

Steinschlagschutzdämme : Vorschlag und Vergleich eines rheologischen Bemessungsmodells

Autor(en): **Kretz, Albin**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Swiss bulletin für angewandte Geologie = Swiss bulletin pour la géologie appliquée = Swiss bulletin per la geologia applicata = Swiss bulletin for applied geology**

Band (Jahr): **23 (2018)**

Heft 2

PDF erstellt am: **22.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-832405>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern. Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Steinschlagschutzdämme – Vorschlag und Vergleich eines rheologischen Bemessungsmodells

Albin Kretz¹

Stichworte: Steinschlagschutzdämme, Bemessung, Lastfall Steinschlag, rheologisches Modell, Verformungen

Vorbemerkung

Das Bundesamt für Umwelt (BAFU) beabsichtigt ein Merkblatt zur Dimensionierung von Steinschlagschutzdämmen herauszugeben. Das Merkblatt basiert auf den Erkenntnissen der Studie «Analysis of Existing Rockfall Embankments of Switzerland» (AERES) und soll eine einheitliche Grundlage für die bislang unterschiedlichen Herangehensweisen bei der Dimensionierung von Steinschlagschutzdämmen schaffen.

Zusammenfassung

Der Prozess Sturz ist im alpinen Raum der am häufigsten auftretende Naturgefahrenprozess (Lambert S. & Bourrier F. 2013). Schutzdämme werden als effektiver Schutz vor Stein-, Blockschlag und kleineren Felsstürzen bei mittleren bis hohen Energien eingesetzt. Ein wesentlicher Vorteil von Schutzdämmen besteht in der Fähigkeit auch mehrere am selben Ort auftretende Ereignisse absorbieren zu können (Peila et. al. 2007).

Bis anhin fehlte jedoch eine befriedigende Methode zur Bemessung von Schutzdämmen für den dynamischen Lastfall Steinschlag. Aus diesem Grund wurde ein rheologisches Impaktmodell entwickelt. Als Vergleich wurden die Resultate des neu entwickelten rheologischen Modells mit den Resultaten des quasi statischen Ersatzkraftverfahrens nach Hoffman und Mölk (2012) verglichen. Die beiden Modelle wurden anhand publizierter massstäblicher Versuche (Peila et. al., 2002, 2007), Simulationen mithilfe der Finite-Elemente-Methode (FEM) (Ronco et. al., 2009) sowie dokumentierter Ereignisse überprüft und verglichen.

Die Rückrechnungen zeigen, dass die massstäblichen Versuche und die dokumentierten Ereignisse mit dem Verfahren nach Hoffman & Mölk (2012) nicht zufriedenstellend abgebildet werden können. Ein Hauptproblem stellt dabei die Approximation des hochdynamischen Impaktvorgangs durch eine statische Ersatzkraft dar. Das rheologische Modell hingegen berücksichtigt das Materialverhalten bei einer dynamischen Einwirkung im Grundsatz. Die

mit dem rheologischen Modell berechneten Verformungen stimmen gut mit den Beobachtungen überein.

Die Rotation und Form des einschlagenden Blockes wird beim rheologischen Modell nicht berücksichtigt. Damit verbleibt eine gewisse Unsicherheit bezüglich des Überrollens des Schutzdammes. Dieser gekoppelte Prozess von Eindringung, elastischer Reaktion und Rotation ist sehr komplex und muss noch weiter untersucht werden.

Abstract

Rockfall is the most frequent natural hazard process in mountainous areas (Lambert S. & Bourrier F. 2013). Rockfall protection embankments have been successfully used against rockfall and rockslides with medium to high impact intensities. A major advantage of rock fall embankments is the ability to absorb several impacts at the same location (Peila et. al. 2007).

Until now a satisfactory method for the design for rockfall embankments for the dynamic impact is still lacking. For this reason a rheological impact model was developed. The modelling results of the rheological model are compared with the results of the quasi static approach of Hofmann & Mölk (2012). The models are verified by back calculation of full-scale tests (Peila et. al. 2002, 2007), simulations using the finite element method (Ronco et. al. 2009) and documented events.

The calculations show that the full-scale tests and the documented events cannot be satisfactory reproduced using the method Hofmann & Mölk (2012). A major problem is the approximation of a highly dynamic impact with a quasi-static load. The rheological model however is able to consider the material characteristics during a dynamic impact in principal. The calculated deformations coincide well with the observations.

The rotation of the impacting block is neglected in the rheological model. This leads to some uncertainties concerning over rolling of the embankment by the impacting blocks. This coupled process of penetration, elastic rebound and rotation is complex and needs further investigations.

¹ Caprez Ingenieure AG, Promenade 157, 7260 Davos Dorf

1 Einführung

Schutzdämme werden als effektiver Schutz vor Stein-, Blockschlag und kleineren Felsstürzen bei mittleren bis hohen Energien eingesetzt. Der wesentliche Vorteil von Schutzdämmen besteht in der Fähigkeit auch mehrere am selben Ort auftretende Ereignisse aufnehmen zu können. Bei Energien über 8'000 kJ oder kombinierten Einwirkungen (z.B. Lawinen) stellen Schutzdämme oft die einzig mögliche Lösung dar. Die Erstellung von Schutzdämmen wird jedoch durch die Steilheit des Geländes oder begrenzte Platzverhältnisse limitiert.

Bei Dämmen können grundsätzlich zwei Typen unterschieden werden: Dämme mit freistehenden Böschungen und Dämme mit Steilböschungen. Letztere müssen mittels Schwergewichtsstützkörpern, wie z.B. Blocksteinmauern und Gabionen, gestützt oder durch Haftungselemente, z.B. Geogitter, bewehrt werden.

Trotz der vielfältigen Möglichkeiten zur Dammkonstruktion fehlt bis anhin eine befriedigende Methode zur Bemessung von Schutzdämmen für den Lastfall Steinschlag. Oft erfolgt die Bemessung basierend auf statischen Grundsätzen. Da bei diesen Bemessungsansätzen jedoch keine Verformungen zugelassen werden, resultieren oft sehr grosse Dammquerschnitte. Dies steht im Widerspruch zu Erfahrungen aus Ereignissen, welche gezeigt haben, dass Schutzdämme in der Lage sind sehr grosse Energien aufzunehmen. Durch die steigenden Anforderungen an die Einhaltung der Kostenwirksamkeit und das oft begrenzte Platzangebot sind aber Bemessungsansätze gefragt, welche eine Optimierung der Dammkonstruktion zulassen. Des Weiteren stellt die fehlende Methodik zur Bemessung von Schutzdämmen ein gewisses Ungleichgewicht gegenüber Schutznetzen dar, welche aus geprüften oder prüfbareren Komponenten bestehen und daher als die sicherere Variante erscheinen.

Im Folgenden soll ein neu entwickeltes rheologisches Impaktmodell anhand publizierter massstäblicher Versuche (Peila et. al. 2007), FEM-Simulationen (Ronco et. al. 2009) und dokumentierter Ereignisse geprüft und mit dem Ersatzkraftverfahren nach Hoffman und Molk (2012) verglichen werden.

2 Methodik, Stand der Technik

2.1 Lastfall ohne Steinschlageinwirkung

Bei der Bemessung von Dämmen sind in der Regel der Grenzzustand der Standfestigkeit und das Erreichen des Grundbruchwiderstandes abzuklären. Die erforderlichen Nachweise sind in der Norm SIA 260 (Grundlagen der Projektierung von Tragwerken, Schweizer Ingenieur und Architektenverein, 2013) und SIA 267 (Geotechnik, Schweizer Ingenieur und Architektenverein 2013) beschrieben und können mittels klassischer, statischer Bemessungsansätze erbracht werden, weshalb im Folgenden nicht weiter darauf eingegangen wird.

2.2 Lastfall Steinschlageinwirkung

Für die Bemessung von Steinschlagschutzdämmen für den Lastfall Steinschlageinwirkung werden verschiedene Verfahren angewandt. Die bekannten Berechnungsansätze können grundsätzlich in die folgenden Kategorien eingeteilt werden:

Ersatzkraftverfahren: Bei den Ersatzkraftverfahren wird die dynamische Beanspruchung des Damms infolge eines Impakts durch eine statische Ersatzkraft oder -last approximiert. Zur Ermittlung einer statischen Ersatzkraft werden diverse, aus Versuchen hergeleitete, empirische Formeln verwendet (z.B. ASTRA 2008, Hoffman & Molk 2012, Mayne et. al. 1983, Montani 1998). Meist wird der Nachweis der Tragsi-

cherheit durch eine Gegenüberstellung der Ersatzkraft als Leiteinwirkung mit dem Widerstand des Damms durch herkömmliche statische Bemessungsansätze erbracht. Da die statische Ersatzkraft zur Erbringung des Nachweises der Tragsicherheit vollumfänglich vom Damm aufgenommen werden muss, werden keine Verformungen zugelassen. Dies führt zu einem relativ grossen Dammquerschnitt. Da aber Verformungen bei Dämmen in gewisser Masse durchaus zugelassen werden können, ist der Ansatz einer statischen Ersatzkraft zu hinterfragen.

