

Einwirkungen auf Schutzdämme durch fließähnliche gravitative Massenbewegungen – Felslawinen

R. Hofmann, S. Berger

ZUSAMMENFASSUNG In den letzten Jahren kommt es durch Temperaturerhöhung, Temperaturschwankungen und Starkregenereignissen vermehrt zu Extremereignissen bei Felslawinen und Bergstürzen. Diese führen in deren Auslaufbereichen zu fließähnlichen Massenbewegungen, die Siedlungsräume und Infrastrukturbauwerke im alpinen Raum gefährden. Bei den klimawandelinduzierten Beeinflussungen des Lebensraumes ist eine deutliche Zunahme in den Alpen zu registrieren. Die Zunahme der Intensitäten der Gefährdungen aus diesen Prozessen im alpinen Raum führt zur Notwendigkeit der Errichtung von nachhaltigen und zuverlässigen Schutzbauwerken. Dabei stellen die Schutzdämme gegenüber starren Bauwerken eine wirksame, umwelt- und ressourcenschonende und rasch umsetzbare Bauweise dar. Bei den Dammbauwerken handelt es sich hauptsächlich um Erddämme mit Geogittern und Steinschichtungen. Zur Beobachtung der Ablagerungsformen sowie der Bestimmung der Einwirkungen auf Schutzbauwerke wurden am Arbeitsbereich für Geotechnik an der Universität Innsbruck Modellversuche und DEM (Diskrete Element Methode) Simulationen durchgeführt. Ziel der Untersuchungen war es, empirische Formeln auf Basis der pseudo statischen Methode, auf Grundlage der Erddrucktheorie und der Kriechdrucktheorie, zur Abschätzung der Einwirkungen aus gravitativen Massenbewegungen auf Schutzdämme anzugeben.

Impacts on protective embankments due to flow like gravitational mass movements – rock avalanches

ABSTRACT In recent years, temperature increases, temperature fluctuations and heavy rainfall events have led to an increase in extreme rock avalanches and landslides. In their run-out areas, these lead to flow-like mass movements that endanger settlement areas and infrastructure structures in the alpine region. In the case of climate change-induced impacts on the habitat, a significant increase can be registered in the Alps. The increase in the intensity of the hazards from these processes in the alpine region leads to the necessity of constructing sustainable and reliable protective structures. Compared to rigid structures, protective embankments represent an effective, environmentally sustainable and resource-efficient construction method that can be implemented quickly. The embankment structures are mainly embankments with geogrids and stone revetments. Model experiments and DEM (Discrete Element Method) simulations were carried out at the Unit of Geotechnical Engineering at the University of Innsbruck to observe the depositional forms and to determine the effects on protective structures. The aim of the investigations was to give empirical formulas based on the pseudo static method, on the earth pressure theory and the creep pressure theory, for the estimation of the actions from gravitational mass movements on protective embankments.

STICHWÖRTER

Felslawinen, Einwirkungen auf Schutzdämme, Geokunststoffe, Schutzdämme

1 Einleitung und Problemstellung

Für den Prozess Murgang existieren eine Vielzahl von empirischen Ansätzen für die Abschätzung der Einwirkungen auf starre und flexible Schutzbauwerke. Die Abschätzung der totalen pseudo statischen Ersatzeinwirkung auf das Bauwerk zufolge Murgängen erfolgt in der Regel über die Summierung eines hydrostatischen Anteils, unter der Berücksichtigung eines Druckbeiwertes und einem hydrodynamischen Anteil, der aus der Geschwindigkeit, Fließtiefe, Einwirkungsfläche sowie einem empirischen Koeffizienten α gebildet wird [1]. Für Einwirkungen aus dem Prozess Felslawinen sind die Grundlagen jedoch noch nicht in diesem Umfang erforscht, dass bisher eine Berücksichtigung in Regelwerken erfolgte, um eine ausreichende Basis für eine Bemessung zu ermöglichen. Um für „trockene“ granulare Fließprozesse

den Prozessverlauf, die Fließtiefe, die Einwirkungen auf Dämme abzuschätzen, wurden für diese Arbeit umfangreiche Modellversuche durchgeführt. Fließähnliche gravitative Massenbewegungen Felslawinen führen in Verbindung mit hohen Geschwindigkeiten zu großen Einwirkungen auf Schutzbauwerke (Bild 1). Die resultierende Einwirkung stellt eine Funktion der Masse, der Dicke, der Geschwindigkeit sowie geologische und geotechnische Eigenschaften der Massenbewegung, der Untergrundeigenschaften sowie der Nachgiebigkeit des Bauwerks dar. Bei vielen in der Literatur publizierten Ansätzen [1] bleibt jedoch der zeitliche Verlauf vom ersten Kontakt mit dem Schutzbauwerk bis zum Stillstand der Masse bei Abschätzung der Einwirkung unberücksichtigt. Die maximale hydrostatische Ersatzeinwirkung und die maximale hydrodynamische Ersatzeinwirkung beanspruchen jedoch nicht zum gleichen Zeitpunkt das Bauwerk. Für die Bemessung der Schutz-

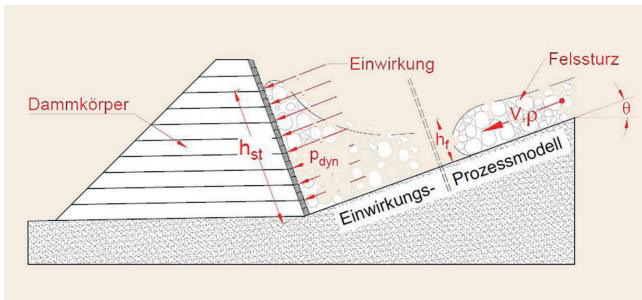


Bild 1. Darstellung einer Felslawine für den Prozess und dem Auftreffen auf den Schutzdamm. Geschwindigkeit (v), Dichte (ρ), Fließtiefe (h_f), Ablagerungshöhe (h_{st}), dynamischer Druck (p_{dyn}) Grafik: R. Hofmann, S. Berger
 Fig. 1. Representation of the rock avalanche for the process model and the impact model. Velocity (v), density (ρ), flow height (h_f), deposition height (h_{st}), dynamic pressure (p_{dyn}) Source: R. Hofmann, S. Berger



Bild 2. Schutzdamm gegen Felslawinen und Steinschlägen Foto: R. Hofmann
 Fig. 2. Rock avalanche and rockfall embankment Source: R. Hofmann



Bild 3. Schutzdamm gegen Felslawinen und Steinschlägen mit bergseitiger Verkleidung Foto: R. Hofmann
 Fig. 3. Rock avalanche and rockfall embankment with uphill facing Source: R. Hofmann

bauwerke ist jedoch die Dauer und der zeitliche Verlauf der Einwirkung von Bedeutung. In diesem Zusammenhang muss diskutiert werden, welches Sicherheitsniveau für das Bemessungsereignis beziehungsweise den jeweiligen Beanspruchungszeitpunkt zu wählen ist. Des Weiteren, für welche Einwirkungen der Grenzzustand der Tragfähigkeit und der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit zu erfüllen sind. Für eine wirtschaftliche Bauweise

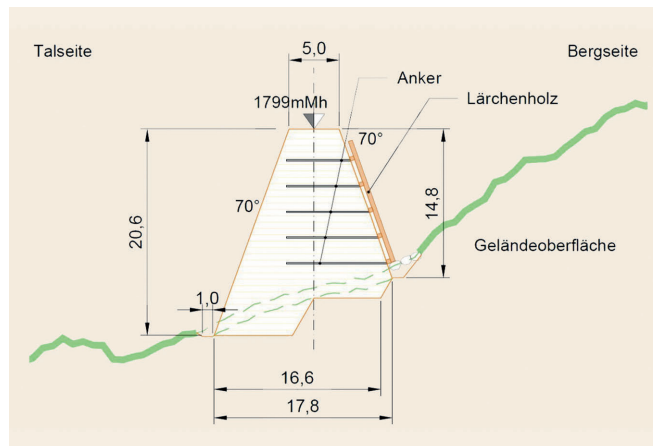


Bild 4. Geogitter bewehrter Schutzdamm mit bergseitiger Verkleidung aus Lärchenholz Grafik: R. Hofmann
 Fig. 4. Embankment with geosynthetic reinforcement with uphill facing from larch wood Source: R. Hofmann

stellt sich auch die Frage nach den gerade noch akzeptablen Schäden an solchen Schutzbauwerken.

Einen wesentlichen Einfluss auf die Größe der maximalen Impaktkraft hat der vor dem Schutzbauwerk entstehende Schuttkörper (tote Zone) auf dem die nachfolgende noch ungestörte Fließlawine auftritt [2, 3]. Die Abhängigkeit der Einwirkung von der Form der toten Zone wird in dieser Arbeit im Abschnitt 3 diskutiert. Von entscheidender Bedeutung ist der zeitliche Verlauf des hydrodynamischen und des hydrostatischen Impakts und die daraus ermittelte maximale totale Impaktkraft. Die wesentlichen Grundlagen für diese Arbeit sind in [4] sowie in [5] nachzulesen.

Bild 2, Bild 3 und Bild 4 zeigen einen, über eine Geländehöhe von 104 m, errichteten mit Geogitter bewehrten Schutzdamm auf einem 35-38° geneigtem Gelände. Der Damm zum Schutz gegen Steinschlag und einer Felslawine wurde neben dem 160 m hohen Staudammes im Kaunertal ausgeführt. Der Schutzdamm besitzt eine Höhe von 20 m, eine Kronenbreite von 5,0 m und beidseits Böschungsneigungen von 70°. Die Verkleidung der bergseitigen Böschung des Damms wurde mit Lärchenholzstämmen ausgeführt (Bilder 3 und 4). Der Abstand der 30 cm dicken Baumstämme beträgt 45 cm. Die Verkleidung zum Schutz der Geogitter bei kleineren Felslawinen und Steinschlägen konnte in kurzer Bauzeit noch vor dem Winter ausgeführt werden. Erste Ereignisse bestätigen die Wirkung des Schutzes der Oberfläche. Einfache Reparatur nach einem Ereignis ist der große Vorteil dieser Konstruktion.

2 Modellversuche mit Schutzdämmen

2.1 Modellstand für die Dämme

Der Versuchsstand von Ashwood und Hungry [6] dient als Grundlage für die Modellversuche für diese Arbeit (**Bild 5**). Mit diesem nachgebauten Modellstand wurden in den letzten Jahren am Arbeitsbereich für Geotechnik umfangreiche Versuche mit verschiedenen Barrieren durchgeführt im Detail publiziert [4, 7]. Dabei konnte das Versuchsmaterial auf der Transportebene beobachtet und die Einwirkung auf die Schutzdämme messtechnisch erfasst werden. Der Modellstand besteht aus einem Reservoir, einer automatischen Öffnung, einer schrägen Transportebene bis zu dem Modelldamm. Die Modelldämme wurden aus reinen Erd-

dämmen und bewehrten Erddämmen errichtet. Die Messtechnik des Versuchsstandes bestand aus einer Kraftmessdose (Typ HBM-U10M/1,25 kN, 4 800 Hz), den optischen Laser-Distanzsensoren (Typ OM70, Baumer, 2 400 Hz) sowie den verwendeten Kameras (1 020 x 720 px, 100 fps). Die Grundlagen für die Übertragbarkeit der Modellversuche, sind in [4, 7] beschrieben. Die Modellversuche wurden für die Maßstäbe 1:30 und 1:50 durchgeführt.

