



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK
Département fédéral de l'environnement, des transports, de l'énergie et de la communication DETEC
Dipartimento federale dell'ambiente, dei trasporti, dell'energia e delle comunicazioni DATEC

Bundesamt für Strassen
Office fédéral des routes
Ufficio federale delle Strade

Erarbeitung von Grundlagen zur Bemessung von Stein- schlagschutzdämmen

**Elaboration des bases du dimensionnement des digues de
protection contre les chutes de pierres, théorie et essais**

**Development of basics for dimensioning rock fall
protection embankments in experiment and theory**

**Hochschule Luzern – Technik & Architektur (HSLU)
Competence Center Konstruktiver Ingenieurbau (CC KI)
Dipl.-Geophys. Dr.-Ing. B. Kister**

**Forschungsprojekt ASTRA 2012/003 auf Antrag des
Bundesamtes für Strassen (ASTRA)**

Der Inhalt dieses Berichtes verpflichtet nur den (die) vom Bundesamt für Strassen unterstützten Autor(en). Dies gilt nicht für das Formular 3 "Projektabschluss", welches die Meinung der Begleitkommission darstellt und deshalb nur diese verpflichtet.

Bezug: Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute (VSS)

Le contenu de ce rapport n'engage que les auteurs ayant obtenu l'appui de l'Office fédéral des routes. Cela ne s'applique pas au formulaire 3 « Clôture du projet », qui représente l'avis de la commission de suivi et qui n'engage que cette dernière.

Diffusion : Association suisse des professionnels de la route et des transports (VSS)

La responsabilità per il contenuto di questo rapporto spetta unicamente agli autori sostenuti dall'Ufficio federale delle strade. Tale indicazione non si applica al modulo 3 "conclusione del progetto", che esprime l'opinione della commissione d'accompagnamento e di cui risponde solo quest'ultima.

Ordinazione: Associazione svizzera dei professionisti della strada e dei trasporti (VSS)

The content of this report engages only the author(s) supported by the Federal Roads Office. This does not apply to Form 3 'Project Conclusion' which presents the view of the monitoring committee.

Distribution: Swiss Association of Road and Transportation Experts (VSS)



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK
Département fédéral de l'environnement, des transports, de l'énergie et de la communication DETEC
Dipartimento federale dell'ambiente, dei trasporti, dell'energia e delle comunicazioni DATEC

Bundesamt für Strassen
Office fédéral des routes
Ufficio federale delle Strade

Erarbeitung von Grundlagen zur Bemessung von Stein- schlagschutzdämmen

**Elaboration des bases du dimensionnement des digues de
protection contre les chutes de pierres, théorie et essais**

**Development of basics for dimensioning rock fall
protection embankments in experiment and theory**

**Hochschule Luzern – Technik & Architektur (HSLU)
Competence Center Konstruktiver Ingenieurbau (CC KI)
Dipl.-Geophys. Dr.-Ing. B. Kister**

**Forschungsprojekt ASTRA 2012/003 auf Antrag des
Bundesamtes für Strassen (ASTRA)**

Impressum

Forschungsstelle und Projektteam

Projektleitung

Dr.-Ing. Bernd Kister

Mitglieder

Tobias Berger

Pascal Horat

Karl-Heinz Rubin

Franz Ruckli

Theo von Hösslin

Begleitkommission

Präsident

Dr. Rudolf P. Frey, Dr. R. P. Frey Ingenieurbureau

Mitglieder

Philippe Arnold, Bundesamt für Strassen (ASTRA)

Christian Gammeter, Bundesamt für Strassen (ASTRA)

Dr. Marc Hauser, Schweizerische Bundesbahnen (SBB)

Dr. Sara Montani, Geotechnisches Institut AG

Arthur Sandri, Bundesamt für Umwelt (BAFU)

Prof. Dr. Hansruedi Schneider, HSR Hochschule für Technik Rapperswil

KO-Finanzierung des Forschungsprojekts

Schweizerische Bundesbahnen (SBB)

Natur und Naturrisiken

Mittelstrasse 43

3000 Bern 65

Antragsteller

Bundesamt für Strassen (ASTRA)

Bezugsquelle

Das Dokument kann kostenlos von <http://www.mobilityplatform.ch> heruntergeladen werden.

Inhaltsverzeichnis

Impressum	4
Zusammenfassung	7
Résumé	17
Summary	27
1 Veranlassung	37
2 Stand der Technik	43
2.1 Bestimmung der Eindringtiefe	43
2.2 Bestimmung einer statischen Ersatzkraft.....	45
2.2.1 Statische Ersatzkraft nach Hertz.....	45
2.2.2 Statische Ersatzkraft nach dem Japanese Rock Fall Protection Handbook.....	46
2.2.3 Statische Ersatzkraft nach Montani.....	47
2.2.4 Statische Ersatzkraft nach Mayne & Jones	48
2.2.5 Statische Ersatzkraft nach Plassiard & Donzé.....	49
2.2.6 Berechnungsansatz „Kraftstoss“ nach Ploner et al.....	50
2.2.7 Berechnungsansatz „bezogene Energie“ von Hofmann und Mölk	52
2.2.8 Vergleich der mit unterschiedlichen Modellen erhaltenen statischen Ersatzkraft.....	54
2.2.9 Modellvorstellungen zum Bruchkörper in einem Damm infolge eines Impakts	55
2.3 Bemessung mit dynamischen Grössen	61
2.3.1 Berechnungsansatz „Energie – verrichtete Arbeit“	61
2.4 Anforderungen für Mehrfachtreffer.....	63
2.5 Überrollen des Damms - Freibord.....	63
2.6 Verhältnis Translations- und Rotationsenergie	64
2.7 Forschungsbedarf	67
3 Kleinmassstäbliche quasi-2D-Versuche	69
3.1 Dammgeometrie.....	71
3.2 Versuchsboden	72
3.3 Versuchsaufbau	75
3.4 Ausgeführte Versuche.....	76
3.5 Ermittlung der Geschwindigkeiten und Energien vor dem Impakt.....	77
3.6 Auftrittswinkel und Blockbewegung nach dem Impakt	80
3.6.1 Impakt auf Dammquerschnitt 1111	80
3.6.2 Impakt auf Dammquerschnitt 2145	103
3.7 Deformationen im Dammkörper durch den Impakt.....	136
3.7.1 Deformationen im Dammquerschnitt 1111	136
3.7.2 Deformationen im Dammquerschnitt 2145	147
3.8 Impaktzeit.....	162
3.9 Numerische Berechnungen.....	164
3.10 Zusammenfassung der Ergebnisse	167
4 Halbmassstäbliche 3D-Versuche	173
4.1 Dammgeometrie.....	174
4.2 Versuchsböden	175
4.3 Versuchsaufbau	176
4.4 Ausgeführte Versuche.....	179
4.5 Ermittlung der Geschwindigkeiten und Energien vor dem Impakt.....	180
4.6 Auftrittswinkel, Eindringtiefe und Blockbewegung nach dem Impakt, Verschiebungen im Dammkörper.....	181
4.6.1 impakt_01.....	181
4.6.2 impakt_02.....	182
4.6.3 impakt_03 bzw. impakt_04.....	186