Verfahren zur Ermittlung der Eindringtiefen:

Eine weitere Möglichkeit ist die Eindringtiefe der Sturzkomponente in den Damm zu bestimmen. Die Standsicherheit des Damms ist dann gewährleistet, wenn die Sturzkomponente den Dammquerschnitt nicht durchschlägt. Dazu werden oft empirische, ballistische Formeln verwendet (z.B. Kar 1978). Bei diesen ballistischen Formeln ist zu berücksichtigen, dass die Translationsgeschwindigkeiten der untersuchten Geschosse teilweise um Grössenordnungen über den üblichen Translationsgeschwindigkeiten von fallenden Steinen und Blöcken liegen. Zudem wurden einige der Versuche an Betonplatten durchgeführt (Forrestal et. al., 1994, Li et. al. 2003), welche andere Materialeigenschaften als Dammschüttungen aufweisen.

Energiebilanzmodelle: Mit Energiebilanzmodellen wird die Dissipation der kinetischen Energie des Blocks im Schutzdamm betrachtet. Dabei wird zwischen der Dissipation der kinetischen Energie durch plastische Verformung, Verdichtung und Reibung entlang sich bildender Scherflächen unterschieden (Ronco et. al. 2009). Die Bemessung des Schutzdamms erfolgt dann durch die Bestimmung der zum Abbremsen des Blockes erforderlichen Verformungen des Dammkörpers durch vereinfachte analytische Betrachtungen.

Numerische Modelle: Der Impaktvorgang kann durch numerische Modelle (FEM oder

DEM) mit geeigneten Materialgesetzen abgebildet werden. Dabei werden die beim Abbremsen eines einschlagenden Blocks resultierenden Verformungen berechnet (Ronco et. al. 2009). Diese Modelle müssen jedoch aufwändig kalibriert werden und sind in der Anwendung sehr zeitintensiv.

Im Folgenden wird auf das Ersatzkraftverfahren nach Hoffman & Mölk 2012 und auf ein eigens entwickeltes, rheologisches Modell detailliert eingegangen.

3. Ersatzkraftverfahren Hofmann & Mölk (2012)

Das von Hoffman & Mölk (2012) vorgeschlagene Bemessungsverfahren basiert auf den Erkenntnissen aus Modellversuchen. Dabei wurden unterschiedliche Dammkonstruktionen mit Stahlkugeln beschossen. Die Verformung des Dammkörpers durch den Einschlag wurde mittels Extensometern gemessen. Für die Auswertung der Versuche wird die sog. «bezogene Energie» E^* eingeführt (1).

$$E^* = \frac{E_{kin}}{\gamma \cdot A_a \cdot D \cdot h_a} \quad (1)$$

Dabei ist E_{kin} die kinetische Energie des Blocks, γ das Raumgewicht der Dammschüttung, A_a die aktivierte Dammfläche, D der Blockdurchmesser und h_a die Anprallhöhe des Blocks. Mithilfe der bezogenen Energie E^* wird das Verhältnis der Eindringtiefe zur Kronenbreite des Damms aus der dimensionslosen Darstellung der Versuchsergebnisse abgelesen (Fig. 1). Die statische Ersatzkraft F wird gemäss (2) berechnet, wobei M die Masse, v die Geschwindigkeit und δ die Dichte des einschlagenden Blocks ist:

$$F = \frac{M \cdot v^2}{\delta} \quad (2)$$

Die so bestimmte Ersatzkraft F wird mit der Annahme einer von der Dammkonstruktion abhängigen Lastverteilung in Richtung der Dammachse in eine Linienlast P umgerechnet (3). Während bei unbewehrten Dämmen die Verteilung der einwirkenden Kraft das fünf- bis sechsfache (n_D) des Blockdurchmessers D beträgt erhöht sich bei bewehrten Dämmen die Verteilung auf das acht- bis neunfache des Blockdurchmessers.

$$P = \frac{F}{n_D \cdot D} \quad (3)$$

Zur Bemessung des Schutzdamms wird die resultierende Ersatzlast dem Widerstand des Dammquerschnittes gegenübergestellt. Dabei wird eine gerade Scherfläche ab Unterkante des einschlagenden Blocks in Bewegungsrichtung angenommen.

4 Rheologisches Modell

4.1 Aufbau des Modells

Der Einschlag eines Blocks wird durch ein einfaches rheologisches Modell beschrieben (Fig. 2). Dieses besteht aus einem Block, der mit einer Masse M_I und einer Geschwindigkeit v auf den Damm aufprallt. Danach folgt

ein viskoplastischer Dämpfer, der ab einer gewissen Spannung bzw. Fließgrenze σ_F aktiviert wird. Dabei dringt der Block in den Damm ein, was zu einer lokalen, plastischen Deformation des Dammes δ_p führt (Fig. 3). Fällt die Spannung unter die Fließgrenze, wird der Reibungskörper aktiviert und es kommt zu einem globalen Versagen und zur Ausbildung einer talseitigen Auslenkung ξ (Fig. 4).

Die Unterteilung des Impaktvorgangs in eine Phase mit lokaler plastischer Deformation und einer Phase mit globalem Versagen wurde bereits durch Carotti et. al., 2000 und Ronco et. al., 2009 vorgeschlagen bzw. beobachtet.

Das Materialverhalten bzw. die Fließgrenze σ_F , die Viskosität η und der Reibungswiderstand (φ, c) sind abhängig von der Deformationsgeschwindigkeit, den resultierenden Spannungen σ sowie der Deformation ε . Diese Abhängigkeiten sind nicht linear, sondern sehr komplex. Es ist daher kaum möglich die Materialparameter anhand der wenigen zur Verfügung stehenden Resultate der massstäblichen Versuche (Peila et. al. 2002, 2007) mit genügender Genauigkeit zu bestimmen. Zur Beschreibung des viskoplastischen Materialverhaltens wurde daher, wie von Ronco et. al. (2009) vorgeschlagen, eine aus

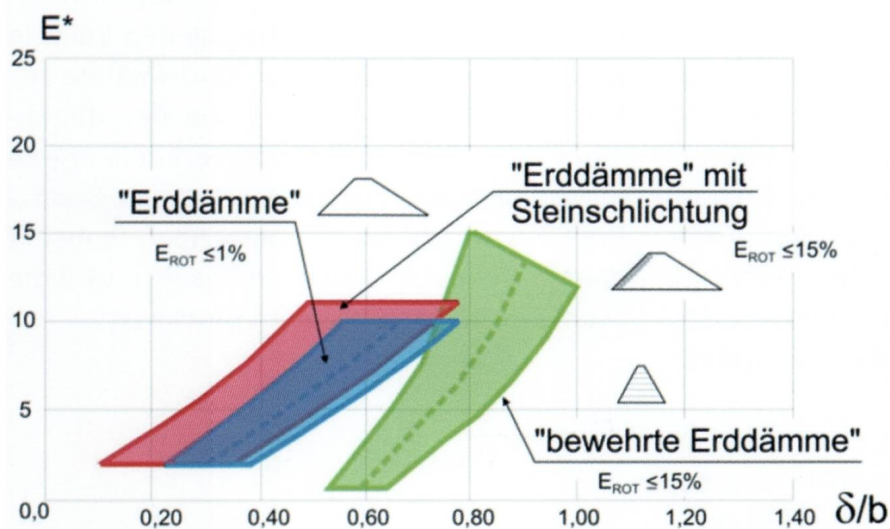


Fig. 1: Dimensionslose Darstellung der bezogenen Energie E^* in Relation zum Verhältnis der Eindringtiefe δ zur Kronenbreite b für die verschiedenen untersuchten Dammtypen (Hofmann & Mölk 2012).

Freifallversuchen hergeleitete empirische Formel für die plastische Eindringtiefe verwendet.

Im Modell werden folgende vereinfachende Annahmen getroffen:

- Der einschlagende Block wird als Ersatzkugel approximiert.
- Die Blockrotation wird vernachlässigt.
- Die Blocktrajektorie im Dammkörper wird mit drei Tangenten approximiert.
- Der elastische Anteil der Energiebilanz wird vernachlässigt.
- Durch die Berechnung wird nur ein Versagen des Dammkörpers selbst untersucht. Die talseitige Böschung wird nicht berücksichtigt. Grund dafür ist, dass ein Stein-schlagereignis aufgrund der sehr kurzen Einwirkung kaum ein globales Hangversagen hervorrufen kann.

