neu aufnehmbaren freien Fallhöhe:

$$h_{neu} \sim \frac{0.0052}{0.0019} \cdot h = 2.7 \cdot h$$

Aus Figur 30:

$h = 2.4\ m$

$h_{neu} = 2.7 \cdot 2.4\ m = \underline{6.50\ m}$

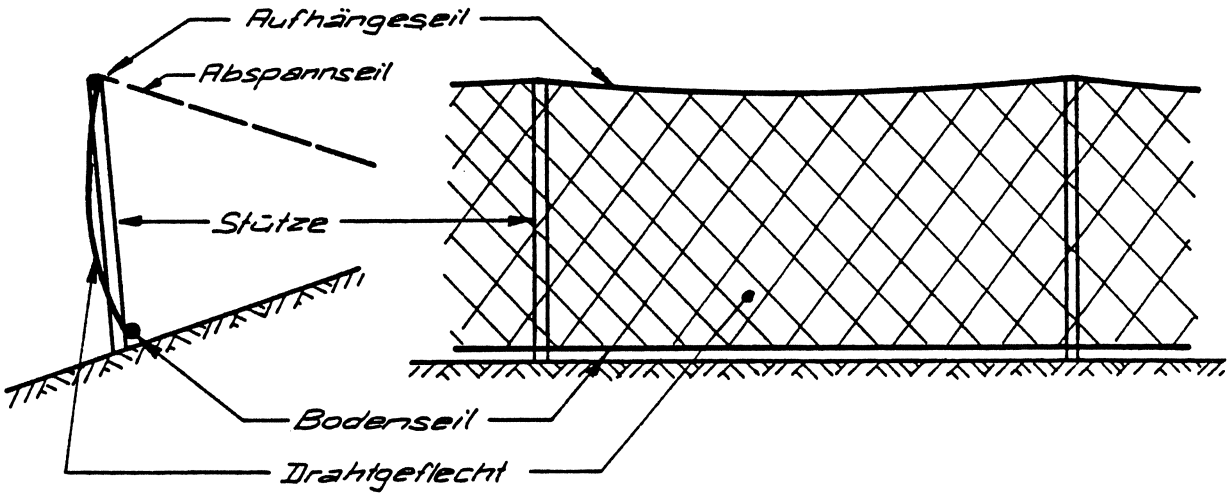
Aufnehmbare Aufprallenergie bei liegenden Schwellen (breitkant und einer Blockmasse von 500 kg.

$= m \cdot g \cdot h = 0.5\,t \cdot 9.81\,m/s^2 \cdot 6.5\,m = \underline{32\ kNm}$

In Figur 30 wird nur die Verformungsarbeit der Eisenbahnschwellen zur Bestimmung des Energieaufnahmevermögens (aufnehmbare Aufprallenergie) berücksichtigt. Ein Einbezug der Verformungsarbeit von Stützen und von eventuellen Abspannseilen - Betrachtung am Gesamtsystem - erhöht das Energieaufnahmevermögen. Dabei ist nachzuweisen, dass der Kraftfluss zwischen Schwellen und Stützen bzw. Abspannseilen gewährleistet ist.

5.1.2.2 Schutzwandfläche aus Drahtgeflechten

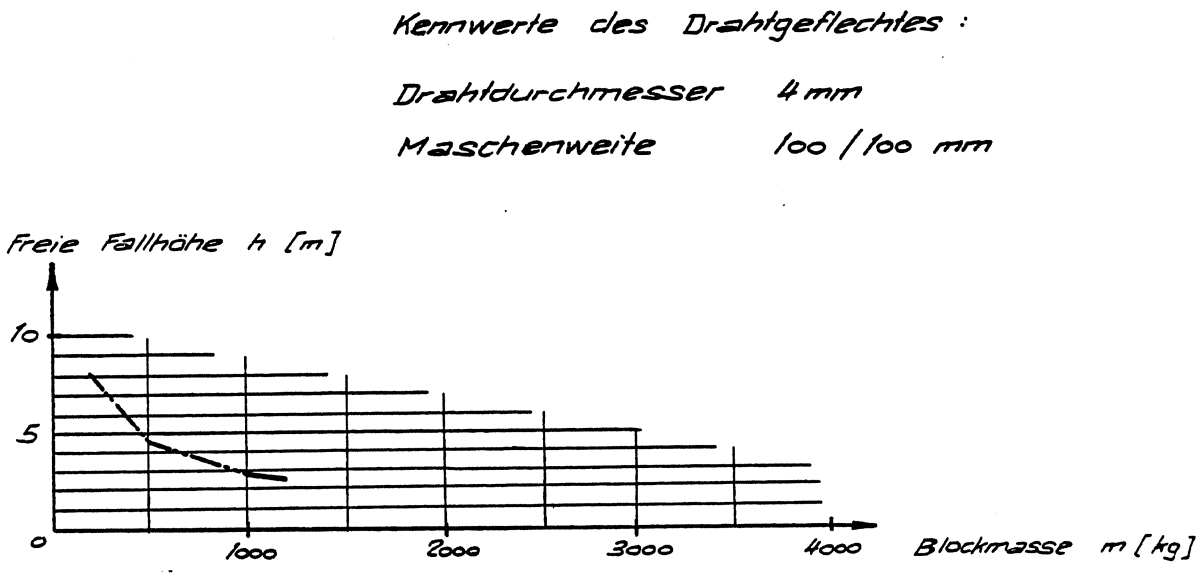
Der Aufbau von Schutzwandflächen aus Drahtgeflechten ist aus Figur 31 ersichtlich. Drahtgeflechte werden als Schutzwandflächen an Aufhänge- und Bodenseilen befestigt. Diese werden an Stützen montiert.



Figur 31 Drahtgeflecht mit Aufhänge- und Bodenseil

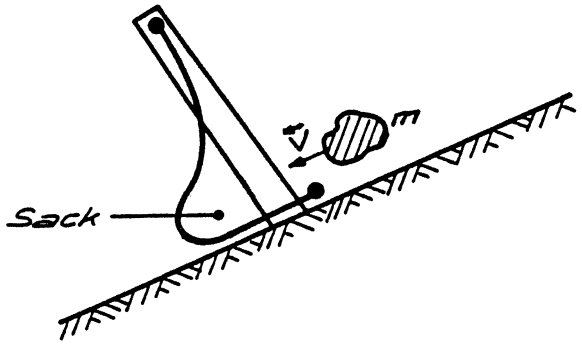
Im Gegensatz zu den Schutzwandflächen aus Eisenbahnschwellen sind die Stützenabstände an keinen fixen Raster gebunden. Je nach Verwendungszweck (temporär, permanent) und Terrainverlauf können die Stützenabstände variiert sowie wesentlich vergrössert werden.

Die innere Verformungsarbeit bei starrer Lagerung geht aus Figur 32 hervor.



Figur 32 Innere Verformungsarbeit von Drahtgeflechten bei starrer Lagerung (Auszug aus Figur 26).

Der Anteil der elastischen Verformungsarbeit ist bei Schutzwänden aus Drahtgeflechten gering. Durch die plastischen Verformungen bilden sich "Säcke" (vgl. Figur 33).

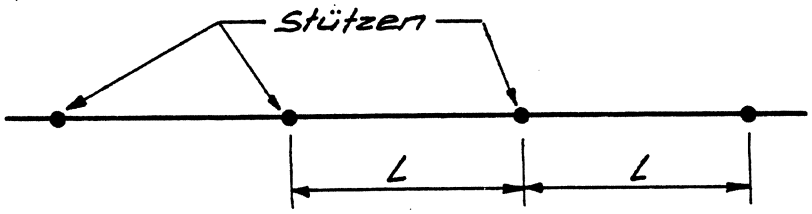


Figur 33 Sackbildung bei Drahtgeflechten

Wie bereits erwähnt, soll aus Gründen der Ausgewogenheit bei Treffern direkt auf die Aufhänge- und Bodenseile (oder deren Nahbereich) etwa dieselbe Aufprallenergie absorbiert werden können, wie bei Treffern in die angrenzende Schutzwandfläche aus Drahtgeflecht. Die Aufhänge- und Bodenseile müssen somit in der Lage sein, die Aufprallenergie selber zu absorbieren oder aber die Energie an die Stützen und Abspannseile weiterzuleiten.

Aufhängeseile

Damit die Energieaufnahme längs dem Seil gewährleistet werden kann, darf die Seillänge L für die Bestimmung der inneren Verformungsarbeit nicht beliebig lang gewählt werden. Sie hat sich auf den Stützenabstand zu beschränken (vgl. Figur 34).



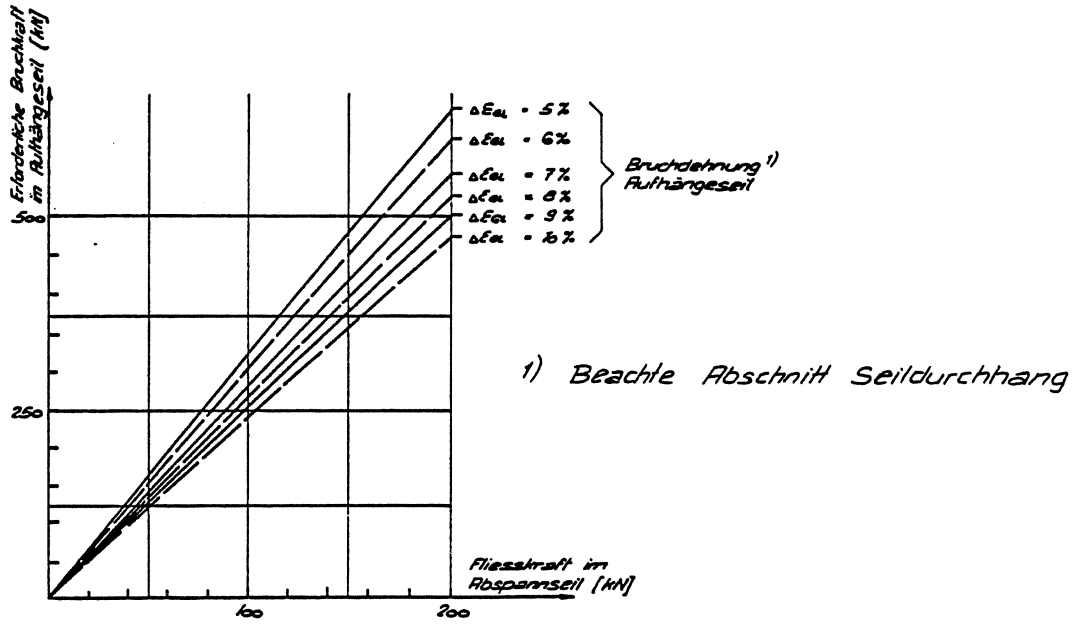
Figur 34 Seillänge L

Aufnahme der Aufprallenergie durch innere Verformungsarbeit

Die Bestimmung der inneren Verformungsarbeit hat gemäss Abschitt 5.1.5 zu erfolgen.

Weiterleitung der Aufprallenergie an die Stützen und Abspannseile

Damit die Aufprallenergie an die Stützen bzw. Abspannseile weitergeleitet werden kann, müssen die Aufhängeseile die Bruchkräfte gemäss Figur 35 aufweisen.



Figur 35 Dimensionierung Aufhängeseil bei Weiterleitung der Aufprallenergie

$\Delta\varepsilon_{Gl} = \varepsilon_{Gl} - \varepsilon_S$

ε_{Gl} = Gleichmass-(Bruch)-Dehnung

ε_S = Dehnung infolge der für die Reduktion des Seildurchhanges aufgebrachten Seilkraft

Seildurchhang

Der Seildurchhang hängt von der Seilkraft und dem Stützenabstand ab. Die Seilkraft bestimmt sich zu:

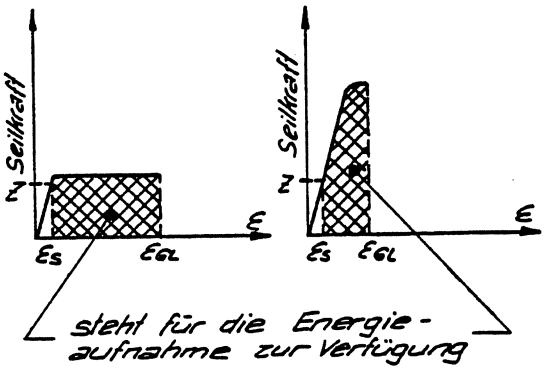
$$\text{Seilkraft} = \frac{\text{Moment}}{\text{Seildurchhang}}$$

Das Moment wird aus dem Eigengewicht von Seil und Drahtgeflecht ermittelt.

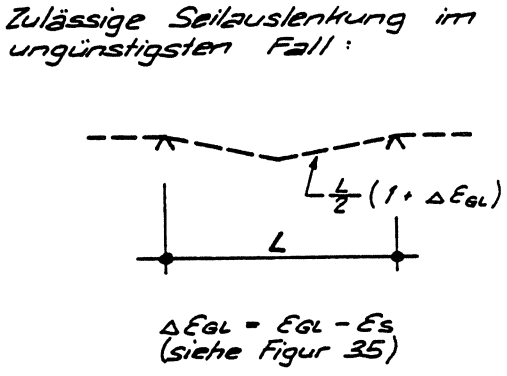
Beispiel:

Gewählter Stützenabstand:	20.00 m
Eigengewicht Seil:	2.6 N/m'
Eigengewicht Geflecht:	110 N/m'
Moment:	$M \sim \frac{(2.6 + 110) \cdot 20^2}{8} = 5630$ Nm
Zulässiger Seildurchhang gewählt:	$\frac{L}{100} = \frac{20.00}{100} = 0.20$ m
Erforderliche Seilkraft:	$\frac{5630 \text{ Nm}}{0.2 \text{ m}} = 28150 \text{ N} = \underline{28.2 \text{ kN}}$

Die zur Reduzierung des Seildurchhanges aufgebrachte Seilkraft ist bei der Dimensionierung der Aufhängeseile - innere Verformungsarbeit oder Weiterleitung an die Stützen und Abspannseile - zu berücksichtigen (vgl. Figur 36).



a) Innere Verformungsarbeit

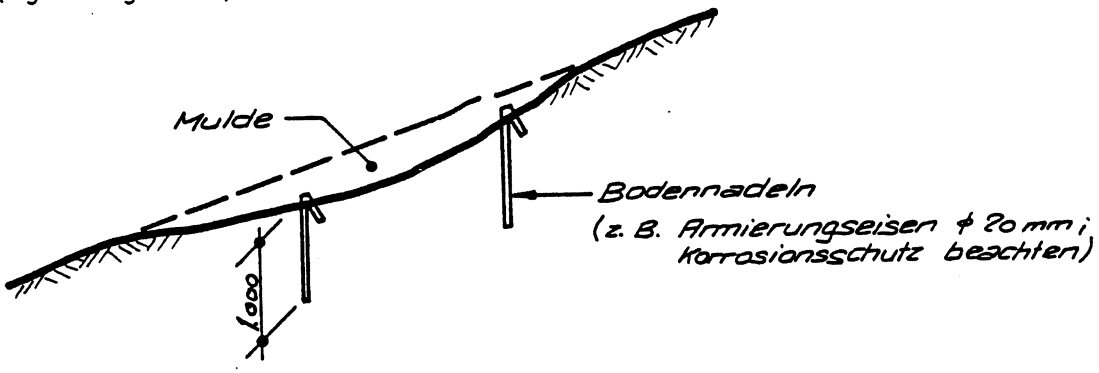


b) Weiterleitung an Stützen und Abspannseile

Figur 36 Einfluss des Seildurchhanges für innere Verformungsarbeit sowie für Weiterleitung an Stützen und Abspannseile

Bodenseile

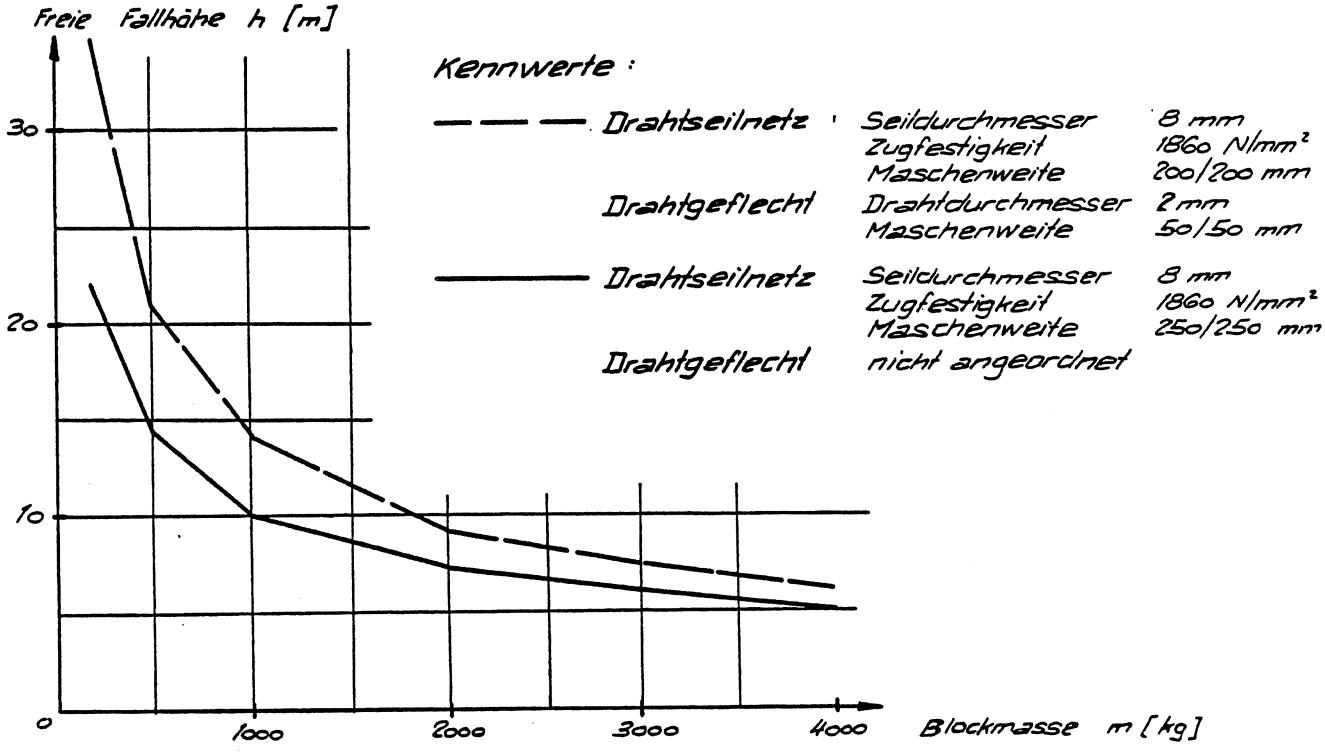
Die Bemessung der Bodenseile entspricht der Bemessung der Aufhängeseile. Das Bodenseil wird je nach Fundationsart der Stützen beim, vor oder hinter dem Stützenfuss verlegt. Das Bodenseil muss den Terrainunebenheiten folgen können, damit Blöcke die Sicherung nicht unterfahren. Das Bodenseil darf deshalb nicht stark gespannt werden. Bei kleineren Mulden ist es mittels Bodennadeln in den Boden zu verankern (vgl. Figur 37).



Figur 37 Anordnung von Bodennadeln

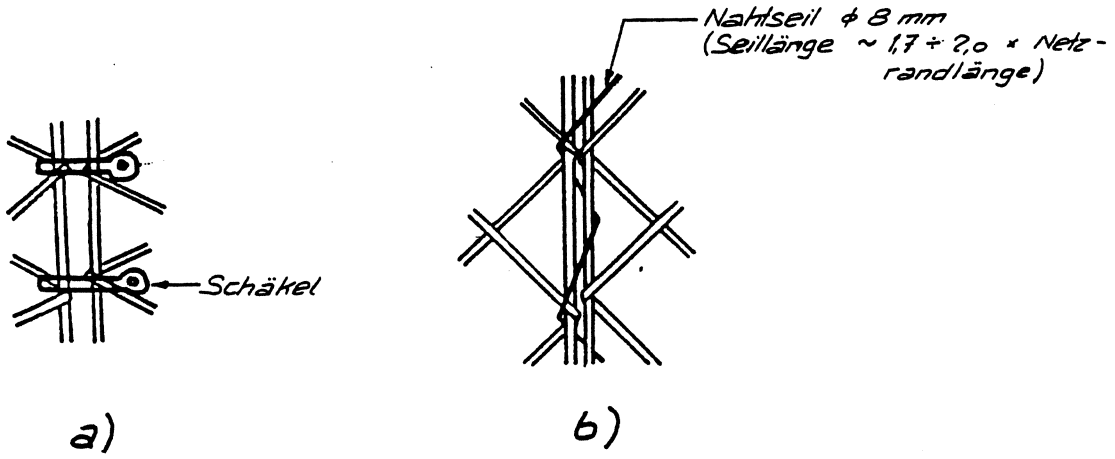
5.1.2.3 Schutzwandfläche aus Drahtseilnetzen

Prinzipiell entsprechen Schutzwandflächen aus Drahtseilnetzen den Schutzwandflächen aus Drahtgeflecht. Ihre innere Verformungsarbeit ist jedoch bedeutend grösser (vgl. Figur 38).



Figur 38 Innere Verformungsarbeit von Drahtseilen bei starrer Lagerung (Auszug aus Figur 26)

Einzelne Netze werden durch Verbindung mittels Schäkeln oder Nahtseilen zu beliebigen Flächen zusammengefügt (vgl. Figur 39).



Figur 39 Netzverbindungen

a) mit Schäkeln
b) mit Nahtseil

Drahtseilnetze weisen im Gegensatz zu den Drahtgeflechten keine extreme Sackbildung auf. Sie können auch bei kurzen Wiederkehrperioden angeordnet werden.

Die kritische Stelle liegt bei den Netzen in der Ausbildung ihrer Knotenverbindungen. Beim Aufschlag einzelner Blöcke können diese weggeschlagen oder verschoben werden. Der auftreffende Block wird dann nicht aufgehalten, sondern er schlüpft durch (vergrösserte Maschenweite). Durch das Anbringen eines zusätzlichen, konstruktiven Drahtgeflechtes (zB. Ø 2 mm, MW 50/50) wird diese Schwachstelle wesentlich verbessert. Auch zum Schutz gegen kleine Steine ist die Anordnung eines zusätzlichen Drahtgeflechtes zu empfehlen. Es muss mit dem Netz ausreichend verbunden werden (vgl. Abschnitt 5.1.2.6 Konstruktive Massnahmen.

Die Bemessung der Aufhänge- und Bodenseile entspricht dem Abschnitt 5.1.2.2 (Schutzwandfläche aus Drahtgeflechten).

5.1.2.4 Schutzwandfläche aus Metallfertigteilen

Lawinenverbauungen werden häufig aus Metallfertigteilen aufgebaut. Solche Konstruktionen sind oft dem Steinschlag ausgesetzt. Eine Bemessung hiefür erfolgt in den seltensten Fällen. Sofern Steinschlag bei Lawinenverbauungen als eine Gefährdung betrachtet wird, wird dem durch konstruktive Massnahmen begegnet (engeres Anordnen oder Verstärken der Metallfertigteile).

Durchgeführte Versuche zur Bestimmung des Energieaufnahmevermögens solcher Konstruktionen sind den Verfassern keine bekannt.

5.1.2.5 Schutzwandfläche aus Beton

Schutzwandflächen aus Beton sind sehr starr. Die innere Verformungsarbeit, verbunden mit grossen Reaktionskräften, ist bescheiden.

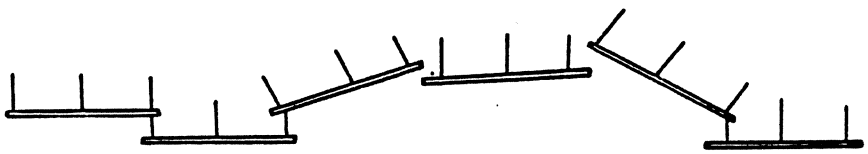
Ueblicherweise werden solche Konstruktionen nur zum Aufhalten von abrollenden Steinen bzw. als Bestandteil von Schutzwällen angeordnet.

Unter Benützung von Dämpfungselementen (Polster usw.) können Schutzwände aus Beton jedoch auch gegen grössere Aufprallenergien konstruiert werden (vgl. Abschnitt 5.3, Galerien).

5.1.2.6 Konstruktive Massnahmen

Staffelung

Lange Schutzwände sind in einzelne Abschnitte zu unterteilen. Sie sind, sofern es die Oertlichkeiten erlauben, gegeneinander zu versetzen (vgl. Figur 40).

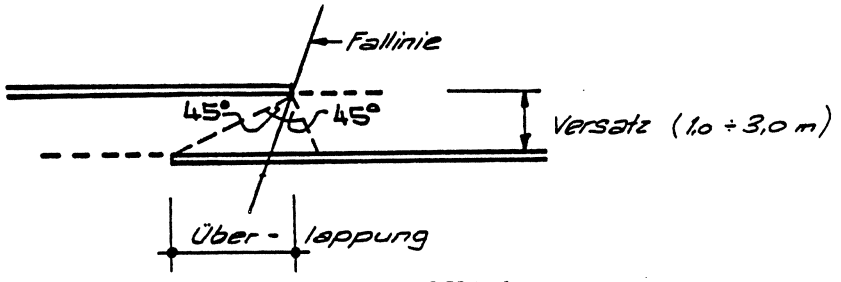


Figur 40 Auflösung, Staffelung der Schutzwände

Die Begehbarkeit wird dadurch weniger eingeschränkt und vorhandene Wildwechsel werden nicht unterbunden. Für die Bewirtschaftung sind allenfalls in einzelnen Abschnitten leicht demontierbare Oeffnungen vorzusehen.

Ueberlappung

Damit Blöcke die einzelnen Sicherungsabschnitte nicht umrollen können, bedingt die Staffelung eine gewisse Ueberlappung der einzelnen Abschnitte. Die Ueberlappung ist gemäss Figur 41 auszubilden.



Figur 41 Ueberlappung der Schutzwandflächen

Unterfahren

Damit die Schutzwände nicht unterfahren werden, können sie entsprechend Figur 42 ausgebildet werden.

Figur 42 Mögliche Fussausbildung von Schutzwänden aus
a) Schwellen
b) Netzen

Bei Schutzwänden aus Schwellen, sind vorhandene grosse Oeffnungen im Bereich des Fusses vorgängig mit einzelnen Blöcken zu schliessen.

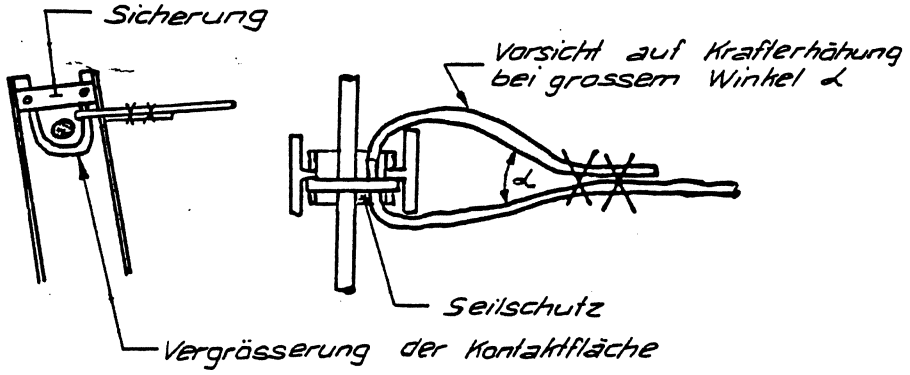
Netze und Geflechte sollen mit dem Terrain überlappen. Bei coupierter Oberfläche ist die Ueberlappung zu vergrössern, damit auch in Mulden eine minimale Ueberlappung erhalten bleibt.

Steinpolster

Der bergseitige Aufbau einer Steinpolsterung (vor die Schutzwand) erhöht die zulässige Aufprallenergie der Schutzwand. Das dazu notwendige Material gewinnt man durch Abräumen in der näheren Umgebung. Die Beschränkung dieser Massnahme auf die Schwachstellen (Stützen) ist angebracht, da der Aufbau der Steinpolster arbeitsintensiv ist. Zu beachten ist, dass durch die Steinpolster - bei Bruch - zusätzlicher Steinschlag ausgelöst werden kann.

Aufhänge- und Bodenseile

Die Drahtseile sind vor kantigen Auflagern zu schützen, damit sie bei Belastung nicht beschädigt werden. Beim Anschluss an Stahlstützen sind sie mit Kauschen zu versehen oder die Stützen sind entsprechend auszubilden.



Figur 43 Seilschutz bei Stützen

Die Seilverbindungen sind gemäss den Angaben im Abschnitt 5.1.5.3 auszubilden.

Netzstellung

Die Schutzwände aus Drahtseilnetzen und Drahtgeflechten sollen nicht genau vertikal angeordnet werden. Eine geringe Neigung nach aussen bietet Gewähr, dass die Netze und Geflechte gleichmässig (schöner) an den Aufhängeseilen hängen.

Verbindung Netz - Geflecht

Die Drahtgeflechte sind mit den Drahtseilnetzen mittels Bindedrähten bei jeder Masche zu verbinden. Bei permanenten Schutzwänden sollen diese mindestens verzinkt oder allenfalls aus UV beständigem Kunststoff sein.

Demontierbare Oeffnungen

Die Netze können bei Oeffnungen zur Bewirtschaftung mit leicht lösbaren Schäkeln montiert werden.

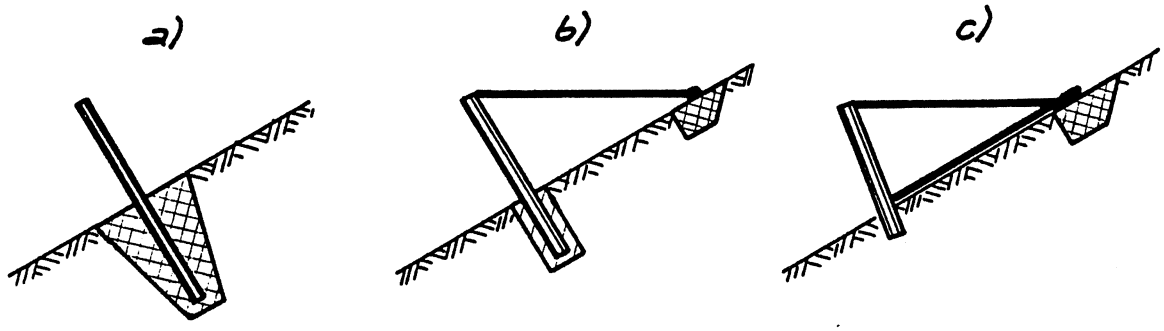
5.1.3 Bemessung der Stützen

Die Aufgabe der Stützen besteht darin, die Schutzwandflächen in den vorgesehenen Lagen zu halten und die aus der Schutzwandfläche resultierenden Kräfte auf die Fundation und/oder Abspannung abzuleiten.

Die Ausbildung der Stützen hängt vom Baugrund ab. Man unterscheidet im wesentlichen:

- eingespannte
- oben abgespannte (und unten gelenkig gelagerte)
- oben und unten abgespannte

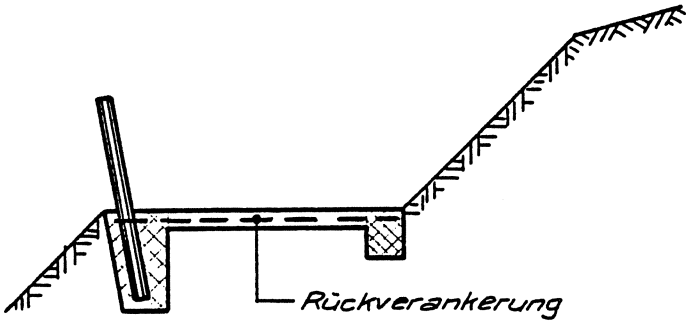
Stützen (vgl. Figur 44).



Figur 44 Stützensysteme
a) eingespannt
b) oben abgespannt (unten gelenkig gelagert)
c) oben und unten abgespannt

Eingespannte Stützen sind vor allem bei Fundationen in gutem Fels oder in Betonmauern möglich. Die Tragfähigkeit von in Lockergestein eingespannten Stützen ist beschränkt; sie wird vielfach überschätzt.

An Böschungskanten kann in der Regel nur bei zusätzlicher unterer Rückverankerung (vgl. Figur 45) auf die obere Abspannung verzichtet werden.



Figur 45 Fundament-Abspannung an Böschungskanten

Die Stellung der Stützen im Raum ist von verschiedenen Randbedingungen abhängig (vgl. Figur 46).

Stellung senkrecht zur Terrainoberfläche

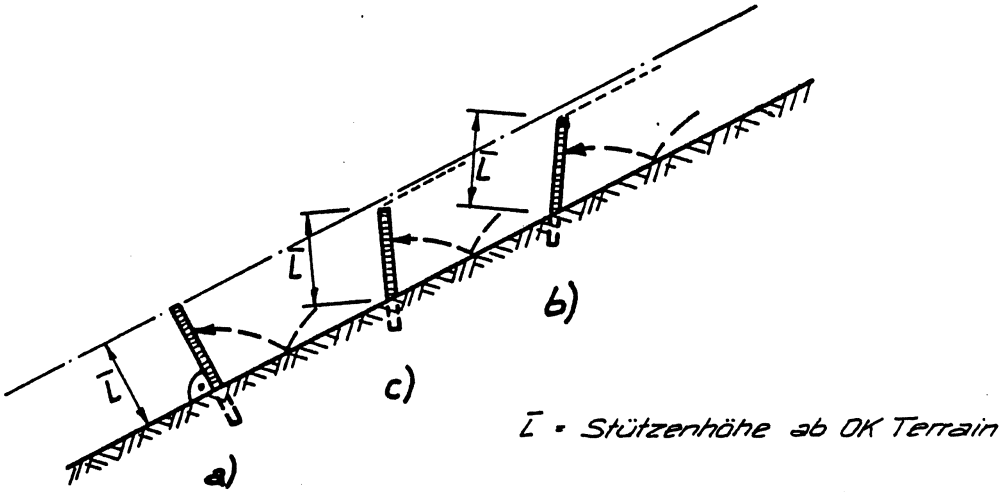
- Bei gegebener Stützenlänge deckt diese Stellung den grössten Flugbereich ab
- Rotierende Blöcke können die Sicherung überrollen

Stellung vertikal

- Ueberrollgefahr sehr gering
- Anpassung an die Umgebung besser möglich (Wald, Gebäude)
- Zur Abdeckung eines gegebenen Flugbereiches werden insbesondere in steilem Gelände, die Stützen relativ lang

Optimale Stellung

- Die optimale Stellung ist von der Bewertung der einzelnen Randbedingungen abhängig und von Schutzwand zu Schutzwand verschieden. Sie soll aber innerhalb der beiden oben erwähnten Extremstellungen liegen



Figur 46 Verschiedene Stützenstellungen
a) senkrecht zur Terrainoberfläche
b) vertikal
c) optimal

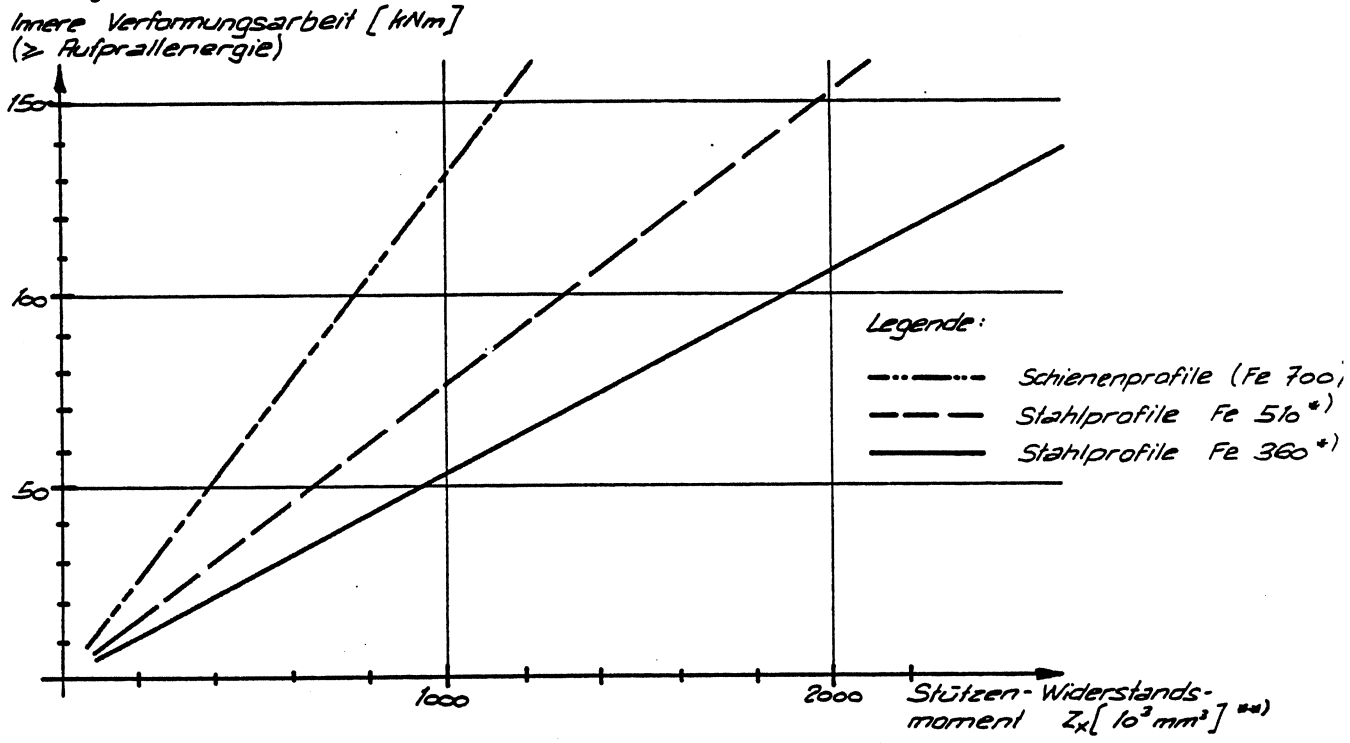
Bei Schutzwandflächen aus Drahtseilnetzen oder Drahtgeflechten, sollen die Stützen so lang sein, dass die ermittelten Flugbahnhöhen auch an Stellen mit den grössten Aufhängeseildurchhängen abgedeckt sind.