4.6.4	impakt_05	189
4.6.5	impakt_06	193
4.6.6	impakt_07	195
4.6.7	impakt_08	198
4.6.8	impakt_09	201
4.6.9	impakt_10	204
4.7	Impaktzeit.....	206
4.8	Zusammenfassung 3D-Versuche	208
5	Bestimmung geotechnischer Parameter in-situ	213
5.1.1	Statische Lastplattenversuche während der Herstellung des Damms	213
5.1.2	Drucksondierungen mit dem Gerät Rimik CP40.....	213
5.1.3	Dynamischer Plattendruckversuch mit dem Gerät Terratest 4000 USB	213
5.1.4	Rammsondierung mit der leichten Rammsonde Kessler K-100.....	218
5.1.5	Seismische Messungen mit dem Olson Instruments SASW-G-Messgerät.....	221
6	Ergebnisse und Ausblick.....	225
6.1	Zeitliche und räumliche Entwicklung der gestörten Zone	225
6.2	Einfluss des Auftreffwinkels und der Dammgeometrie	226
6.3	Mehrfachtreffer.....	227
6.4	Einfluss der Rotation.....	227
6.5	Bodenparameter und Messmethoden	229
6.6	Allgemeines zur Entwurfsplanung und Bauausführung.....	230
	Anhänge.....	233
	Glossar.....	285
	Literaturverzeichnis.....	287
	Projektabschluss	291
	Verzeichnis der Berichte der Forschung im Strassenwesen.....	295

Zusammenfassung

Veranlassung und Stand der Technik

Für die Bemessung von Steinschlagschutzdämmen fehlen derzeit noch Grundlagen und einheitliche Regelungen. Die heute üblicherweise in der Schweiz verwendete Formel für die Bemessung von Steinschlagschutzdämmen mit einer statischen Ersatzkraft für den Impakt entstammt der Richtlinie des ASTRA für eingedeckte Galeriebauwerke [3] und entspricht daher völlig anderen geometrischen und materialtechnischen Gegebenheiten als dies bei einem Steinschlagschutzdamm der Fall ist (vgl. Abb. 1.1). In Kapitel 1 werden daher am Beispiel der Steinschlagschutzdämme Wilerwald, Gurtellen, die Schwierigkeiten beschrieben, die mit einer Bemessung eines Steinschlagschutzdamms mit einer statischen Ersatzkraft nach der Richtlinie des ASTRA für eingedeckte Galeriebauwerke verbunden sind.

Im Rahmen einer Literaturstudie an der Hochschule Luzern (HSLU) wurden verschiedene Ansätze für den Impakt in einem Boden oder in bodenähnlichen Stoffen hinsichtlich der Eignung für die Bemessung von Steinschlagschutzdämmen untersucht. Kapitel 2 enthält eine Gegenüberstellung der Bemessungsansätze hinsichtlich ihrer Annahmen und ihrer Tauglichkeit für die Anwendbarkeit auf Steinschlagschutzdämme. Die in der Literatur vorliegenden Modellansätze für einen Impakt lassen sich grob in 3 Gruppen einteilen:

- Bestimmung der Eindringtiefe eines Impaktkörpers in einen Boden oder in bodenähnliche Stoffe.
- Bestimmung einer statischen Ersatzkraft, Bemessung mittels der statischen Ersatzkraft und eines Bruchmodells.
- Bemessung mit dynamischen Grössen.

Für die Berechnung der Eindringtiefe in einen Boden oder in bodenähnliche Stoffe werden häufig Formeln verwendet, die ursprünglich für ballistische Geschosse abgeleitet wurden. Bei der Verwendung solcher Formeln für ballistische Geschosse ist zu beachten, dass sie oft empirisch aus Versuchen abgeleitet wurden. Die Geschossgeschwindigkeiten in diesen Versuchen sind mit 100 bis 200 m/s oder noch deutlich höheren Werten, um ein Vielfaches über einer maximal möglichen Blockgeschwindigkeit bei einem Blockschlag. Zudem weicht die stromlinienförmige Geschossform signifikant von der Form eines natürlichen Blocks ab. Weiterhin führen solche ballistischen Geschosse in der Regel auch keine Rotation in Ausbreitungsrichtung aus, sondern sind allenfalls mit einem Drall versehen. Eine Übertragung der gefundenen empirischen Formeln auf andere Geometrien und Randbedingungen ist somit oft problematisch. Hinzu kommt, dass einige der Vereinfachungen in den Formeln auf Versuche an Betonobjekten zurückzuführen sind und damit völlig andere materialtechnische Gegebenheiten vorliegen.

Neben der in Kapitel 1 beschriebenen Gleichung zur Ermittlung einer statischen Ersatzkraft nach der Richtlinie des ASTRA für eingedeckte Galeriebauwerke finden sich in der Literatur noch weitere Ansätze zur Bestimmung einer statischen Ersatzkraft. In Kapitel 2 werden einige dieser Ansätze hinsichtlich ihrer Eignung für den Lastfall „Steinschlag auf Schutzdamm“ diskutiert. Am Beispiel eines Blocks mit einem Durchmesser von 2.5 m und einer Blockgeschwindigkeit $v_b = 20$ m/s beim Aufschlag wurden für einige der diskutierten Modellansätze statische Ersatzkräfte berechnet. Abb. 2.13 zeigt die Variation der ermittelten statischen Ersatzkräfte im Vergleich.

Allen diesen Ansätzen ist gemein, dass sie einerseits für eine Bemessung die Geometrie eines Bruchkörpers benötigen und andererseits die Blockrotation nicht berücksichtigen.