2.2 Untersuchte Modelldämme

Es wurden zur Bestimmung der Einwirkungen von Felslawinen zwei unterschiedliche Dammtypen mit Modellversuchen untersucht. Der Typ 1 wurde als reiner Erddamm konzipiert, die Böschungsneigung auf Seite der Einwirkung betrug dabei circa $56,3^\circ$ (3:2) mit einer Kronenbreite von 6 cm, sowie einer Höhe von 30 cm. Der schlankere Dammtyp 2 wurde als geogitterbewehrter Damm mit einer Neigung auf Seite der Einwirkung mit 70° , einer Kronenbreite von 6 cm sowie einer Höhe von 30 cm konzipiert. Der Abstand der Modellgeogitter betrug 2 cm (**Bild 6**). Die verwendeten Modellgeogitter GGR_LS sind in [8] und in der **Tabelle 1** beschrieben. Die Übertragung der Kennwerte auf den Prototypen wird in [9] dargestellt. Der reine Erddamm wurde im Modell nur mit der bergseitigen Hälfte abgebildet. Für die Messung der Krafteinwirkung über die Zeit wurde für beide Bautypen an der abgewandten Seite der Einwirkung eine starre Konstruktion vorgesehen, sodass Verschiebungen des gesamten Dammkörpers nicht zu einer Verfälschung des Kraft-Zeitverlaufs führten. Für die Untersuchung der Einwirkungen auf Dammkonstruktionen wurden insgesamt 35 Modellversuche durchgeführt.

2.3 Eigenschaften des Versuchsmaterials

Zur Abbildung der Felslawine in den Modellversuchen wurden drei unterschiedliche Materialien gewählt. Ziel war es, durch die Variation der Korngröße, der Kornrauigkeit und der Kornverteilung die Varianz der Einwirkungen auf die Dämme zu untersuchen. Als Versuchsmaterialien wurden eine Mischung aus Sand und Kies (Körnung 0,5/1,0 mm und 4,0/8,0 mm) sowie Stahl- und Glaskugeln mit einem Durchmesser von 2 mm gewählt. Durch die Dichte der Stahlkugeln, die geringe „Kornrauigkeit“ der neu produzierten Stahlkugeln sowie der daraus resultierenden hohen Geschwindigkeiten, konnte eine „obere Schranke“ der Einwirkungen ermittelt werden. Die maßgebenden Parameter für die Modelllawinen sind der Reibungswinkel φ_i zwischen Partikel und Partikel, der Reibungswinkel φ_b zwischen der Transportebene und den Partikeln (Sohlreibungswinkel), der Rollreibungswinkel φ_{roll} sowie die Dichten (ρ). Die Kennwerte können der **Tabelle 2** entnommen werden. Die Bestimmung der Reibungswinkels φ_i und φ_b erfolgte in Anlehnung an Hungr [9]. Der dynamische Sohlreibungswinkel (Reibung zwischen dem granularen Versuchsmaterial und der Transportebene) (φ_b) wurde mithilfe von Kippversuchen bestimmt. Dabei erfolgt das Versagen entlang der Oberfläche der Transportebene, welche durch kontinuierliche Steigerung der Neigung im Kippversuch herbeigeführt wird. Der Rollreibungswinkels φ_{roll} zwischen Partikel und Transportebene wird als der maximale Böschungswinkel entlang der Transportebene definiert. Dabei wird ein Reservoir mit Versuchsmaterial gefüllt und anschließend die Neigung der Transportebene

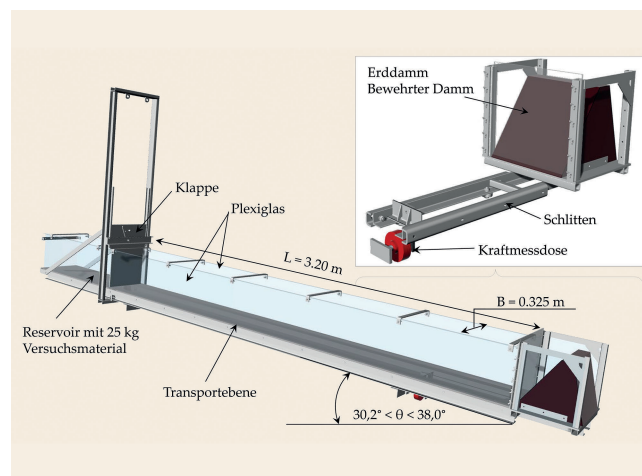


Bild 5. Modellversuch am Arbeitsbereich für Geotechnik der Universität Innsbruck *Grafik: R. Hofmann, S. Berger*
Fig. 5. Model test at the Unit of Geotechnical Engineering of the University of Innsbruck *Source: R. Hofmann, S. Berger*

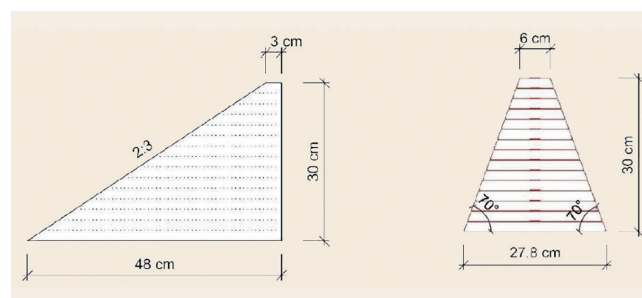


Bild 6. Geometrie der beiden Modelldämme. Links reiner Erddamm, rechts bewehrter Erddamm *Grafik: R. Hofmann, S. Berger*
Fig. 6. Geometry of the two types of embankments. Left earth dam without geotextiles, right reinforced dam with geotextiles
Source: R. Hofmann, S. Berger

Tabelle 1. Eigenschaften des Geokunststoffes, m_d = senkrecht auf die Dammlängsachse, c_{md} = in Richtung der Dammlängsachse
Table 1. Properties of geotextile, m_d = perpendicular to the longitudinal axis of the dam, c_{md} = direction of the longitudinal axis of the dam

Größe	Einheit	GGR_LS
		Geogitter
Masse pro Flächeneinheit	g/cm ²	28
Schichtdicke	mm	0,24
Zugfestigkeit m_d	kN/m	0,25
Dehnung m_d	%	5
Zugfestigkeit c_{md}	kN/m	0,14
Dehnung c_{md}	%	5

ne stufenweise erhöht, bis die einzelnen Partikeln zu rollen beginnen. Der Sohlreibungswinkel (φ_b) zwischen Partikel und Transportebene wird unter der versuchstechnischen Behinderung der Rollreibung ermittelt (φ_b). Alle Modellversuche wurden mit jeweils 25 kg Versuchsmaterial durchgeführt.

Tabelle 2. Materialparameter des Versuchsmaterials
Table 2. Material parameters of the test material

Material	Reibungswinkel [°]			Dichte [kg/m³]
	dyn. innerer Reibungswinkel Partikel – Partikel	dyn. Sohreibungswinkel Partikel – Modell	Rollreibungswinkel Partikel- Modell	Einbau
	φ_i [°]	φ_b [°]	φ_{roll} [°]	ρ
Mixtur 1:1 (Sand:Kies) 0,5 bis 8 mm	33,5 ¹	21,7 ²	~ 23	1 780
Stahlkugeln 2 mm	5,5 ¹	15,7 ²	~ 0-2	4 850
Glaskugeln 2 mm	16 ¹	17,3 ²	~ 3	1 483

¹ max. Neigung der Partikeloberfläche im Kippversuch

² max. Neigung im Zylinder mit Kippversuch durch Behinderung des Rollens der Partikel entlang der Transportebene

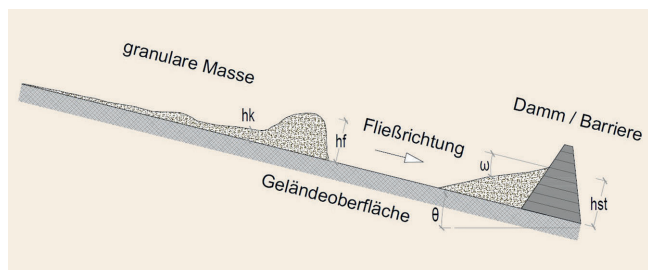


Bild 7. Definitionen der Massenbewegung während der Fließbewegung und im Endzustand, Fließtiefe h_k und h_f , Schütthöhe h_{st} und Schützwinkels ω Grafik: R. Hofmann, S. Berger

Fig. 7. Definitions of mass movement during the flow movement and in the final state, flow depth h_k and h_f , height of discharge h_{st} and angle of discharge ω Source: R. Hofmann, S. Berger

3 Erkenntnisse aus den Modellversuchen

3.1 Verhalten des Versuchsmaterials

Die insgesamt 35 Versuche für die Ermittlung der Einwirkungen auf Dammbauwerke (Erddamm und bewehrter Damm) wurden mit den drei Versuchsmaterialien (Stahlkugeln, Glaskugeln und Mixtur) sowie für zwei unterschiedliche Neigungen ($\theta = 30,2^\circ$ und $\theta = 38,8^\circ$) durchgeführt. Die Neigung der Transportebene resultiert aus der Konstruktion der Versuchsanlage.

Die beiden ermittelten Kräfte auf den Schutzdamm wurden mit einer Kraftmessdose registriert und werden als maximale dynamische Kraft mit F_{peak} und als Kraft im Endzustand F_{stat} bezeichnet. Die Fließeigenschaften der granularen Masse umfassen den Mittelwert der Geschwindigkeit (v) unmittelbar vor dem Auftreffen auf den Schutzdamm, den Mittelwert der Fließtiefe (h_f), die maximale Höhe der Ablagerung (h_{st}), den Schützwinkel (ω) und der Mittelwert der Froude-Zahl (F_r). Für die mittlere Fließtiefe (h_f) und die Froude-Zahl (F_r) wurden die Messwerte der einzelnen Versuche mit dem gleichen Material und der gleichen Neigung ermittelt (Bild 7). Die Messung der Geschwindigkeit und der Fließtiefe erfolgte mit den beiden Lasern Typ OM70. Mithilfe der Froude-Zahl (F_r) können die Modellgeschwindigkeiten in die Natur übertragen werden. Die Froude-Zahl (F_r) ergibt sich, wie folgt, mit:

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{g \cdot h_f}} \quad (1)$$

Den Einwirkungsprozess des Versuchsmaterials Mixtur, bei einer Neigung der Transportebene von $30,2^\circ$, für die Phasen I bis

IV zeigt das Bild 8. Die Phase I wird als das Auftreffen erster Partikel auf den Damm definiert. In der Phase II schießt die Mixtur nach dem Aufprall auf die Barriere nach oben und führt zum sogenannten „run-up“-Effekt, um anschließend herabzustürzen. In der Phase III strömt die Mixtur zu einem geringeren Teil entlang des Modelldammes nach oben und es entsteht ein Materialkeil (tote Zone) zwischen Barriere und Transportebene. Das nachkommende Material fließt fortlaufend über die tote Zone und es entwickelt sich der sogenannte „pile-up“ Effekt (Phase IV). Dadurch kommt es zu einer deutlichen Dämpfung (Umlenkung) der Einwirkung aus dem nachfolgenden granularen Fließprozess. Die tote Zone beim Versuchsmaterial Mixtur ist dabei deutlich höher als bei den mit Stahlkugeln durchgeführten Versuchen. Die Kieskörner erreichen dabei höhere Geschwindigkeiten als die Sandpartikel. Es kommt zur Entmischung der Mixtur und die Kieskörner bewegen sich turbulent. Zunehmend baut sich ein ruhender Keil (tote Zone) zwischen Barriere und Transportebene auf. Das nachkommende Material strömt über diesen Keil. Im Endzustand ist bei der Mixtur deutlich eine Entmischung erkennbar. Es tritt eine inverse Gradierung auf, bei der die großen Partikel (Kies) eher oben und die kleineren Partikel (Sand) eher unten zu liegen kommen. Dabei wandern die Sandpartikel unter anderem aufgrund der größeren Lücken zwischen den Kieskörnern nach unten (Siebeffekt). Anhand der Videoaufnahmen ist erkennbar, dass der Effekt der Entmischung sich bereits während der Phase I entlang der Transportebene ausbildet. Übertragen auf die Natur würde dies bedeuten, dass bei Vorhandensein von Blöcken aus Gesteinen mit einer höheren Festigkeit in der Phase II-III mit einem „run up“ Effekt zu rechnen ist und somit muss ein höheres Freiboard für die Schutzbauwerke berücksichtigt werden. Im Gegensatz dazu ist bei einer intensiveren Fragmentierung der Partikel im Fließprozess ein größerer Fallboden notwendig.