Aus Gründen der Ausgewogenheit sollten Stützen, analog zu den Aufhängeseilen, bei Direkttreffern die Aufprallenergie aufnehmen bzw. weiterleiten können; sofern solche möglich sind [1]. Die Stützen müssen auch die Reaktionskräfte der Schutzwandfläche infolge statischer Belastung (zB. Schneelast) an die Fundation übertragen können.

Bei Schutzwandflächen aus Drahtseilnetzen ist die Knicksicherheit der Stützen (in Querrichtung) bei teilweiser Füllung der Netze durch Steine nicht zu vernachlässigen.

5.1.3.1 Eingespannte Stützen

Die innere Verformungsarbeit für eingespannte Stahlstützen ist aus Figur 47 ersichtlich.



Figur 47 Innere Verformungsarbeit eingespannter Stützen

*) Bei F_e 360 und 510 ist die Erhöhung der Fliessspannung um 10% infolge dynamischer Belastung berücksichtigt.

**) Bei Schienenprofilen W_x

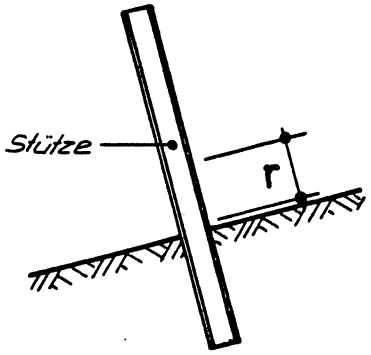
1) Bemessung auf Direkttreffer führt oft zu Stützendimensionen, die ästhetisch und wirtschaftlich nicht befriedigen. Eine Reduktion der Aufprallenergie in den Stützenbereichen ist zu prüfen. Dabei ist zu beachten, dass
   - der Flächenanteil der Stützenbereiche (besonders bei weitgespannten Netzverbauungen) an der gesamten Schutzwandfläche gering
   - die Wahrscheinlichkeit eines Treffers in den Stützenbereichen bei gleichzeitig wirkender maximaler Aufprallenergie, sehr klein

   ist.

Die Werte der Figur 47 setzen die vollständige Einleitung der Bruchmomente der Stahlstützen in die Fundation bzw. in den Baugrund voraus.

Die bei Schutzwänden aus Eisenbahnschwellen üblichen Doppelstützen dürfen bei der Bestimmung des Widerstandsmomentes nur als Doppelstützen berücksichtigt werden, wenn die bergseitige Stütze schubfest mit der talseitigen verbunden wird.

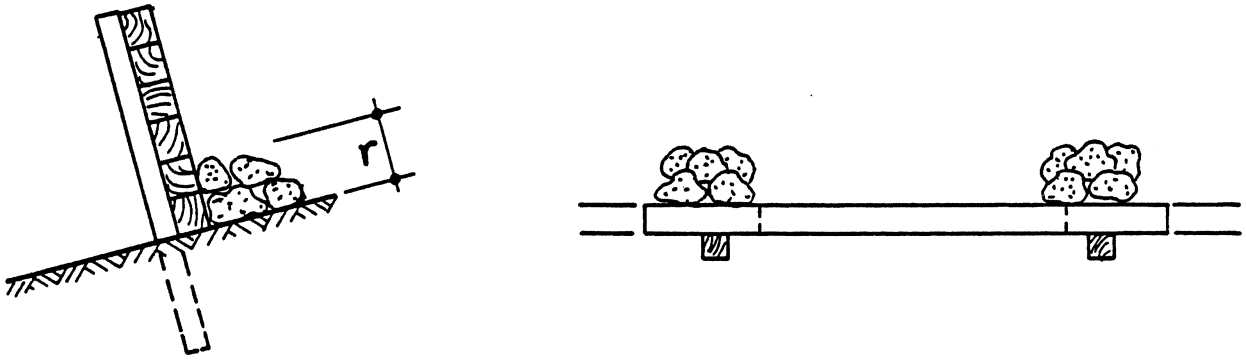
Sofern ein Aufprall im Bereich des Stützenfusses erfolgt, reduziert sich die in Figur 47 aufgeführte innere Verformungsarbeit. Es stellt sich ein Schubbruch ein. Je nach Profil beträgt die Länge dieser Zone mit reduzierter innerer Verformungsarbeit etwa 0.3 bis 0.75 m (vgl. Figur 48).



Stützenprofile	r (m)
HEA/HEB 100	ca. 0.30
HEA/HEB 200	ca. 0.55
HEA/HEB 300	ca. 0.75

Figur 48 Stützenbereich mit reduzierter innerer Verformungsarbeit

Aus den Gründen der Anmerkung 1) auf Seite 63 ist diese Reduktion zulässig. Diese Einbusse an innerer Verformungsarbeit kann durch die Anordnung eines Steinpolsters vor dem Stützenfuss reduziert werden (vgl. Figur 49).



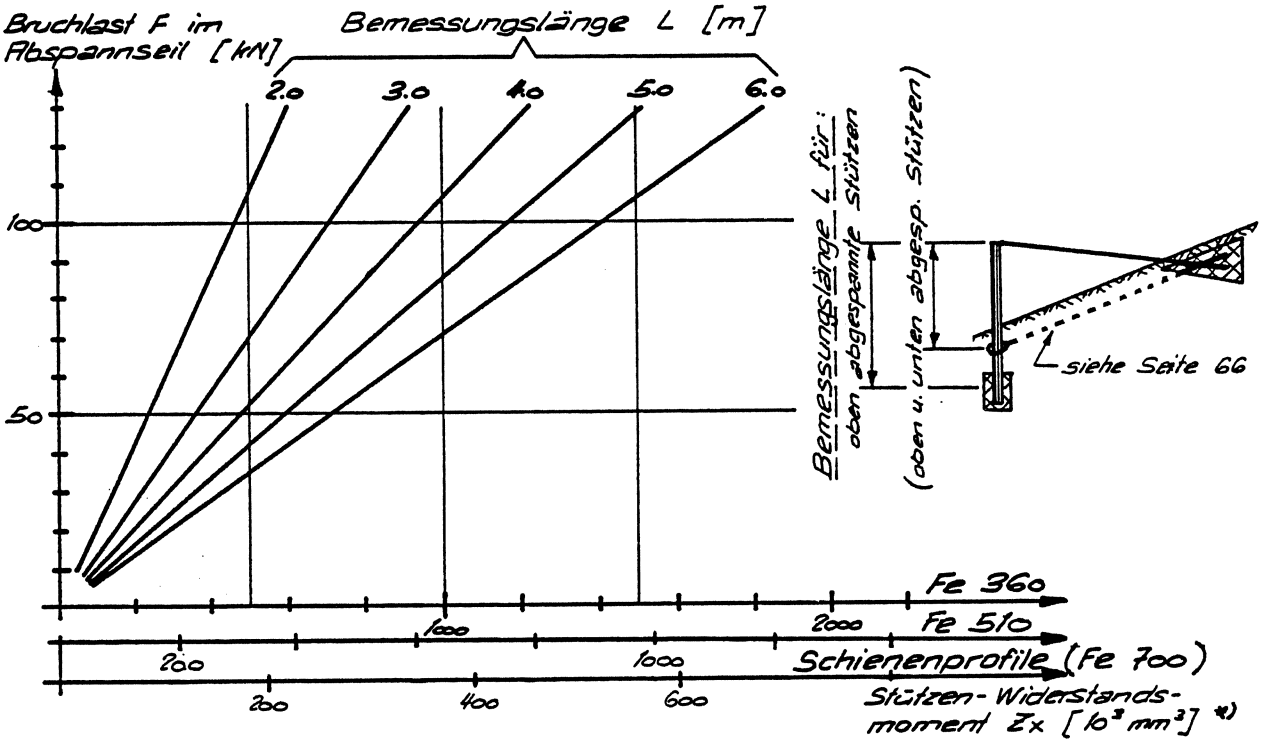
Figur 49 Steinpolster vor Stützenfuss

5.1.3.2 Abgespannte Stützen

Bei abgespannten Stützen ist es nicht sinnvoll, die allfällige Aufprallenergie durch die Stütze allein aufzunehmen; die Stützen können die Aufprallenergie an die Abspannseile weiterleiten.

Oben abgespannt

In Figur 50 sind je nach Bemessungslänge und Bruchlast im Abspannseil die erforderlichen Stützen-Widerstandsmomente aufgetragen. Analog dem Abschnitt 5.1.3.1 reduziert sich die aufnehmbare Aufprallenergie bei einem Aufprall im Stützenfussbereich. In Figur 50 wurde dieser Bereich mit reduzierter aufnehmbarer Aufprallenergie bis auf ca. die halbe Stützenhöhe zugelassen.



Figur 50 Dimensionierung oben bzw. oben und unten abgespannter Stützen

Der Einfluss einer konstruktiven Einspannung des Stützenfusses ist nicht berücksichtigt. Für Doppelstützen und Direkttreffer gelten die Hinweise zu Abschnitt 5.1.3.1

*) Bei Schienenprofilen W_x

Oben und unten abgespannt

Für oben und unten abgespannte Stützen gilt ebenfalls die Figur 50. Dabei entfällt theoretisch die Einschränkung bezüglich Reduktion der aufnehmbaren Aufprallenergie im Stützenbereich. Zu beachten ist aber, dass beim Aufprall im Stützenfussbereich, infolge der Dehnung im unteren Abspannseil das Fundament gleichwohl zerstört werden kann.

5.1.3.3 Konstruktive Massnahmen

Die Verwendung der Stahlqualität Fe 510 erlaubt den Gebrauch von leichteren Profilen. Die Gewichtseinsparung bringt Vorteile beim Transport zu den meist schwer zugänglichen Einbauorten.

Bei der Verwendung von Eisenbahnschienen ist darauf zu achten, dass diese nicht mittels Schweissungen zusammengesetzt werden. Die Profile würden dadurch verspröden und unter schlagartiger Belastung brechen.

Bei permanenten Schutzwänden sind die Stützen gegen Korrosion zu schützen. Einen optimalen Korrosionsschutz erreicht man durch Feuerverzinken und zusätzlichem Streichen.

5.1.4 Bemessung der Stützenfundation

Die Stützenfundation hat die Kräfte, welche aus den Stützen anfallen, in den Baugrund abzutragen. Die Ausbildung der Stützenfundation ist in vielen Fällen für eine Schutzkonstruktion kostenbestimmend.

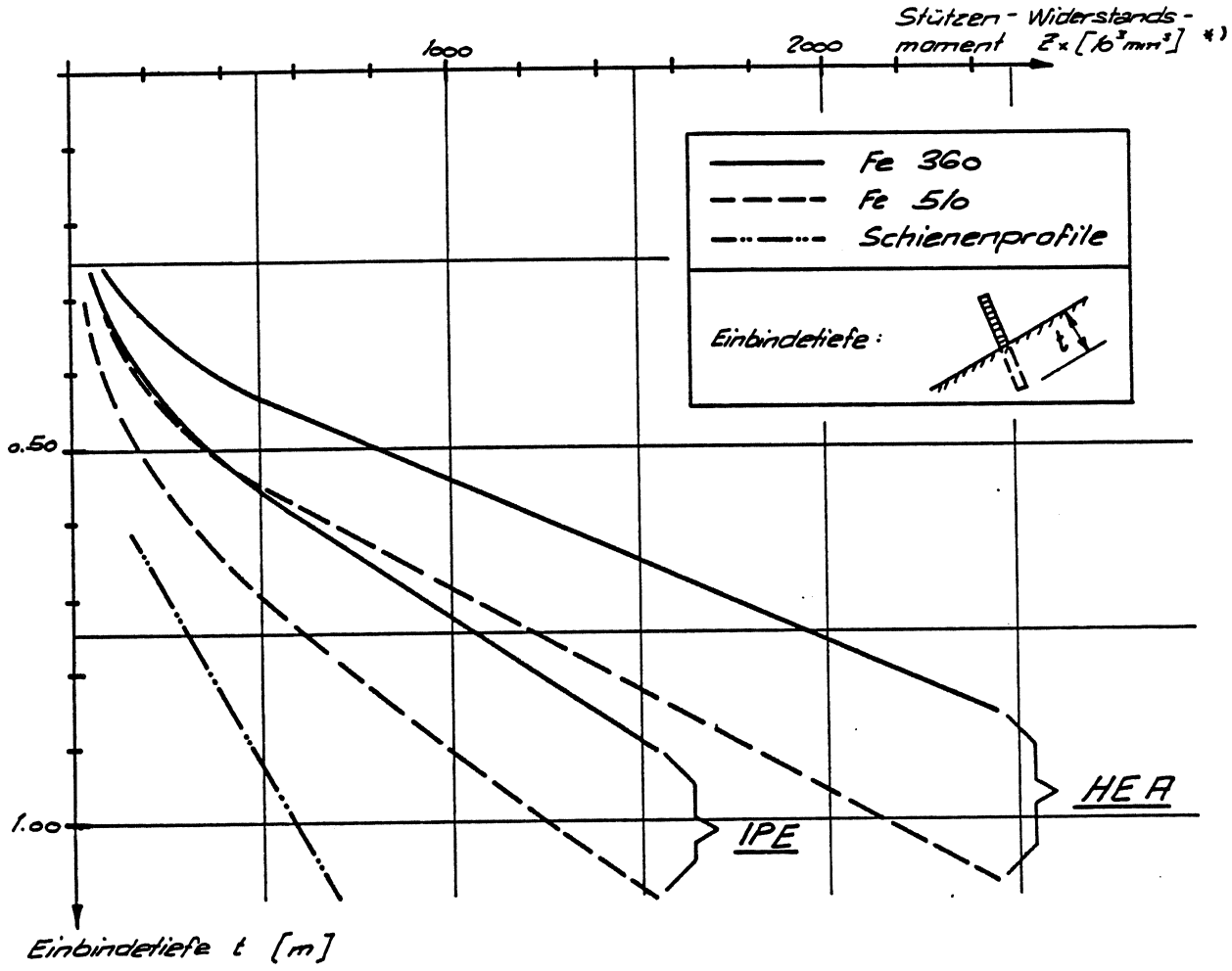
Die Berechnungen der Stützenfundation sind problematisch und approximativ. Bei Schutzwänden mit vielen Stützenfundamenten lohnen sich Grossversuche im Massstab 1:1.

Die Stützenfundamente sollen nach Möglichkeit so dimensioniert werden, dass bei Ueberbelastung die Stahlstützen und nicht die Fundation zerstört wird.

5.1.4.1 Eingespannte Stützen

Einspannung in Fels

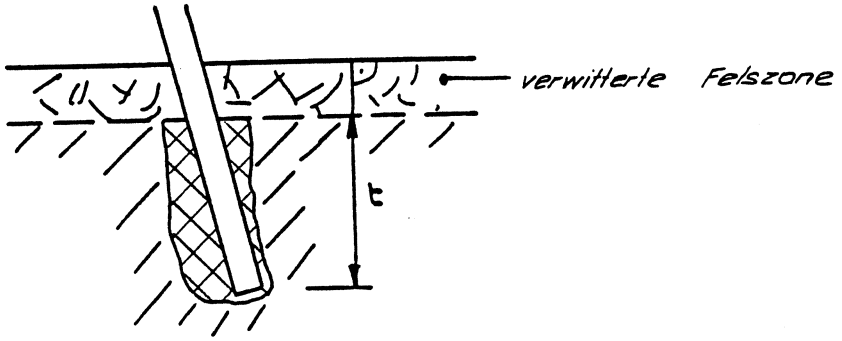
Die Einbindetiefen für verschiedene Stützenprofile gehen aus Figur 51 hervor.



Figur 51 Erforderliche Einbindetiefe für in Fels eingespannte Stützen (Gesteinsfestigkeit ≧ 20 N/mm2)

*) Bei Schienenprofilen W_x

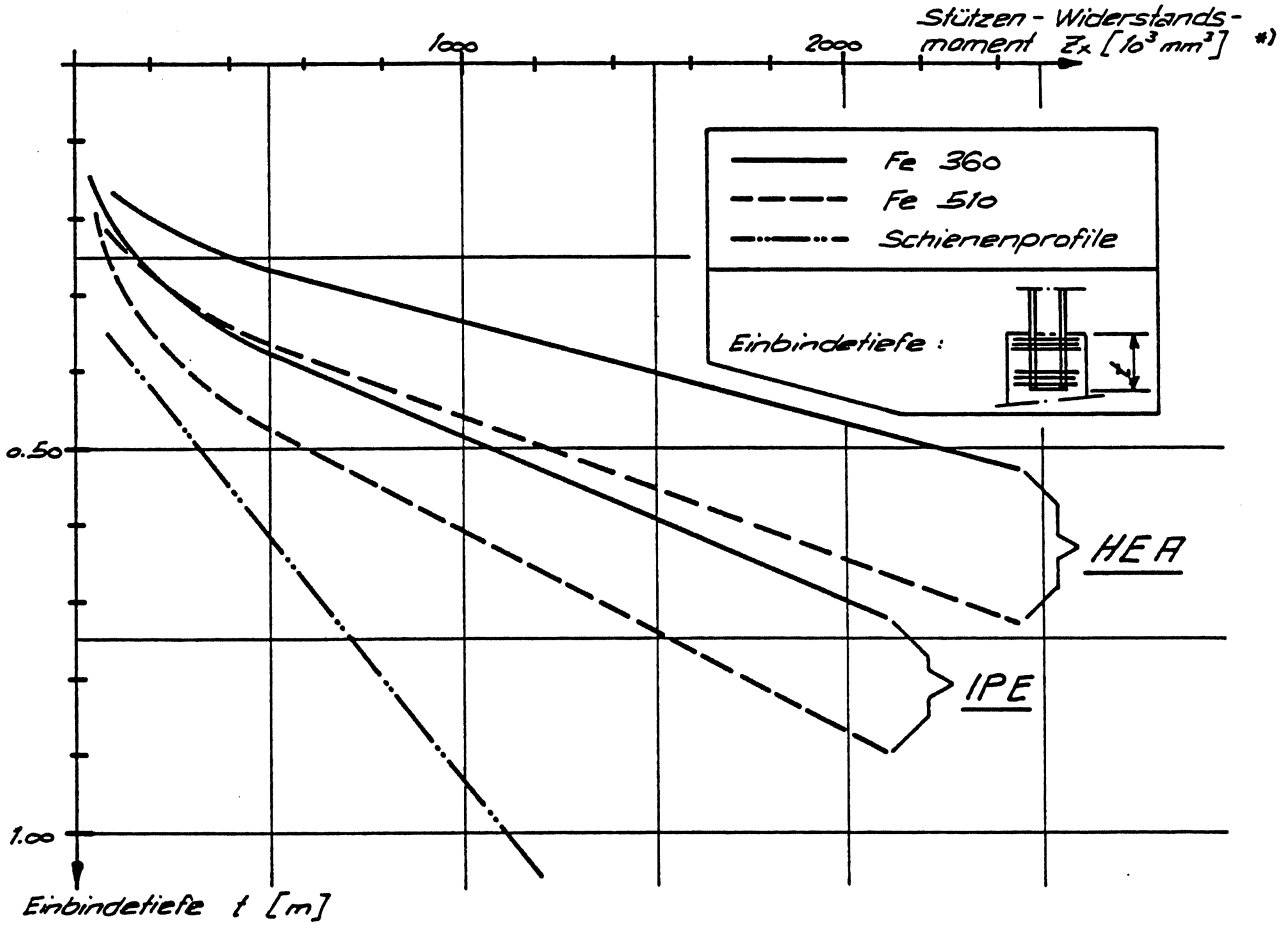
Die Profile sind in gesundem Fels einzubinden (vgl. Figur 52). Die verwitterte Felsoberfläche darf zur Bestimmung der Einbindetiefe nicht mitberücksichtigt werden. Klüfte im unmittelbaren Fundationsbereich sind kraftschlüssig auszugiessen.



Figur 52 Massgebende Fundamenteinbindetiefe t

Einspannung in Beton

In Beton (zB. Stützmauern) sind die Stützen gemäss Figur 53 einzubinden. Die Zone der Krafteinleitung ist sorgfältig auszuarmieren (siehe auch Literatur [2]).



Figur 53 Erforderliche Einbindetiefe für in Beton eingespannte Stützen.

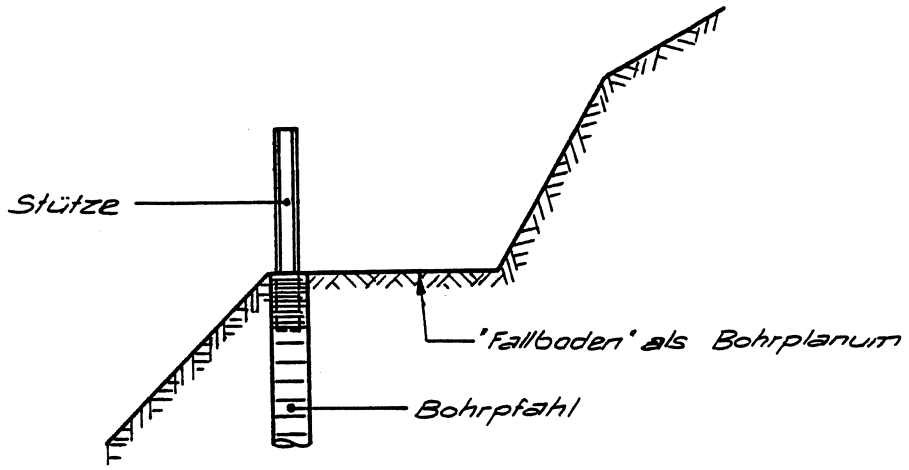
*) Bei Schienenprofilen W_x

Einspannung in Lockergestein

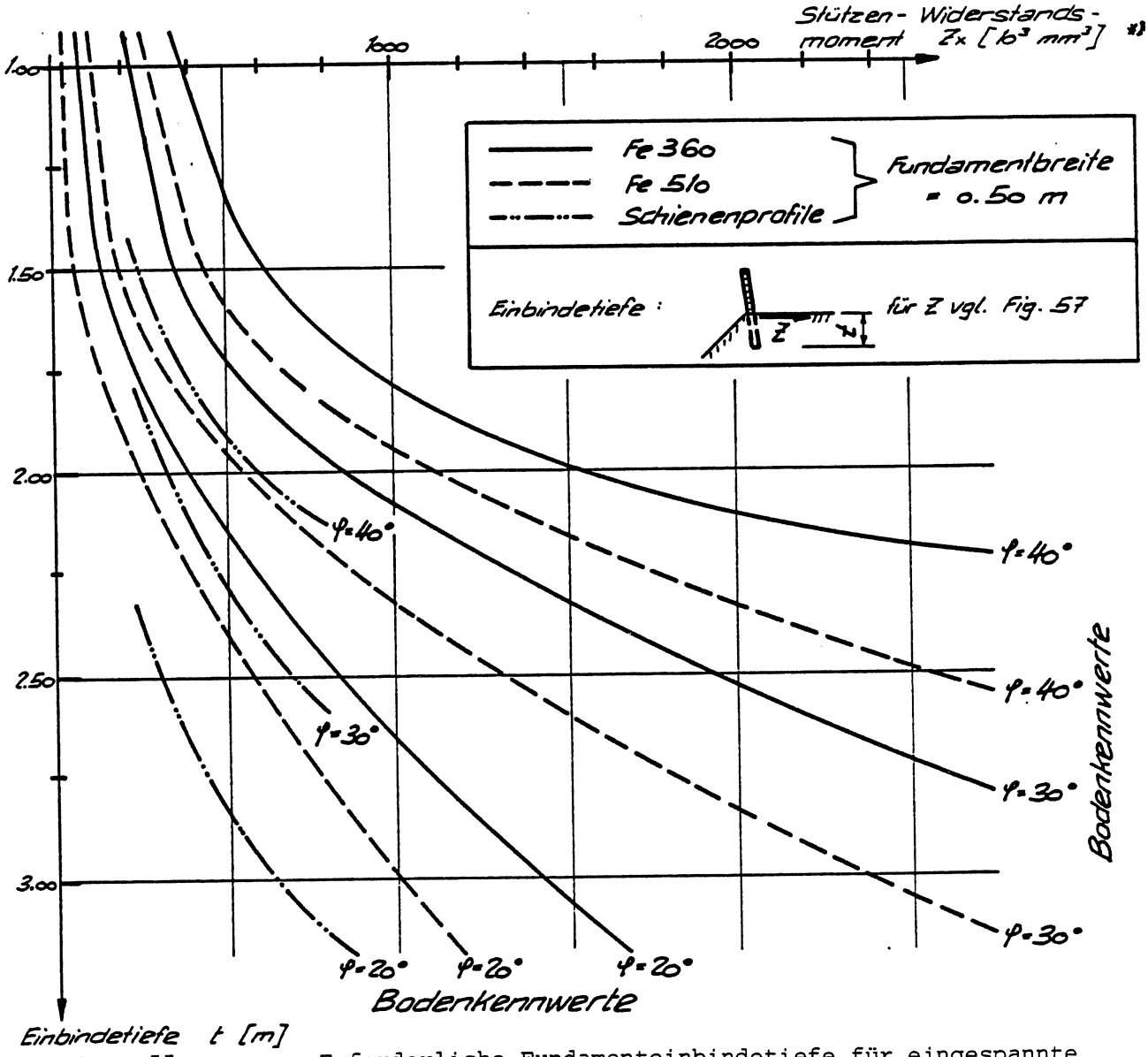
In Böschungen aus Lockergestein können Stützen in der Regel nicht ausreichend eingespannt werden. Sie sind durch Abspannungen zu ergänzen (vgl. Figur 45). Tragfähigkeitsversuche im Massstab 1:1 geben wertvolle Grundlagen für die Bemessung.

Einspannung an Böschungskanten

An Böschungskanten ist die Einspannung von Stützen in Lockermaterial in der Regel nur möglich, wenn diese auf Höhe der Böschungskanten bzw. Bermen, zurückverankert werden. Für Fundamentbreiten von 0.50 m können die dabei erforderlichen Einbindetiefen für verschiedene Reibungswinkel der Figur 55 entnommen werden. Bei guter Zugänglichkeit stellt allenfalls die Anordnung einer Pfahlfundation eine mögliche Alternative dar (vgl. Figur 54).



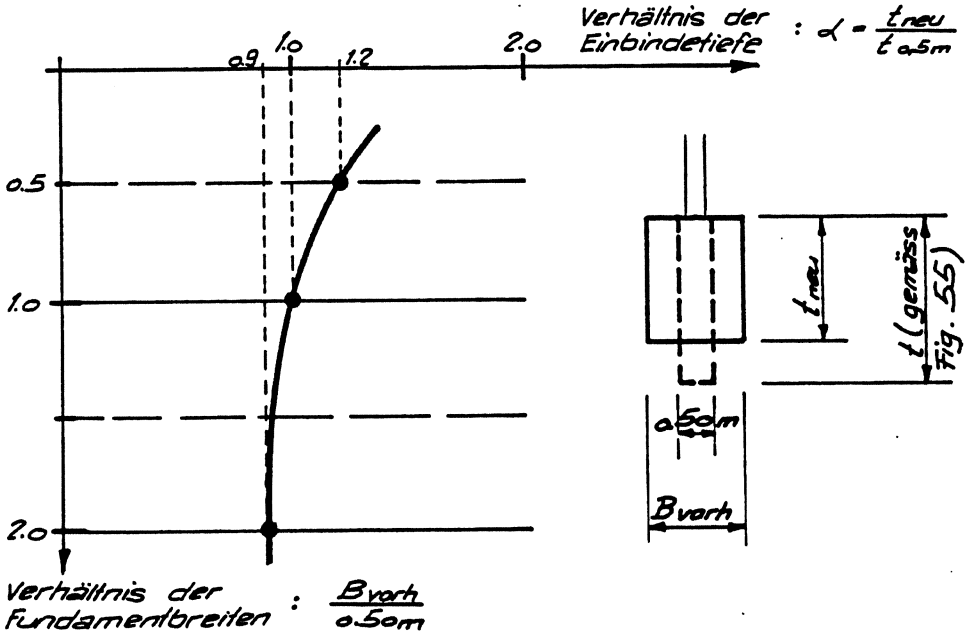
Figur 54 Stützeneinspannung mittels Bohrpfahl



Figur 55 Erforderliche Fundamenteinbindetiefe für eingespannte Stützen in Lockermaterial und bei Böschungskanten

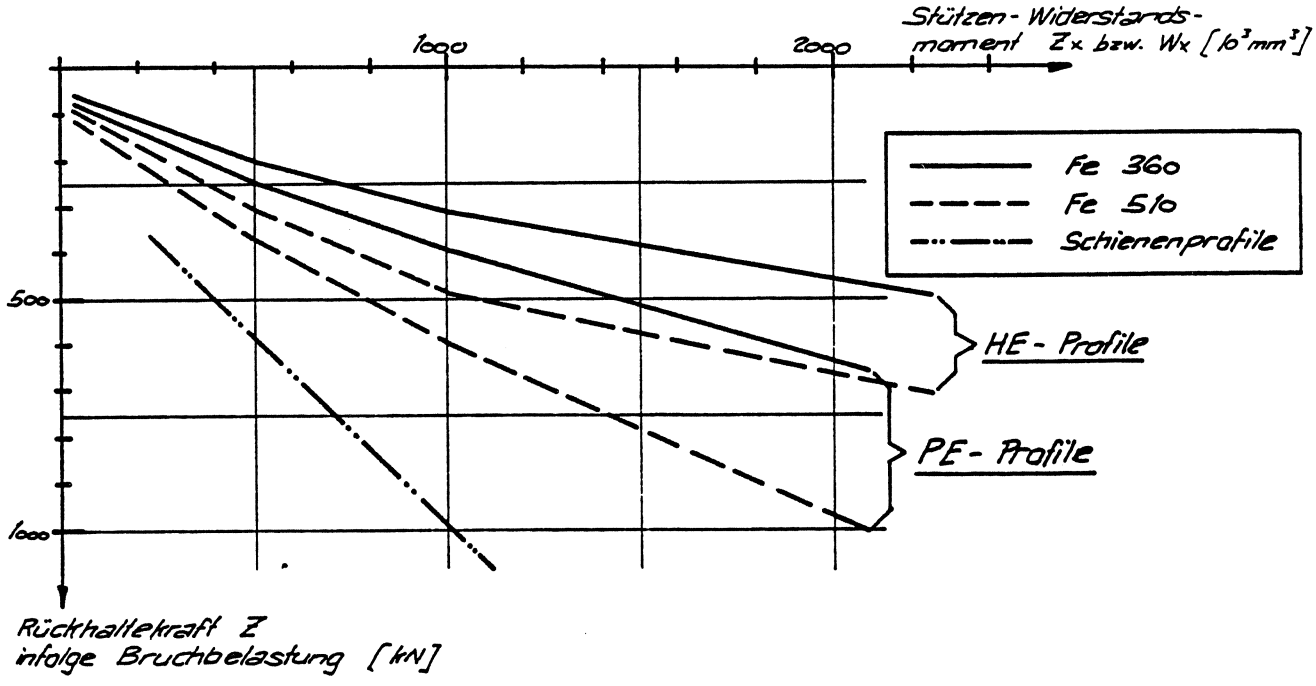
*) Bei Schienenprofilen W_x

Bei Abweichung der in Figur 55 zugrundegelegten Fundamentbreite von 0.50 m, ist die erforderliche Fundamenteinbindetiefe gemäss Figur 56 umzurechnen.



Figur 56 Veränderung der erforderlichen Fundamenteinbindetiefe für eingespannte Stützen in Lockermaterial und bei Böschungskanten bei Veränderung der Fundamentbreite (Grundlage: Figur 55)

Die Rückhaltekraft Z (vgl. Figur 55) kann mit Figur 57 bestimmt werden.



Figur 57 Erforderliche Rückhaltekraft Z (Bruchkraft) für eingespannte Stützen in Lockermaterial und bei Böschungskanten

Konstruktive Angaben

Die Aushublöcher sind mit Beton BN, PC 300 kg/m3 satt auszufüllen.

5.1.4.2 Gelenkig gelagerte Stützen

Gelenkig gelagerte Stützen sind mindestens oben abgespannt. Die Ausbildung der unteren Lagerung ist vom Baugrund abhängig.

Lagerung im Fels

Die Stützenprofile sind in gesundem Fels abzustützen. Dabei soll die Fundation mindestens die Schubtragkraft des Stützenprofils aufnehmen können.