4.2 Bestimmung der plastischen Eindringtiefe

In der ersten Phase des Einschlags wird aufgrund der Massenträgheit der plastische Dämpfer aktiviert und ein Teil der kinetischen Energie in plastische Verformung umgewandelt. Die Energie E_p , welche durch plastische Verformung absorbiert wird, wird

unter der Annahme der Erhaltung des Impulses gemäss (4) bestimmt (Kister & Fontana 2011):

$$E_p = E_{kin} \cdot \frac{M_2}{M_1 + M_2} \quad (4)$$

Dabei ist M_1 die Masse des Blocks und M_2 die Masse des beanspruchten Dammquerschnitts. Der Anteil der plastischen Energie beträgt bei schlanken Dämmen 80-85% der kinetischen Energie des Blocks (Ronco et. al. 2009). Bei sehr mächtigen Dämmen beträgt der plastische Anteil nahezu 100%, d.h. es wird praktisch die gesamte Energie durch plastische Deformation absorbiert.

Zur Berechnung der Eindringtiefe wird zunächst die wirkende Kraft des plastischen Dämpfers F_p mit Hilfe der empirischen Formel (5) berechnet (ASTRA 2008). Diese Formel basiert auf Freifallversuchen auf eingedeckte Stahlbetonplatten bzw. Galerien (Montani 1998). Da im Unterschied zu Galerien bei Schutzdämmen eine talseitige Deformation i.d.R. in Kauf genommen werden kann, wird nicht die gesamte kinetische Energie eingesetzt, sondern nur die in plastische Deformation umgewandelte Energie E_p :

$$F_p = 2.8 \cdot l_e^{-0.5} \cdot r_e^{0.7} \cdot M_{E,k}^{0.4} \cdot \tan \varphi_k \cdot (E_p)^{0.6} \quad (5)$$

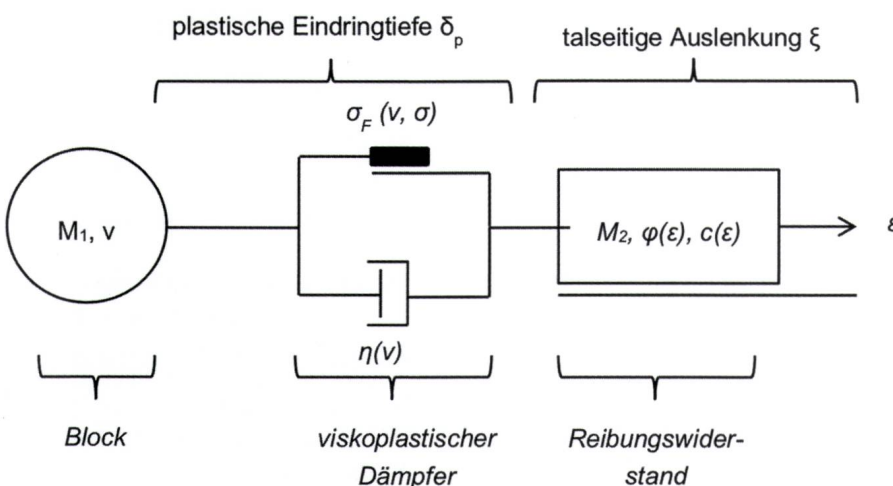


Fig. 2: Aufbau des rheologischen Modells zur physikalischen Abbildung eines Impakts in einen Schutzdamm.

Dabei ist l_e die Länge der möglichen Bahn des Blockes durch den Dammkörper, r_e der Ersatzradius des Blockes, $M_{E,k}$ der charakteristische Wert des Zusammendrückungsmoduls (Erstbelastung) und φ_k der charakteristische Wert des Scherwinkels des Dammschüttmaterials. Da die Bahn des Blockes aufgrund der diversen Abhängigkeiten nicht

direkt berechnet werden kann, wird diese iterativ berechnet. Die plastische Eindringtiefe δ_p wird mit (6) berechnet:

$$\delta_p = \frac{2 \cdot E_p}{F_p} \quad (6)$$

4.3 Bestimmung der talseitigen Auslenkung

Da bei üblichen Dammschnitten nicht die gesamte kinetische Energie des Blockes durch plastische Verformung absorbiert wird, muss die restliche Energie durch die innere Reibung des Damms absorbiert werden.

Zur Bestimmung des Reibungswiderstandes des Damms werden verschiedene Bruchkörper iterativ berechnet (Fig. 5). Der massgebende Bruchkörper ist dabei derjenige mit dem geringsten Widerstand. Da der Bruchkörper im Damm dreidimensional ist, setzt sich der gesamte Widerstand R aus dem Widerstand der unteren Scherfläche R_u dem Widerstand der seitlichen Scherflächen R_s und aus dem Widerstand der oberen Scherfläche R_o zusammen (Fig. 4). Dabei werden auch die Widerstände allfällig vorhandener Bewehrungen berücksichtigt. Die gesamte bergseitige Eindringtiefe ergibt sich aus der Summe aus der plastischen Eindringtiefe und der talseitigen Auslenkung.

Die talseitige Auslenkung ξ wird mit (9) berechnet:

$$\xi = \frac{2 \cdot (E_{kin} - E_p)}{R} \quad (9)$$

4.4 Sicherheitsdefinition

Grundsätzlich können mit dem rheologischen Modell nur Verformungen gerechnet werden. Eine Berechnung eines Sicherheitsfaktors (Einwirkung vs. Widerstand), wie er in der Norm SIA 260 (2013) beschrieben wird, ist nicht sinnvoll.

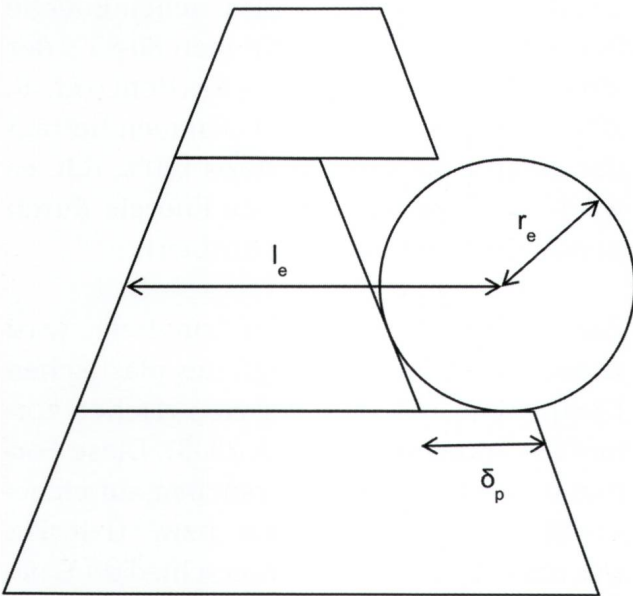


Fig. 3: Phase I mit lokaler plastischer Deformation δ_p . l_e : Dammschnitt, r_e : Ersatzradius des Blockes.

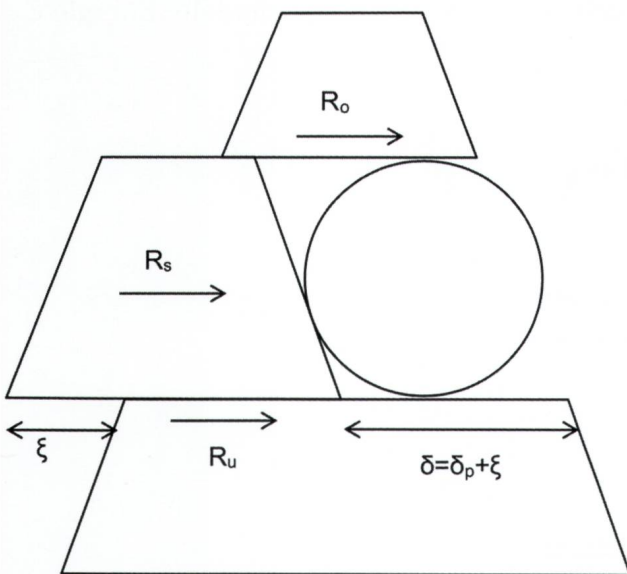


Fig. 4: Phase II mit Ausbildung eines Bruchkörpers und talseitiger Auslenkung ξ . R_o : Widerstand der oberen Scherfläche, R_s : Widerstand der seitlichen Scherfläche, R_u : Widerstand der unteren Scherfläche.