Zur Geometrie des Bruchkörpers liegen unterschiedliche Modellvorstellungen vor. Im einfachsten Fall wird angenommen, dass sich durch den Impakt quasi ein starrer Block aus dem Dammkörper herauslöst. Dieser Bruchkörper gleitet dann auf einer abwärts geneigten Ebene (Abb. 1.3 a) bzw. einer horizontalen Ebene (Abb. 2.9) und zumindest ein Teil der Impaktenergie wird hierbei über Reibung zwischen dem Bruchkörper und dem restlichen Damm in verrichtete Arbeit umgewandelt.

Eine andere Vorstellung geht von einer einem Grundbruch ähnlichen Bruchfigur aus (Abb. 2.16). Modellversuche zur Tragfähigkeit von Sanden unter statischer und dynamischer Last [63] haben jedoch gezeigt, dass sich die Bruchfigur unter dynamischer Last deutlich von der Bruchfigur eines Grundbruchs unter statischer Last unterscheidet. Und bei einer dynamischen Beanspruchung entspricht die Bruchfigur eher derjenigen, die beim Eindringen eines Pfahls in einen Sand bei geringer Eindringtiefe entsteht (Abbildungen 2.17 bzw. 2.18). Allerdings liegt diesen Versuchen die Geometrie des Halbraums zugrunde und nicht die Geometrie und die Randbedingungen eines Dammquerschnitts mit freien Berandungen.

Als Ergebnis einer Steinschlagsimulation erhält man neben der Sprunghöhe eines Blocks auch die Energie des Blocks und die Blockgeschwindigkeit. Je nach verwendetem Programm erhält man entweder nur die Translationsenergie und die Translationsgeschwindigkeit oder sowohl Translations- als auch Rotationsenergie bzw. Translationsgeschwindigkeit und Winkelgeschwindigkeit des Blocks. Eine statische Ersatzkraft ist jedoch nicht Ergebnis einer solchen Simulation. Es ist daher naheliegend zu versuchen einen Berechnungsansatz mit dynamischen Grössen aufzustellen, anstatt den Umweg über die Ermittlung einer statischen Ersatzkraft zu nehmen. Ein Modellansatz, der auf dem Impulserhaltungssatz beruht, wurde von Kister & Fontana [42] vorgeschlagen. Aber auch bei diesem Ansatz müssen Annahmen zur Geometrie eines Bruchkörpers gemacht werden und die Blockrotation wird vernachlässigt.

Bei den bisher durchgeführten Impakt-Experimenten zur Steinschlagproblematik bei Galeriebauwerken und Schutzdämmen waren, mit Ausnahme der Versuche von Hofmann & Mölk [36], die gewählten Rahmenbedingungen (freier Fall, Pendel, schiefer Wurf) derart, dass die Rotation des Blocks nicht angeregt und damit in den aus den Experimenten abgeleiteten Formeln auch nicht berücksichtigt werden konnte. In den Versuchen von Hofmann & Mölk weist die verwendete Stahlkugel beim Impakt zwar eine Rotationsenergie auf, in den Ableitungen für die Dimensionierung von Dammbauwerken hinsichtlich eines Impakts wird die Rotationsenergie jedoch nicht berücksichtigt. Die numerischen Simulationen von Plassiard & Donzé [56] haben hingegen aufgezeigt, dass die Rotation einen signifikanten Einfluss beim Impakt-Vorgang hat.

Usiro et al. [71] führten Steinschlagversuche an einem ca. 41 m hohen Hang aus. Als Sturzkörper verwendeten sie eine Betonkugel, einen Betonwürfel sowie 11 natürliche Steinblöcke mit einem Gewicht zwischen 120 kg und 2060 kg (vgl. Abb. 2.27). Für die Natursteine ergibt sich aus den Versuchen von Usiro et al. für das Verhältnis Rotationsenergie zu Translationsenergie ein Intervall zwischen ca. 0.02 und 0.2.

Mit dem Forschungsvorhaben sollte daher den folgenden Fragestellungen nachgegangen werden:

- Welchen Einfluss hat die Rotation des Blocks beim Impakt und wie lässt sich dieser Einfluss bei der Gestaltung eines Schutzdamms berücksichtigen?
- Wie sieht der Bruchkörper bzw. wie sieht die zeitliche Entwicklung der durch den Impakt gestörten Zone im Dammkörper aus und welches Ausmass nimmt diese gestörte Zone an?
- Welchen Einfluss hat die Dammgeometrie auf ein Überrollen oder Überspringen des Damms bzw. auf die Grösse und Form der durch den Impakt gestörten Zone bzw. eines Bruchkörpers? Wie wirken sich Mehrfachtreffer aus?
- Welche Bodenparameter werden für ein Bemessungsmodell benötigt und mit welchen Messmethoden können diese Parameter gewonnen bzw. auf der Baustelle kontrolliert werden?

Um Antworten auf diese Fragen zu erhalten wurden im Projekt „Erstellung von Grundlagen zur Bemessung von Steinschlagschutzdämmen in Theorie und Experiment“ die folgenden Versuche durchgeführt:

- Kleinmassstäbliche quasi-2D Versuche (Kapitel 3): Sie dienen in erster Linie der Abklärung des Bruchvorgangs und der Grösse des Bruchkörpers infolge eines Impakts auf einen Dammquerschnitt.
- Halbmassstäbliche 3D-Versuche (Kapitel 4): Sie sollen sicherstellen, dass die Ergebnisse aus den quasi-2D-Versuchen auch in 3 Dimensionen Gültigkeit besitzen. Zudem erlaubt es die grössere Geometrie bei den halbmassstäblichen Versuchen auch geotechnische Messverfahren zur Ermittlung von statischen und dynamischen Bodenparametern direkt am Modelldamm einzusetzen (Kapitel 5).

Kleinmassstäbliche quasi-2D-Versuche

Bei kleinmassstäblichen quasi-2D-Versuchen wurden Dammquerschnitte mit einer Dicke von ca. 20 cm aus einem Bodenmaterial in einem Kasten erstellt (Abb. 3.1b). Die Vorderseite des Kastens besteht aus einer Plexiglasscheibe, so dass der Impaktvorgang mit einer Hochgeschwindigkeitskamera aufgenommen werden konnte. Die Versuche wurden in der Regel mit einer Bildrate von 500 fps aufgenommen. Die Bilder der Hochgeschwindigkeitskamera wurden mit Hilfe der Methode der „Particle Image Velocimetry“ (PIV) analysiert.