Die Schubkraft berechnet sich aus:

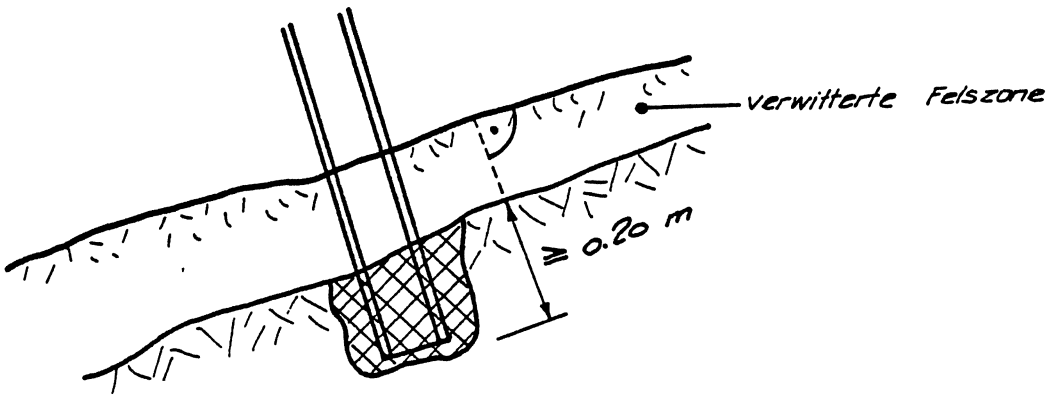
$V_U \sim A_W \cdot \tilde{\tau}^*$

wobei

A_W = Stegfläche

$\tilde{\tau}^*$ = 155 N/mm2 für Fe 360
235 N/mm2 für Fe 510
465 N/mm2 für Schienenprofile (Fe 700)

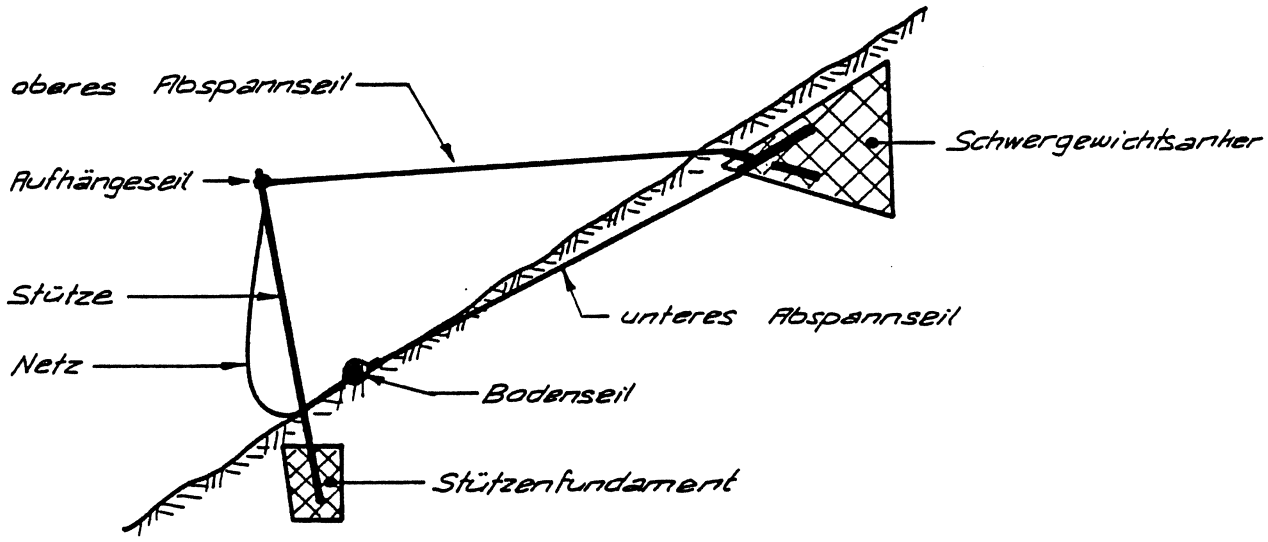
Die Einbindetiefe muss mindestens 0.20 m (vgl. Figur 58) betragen. Die Stabilität während der Montage und im Zustand ohne Steinschlagbelastung ist zu gewährleisten.



Figur 58 Mindesteinbindetiefe bei gelenkiger Lagerung im Fels

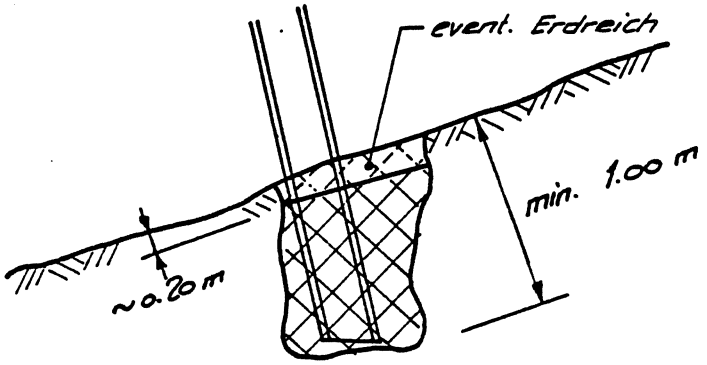
Lagerung in Lockergestein

Der passive Erdwiderstand in Böschungen aus Lockergestein ist gering (vgl. Abschnitt 5.1.4.1). Bei einem Aufprall im Bereich des Stützenfusses besteht die Gefahr, dass das ganze Stützenfundament zerstört und aus dem Erdreich geschlagen wird. Die Stützen sind deshalb entweder so zu stellen, dass im Fundamentbereich keine Direkttreffer möglich sind, oder die Stützenfundamente sind durch eine untere Abspannung zu ergänzen. Für die dann notwendigen bergseitigen Verankerungen können oft die Verankerungen der oberen Abspannungen benützt werden (vgl. Figur 59). Die Zerstörung des Fundamentes bei Aufprall im Stützenbereich kann jedoch



Figur 59 Lagerung in Lockergestein mit unterer Abspannung (vgl. auch Figur 63)

infolge Dehnung im unteren Abspannseil, nicht ausgeschlossen werden. Die Einbindetiefe hat die Stabilität während der Montage und im Zustand ohne Steinschlagbelastung zu gewährleisten (vgl. Figur 60).



Figur 60 Mindesteinbindetiefe bei gelenkiger Lagerung in Lockergestein

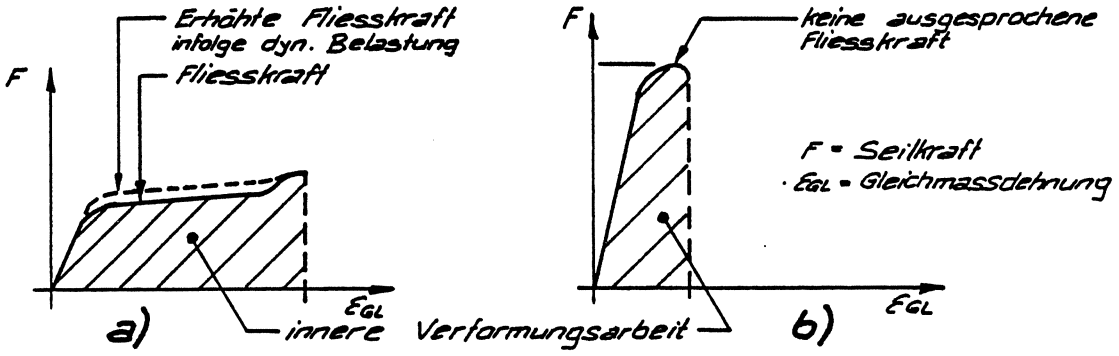
Die obersten 0.20 m der minimalen Fundamenteinbindetiefe dürfen mit Erdreich überdeckt werden. Bei einem eventuellen späteren Abbruch der Schutzwand können dadurch die Betonfundamente im Erdreich belassen werden.

5.1.5 Bemessung der Stützenabspannung

Die Aufgabe der Stützenabspannung besteht darin, die Reaktionskräfte nicht eingespannter Stützen in die Verankerungen abzuleiten. Analog zu den andern Konstruktionselementen soll die innere Verformungsarbeit grösser sein, als die Aufprallenergie bei Direkttreffern.

5.1.5.1 Obere Stützenabspannung

Wie in Abschnitt 5.1.1 erwähnt, ist die innere Verformungsarbeit vom jeweiligen Kraft-Dehnungs-Diagramm abhängig (vgl. Figuren 25 und 61).



Figur 61 Kraft-Dehnungs-Diagramm mit
a) ausgeprägtem Fliessplateau
b) hoher Bruchlast

Bei gleicher innerer Verformungsarbeit wird beim Typ gemäss Figur 61a eine kleinere Seilkraft aufgebaut als beim Typ gemäss Figur 61b. Diese Seilkraft (Bruchlast) bestimmt im weiteren die Dimensionierung der Verankerung (vgl. Abschnitt 5.1.6).

Bei Materialien mit ausgeprägtem Fliessplateau darf infolge der kurzfristigen dynamischen Beanspruchung die statisch ermittelte Fliesskraft um 10% erhöht werden. Diese Erhöhung gilt auch für die Stützen, Aufhänge- und Bodenseile.

Bei der rechnerischen Bestimmung der inneren Verformungsarbeit ist es wichtig, dass bei der Bruchdehnung nicht die Werte ε_5 oder ε_{10} berücksichtigt werden, sondern die Bruchdehnung ε_{Gl} in Rechnung gestellt wird:

$$\varepsilon_{Gl} = 2\,\varepsilon_{10} - \varepsilon_5 \quad \text{(vgl. Anhang A1 [Begriffe, Verständigung])}$$

Anstelle dieses Wertes darf für ε_{Gl} auch die an einem Zugversuch bestimmte Dehnung bezüglich einer Basislänge von > 1.00 m eingesetzt werden. Das folgende Beispiel zeigt die Bestimmung der inneren Verformungsarbeit für verschiedene Seiltypen.

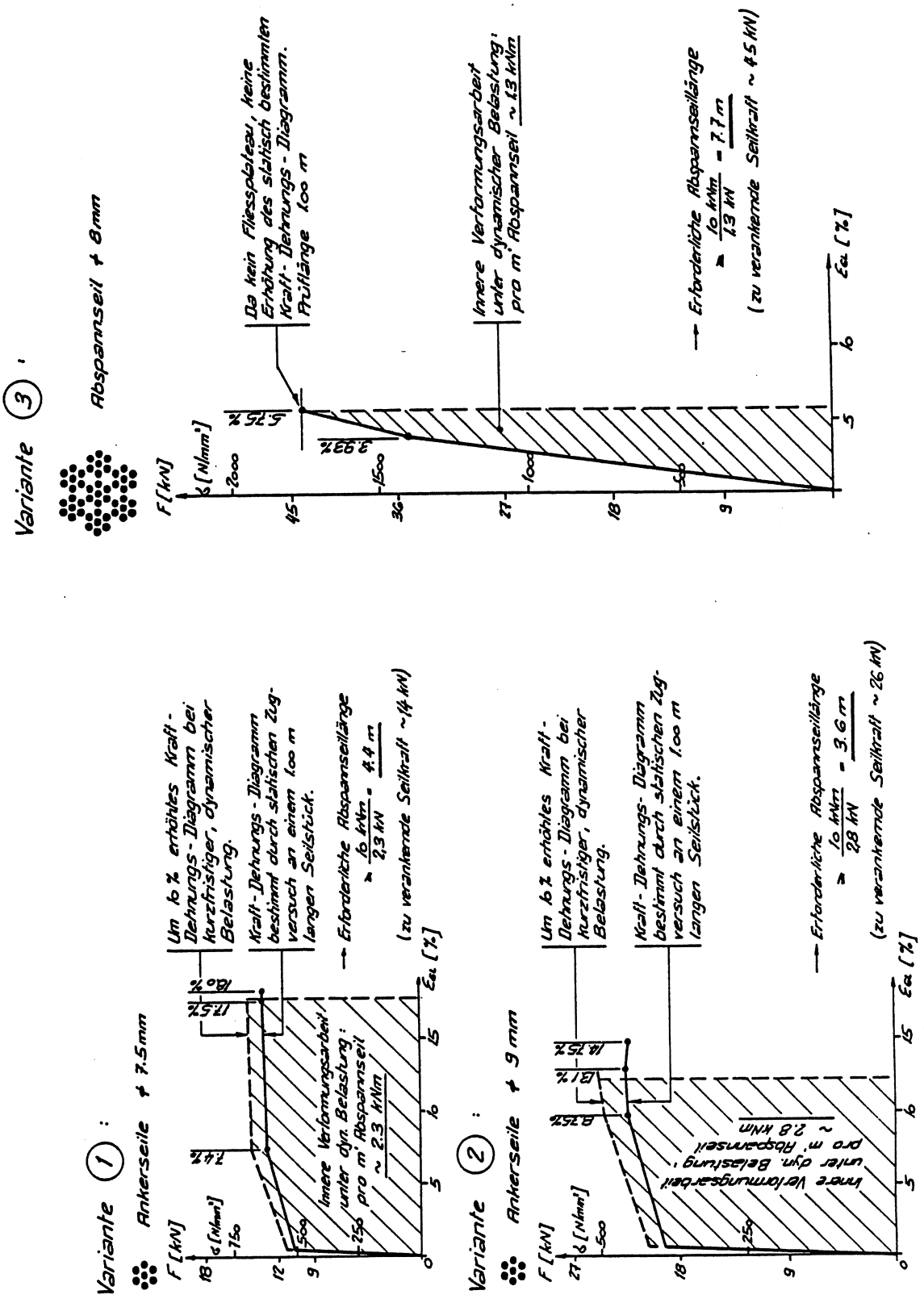
Beispiel:

Gegeben Schutzwandfläche aus Holzschwellen
Gebrauchsbelastung: 200 kg bei einer "Fallhöhe" von 2 m
Grenzbelastung: 500 kg bei einer "Fallhöhe" von 2 m

Gesucht Abspannung bei Verwendung verschiedener Seiltypen. Welche Verankerungskräfte und Seillängen ergeben sich?
Gebrauchsbelastung: $2 \cdot 200\ kg \cdot 9.81\ m/s^2 \cdot 2.0\ m = 8.0\ kNm$
Grenzbelastung: $500\ kg \cdot 9.81\ m/s^2 \cdot 2.0\ m = 10.0\ kNm$
→ massgebend

Lösung Es werden 3 Varianten untersucht (vgl. Figur 62), wobei nachstehende Verankerungskräfte und Seillängen resultieren:

Varianten	Beschrieb	Innere Verformungsarbeit	Verankerungskräfte (kN)	Seillängen (m)
1	Dünnes Seil mit grosser Bruchdehnung	2.3 kNm/m'	14 kN	≧ 4.40
2	Stärkeres Seil mit mittlerer Bruchdehnung	2.8 kNm/m'	26 kN	≧ 3.60
3	Starkes Seil mit geringer Bruchdehnung	1.3 kNm/m'	45 kN	≧ 7.70

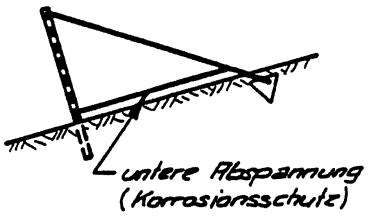
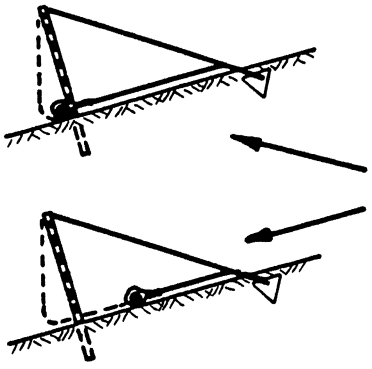


Figur 62 Beispiel für Abspannung bei Verwendung von verschiedenen Seiltypen

Neben der Aufprallenergie durch Steinschlag, muss die Abspannung auch vorhandene statische Belastungen in die Fundamente ableiten können.

5.1.5.2 Untere Stützenabspannung

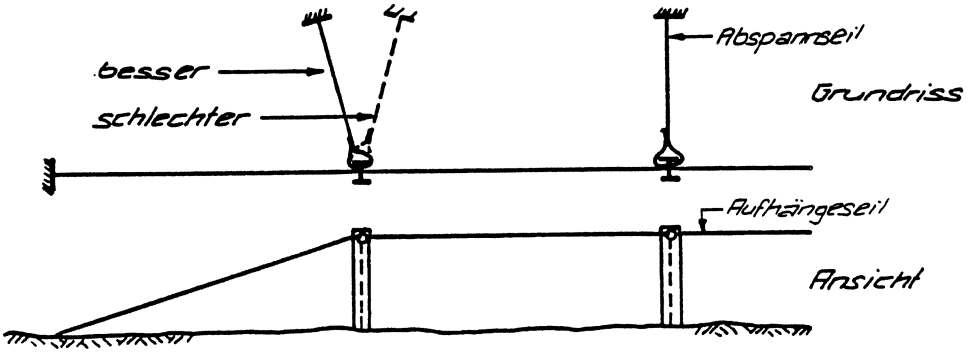
Die Bemessung der unteren Abspannseile erfolgt analog der Bemessung der oberen Abspannseile. An die unteren Abspannseile sind die Forderungen gemäss Figur 63 zu stellen.

Schutzwandfläche aus Eisenbahnschwellen		Untere Abspannung nicht zu elastisch. Die Verlängerung unter Last wird sonst zu gross. Das Stützenfundament kann dadurch zerstört werden.
Schutzwandfläche aus Drahtgeflechten oder Drahtseilnetzen		Untere Abspannung nicht mit der Stütze, sondern mit dem Bodenseil verbinden. Bei Verlängerung der unteren Abspannung wird das Stützenfundament nicht zusätzlich belastet, es bleibt unbeschädigt.

Figur 63 Eigenschaften der unteren Abspannung bei verschiedenen Schutzwandflächen

5.1.5.3 Konstruktive Massnahmen

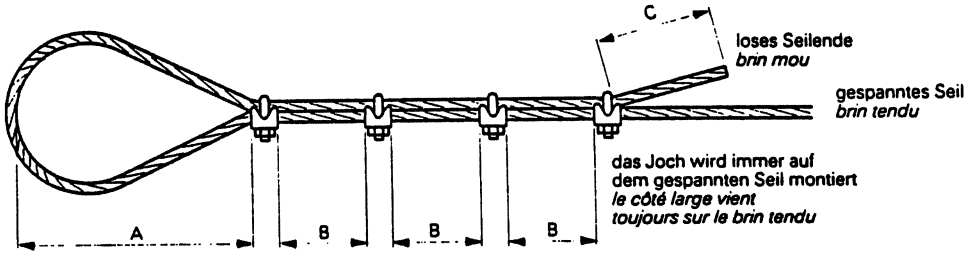
Bei Randstützen sind die Abspannseile nach Möglichkeit gemäss Figur 64 anzuordnen. Die Randstützen werden dadurch besser fixiert.



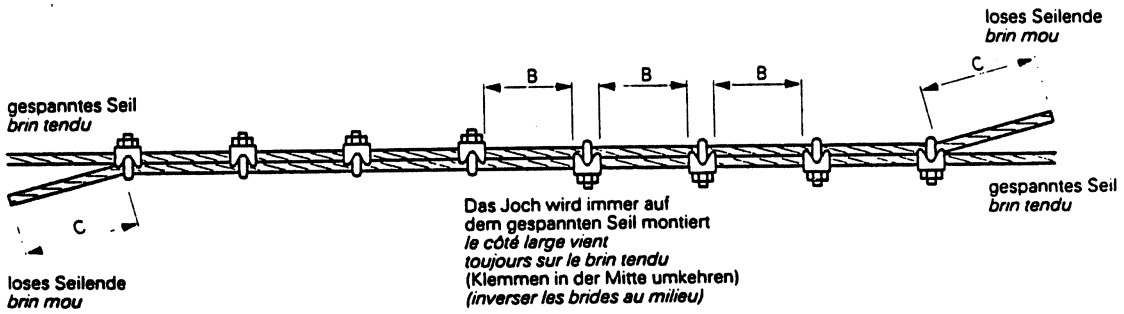
Figur 64 Anordnung der Randstützenabspannung

Die Seilverbindungen der Aufhänge-, Boden- und Abspannseile sind fachgerecht auszubilden (vgl. Figur 65).

Seilschlaufe mit Bügel-Klemmen *Boucle de câble avec brides à étrier*



Seilverbindung mit Bügel-Klemmen *Liaison de câbles avec brides à étrier*



Seil-ø ø-câble	Klemmengrösse grandeur de brides	Zahl der Klemmen Nombre de brides		Schlüssel clef	Anziehen serrage	Abmessungen dimensions		
		Seilschlaufe boucle de câble	Seilverbindung liaison de câbles			A	B	C
mm	Zoll/pouce	Stück/pièce	Stück/pièce	mm	Nm	mm	mm	mm
6	¼	3	6	11	10	100	35	50
8	5/16	4	8	11	10	120	50	70
9,5	⅜	4	8	14	20	150	60	70
12	½	4	8	17	40	180	75	100
16	⅝	4	8	19	80	240	100	150
18	¾	5	10	19	80	270	110	150
22	⅞	5	10	22	120	330	135	200

Gewinde nicht fetten *Filetage non graissé*

Figur 65 Drahtseilverbindungen gemäss Unterlagen der Kabelwerke Brugg AG

5.1.6 Bemessung von Verankerungen

Die Verankerungen müssen die Kräfte der Abspann-, Aufhänge- und Bodenseile in den Baugrund einleiten können. Es ist besonders wichtig, dass diese Zugkräfte sicher verankert werden, da sonst die ausgewogenste Schutzwandfläche keinen Nutzen bringt.

Bei starker Ueberdimensionierung der Schutzwandflächen darf von der Ausgewogenheit der gesamten Schutzwandkonstruktion abgewichen werden. Dann soll aber nicht die Verankerung der schwächste Konstruktionsteil sein. *Die Bruchlast der Verankerung soll daher grösser sein als die Bruchlast der zu verankernden Seile.* Bei örtlicher Ueberbelastung wird die Verankerung dadurch nicht zerstört. Reparaturen können einfach und schnell durch Auswechseln der defekten Konstruktionsteile erfolgen.

Bei grösseren Steinschlagsicherungen lohnt sich die Durchführung von Zugversuchen im Massstab 1:1. Fehlen solche, so kann je nach System mit nachstehenden Ankerkräften gerechnet werden.

5.1.6.1 Verankerungen an Blöcken

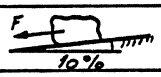
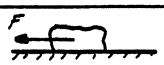
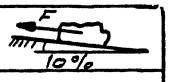
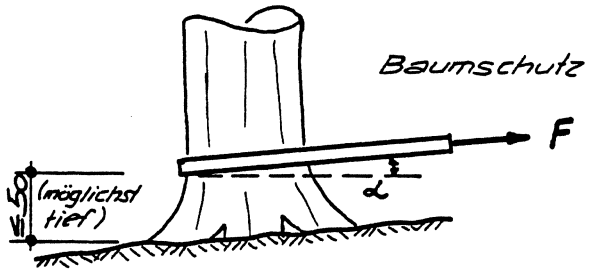
Steingrösse			
3 m3	10 kN	15 kN	20 kN
5 m3	15 kN	25 kN	35 kN
8 m3	25 kN	40 kN	55 kN

Tabelle 2 Verankerungen an Blöcken

Scharfe Kanten sind zum Schutze der Seile vorgängig abzuspitzen. Bei der Bestimmung der Steingrösse hat man sich auf die sichtbare Kubatur zu beschränken.

5.1.6.2 Verankerungen an Bäumen

Bäume können in der Regel für temporäre Verankerungen verwendet werden. Die Anordnung ist aus Figur 66 ersichtlich. Die Zugkraft F soll unter einem möglichst kleinen Winkel α angreifen, damit die Verankerung bei Belastung nicht nach oben wegrutscht.



Figur 66 Anordnung der Verankerungen an Bäumen

Bäume mit Pfahlwurzeln (zB. Lärchen) sind grundsätzlich für Verankerungen besser geeignet als Bäume mit Tellerwurzeln (zB. Fichten). Die zulässigen Ankerkräfte können der Tabelle 3 entnommen werden.

Baumdurchmesser[1)] [m]	Baumumfang [m]	red.Verankerungs-kraft [kN]	erhöhte Verankerungs-kraft [kN]
0.20	0.63	15	25
0.25	0.79	20	40
0.30	0.94	30	55
0.35	1.10	40	75
0.40	1.25	55	95
0.45	1.40	70	120
0.50	1.57	85	150

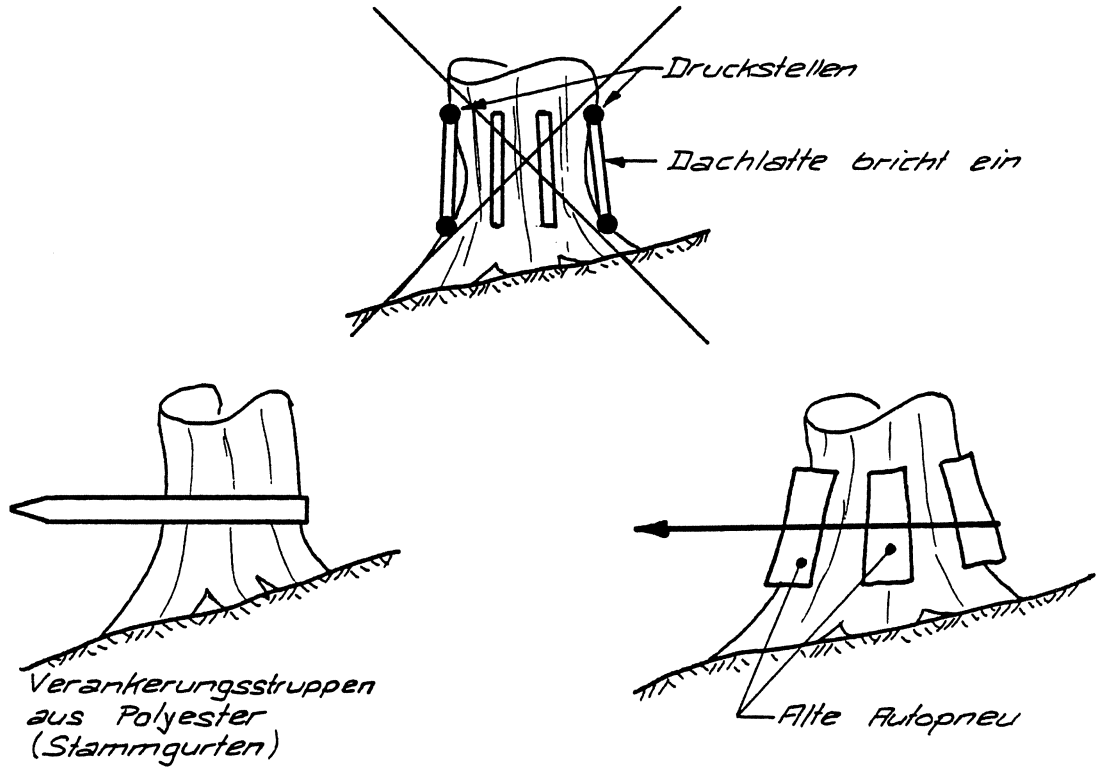
1) Brusthöhendurchmesser

Tabelle 3 Verankerungen an Bäumen

Die erhöhten Verankerungskräfte gelten für gesunde Bäume, die gut mit dem Boden verwachsen sind. In Hängen mit hochliegender Felsoberfläche ist die Einbindung der Baumwurzeln nicht immer optimal. Die Verankerungskräfte dürfen dann auch bei kräftigen Bäumen nicht erhöht werden.

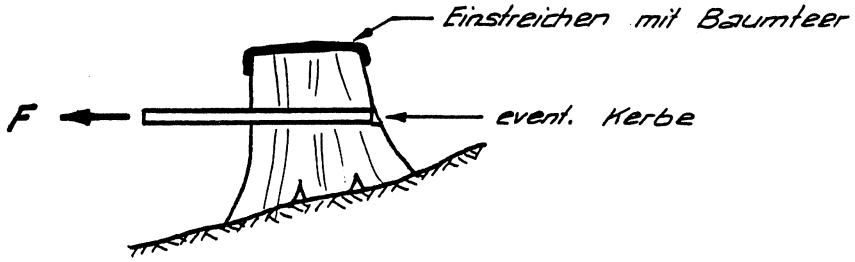
Zwischen Seil und Baum ist ein Baumschutz anzuordnen (vgl. Figur 67). Die Verteilung der Zugkraft auf die Baumrinde hat möglichst gleichmässig zu erfolgen. Die Verletzungsgefahr infolge Belastung, besonders während der Wachstumszeit, wird dadurch stark reduziert.

Dachlatten oder ähnliches sind als Schutz von Bäumen ungeeignet.
Am besten eignen sich die im Handel erhältlichen Verankerungsstruppen.



Figur 67 Baumschutz

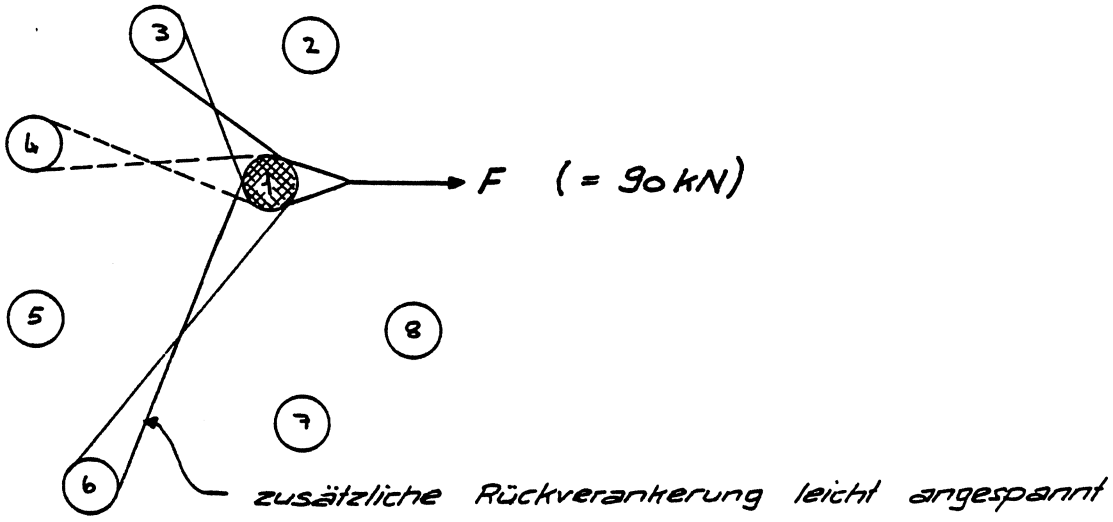
Werden Baumstrünke als Abspannstellen verwendet, so ist zu beachten, dass ohne Witterungsschutz die Verrottung je nach Baumart bald einsetzt. Die Verankerungskräfte nehmen mit zunehmender Einsatzdauer ab. Durch die Anordnung eines Witterungsschutzes wird der Zerfall verzögert (vgl. Figur 68). Als Sicherung gegen das Wegrutschen der Verankerungen können bei Baumstrünken Kerben geschlagen werden.



Figur 68 Witterungsschutz von Baumstrünken

Massnahmen bei Verankerungen an Bäumen mit schwachen Wurzeln (Beispiel)

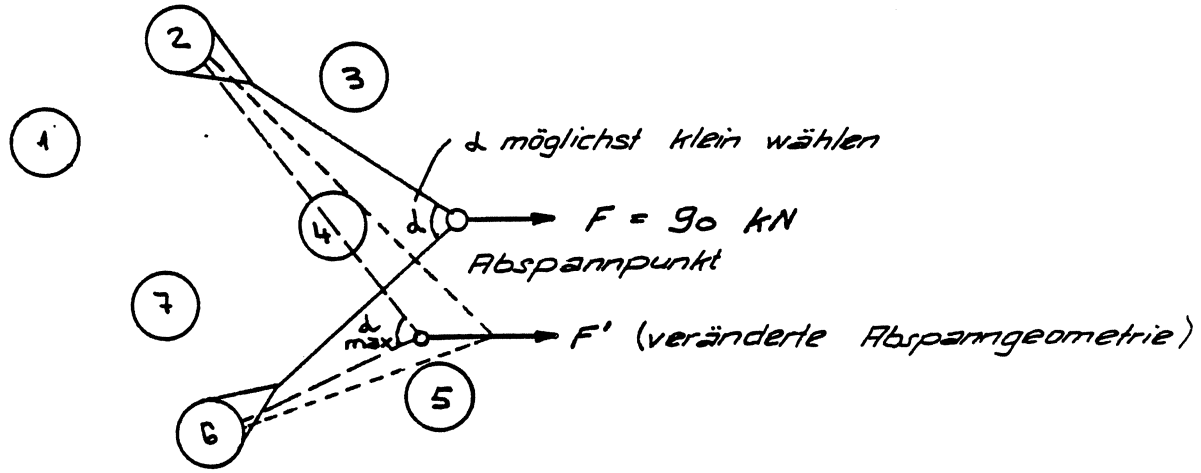
Der Baum Nr. 1 (vgl. Figur 69) kann mit gesunden Wurzeln die Zugkraft F aufnehmen. Er befindet sich aber in einer Zone, in der der Felshorizont bis nahe an die Erdoberfläche reicht. Er darf deshalb nur mit der reduzierten Verankerungskraft belastet werden. Der gewählte Verankerungspunkt "Baum Nr. 1" ist deshalb zusätzlich (direkt) mit weiteren Bäumen zu verbinden (Verankerung in Serie).



Figur 69 Baumverankerung in Serie

Massnahmen bei Verankerungen an zu dünnen Bäumen (Beispiel)

Die Bäume befinden sich in einer Zone, in der kein Fels vorhanden ist. Sie dürfen mit der erhöhten Verankerungskraft belastet werden. Die einzelnen Bäume sind aber nicht in der Lage, die Zugkraft F in das Erdreich abzuleiten. Sie müssen deshalb einzeln als Verankerungspunkte erfasst werden (Parallelverankerung).



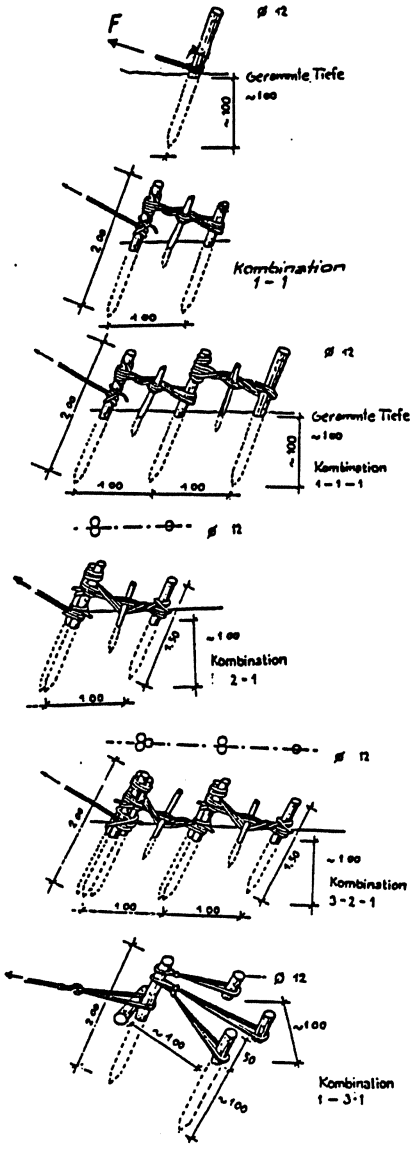
Figur 70 Parallelverankerung an Bäumen

Bei der Verankerung an"sicheren" Bäumen ist darauf zu achten, dass die einzelnen Seillängen bis zum Abspannpunkt etwa die gleichen Längen aufweisen. Bei extremen Unterschieden (vgl. Figur 70, Abspannpunkt F') bewirkt die ungleiche elastische Deformation, dass eine einzelne Abspannstelle schon überbeansprucht wird, bevor die Nachbarverankerungen ganz wirken können.