In Ronco et. al. (2009) wird vorgeschlagen die Sicherheit als das Verhältnis zwischen der maximal aufnehmbaren Energie und der Bemessungsenergie zu definieren. Das Problem dieses Ansatzes liegt in der Schwierigkeit der Bestimmung der maximal aufnehmbaren Energie. Die kinetische Energie kann durch die Erhöhung der Blockmasse oder der Translationsgeschwindigkeit vergrößert werden bis der Damm durchschlagen wird. In beiden Fällen wird aber der Bruchmechanismus so verändert, dass er unter Umständen nicht mehr demjenigen des Bemessungsszenarios entspricht.

Es ist daher sinnvoller die Sicherheit über die Verformungen zu definieren. Im vorliegenden rheologischen Modell wird die Sicherheit als das Verhältnis zwischen der maximal möglichen und der gesamten effektiven Verformung berechnet. Im Extremfall (Sicherheit = 1.0) wird der Damm vollständig zerstört, der einschlagende Block wird aber gestoppt. Es ist jedoch zu beachten, dass nicht unbedingt nur die rechnerischen Sicherheiten für die Bemessung ausschlaggebend sein können, sondern auch die Größe der Verformungen. Bei einem Damm mit Blocksteinmauer kann beispielsweise eine talseitige Auslenkung von einem Meter

bereits zu einem Kollaps der Blocksteinmauer führen, was je nach Ansprüchen an den Unterhalt sowie der Nutzung des Gebietes hinter dem Damm nicht zulässig ist.

5 Grundlagen für die Rückrechnungen

5.1 Massstäbliche Versuche, FEM-Simulationen

Um die beiden eingangs vorgestellten Bemessungsmodelle für Schutzdämme verifizieren und vergleichen zu können, wurden Rückrechnungen der massstäblichen Versuche (Peila et. al. 2002, 2007) sowie der darauf basierenden Simulationen mit Hilfe der Finite Elemente-Methode (FEM) (Ronco et. al. 2009) durchgeführt.

Die Versuche 1 und 2 wurden mit einem Dammkörper aus kiesig-sandigem Material (γ : 21 kN/m³, ϕ : 34°, c : 9 kN/m²) durchgeführt. Beim Versuch 4 wurde ein tonig-siltiges Material (γ : 17 kN/m³, ϕ : 30°, c : 50 kN/m²) verwendet (Peila et. al. 2002, 2007). Der Versuch 3 wurde mit einem Damm ohne Erdbe-wehrung ausgeführt. Da der Damm beim Versuch kollabierte konnten keine Verformungen ermittelt werden (Peila et. al. 2007).

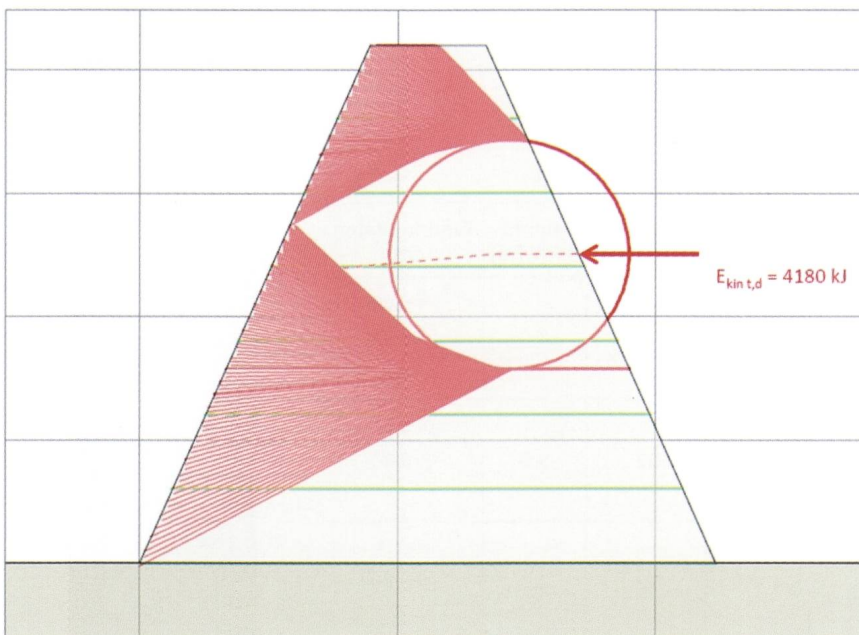


Fig. 5: Iterative Berechnung des Bruchkörpers mit dem geringsten Widerstand durch den Damm.

Auf einen Vergleich mit Versuch 3 wurde daher verzichtet. Die Daten der massstäblichen Versuche sind in Tabelle 1 zusammengestellt.

Auf die für die Rückrechnungen verwendeten Eingangsgrößen der FEM-Simulationen wird auf die Publikation Ronco et. al. 2009 verwiesen.

5.2 Ereignisdaten

Da unterschiedliche Geometrien und Materialien ebenfalls einen Einfluss auf das Verhalten eines Schutzdammes haben, wurden einige gut dokumentierte Ereignisse ausgewählt. Insgesamt stehen aber leider relative wenige brauchbare Ereignisse zur Verfügung, da gar nicht oder nur ungenügend dokumentiert wurde.

Der Einschlagwinkel und die Energie wurden aus der Sprungweite und der Sprunghöhe berechnet (Gerber 2016). Dabei wird die Trajektorie durch eine Parabel (schiefer Wurf) approximiert. Die Reibung in der Luft wird vernachlässigt. In einigen Fällen lagen keine Angaben zur Sprunghöhe vor. In diesen Fällen wurde die Geometrie der Parabel durch die Winkel der Absprungrampe beim letzten Kontaktpunkt abgeschätzt.

Neben der Energieeinwirkung spielen auch

die mechanischen Kennwerte des Dammschüttmaterials eine wichtige Rolle. Da Dämme oft mit dem vor Ort vorhandenen grobkörnigen Hangschutt aufgeschüttet werden, wurde von Erfahrungswerten von für typische Sturzablagerungen ausgegangen. Der Reibungswinkel wurde anhand der Anschnittböschungen, welche mit Neigungen zwischen 4:5 und 1:1 ausgeführt wurden, auf 40° abgeschätzt. Die Kohäsion wurde vernachlässigt. Für den ME-Wert wurden 30 MN/m² gewählt, was bei einem kiesigen Schüttmaterial einer mitteldichten Lagerung entspricht.

Für die Rückrechnungen wurden die Felssturzereignisse in Brienz (GR) (Baugrundrisik GmbH 2015), Erstfeld (Thali 1996), Steglau (Thali 2009) und Sunnig Wiler (Thali 2008) verwendet. Bei allen Ereignissen wurden die Blöcke durch die bestehenden Schutzdämme aufgehalten. Die untersuchten Schutzdämme weisen unterschiedliche Bauweisen auf. Der Schutzdamm Creplas in Brienz (GR) wurde mit einer bergseitigen Blocksteinmauer erstellt. Die Dämme in Erstfeld und Sunnig Wiler weisen bergseitig eine freie Böschung auf und werden talseitig durch eine Blocksteinmauer gestützt. Der Damm in Steglau weist auf der Berg- und der Talseite eine Blocksteinmauer auf. Die auf die Schutzdämme einwirkenden Energien liegen im Bereich zwischen 250 kJ und

Versuch	Dammgeometrie	Blockmasse [kg]	Energie [kJ]	Anprallwinkel [°]	Anprallhöhe [m]	Eindringtiefe [m]
Versuch 1	Höhe: 4.2 m Kronenbreite: 0.9 m Böschungen: 67° Geogitter: 50 kN/m'	5'000	2'402	23	3.0	$\delta=0.60$ $\xi=0.17$
Versuch 2	Höhe: 4.2 m Kronenbreite: 0.9 m Böschungen: 67° Geogitter: 45 kN/m'	8'700	4'180	23	3.0	$\delta=0.95$ $\xi=0.80$
Versuch 4	Höhe: 4.8 m Kronenbreite: 1.2 m Böschungen: 67° Geogitter: 45 kN/m'	8'700	4'180	23	3.5	$\delta=1.1$ $\xi=0.80$

Tab. 1: Zusammenstellung der Daten der massstäblichen Versuche (Peila et. al. 2002, 2007). δ : Eindringtiefe, ξ : talseitige Auslenkung.

10'000 kJ. Aufgrund der relativ grossen Dammquerschnitte wurden bei keinem der untersuchten Ereignisse talseitige Verformungen festgestellt.

Die für die Rückrechnung verwendeten Daten der Ereignisse sind in Tabelle 2 zusammengefasst.