Insgesamt wurden 46 der kleinmassstäblichen quasi-2D-Versuche durchgeführt. Davon entfielen 16 Versuche auf einen symmetrischen Dammquerschnitt (Abb. 3.4) und 30 Versuche auf einen asymmetrischen Dammquerschnitt (Abb. 3.5).

- Bei dem symmetrischen Dammquerschnitt betrug die Böschungsneigung sowohl auf der „Bergseite“ als auch auf der „Talseite“ 47.8° . Da dies näherungsweise einer Böschungsneigung von 1:1 entspricht erhielten die Versuche mit diesem Dammquerschnitt die Kennung 1111.
- Bei dem asymmetrischen Dammquerschnitt betrug die Böschungsneigung bergseits 62.6° , was näherungsweise einer Böschungsneigung von 2:1 entspricht, und talseits 37.3° , was näherungsweise einer Böschungsneigung von ca. 4:5 entspricht. Alle Versuche mit diesem Dammquerschnitt erhielten daher die Kennung 2145.

Weiterhin wurde die Stärke der Böschungskrone variiert. Es wurden jeweils 3 Kronenstärken in den Versuchen untersucht:

Kennung 1111:

- Typ A: Kronenstärke ca. 24 cm,
- Typ B: Kronenstärke ca. 13 cm,
- Typ D: Kronenstärke ca. 6 cm,

Kennung 2145:

- Typ A: Kronenstärke ca. 19 cm,
- Typ B: Kronenstärke ca. 9.5 cm,
- Typ D: Kronenstärke ca. 2.5 cm.

Insgesamt wurden bei den Versuchen 6 unterschiedliche Impaktkörper eingesetzt. 8 Versuche wurden mit einem kleinen Zylinder (K) mit 11 cm Durchmesser und 11 Versuche mit einem grossen Zylinder (G) mit 16 cm Durchmesser ausgeführt (Abb. 3.2c). In 6 weiteren Versuchen wurde ein Stahlzylinder (St) mit einem Durchmesser von 11.3 cm eingesetzt. Bei 10 Versuchen wurde ein aufgebohrter Zylinder (GS), der mit einem Beschleunigungssensor ausgestattet war, verwendet (Abb. 3.2) und in 9 Versuchen diente ein Betonkörper mit einem oktogonalen Querschnitt (OKT) als Impaktkörper (Abb. 3.16). Mit einer Kugel (Ku) wurden 2 Versuche als Referenzversuche zu den Zylindern durchgeführt.

Über ein „Fallrohr“ mit einem Rechteckquerschnitt wurden die Zylinder beschleunigt und auf den Dammquerschnitt zum Impakt gelenkt (Abb. 3.1a). Durch das gekrümmte „Fallrohr“ wird dem Block auch eine Rotation aufgeprägt. Die Aufhängung des „Fallrohrs“ am Gerüst erlaubt es das Fallrohr um einige Grad zu drehen. Es wurden Versuche mit zwei Einstellungen des „Fallrohrs“ ausgeführt (Abb. 3.3).

Der Versuchsboden für die Dämme wurde aus 3 im örtlichen Baustoffhandel verfügbaren Bestandteilen, einem Feinsand, einem Grobsand und einem Feinkies so gemischt, dass die Kornverteilung weitgehend dem Modellboden von Blovsky [21] entsprach (Abb. 3.6).

Im Rahmen der Versuchsdurchführung wurde nach den Impaktversuchen der Ausbauwassergehalt bestimmt. Der minimale Wassergehalt in den Versuchen betrug 3%, der maximale Wassergehalt betrug 8%. Der Mittelwert betrug $w = 5.8\%$. Abb. 3.9 zeigt die Häufigkeitsverteilung. Die Proctorkurve des Dammbaustoffs verläuft sehr flach, der Wassergehalt spielt für die Verdichtung daher lediglich eine untergeordnete Rolle.

In den Versuchen wurden die Betonkörper auf Translationsgeschwindigkeiten vor dem Impakt zwischen 5.2 m/s und 6.8 m/s beschleunigt. Die Translationsgeschwindigkeiten des Stahlzylinders lagen im Intervall 6.1 m/s bis 7.1 m/s und waren damit etwas höher als die Geschwindigkeiten der Betonkörper. Deutlichere Unterschiede ergaben sich für die Rotationsgeschwindigkeiten der verschiedenen Impaktkörper, die nachfolgend zusammengestellt sind:

Block	ω_{\min} [Hz]	ω_{\max} [Hz]
G	67	76
GS	55	65
K	82	98
St	67	89
Ku	55	66
OKT	0	12

Das Verhältnis von Rotationsenergie zu Translationsenergie betrug im Mittel 0.4 bei den Zylindern G und GS. Beim kleinen Zylinder K war dieses Verhältnis im Mittel etwas geringer und lag bei 0.3. Lediglich der Stahlzylinder mit seinem geringeren Reibungsbeiwert für Stahl auf Stahl kam mit einem Mittelwert von ca. 0.2 dem von Usiro et al. [67] in den ausgeführten Steinschlagversuchen ermittelten Verhältnis von Rotationsenergie zu Translationsenergie von natürlichen Blöcken sehr nahe. Der Körper OKT führte hingegen vor dem Aufschlag nur eine sehr geringe Rotation aus und hier war daher der Wert für das Verhältnis von Rotationsenergie zu Translationsenergie sehr gering und betrug im Mittel nur 0.003.

Um die Versuche mit den unterschiedlichen Impaktkörpern besser miteinander vergleichen zu können, wurde die volumetrische Energiedichte E_v eingeführt. Eine statistische Auswertung der Versuche zeigt, dass die volumetrischen Energiedichten für die Impaktkörper G und K in etwa in dem gleichen Intervall liegen. Für die Impaktkörper GS und OKT ergeben sich Intervalle für E_v , die deutlich geringere Werte aufweisen (Abb. 3.109).

Die kleinmassstäblichen quasi-2D-Versuche haben zu den folgenden wesentlichen Ergebnissen geführt:

- Der Blockrotation beim Impakt auf einen Steinschlagschutzdamm kommt eine wesentliche Bedeutung zu. Auch kantige Blöcke ohne oder mit sehr geringer Rotation vor dem Impakt bewegen sich während des Impakts hangaufwärts, wenn der Aufprallwinkel entsprechend gross ist.