5.1.6.3 Verankerungen an Holzpfählen

Holzpfahlverankerungen dienen für temporäre Einsätze. Bei längerer Verwendungsdauer (über ein Jahr) sind sie vorgängig gegen Fäulnis zu imprägnieren.

Die zulässigen Ankerkräfte sind aus Tabelle 4 ersichtlich. Bei Anwendung in Fallrichtung des Hanges sind die Werte gemäss Figur 71 zu reduzieren.



→ ~ 3.0 kN

→ ~ 6.0 kN

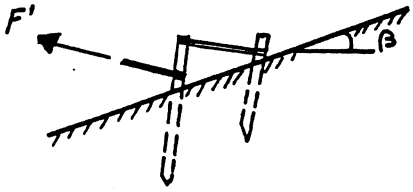
→ ~ 8.0 kN

→ ~ 9.0 kN

→ ~ 15.0 kN

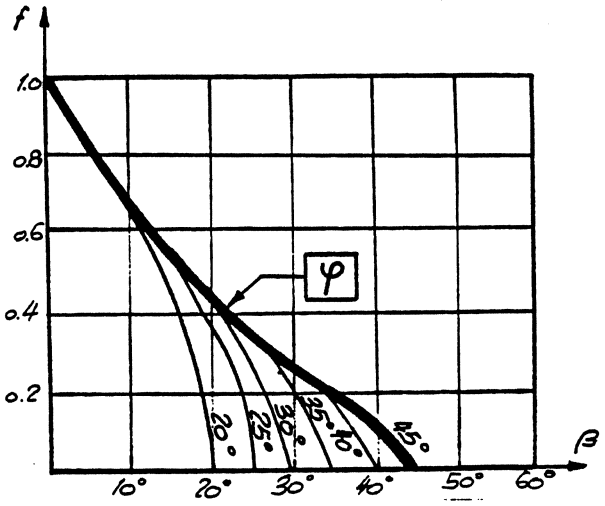
→ ~ 8.5 kN

Tabelle 4 Zulässige Ankerkräfte bei Holzpfählen



$F' = f \cdot F$

φ = innerer Reibungswinkel



Figur 71 Reduktion der zulässigen Verankerungskräfte bei Holzpfahlverankerungen in Hangrichtung

5.1.6.4 Verankerungen an Ankerplatten ("Toter Mann")

Bei Verwendung von Holz sind diese Verankerungen nur für temporäre Einsätze vorzusehen (vgl. Tabelle 5).

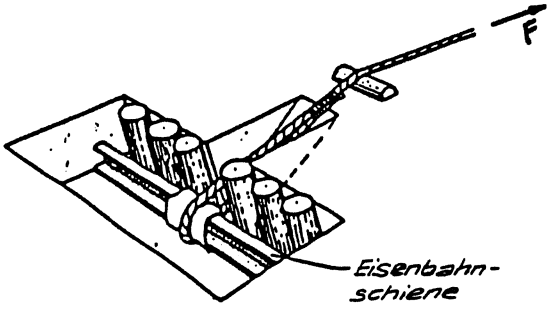
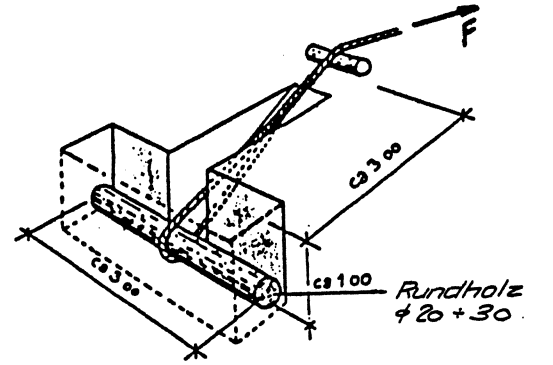
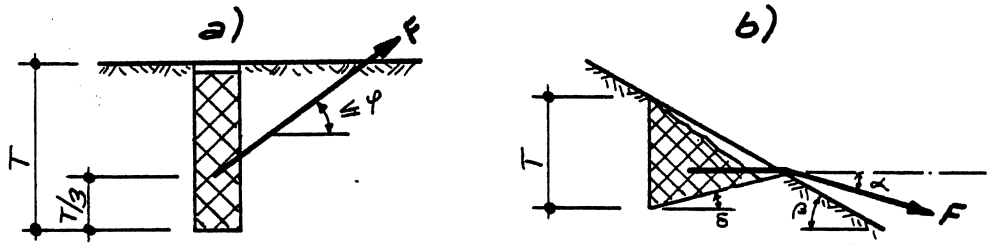
System	Geeignet für	Zulässige Ankerkraft [KN]
	weiches Material	20 ÷ 30
	hartes Material	20 ÷ 30

Tabelle 5 Zulässige Ankerkräfte bei Ankerplatten

5.1.6.5 Verankerungen an Betonkörpern

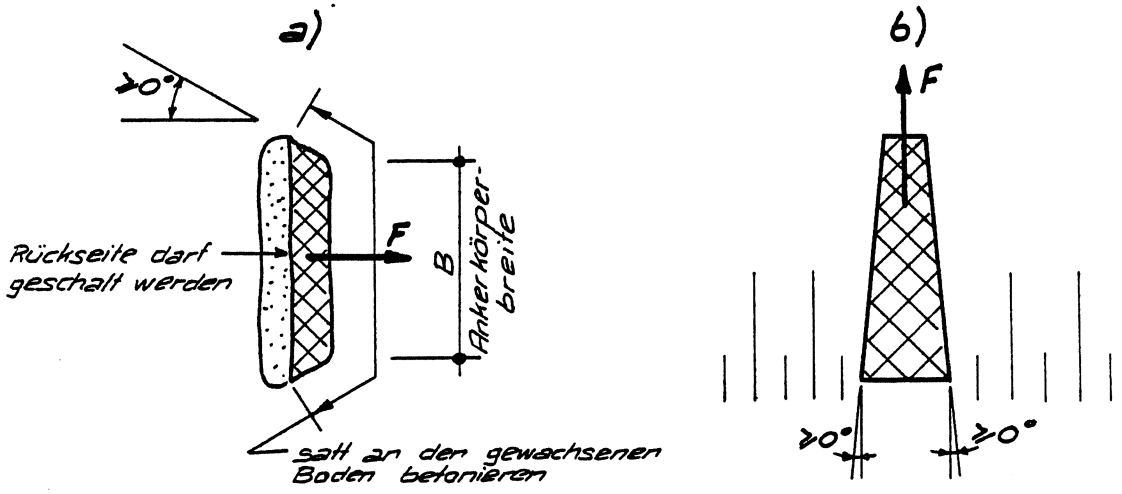
Aushublöcher werden durch bewehrten Beton aufgefüllt. Dabei ist der Betonkörper satt an das anstehende Erdreich zu betonieren. Der Beton soll nur bis ca. 0.2 m unter die Terrainoberfläche geführt werden. Bei einer späteren Urbarisierung müssen die Verankerungen dadurch nicht abgebrochen werden. Die Verankerungskrafteinbusse beim Verzicht auf diese oberste Zone ist gering.

Man unterscheidet 2 Verankerungstypen (vgl. Figur 72).



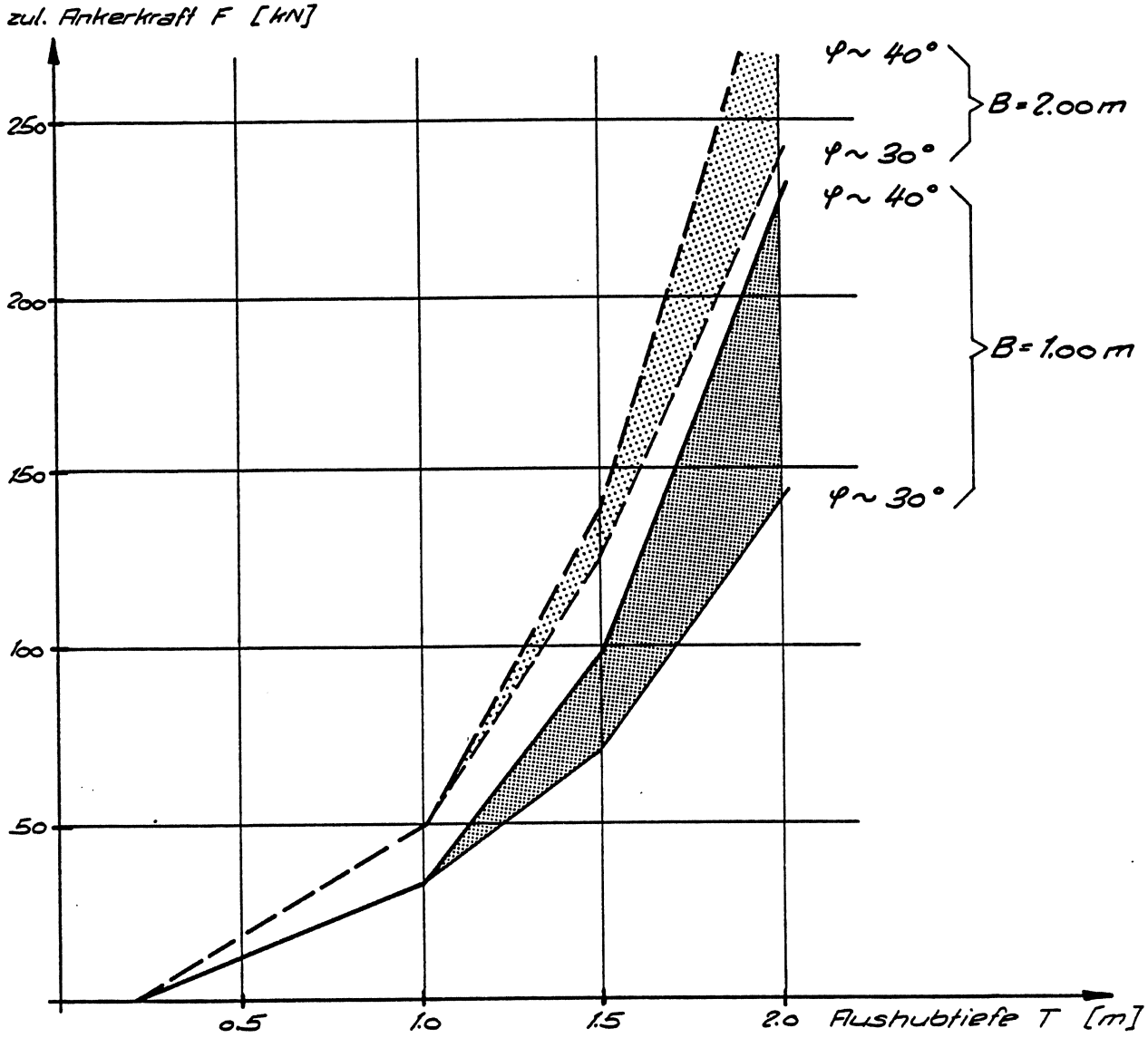
Figur 72 Verankerungstypen
a) Ankerkörper quer zum Hang (zB. für Aufhängeseile)
b) Ankerkörper parallel zum Hang (zB. für Abspannseil)

Der Betonkörper muss allseitig satt gegen den gewachsenen Boden betoniert werden. Die seitlichen Flächen sollen leicht hinterschnitten werden (vgl. Figur 73).



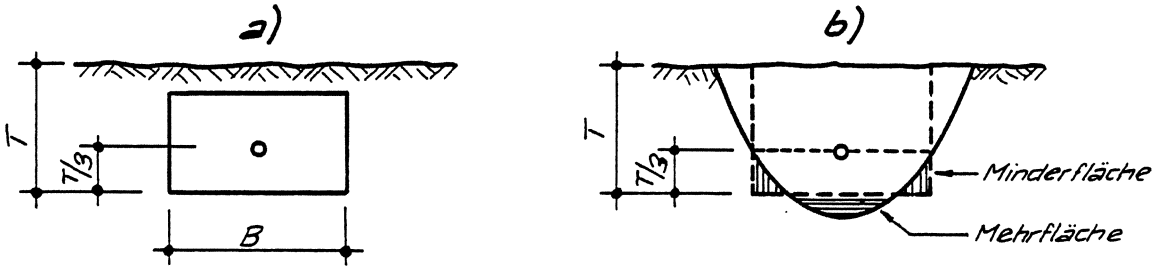
Figur 73 Verlauf der hinterschnittenen Seitenflächen für
a) Ankerkörper quer zum Hang
b) Ankerkörper parallel zum Hang

Bemessung für Ankerkörper quer zum Hang



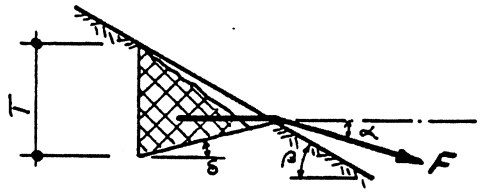
Figur 74 Zulässige Ankerkräfte F

Der Betonkörper muss nicht die theoretischen Abmessungen B und T aufweisen. Er kann der maschinellen Aushubform angepasst werden. Dabei muss aber die Ansichtsfläche unterhalb $\frac{T}{3}$ erhalten bleiben (Mehrfläche = Minderfläche; vgl. Figur 75).



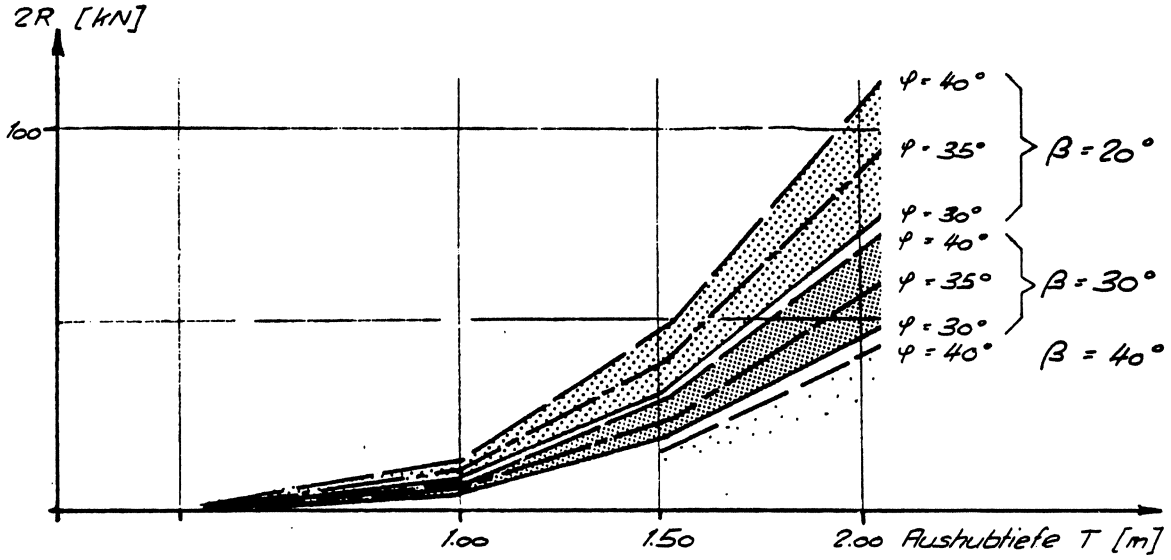
Figur 75 Anpassung des Aushubes an die theoretischen Abmessungen
a) theoretische Abmessungen (vgl. Figur 72a)
b) dem Aushub angepasste zulässige Abmessungen

Bemessung_für_Ankerkörper_parallel_zum_Hang

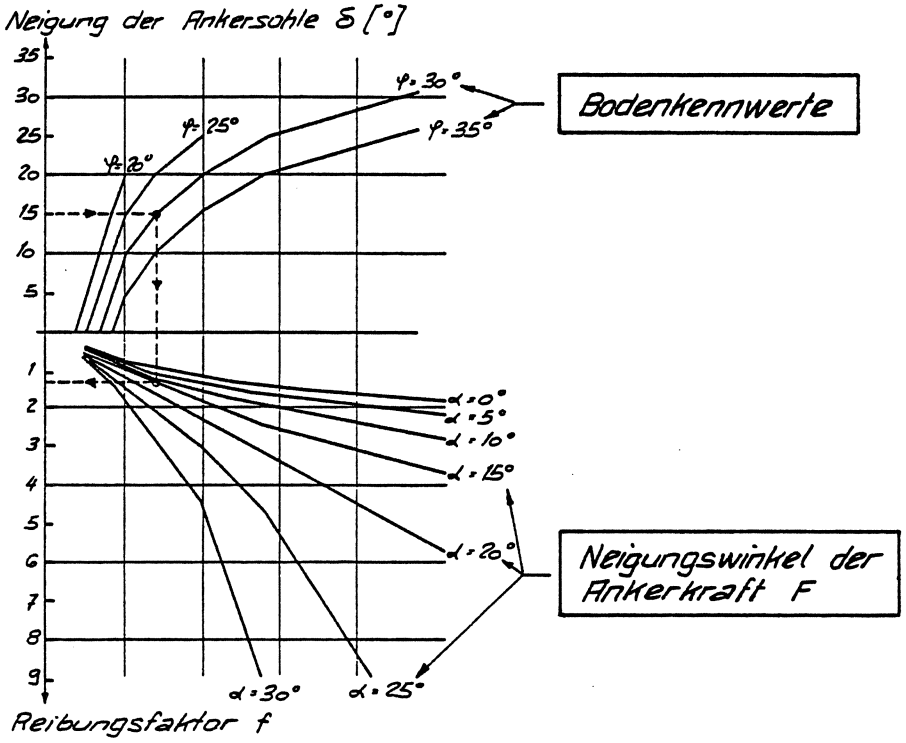


$$F = 2R + f \cdot G$$

F = zulässige Ankerkraft (Gebrauchslast)
2R = seitliche Reibung (vgl. Fig. 76)
G = Gewicht des Betonkörpers
f = Reibungsfaktor (vgl. Fig. 77)



Figur 76 Seitliche Reibungskräfte von Betonkörpern



Figur 77 Reibungsfaktor f des Betonkörpers in der Sohlfläche

5.1.6.6 Felsverankerungen

Die Verankerung der Zugkräfte in gesundem Fels bringt in der Regel keine Probleme. Es ist darauf zu achten, dass die Verankerung in gesundem, kompaktem Fels erfolgt. Die verwitterte Deckschicht ist zu entfernen bzw. zu durchbohren.

Bohrlöcher bis 32 mm Durchmesser und 3 m Bohrlänge können von Hand (ohne Bohrgestell) gebohrt werden.

Im Handel (Stollenbau) sind die verschiedensten Konstruktionsarten erhältlich, zB. Drahtseilanker, Spreizanker, Klebeanker usw.

Die zu verankernden Zugkräfte sind in der Regel nicht besonders gross. In Literatur [4] sind einige Angaben über die Dimensionierung enthalten.

Je nach Einsatzdauer ist dem Korrosionsschutz der Zugglieder die entsprechende Aufmerksamkeit zu schenken.

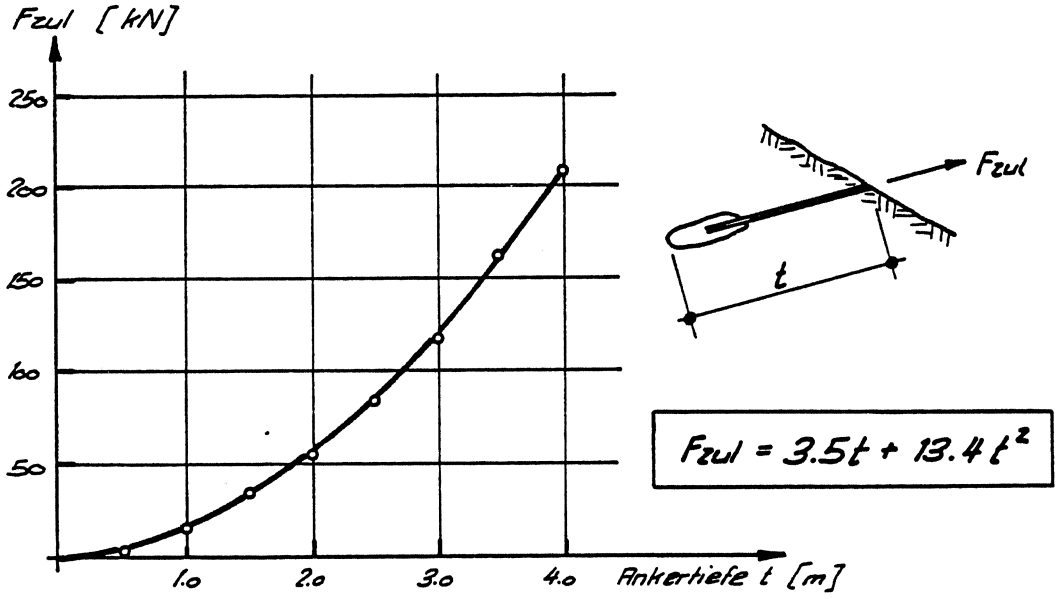
In stark zerklüftetem Fels wie auch im Felsschutt (Geröllhalde) kann das Ausgiessen der Bohrlöcher Probleme ergeben (Einpressmörtel fliesst unkontrolliert ab). Durch den Einbau von "Sackankern" kann der Mörtelverbrauch gesenkt werden. Die Beschaffenheit des Sackes ist für die Grösse der Zugkraft von Bedeutung. Zugversuche in Felsschutt (Kies ohne Feinanteile) - durchgeführt durch das Eidgenössische Institut für Schnee- und Lawinenforschung - zeigten die Eigenschaften gemäss Tabelle 6.

Hülle (Sack)	Einspressmörtel	Eigenschaften
Kunststoffsack	Zementmilch	• Kein Mörtelverlust • Kein Verbund Zementmilch-(Locker-)Gestein • Ankerkraft reduziert
Kunststoff-strumpf (Netzgewebe)	Spez. Mörtel (Aliva-Ankermörtel Standard)	• Kleiner Mörtelverlust • Verbund Zementmilch-(Locker-) Gestein infolge Austritt von Mörtel durch die Maschen des Netzgewebes gewährleistet. • Ankerkraft grösser als bei Kunststoffsack • Im Felsschutt wirtschaftlich

Tabelle 6 Eigenschaften von Sackankern

5.1.6.7 Verankerungen an Sprengankern

Zur Herstellung eines Sprengankers wird ein Stahlrohr (Ø 100 mm) in den Boden getrieben (Rammen oder Bohren). Am Fusse des Rohres, wird eine Sprengladung gezündet (50 bis 100 g Sprengstoff mit kleiner Detonationsgeschwindigkeit und grossem Gasvolumen zB. Gotthardit 60 oder Tovex T). Anschliessend wird ein Anker (Drahtseil oder Armierungsstab) eingeführt und mit Mörtel vergossen. Die Konstruktion ist im Fels wie auch im Lockermaterial einsetzbar. Zugversuche an Einlochsprengankern in Lockergestein führten zu den zulässigen Zugkräften der Figur 78 (Literatur [11], [14] und [15]).



Figur 78 Zulässige Zugkräfte von Einlochsprengankern in Lockergestein (Sicherheitsbeiwert = 2.0)

5.1.6.8 Verankerungen an Mikroverbundpfählen

Die Verwendung von Mikroverbundpfählen für die Verankerungen von Lawinenverbauungen wurde schon verschiedentlich versucht [17]. Zur Herstellung eines Mikroverbundpfahles wird ein Stahlrohr in ein Bohrloch versenkt und nachträglich mit Zementmörtel ausgegossen. Die Rohrdurchmesser variieren im allgemeinen zwischen 50 und 115 mm. Die Nutzlasten erreichen gemäss [15] je nach Bodenbeschaffenheit Werte bis 1000 kN. Die durchgeführten Versuche reichen zur Zeit noch nicht aus, um verbindliche Aussagen über zulässige Beanspruchungen zu machen. Weitere Versuche durch das Eidgenössische Institut für Schnee- und Lawinenforschung sind vorgesehen bzw. im Gange.

5.1.6.9 Verankerungen an Systemen

Auf dem Markt sind verschiedenste Verankerungssysteme für temporären oder permanenten Einsatz erhältlich. Die Ausreisskraft solcher Verankerungen liegt in der Grössenordnung von 10 bis 30 kN.

Figur 79 Beispiel von Verankerungen an Systemen
a) Titanverankerung
b) Duckbill Erdanker

5.2 Schutzgräben (Fallböden)

Bei grossen Fallhöhen und grossen Blöcken können die Aufprallenergien nicht mehr durch Schutzwände allein absorbiert werden. Die Anordnung von Schutzgräben drängt sich auf. Die Aufgabe der Schutzgräben besteht darin, die Energie durch den Aufprall in das Erdreich möglichst weitgehend zu vernichten. Schutzgräben haben den Nachteil, dass sie relativ viel Platz benötigen und deshalb nicht in jedem Gelände erstellt werden können. Die Abmessungen für die Ausführung von Schutzgräben können der Tabelle 7 entnommen werden.

Felsböschung	Fallhöhe h [m]	Breite W [m]	Tiefe D [m]
~ vertikal	5 bis 10	3.7	1.0
	10 bis 20	4.6	1.2
	> 20	6.1	1.2
4 oder 3:1	5 bis 10	3.7	1.0
	10 bis 20	4.6	1.2
	20 bis 30	6.1	1.8
	> 30	7.6	1.8
2:1	5 bis 10	3.7	1.2
	10 bis 20	4.6	1.8
	20 bis 30	6.1	1.8
	> 30	7.6	2.7
1.5:1	0 bis 10	3.7	1.0
	10 bis 20	4.6	1.2
	> 20	4.6	1.8
1:1	0 bis 10	3.7	1.0
	10 bis 20	3.7	1.5
	> 20	4.6	1.8

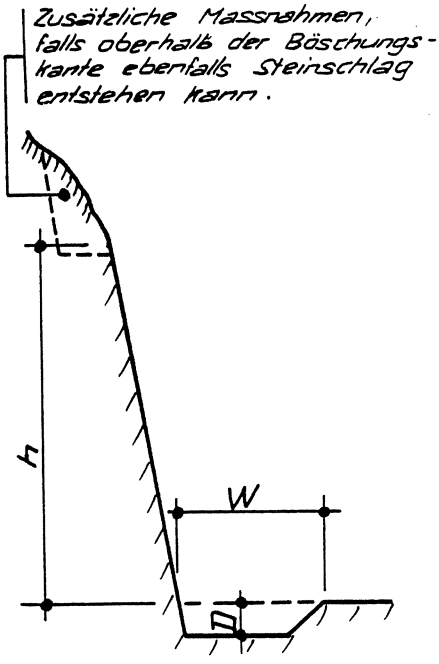
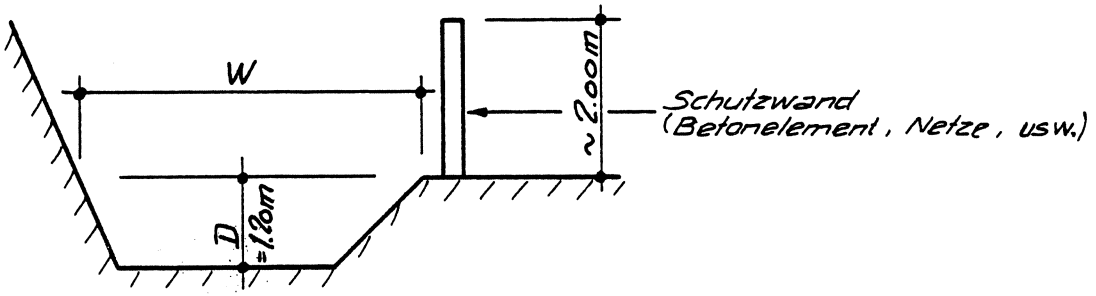


Tabelle 7 Bemessung von Schutzgräben
(Grundlage: Literatur [3])

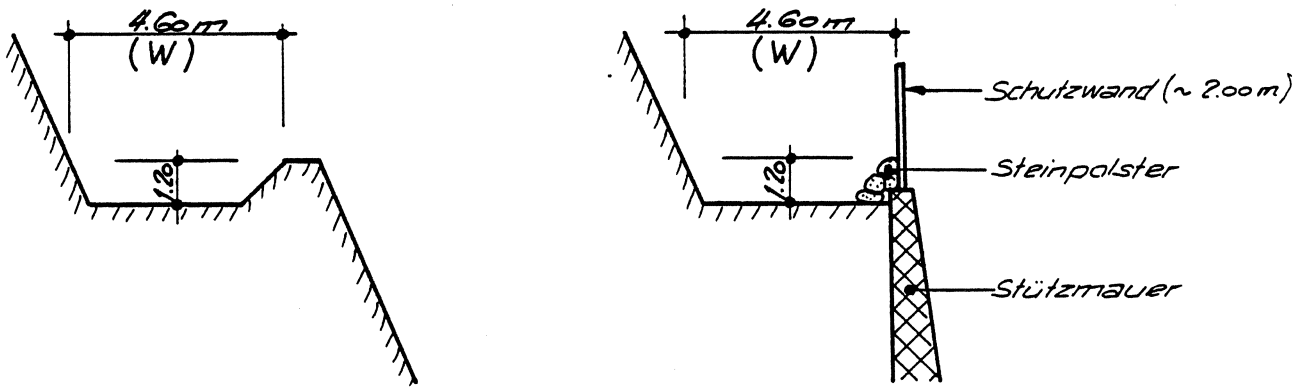
Sofern auf der Böschungskante talwärts des Schutzgrabens Schutzwände aufgebaut (vgl. Figur 80) werden, dürfen die Tiefen D für alle Fallhöhen auf 1.20 m reduziert werden.



Figur 80 Tiefe des Schutzgrabens bei Anordnung von Schutzwänden

Erschliessungsstrassen können auch als Schutzgräben (Fallböden) verwendet werden. Für die Unterhaltsarbeiten ergeben sich dadurch erhebliche Vorteile (vgl. Figur 81).

Die Fallböden können mit Dämpfungsschichten versehen werden (vgl. Abschnitt 5.3). Dafür eignen sich Kiesschüttungen von 0.50 m oder mehr. Diese sind zur Verhinderung des Ausschwemmens durch Meteorwasser geringfügig zu verdichten.



Figur 81 Varianten von Schutzgräben

5.3 Galerien

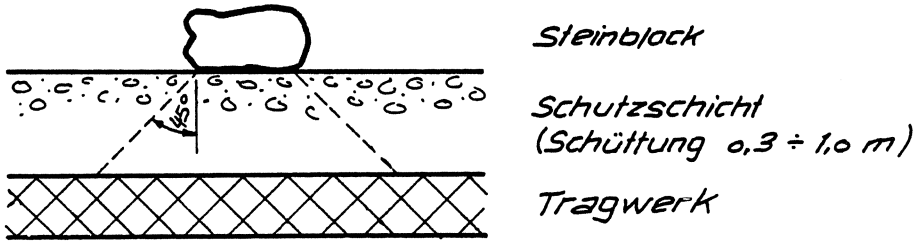
Der Aufprall von Blöcken auf ein Galeriedach erzeugt eine Stossbelastung.

Von der Bestimmung einer statischen Ersatzlast in der Form"Steingewicht mal Stossfaktor" ist abzuraten. Solche Stossfaktoren können zwar durch Versuche ermittelt werden. Sie gelten dann aber nur im engen Rahmen der

Versuchsrandbedingungen. Eine Uebertragung auf andere Verhältnisse (andere Steinmasse, Steinform, Geschwindigkeit, Eigenschaften der Aufprallebene und der Tragkonstruktion) können zu falschen Lastannahmen führen. Die Verwendung statischer Ersatzlasten ist zudem problematisch, da der Versagensmechanismus des Tragwerkes unter der Stossbelastung vom statischen Versagensmechanismus stark abweichen kann. Infolge der sehr kurzen Belastungszeit hat das Tragwerk unter Umständen nicht Zeit, seinen statischen Tragmechanismus zu entwickeln. Fliessgelenklinien in Stahlbetonplatten können anders verlaufen als im statischen Fall, was die Traglast unmittelbar beeinflusst und eine andere Armierung erfordert, als sich aus einer statischen Ersatzlast ergäbe. Unter der dynamischen Belastung kann sich zum Beispiel ein Schubversagen (Durchstanzen des Steinblockes durch das Galeriedach) einstellen, auch wenn statisch die Schubtraglast grösser ist als die Biegetraglast. Die Steinschlagbeanspruchung ist deshalb im konkreten Fall unter Beizug von Spezialisten und/oder speziellen Versuchen zu ermitteln. Es sei hier auch auf Literatur [6] verwiesen.

Die wirtschaftlichen Schutzmöglichkeiten gegen grosse Blöcke sind stark begrenzt. Das Auffangen von Blöcken über 1000 kg ist bei hohen Aufprallgeschwindigkeiten selbst unter Bruchbedingungen nicht mehr ohne weiteres möglich. In solchen Fällen sollte wo möglich ein Kosten-Nutzen-Vergleich mit einer Tunnelvariante durchgeführt werden. Die Anlage von Fallböden und Schutzgräben zur Entlastung der Galerie von grossen und schnellen Blöcken ist immer zu prüfen.

Galeriedächer werden in der Regel mit Schutzschichten aus Kiessand überdeckt (vgl. Figur 82). Damit wird der Stoss gedämpft und die Belastung auf einen grösseren Bereich des Tragwerkes verteilt.



Figur 82 Schutzschicht auf Galeriedach

Die Gefahr eines Durchschlagens (Durchstanzen) oder einer Beschädigung des Tragwerkes durch lokale Betonabplatzungen wird dadurch vermindert.

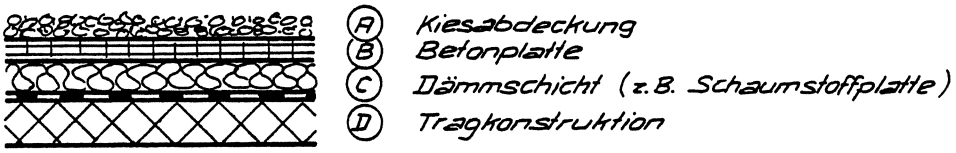
In Sonderfällen kommen für die Deckschichten spezielle Dämpfungsmaterialien in Frage (geschäumte Stoffe, Polyurethanschaum, Perlit oder Leca usw). Solche Materialien können zB. auf einem Fallboden vor der Galerie eingesetzt werden, damit grosse Blöcke - welche für das Galeriedach kritisch sind - darin steckenbleiben und nicht auf das Galeriedach weiterspringen.

Breit abgestützte, experimentell bestimmte Angaben über das Dämpfungsverhalten verschiedener Schutzschichten liegen nicht vor. Mangels besserer Unterlagen wird auf die Werte der Tabelle 8 verwiesen, welche aufgrund einzelner Versuche bestimmt wurden.

Dämpfungsmaterial	Reduktionsfaktor
300 mm Holz	1.0
32 mm Asphaltbeton	1.0
30 mm Teerasphaltbelag	1.0
10 mm Dachpappenbelag T50 (2-schichtig)	0.9
100 mm Teerbetonbelag	0.35
100 mm Teerbetonbelag + 70 cm Kies	0.1
100 mm Teerbetonbelag + 35 cm Kies	0.2
700 mm Kies	0.2
350 mm Kies	0.3

Tabelle 8 Reduktionsfaktoren der Aufprallenergie für verschiedene Dämpfungsmaterialien

Sofern zwischen Gebrauchs- und Grenzbelastung ein grosser Unterschied besteht, ist ein Aufbau der Dämmschicht gemäss Figur 83 denkbar (Angaben dienen als Hinweis).