6 Resultate

6.1 Rückrechnungen der massstäblichen Versuche

Beim Versuch 1, bei welchem die Aufprallenergie 2402 kJ betrug, wurde die Eindringtiefe sowohl mit dem Ersatzkraftverfahren Hofmann & Mölk (2012) als auch dem rheologischen Modell um rund 30% überschätzt (Fig. 6). Bei den Versuchen 2 und 4 mit einer Aufprallenergie von 4180 kJ wurde die Eindringtiefe beim Verfahren nach Hofmann & Mölk (2012) um rund 10% bzw. 5% unterschätzt. Beim rheologischen Modell liegen die Abweichungen der Eindringtiefe bei rund 5% und sind damit etwas kleiner (Fig. 6). Insgesamt stimmen die Eindringtiefen beider Methoden relativ gut mit den

beobachteten Werten überein.

Da die talseitigen Deformationen mit der Berechnungsmethode nach Hofmann & Mölk (2012) nicht bestimmt werden, können diese nur mit dem rheologischen Modell verglichen werden. Die beobachteten und die mit dem rheologischen Modell berechneten talseitigen Auslenkungen stimmen bei Versuch 1 sehr gut überein. Bei den Versuchen 2 und 4 hingegen werden die talseitigen Auslenkungen um 50% resp. 75% unterschätzt (Fig. 7).

Die rechnerische Sicherheit ist beim Ansatz nach Hofmann & Mölk (2012) als Verhältnis zwischen Widerstand und Einwirkung definiert. Beim rheologischen Modell wird die Sicherheit durch das Verhältnis zwischen tatsächlicher und der maximal zulässigen Deformation bestimmt. Ein direkter Vergleich der Sicherheiten der beiden Modelle macht daher wenig Sinn. Bei der Methode nach Hofmann & Mölk (2012) liegen die rechnerischen Sicherheiten für die drei Versuche allerdings alle weit unter 1.0 ($F=0.28-0.68$), so dass der Nachweis der Tragsicherheit nicht erfüllt wäre. Die Dämme hielten aber drei Einschlägen in Folge am selben Ort problemlos stand (Peila et. al., 2007). Die mit dem

Ereignis	Dammgeometrie	Blockmasse [kg]	Energie [kJ]	Anprallwinkel [°]	Anprallhöhe [m]	Eindringtiefen [m]
Brienz 1	Höhe=3.3 m Kronenbreite=6.6 m Böschungen: 34/80°	2'300	255	26	2.5	$\delta=0.5$ $\xi=0$
Brienz 2	Höhe=4.0 m Kronenbreite=6.6 m Böschungen: 34/80°	80'000	8'973	42	2.0	$\delta=0.9$ $\xi=0$
Brienz 3	Höhe=3.8 Kronenbreite=5 m Böschungen: 34/80°	91'800	10'486	23	2.4	$\delta=1.2$ $\xi=0$
Erstfeld	Höhe=3.3 m Kronenbreite=6.6 m Böschungen: 34/80°	41'800	10'426	54	1.6	$\delta=0.8$ $\xi=0$
Steglau	Höhe=4.0 m Kronenbreite=3.5 m Böschungen: 70/70°	18'400	353	15°	0.8	$\delta=0.2$ $\xi=0$
Suning Wiler	Höhe=4.0 m Kronenbreite=3.5 m Böschungen: 70/70°	11'800	781	40	0.8	$\delta=0.5$ $\xi=0$

Tab. 2: Zusammenstellung der Daten der aufgenommenen Ereignisse. δ : Eindringtiefe, ξ : talseitige Auslenkung.

rheologischen Modell berechneten Verformungen liegen im Vergleich zum Dammquerschnitt nicht in einem kritischen Bereich, was mit den Beobachtungen übereinstimmt.

6.2 Rückrechnungen FEM-Simulationen

Bei der Methode nach Hofmann & Mölk (2012) können lediglich die Eindringtiefe und die rechnerische Sicherheit als Vergleichsgrößen herangezogen werden. Die FEM-Berechnungen (Ronco et. al. 2009) geben nur die berg- und talseitigen Verformungen an. Ein Sicherheitsfaktor wird nicht angegeben. Aus diesem Grund wurde auf einen Vergleich mit der Methode nach Hofmann & Mölk (2012) verzichtet.

Bei den durchgeführten FEM-Simulationen (Ronco et. al., 2009) wird der Ausbreitungswinkel der Spannungen explizit angegeben. Dieser muss beim rheologischen Modell definiert werden. Da die Unsicherheit der Bestimmung des Ausbreitungswinkels damit entfällt, ist ein Vergleich mit den FEM-Simulationen besonders interessant.

Ausser bei den Simulationen 3, 9 und 13 stimmen die Eindringtiefen und die talseitigen Auslenkungen sehr gut überein (Fig. 8,

9). Die Abweichungen der beiden Methoden betragen für den Fall, dass der Damm in der Simulation dem Impakt standgehalten hat lediglich rund 5%. Bei den Simulationen Nr. 3, 9 und 13 treten Abweichungen von bis zu 25% auf (Fig. 8, 9). Bei diesen Simulationen kollabierte der Damm jeweils (Ronco et. al., 2009) und die berechneten Verformungen sind damit nicht vergleichbar. Bei allen drei Simulationen wurde mit dem rheologischen Modell ein Versagen des Dammes prognostiziert.

6.3 Rückrechnungen der dokumentierten Ereignisse

Die Methode Hofmann & Mölk (2012) weist einen begrenzten Gültigkeitsbereich auf. Daher konnte bei der Rückrechnung der dokumentierten Ereignisse die Eindringtiefe nur beim Ereignis Brienz 3 reproduziert werden. Da das Verhältnis der Impaktenergie zum aktivierten Dammquerschnitt bei den anderen Ereignissen relativ gering ist und damit zu einem sehr kleinen Wert für die bezogene Energie führt, kommen sie ausserhalb der in Figur 1 angegebenen Gültigkeitsbereiche zu liegen. Die Eindringtiefen wurden jeweils um das 3-fache über- oder unterschätzt (Fig. 10). Dementsprechend wurden

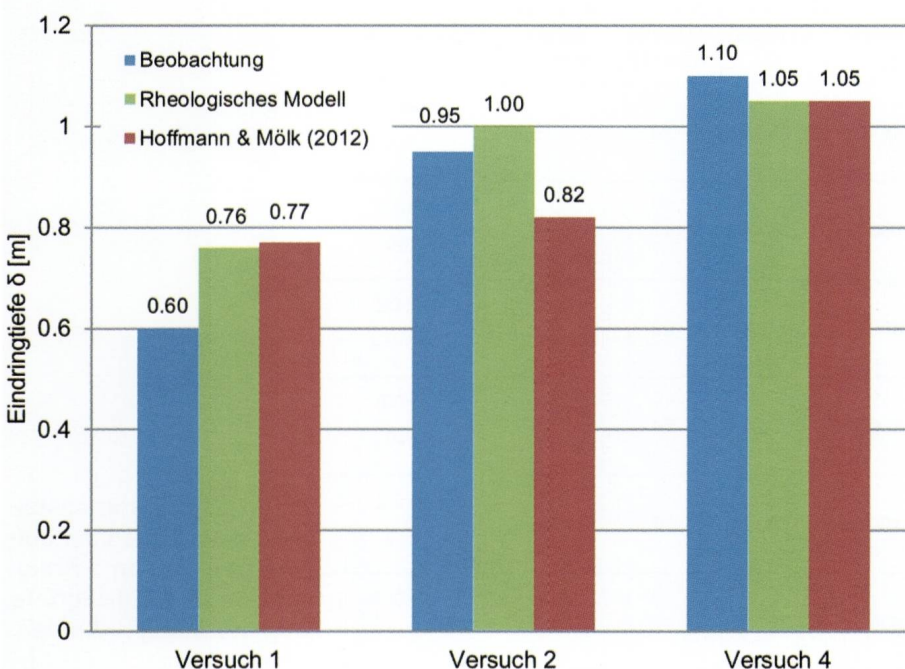


Fig. 6: Vergleich der beobachteten und berechneten Eindringtiefen der massstäblichen Versuche (Peila et. al. 2002, 2007).

sehr unterschiedliche Werte für den Sicherheitsfaktor berechnet. Beim Ereignis Brienz 3 liegt der Sicherheitsfaktor bei $F=3.30$, was plausibel scheint. Bei den Dämmen Sunnig Wiler und Erstfeld wurden Sicherheiten unter 1.0 berechnet, was einem Versagen entsprechen würde. Die Dämme hielten den Einschlägen aber ohne grössere Schäden stand.