- Die in Kapitel 2 dargestellten einfachen Bruchkörper, die bisher zur Bemessung von Steinschlagschutzdämmen herangezogen wurden, entsprechen nicht den Versuchsergebnissen mit einem rotierenden Block.
- Wenn ein rotierender Block in den Dammkörper eindringt, bewegt er sich nicht in Flugrichtung, d.h. nach unten geneigt, oder horizontal weiter, sondern er bewegt sich auf einer aufwärts gerichteten Bahnkurve. Bei einem Durchschlag hat die Bahnkurve einen s-förmigen Verlauf.
- Beim Impakt erfolgt zunächst eine Verdichtung des Dammmaterials unmittelbar an der Aufprallstelle. Meist geschieht dies unterhalb der Aufprallstelle (vgl. z.B. Abb. 3.77a). Im folgenden Verlauf des Impaktvorgangs nehmen die grössten Verschiebungen eine andere Richtung an und es entstehen dann Auflockerungszonen im Kronenbereich bzw. im Bereich der „talseitigen“ Böschung (vgl. z.B. Abb. 3.77b).
- Bei Böschungsneigungen auf der Bergseite von kleiner 50° besteht auch bei einem Freibord von 2 Blockdurchmessern bei rotierenden Blöcken eine hohe Wahrscheinlichkeit, dass der Block den Schutzdamm überwindet. Einer Böschungsneigung grösser 60° auf der Bergseite ist daher der Vorzug zu geben.
- Die Dammstärke am Aufprallort a_0 sollte bei unbewehrten Erddämmen so gewählt werden, dass sie mindestens dem 3.3-fachen Durchmesser des Bemessungsblocks entspricht (Abb. 3.103).

Der Impakt lässt sich grob in 2 Phasen einteilen:

- Zu Beginn des Impakts findet eine Verdichtung des Bodenmaterials in der unmittelbaren Umgebung des Aufschlagpunktes statt. Im Gegensatz zur Aussage von Blovsky [21] ist diese Verdichtung zunächst jedoch nicht tendenziell aufwärts sondern abwärts gerichtet bezogen auf den Aufschlagpunkt (vgl. z.B. Abb. 3.77a).
- Im weiteren Verlauf des Impakts stellen sich jedoch im talseitigen Bereich der Krone Verformungen ein, die dort, da es sich um einen freien Rand handelt, zu einer Auflockerung führen (vgl. z.B. Abb. 3.77b). Lediglich bei Dämmen mit im Vergleich zum Durchmesser des Impaktkörpers grösseren Abmessungen am Aufschlagpunkt erreichen Verschiebungen und die damit verbundenen Auflockerungen am talseitigen Bereich des Dammkörpers nur eine untergeordnete Grösse (vgl. Abb. 3.75) und stellen somit keine Gefahr für die Stabilität des Bauwerks da.

Grössere Verschiebungen im Bereich der Dammaufstandsfläche und des „talseitigen“ Dammfusses konnten bei den durchgeführten kleinmassstäblichen quasi-2D-Versuchen nicht festgestellt werden. Auch dies ist eine Folge davon, dass sich eine nach oben gerichtete Bahnkurve im Dammkörper einstellt. Bei Impaktkörpern, die, bezogen auf den Dammquerschnitt, deutlich grössere Abmessungen aufweisen als die in den Versuchen untersuchten Verhältnisse von Impaktkörper und Dammquerschnitt, könnte dies jedoch anders sein.

Auf der beiliegenden DVD befinden sich einerseits Filme der Originalaufnahmen des Impakts zu ausgewählten kleinmassstäblichen quasi-2D-Versuchen und andererseits Filme, die die zeitliche Entwicklung des Verschiebungsfeldes während des Impaktprozesses zeigen.

Halbmassstäbliche 3D-Versuche

Auf dem Freigelände der Hochschule Luzern wurden halbmassstäbliche 3D-Versuche an Modelldämmen durchgeführt. Ziel dieser Versuche war die Verifizierung der Ergebnisse aus den quasi-2D-Versuchen im 3D-Fall sowie die Gewinnung von Informationen zur Ausbildung des Bruchkörpers in der dritten Dimension.

Für die 3D-Versuche wurden Dammabschnitte mit einer Länge von 3 m und einer Höhe von 1.5 m erstellt. An beiden Seiten wurden diese Dammabschnitte mit Hilfe von Beton-elementen begrenzt (vgl. Abb. 4.3). Die Breite der Aufstandsfläche wurde in Abhängigkeit der gewählten Böschungsneigungen variiert und betrug maximal 3 m.

Insgesamt wurden 10 Impaktversuche durchgeführt. Bei 6 Versuchen wurde ein symmetrischer Dammquerschnitt mit einer Böschungsneigung von 49° sowohl auf der „Bergseite“ als auch auf der „Talseite“ verwendet. Zwei Versuche wurden mit einem Böschungswinkel auf der „Bergseite“ von 63° , zwei weitere Versuche mit einem Böschungswinkel auf der „Bergseite“ von 69° ausgeführt.

Der Impaktkörper wurde, wie bei den kleinmassstäblichen Versuchen, über ein „Fallrohr“ auf den Damm gelenkt. Als Fallrohr diente ein im Baugewerbe standardmässig verwendetes „Schuttrohr“, welches an einem Gerüst befestigt wurde (Abb. 4.1). Über das „Schuttrohr“ konnte der Impaktkörper zielgenau auf den Dammabschnitt gelenkt werden. Die maximale Starthöhe für den Impaktkörper lag bei 10.42 m (Abstand Plattform Gerüst – Boden). Die Grösse des Impaktkörpers wurde durch den unteren Durchmesser der „Schuttrohr“-Kegelstümpfe auf ca. 35 cm begrenzt.

Der Impaktvorgang wurde mit einer Hochgeschwindigkeitskamera mit einer Bildrate von 500 fps aufgenommen. Die Kamera wurde mit Hilfe einer Lichtschranke angesteuert, die sich unmittelbar am Ausgang des Fallrohrs befand.

Als Impaktkörper wurden Kugeln aus Beton verwendet (Abb. 4.2). Im Inneren der Betonkugeln wurde ein Stahlrohr eingelassen, welches der Aufnahme des dreiachsigen Beschleunigungssensors und des Mini-Datenloggers (vgl. Abb. 3.2) dient. Die Masse der Betonkugel mit dem eingebauten Sensor beträgt 50.2 kg, der Durchmesser der Kugel beträgt 0.35 m.