Figur 83 Sandwich-Ueberdeckung von Galerien

Diese Sandwich-Ueberdeckung weist folgende Charakteristik auf:

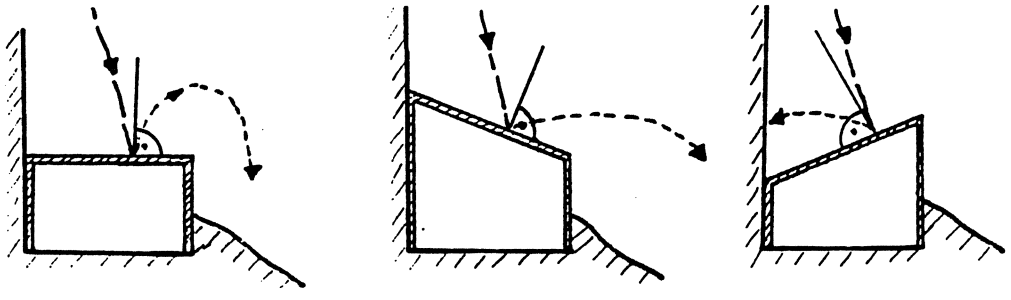
- Unter der Gebrauchsbelastung wird die Aufprallenergie durch die Kiesabdeckung (A) gedämpft. Die Betonplatte (B) verteilt ohne Beschädigung der Dämmschicht (C) die Belastung auf die Tragkonstruktion (D).

- Unter der Grenzbelastung wird die Aufprallenergie durch die Kiesabdeckung (A) gedämpft. Die Betonplatte (B) deformiert sich so, dass die Dämmschicht (C) gestaucht wird. Dabei wird weiter Energie aufgebraucht und der Stoss gedämpft. Die restliche Energie hat die Tragkonstruktion (D) aufzunehmen.

Eine solche Sandwich-Ueberdeckung von Galerien erlaubt die Fundation, Stützen usw. auch für grössere Grenzbelastungen nicht wesentlich verstärken zu müssen. Der beschädigte Aufbau muss aber nach Einwirkung der Grenzbelastung erneuert werden. Die Berechnungsgrundlagen für solche Konstruktionen sind durch Versuche zu gewinnen. Aehnliche Wirkungsweisen können mit nichtbetonartigen Materialien sowie mit speziellen Betonzusammensetzungen (cellular concrete) erreicht werden (Literatur [5]).

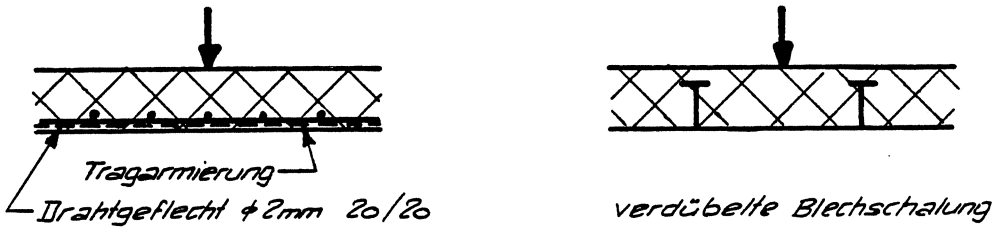
Bei der Ausbildung von Galerien sind einige konstruktive Gesichtspunkte zu beachten:

- Die Dachneigungen der Galerien bestimmen die weiteren Flugbahnen der Steine und Blöcke (vgl. Figur 84).



Figur 84 Einfluss der Dachneigung auf die Flugbahn

- Sofern Blöcke direkt auf Stahlbetonteile aufschlagen (keine Schutzschicht),besteht die Gefahr von Abplatzungen an der Unterseite. Es sind dann Vorkehrungen gemäss Figur 85 anzuordnen.



Figur 85 Abplatzschutz bei Direkttreffern

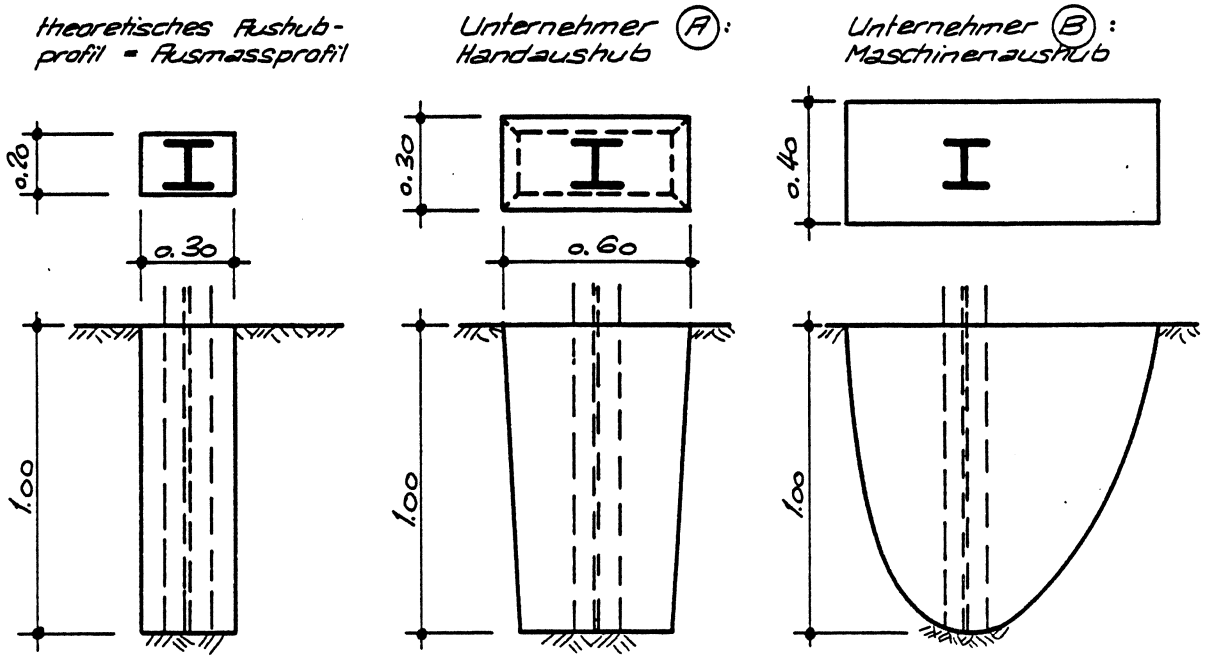
6. AUSSCHREIBUNG UND AUSFUEHRUNG

Die Grundlagen für die Ausschreibung bilden die einschlägigen SIA-Normen. Ferner sind die Vorschriften von Bund, Kantonen, SUVA, Bahnen usw. zu beachten.

Bei Steinschlagsicherungen handelt es sich um Spezial-Bauwerke in schwierigem Gelände. Ihre Konstruktion ist stark von den Oertlichkeiten abhängig.

In den meisten Fällen eignen sich die Normpositionskataloge für das Erstellen des Leistungsverzeichnisses nicht. Die einzelnen Positionen sind den Arbeiten entsprechend detailliert, übersichtlich und logisch zu umschreiben. Zudem ist eine Begehung unerlässlich und Voraussetzung für die Einreichung qualifizierter Angebote.

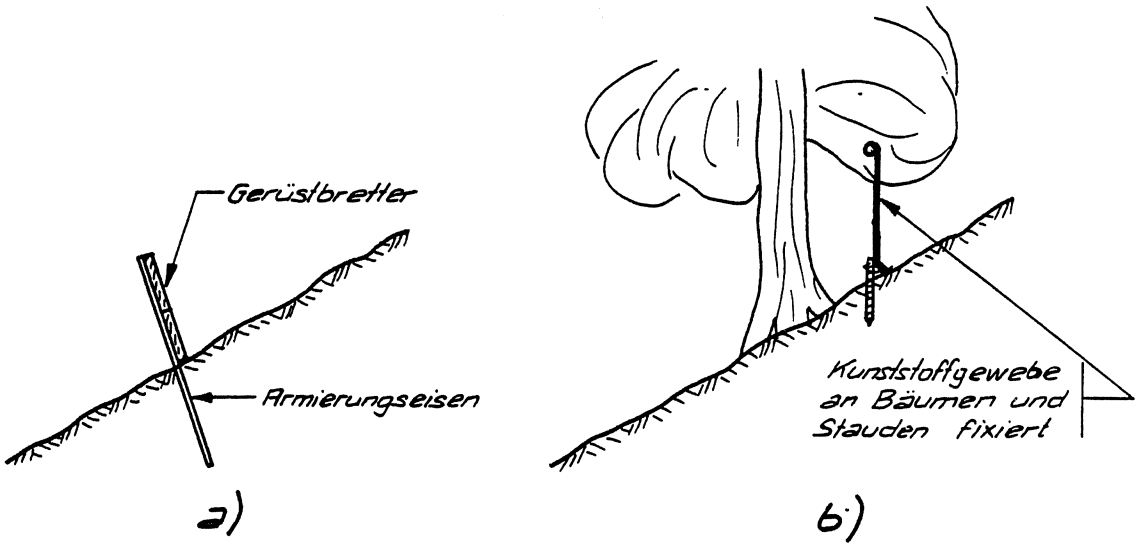
Bei der Bauausführung sind - je nach Unternehmer - verschiedenartige Geräteeinsätze möglich. Die Ausschreibung hat diese Tatsache zu berücksichtigen. Beim Aushub sind deshalb zB. theoretische Abmessungen einzuführen und dem Unternehmer ist die Ausführung, unter Einhaltung bestimmter Randbedingungen, offen zu lassen (vgl. Figur 86).



Figur 86 Vergleich theoretisches Aushubprofil - Unternehmeraushub

Bei Verwendung von Drahtseilen und allenfalls von Dämpfungselementen, sind diese mittels Kraft-Weg-Diagrammen zu beschreiben.

Wird für die Schutzbauwerke die Verwendung neuer Materialien und/oder Konstruktionselemente vorgesehen, so ist die Ausschreibung eines der Dimensionierungslast entsprechenden Fallversuches zu empfehlen. (Dieser Fallversuch ist,wenn möglich, vor der Arbeitsvergabe durchzuführen). Das Leistungsverzeichnis hat auch die Sicherung tieferliegender Anlagen vor den Auswirkungen der Bauarbeiten zu beinhalten (vgl. Figur 87).



Figur 87 Provisorischer Schutz der Bauarbeiten
a) auf dem Felde
b) im Wald

Bei der Festlegung von Fertigstellungsterminen ist den örtlichen Klimabedingungen die entsprechende Beachtung zu schenken. Felsarbeiten sollten mit Frosteintritt abgeschlossen bzw. unterbrochen werden.

Während der Bauausführung gewonnene Erkenntnisse führen nicht selten zu nachträglichen Entwurfs- und Massenänderungen. Dieser erstrebenswerten Flexibilität in der Bauausführung ist bei der Ausschreibung Rechnung zu tragen.

7. UEBERWACHUNGS- UND UNTERHALTSARBEITEN

Die angeordneten Schutzmassnahmen müssen überwacht und unterhalten werden.

Veränderungen über Anzeichen von Steinschlaggefahr sowie der Zustand der Schutzmassnahmen sind zu beobachten und festzuhalten.

Die Steinschlagprotokolle (vgl. Abschnitt 3.1.2.2) müssen nachgeführt werden.

Hinterfüllte Schutzwände sind zu entleeren, beschädigte Teile auszuwechseln, Drainagen sind zu unterhalten usw.

Bei Vernachlässigung dieser laufenden Arbeiten besteht keine Gewähr, dass die Schutzmassnahmen ihre Schutzfunktion auch auf die Dauer erfüllen können.

Es ist Aufgabe des Bauherrn die entsprechenden Aufträge zu erteilen.

Bei der Projektierung ist den Ueberwachungs- und Unterhaltsarbeiten die notwendige Aufmerksamkeit zu schenken.

8. LITERATURVERZEICHNIS

[1] Der Felsbau, Dr. Ing. Leopold Müller Salzburg
Erster Band, 1963
Ferdinand Enke Verlag Stuttgart

[2] Vorlesungen über Massivbau
Dritter Teil, 1974
Grundlagen zum Bewehren im Stahlbetonbau
F. Leonhardt und E. Mönnig
Springer-Verlag

[3] Highway Research
Record, Number 17
Stability of Rock Slopes
Evaluation of Rockfall and its Control
Ritchie A.M (1963)

[4] Die Lawinenstützverbauung mit Drahtseilschneezäunen
F. Brugger, Schruns und E. Leys, Imst
Oesterreichische Ingenieurzeitschrift Nummer 4, 1977

[5] Shock-Absorbing-Materials
Technical Report No. 6-763
G.C. Huff
U.S. Army Engineer Waterways
Experiment Station, Vicksburg, Mississippi

[6] Dynamisch beanspruchte erdüberdeckte Bauwerke
bis zur Grenztragfähigkeit
Dr.Ing.R. Pelz, Bericht Nr. 80-32
Institut für Statik der TU Braunschweig

[7] Das technische Risiko als Rechtsproblem
Schweizer Ingenieur und Architekt 39/81, Seite 829
Dr. Marburger

[8] UIC Unterausschuss 7K, Kandersteg, September 1979
Steinschläge und Felsstürze
Voraussetzungen-Mechanismen-Sicherungen
Prof.Dr.Ing.K.W. John und dipl.Geol.R.M. Spang
Ruhr-Universität Bochum

[9] Fallversuche an Elementen für Steinschlaggalerien
Kanton Schwyz - EMPA, Dezember 1966

[10] Fallversuche 75
Kabelwerke Brugg AG, 5200 Brugg
Ingenieurbüro Heierli AG, 8006 Zürich

[11] Informationstagung 83
Sprenganker mit Drahtseilen
Kabelwerke Brugg AG, 5200 Brugg

[12] Relation between Scree Slope Morphometry and Dynamics
of Accumulation Precesses
Dr.L. Broili, Tricesimo, Udine (Italy)
ISMES

[13] Rock Slope Engineering
2nd edition 1977
E. Hock and J.W. Bray, London

[14] Stützverbau mit Sprengankern
Eidgenössisches Institut für Schnee- und Lawinenforschung
Weissfluhjoch-Davos, interner Bericht Nr. 595
M. Heimgartner

[15] Verankerung von Lawinenverbauungen im Anreissgebiet
Schweizer Ingenieur und Architekt 17/1985
H.G. Dauner, Aigle und W. Krummenacher, Brig

[16] Modello matematico per lo studio della caduta dei massi
Laboratorio di Fisico Terrestre - ICTS
Lugano - Trevano, dicembre 1982
D. Bozzolo, R. Pamini

[17] Fundation Lawinenverbauung
Untersuchung einer speziellen Pfahlfundation in Vergötschen
ETH Zürich
Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Bericht 3600/3

ANHÄNGE

BEGRIFFE, VERSTAENDIGUNG

Absturz
Ereignis des Steinschlages, Felssturzes oder Bergsturzes

Aktive Schutzmassnahmen
Siehe Schutzmassnahmen

Aufprallenergie
Vorhandene Energie des fallenden Blockes kurz vor dem Aufprall

$E = 1/2\ mv^2 \leqq m \cdot g \cdot h$

Auslenkung
Flugbahnabweichung von der Geraden im Grundriss nach erfolgtem Bodenkontakt

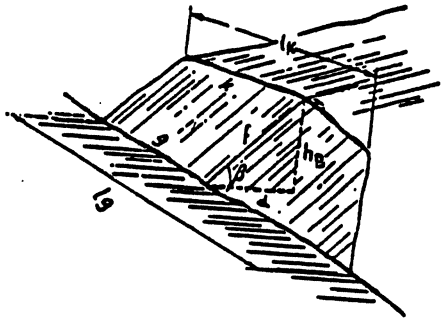
Baumdurchmesser
Siehe Brusthöhendurchmesser

Bergsturz klein
Materialabsturz 10'000 - 100'000 m3

mittel
Materialabsturz 100'000 - 1'000'000 m3

gross
Materialabsturz > 1'000'000 m3

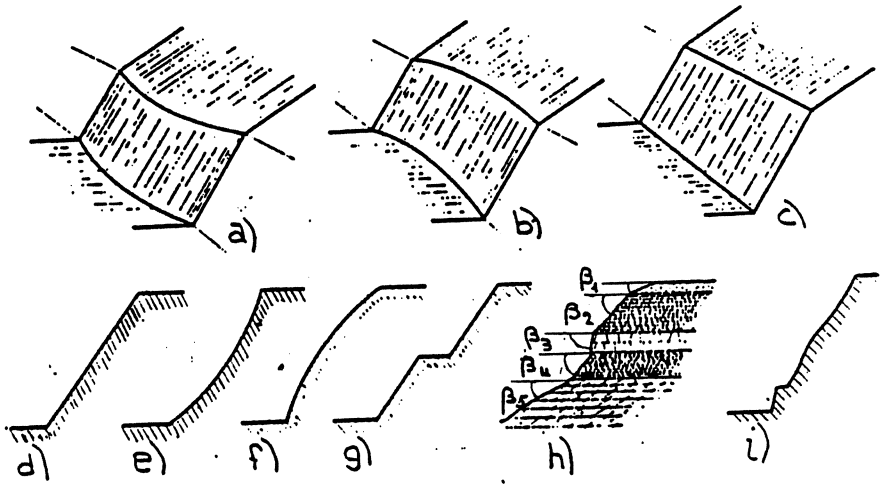
Böschungsbezeichnungen



Figur A1.1 Böschungsbezeichnungen

k, l_k:	Krone, Kronenlänge
f:	Fallinie
g, l_g:	Fuss, Fusslänge
h_B:	Böschungshöhe
d:	Böschungsbasis
β:	Böschungswinkel
$\frac{h_B}{d}$:	Böschungsneigung

Böschungsformen



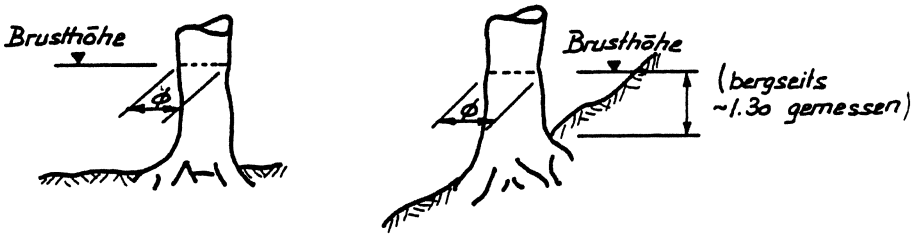
Figur A1.2 Böschungsformen

a) konkav b) konvex c) gestreckt
d) eben e) durchhängend f) bauchig
g) gestaffelt h) geologisch bedingt i) unregelmässig

Bruchdehnung ε_{10} Bruchdehnung des Stahls im Bereich der Einschnürung, Bezugslänge 10 d

ε_5 Bruchdehnung des Stahls im Bereich der Einschnürung, Bezugslänge 5 d

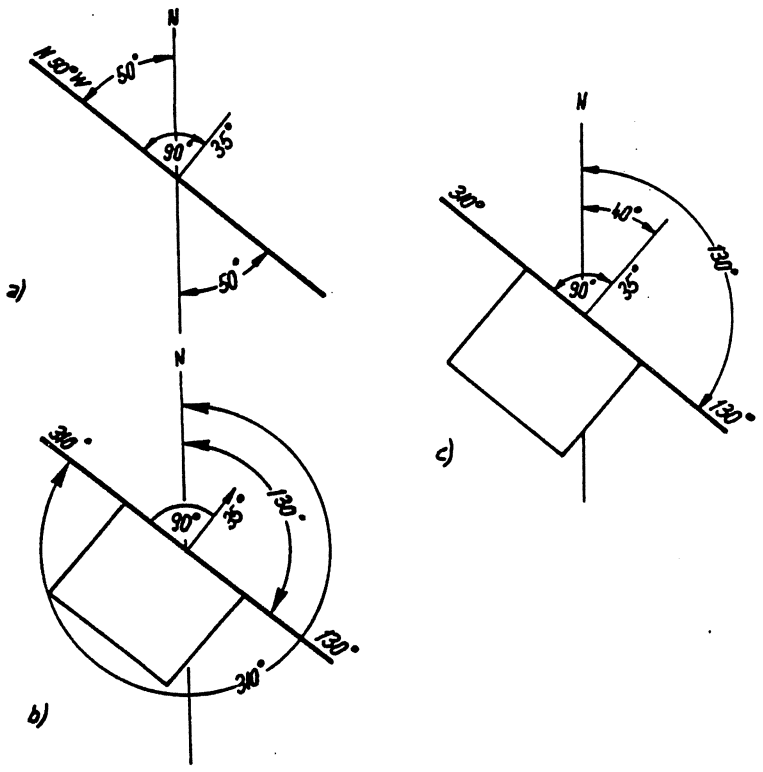
Brusthöhendurchmesser



Figur A1.3 Messstelle für die Bestimmung des Baumdurchmessers

Dämpfungselement Element, welches die Aufprallenergie absorbieren vermag

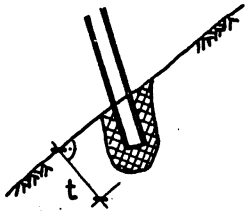
Darstellung von Streichen und Fallen



Figur A1.4a - c Schreibweisen des Streichens und Fallens geologischer Flächen a) und b) alte Schreibweise, c) neue Schreibweise in Kugelkoordinaten der Fallinie

Einbindetiefe

Tiefe der Fundamente senkrecht zur Terrainoberfläche gemessen



Figur A1.5 Einbindetiefe

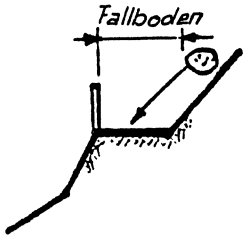
Aushubtiefe

Aushubtiefe vertikal gemessen (T)

Einzugsgebiet

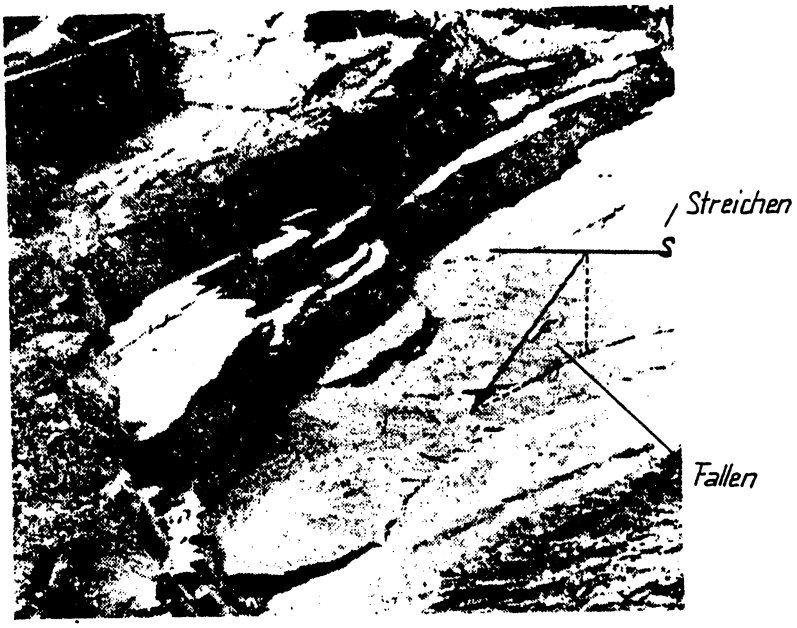
Gebiet, aus dem sich Material löst oder lösen kann

Fallboden



Figur A1.6 Fallboden

Fallen



Figur A1.7 Streichen, Fallen

Felssturz

Einzelne Blöcke grösser als 0.5 m3 Inhalt. Pro Ereignis 10 - 10'000 m3

Felsrutschung

Gleitende Abwärtsbewegung von Felsmasse

Flachböschung

Böschungswinkel < 40°, dh. bei guten Verhältnissen ohne Hilfsmittel begehbar

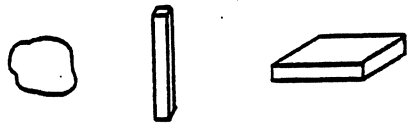
Gebrauchsbelastung

Wiederkehrende Belastungen. Das Schutzbauwerk soll dadurch keinen Schaden erleiden, welcher zur wesentlichen Herabsetzung der aufnehmbaren Aufprallenergie führt.

Gleichmassdehnung ε_{Gl}

Bruchdehnung (Stahl) ausserhalb der Einschnürung $\varepsilon_{Gl} = 2 \cdot \varepsilon_{10} - \varepsilon_5$ oder
ε bestimmt an einem Prüfstück mit der Basislänge $\geq$ 1.00 m

Grenzbelastung	Einzelne Belastung, welche gerade noch aufgehalten werden soll. Das Schutzbauwerk darf dadurch Schaden erleiden, aber das zu schützende Objekt soll nicht beschädigt werden.
Hang	Lange Böschung
Kornformen	Rund, stengelig, plattig

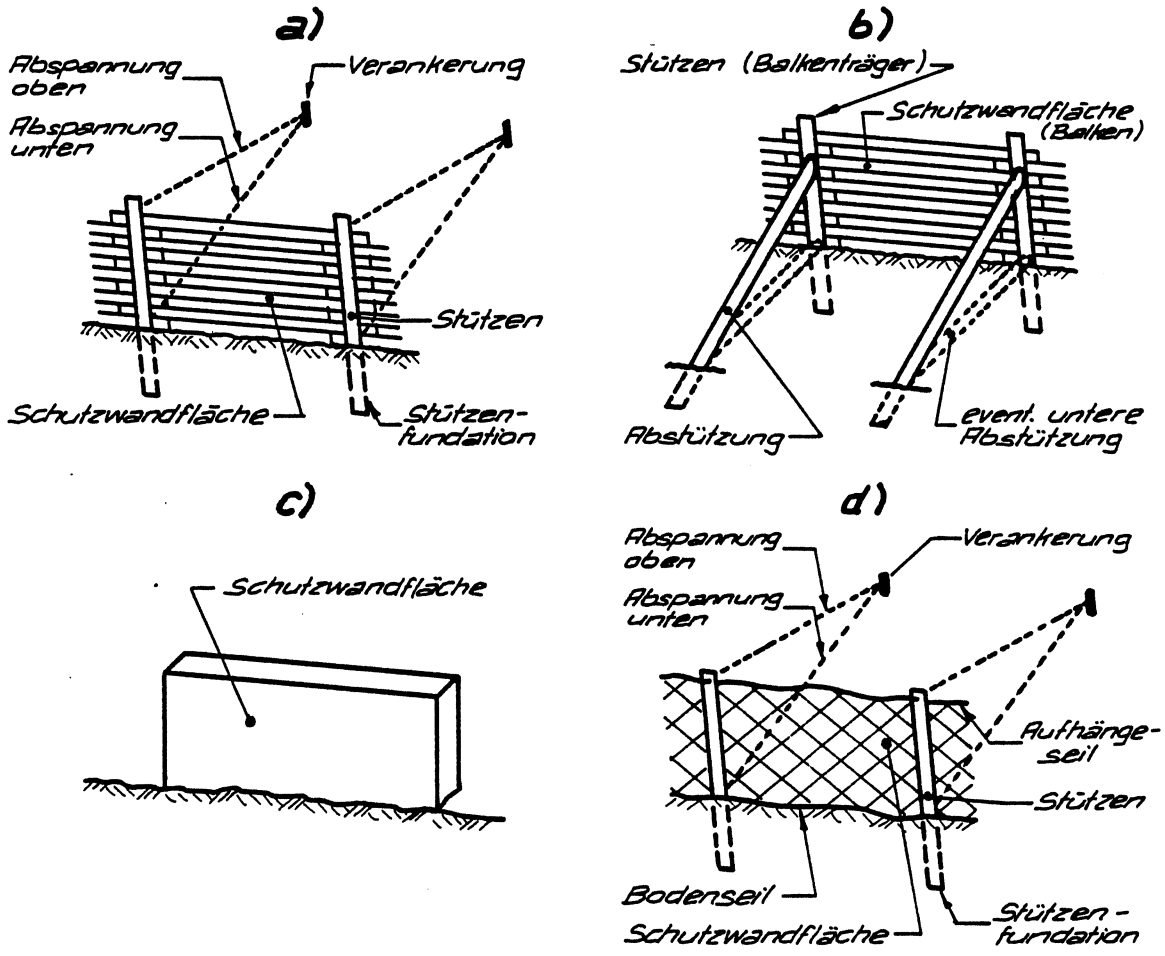


Figur A1.8 Kornformen (vgl. Lit [1])

Korngrössenspektrum	Kurve der Häufigkeiten des Auftretens von Steinen der einzelnen Korngrössen
Murgang (Mure)	Schutt- und Schlammstrom im Hochgebirge
Reise	Holzrutsche
Rüfe	Erdrutsch, Steinlawine
Sackanker	Anker für Einsatz in zerklüftetem Gestein. In ein Bohrloch wird ein Stabanker mit einem das Stabende umhüllenden Sack eingeführt. Der Sack wird anschliessend mit Zementmilch verpresst.
Schutzbauwerk	Ein Bauwerk zum Schutz von Objekten, zB. Erdwall, Holzverbauung usw.
Schutzgebiet	Gebiet mit Schutzobjekten
Schutzmassnahmen aktiv	Schutzmassnahmen im Einzugsgebiet zur Verhinderung des Loslösens unstabiler Felspartien, Blöcken und Steinen
Schutzmassnahmen passiv	Schutzmassnahmen oberhalb des Schutzgebietes zum Aufhalten und Auffangen oder Umleiten von Absturzmaterial

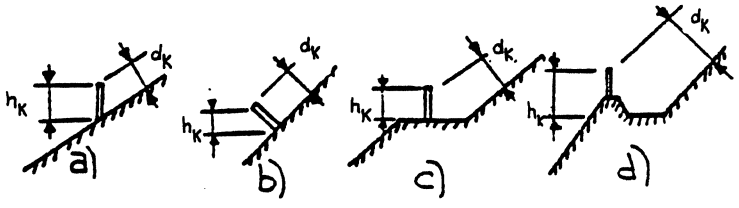
Schutzobjekt — Zu schützendes Objekt wie Verkehrsträger, Gebäude usw.

Schutzwand, Schutzwandfläche



Figur A1.9 Schutzwände aus
a) Eisenbahnschwellen,
b) Metallfertigteilen
c) Beton
d) Drahtseilnetzen

Sicherungsbauwerk	Schutzbauwerk
Steinschlag	Herabrollen, -springen oder -fallen einzelner Steine oder Blöcke bis 0.5 m3 Inhalt. Pro Ereignis nicht mehr als 10 m3 Material. Oft auch als Sammelbegriff für "Steinschlag" und "Felssturz" angewendet.
Steinschlagprotokoll	Liste mit Angaben über erfolgte Abstürze während einer bestimmten Beobachtungsperiode
Steilböschung	Böschungswinkel 40° bis 90°
Streichen	Himmelsrichtung der horizontalen Hauptrichtung bei Klüften oder Schichten (siehe Figur A1.7)
Traglast	Maximal aufnehmbare Belastung (Aufprallenergie)
Ueberbelastung	Aufprallenergie, die grösser ist als die innere Verformungsarbeit eines Schutzbauwerkes und somit den Block nur abbremst, ihn aber nicht aufhalten kann.
Verbauung	Gesamtheit der Schutzbauwerke in einem Projektierungsabschnitt
Verbauungshöhe	



Figur A1.10a - d Verbauungshöhen
d_K = senkrecht
h_K = vertikal

Wiederkehrperioden	Mittlere Zeitspanne zwischen zwei Abstürzen

Beispiel Bestandesaufnahme

ANHANG 2

1. Registraturblatt/Steinschlagprotokoll

Steinschlag Nr. ....3...	Datum: 30. März 1980
Adresse der Registrierstelle:	Kant. Bezirkstiefbauamt 6 7130 Ilanz
Sachbearbeiter:	Josef Fleep, Disentis

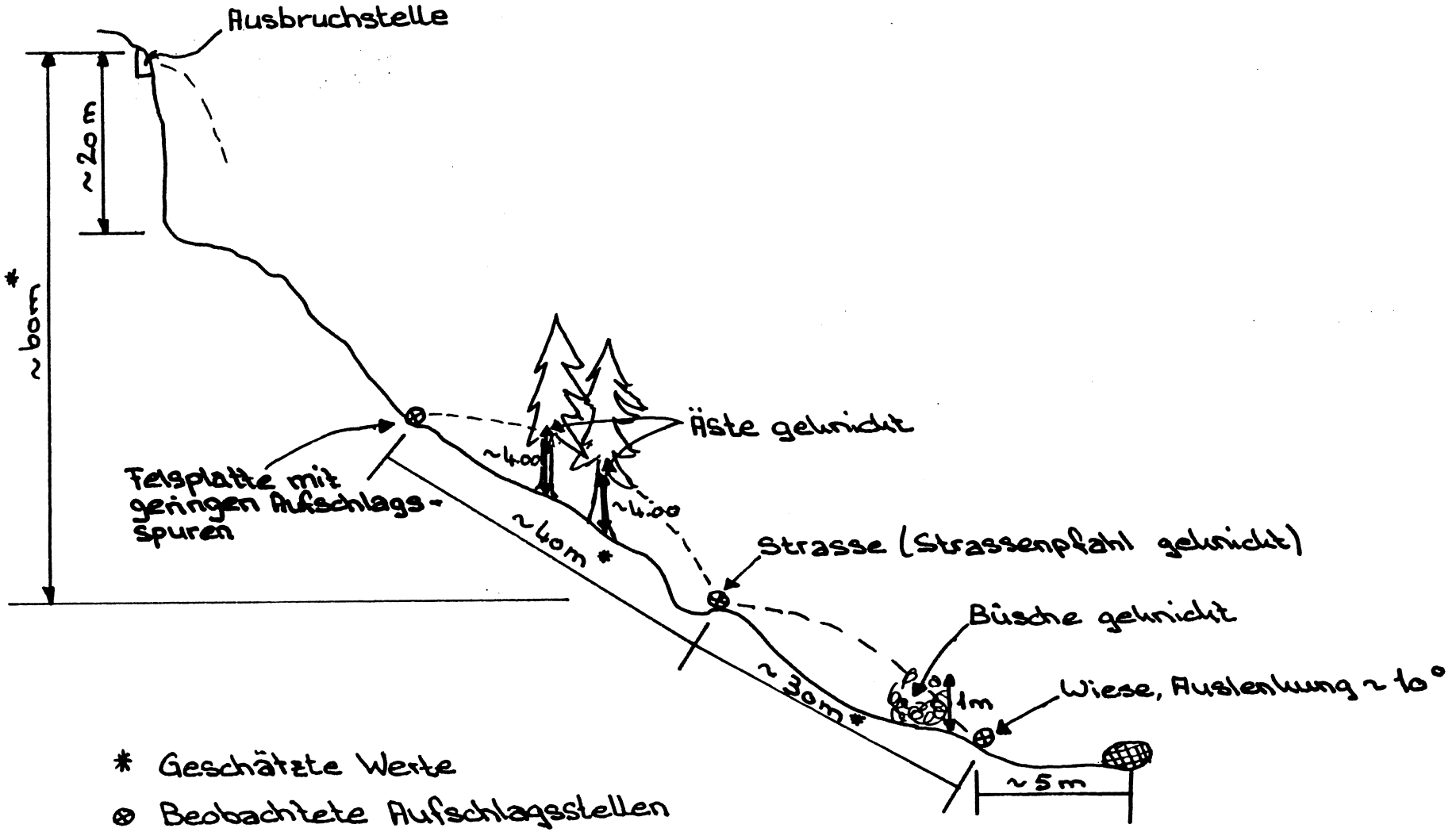
Eintragen in Situation Plan Nr.: .....