Das Verhalten der Massenbewegung beim Kontakt mit dem Dammkörper kann bei den Modellversuchen in die folgenden Phasen unterteilt werden:

- Phase II: Erster Aufprall der Masse auf den Damm
- Phase III: Entwicklung einer toten Zone vor dem Damm bei gleichzeitigem run-up“ oder „pile-up“ Effekt
- Phase IV: Ablagerung der Masse vor dem Damm

Der „run-up“ Effekt wird durch das senkrechte Hochschießen des Materials an der Barriere beschrieben und wurde überwiegend bei den Stahlkugeln beobachtet. Der „pile-up“ Effekt wird mit einem kontinuierlichen Überströmen des bereits ruhenden Materi-

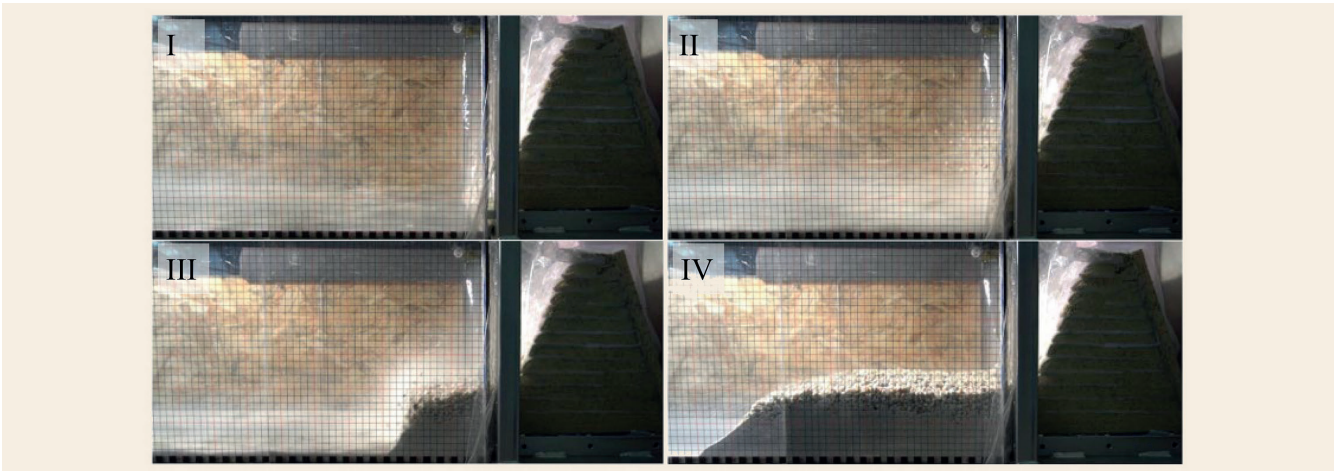


Bild 8. Einwirkungsprozess des Versuchsmaterials auf den bewehrten Damm ($\theta = 30,2^\circ$), Momentaufnahme der Massenbewegung, Auftreffen erster Partikel auf den Damm (I), Umlenkung des Massenstroms durch den Damm (II), Bildung der Toten Zone vor dem Damm (III), Statische Belastung des Damms mit Feststellung des „inverse grading“ (IV) *Grafik: R. Hofmann, S. Berger*

Fig. 8. Impact process of the test material mixture on the reinforced embankment ($\theta = 30,2^\circ$), snapshot of the mass movement, impact of first particles on the embankment (I), deflection of the mass flow through the embankment (II), formation of the dead zone in front of the embankment (III), static loading of the embankment with determination of the „inverse grading“ (IV) *Source: R. Hofmann, S. Berger*

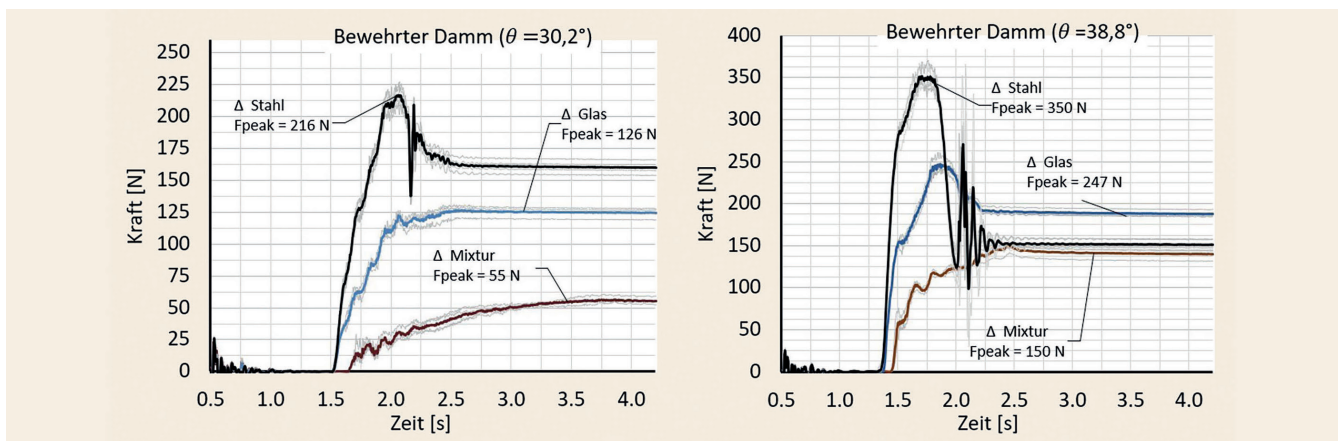


Bild 9. Auswertung Kraft-Zeitverlauf für den Geogitter bewehrten Damm, links Transportneigung $30,2^\circ$, rechts Transportneigung $38,8^\circ$ *Grafik: R. Hofmann, S. Berger*

Fig. 9. Evaluation of force-time history for the geogrid-reinforced dam, left transport inclination $30,2^\circ$, right transport inclination $38,8^\circ$ *Source: R. Hofmann, S. Berger*

als vor dem Damm definiert. Pile-up wurde hingegen überwiegend bei der Mixtur festgestellt. Die Entwicklung des jeweiligen Phänomens ist vom Material und der Neigung der Transportebene abhängig.

Auf die Natur übertragen würde dies bedeuten, dass bei Transportebenen mit einer Neigung die nahe dem Reibungswinkel (φ_i) der Felslawine liegt, es zum Phänomen „pile-up“ kommt und bei steileren Neigungen zum Phänomen „run-up“. Für den ersten Fall (pile up) sind längere Fallböden und somit ein größerer Abstand zwischen dem Schutzbauwerk und dem Beginn des Auslaufbereiches zielführend. Für den zweiten Fall (run up) wären höhere Schutzbauwerke erforderlich, um ein ausreichendes Freiboard zu gewährleisten. Dementsprechend ist eine realitätsnahe Einschätzung der inneren Scherfestigkeit der Partikel (φ_i) von Felslawinen von entscheidender Bedeutung für die Wahl und Lage des Schutzbauwerkes. Je nach Zusammensetzung der Felslawinen kann die innere Scherfestigkeit zwischen 30° und 45° variieren.

3.2 Auswertungen der Modellversuche

Bei der Mixtur entsteht der „pile-up“ Effekt in Verbindung mit einer ausgeprägten toten Zone vor dem Damm. Bei den Stahlkugeln hingegen entwickelt sich ein Ablagerungskeil und eine wesentlich kleinere tote Zone. Dieses Verhalten der Massenbewegung führt durch den „run-up“ Effekt zu einem deutlich höheren Verhältnis von der maximalen Impaktkraft F_{peak} zu der statischen Kraft F_{stat} . Bei einer Neigung der Transportebene von $38,8^\circ$ ist der „run-up“ Effekt auch bei den Glaskugeln erkennbar. In **Bild 9** sind die Kraft-Zeitverläufe des geogitterbewehrten Damms für die drei Versuchsmaterialien und Neigungen der Transportebene von $30,2^\circ$ und $38,8^\circ$ dargestellt. Dabei zeigt sich, dass die Stahl- und Glaskugeln die höchste maximale Impaktkraft F_{peak} erreichen.