Die Kugeln erreichten in den Versuchen Translationsgeschwindigkeiten vor dem Aufschlag zwischen 5.6 m/s und 8.7 m/s. Die Rotationsgeschwindigkeiten lagen im Intervall zwischen 29 Hz und 37 Hz. Das Verhältnis von Rotationsenergie zu Translationsenergie vor dem Aufprall lag, mit einer Ausnahme, im Intervall zwischen 0.29 und 0.5. Dies entspricht den Versuchsergebnissen von Usiro et al. [71] für eine Betonkugel. Für einen natürlichen Block sind diese Werte jedoch zu hoch (vgl. Abb. 2.28).

In den 10 ausgeführten halbmassstäblichen Versuchen wurde der Damm lediglich in drei Versuchen von dem Block nicht überwunden. Diesen 3 Versuchen ist gemein, dass

- der Böschungswinkel des Damms auf der „Bergseite“ und der „Talseite“ jeweils 49° betrug,
- am Aufschlagpunkt eine Dammstärke von mindestens 2.5 Blockdurchmessern vorhanden war,
- ein Freibord von ca. 1.5 Blockdurchmesser eingehalten wurde und
- der Auftreffwinkel des Blocks auf die Dammböschung mit 5° bzw. 6° sehr klein war.

Aufgrund des sehr kleinen Auftreffwinkels fand nur eine geringe Bewegung des Blocks hangaufwärts statt und das Freibord von ca. 1.5 Blockdurchmessern war somit ausreichend, so dass der Block den Damm nicht überwinden konnte. Durch die Dammstärke am Aufschlagpunkt von mindestens 2.5 Blockdurchmessern war es andererseits dem Block auch nicht möglich den Damm zu durchschlagen.

Bei 2 Versuchen mit dem symmetrischen Querschnitt war der Auftreffwinkel des Blocks auf die Dammböschung deutlich grösser und betrug ca. 25° . Das Freibord war bei diesen Versuchen hingegen kleiner und betrug lediglich ca. 0.5 Blockdurchmesser. In beiden Versuchen hat der Block den Damm überwunden.

Bei den vier Versuchen mit Böschungsneigungen grösser 60° auf der „Bergseite“ und einer Kronenbreite von ca. 0.18 m überwand der Block jeweils den Damm. Der Dammquerschnitt beim Versuch `impakt_07` entsprach dem Dammquerschnittstyp 2145 der kleinmassstäblichen quasi-2D-Versuche mit einer Neigung der Böschung von 63° auf der „Bergseite“ und von 37° auf der „Talseite“. Die Betonkugel konnte in diesem Fall die Dammkrone nicht durchschlagen, sie hat aber den Damm übersprungen.

Der Aufschlagwinkel betrug hier ca. 10° und war damit etwa doppelt so gross wie bei den 3 Versuchen bei denen der Block den Damm nicht überwunden hat. Allerdings betrug das Freibord bei diesem Versuch lediglich einen halben Blockdurchmesser, was sicherlich dazu beitrug, dass der Block den Damm überwinden konnte.

Bei drei der vier Versuche mit Böschungsneigungen grösser 60° auf der „Bergseite“ war der Böschungswinkel auf der „Talseite“ ebenfalls steiler als 60° , so dass ein sehr schlanker Dammquerschnitt vorhanden war. In diesen drei Fällen erfolgte ein Durchschlag der Dammkrone. Die Betonkugel führte dabei, nachdem sie zunächst ca. 5 cm in den Damm eingedrungen war, eine nach oben in Richtung Dammkrone gerichtete Bewegung durch. Gleichzeitig entstand in dem durch den Impaktprozess aufgelockerten Material auf der „talseitigen“ Dammböschung eine Rutschung. Das aufgelockerte Material der geschwächten Dammkrone wurde dann von der Betonkugel ausgeräumt und vor sich hergeschoben.

Wie bei den kleinmassstäblichen quasi-2D-Versuchen, so stellte sich auch bei den halbmassstäblichen 3D-Versuchen während des Impaktprozesses eine Aufwärtsbewegung des Blocks für Auftreffwinkel grösser 10° ein. Hingegen konnte eine Bruchfigur gemäss den Abbildungen 1.3 bzw. 2.9 in den Versuchen nicht festgestellt werden.

Filme zu den ausgeführten halbmassstäblichen 3D-Versuchen befinden sich auf der beiliegenden DVD.

Um Verformungen im Dammkörper erfassen zu können, wurden 16 push-pull-Kabel von je 3 m Länge auf 4 Ebenen im Dammkörper verlegt (vgl. Abb. 4.7). An dem einen Ende der push-pull-Kabel, welches in den Damm eingebaut wurde, wurden Kunststoffkugeln befestigt, die in ihrer Grösse näherungsweise dem Grösstkorn des Bodens entsprachen. Das andere Ende der Kabel wurde an Wegaufnehmer angeschlossen, um so die Verformungen infolge des Impakts im Damminnenen messen zu können.

Bei den Verschiebungsmessungen im Dammkörper ergaben sich nur sehr kleine Verschiebungswerte, die grössten Werte blieben unter einem Zentimeter. Auch scheinen die Verschiebungen infolge des Impakts im Damm räumlich sehr begrenzt zu sein, denn die aussen liegenden Messpunkte zeigten meist keine oder nur sehr geringe Verschiebungen an. Hierbei ist jedoch zu beachten, dass mit dem verwendeten Messsystem lediglich eine horizontale Verschiebungskomponente gemessen werden kann, nicht jedoch der vollständige Verschiebungsbetrag.

In der untersten Messebene, der Messebene D, die sich ca. 45 cm oberhalb der Dammsohle befand, konnten keine signifikanten Verschiebungen festgestellt werden. Die push-pull-Kabel mit den Messkugeln fungierten in dieser Messebene eher als Schwingungsaufnehmer für die Schockwelle, die infolge des Impakts durch den Dammkörper läuft (vgl. Anhang VII). Wenn in dieser Messebene bleibende Verformungen auftraten, so blieben sie deutlich unter einem Millimeter. Auch dieses Ergebnis stimmt gut mit den Ergebnissen der kleinmassstäblichen quasi-2D-Versuche überein.