Datum des Steinschlages:	30.3.1980
Zeit: 19^{30} - 20^{30} Wetter: schön	
Schneedecke vorhanden/~~nicht vorhanden~~ [1]	Photos vorhanden
Ort: Region	Lumnaniersstrasse Medelsertobel
Genaue Bezeichnung	Gaschlatscha
Höhenlage	ca. 1250 m.ü.M.
Geologischer Aufbau:	
Untergrundbeschaffenheit im Auslösegebiet:	Schiefer
Untergrundbeschaffenheit im Schutzgebiet:	
Sind Schutzbauwerke vorhanden?	nein
Welcher Art?	
Wer hat den Absturz beobachtet?	Fahrzeuglenker
Was ist die vermutete Ursache des Steinschlages?	Abkühlung, Frost
Angerichteter Schaden	keiner
Zurückgelegter Weg	
Hangneigung	ca. 3:1
Steingrösse	0-30/30/40 cm
Steinform	
Sprungweiten	bis 2 m
Sprunghöhe	
Geschätzte Geschwindigkeit	
Letzter Steinschlag in diesem Gebiet	häufig im Frühjahr und nach Regenperioden, jedoch unbedeutend
Bemerkungen und Skizze:	Profil siehe sep. Blatt

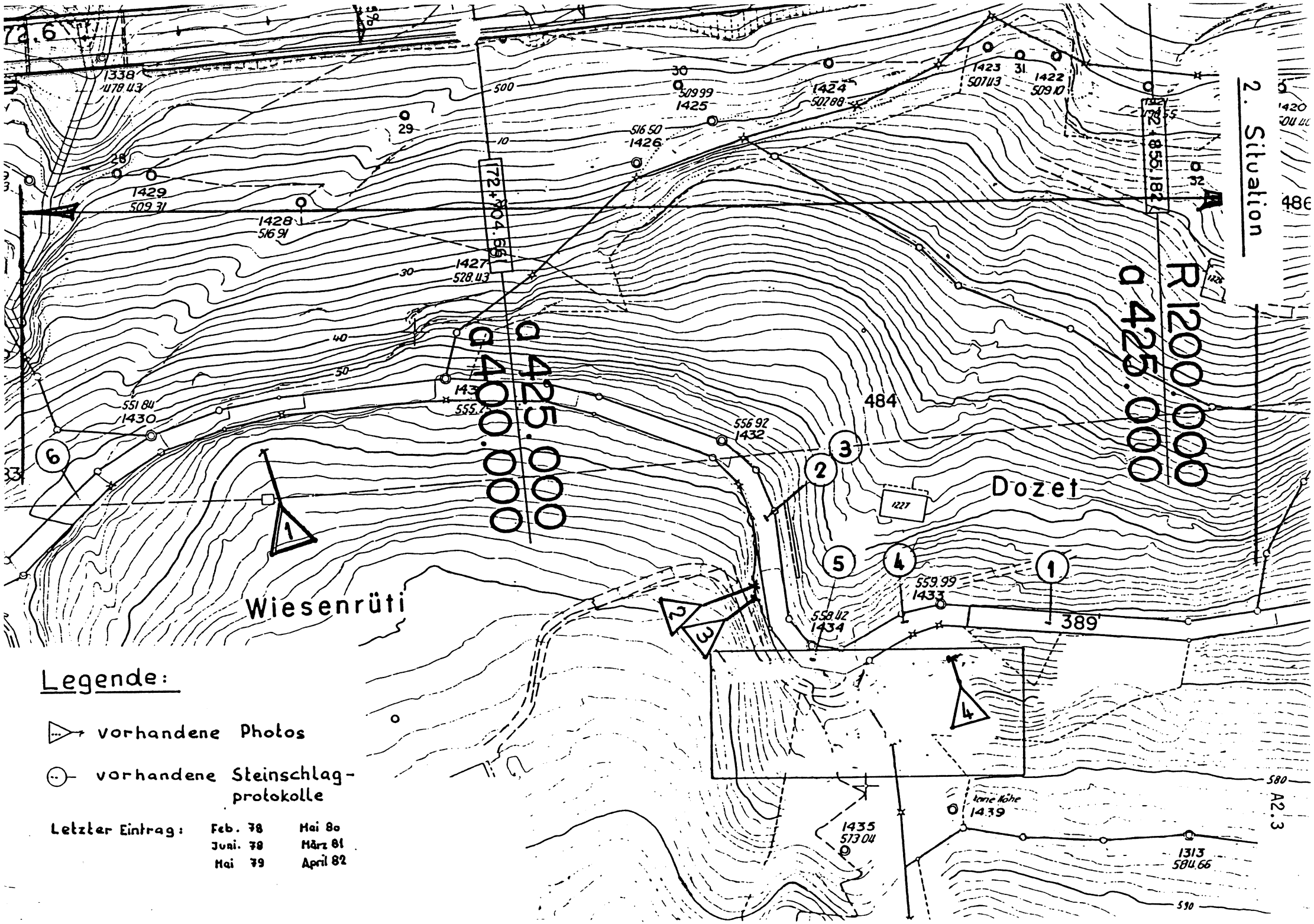
[1] Nichtzutreffendes streichen

Profil Steinschlag Nr. 3 (30.3.1980)

(vgl. Registraturblatt)



A2.2


2. Situation
Wiesenrüti
Dozet
Legende:
vorhandene Photos
vorhandene Steinschlag-protokolle
Letzter Eintrag: Feb. 78 Mai 80
Juni. 78 März 81
Mai 79 April 82

3. Photodokumentation

Punkt 1:

Aufnahme vom....

rev. Aufnahme vorhanden ☐

Punkt 2:

Aufnahme vom.....

rev. Aufnahme vorhanden ☒

Bemerkungen zu den Bestandesaufnahmen

Beim Fehlen von Bestandesaufnahmen sind die kompetentesten Auskünfte bei den zuständigen Strassenmeistern einzuholen. Das Absuchen des Strassenbelages, der Bäume usw. auf Aufschlagspuren führt zu nützlichen Informationen.

Bei neu zu projektierenden Strassen ist es wesentlich schwieriger, Angaben für zuverlässige Rückschlüsse auf die Grösse der Steine zu erhalten. Steinschlagprotokolle liegen keine vor. Auf Wiesen abgestürzte Steine werden in der Regel laufend weggeräumt. Die benötigten Angaben können eventuell bei den Grundstückseigentümern bzw. den Pächtern erfahren werden.

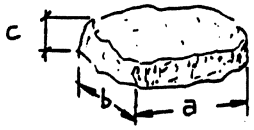
Es ist zu berücksichtigen, dass das Einzugs- und Schutzgebiet nicht zu klein gewählt wird, da die Blöcke bis zu ihrer endgültigen Lage weite Wege zurücklegen können.

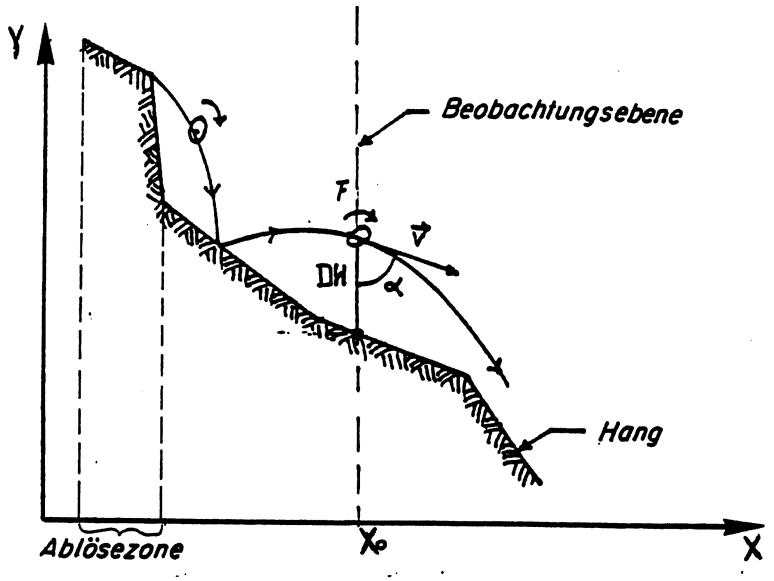
ANHANG 3

FLUGBAHNBERECHNUNGEN MIT EINEM COMPUTERPROGRAMM (vgl. Lit. [16])

Berechnungen von Flugbahnen können mit folgendem Programm ausgeführt werden:

"Modello matematico per lo studio della caduta di massi", 1982 von
D. Bozzolo - R. Pamini
Instituto Cantonale Tecnico Sperimentale (ICTS)
CH - 6952 Canobbio
091/51 62 24 Herren D. Bozzolo, R. Pamini

Eingabe-Daten	Bemerkungen
1. Anzahl der Steine:	Eingabe nicht zwingend. 100 hat sich bewährt
2. Volumen der Steine: .....m3.	
3. Verhältnis der Abmessungen: b/a = ... bis ..... c/a = ... bis	 zB. 0.6 bis 0.9
4. Ablösezone der Steine: x-Koordinate = ... m bis .... m	vgl. Figur A3.1 zB. 10 bis 20 m
5. Stellen, wo man Auskünfte über die Flugbahnen haben möchte: X_o-Koordinate = ... m (= Beobachtungsebenen) ..... m ..... m	Anzahl der Beobachtungsebenen unbeschränkt
6. Topologie des Hanges (i.a. drei Profile), dh:	
6.1 Profil 1 Koordinaten (X,Y) mehrerer Punkten des Profils X(m) Y(m)	zB. Koordinaten aus den Niveaulinien einer Karte abgelesen
6.2 Profil 2 Koordinaten (X,Y)	
6.3 Profil 3 Koordinaten (X,Y)	
7. Geologischer Bericht des Hanges mit Angabe über die Bodenbeschaffenheit, Baumbewuchs usw.	



Figur A3.1 Geländeprofil

Ausgabe-Daten

Für die in der Eingabe definierten Beobachtungsebenen werden folgende Resultate berechnet und ausgedruckt:

1. Verteilung des Geschwindigkeitsbetrages V, der Fraquenz F der Flughöhe DH

Geschwindigkeit V	Anzahl Steine
0.00 - 2.00	0 | *
2.00 - 4.00	0 | *
4.00 - 6.00	2 | ***
6.00 - 8.00	9 | **********
8.00 - 10.00	7 | *********
10.00 - 12.00	8 | **********
12.00 - 14.00	17 | *********************
14.00 - 16.00	2 | ***
16.00 - 18.00	0 | *
18.00 - 20.00	0 | *
	V

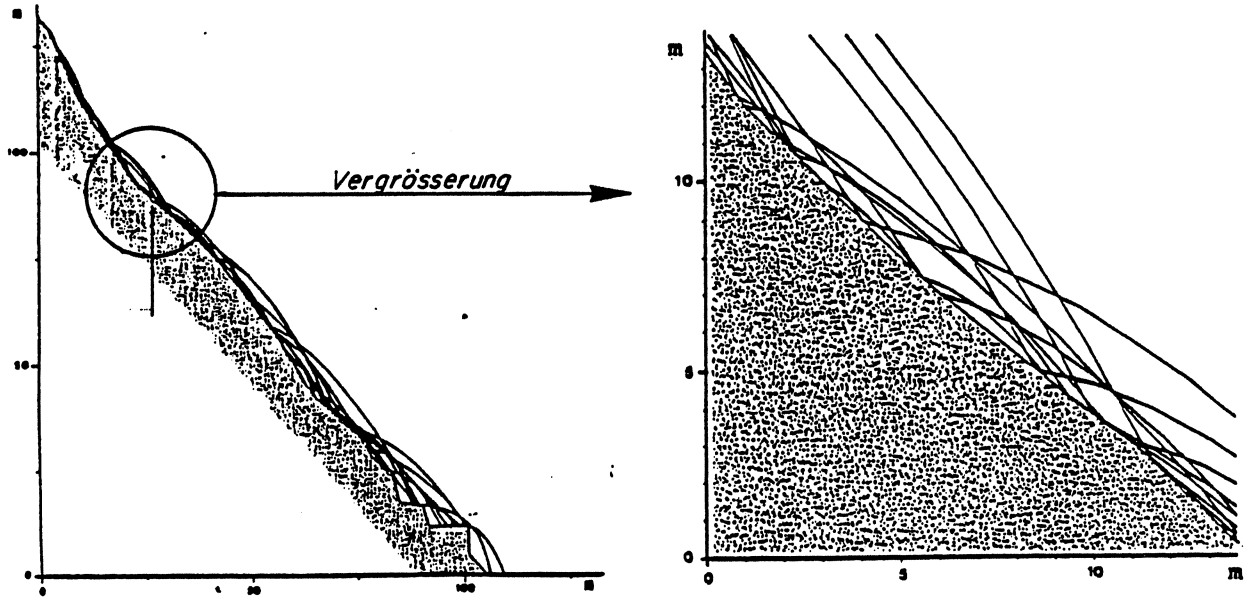
Rotationsfrequenz F	Anzahl Steine
0.00 - 1.00	0 | *
1.00 - 2.00	1 | **
2.00 - 3.00	4 | *****
3.00 - 4.00	12 | **********
4.00 - 5.00	19 | **********
5.00 - 6.00	6 | *******
6.00 - 7.00	3 | ****
7.00 - 8.00	0 | *
8.00 - 9.00	0 | *
9.00 - 10.00	0 | *
	F

Flughöhe DH	Anzahl Steine
0.00 - 1.00	18 | **********
1.00 - 2.00	16 | **********
2.00 - 3.00	11 | **********
3.00 - 4.00	0 | *
4.00 - 5.00	0 | *
5.00 - 6.00	0 | *
6.00 - 7.00	0 | *
7.00 - 8.00	0 | *
8.00 - 9.00	0 | *
9.00 - 10.00	0 | *
	DH

2. Vollständige "Geschichte" jedes Steines,
   (Geschwindigkeitskomponenten V_x und V_y, Geschwindigkeitsresultierende V, Rotationsfrequenz F, Flughöhe DH, Steinform)

SASSO	VX	VY	V	F	DH	VX*DH	b/a	c/a
1	4.300	-8.370	9.650	4.140	0.890	4.272	0.400	0.200
2	7.110	-10.590	12.760	4.630	0.710	5.048	0.313	0.409
|	|	|	|	|	|	|	|	|
95	5.720	-6.580	8.720	3.180	1.940	11.097	0.717	0.292
98	8.010	-11.410	13.940	4.020	0.940	7.529	0.730	0.227
MEDIA	6.600	7.961	10.527	4.192	1.310	9.520	0.671	0.390

3. Zeichnung aller berechneten Flugbahnen (Format A2) mit der Möglichkeit, gewisse Stellen in beliebiger Skala vergrössert zu reproduzieren.

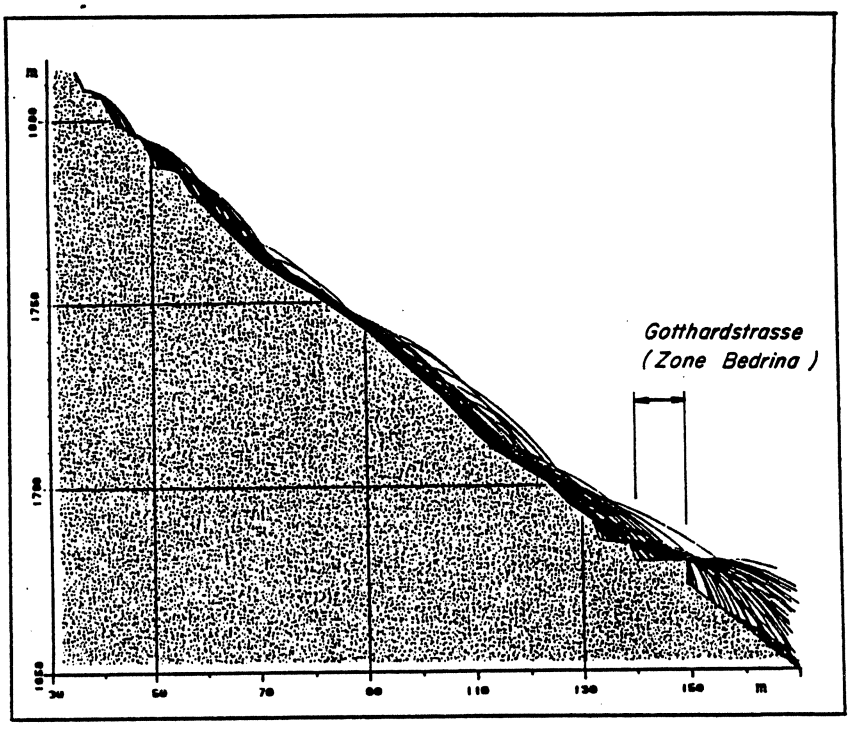


Figur A3.2 Zeichnung der Flugbahnen

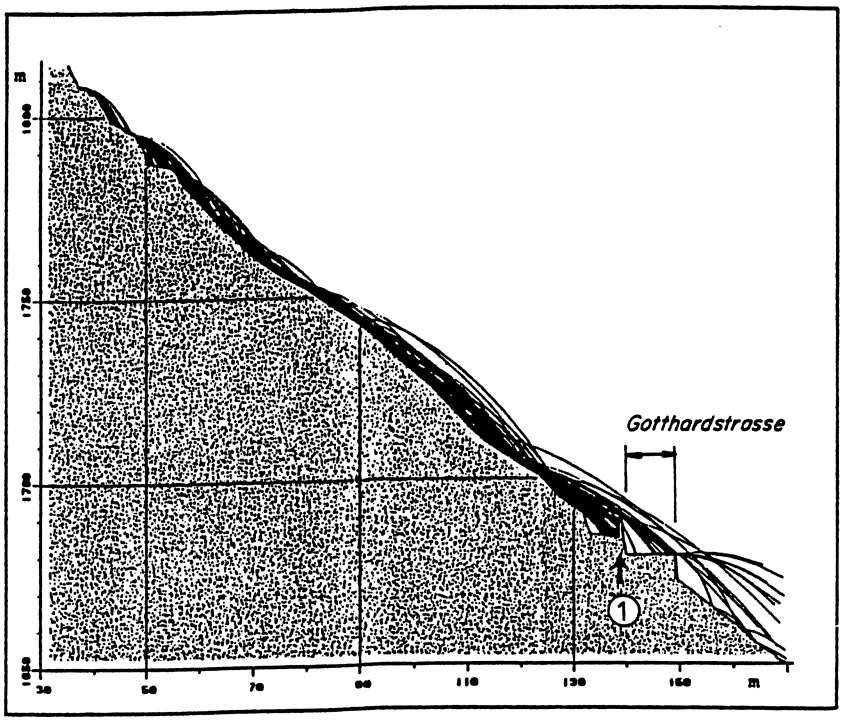
4. Verteilungshistogramm der Reichweiten der Blöcke

Auszug aus einer Flugbahnenberechnung mit 100 Steinen (Bedrina 1, St.Gotthard)

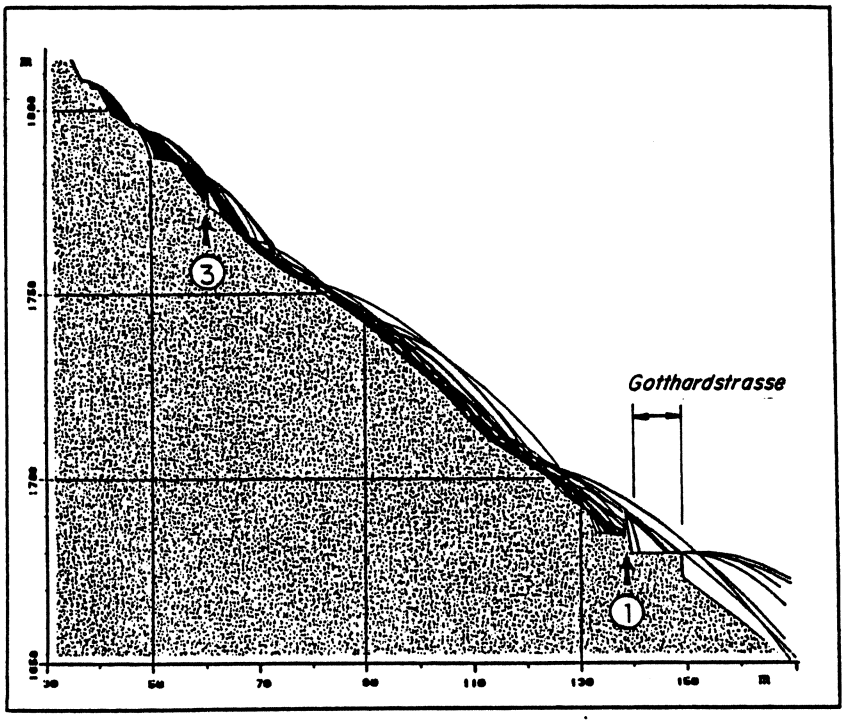
Aus den Figuren A3.3 bis A3.6 sind die berechneten Flugbahnen ohne und mit verschiedenen Schutzmassnahmen ersichtlich.



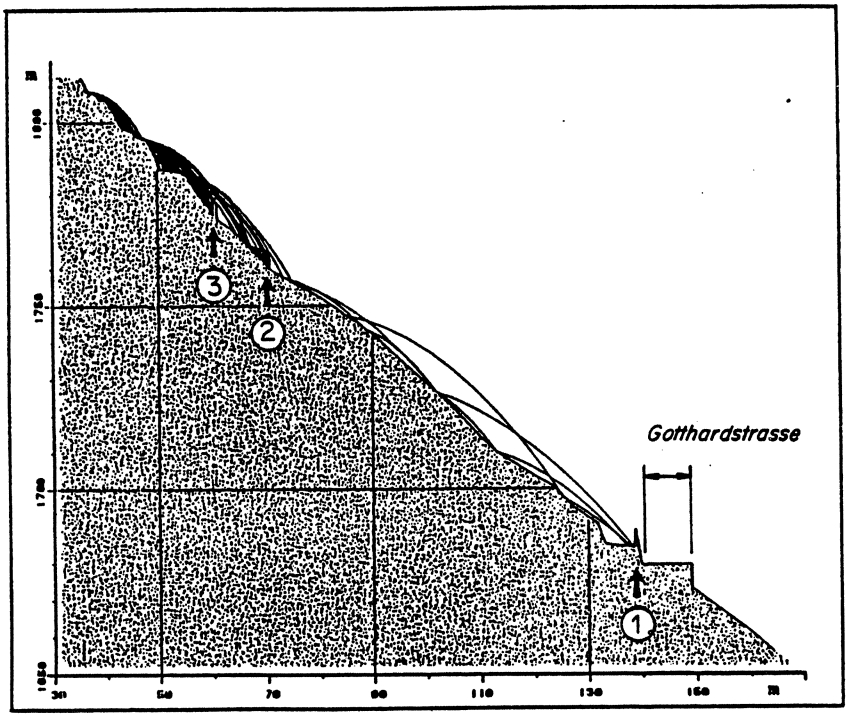
Figur A3.3 Flugbahnen ohne Schutzmassnahmen



Figur A3.4 Flugbahnen mit einer Betonmauer (1)



Figur A3.5 Flugbahnen mit einer Betonmauer (①) und einem Drahtseilnetz (③)



Figur A3.6 Flugbahnen mit einer Betonmauer (①) und zwei Drahtseilnetzen (② und ③)

Kosten der Programmverwendung

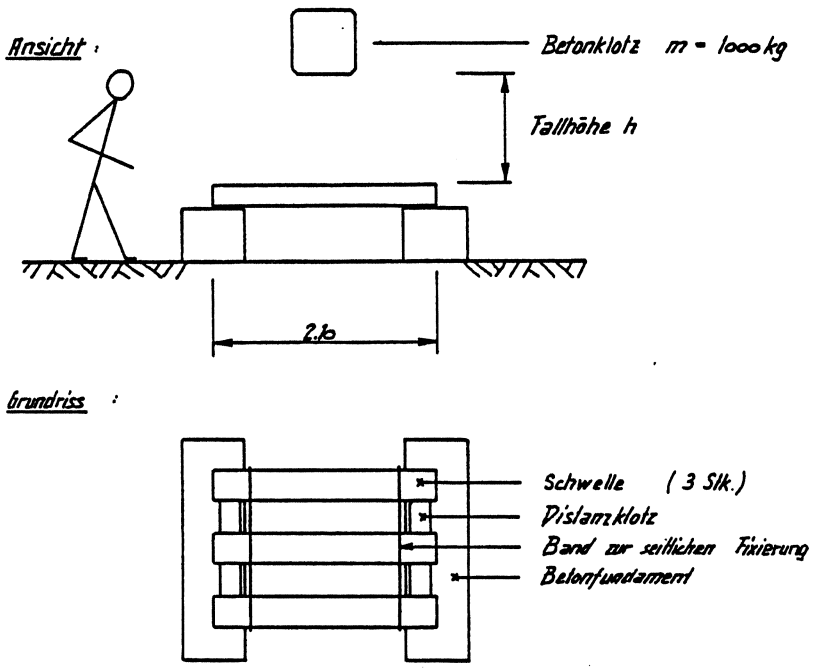
Auf der Preisbasis 1984 ist mit folgenden approximativen Kosten zu rechnen:

-	Erster Durchlauf (mit 100 Steinen)	ca. Fr. 1000.--
-	Jeder weitere Durchlauf (mit 100 Steinen)	ca. Fr. 600.--

FALLVERSUCHE IM MASSSTAB 1:1 [10]

Die Diagramme der Figur 26 basieren auf durchgeführten Fallversuchen. Diese dienten zur Bestimmung der aufnehmbaren inneren Verformungsarbeit ganzer Schutzbauwerke unter dynamischer Belastung. Dabei wurden nachstehende Versuchsanordnungen gewählt:

- Fallversuche mit Eisenbahnschwellen

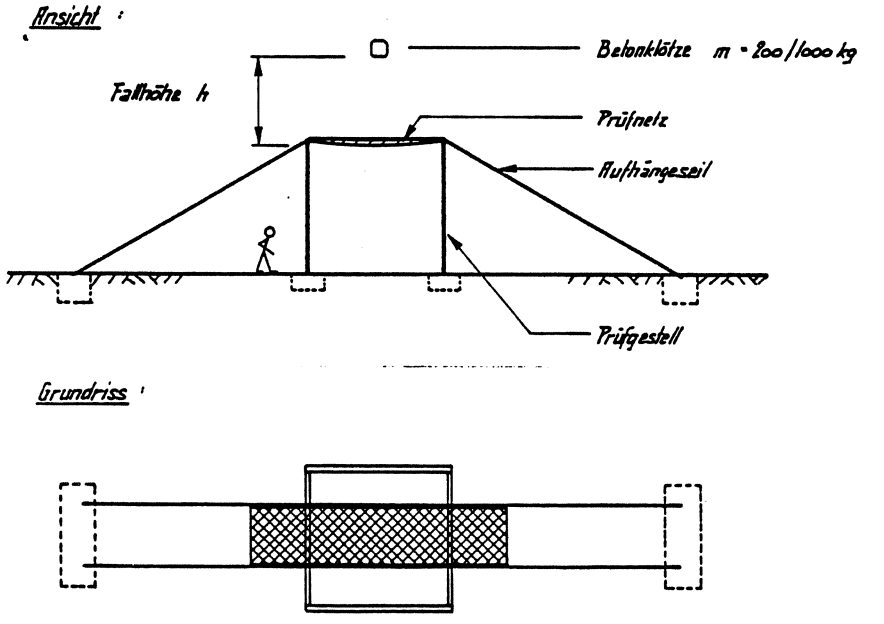


Versuchsbeschreibung

Ein Betonklotz (Kanten abgefast) wurde auf Eisenbahnschwellen fallengelassen. Die Schwellen waren auf 2 Betonfundamenten aufgelagert. Die Fallhöhe wurde gesteigert, bis der Betonklotz durchfiel.

Die Versuche erfassten die aufnehmbare innere Verformungsarbeit starr aufgelagerter Eisenbahnschwellen unter dynamischer Belastung.

- Fallversuche mit Drahtgeflechten und Drahtseilnetzen

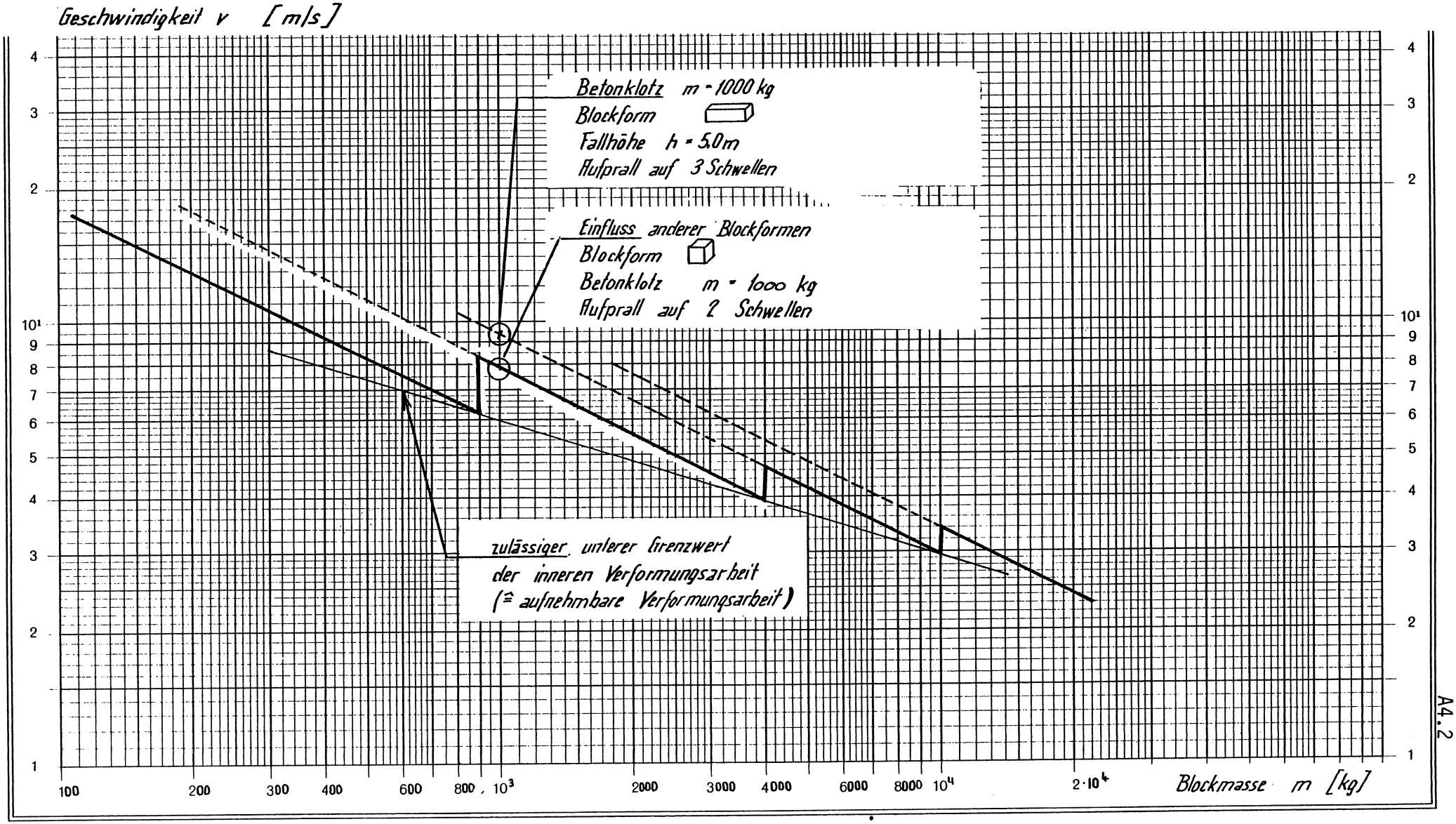


Versuchsbeschreibung

Betonklötze (Kanten abgefast) wurden in Drahtgeflechte bzw. Drahtseilnetze fallengelassen.
Die Geflechte bzw. Netze waren an 2 Aufhängeseilen über einem Prüfgestell montiert.
Die Fallhöhe wurde gesteigert, bis der Betonklotz durchfiel.

Die Versuche erfassten die aufnehmbare innere Verformungsarbeit des ganzen Schutzbauwerkes, bestehend aus Netzen, Geflechten, Aufhängeseilen und starren Stützen unter dynamischer Belastung.

Beispiel: Auswertung der Fallversuche mit Eisenbahnschwellen



A4.2

Logar. Teilung / Division 1-100 und 1-1000 Einheit / Unité 83,33 mm

Ed. Aerni-Leuch, Bern Nr. 552

ANHANG 5

KOSTEN VON SCHUTZWAENDEN

Für Kostenvoranschläge sind zuverlässige Angaben über die Erstellungskosten sehr wertvoll. Die Erfahrungen aus ausgeführten Schutzbauwerken zeigen, dass die Erstellungskosten stark variieren und sehr von den Oertlichkeiten abhängig sind.

Die Kosten sind jeweils pro m' Schutzwand angegeben.

Verbauung in offenem Hang; Schutzwand aus Drahtgeflecht

Gebrauchsbelastung	Konstruktiver Schutz gegen kleine Steine
Erstellungsjahr	1976
Länge der Verbauung	ca. 85 m
Stützenabstand	ca. 6 m
Verbauungshöhe	Drahtgeflechte H = 4.0 bzw. 1.5 m
Zufahrt	mit Geländefahrzeug möglich
Kosten	Baumeisterarbeiten ~ 105.-/m' Montagearbeiten ~ 40.-/m' Materiallieferung ~ 180.-/m'
Streuung der Offertsummen	Der Meistbieter offerierte die Baumeister- und Montagearbeiten zu 24% höheren Kosten als oben aufgeführt.

Verbauung längs einer Forststrasse; Schutzwand aus Drahtseilnetzen

Erstellungsjahr	1978
Länge der Verbauung	ca. 1050 m
Stützenabstand	ca. 10 m
Verbauungshöhe	Drahtseilnetze, H = 3.0 m

Zufahrt	Durch vorhandene Forststrasse ideal
Kosten	Baumeisterarbeiten ~ 70.-/m' Montagearbeiten ~ 40.-/m' Materiallieferung bauseits

Verbauung in bewaldetem Hang; Schutzwand aus Drahtseilnetzen

Gebrauchsbelastung	Konstruktiver Schutz gegen kleine Steine
Erstellungsjahr	1981
Länge der Verbauung	ca. 970 m
Stützenabstand	20 bis 25 m
Verbauungshöhe	Drahtseilnetz, H = 4.0 m bzw. 2.5 m
Zufahrt	erschwert, mit Fahrzeugen nicht bis zur Sicherung möglich
Kosten	Baumeisterarbeiten ~ 125.-/m' Montagearbeiten ~ 120.-/m' Materiallieferung ~ 350.-/m'
Streuung der Offertsummen	Der Zweitbieter offerierte die Baumeisterarbeiten zu 246% höheren Kosten als oben aufgeführt. Der Zweitbieter offerierte die Materiallieferung zu 3% höheren Kosten als oben aufgeführt.