Im **Bild 10** links ist der Kraft-Zeitverlauf für den reinen Erddamm, für eine Neigungen der Transportebene von $30,2^\circ$, dargestellt. Die höchsten Impaktkräfte F_{peak} werden erwartungsgemäß

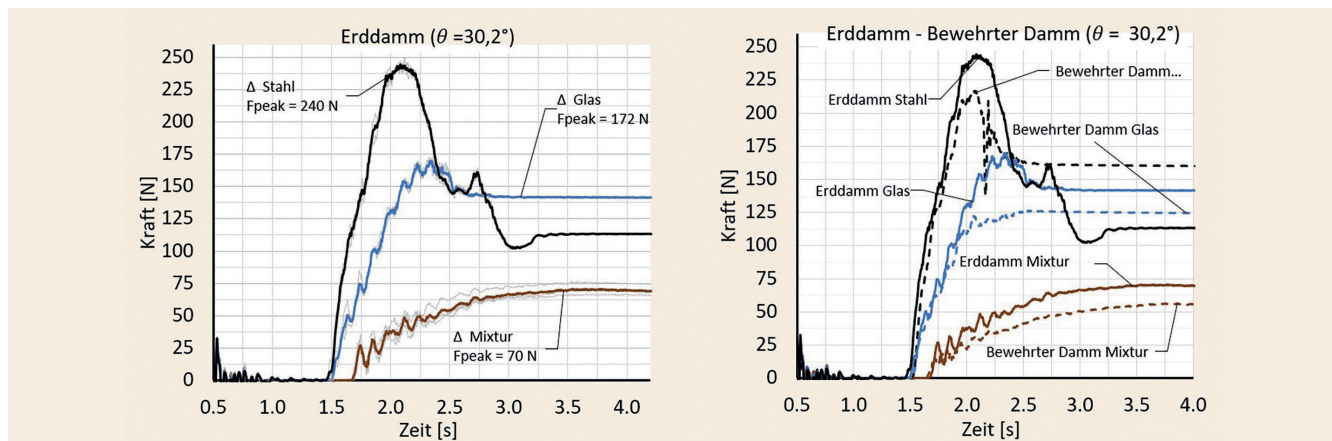


Bild 10. Links Auswertung Kraft-Zeitverlauf für den Erddamm, rechts Vergleich zwischen Erddamm und geogitter-bewehrtem Dam bei einer Neigung von 30,2°, Modellversuch Universität Innsbruck Grafik: R. Hofmann, S. Berger
 Fig. 10. Left: evaluation of the force-time curve for the earth dam; right: comparison between earth dam and geogrid-reinforced dam at a slope of 30,2°, model test at the University of Innsbruck Source: R. Hofmann, S. Berger

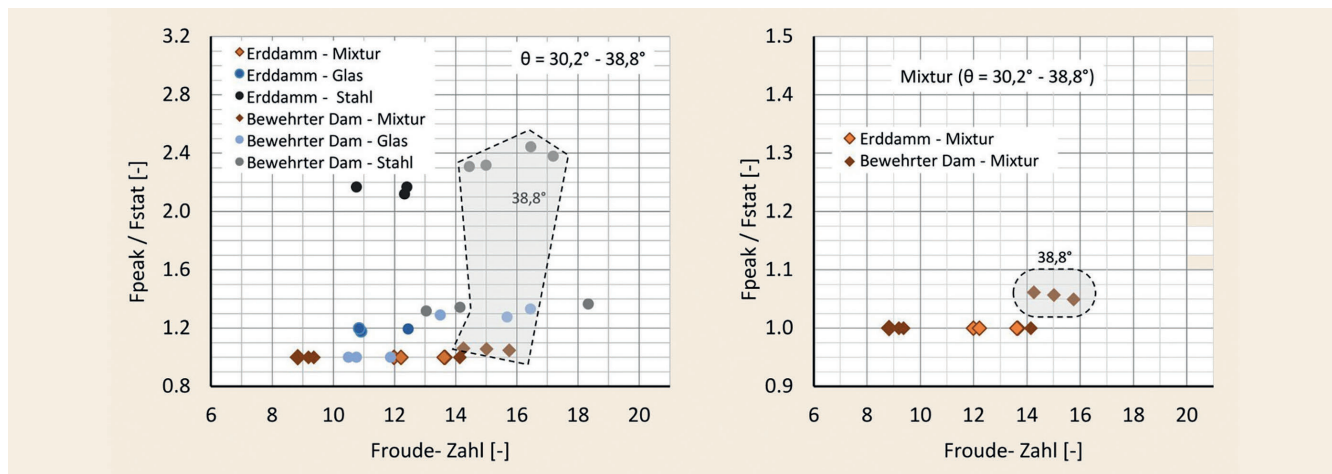


Bild 11. F_{peak}/F_{stat} in Abhängigkeit der Barriere und der Froude-Zahl. Linkes Bild alle Versuchsmaterialien, rechtes Bild nur Mixtur Grafik: R. Hofmann, S. Berger
 Fig. 11. F_{peak}/F_{stat} as a function of the barrier and the Froude number. Left figure all test materials, Right figure only mixture Source: R. Hofmann, S. Berger

durch die Stahlkugeln erreicht. Im Bild 10 rechts sind die Versuchsergebnisse der beiden Dammtypen gegenübergestellt. Es zeigt sich, dass sich für den Typ Erddamm, unabhängig vom verwendeten Versuchsmaterial, eine stets höhere Belastung ergibt. Eine Querverteilung durch die Geogitter konnte aufgrund der geringen Breite des Modellversuchs (32,5 cm) und der Messung der Kraft als Gesamteinwirkung nicht berücksichtigt werden. Die Böschungsneigung des geogitterbewehrten Dammes ist deutlich steiler und der Dammkörper dementsprechend schlanker ausgeführt.

3.3 Vergleich der Einwirkungen F_{peak} und F_{stst} für die beiden Dammtypen

Für die nachfolgende Interpretation der Modellversuche ist der Vergleich des Verhältnisses der maximal auftretenden Einwirkung F_{peak} zu der am Ende des Fließprozesses vorhandenen Einwirkung F_{stat} auf den Modelldamm in Bezug zur Froude-Zahl von Bedeutung. Der Erddamm kann bei Betrachtung des Verhältnisses der dynamischen zu der statischen Einwirkungen F_{peak}/F_{stat} als günstigstes Schutzbauwerk bewertet werden. Für die Mixtur er-

reicht das Verhältnis F_{peak}/F_{stat} für die Dämme einem Faktor von 1,06 (**Bild 11** rechts). Auch von [11] wurde der günstige Effekt von deformierbaren Schutzbauwerken auf die Reduktion der Einwirkungen durch Energiedissipation bei granularen Massenbewegungen aufgezeigt. Aus den Modellversuchen konnte ebenfalls dieser Vorteil bei Schutzbauwerken aus Erddämmen aufgezeigt werden. Für die Stahl- und Glaskugeln erreichten die Verhältnisse von F_{peak}/F_{stat} mit > 2,0 deutlich größere Werte (Bild 11 links).

4 Einwirkungen von Felslawinen auf Schutzdämme

4.1 Allgemeines

Beschreibungen der Prozesse der Felslawinen, um daraus die Einwirkungen auf Schutzbauwerke definieren zu können, existieren bis dato nicht. Trotz umfangreicher Recherchen der Autoren konnten keine ausreichend dokumentierten Ereignisse von Felsstürzen, Bergstürzen oder Massenbewegungen, mit nachfolgenden Felslawinen im Auslaufbereich und deren daraus resultierenden Einwirkungen auf Schutzbauwerke gefunden werden. Die bei

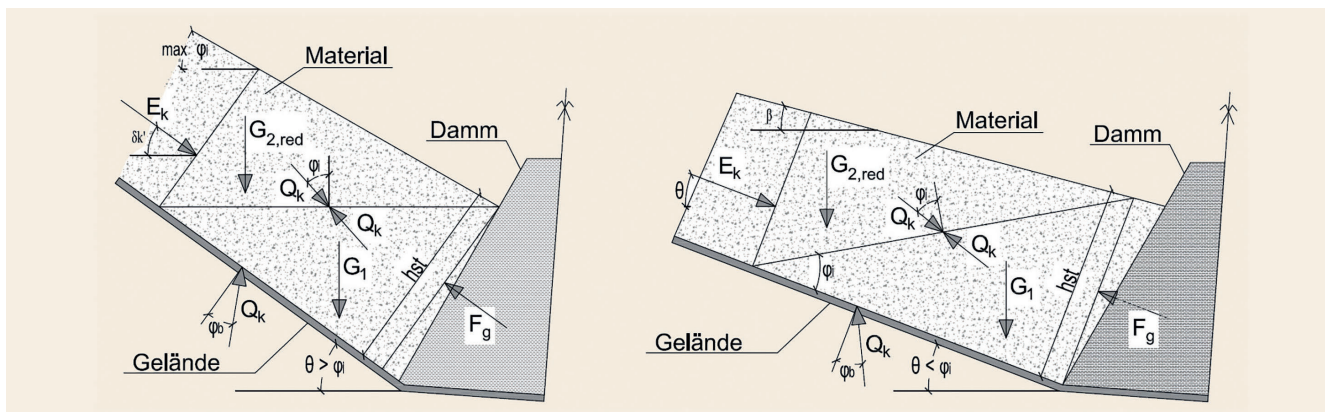


Bild 12. Kraftplan des Kriechdrucks F_g (parallel zur Transportebene) mithilfe der Teilgleitkörper und unter Berücksichtigung des Sohlreibungswinkels. Linkes Bild Geländeneigung $>$ Sohlreibung, rechtes Bild Geländeneigung $<$ Sohlreibung. Grafik: R. Hofmann, S. Berger
 Fig. 12. Force vectors of the creep pressure F_g (parallel to the transport plane) using the partial sliding bodies and taking into account the angle of bottom friction. Left figure slope inclination $>$ bed friction, right figure slope inclination $<$ bed friction. Source: R. Hofmann, S. Berger

Modellversuchen gemessenen maximalen Impaktkräfte F_{peak} auf die starre Barriere [4] liegen über jenen, die bei Dämmen unter gleichen Randbedingungen gemessen wurden. Schutzdämme reduzieren die maximalen Impaktkräfte F_{peak} bei gleichzeitiger Erhöhung der Stoßdauer. Für das Versuchsmaterial Mixtur wurden Froude-Zahlen mit maximal 16 ermittelt. Für die Berechnung der Froude-Zahl wurde die Fließtiefe an der Front h_f berücksichtigt. Zum Vergleich wurden für Felslawinen in der Natur Froude-Zahlen von maximal 15 rückgerechnet.

Die Entwicklung eines Bemessungsmodells, wie dies zum Beispiel für Schutzdämme gegen Steinschlag nach [12] bereits entwickelt wurde, wäre aus Sicht der Autoren, auch für Einwirkungen infolge von Fels- und Bergstürzen dringend notwendig. Der Datensatz des Bemessungsmodells für Steinschlag nach [12] berücksichtigt sowohl tatsächliche Ereignisse, als auch Modellversuche. Für dieses Bemessungskonzept wurden die Auswirkungen der Steinschläge dokumentiert, die Energien rückgerechnet und mit den Ergebnissen in Modellversuchen evaluiert. Für die Analyse der Einwirkungen von Felslawinen auf Bauwerke wären zunächst Ereignisdokumentationen hilfreich.

4.2 Abschätzung der statischen Einwirkungen mit dem Ansatz für Kriechdruck

Für die Abschätzung der statischen Einwirkung aus Felslawinen auf Schutzdämme, verursacht durch langsam in Bewegung befindliche Massenbewegungen, wurde die Theorie des Kriechdrucks nach Haefeli [13] für eine Geländeneigung θ größer als der Sohlreibungswinkel ϕ_b beziehungsweise größer als der Reibungswinkel ϕ_i angepasst. Die Bestimmung der Einwirkung auf starre Bauwerke auf Basis der Erddrucktheorie haben Moriguchi et al. [14] publiziert. Da bei den Modellversuchen die Neigung der Transportebene meist größer als der Sohlreibungswinkel ist, kann die Kriechdrucktheorie nicht direkt übertragen werden. Die Erweiterung der Theorie für die Modellversuche, durch die Autoren, umfasst die Unterscheidung zwischen dem Sohlreibungswinkel ϕ_b und dem Reibungswinkel ϕ_i des Versuchsmaterials, sowie die Ermittlung der statischen Einwirkung F_{stat} infolge des Kriechdrucks. Das geotechnische Modell mit Berücksichtigung des Sohlreibungswinkels ϕ_b , mithilfe der Kraftvektoren ist in **Bild 12** dargestellt [4].