Bestimmung geotechnischer Parameter in-situ

Geotechnische Parameter wurden während des Aufbaus der Dämme für die halbmassstäblichen 3D-Versuche mit den folgenden Versuchen bestimmt:

- Mit dem Gerät Terratest 4000 USB wurden dynamische Lastplattenversuche nach den Technischen Prüfvorschriften für Boden und Fels im Strassenbau TP BF-StB, Teil B 8.3 [5] durchgeführt und der dynamische Verformungsmodul E_{vd} bestimmt.
- Mit einer leichten Rammsonde, Typ Kessler K-100, wurden Sondierungen nach den Vorgaben der ASTM D6951/D6951M-09 [1] durchgeführt. Aus den Ergebnissen der Rammsondierungen wurde der „resilient modulus“ M_R des Dammmaterials mit Hilfe der Formel von George & Uddin [70] ermittelt.
- Mit dem Olson Instruments SASW-G-Messgerät wurden während des Aufbaus der Versuchsdämme sowohl direkte Laufzeitmessungen ausgeführt als auch Messungen

nach der Methode der Spektralanalyse von Oberflächenwellen (SASW). Ziel dieser Messungen war es die Wellengeschwindigkeiten der elastischen Wellen und den dynamischen Schubmodul G_{dyn} zu ermitteln.

Die Auswertungen der dynamischen Plattendruckversuche für die Messebenen E1 (Dammbaustoff mit einer Rüttelplatte verdichtet) und E3 (Dammbaustoff von Hand verdichtet) zeigen deutliche Unterschiede bei den erhaltenen dynamischen Verformungsmoduli E_{vd} beim gleichen Dammbaustoff. In der Messebene E1 wurden Werte zwischen 25 MN/m^2 und 35 MN/m^2 für den dynamischen Verformungsmodul erreicht, für die Messebene E3 lagen die Werte im Intervall zwischen 15 MN/m^2 und 25 MN/m^2 (vgl. Tabelle 5.1).

Es konnte weiterhin ein linearer Zusammenhang zwischen dem Produkt aus der volumetrischen Energiedichte E_V und dem Kosinus des Auftreffwinkels α und dem Produkt aus dem dynamischen Verformungsmodul E_{vd} und der maximale Eindringtiefe d_{max} aufgezeigt werden (Abb. 5.6). Aus Dimensionsgründen wurde in dieser Betrachtung auch der Blockdurchmesser $2r$ mit einbezogen. Da bei den halbmassstäblichen 3D-Versuchen jedoch immer der gleiche Blockdurchmesser verwendet wurde, sind hier noch weitere Untersuchungen mit unterschiedlichen Blockdurchmessern auszuführen, um den gefundenen Zusammenhang auch in Bezug auf den Blockdurchmesser zu verifizieren.

Im Rahmen des Aufbaus der Modelldämme wurde bei 8 dieser Dämme jeweils eine Rammsondierung in der Mitte des Damms von der Messebene E3 aus ausgeführt. Die Auswertung dieser Sondierungen führte für das Tiefenintervall zwischen ca. 30 cm und ca. 50 cm unterhalb der Messebene E3 zu einem „resilient modulus“ M_R zwischen ca. 60 MN/m^2 und 90 MN/m^2 (vgl. Tabelle 5.2). Für den verwendeten Dammbaustoff DBS2 konnte das Verhältnis zwischen dem „resilient modulus“ M_R und dem dynamischen Verformungsmodul E_{vd} zu etwa 3 ermittelt werden (Abb. 5.11).

Bei den meisten Messungen mit elastischen Wellen waren die Messdaten von geringer Qualität und konnten nicht ausgewertet werden bzw. führten bei den Auswertungen zu keinen vernünftigen Resultaten. Der Hauptgrund hierfür liegt in den für seismische Wellen sehr kurzen Laufzeitwegen, die sich aufgrund der vergleichsweise geringen Abmessungen der Versuchsdämme ergaben. Dies führt zu Reflexionen an den Rändern der Dammbauwerke und letztlich zu einer Überlagerung von direkten Wellen mit reflektierten Wellen. Zudem ergeben sich im Nahbereich eines Signalquellpunkts keine ebenen Wellenfronten sondern gekrümmte Wellenfronten. Solche, als Nahfeldeffekte bezeichnete Erscheinungen wirken sich signifikant auf die Messergebnisse aus.

Aus direkten Laufzeitmessungen konnte die p-Wellengeschwindigkeit des Dammbaustoffs DBS2 zu ca. 200 m/s bestimmt werden. Unter Annahme eines ideal elastischen Mediums und mit der ermittelten Proctordichte $\rho = 1870 \text{ kg/m}^3$ lässt sich der dynamische Schub- oder Schermodul G_{dyn} zu ca. 25 MN/m^2 abschätzen. Nach Hansbo [33] ist bei den grossen Verformungen infolge eines Impakts lediglich ein reduzierter Schubmodul G_{dyn}^* anzusetzen, der ca. 10% des Werts von G_{dyn} beträgt (vgl. Abb. 2.5). Im Falle des Dammbaustoffs DBS2 wäre somit $G_{\text{dyn}}^* = 2.5 \text{ MN/m}^2$.

Nach der Messmethode der Spektralanalyse von Oberflächenwellen (SASW) ergaben sich Wellengeschwindigkeiten für die Rayleigh-Wellen zwischen ca. 75 m/s und 100 m/s. Über eine Näherungsformel lässt sich die Scherwellengeschwindigkeit v_s ermitteln und mittels der Proctordichte $\rho = 1870 \text{ kg/m}^3$ ergeben sich daraus für den Schubmodul G_{dyn} Werte zwischen 11 MN/m^2 und 20 MN/m^2 . Die so ermittelten Werte für G_{dyn} sind also etwas kleiner als die aus den direkten Laufzeitmessungen ermittelten Werte.

Ergebnisse und Ausblick

Sowohl die Versuchsergebnisse der kleinmassstäblichen quasi-2D-Versuche als auch die Ergebnisse der halbmassstäblichen 3D-Versuche haben die Bedeutung der Blockrotation für den Impaktprozess bei einem Schutzdamm aufgezeigt. Die These von Tissieres [65], die davon ausgeht, dass die Blockrotation lediglich zu einer Erhöhung der Tragfähigkeit führt und daher vernachlässigt werden kann, wurde durch die Versuche widerlegt.