Verbauung in offenem Hang; Schutzwand als Erddamm

Gebrauchsbelastung	Kontruktiver Schutz gegen kleine Steine
Erstellungsjahr	1983
Erddammlänge	ca. 340 m'
Verbauungshöhe	Erddamm 6 - 8 m
Zufahrt	mit Baustellenfahrzeugen möglich
Kosten	Baumeisterarbeiten ~ 1910.-/m'

Verbauung in offenem Hang, oberhalb Tunnelportal;
Schutzwand aus Drahtseilnetzen

Grenzbelastung	Schutz der Hauptstrasse gegen Holz- und Steinschlag
Erstellungsjahr	1985
Länge der Verbauung	ca. 25 m
Stützenabstand	20 m
Verbauungshöhe	Drahtseilnetz, H = 3.5 m
Zufahrt	bis UK Portal problemlos
Kosten	Baumeisterarbeiten ~ 860.-/m' Montagearbeiten ~ 214.-/m' Materiallieferung ~ 668.-/m'
Streuung der Offertsummen	Der Zweitbieter offerierte die Arbeiten zu 3% höheren Kosten als oben aufgeführt.

Verbauung längs einer Forststrasse; Schutzwand aus Drahtseilnetzen

Grenzbelastung	Schutz der tieferliegenden Autobahn gegen Holzschlag
Erstellungsjahr	1986
Länge der Verbauung	ca. 300 m
Stützenabstand	ca. 20 m
Verbauungshöhe	Drahtseilnetz, H = 2.2 m
Zufahrt	problemlos

Kosten	Baumeisterarbeiten Montagearbeiten	~ 215.-/m'
	Materiallieferung	~ 300.-/m'

Verbauung in offenem Hang; Schutzwand aus Drahtseilnetzen

Grenzbelastung	Schutz der tieferliegenden Autobahn gegen Holzschlag
Erstellungsjahr	1986
Länge der Verbauung	ca. 120 m
Stützenabstand	15 bis 20 m
Verbauungshöhe	Drahtseilnetz, H = 3.0 m
Zufahrt	bis unterhalb Böschung problemlos

Kosten	Baumeisterarbeiten Montagearbeiten	~ 315.-/m'
	Materiallieferung	~ 300.-/m'

Streuung der Offertsummen	Der Zweit- bzw. Drittbieter offerierte die Baumeisterarbeiten zu 82% bzw. 88% höheren Kosten als oben aufgeführt. Der Zweit- und Drittbieter offerierte die Materiallieferung zu 39% höheren Kosten als oben aufgeführt.

ANHANG 6

Beispiel einer Schutzwanddimensionierung
Schutzwandfläche aus Drahtseilnetzen

1. Einleitung

In diesem Beispiel werden die einzelnen Schritte einer Schutzwanddimensionierung dargestellt:

- Bestimmung der Schutzwandhöhe anhand der Flugbahn
- Bestimmung der Aufprallenergie
- Dimensionierung der Schutzwandfläche, der Abspannungen und der Verankerungen.

2. Vorhandene Topographie

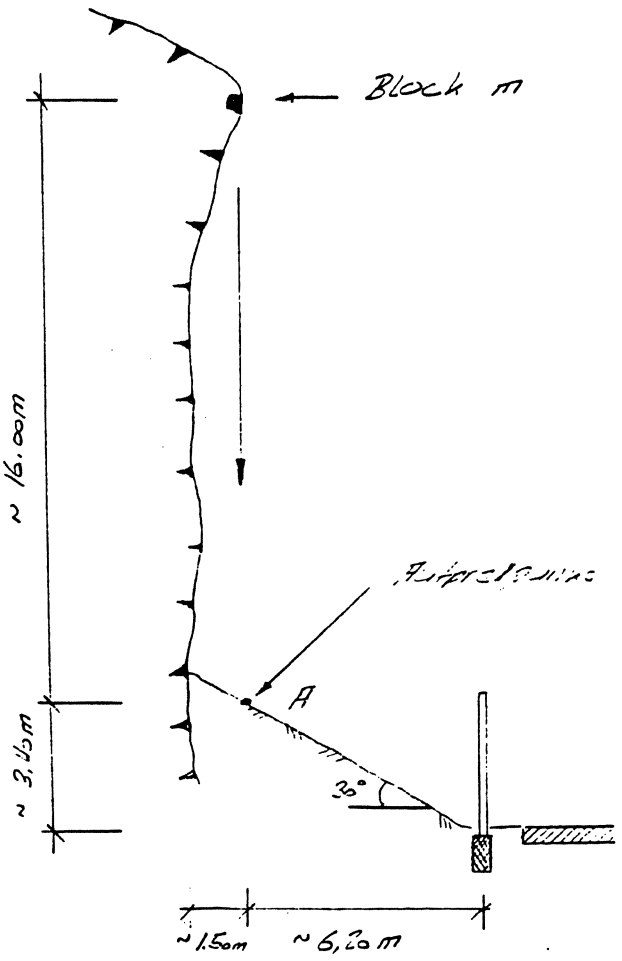


Fig. A 6.1 Vorhandene Topographie (Foto + QP)

3. Belastungsannahmen

Gebrauchsbelastung : Blockgrösse mit Masse $m \approx 10\,kg$
Fallhöhen $h \approx 3{,}46 \div 19{,}46\,m$

Grenzbelastung : Blockgrösse mit Masse $m \approx 500\,kg$
Fallhöhe $h \approx 19{,}46\,m$

Die Grenzbelastung ergibt die massgebende Belastung.
Der obere Grenzwert der Aufprallenergie in der Schutzwandfläche ergibt sich zu:

$$E_{max} = m \cdot g \cdot h = 500\,kg \cdot 9{,}81\,m/s^2 \cdot 19{,}46\,m = 95'157\,m^2kg/s^2 \triangleq 95{,}2\,kNm$$

Infolge des Aufpralls auf der Geröllböschung im Punkt A (vgl. Fig A6.1) vermindert sich die Aufprallenergie in der Schutzwand.

4. Bestimmung der Flugbahn

Phase 1 : Freier Fall bis zum Aufprall im Punkt A.

$$v = \sqrt{2gh} = \sqrt{2 \cdot 9{,}81\,m/s^2 \cdot 16{,}00\,m} = 17{,}72\,m/s$$

$$E = m \cdot g \cdot h = \tfrac{1}{2} m v^2 = \tfrac{1}{2} \cdot 500\,kg \cdot (17{,}72\,m/s)^2 = 78'500\,m^2kg/s^2 \triangleq 78{,}5\,kNm$$

Phase 2 : Geschwindigkeitsverlust durch Aufprall

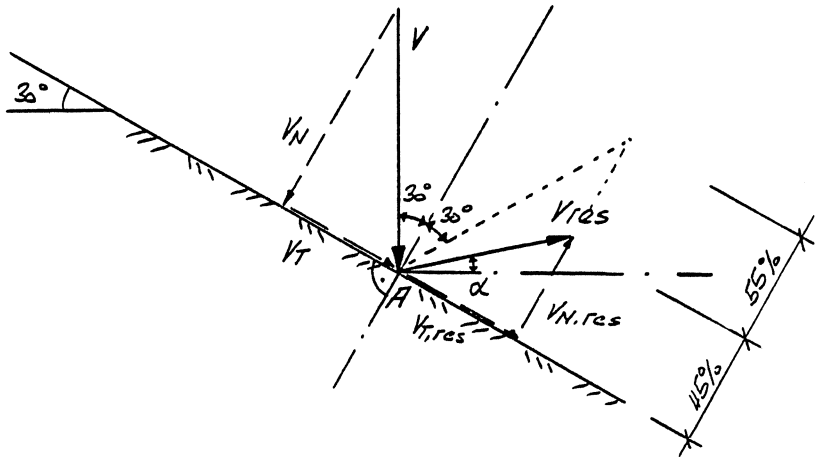


Fig. A6.2 Geschwindigkeitsvektoren vor dem Aufprall (v), nach dem Aufprall (V_{res})

Der Geschwindigkeitsverlust bei einem senkrechten Aufprall auf eine Geröllböschung beträgt gemäss Tabelle 1 : ~ 55%.

Die resultierende Geschwindigkeit nach dem Aufprall im Punkt A ergibt sich zu

$$v_{res} = \sqrt{(v_{N,res})^2 + (v_{T,res})^2}$$

$$v_{N,res} = 0{,}45\, v_N = 0{,}45 \cdot v \cdot \cos 30° = 0{,}45 \cdot 17{,}72\ m/s \cdot \cos 30° = 6{,}91\ m/s$$

$$v_{T,res} = v_T = v \cdot \sin 30° = 17{,}72\ m/s \cdot \sin 30° = 8{,}86\ m/s$$

$$\longrightarrow \underline{v_{res} = \sqrt{(6{,}91\ m/s)^2 + (8{,}86\ m/s)^2} = 11{,}24\ m/s}$$

· Phase 3: Flugbahn nach dem Aufprall im Punkt A
(Flugbahn für Massenpunkt, ohne Luftwiderstand)

Beschreibung der Flugbahn (vgl. Fig 10)

$$s_x = v_{res} \cdot t \cdot \cos\alpha$$

$$s_y = v_{res} \cdot t \cdot \sin\alpha - \tfrac{1}{2} g t^2$$

$$\alpha = \arcsin \frac{v_{N,res}}{v_{res}} - 30° = \arcsin \frac{6{,}91}{11{,}24} - 30° = 7{,}94°$$

$$v = \sqrt{(v_{res})^2 - 2g \cdot s_y}$$

t [sec]	s_x [m]	s_y [m]	v [m/sec]
0.2	2,23	0.11	11.14
0.4	11.45	-0.16	11.38
0.557	6.20	-0.66	11,80
0.6	6.68	-0.83	11.94
0.8	8.91	-1.90	12.79

Tabelle A6.1 Beschreibung der Flugbahn

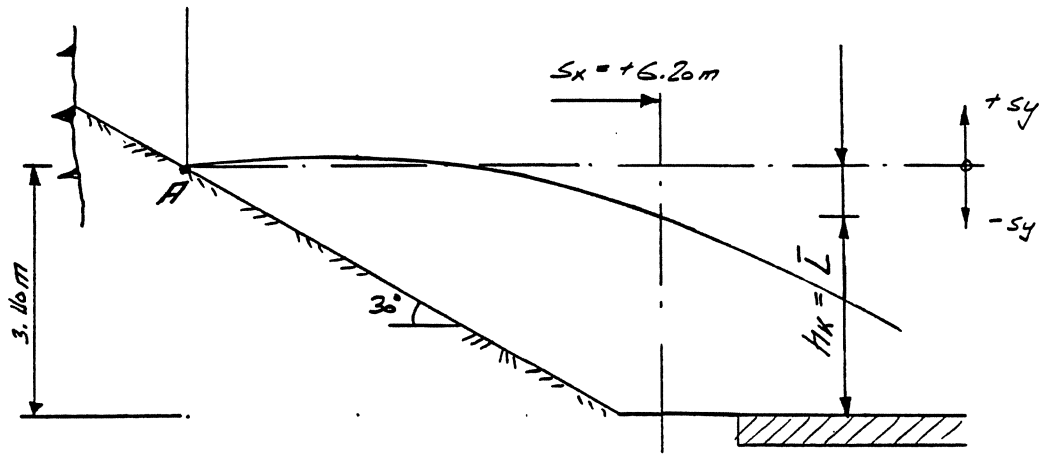


Fig. A6.3 Flugbahn nach Aufprall im Punkt A

5. Bestimmung der Schutzwandhöhe

Die erforderliche Höhe für die Schutzwand beträgt auf Grund der gerechneten Flugbahn:

$h_K - \bar{L} = 3{,}4\,m - 0{,}66\,m = 2{,}74\,m$ (vgl. Fig. A6.1 und A6.3)

Für die definitive Konstruktionshöhe können entweder mehrere Flugbahnen gerechnet werden (Variation der Annahmen) oder es wird ein genügend grosser Toleranzbereich aufgerechnet.

Gewählt: $h_K = 3.3\,m$

6. Bemessung der Schutzwand

6.1 Schutzwandfläche

Die Aufprallenergie auf der Schutzwandfläche beträgt (v gem. Tabelle A6.1):

$E = \frac{1}{2} m v^2 = \frac{1}{2} \cdot 500\,kg \cdot (11{,}80\,m/s)^2 = 34'810\,m^2kg/s^2 \triangleq 34{,}8\,kNm$

Dies entspricht umgerechnet einer freien Fallhöhe von $h = \frac{34'810\,m^2kg/s^2}{500\,kg \cdot 9{,}81\,m/s^2} = 7.1\,m$

Mit $m = 500\,kg$ und $h = 7.1\,m$ folgt aus Fig. 26, dass für die Schutzwandfläche ein Drahtseilnetz erforderlich ist.

Gewählt: Drahtseilnetz MW 250 mm (Seildurchmesser 9 mm)

6.2 Oberes Abspannseil

Die Stütze wird unten im Lockergestein gelenkig aufgelagert und am Stützenkopf mit einem Abspannseil zurückverankert.

Das Energieaufnahmevermögen eines Ankerseiles ø 9mm beträgt gemäss Fig. 62 2,8 kNm pro Meter Seillänge.
Die erforderliche Seillänge ergibt sich somit zu:

$$l_{erf} \geq \frac{34,8\ kNm}{2,8\ kNm/m'} = 12,4\ m$$

Diese Seillänge ist auf Grund der geometrischen Verhältnisse (vgl. Fig. A6.1) nicht einzuhalten. Folgende Alternativen bieten sich an:

- Ankerseil mit ø > 9mm → Energie pro Meter > 2,8 kNm/m'
- Doppeltes Führen des Abspannseiles → Verankerung der doppelten Seilbruchlast
- Einbau eines Dämpfungselementes in das Abspannseil

Für das Beispiel wird der Einbau eines Dämpfungselementes mit folgendem charakteristischen Kraft-Weg-Diagramm gewählt:

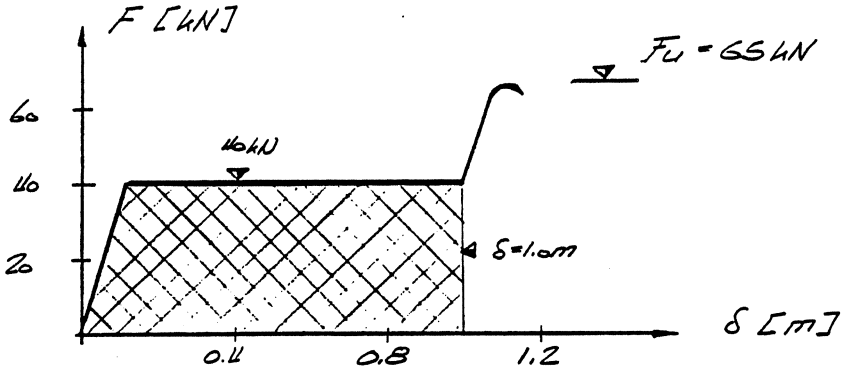


Fig. A6.4 Idealisiertes Kraft-Weg-Diagramm eines möglichen Dämpfungselementes

Das Energieaufnahmevermögen des Dämpfungselementes beträgt: $E \approx F \cdot \delta = 40\ kN \cdot 1,0m = 40\ kNm > E_{erf} = 34,8\ kNm$

Das Abspannseil muss angepasst werden, d.h. es muss eine Seilbruchlast (F_u) von ca. 65 kN aufweisen.

Gewählt: Ein Dämpfungselement gem. Fig. A6.4
Abspannseil mit $F_u \approx 65\ kN$ (Seil ø ≈ 11mm)

6.3 Stützen

Die Dimensionierung der abgespannten Stütze erfolgt anhand Fig. 50

Seilbruchlast $F_u = 65\,kN$
Bemessungslänge $L = 3{,}5\,m$
$\Big\}$ → $Z_x \approx 560 \cdot 10^3\,mm^3$ (Fe 360)

Gewählt: Stützenprofil HEA 220 (Fe 360)

6.4 Stützenfundation

Für die Fundation im Lockergestein bieten sich bei horizontalem Gelände folgende Lösungen an:

- Konstruktives Stützenfundament (Mindesteinbindetiefe = 1,0m, vgl. Fig. 60) und zusätzliche untere Abspannung
- Berechnung des Erdwiderstandes vor "Bohlträger":
  $E_p > V_u - A_w \cdot \bar{\sigma}^*$ (Schubkraft der Stütze)

Gewählt: Konstruktives Stützenfundament 0,5m × 0,5m × 1,0m
Untere Abspannung analog der oberen Abspannung

6.5 Aufhängeseil

Der gewählte Stützenabstand beträgt $\ell = 10\,m$

Der zulässige Seildurchhang wird mit $f_{zul} = \frac{\ell}{100}$ angenommen

Eigengewichte:

Aufhängeseil	≈ 10 N/m'
Schutzwandfläche	≈ 170 N/m'
	180 N/m'

Die erforderliche Seilzugkraft im Gebrauchszustand ergibt sich somit zu

$$F_{zl} = \frac{H}{f_{zul}} = \frac{180\,N/m \cdot \frac{(10m)^2}{8}}{0{,}1m} = 22'500\,N = 22{,}5\,kN$$

Auf Grund der hohen Seilzugkraft für den Gebrauchszustand eignet sich das Ankerseil ⌀ 9mm (vgl. Fig. 62) nicht für das Aufhängeseil.

Gewählt: Ein Dämpfungselement gem. Fig. A6.4, pro Feldspannung
Aufhängeseil mit Bruchlast $F_u \approx 65\,kN$ (Seil ⌀ ≈ 11mm)

6.6 Bodenseil

Das Energieentnahmevermögen des Ankerseiles ⌀ 9mm beträgt gem. Fig. 62 ca 2,8 kNm pro Meter Seillänge.

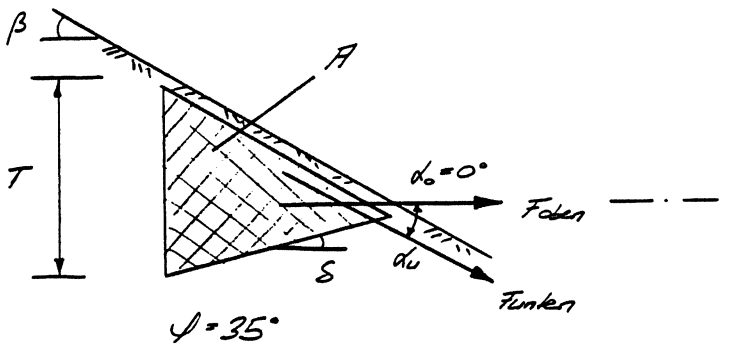
$$\rightarrow l_{erf} = \frac{34,8\,kNm}{2,8\,kNm/m'} = 12,4\,m$$

Die Gesamtlänge des Bodenseils ist > 12,4 m, somit Ankerseil ⌀ 9mm i.o.
(Es darf die Länge über mehrere Felder berücksichtigt werden, da für das Bodenseil bei den Stützen keine Reibungskräfte vorhanden sind.)

Gewählt: **Ankerseil ⌀ 9mm (vgl. Fig. 62)**

6.7 Ankerkörper parallel zum Hang

Verankerung der oberen und unteren Abspannung an einem Ankerkörper parallel zum Hang



Foben = 65 kN
Funten = 32,5 kN [1]
$\alpha_o = 0°$ (obere Absp.)
$\alpha_u = 30°$ (untere Absp.)
$\beta = 30°$
$\delta = 15°$
$\varphi = 35°$

Fig. A6.5 Ankerkörper parallel zum Hang

Die Bemessungsformel lautet: $F = 2R + f \cdot G$

Annahme: $T = 1,50\,m$

Aus Figur 76 folgt für T=1,50m, β=30° und φ=35° → 2R ≈ 23 kN
Die Reibungsfaktoren ergeben sich aus der Fig. 77:
- obere Abspannung: δ=15°, φ=35°, α=0° → $f_1 \approx 1.0$
- untere Abspannung: δ=15°, φ=35°, α=30° → $f_2 \approx 4,3$

[1] Annahme, dass Bruchlast nicht gleichzeitig in beiden Seilen vorhanden ist:
- obere Abspannung auf Bruchlast
- untere Abspannung auf halbe Bruchlast

} gleichzeitig wirkend

Das erforderliche Fundamentgewicht ergibt sich zu:

$$\left.\begin{aligned} \Delta G_{oben} &= \frac{65\,kN - 23\,kN}{1{,}0} = 42\,kN \\ \Delta G_{unten} &= \frac{32{,}5\,kN}{4{,}3} = 7{,}6\,kN \end{aligned}\right\} \quad G_{fd} = 49{,}6\,kN$$

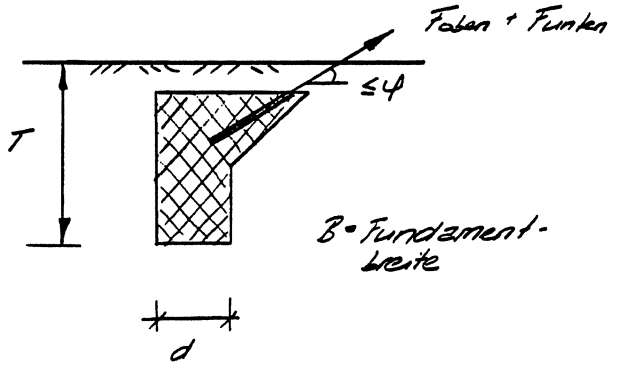
Beton: $\gamma_B = 25\,kN/m^3 \rightarrow \frac{49{,}6\,kN}{25\,kN/m^3} = 2.0\,m^3$ Beton erforderlich

Fundament: $A = 1.33\,m^2 \rightarrow B_{erf} = 1.50\,m$ (Fundamentbreite)

Gewählt: <u>Ankerkörper mit T = 1.50m, B = 1.50m, δ = 15°</u>

6.8 Ankerkörper quer zum Hang

Verankerung des Aufhänge- und des Bodenseils an einem Ankerkörper quer zum Hang



Foben = 65 kN
Funten = 32,5 kN
φ = 35°

Fig. A6.6 Ankerkörper quer zum Hang

Die Summe der beiden Seilkräfte – Aufhängeseil mit Bruchlast (Foben) und Bodenseil mit halber Bruchlast (Funten) – ergibt ca. 98 kN.

Die Abmessungen des Ankerkörpers folgen aus der Figur 74.

Gewählt: <u>Ankerkörper mit T = 1.50m; B = 1.50m</u>

7. Skizze des Schutzbauwerkes

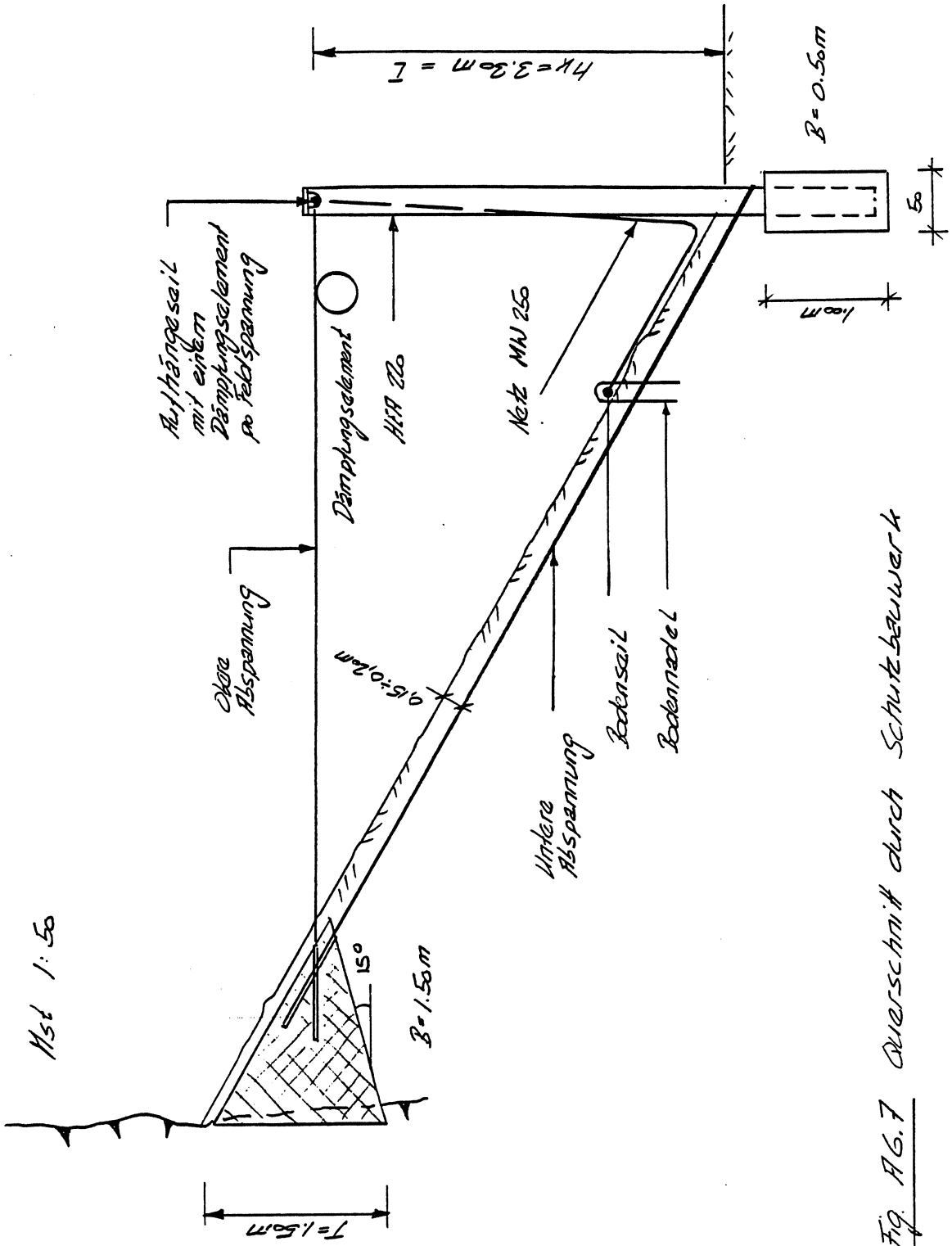


Fig. AG.7 Querschnitt durch Schutzbauwerk

ANHANG 7

Beispiel einer Schutzwanddimensionierung Schutzwandfläche aus Holz (Eisenbahnschwellen)

In diesem Beispiel werden die einzelnen Schritte einer Schutzwanddimensionierung für eine Schutzwandfläche aus Holz dargestellt.

Das Beispiel gliedert sich in die beiden Teile:

A. Fundation im Fels
B. Fundation im Lockergestein.

Die Grundlagen (Topographie, Belastungsannahmen, Schutzwandhöhe und Aufprallenergie) sind für beide Teile des Beispiels identisch.

Die Anordnung von oberen und unteren Abspannungen (Teil B) für Schutzwandflächen aus Holz ist eher theoretisch.

A. Fundation im Fels

1. Vorhandene Topographie

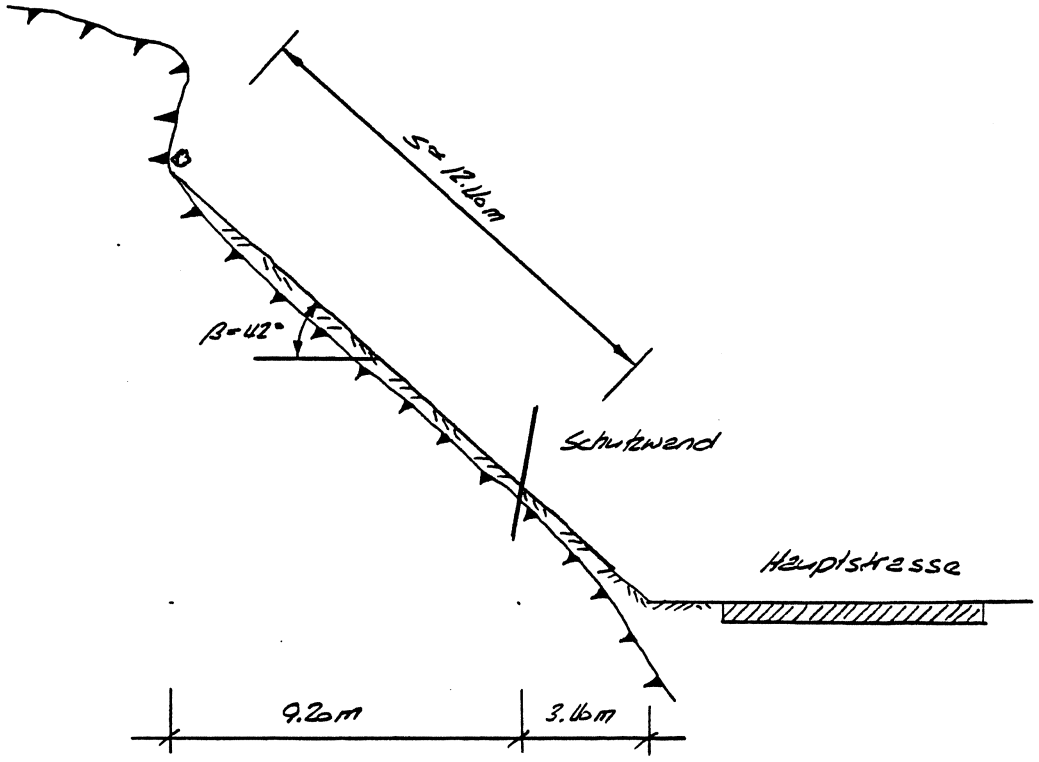


Fig. A7.1 Vorhandene Topographie im Schnitt

Bei einer Böschungsneigung von ca 42° ist auf Grund der Fig. 12 eine rollende, eventuell springende Bewegung zu erwarten.

2. Belastungsannahmen

Gebrauchsbelastung : —

Grenzbelastung : Rollende Bewegung
Blockgrösse mit Masse m ≃ 200 kg, Kugelform
Rollstrecke s = 12.40m

3. Schutzwandhöhe

Auf Grund der vorhandenen Topographie ist mit herunterrollenden Steinen zu rechnen. Die Schutzwandhöhe wird so angenommen, dass auch ein mögliches Springen einzelner Steine abgedeckt ist.

Gewählt: $h_K = 2.0\,m \approx \underline{\underline{L}}$

4. Aufprallenergie

Rollende Bewegung auf schiefer Ebene (ohne Reibung)

- Beschleunigung $a = \frac{g \cdot r^2}{r^2 + r_j^2} \cdot \sin\beta$; mit $r_j^2 = 2/5\, r^2$ für Kugelform

  $a = 5/7 \cdot g \cdot \sin\beta = 5/7 \cdot 9{,}81\,m/s^2 \cdot \sin 42° = 4.69\,m/s^2$

- Geschwindigkeit $v = \sqrt{2 \cdot a \cdot s} = \sqrt{2 \cdot 4{,}69\,m/s^2 \cdot 12{,}46\,m} = 10.78\,m/s$

→ Aufprallenergie $E = \frac{1}{2} m v^2 = \frac{1}{2} \cdot 200\,kg \cdot (10.78\,m/s)^2 = 11621\,m^2kg/s^2$

$\underline{\underline{E}} = \underline{\underline{11.62\,kNm}}$

5. Bemessung der Schutzwand

5.1 Schutzwandfläche

Aufprallenergie $E = 11.62\,kNm \approx 11'620\,m^2kg/s^2$

Umrechnung auf freie Fallhöhe $E = m \cdot g \cdot h \rightarrow h = \frac{E}{m \cdot g}$

$h = \frac{11'620\,m^2kg/s^2}{200\,kg \cdot 9{,}81\,m/s^2} = 5.92\,m$

Schutzwandfläche mit hochkant liegenden Eisenbahnschwellen. Zulässige freie Fallhöhe für eine Masse $m = 200\,kg$ gem. Fig. 30

$h_{zul} = 4.0\,m < h_{vorh} = 5.92\,m$

Die innere Verformungsarbeit ist zu klein!

Die Eisenbahnschwellen werden um 90° gedreht (vgl. Fig. A7.2)

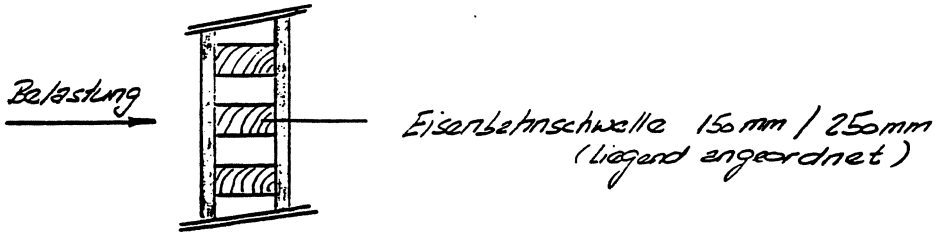


Fig. A7.2 Um 90° gedrehte Holzschwellen

→ Elastisches Widerstandsmoment pro Balken

$$W_x = \frac{0.15m \cdot (0,25m)^2}{6} = 0.00156\,m^3$$

Anzahl Balken pro m' Schutzwandhöhe

$$n = \frac{100}{2 \cdot 15} = 3,3$$

Elastisches Widerstandsmoment pro m'

$$W_x/m' = 3.3 \cdot 0,00156 m^3 = 0,0052 m^3$$

→ Neue zulässige Fallhöhe und Aufprallenergie

$$h_{neu} = \frac{0,0052\,m^3/m'}{0,0019\,m^3/m'} \cdot 4,0m = 10.9m > h_{work} = 5.9m$$

$$E_{zul} = 200kg \cdot 9.81 m/s^2 \cdot 10.9m = 21'385\,m^2kg/s^2 = 21,4kNm$$

Gewählt: **Eisenbahnschwellen 150mm / 250mm (liegend)**

5.2 Eingespannte Stütze

Die Stütze wird im ca. 0,3m unter dem Terrain verlaufenden Fels (vgl. Fig. A7.1) eingespannt.

Bemessung der eingespannten Stütze:

Aufprallenergie $E \cong 11.6$ kNm → Fig. 47 → $Z_{x,erf} \cong 220 \cdot 10^3\,mm^3$ (Fe 360)

- 2 IPE 160; schubfest verbunden: $V_u = 236,5$ kN
- 2 HEA 120; schubfest verbunden: $V_u = 164,3$ kN

oder

Auf Grund der kleineren Schubtragkraft (kleinere Beanspruchung im Fels) wird das HEA-Profil gewählt.