Die mit dem rheologischen Modell berechneten Eindringtiefen stimmen ausser beim Ereignis Erstfeld relativ gut mit den Beobachtungen überein. Die Abweichungen betragen im Mittel rund 10%. Beim Ereignis Erstfeld wird die Eindringtiefe um rund 35% überschätzt. In der Ereignisdokumentation (Thali 1996) wird die Eindringtiefe mit 0.8 m angegeben. Ein Vergleich der Aufnahmen von Einschlagkrater und der Blockachse des Blockes lässt vermuten, dass die Eindringtiefe des hier betrachteten Blockes wohl etwas grösser gewesen sein dürfte als 0.8 m. Da das Ereignis aber schon länger zurück liegt, lässt sich dies nicht mehr verifizieren. Bei den dokumentierten Ereignissen wurden keine talseitigen Verschiebungen des Schutzdamms festgestellt. Auch die mit dem rheologischen Modell berechneten Werte

sind relativ klein und liegen zwischen 0 und 0.2 m (Fig. 11).

7 Diskussion

Die Eindringtiefen der massstäblichen Versuche konnten mit der Methode nach Hofmann & Mölk (2012) relativ gut reproduziert werden. Der statische Nachweis, bei dem die Ersatzkraft auf den Damm angesetzt wird, zeigt mit Sicherheiten von 0.14 bis 0.68 jedoch ein klares Versagen des Schutzdamms an. Dies steht im Widerspruch zu den Beobachtungen, bei denen die Schutzdämme bis zu drei Einschlägen am selben Ort standhielten (Peila et. al. 2002, 2007). In Hofmann & Mölk (2012) wird vermutet, dass das Bodenmaterial unter schockartigen Belastungen höhere Scherfestigkeiten aufweist und es werden sogenannte dynamische Kennwerte eingeführt. Zur Überprüfung dieser Vermutung wurden Rahmenscherversuche mit grossen Schergeschwindigkeiten durchgeführt (Hofmann et. al. 2012). Die ausgeführten Versuche zeigten jedoch keine oder nur sehr geringfügig höhere Scherfestigkeiten.

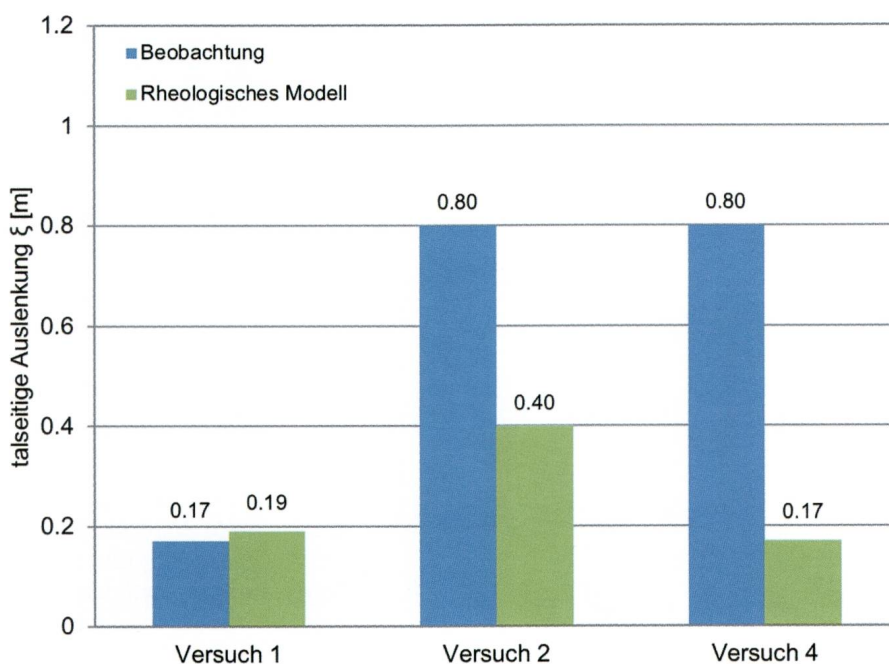


Fig. 7: Vergleich der beobachteten und mit dem rheologischen Modell berechneten talseitigen Auslenkungen der massstäblichen Versuche (Peila et. al. 2002, 2007).

Bei den betrachteten Ereignissen ist nur das Ereignis Brienz 3 repräsentativ, da alle anderen Ereignisse ausserhalb der Gültigkeit der Methode Hofmann & Mölk (2012) liegen. Die durchgeführten Berechnungen zeigen aber trotzdem eine weitere Problematik der quasi statischen Methode. Bei einer stark geneigten Scherfläche in unbewehrten Dämmen werden sehr geringe Sicherheiten berechnet und der Nachweis der Tragsicherheit wird nicht erfüllt obwohl unter Umständen ein sehr mächtiger Dammquerschnitt vorliegt.

Dies entspricht nicht den Beobachtungen. Bei Mächtigkeiten des dreifachen Blockdurchmessers werden praktisch keine Deformationen des Dammes festgestellt (Kister 2015).

Ist der Damm aber bewehrt, so kreuzt eine geneigte Scherfläche die Bewehrungslagen und der Widerstand des Dammes wird deutlich erhöht. In Realität würde sich eine Scherfläche entlang des geringsten Widerstandes ausbilden. Da die Querkräfte bei einer biaxia-

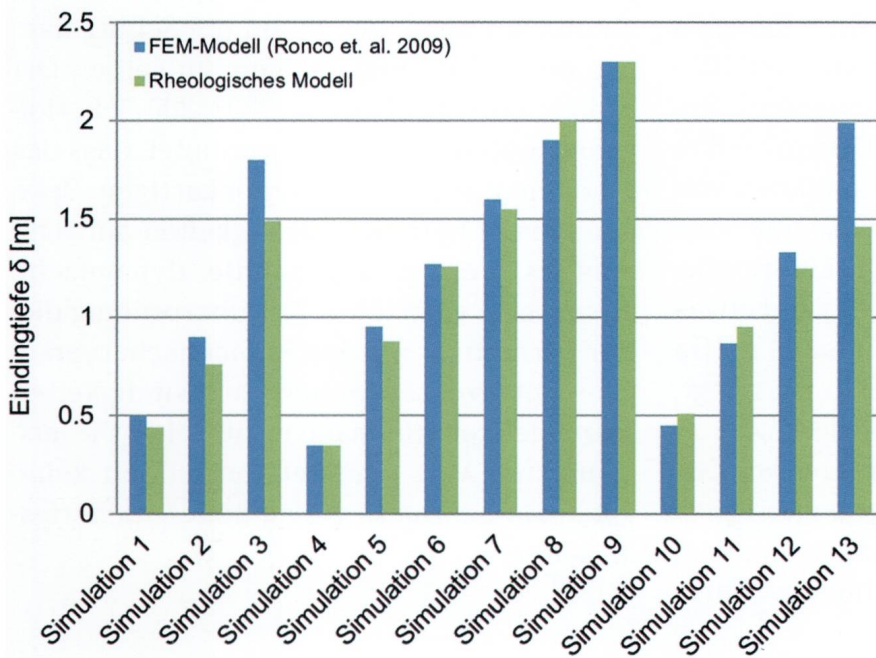


Fig. 8: Vergleich der mit einem FEM-Modell (Ronco et. al. 2009) und dem rheologischen Modell berechneten Eindringtiefen.

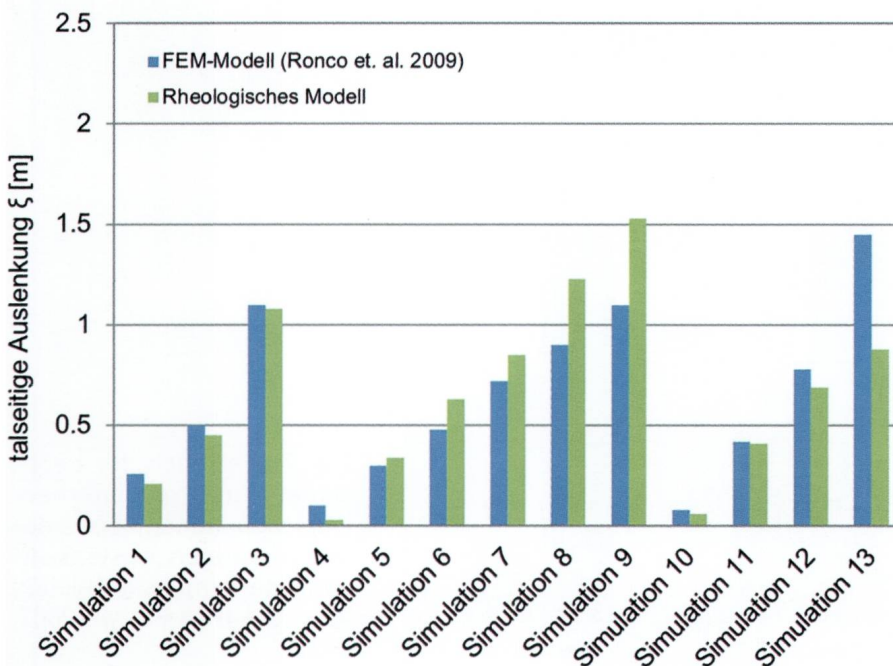


Fig. 9: Vergleich der mit einem FEM-Modell (Ronco et. al. 2009) und dem rheologischen Modell berechneten talseitigen Auslenkung.

len Bewehrung mit der Methode nach Hofmann & Mölk (2012) nur bei der Ermittlung der Ersatzlasten berücksichtigt werden, ist der Nachweis der Standfestigkeit eines Dammes bei horizontaler Einwirkung nur mit sehr grossen Dammquerschnitten möglich.