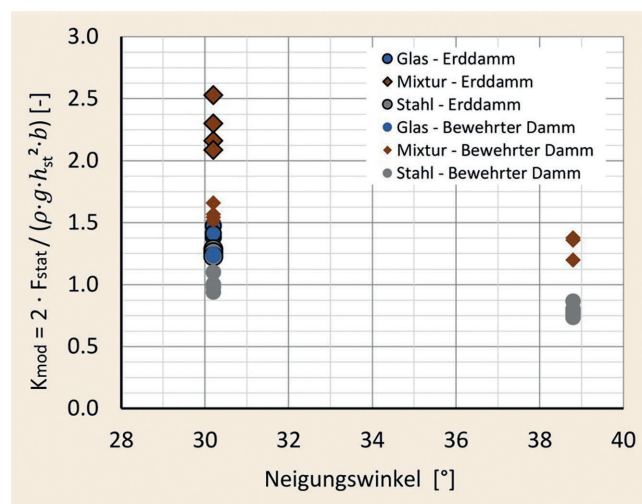


Bild 13. Rückgerechnete Kriechdruckkoeffizienten K_{mod} für Dämme
 Grafik: R. Hofmann, S. Berger
 Fig. 13. Back-calculated creep pressure coefficients K_{mod} for dams
 Source: R. Hofmann, S. Berger

Der aus den Modellversuchen rückgerechnete Kriechdruckbeiwert K_{mod} mit der Formel (2) erreicht Werte zwischen 0,65 bis 2,55 (**Bild 13**). Für das Versuchsmaterial Mixtur erreichen die Kriechdruckbeiwerte K_{mod} eine Größenordnung von 1,15 bis 2,55.

$$K_{mod} = \frac{2 F_{stat}}{\rho g h_{st}^2 b} \quad (2)$$

Der Kriechdruckbeiwert $K_{g,red}$ infolge des Kriechdrucks der Felslawine auf den Schutzdamm kann mit den Formeln (3), (5), (7), (9) und (11) beziehungsweise (4), (6), (8), (10) und (11) ermittelt werden. Dabei wird eine erweiterte Kriechdrucktheorie verwendet, bei der die Berücksichtigung des Sohlreibungswinkels ϕ_b , und zusätzlich die maximale Neigung der Oberfläche mit dem Reibungswinkel ϕ_i der Felslawine berücksichtigt wird. Für Neigungen der Transportebene $\theta > \phi_i$ bildet sich an der Oberfläche der Felslawine eine Böschungsneigung mit dem Reibungswinkel ϕ_i aus (**Bild 12** rechts). Diese geometrische Form der Oberfläche führt zu einer Reduktion der Gewichtskraft G_2 und somit zu ei-

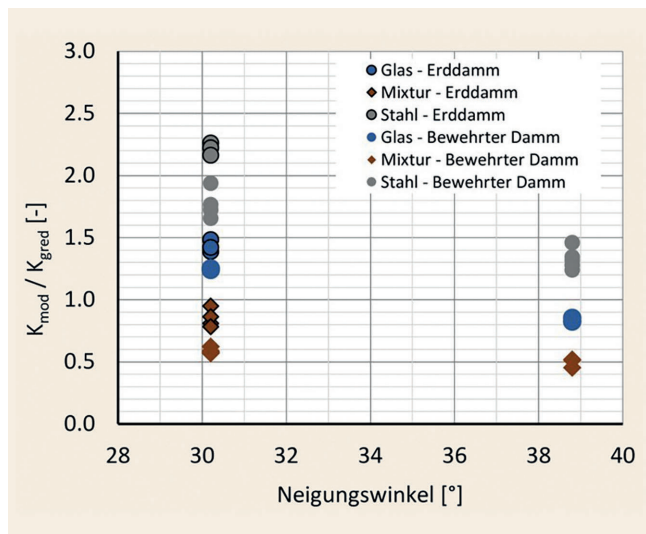


Bild 14. Vergleich der Kriechdruckbeiwerte $K_{\text{mod}}/K_{\text{g,red}}$ für verschiedenen Neigungswinkel der Transportebene θ Grafik: R. Hofmann, S. Berger
 Fig. 14. Comparison of earth pressure coefficients $K_{\text{mod}}/K_{\text{g,red}}$ for different inclination angles of the transport plane θ Source: R. Hofmann, S. Berger

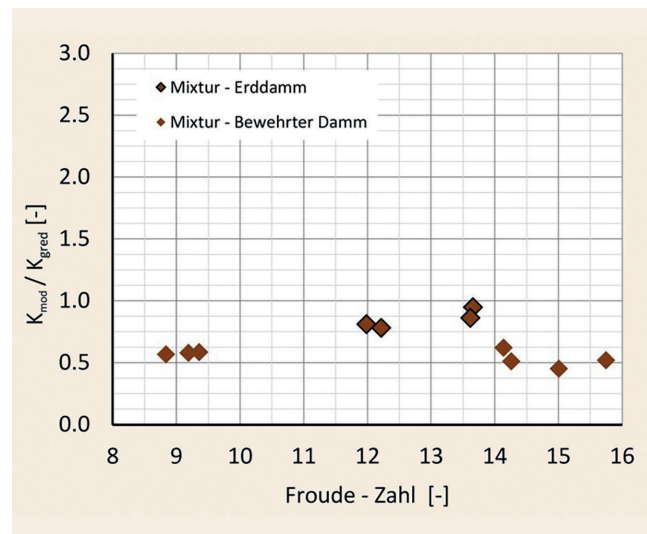


Bild 15. Vergleich der Erddruckkoeffizienten $K_{\text{mod}}/K_{\text{g,red}}$ für Mixtur in Abhängigkeit der Froude-Zahl Grafik: R. Hofmann, S. Berger
 Fig. 15. Comparison of earth pressure coefficients $K_{\text{mod}}/K_{\text{g,red}}$ for mixture as a function of Froude number Source: R. Hofmann, S. Berger

ner Reduktion der statischen Einwirkung F_{stat} . Somit ergibt sich die Gewichtskraft $G_{2,\text{red}}$ mit Formel (5) beziehungsweise (6). Durch Berücksichtigung der Gewichtskraft $G_{2,\text{red}}$ in den Formeln (7) und (8) beziehungsweise (9) und (10) kann mit Formel (11) der reduzierte Erddruckbeiwert laut, Kriechtheorie $K_{\text{g,red}}$ ermittelt werden.

Geländeneigung > Sohlreibung ($\theta > \varphi_b$)
 Bild 12, links

$$G_1 = G_2 = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot g \cdot h_{\text{st}} \cdot \frac{h_{\text{st}}}{\tan(\theta)} \cdot b \quad (3)$$

Geländeneigung < Sohlreibung ($\theta < \varphi_b$)
 Bild 12, rechts

$$G_1 = G_2 = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot g \cdot h_{\text{st}} \cdot \frac{h_{\text{st}}}{\tan(\varphi_1)} \cdot b \quad (4)$$

$$G_{2,\text{red}} = G_2 - \frac{1}{2} \cdot \left[\frac{h_{\text{stat}}}{\tan(\theta)} \right]^2 \cdot \tan(\theta - \varphi_1) \cdot \rho \cdot g \cdot b \quad (5), \quad G_{2,\text{red}} = G_2 - \frac{1}{2} \cdot \left[\frac{h_{\text{stat}}}{\tan(\varphi_1)} \right]^2 \cdot \tan(\theta - \beta) \cdot \rho \cdot g \cdot b \quad (6)$$

$$E_k = - \frac{G_{2,\text{red}}}{\sin(\delta k') - \cos(\delta k')/\tan(\varphi_1)} \quad (7), \quad E_k = - \frac{G_{2,\text{red}}}{\sin(\theta) - \cos(\theta)/\tan(2\varphi_1 - \theta)} \quad (8)$$

$$F_{\text{g,red}} = \frac{G_1 + G_{2,\text{red}} + E_k \cdot \left(\frac{\sin(\delta k') + \frac{\cos(\delta k')}{\tan(\theta - \varphi_b)}}{\sin(\theta) + \cos(\theta)/\tan(\theta - \varphi_b)} \right)}{\sin(\theta) + \cos(\theta)/\tan(\theta - \varphi_b)} \quad (9), \quad F_{\text{g,red}} = \frac{G_1 + G_{2,\text{red}} + E_k \cdot \left(\frac{\sin(\theta) - \frac{\cos(\theta)}{\tan(\varphi_b - \theta)}}{\sin(\theta) - \cos(\theta)/\tan(\varphi_b - \theta)} \right)}{\sin(\theta) - \cos(\theta)/\tan(\varphi_b - \theta)} \quad (10)$$

$$K_{\text{g,red}} = \frac{2 \cdot F_{\text{g,red}}}{\rho \cdot g \cdot h^2 \cdot b} \quad [-] \quad (11)$$

Dabei ist $K_{\text{g,red}}$ der Kriechdruckbeiwert, h_{st} die Schütthöhe an der Barriere, θ die Neigung der Transportebene, ρ die Dichte, g die Erdbeschleunigung und b die Breite des Damms. Zum Vergleich kann mit der in den Modellversuchen gemessenen statischen Einwirkung F_{stat} und der Formel (2) ein rückgerechneter Kriechdruckbeiwert K_{mod} ermittelt werden.

Die Gegenüberstellung des reduzierten Kriechdruckbeiwerts $K_{\text{g,red}}$ mithilfe der adaptierten Kriechtheorie und des vorhandenen Kriechdruckbeiwerts k_{mod} aus den Modellversuchen ist in **Bild 14** und **Bild 15** dargestellt. Der aus den Modellversuchen mit der statischen Einwirkung F_{stat} rückgerechnete Kriechdruckbeiwert K_{mod} ist, je nach Neigung der Transportebene und des

Materials, etwa um den Faktor 0,4 bis 2,3 (Bild 14) größer als der mit der adaptierten Kriechdrucktheorie $K_{\text{g,red}}$ und dem Modell im Bild 12. Für die Mixtur liegt der Faktor jedoch in einer Größenordnung von circa 0,5 bis 1,0. Bild 15 zeigt für die Mixtur das Verhältnis der aus den Modellversuchen rückgerechneten Kriechdruckbeiwerte K_{mod} zu jenen mit dem Kriechdruckmodell $K_{\text{g,red}}$ nach der adaptierten Kriechdrucktheorie im Bezug zur Froude-Zahl. Der Vergleich im Bild 15 zeigt zum einen, dass die Froude-Zahl das Verhältnis $K_{\text{mod}}/K_{\text{g,red}}$ kaum beeinflusst, und zum anderen, dass die statische Einwirkung auf Grundlage der adaptierten Kriechtheorie gemäß Bild 12 ermittelt werden kann.