Gewählt: **2 HEA 120 (Fe 360), schubfest verbunden**

5.3 Stützenfundation

Einspannung der Stütze im Fels

Plast. Stützenwiderstandsmoment: $Z_x = 2 \cdot 119 \cdot 10^3 mm^3 = 238 \cdot 10^3 mm^3$

Die erforderliche Einbindetiefe im Fels ergibt sich aus Fig. 51

$Z_x = 238 \cdot 10^3 mm^3$
HEA-Profil aus Fe 360 } → $t \approx 0.4m$

Gewählt: **Einbindetiefe $t = 0.50m$**

6. Skizze des Schutzbauwerkes

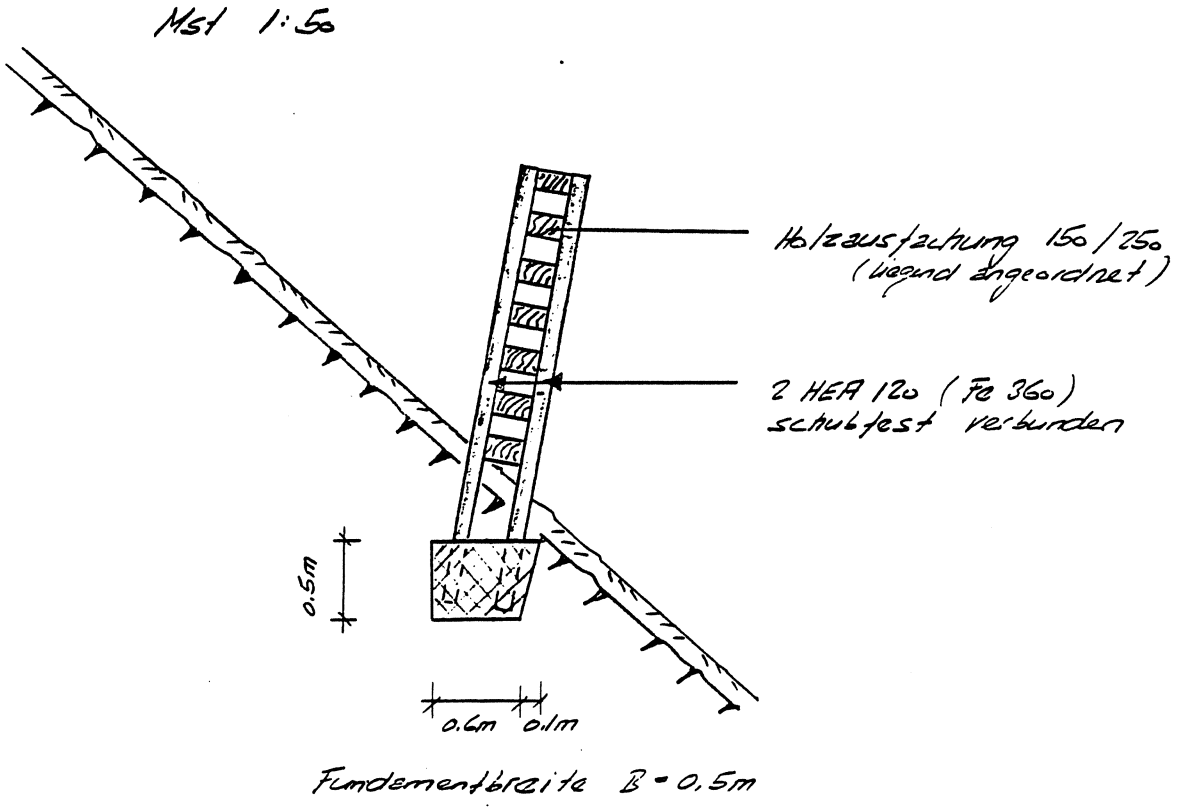


Fig. A 7.3 Querschnitt durch Schutzbauwerk

B. Fundation im Lockergestein

1. Vorhandene Topographie

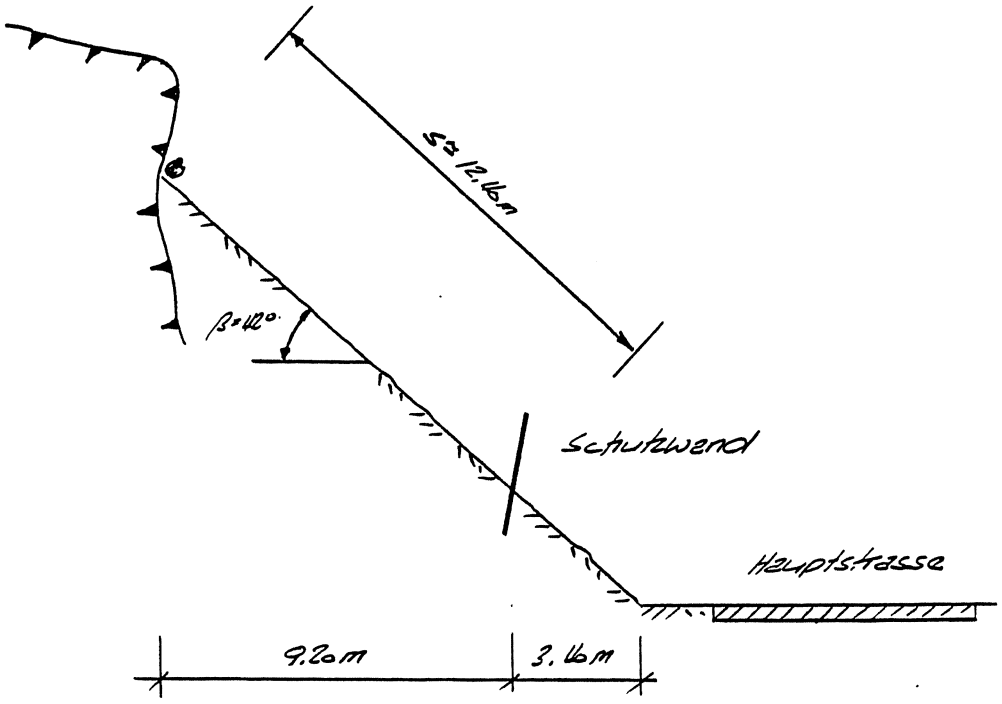


Fig. A7.4 Vorhandene Topographie im Schnitt (analog Fig. A7.1)

2. Belastungsannahmen

Vgl. Punkt 2 auf Seite A7.2

3. Schutzwandhöhe

Gewählt: $h_K = 2.0m \approx \bar{L}$ (analog Punkt 3 auf Seite A7.3)

4. Aufprallenergie

Vgl. Punkt 4 auf Seite A7.3

→ Aufprallenergie $E = 11.62$ kNm

5. Bemessung der Schutzwand

5.1 Schutzwandfläche

Vgl. Punkt 5.1 auf Seiten A7.3 und A7.4

Gewählt: Eisenbahnschwellen 150mm / 250mm
liegend angeordnet (vgl. Fig. A7.2)

5.2 Oberes Abspannseil

Da das Stützenfundament im Lockergestein eingebunden wird, ist eine Einspannung der Stütze praktisch unmöglich (Einspannung mittels Bohrpfahl wäre möglich, aber i.a. zu teuer).

Die Stütze muss oben abgespannt werden.
Die Bemessung der Abspannung erfolgt auf den Direkttreffer, dh auf einen Treffer auf die Schutzwandfläche im Bereich der Abspannstelle.

Energieaufnahmevermögen eines Ankerseils ⌀ 9mm gem. Fig. 62:

$$E \approx 2{,}8\ \text{kNm/m'}$$

Erforderliche Seillänge:

$$l_{erf} \geq \frac{11{,}62\ \text{kNm}}{2{,}8\ \text{kNm/m'}} = 4.15\text{m}$$

Gewählt: **Ankerseil ⌀ 9 mm ; l = 4.2m**

5.3 Abgespannte Stütze

Bemessung der Stütze anhand Fig. 50:

Seilbruchlast $F_u \approx 24{,}5\ \text{kN}$
Bemessungslänge $L = 2{,}2\text{m}$
$\rightarrow Z_x = 120 \cdot 10^3\ \text{mm}^3$ (Fe 360)

Gewählt: **2 IPE 120 (Fe 360), schubfest verbunden**

5.4 Stützenfundation

Der Erdwiderstand vor einem Stützenfundament ist in einer Lockergesteinslöschung sehr klein.
Die Schubtragkraft der Doppelstütze 2 IPE 120 (Fe 360) mit $V_u = 155\ \text{kN}$ kann nicht aufgenommen werden.
Die Stütze muss mit einer unteren Abspannung gehalten werden.
Das Fundament muss somit nur noch dem Bauzustand genügen; es kann ein konstruktives Fundament ausgeführt werden.

Gewählt: **Konstr. Fundament 0,5m * 0,6m * 1,0m** (vgl. Fig. A7.6)

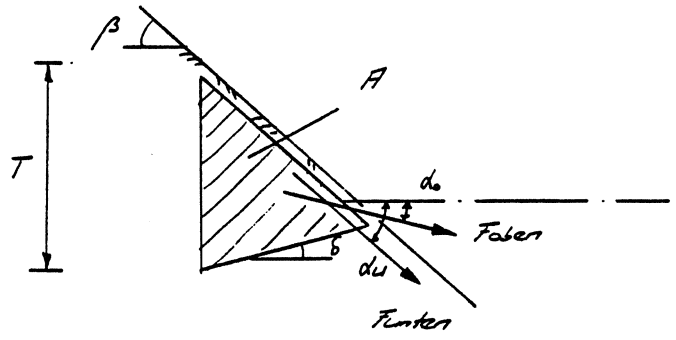
5.5 Untere Abspannung

Vgl. Pkt. 5.2 auf Seite A7.7

Gewählt: **Ankerseil ⌀ 9mm ; l = 4.2m**

8.6 Ankerkörper parallel zum Hang

Verankerung der oberen und unteren Abspannung an einem Ankerkörper parallel zum Hang.



Foben = 24,5 kN
Funten = 12,3 kN ¹)
α_o = 16° ; β = 42°
α_u = 42° ; δ = 15°
φ = 45°

¹) Annahme, dass nur halbe Bruchlast in unteren Abspannung gleichzeitig mit ganzer Bruchlast im oberen Abspannseil.

Fig. A7.5 Ankerkörper parallel zum Hang

Bemessungsformel: $F = 2R + f \cdot G$
Annahme: $T = 1.0\,m$

Aus Fig. 76 folgt für: $T = 1.0\,m$, $\beta = 46°$ (Näherung), $\varphi = 46°$ (Näherung) → $2R \approx 44\,kN$

Die Reibungsfaktoren für die Reibung an der Sohlfläche folgen aus Fig. 77:
- obere Abspannung: $\delta = 15°$, $\varphi = 42°$, $\alpha_o = 16°$ → $f_o \approx 2.2 \div 2.3$
- untere Abspannung: $\delta = 15°$, $\varphi = 42°$, $\alpha_u = 42°$ → $f_u > 8.0$

Erforderliches Fundamentgewicht:

$$\Delta G_o = \frac{24,5\,kN - 4\,kN}{2,2} = 9,3\,kN$$
$$\Delta G_u = \frac{12,3\,kN}{8,0} = 1,5\,kN$$
$$G_{tot} = 10,8\,kN$$

Beton: $\gamma_B = 25\,kN/m^3$ → 0,43 m³ Beton erforderlich

Fundament: $A \approx 0,43\,m^2$ → $B_{erf} = 1,0\,m$ (Fundamentbreite)

Gewählt: **Ankerkörper mit T = 1.0m, B = 1.1m, δ = 15°**

6. Skizze des Schutzbauwerkes

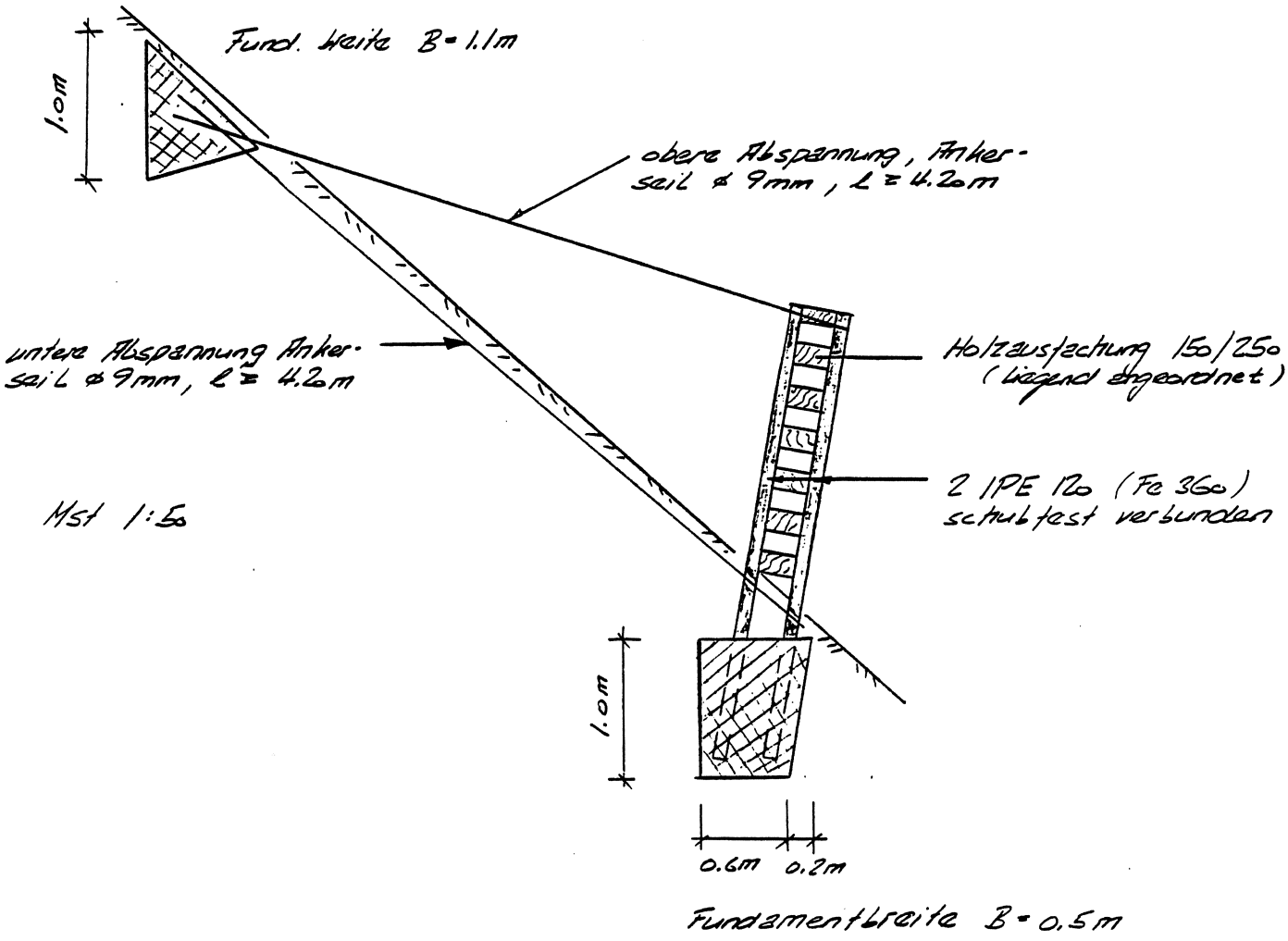


Fig. A7.6 Querschnitt durch Schutzbauwerk

ANHANG 8

Beispiel einer Flugbahnberechnung von Hand

1. Einleitung

In diesem Beispiel wird eine theoretische Flugbahnberechnung von Hand durchgeführt und der Energieverlauf ermittelt.

Je nach Problemstellung kann anhand von 2 bis 3 solchen Flugbahnberechnungen eine qualitative Aussage gemacht werden, die ausreichend ist.

2. Vorhandene Topographie

Fig A8.1 Fotoaufnahme des gefährdeten Bereichs

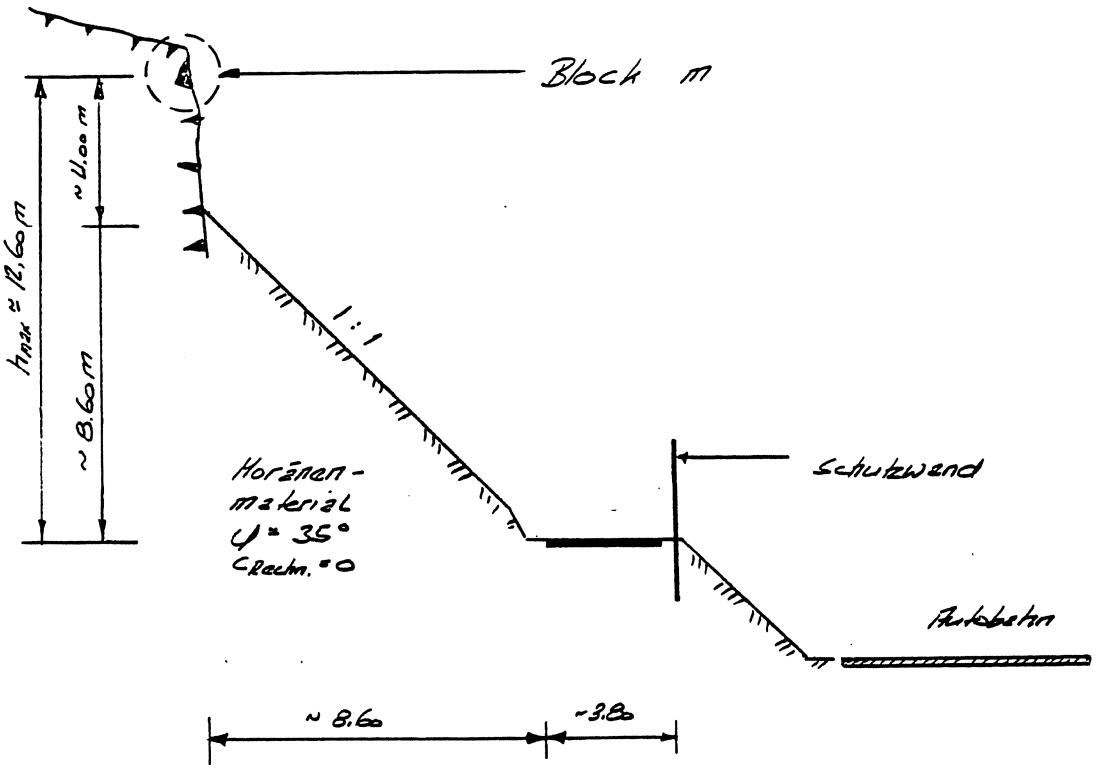


Fig. A8.2 Vorhandene Topographie im Schnitt

3. Belastungsannahmen

Gebrauchsbelastung: Blockgrössen mit Massen $m \approx 10 \div 100$ kN
Fallhöhen h bis 12.60m

Grenzbelastung: Blockgrösse mit Masse $m = 500$ kg
Fallhöhe $h = 12.60$ m

Die Grenzbelastung ergibt die massgebende Belastung.
Der obere Grenzwert der Aufprallenergie in der Schutzwandfläche ergibt sich zu:

$$E_{max} = m \cdot g \cdot h_{max} = 500\,kg \cdot 9.81\,m/s^2 \cdot 12.6\,m = 61'800\,kgm/s^2 \triangleq 61.8\,kNm$$

4. Bestimmung der Flugbahn und des Energieverlaufes

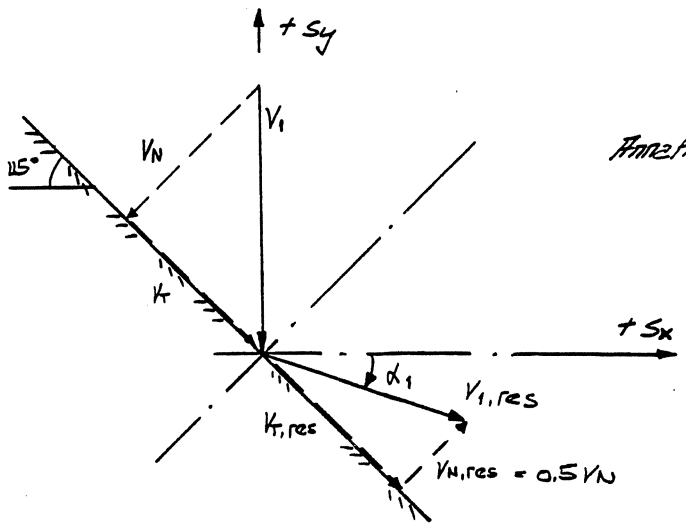
4.1 Phase 1

Flugphase bis zum 1. Aufprall (freier Fall)

$$v_1 = \sqrt{2gh_1} = \sqrt{2 \cdot 9.81\,m/s^2 \cdot 4.0\,m} = 8.86\,m/s$$

$$E_1 = m \cdot g \cdot h_1 = \tfrac{1}{2} m v_1^2 = \tfrac{1}{2} \cdot 500\,kg \cdot (8.86\,m/s)^2 = 19'625\,kgm^2/s^2 \triangleq 19.63\,kNm$$

Geschwindigkeitsverlust durch Aufprall



Annahme: Dämpfung von V_N um ca 50% (vgl. Tabelle 1)

Fig. A8.3 Geschwindigkeitsvektoren vor dem Aufprall (V_1), nach dem Aufprall ($V_{1,res}$)

$$V_{1,res} = \sqrt{(V_{N,res})^2 + (V_{T,res})^2}$$

$V_{N,res} = 0{,}50\, V_N = 0{,}50\, V_1 \cdot \cos 45° = 0{,}50 \cdot 8{,}86\ m/s \cdot \cos 45° = 3{,}13\ m/s$

$V_{T,res} = V_T = V_1 \cdot \sin 45° = 8{,}86\ m/s \cdot \sin 45° = 6{,}26\ m/s$

$$\Rightarrow V_{1,res} = \sqrt{(3{,}13\ m/s)^2 + (6{,}26\ m/s)^2} = 7{,}00\ m/s$$

$$E_{1,res} = \tfrac{1}{2} \cdot 500\ kg \cdot (7{,}0\ m/s)^2 \rightarrow 12{,}25\ kNm$$

4.2 Phase 2

Flugphase zwischen 1. und 2. Aufprall

- Allgemeine Beschreibung der Flugbahn:

$$s_x = v_0 \cdot t \cdot \cos\alpha$$
$$s_y = v_0 \cdot t \cdot \sin\alpha - \tfrac{1}{2} g t^2$$
$$v = \sqrt{v_0^2 - 2 g s_y}$$

} für s_x, s_y und α ist das Vorzeichen zu beachten

Somit ergibt sich für die Flugphase zwischen 1. und 2. Aufprall:

$$-\alpha_1 = \arcsin \frac{V_{N,res}}{V_{1,res}} - 45° = \arcsin \frac{3{,}13}{7{,}00} - 45° = -18{,}44°$$

$$s_{x,1} = V_{1,res} \cdot t \cdot \cos\alpha_1$$
$$s_{y,1} = -V_{1,res}\, t \cdot \sin\alpha_1 - \tfrac{1}{2} g t^2$$

- Bestimmung des 2. Aufprallpunktes:

Aus der Böschungsneigung von -1:1 folgt die Bedingung: $s_x = -s_y$

$\rightarrow v_{1,res} \cdot t \cdot \cos\alpha_1 = v_{1,res} \cdot t \cdot \sin\alpha_1 + \frac{1}{2} g t^2$

$g t^2 - 2 v_{1,res} \cdot t (\cos\alpha_1 - \sin\alpha_1) = 0$

$t_1 = 0$

$t_2 = \frac{2 \cdot v_{1,res} (\cos\alpha_1 - \sin\alpha_1)}{g} = \frac{2 \cdot 7{,}0\,m/s\,(\cos 18{,}44° - \sin 18{,}44°)}{9{,}81\,m/s^2} = 0{,}90\,s$

$s_{x,1} = 7{,}0\,m/s \cdot 0{,}90\,s \cdot \cos 18{,}44° = 5{,}97\,m$

$s_{y,1} = -7{,}0\,m/s \cdot 0{,}90\,s \cdot \sin 18{,}44° - \frac{1}{2} \cdot 9{,}81\,m/s^2 \cdot (0{,}90\,s)^2 = -5{,}97\,m$

- Bestimmung des Aufprallwinkels β_2:

$s_{x,1} = v_{1,res} \cdot t \cdot \cos\alpha_1 \rightarrow t = \frac{s_{x,1}}{v_{1,res} \cdot \cos\alpha_1}$

$s_{y,1} = -v_{1,res} \cdot t \cdot \sin\alpha_1 - \frac{1}{2} g t^2$

$\rightarrow s_{y,1} = -s_{x,1} \cdot \tan\alpha_1 - \frac{g (s_{x,1})^2}{2 \cdot (v_{1,res} \cdot \cos\alpha_1)^2}$ Gleichung der Flugbahn

$s_{y,1}' = -\tan\alpha_1 - \frac{g \cdot s_{x,1}}{(v_{1,res} \cdot \cos\alpha_1)^2}$ Tangentensteigung

im 2. Aufprallpunkt $s_{y,1}' = -\tan 18{,}44° - \frac{9{,}81\,m/s^2 \cdot 5{,}97\,m}{(7{,}0\,m/s \cdot \cos 18{,}44°)^2} = -1{,}66$

$\beta_2 = 90° + \arctan(-1{,}66) = 31{,}07°$

- Energie und Geschwindigkeit vor dem 2. Aufprall:

$v_2 = \sqrt{(v_{1,res})^2 - 2g \cdot s_{y,1}} = \sqrt{(7{,}0\,m/s)^2 + 2 \cdot 9{,}81\,m/s^2 \cdot 5{,}97\,m} = 12{,}89\,m/s$

$E_2 = \frac{1}{2} m v_2^2 = \frac{1}{2} \cdot 500\,kg \cdot (12{,}89\,m/s)^2 \rightarrow 41{,}54\,kNm$

- Energie und Geschwindigkeit nach dem 2. Aufprall:

Annahme: Dämpfung von v_N um 50%

$v_{2,res} = \sqrt{(v_{N,res})^2 + (v_{T,res})^2}$

$v_{N,res} = 0{,}50\,v_N = 0{,}50 \cdot v_2 \cdot \sin(45° - \beta_2) = 0{,}50 \cdot 12{,}89\,m/s \cdot \sin 13{,}93° = 1{,}55\,m/s$

$v_{T,res} = v_T = v_2 \cdot \cos(45° - \beta_2) = 12{,}89\,m/s \cdot \cos 13{,}93° = 12{,}51\,m/s$

$\rightarrow v_{2,res} = \sqrt{(1{,}55\,m/s)^2 + (12{,}51\,m/s)^2} = 12{,}61\,m/s$

$E_{2,res} = \frac{1}{2} \cdot 500\,kg \cdot (12{,}61\,m/s)^2 \rightarrow 39{,}75\,kNm$

4.3 Phase 3

Flugphase zwischen 2. und 3. Aufprall

$$-\alpha_2 = \arcsin\frac{v_{N,res}}{v_{2,res}} - 45° = \arcsin\frac{1,55}{12,61} - 45° = -37,94°$$

$$s_{x,2} = v_{2,res}\cdot t\cdot\cos\alpha_2$$

$$s_{y,2} = -v_{2,res}\cdot t\cdot\sin\alpha_2 - \tfrac{1}{2}gt^2$$

- Bestimmung des 3. Aufprallpunktes:

Aus der Bedingung $s_x = -s_y$ folgt

$$\longrightarrow\quad t_2 = \frac{2\cdot v_{2,res}(\cos\alpha_2 - \sin\alpha_2)}{g} = \frac{2\cdot 12,61\,m/s\,(\cos 37,94° - \sin 37,94°)}{9,81\,m/s^2} = 0,45\,s$$

$$s_{x,2} = 12,61\,m/s\cdot 0,45s\cdot\cos 37,94° = 4,48m$$

$$s_{y,2} = -12,61\,m/s\cdot 0,45s\cdot\sin 37,94° - \tfrac{1}{2}\cdot 9,81\,m/s^2\cdot(0,45s)^2 = -4,48m$$

Aus dem Vergleich Σs_x bzw Σs_y mit der vorhanden Geometrie zeigt sich, dass die Flugbahn der 3. Flugphase das Strässchen schneidet und der 3. Aufprallpunkt somit auf dem Strässchen liegt.

$$s_{y,2} = -12,60m + 4,00m + 5,97m = -2.63m$$

$$s_{y,2} = -v_{2,res}\cdot t\cdot\sin\alpha_2 - \tfrac{1}{2}gt^2$$

$$\longrightarrow\quad \tfrac{1}{2}gt^2 + v_{2,res}\cdot t\cdot\sin\alpha_2 - 2,63m = 0\quad;\quad t_{1,2} = \frac{-v_{2,res}\cdot\sin\alpha_2 \pm \sqrt{(v_{2,res}\cdot\sin\alpha_2)^2 + 2\cdot g\cdot 2,63m}}{g}$$

$$t_2 = \frac{-12,61\,m/s\cdot\sin 37,94° + \sqrt{(12,61\,m/s\cdot\sin 37,94°)^2 + 2\cdot 9,81\,m/s^2\cdot 2,63m}}{9,81\,m/s^2} = 0.287s$$

$$s_{x,2} = 12,61\,m/s\cdot 0,287s\cdot\cos 37,94° = 2.85m$$

- Bestimmung des Aufprallwinkels β_3:

Tangentensteigung $\quad s_{y,2}' = -\tan\alpha_2 - \frac{g\cdot s_{x,2}}{(v_{2,res}\cdot\cos\alpha_2)^2}$

$$s_{y,2}'(s_{x,2} = 2,85m) = -\tan 37,94° - \frac{9,81\,m/s^2\cdot 2,85m}{(12,61\,m/s\cdot\cos 37,94°)^2} = -1,06$$

$$\beta_3 = 90° + \arctan(-1,06) = 43,33°$$

- Energie und Geschwindigkeit vor dem 3. Aufprall

$$v_3 = \sqrt{(v_{2,res})^2 - 2g\cdot s_{y,2}} = \sqrt{(12,61\,m/s)^2 + 2\cdot 9,81\,m/s^2\,2,63m} = 14,51\,m/s$$

$$E_3 = \tfrac{1}{2}\,m\,v_3^2 = \tfrac{1}{2}\cdot 500\,kg\cdot(14,51\,m/s)^2 \longrightarrow 52,64\,kNm$$

- Energie und Geschwindigkeit nach dem 3. Aufprall:

Annahme: Dämpfung von v_N auf Betonsträsschen um 10%

$$v_{3,res} = \sqrt{(v_{N,res})^2 + (v_{T,res})^2}$$

$$v_{N,res} = 0{,}90 \cdot v_N = 0{,}90 \cdot v_3 \cdot \sin(90° - \beta_3) = 0{,}90 \cdot 14{,}51\,m/s \cdot \sin 46{,}67° = 9{,}50\,m/s$$

$$v_{T,res} = v_T = v_T \cdot \cos(90° - \beta_3) = 14{,}51\,m/s \cdot \cos 46{,}67° = 9{,}96\,m/s$$

$$\rightarrow v_{3,res} = \sqrt{(9{,}50\,m/s)^2 + (9{,}96\,m/s)^2} = 13{,}76\,m/s$$

$$E_{3,res} = \tfrac{1}{2} \cdot 500\,kg \cdot (13{,}76\,m/s)^2 \rightarrow 47{,}33\,kNm$$

4.4 Phase 4

Flugphase zwischen 3. Aufprall und dem Aufprall in der Schutzwandfläche

$$+\alpha_4 = \arcsin \frac{v_{N,res}}{v_{3,res}} = \arcsin \frac{9{,}50}{13{,}76} = 43{,}66°$$

$$s_{x,3} = v_{3,res} \cdot t \cdot \cos\alpha_4 = 13{,}76\,m/s \cdot t \cdot \cos 43{,}66°$$

$$s_{y,3} = v_{3,res} \cdot t \cdot \sin\alpha_4 - \tfrac{1}{2} g t^2 = 13{,}76\,m/s \cdot t \cdot \sin 43{,}66° - \tfrac{1}{2} \cdot 9{,}81\,m/s^2 \cdot t^2$$

$$v = \sqrt{(v_{3,res})^2 - 2g \cdot s_{y,3}} = \sqrt{(13{,}76\,m/s)^2 - 2 \cdot 9{,}81\,m/s^2 \cdot s_{y,3}}$$

t [s]	s_x [m]	s_y [m]	v [m/s]
0.1	1.00	+ 0.90	13.10
0.2	1,99	+ 1,70	12.49
0.3	2,99	+ 2.41	11.92
0.4	3,98	+ 3.02	11.41
0.5	4.98	+ 3.52	10.97

Die Schutzwand befindet sich in einem Abstand von 3.58m vom 3. Aufprallpunkt:

$$s_{x,3} = 3{,}58m \rightarrow t = \frac{s_{x,3}}{v_{3,res} \cdot \cos\alpha_4} = \frac{3{,}58m}{13{,}76\,m/s \cdot \cos 43{,}66°} = 0{,}36s$$

$$s_{y,3} = 2{,}78m$$

$$v = 11.61\,m/s$$

Die Aufprallenergie in die Schutzwandfläche beträgt $\underline{E = 33{,}70\,kNm}$

5. Graphische Darstellung

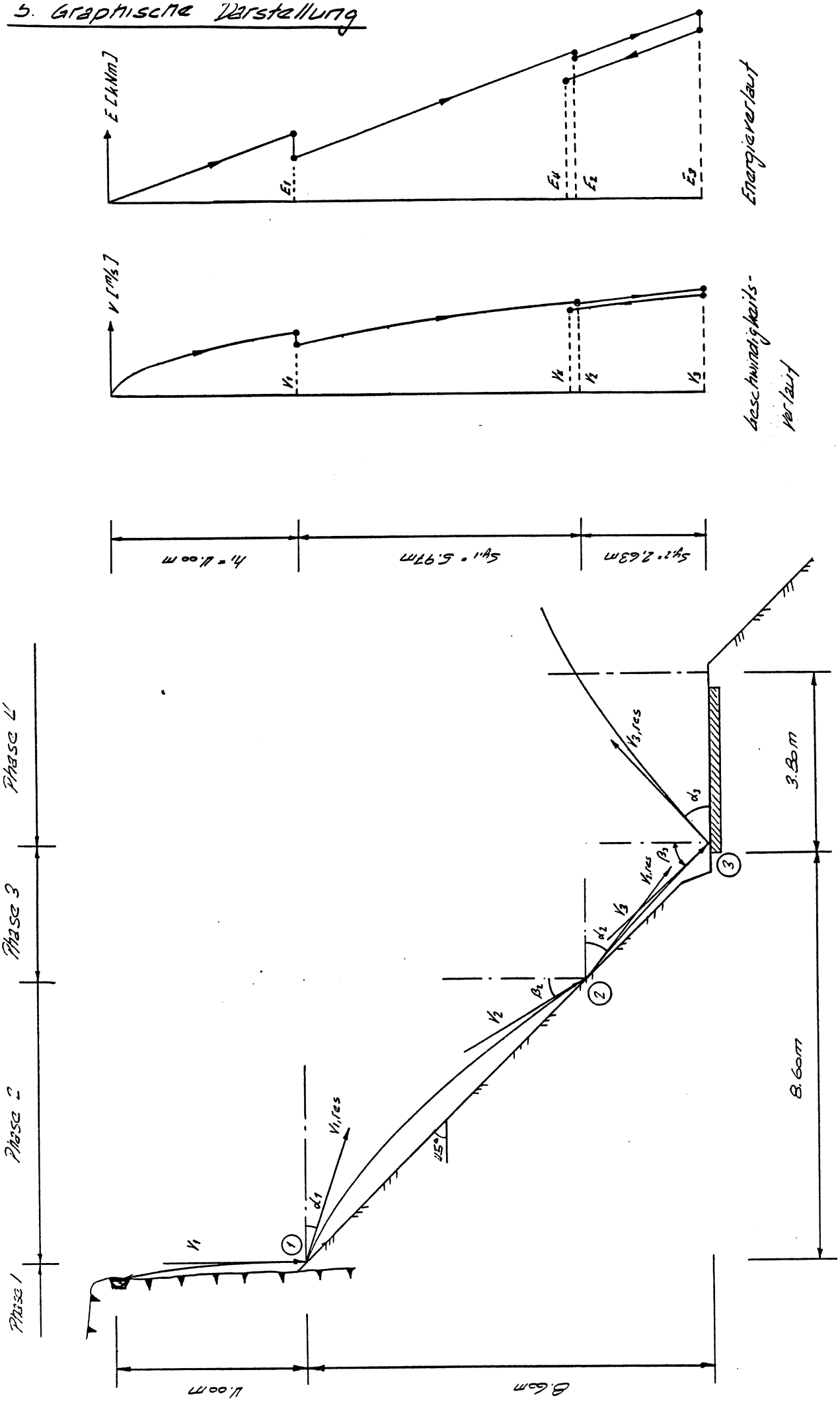


Fig. A8.4 Flugbahn-, Geschwindigkeits- und Energieverlauf