Dies zeigt, dass die Approximation einer hochdynamischen Einwirkung durch eine statische Ersatzkraft äusserst problema-

tisch ist, da der eigentliche Mechanismus nicht berücksichtigt wird. Dieser Grundsatz ist auch in der Norm SIA 260 Ziff. 3.2.5.2 festgehalten, wonach bei dynamischen Einwirkungen, welche erhebliche Beschleunigungen des Tragwerks verursachen, dynamische Berechnungen durchzuführen sind.

Beim rheologischen Modell wird dem Materialverhalten bei einer dynamischen Einwir-

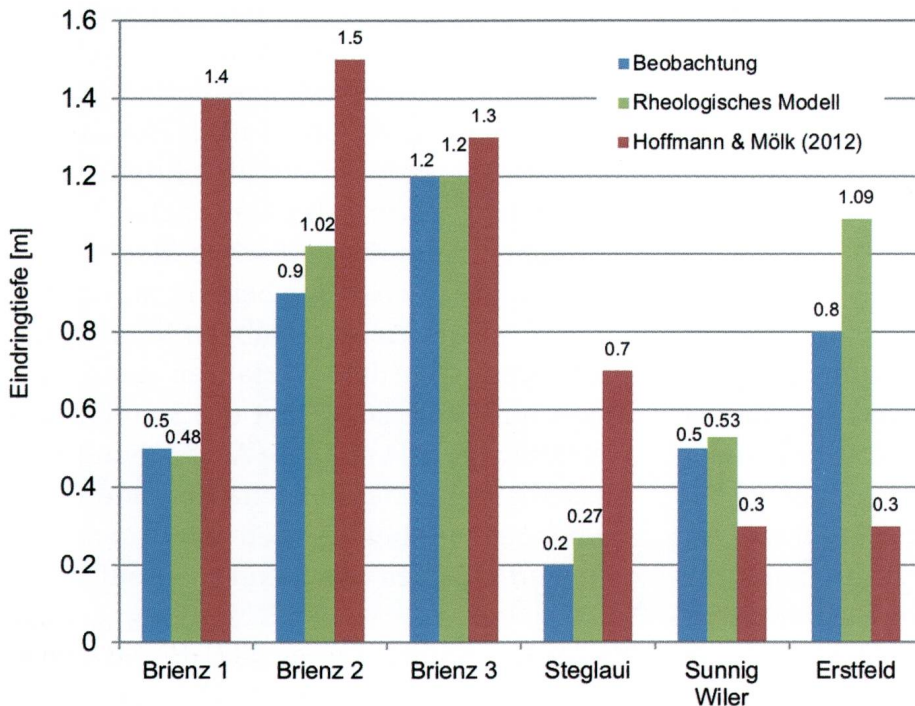


Fig. 10: Vergleich der beobachteten und berechneten Eindringtiefen der untersuchten Ereignisse.

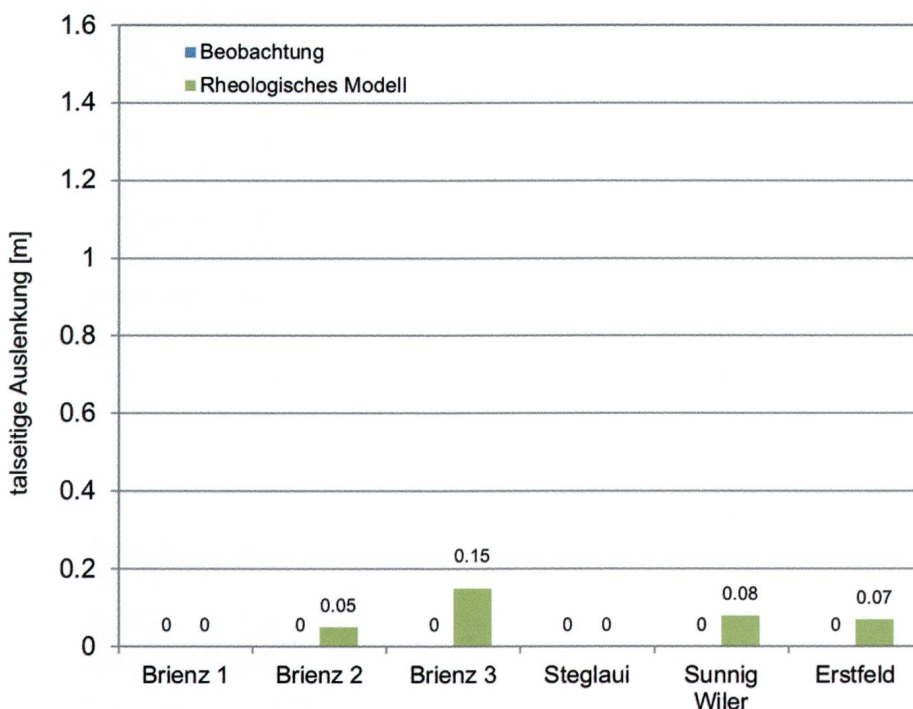


Fig. 11: Vergleich der beobachteten und berechneten talseitigen Auslenkungen der untersuchten Ereignisse.

kung im Grundsatz Rechnung getragen. Die Anwendung der empirischen Formel (5) gemäss ASTRA (2008) zur Bestimmung der plastischen Eindringtiefe ist jedoch kritisch zu betrachten, da sie ursprünglich mit anderen Randbedingungen entwickelt wurde.

Des Weiteren wird der Einfluss der Rotation beim Impaktvorgang vernachlässigt. Untersuchungen mittels Modellversuchen (Kister 2015) zeigen jedoch, dass die Blockrotation einen erheblichen Einfluss auf den Impaktvorgang hat. Allerdings konnte im Gegensatz zu den Untersuchungen an Modelldämmen (Kister 2015) bei den untersuchten Ereignissen keine S-förmige gegen oben gerichtete Scherfläche im Damm beobachtet werden.

Trotzdem können sowohl die Beobachtungen der massstäblichen Versuche (Peila et al., 2002, 2007) als auch die untersuchten Ereignisse gut abgebildet werden. Bei den Rückrechnungen der massstäblichen Versuche wurde die talseitige Auslenkung bei den Versuchen 2 und 4 deutlich unterschätzt. Der Grund dafür liegt in der Bestimmung des Verhältnisses zwischen plastischer Deformation und der Deformation durch Reibung. Da sich die Eindringtiefe aus der plastischen Eindringtiefe und der talseitigen Auslenkung zusammensetzt, bleibt die gesamte Deformation bzw. die Eindringtiefe aber gleich.

Die Rückrechnung der FEM-Simulationen (Ronco et al., 2009), welche anhand der massstäblichen Versuche kalibriert wurden, zeigen nur geringfügige Abweichungen. Einzig bei den Simulationen, bei denen der Damm kollabierte, wurden die Verformungen beim rheologischen Modell unterschätzt. Dies zeigt, dass bei der Bemessung von Schutzdämmen mit dem rheologischen Modell eine gewisse Sicherheit eingehalten werden sollte. Es ist jedoch zu beachten, dass unter Umständen nicht nur die Verformungen relativ zum Dammquerschnitt, sondern auch der Betrag der absoluten Deformation massgebend sind. So ist beispiels-

weise eine talseitige Auslenkung von z.B. 1 m bei einem Damm mit beidseitigen Blocksteinmauern kritisch, da die Blocksteinmauer dadurch kollabieren und so ein sekundärer Blockschlag auslösen kann.