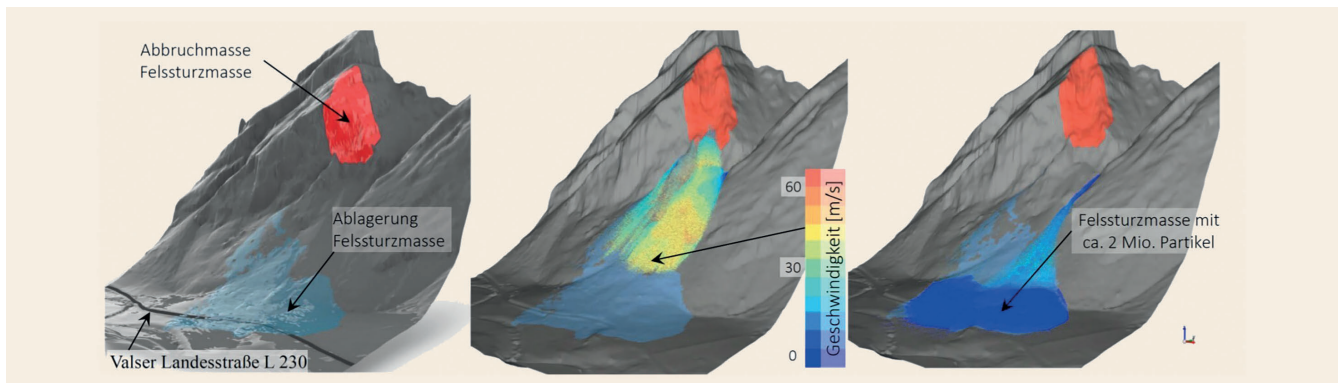


Bild 16. Links, Verschnitt des dreidimensionalen Geländemodells Vals vor und nach dem Felssturzergebnis; Mitte, DEM-Simulation des Felssturzes Vals; Rechts, DEM-Simulation mit Ablagerung der Partikel im Endzustand. *Grafik: R. Hofmann, S. Berger*
 Fig. 16. Left, intersection of the three-dimensional terrain model Vals before and after the rock avalanche event; center, DEM simulation of the rockfall Vals; right, DEM simulation with deposition of the particles in the final state *Source: R. Hofmann, S. Berger*

4.3 Vorschlag für die Abschätzung der Einwirkungen auf Dammbauwerke mit dem pseudo statischen Modell

Die Ermittlung der pseudo statischen Ersatzkraft F_{stat} kann auf Grundlage der adaptierten Kriechdrucktheorie mit dem Modell im Bild 12 rechts und der Formel (12) erfolgen. Voraussetzung ist, dass im ersten Schritt eine Abschätzung des Verhältnisses F_{peak}/F_{stat} in Abhängigkeit des Materials der Felslawine und der Berücksichtigung der geologischen-geotechnischen Eigenschaften (dynamischer innerer Reibungswinkel, dynamischer Sohlreibungswinkel, Dichte, Korngrößenverteilung, Fragmentierungseigenschaften der Felslawine) erfolgt. Für die Formeln (3) bis (10) müssen die Neigung der Transportebene, die Fließtiefe und die Reibungswinkel berücksichtigt werden. Im nächsten Schritt kann die hydrodynamische Ersatzkraft F_{peak} mit Formel (13) in einer gewissen Bandbreite abgeschätzt werden. Auf Basis der bisherigen Untersuchungen würde sich folgende Vorgangsweise anbieten:

Die maximale hydrodynamische Impaktkraft F_{peak} wurde für die Mixtur mit einer Größenordnung von $1,00$ bis $1,06 \cdot F_{stat}$ gemessen. Eine Abschätzung der hydrodynamischen Einwirkung F_{peak} kann somit auf Grundlage der adaptierten Kriechdrucktheorie mit der statischen Einwirkung F_{stat} und dem Verhältnis F_{peak}/F_{stat} erfolgen. Der statische Beiwert ζ_s zur Bestimmung der statischen Einwirkung F_{stat} wurde vorerst aus den Modellversuchen festgelegt.

Ermittlung der statischen Einwirkung F_{stat} :

$$F_{stat} = \text{ermittelt auf Basis des Kriechdrucks} \cdot \zeta_s \quad (12)$$

ζ_s = statischer Beiwert 1,0 bis 1,5

Abschätzung der maximalen hydrodynamischen Einwirkung F_{peak} :

$$F_{peak} = F_{stat} \cdot \zeta_d \quad (13)$$

ζ_d = dynamischer Beiwert 1,0 bis 1,06 für Dämme

4.4 Einwirkung auf den Schutzdamm mit der DEM-Methode

Die Ermittlungen der Einwirkung auf Dammbauwerke infolge Felslawinen können analog zur Formel (12) und Formel (13)

auch mithilfe numerischer Methoden erfolgen. Dabei kann die Felslawine mithilfe diskreter Elemente (ESSS Rocky) modelliert werden. Die Summe aller diskreten Elemente modelliert dabei die Felssturzmasse. Die Interaktion der diskreten Partikel mit der Umgebung kann anhand eines linearen Feder-Dämpfer-Modells mit Coulomb'scher Reibung modelliert werden. Zur Reduktion der Rechenzeit erfolgt die Modellierung der diskreten Partikel mit perfekter sphärischer Geometrie und mit einem zusätzlichen Rollreibungsmodell. Realistische beziehungsweise plausible Materialparameter lassen sich bei der Modellierung von Felslawinen meist nur aus Rückrechnungen der Reichweite bereits erfolgter Ereignisse ermitteln [36]. **Bild 16** (links) stellt die Verschneidung der beiden Geländemodelle vor und nach dem Felssturzergebnis im Valsertal vom 24.12.2017 dar. Durch die Verschneidung können sowohl die Abbruchmasse als auch die Ablagerungsfläche beziehungsweise die Reichweite der Felssturzmasse ermittelt werden. Diese geometrischen Informationen dienen als Grundlage zur Findung plausibler beziehungsweise realistischer Materialparameter. Für die numerische Berechnung des Felssturzes Vals wurden die folgenden Materialparameter der **Tabelle 3** als plausibel ermittelt.

Die Parameterkalibrierung der DEM-Simulation erfolgt ausschließlich aufgrund geometrischer Informationen aus dem Geländemodell Bild 16 (links). Neben dieser notwendigen geometrischen Randbedingung vgl. Bild 16 (links und rechts) können weitere Prozessparameter zur Plausibilität der Materialparameter aus Tabelle 3 verwendet werden. Sowohl die Geschwindigkeit (Bild 16, Mitte), die Fließtiefe als auch die gesamte Prozessdauer müssen realitätsnahe plausible Ergebnisse liefern. Die Ablagerungsfigur der Felssturzmasse im Endzustand weist, im Unterschied zur Front der Felssturzmasse im hinteren linken Bereich, eine geringe Übereinstimmung auf (Bild 16, rechts). Dieser Bereich ist durch eine Waldfläche gekennzeichnet und bleibt in der numerischen DEM-Simulation unberücksichtigt. Die auf diese Weise ermittelten Materialparameter können anschließend für die Ermittlung der Einwirkungen auf ein Schutzbauwerk beziehungsweise einen Damm ermittelt werden. Am Beispiel Vals wird ein fiktiver Damm entlang der Landesstraße L230 mit 15,0 m Höhe, einer Kronenbreite von circa 6,0 m und einer Neigung von 60° zur Horizontalen modelliert (**Bild 17**, rechts). Die Einwirkung als Kraft-Zeitverlauf infolge des Felssturzes auf den fiktiven Damm kann dem Bild 17, links entnommen werden. Für die Mo-

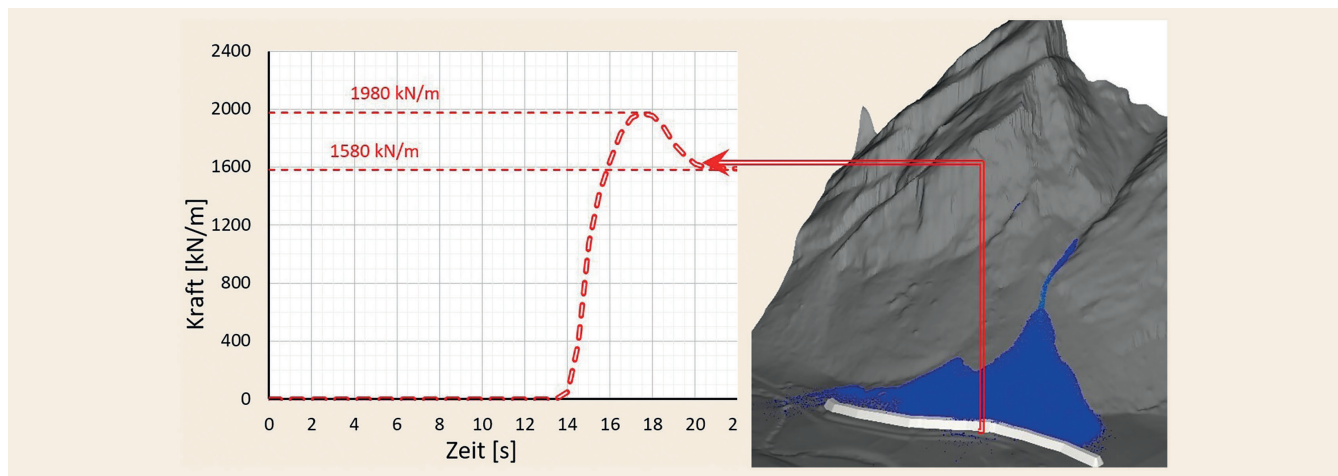


Bild 17. Links, Auswertung des Kraft-Zeitverlaufs der Einwirkung je Meter Dammbauwerk anhand der numerischen DEM-Simulation; Rechts, DEM-Simulation im Endzustand mit einer statischen Ablagerungshöhe der Massenbewegung gleich der Dammhöhe (15 m) Grafik: R. Hofmann, S. Berger
 Fig. 17. Left, evaluation of the force-time history of the action per meter of dam structure based on the numerical DEM simulation; Right, DEM simulation in the final state with a static deposition height of the mass movement equal to the dam height (15 m) Source: R. Hofmann, S. Berger

dellierung des Dammbauwerks wurden eine Dichte von $\rho_{\text{Damm}} \approx 2\,200\text{ kg/m}^3$ und eine Steifigkeit von 10 MN/m^2 verwendet. Die Sensitivität der Einwirkung in Abhängigkeit der Steifigkeit des Dammbauwerks (10 bis 50 MN/m^2) ist gering ($\leq 10\%$), was insbesondere auf die Belastung ausgehend von mehreren hunderttausend Partikel zurückzuführen ist. Diese Aussage darf nicht auf die Einwirkung, ausgehend von einem einzelnen Partikel, extrapoliert werden (z. B. Steinschlagereignis).

Aus der DEM-Simulation ist ersichtlich, dass die statische Ablagerungshöhe der granularen Felssturzmasse im Endzustand bis zur Dammkrone reicht und damit circa 15 m beträgt (Bild 17, rechts). Der in Bild 17 (links) dargestellte Kraft-Zeitverlauf der Einwirkung der Felssturzmasse auf das fiktive Dammbauwerk folgt aus der numerischen DEM-Simulation und beschreibt damit die Beanspruchung je Laufmeter Damm. Aus Bild 17, links ergibt sich eine statische Einwirkung in Höhe von circa $F_{\text{stat}} = 1\,580\text{ kN/m}$ und eine maximale Einwirkung in Höhe von circa $F_{\text{peak}} = 1\,980\text{ kN/m}$.

Im Vergleich dazu kann das Einwirkungsmodell auf Basis der adaptierten Kriechtheorie für die Geländeneigung kleiner als der Sohlreibungswinkel mit den Formeln (4), (6), (8) und (10) für die Berechnung der Einwirkung auf das Dammbauwerk verwendet werden. Für die Ermittlung der statischen Einwirkung F_{stat} und der maximalen dynamischen Einwirkung F_{peak} werden die in der **Tabelle 4** Größen verwendet.

Anhand der Parameter aus Tabelle 4 ergibt sich für das Einwirkungsmodell nach Bild 12 rechts die statische Kraft F_{stat} unter der Annahme des niedrigsten statischen Beiwerts (nach Abschnitt 4.3) $\zeta_s = 1,0$ zu $F_{\text{stat}} = 1\,977\text{ kN/m}$. Analog dazu kann die maximale dynamische Einwirkung $F_{\text{peak}} = 2\,095\text{ kN/m}$ mit dem dynamischen Beiwert $\zeta_d = 1,06$ ermittelt werden.

Werden die beiden berechneten Einwirkungen F_{stat} und F_{peak} aus dem Einwirkungsmodell nach Bild 12 mit den numerischen Ergebnissen der DEM-Simulation verglichen (Bild 17, links) so ergibt das Einwirkungsmodell nach Bild 12 eine um circa 25% erhöhte statische Einwirkung F_{stat} und eine um circa 6% höhere niedrigere dynamische Einwirkung F_{peak} . Wird die Dimensionierung des Dammes anhand der maximalen Beanspruchung (F_{peak}) festgelegt, so kann gezeigt werden, dass das Einwirkungsmodell

nach Bild 12 in Verbindung mit den Formeln (12) und (13) beim Fallbeispiel Valsertal eine ausreichende Genauigkeit liefert um die das Dammbauwerk zu dimensionieren.

5 Erkenntnisse für Dammbauwerke

Viele Ansätze für die Abschätzung der Einwirkungen aus Murgängen berücksichtigen nicht die Interaktion von Festkörper und Flüssigkeit. Die Modellversuche zeigen, dass bei Einwirkungen aus Felslawinen auf Schutzbauwerke die Froude-Zahl nicht als Grundlage verwendet werden sollte. Vielmehr sind die geologischen-geotechnischen Randbedingungen, wie Blockgrößenverteilung, Scherfestigkeit und Druckfestigkeit der Festkörper sowie Tendenz zur Fragmentierung, von Bedeutung [15]. Nach Ng et al. [16] kommt es bei Murgängen mit zunehmenden Feststoffanteil bis 50% zu einer Zunahme des Impact-Koeffizienten α . Bei den Untersuchungen mit trockenen Materialien von [4] und [7] wurden geringere Impact-Koeffizienten α bestimmt als für Murgänge. Zur Bestimmung der maximalen Einwirkung F_{peak} aus Murgängen auf starre Barrieren wird der dynamische Koeffizient α in die Gleichung (14) verwendet [17-22]:

$$F_{\text{peak}} = \alpha \cdot \rho \cdot v^2 \cdot \sin\beta^* \cdot h_f \cdot w \quad (14)$$

* $\sin\beta$ wird in Abhängigkeit der Messung der Fließtiefe festgelegt

h_f ist die Fließtiefe, w die Breite der Barriere und β der Winkel zwischen Barriere und Transportebene.

Auch Ng et al. [23] kommt in seinen Untersuchungen zu dem Ergebnis, dass die Dynamik von Murgängen von der Interaktion der Feststoffe und der viskosen Flüssigkeit abhängt. Eine Verwendung der Froude-Zahl alleine für die Anwendung eines Bemessungskonzeptes ist inkonsequent. Es muss für die Einwirkung von Murgängen auf Schutzbauwerke eine Berücksichtigung der Änderungen der Porenwasserdrücke erfolgen [24-26].

Ein Vorteil bei der Ermittlung der maximalen Impaktkraft auf Basis der statischen Einwirkung liegt in der schwierigen Ermittlung der dynamischen Beiwerte α . In [1] wird der dynamische Beiwert α anhand diverser Publikationen in Höhe von 1,0 bis 5,5 empfohlen. Die von Huang et al. [27] veröffentlichte Gegenüberstellung der „Fluid Impact Models“ zeigt, dass beispielsweise

Tabelle 3. Materialparameter der DEM-Berechnung des Felssturzes Vals
 Table 3. Material parameters of the DEM calculation of the rock avalanche Vals

Physikalische Parameter	Einheit	Wert	Anmerkung
Reibungskoeffizienten			Für die Parametervariation wird in der DEM-Simulation angenommen.
Partikel – Partikel (φ_i)	[°]	≈ 31°	
Partikel – Gelände (φ_b)	[°]	≈ 31°	
Tangentiales Steifigkeitsverhältnis	[-]	1,00	Es wird kein Unterschied zwischen normaler und tangentialer Steifigkeit angenommen.
Restitutionskoeffizient			Der Restitutionskoeffizient beruht auf Annahmen bzw. aus Empfehlungen von Steinschlagsimulationsprogrammen (z. B. RocFall). Der Wert repräsentiert damit die Dämpfung in der numerischen Simulation.
Partikel – Partikel	[-]	0,30	
Partikel – Gelände	[-]	0,40	
Rollreibungskoeffizient (φ_{roll})	[°]	≈ 22°	Der Rollreibungskoeffizient wird in Abhängigkeit der Kornform abgeschätzt.
Partikelgeometrie und Anzahl	ca. 2,03 Mio. sphärische Partikel mit einem Durchmesser von 0,4 m		

Tabelle 4. Materialparameter zur Bestimmung der statischen und maximalen dynamischen Einwirkung für das Einwirkungsmodell Bild 12
 Table 4. Material parameters for the determination of the static and maximum dynamic action for the action model Fig. 12

Physikalische Parameter	Einheit	Wert	Anmerkung
Dichte			Die Schüttdichte der Felssturzmasse folgt aus der DEM-Simulation im Endzustand.
ρ	[kg/m ³]	1 680	
Geländeneigung			Die Geländeneigung bergseitig des Dammbauwerks folgt aus dem dreidimensionalen Geländemodell.
θ	[°]	16°	
β	[°]	8°	
Statische Höhe			Die statische Höhe der Felssturzmasse am Dammbauwerk folgt aus der DEM-Simulation und erreicht die gesamte Dammhöhe.
h_{st}	[m]	15	
Reibungswinkel			Die Reibungsparameter der Felssturzmasse und des Geländes folgen aus der DEM-Simulation und wurden mithilfe der Reichweite des Felssturzes Vals ermittelt (Bild 16)
φ_i	[°]	31	
φ_b	[°]	31	

Scotton and Deganutti [28], Daido [29] und Armanini and Scotton [30] stark unterschiedliche Beiwerte als dynamische Faktoren empfehlen.

Bei den Modellversuchen wurden seitlich beschränkte, trockene Felslawinen untersucht. Diese Einschränkung führt zu ungünstigeren Effekten für die Beanspruchung der Schutzbauwerke als seitlich unbeschränkte Felslawinen. Bei den Versuchen konnte ein laminares Strömungsverhalten ohne jegliches turbulentes Verhalten beobachtet werden. Diese Eigenschaften von Felslawinen finden sich auch in [31].

Das verwendete Versuchsmaterial, sowie die Neigung der Transportebene haben bei den Modellversuchen einen wesentlichen Einfluss auf die Einwirkung auf den Schutzdamm. Die Geschwindigkeit der Masse ist neben der Neigung der Transportebene auch stark vom verwendeten Material, der Kornform sowie der Kornrauigkeit abhängig. Die Untersuchungen mit Stahlkugeln zeigten eine maximale dynamische Impaktkraft, die bis zu doppelt so hoch ist als die statische Einwirkung. Für die Mixtur und Glaskugeln konnte dieser Effekt jedoch nicht beobachtet werden.

Bei der Mixtur ist die dynamische Impaktkraft maximal 6 % größer als die statische Einwirkung. Mithilfe der Modellversuche konnte außerdem gezeigt werden, dass die Dämpfung der dynamischen Einwirkung auch im Wesentlichen vom verwendeten Versuchsmaterial abhängig ist.

Videoanalysen bei den Modellversuchen zeigen, dass die Lagerungsdichte des Materials kurz vor dem Auftreffen auf die Barriere nicht mit jener im Ausgangszustand übereinstimmt. Untersuchungen in Bezug auf die Dichteänderungen an granularen Massenströmen mithilfe von Glaskugeln haben ergeben, dass sich die geringsten Dichten an der Front und am Schwanz ergeben. Zudem konnte beobachtet werden, dass die tiefengemittelte Dichte mit zunehmender Neigung der Transportebene abnimmt. Im Endzustand kann davon ausgegangen werden, dass die Dichte sich in Bezug zum Ausgangszustand erhöht.

Erkenntnisse aus Modellversuchen verglichen mit den Ereignissen in der Natur können zu Bemessungskonzepten führen, wie jene beispielsweise die für die Bemessung von Steinschlagschutzdämmen verwendet werden [12]. Ziel ist es, die durchgeführten

Versuche mit verschiedenen numerischen Modellierungsprogrammen anschließend zu validieren. Die Modellversuche und die numerischen Vergleichsberechnungen mit diskreten Element Methode (DEM) zeigen, dass die Abschätzung der Einwirkung auf Schutzbauwerke über das Verhältnis von $F_{\text{peak}}/F_{\text{stat}}$ eine Möglichkeit darstellt.

6 Zusammenfassung

Das Fließverhalten von Felslawinen ist unter anderem von der Morphologie des Geländes, dem initialen Versagensmechanismus, von den Eigenschaften der Partikel in der mobilisierten Felsmasse abhängig. Bei den Experimenten mit Modellversuchen konnte die Abhängigkeit der Fließgeschwindigkeit, der Fließtiefe, den statischen und dynamischen Einwirkungen auf Schutzbauwerke von der Partikelform und Rauigkeit aufgezeigt werden. Die Ergebnisse der Modellversuche demonstrieren auch signifikante Unterschiede für das Verhältnis von $F_{\text{peak}}/F_{\text{stat}}$ und somit die Notwendigkeit der Berücksichtigung der geologischen-geotechnischen Eigenschaften des Abbruchmaterials für die Bemessung von Schutzbauwerken. Eine glatte Oberfläche der Partikel führt zu schnellen und dünnen Felslawinen. Im Gegensatz dazu führen Partikel mit rauer Oberfläche zu relativ langsameren und dickeren Felslawinen. Zuviel Flexibilität des Schutzbauwerkes gegen Felslawinen führt zu einer Zunahme an abgelagerter Masse und somit folglich zu einer Zunahme der statischen Einwirkung am Ende des Prozesses [32–34], daher ist der bewehrte Erddamm mit einer „angepassten“ Steifigkeit ein zweckmäßiges Bauwerk [4].

Die Abschätzung der pseudo statischen-Ersatzkraft sollte in Abhängigkeit der Geometrie sowie der Steifigkeit des Schutzbauwerkes sowie des Materials der Felslawine erfolgen. Zusätzlich ist das mögliche Abbruchmaterial aus geologischem und geotechnischem Gesichtspunkt zu bewerten. Wesentlich sind dabei der dynamische innere Reibungswinkel, der dynamische Sohlreibungswinkel, die Dichte, die Korngrößenverteilung und die Fragmentierungseigenschaften der Felslawine. Aus der Neigung des Transportgebietes können Rückschlüsse auf die maximale Fließtiefe sowie die maximale Fließgeschwindigkeit abgeleitet werden.