Insgesamt werden die beobachteten Eindringtiefen und das Tragverhalten bei den untersuchten Versuchen und Ereignissen vom rheologischen Modell genauer reproduziert als beim Verfahren nach Hofmann & Mölk (2012). Die Standardabweichung der berechneten zu den beobachteten Eindringtiefen ist beim rheologischen Modell viermal kleiner als beim Verfahren nach Hofmann & Mölk (2012). Werden die absoluten Werte betrachtet, so wird der Unterschied noch deutlicher. Beim rheologischen Modell liegt die Standardabweichung bei 0.11 m, was bei realen Ereignissen innerhalb der Messgenauigkeit liegt. Bei dem Verfahren nach Hofmann und Mölk 2012 liegt die Standardabweichung bei 0.44 m. Diese Abweichung liegt ausserhalb der Messunsicherheit und weist insbesondere bei kleinen Eindringtiefen einen erheblichen relativen Fehler auf.

Es bleibt zu berücksichtigen, dass die hier betrachteten dokumentierten Ereignisse mit Unsicherheiten behaftet sind. Bereits die Angaben der Eindringtiefen sind unsicher, da nicht überall am selben Ort gemessen wurde oder die effektive Geometrie des Schutzdammes vor dem Ereignis nicht eindeutig bestimmbar war. Dies ist insbesondere von Bedeutung, weil die festgestellten Deformationen bei allen Ereignissen relativ gering waren und ein kleiner absoluter Fehler von ± 5 cm bei einer Eindringtiefe von z.B. 20 cm bereits einen relativen Fehler von $\pm 25\%$ darstellt.

8 Ausblick

Die Anwendung des Ersatzkraftverfahrens nach Hofmann & Mölk (2012) zeigt, dass die Anwendung einer statischen Ersatzkraft bei

einem hochdynamischen Prozess wie Stein- schlag problematisch ist. Die betrachteten massstäblichen Versuche und Ereignisse konnten nicht alle zufriedenstellend reproduziert werden.

Die Resultate des rheologischen Modells sehen jedoch trotz der getroffenen stark vereinfachenden Annahmen vielversprechend aus. Die FEM-Simulationen konnten mit dem rheologischen Modell sehr gut abgebildet werden. Dies zeigt aber auch die Grenzen des momentanen Kenntnisstandes auf. Mit der Anwendung eines FEM-Modells mit komplexen Stoffgesetzen können offensichtlich nicht wesentlich bessere Ergebnisse erzielt werden, als mit dem deutlich einfacheren rheologischen Modell.

Kister & Lambert 2017 haben mithilfe von kleinmasstäblichen Modellversuchen einen signifikanten Einfluss der Blockform und Rotationsenergie auf das Überrollen von Dämmen festgestellt. Aufgrund des Versuchsaufbaus konnten jedoch lediglich die zylinderförmigen Sturzkomponenten soweit beschleunigt werden, dass beim Einschlag eine Rotationsenergie reproduziert werden konnte, welche vergleichbar mit natürlichen Ereignissen ist. Die durch Peila et. al. (2002, 2007) durchgeführten massstäblichen Versuche konnten ebenfalls bedingt durch den Versuchsaufbau nur ohne Blockrotation durchgeführt werden.

Zur Abklärung des Einflusses der Blockrotation sind weitere Untersuchungen erforderlich. Dabei wären Ereignisse oder weitere massstäbliche Versuche, bei denen der Schutzdamm versagt oder zumindest sehr grosse Deformationen erlitten hat, besonders aufschlussreich. Modellversuche sind kritisch zu betrachten, da sich die Frage der Modellgesetze stellt. Insbesondere der Einfluss der scheinbaren Kohäsion der verwendeten Modellsande (Kister 2015, Hofmann & Mölk 2012) kann nicht einfach skaliert werden. Bei den Modellversuchen Hof-

mann & Mölk (2012) stellt sich zudem die Frage, wie mit der unterschiedlichen Dichte der Stahlkugeln im Vergleich zu natürlichen Sturzblöcken umgegangen werden soll.

Verdankungen

Der Dank geht an W. Gerber (WSL), M. Liniger, B. Krummenacher (GEOTEST AG), U. Thali (Ingenieurbüro Thali), Ch. Nänni (TBA GR), A. Huwiler (AWN GR) für die Unterstützung und zur Verfügungsstellung der Ereignisdokumentationen.

Literatur

- ASTRA Bundesamt für Strassen 2008: Einwirkungen infolge Steinschlags auf Schutzgalerien.
- BauGrundRisk GmbH 24.04.2015: 720.13 Brienzerstrasse, Felssturz Creplas vom 19.04.2015, Geologische Abklärungen, Bericht Nr. 1504237-1.
- Carotti, A., di Prisco, C., Vecchiotti, M., Recalcati, P. & Rimoldi, P. 2000: Mathematical modelling of geogrid reinforced embankments subject to high energy rock impact. In: Proceedings of Second European Geosynthetics Conference, Patron Editore, Bologna, 15–18 October 2000, pp 305–310.
- Forrestal, M. J., Altmann, B. S., Cargile, J. D. & Hanchak, S. J. 1994: An empirical equation for penetration depth of ogive-nose projectiles into concrete targets. *International Journal of Impact Engineering*, 15, pp 395–405.
- Gerber, W. 2016: Steinschlag – Prozess und Massnahmen, CAS Gebäudeschutz gegen Naturgefahren, Berner Fachhochschule Architektur, Holz und Bau.
- Hofmann, R. & Mölk, M. 2012: Bemessungsvorschlag für Steinschlagschutzdämme. *Geotechnik* 35, Heft 1, Verlag Ernst & Sohn.
- Hofmann, R., Vollmert, L. & Mölk, M. 2012: Steinschlagschutzdämme – Bemessungsmodell und Ausführung. 32. Baugrundtagung vom 26.09.2012, Mainz.
- Hofmann, R., Vollmert, L. & Mölk, M. 2013: Rockfall-protection embankments-design concept and construction details, Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris 2013.
- Kar, A. K. 1978: Projectile penetration into buried structures, *Journal of the structural Division*.

- Kister, B. 2015: Erarbeitung von Grundlagen zur Bemessung von Steinschlagschutzdämmen, Forschungsprojekt ASTRA 2012/003, Bericht Nr. 1524
- Kister, B. & Fontana, O. 2011: On the evaluation of rockfall parameters and the design of protection embankments – a case study, Interdisciplinary Rockfall Workshop 2011, Innsbruck-Igls.
- Kister, B. & Lambert, S. 2017: Bourrier, F. 2013: Design of rockfall protection embankments: A review, *Engineering Geology* 154 p. 77-88.
- Kister, B. & Lambert, S. 2017: Analysis of existing Rockfall Embankments of Switzerland (AERES), Part A-C, Federal Office for the Environment (FOEN).
- Li, Q., Chen, X. 2003: Dimensionless formulae for penetration depth of concrete target impacted by a non-deformable projectile, *International Journal of Impact Engineering*, 28, pp 93-116.
- Mayne, P. W. & Jones, S.J. 1983: Impact stresses during dynamic compaction, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol 109, No. 10.
- Montani, S. 1998: Sollicitation dynamique de la couverture des galeries de protection lors de chutes de blocs, Dissertation No. 1899, EPFL, Lausanne.
- Peila, D., Oggeri, C., Castiglia, C., Recalcati, P. & Rimoldi, P. 2002: Testing and modelling geogrid reinforced soil embankments subject to high energy rock impacts, *Geosynthetics -7th – Delmas, Gourc&Girard (eds)*.
- Peila, D., Oggeri, C. & Castiglia, C. 2007: Ground reinforced embankments for rockfall protection: design and evaluation of full scale tests, *Landslides*, 4:255-265.
- Di Prisco, C. & Vecchiotti M. 2006: A rheological model for the description of boulder impacts on granular strata, *Geotechnique* 56, No. 7, 469-482.
- Ronco, C., Oggeri C. & Peila D. 2009: Design of reinforced groundembankments used for rockfall protection, *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 9, 1189-1199.
- Schweizerischer Ingenieur und Architektenverein SIA, Norm SIA 260 Grundlagen der Projektierung von Tragwerken, Ausgabe 2003.
- Thali, U. 1996: Felssturz Erstfeld vom 16.11.1996, Ereignisdokumentation. Bericht Nr. 8809.
- Thali, U. 2008: Felssturz Gurtellen, Sunnig Wiler vom 09.02.2008. Ereignisdokumentation. Bericht Nr. 0804.
- Thali, U. 2009: Blocksturz Steglau, Gurtellen vom 16. 03.2009. Ereignisdokumentation. Bericht Nr. 0815.