Für Felslawinen ist zur Bestimmung des Verhältnis $F_{\text{peak}}/F_{\text{stat}}$ von der Verwendung der Froude-Zahl abzuraten. Es sind jedoch ohne Zweifel noch weitere großmaßstäbliche Modellversuche mit trockenen Materialien notwendig, um das Verhältnis $F_{\text{peak}}/F_{\text{stat}}$ maßstababhängig besser bestimmen zu können. Die derzeit vorliegenden Versuchsergebnisse für die gewählte Neigung der Transportebene und die Mixtur zeigen, dass die hydrodynamische Einwirkung F_{peak} für granulare Massenbewegungen dem 1,06-fachen der statischen Einwirkung F_{stat} entspricht. Die Abschätzung der hydrostatischen Einwirkung F_{stat} auf die Schutzdämme kann mithilfe einer adaptierten Kriechdrucktheorie erfolgen. Auf Grundlage der Ergebnisse aus den Modellversuchen kann eine Faktorisierung mit einem Beiwert $\zeta_s = 1,0$ bis 1,5 für die statische Einwirkung und eine nachfolgende Faktorisierung mit dem Beiwert $\zeta_d = 1,0$ bis 1,06 für die maximale dynamische Impaktkraft F_{peak} angesetzt werden. Ziel ist es, die Geschwindigkeit der Felslawine und die damit verbundene Erosion sowie den Einfluss der Fragmentierung mithilfe von geeigneten Felduntersuchungen abzubilden. Zu diesem Zweck werden als Folge Rückrechnungen vergangener Felslawinen in Tirol/Österreich und den zugehörigen rheologischen und geotechnischen Parametern ausgeführt. Erste numerische Vergleichsberechnungen mit der dis-

kreten Element Methode (DEM) für eine Felslawine in Vals (Tirol) bestätigen diesen Ansatz.

Die Bemessung des Schutzbauwerkes und die Nachweisführungen sollten getrennt für die hydrodynamische Impaktkraft und die hydrostatische Ersatzkraft erfolgen. Beide Nachweisführungen sind unter Beachtung der Zeitdauer der Einwirkung (ständige Bemessungssituation und veränderliche Bemessungssituation) und den jeweiligen Teilsicherheitsbeiwerten zu erbringen. In diesem Zusammenhang wurden bereits Vorschläge für die Bemessung von Schutzdämmen gegen Steinschlag erstellt, die in dem Österreichischen Normenkonzept für Schutzbauwerke gegen Naturgefahren [35] aufgenommen wurden.

Literatur

- [1] Poudyal, S.; Choi, C. E.; Song, D. et al.: Review of the mechanisms of debris-flow impact against barriers. Association of Environmental and Engineering Geologists; special publication 28, 2019.
- [2] Albaba, A.; Lambert, S.; Faug, T.: Dry granular avalanche impact force on a rigid wall: Analytic shock solution versus discrete element simulations. In: Phys. Rev. E97 (2018), Iss. 5, 052903.
- [3] Albaba, A.: Physical Review E97, 052903, American Physical Society, 2018.
- [4] Hofmann, R.; Berger, S.: Impacts of Gravitational Mass Movements on Protective Structures—Rock Avalanches/Granular Flow. In: Geosciences Vol. 12 (2022), Iss. 6, pp. 223. doi.org/10.3390/geosciences12060223.
- [5] Berger, S.; Hofmann, R.: Impacts on Protective Structures against Gravitational Mass Movements—Scaling from Model Tests to Real Events. In: Geosciences, Vol. 12 (2022), Iss. 7, p. 278. doi.org/10.3390/geosciences12070278.
- [6] Ashwood, W.; Hungr, O.: Estimating total resisting force in flexible barrier impacted by a granular avalanche using physical and numerical modelling. In: Can. Geotech. J., Vol. 53 (2016), Iss. 10, pp. 1700–1717.
- [7] Berger, S.; Hofmann, R.; Wimmer, L.: Einwirkungen auf starre Barrieren durch fließähnliche gravitative Massenbewegungen. In: geotechnik 44 (2021), Heft 2, S. 77–91. doi.org/10.1002/gete.202000026.
- [8] Hofmann, R.; Molk, M.: Bemessungsvorschlag für Steinschlagschutzdämme. Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin. In: Geotechnik 35 (2012), Heft 1, doi.10.1002/gete.201100021.
- [9] Hofmann, R.; Molk, M.; Vollmert, L.: Steinschlagschutzdämme – Bemessungsvorschlag für verschiedene Bautypen. Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin. In: Geotechnik 40 (2017), Heft 1. doi.10.1002/gete.201600005.
- [10] Hungr, O.: Simplified models of spreading flow of dry granular material. In: Canadian Geotechnical Journal, Vol. 45 (2008), Iss. 8, pp. 1156–1168.
- [11] Ng, C.W.W.; Wang, C.; Choi, C.E. et al.: Effects of barrier deformability on load reduction and energy dissipation of granular flow impact. In: Computers and Geotechnics, Vol. 121 (2020), Iss. 5. doi.org/10.1016/j.compgeo.2020.103445.
- [12] Hofmann, R.; Vollmert, L.: Rockfall protection dams: construction and design concept. In: Geomechanics and Tunneling Vol. 13 (2020), Iss. 1, pp. 21–31. doi.org/10.1002/geot.201900073.
- [13] Haefeli, P.-D.: Zur Erd- und Kriechdruck-Theorie. In: Schweizerische Bauzeitung 124 (1944), Heft 20, S. 256–260 und Heft 21, S. 267–271.
- [14] Moriguchi, S.; Borja, R.; Yashima, A. et al.: Estimating the impact force generated by granular flow on a rigid obstruction. In: Acta Geotechnica, Vol. 4 (2009), pp. 57–71. doi.10.1007/s11440-009-0084-5.
- [15] Ng, C.W.W.; Choi, C.E.; Cheung DKH. et al.: Effects of dynamic fragmentation on the impact force exerted on rigid barrier: centrifuge modelling. In: Can Geotech J, Vol. 56(2019), Iss. 9, pp. 1215–1224.
- [16] Ng, C. W.; Choi, C. E.; Song, D. et al.: Interaction of debris flow with rigid and flexible barriers: centrifuge and numerical simulations. JTC1 Workshop on Advances in Landslide Understanding, Barcelona, 2017.
- [17] Baselt, I.; Oliveira, G.; Fischer, J.T. et al.: Evolution of stony debris flows in laboratory experiments. In: Geomorphology, Vol. 372 (2021). doi.org/10.1016/j.geomorph.2020.107431.
- [18] Gao L.; Zhang LM.; Chen H.X.: Two-dimensional simulation of debris flow impact pressures on buildings. In: Eng Geol, Vol. 226 (2017), pp. 236–244. doi.org/10.1016/j.engge.0.2017.06.012.

- [19] Ho, K.K.S.; Koo, R.C.H.; Kwan, J.S.H.: Advances in debris flow risk mitigation practice in Hong Kong. Second JTC1 Workshop. Triggering and Propagation of Rapid Flow-like Landslides. Hong Kong, 2018.
- [20] Li, X.; Zhao, J.; Soga, K.: A new physically based impact model for debris flow. In: Géotechnique, Vol. 71 (2021), Iss. 8, pp. 674–685. doi.org/10.1680/jgeot.18.P365.
- [21] Ng, C.W.W.; Choi, C.E.; Liu, H. et al.: Impact mechanisms of debris flow on barriers: modelling, analysis and design. SCG-XIII International Symposium on landslides. Cartagena, Colombia, February 22nd-26th 2021.
- [22] Song, D.; Chen, X.; Zhou, G.G.D. et al.: Impact dynamics of debris flow against rigid obstacle in laboratory experiments. In: Engineering Geology, Vol. 291 (2021), Iss. 5. doi.org/10.1016/j.enggeo.2021.106211.
- [23] Ng, C.W.W.; Majeed, U.; Choi, C.E. et al.: New impact equation using barrier Froude number the design of dual rigid barrier against debris flows. Landslides, 2021. doi 10.1007/s10346-021-01631-7.
- [24] Ng, C.W.W.; Song, D.; Liu, L.H.D. et al.: Impact mechanisms on granular and viscous flows on rigid and flexible barriers. In: Can. Geotech. J., Vol. 54 (2016), pp. 188–206. dx.doi.org/10.1139/cgj-2016-0128.
- [25] Choi, C.; Au-Yeung, S.; Ng, C.W.W. et al.: Flume investigation of landslide granular debris and water runoff mechanisms. In: Géotechnique Letters, Vol. 5 (2015), Iss. 1, pp. 28–32.
- [26] Song, D.; Ng, C.W.W.; Choi, C.E. et al.: Influence of debris flow solid fraction on rigid barrier impact. In: Can. Geotech. J., Vol. 54 (2017), Iss. 10, pp. 1421–1434.
- [27] Huang, K.; Yang, S.: Impact force of debris flow on filter dam, National Taiwan University, 2007.
- [28] Scotton, P.; Deganutti, A. M.: Phreatic line & Dynamic Impact in Laboratory Debris Flow Experiments. In: Chen, C.-L. (ed.): Proceedings of the 1st International conference on Debris-Flow Hazards Mitigation: Mechanics, Prediction & Assessment. San Francisco, CA, 1997, pp. 777–786.
- [29] Daido, A.: Impact Force of Mud Debris Flows on Structures. In: Proceedings of XXV IAHR Congress, Tokyo (Tech. Sess. B, III), 1993, pp. 211–218.
- [30] Armanini, A.; Scotton, P.: On the Dynamic Impact of a Debris Flow on Structures. In: Proceedings of XXV IAHR Congress, Tokyo (Tech. Sess. B, III), 1993, pp. 203–210.
- [31] Strom, A.; L., Li; L.; Lan, H.: Role of confinement on spreading of Flow-like dry rock avalanches. In: Second JTC1 Workshop, Hong Kong, 2018, pp. 151–154.
- [32] Volkwein, A.: Flexible Murgangbarrieren. Bemessung und Verwendung. WSL Berichte, 18. Birmensdorf, Eidgenössische Forschungsanstalt für Wald, Schnee und Landschaft (WSL), 2014.
- [33] Ng, C.W.W.; Song, D.; Choi, C.E. et al.: A novel flexible barrier for landslide impact in centrifuge. In: Géotechnique Letters, Vol. 6 (2016), Iss. 3, pp. 221–225.
- [34] Wendeler, C.; Salzmann, H.; Feiger, N.: Flexible debris flow barriers and their ability proof. In: Second JTC1 Workshop, Hong Kong, 2018, pp. 167–170.
- [35] Österreichische Norm-Regel ONR 24810 (2021) Technischer Steinschlagschutz – Begriffe, Einwirkungen, Bemessung und konstruktive Durchbildung, Überwachung und Instandhaltung. Austrian Standards Institute.
- [36] Poisel, R.; Preh, A.; Hungr, O.: Run out of landslides–continuum mechanics versus discontinuum mechanics models. In: Geomechanik und Tunnelbau 1 (2008), Heft 5, S. 358–366.



Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. habil. Robert Hofmann

robert.hofmann@uibk.ac.at

Foto: R. Hofmann



Dipl.-Ing. Simon Matthias Berger

simon.berger@uibk.ac.at

Foto: S. Berger

Universität Innsbruck
Institut für Infrastruktur, AB für Geotechnik
Technikerstraße 13, 6020 Innsbruck, Österreich