Ebenso widerlegt wurden die Vorstellungen von einfachen Bruchmodellen mit einer der Trajektorien folgenden nach unten geneigten Bruchfläche (Abb. 1.3) bzw. mit einer horizontalen Bruchfläche (Abb. 2.9). Vielmehr zeigte sich sowohl bei den kleinmassstäblichen quasi-2D-Versuchen als auch bei den halbmassstäblichen 3D-Versuchen, dass die rotierenden Impaktkörper bei einem Auftreffwinkel grösser 10° eine nach oben gerichtete Bewegung ausführen. Der Eintrittspunkt und der Austrittspunkt im Falle eines Durchschlags des Damms sind nicht auf gleicher Höhe und die Bahnkurve hat einen annähernd s-förmigen aufwärts gerichteten Verlauf. Ursache hierfür ist eine Kombination aus Blockrotation, der böschungsparell wirkenden translatorischen Geschwindigkeitskomponente bei Auftreffwinkeln grösser 10° (vgl. Abb. 4.53) sowie Auflockerungen infolge der Schockwelle auf der dem Impakt gegenüber liegenden Seite des Damms.

Für Böschungsneigungen kleiner 50° auf der „Bergseite“ und einer ausreichenden Dammstärke von grösser 2.5 Blockdurchmessern am Aufschlagort ergaben sich bei den 3D-Versuchen für Auftreffwinkel kleiner gleich 6° keine bzw. nur geringe hangaufwärts gerichtete Blockbewegungen. Bei Auftreffwinkeln von 25° und mehr besteht hingegen eine grosse Wahrscheinlichkeit, dass ein rotierender Block ein solches Bauwerk überrollt oder überspringt. Dem Aufschlag- oder Auftreffwinkel kommt also eine grosse Bedeutung beim Impakt eines Blocks auf einen Damm zu.

Die kleinmassstäblichen quasi-2D-Versuche haben gezeigt, dass selbst kantige Blöcke, die vor dem Impakt keine oder allenfalls eine geringe Rotationsgeschwindigkeit von wenigen Hz aufweisen, bei Auftreffwinkeln grösser 14° eine Bewegung hangaufwärts vollführen und dabei durchaus das Niveau der Dammkrone erreichen können, selbst dann, wenn ein Freibord von 2 Blockdurchmessern eingehalten ist. Geht man davon aus, dass diese Blöcke in der Realität vor dem Impakt noch zusätzlich eine Rotationsenergie aufweisen, deren Verhältnis von Rotationsenergie zu Translationsenergie zwischen 0.1 und 0.2 beträgt, wie Usiro et al. [67] es in Feldversuchen nachgewiesen haben, muss man daraus schliessen, dass solche Blöcke das Dammbauwerk überwinden. Die Böschungsneigung auf der Bergseite von Steinschlagschutzdämmen sollte daher grösser sein als 50° .

Eine Böschungsneigung grösser 50° kann mit Hilfe einer Stützmauer aus Natursteinen oder mit Hilfe einer Geogitter-Bewehrung hergestellt werden. Stützmauern aus Natursteinen, wie sie häufig in der Schweiz eingesetzt werden, stellen für den Impakt einen relativ harten, wenig deformierbaren Widerpart dar, der zu einer kurzen Impaktzeit und damit zu einem hohen Wert für den Kraftstoss führt. Ein Erddamm mit Geogitter-Bewehrung stellt hingegen einen vergleichsweise weichen, leicht deformierbaren Widerpart dar (vgl. Kap. 2). In beiden Fällen sind weitere Untersuchungen notwendig, die auch den Einfluss der Blockrotation berücksichtigen.

Mit der Versuchseinrichtung für die kleinmassstäblichen quasi-2D-Versuche konnten Versuche mit Zylindern sowie Versuche mit einem Impaktkörper mit einem achteckigen Querschnitt ausgeführt werden. Bei der Versuchseinrichtung für die halbmassstäblichen 3D-Versuche konnten nur Versuche mit einer Betonkugel durchgeführt werden. Bei den Versuchen mit den Betonzylindern bzw. der Betonkugel wurde in der Regel ein Verhältnis von Rotationsenergie zu Translationsenergie grösser als 0.3 erreicht. Dies liegt über den Werten, die Usiro et al. [71] in Feldversuchen für natürliche Blöcke nachgewiesen haben. Bei den Versuchen mit dem Impaktkörper mit einem achteckigen Querschnitt lag hingegen das Verhältnis von Rotationsenergie zu Translationsenergie unter 0.01 und damit deutlich unter der Untergrenze der Ergebnisse der Versuche von Usiro et al.

Es besteht somit eine Wissenslücke für einen Impakt eines Blocks auf einen Schutzdamm mit einem Verhältnis von Rotationsenergie zu Translationsenergie in der Grössenordnung von 0.1 bis 0.2, insbesondere was kantige Sturzkörper angeht. Diese Wissenslücke sollte, auch um Klarheit zu erhalten bezüglich der Abmessungen eines Freibords bzw. weiterer Massnahmen, die ein Überwinden des Damms durch Überrollen oder Überspringen verhindern, in weiteren Untersuchungen geschlossen werden.

Die kleinmasstäblichen Versuche und die Auswertung nach der Methode der Particle Image Velocimetry haben aufgezeigt, dass der Impaktprozess aus verschiedenen Phasen besteht. Zu Beginn des Impakts findet eine Verdichtung des Bodenmaterials in der unmittelbaren Umgebung des Impakts statt. Im weiteren Verlauf des Impakts können sich jedoch durch die ausgelöste Schockwelle im talseitigen Bereich des Bauwerks Verformungen einstellen, die dort, da es sich um einen freien Rand handelt, zu einer Auflockerung des Dammmaterials führen können. Bei Dämmen mit einer Dammstärke am Aufschlagpunkt, die mindestens dem 3-fachen Durchmesser des Impaktkörpers entsprechen, erreichen diese Verschiebungen und die damit verbundenen Auflockerungen im talseitigen Bereich des Dammkörpers in der Regel jedoch keine kritischen Dimensionen.

Die 3D-Versuche haben dieses Untersuchungsergebnis der quasi-2D-Versuche dahingehend bestätigt, dass bei den Versuchsdämmen mit einem schlanken Querschnitt auf der „Talseite“ des Damms infolge der Auflockerungen Rutschungen stattfanden und der Damm überwunden bzw. durchschlagen wurde. Auch bei den Versuchen von Peila et al. [49] wurde nach dem Impakt an einem unbewehrten Damm ein Zugriss über einen weiten Bereich der Dammkrone festgestellt und links und rechts der geschlagenen Bresche war das Material in Form eines Böschungsversagens abgerutscht (Abb. 2.19).

Bei den 3D-Versuchen bei denen die Dammstärke am Aufschlagpunkt grösser gleich 2.5 Blockdurchmesser war, konnten hingegen weder solche Rutschungen beobachtet werden noch erfolgte ein Durchschlag des Dammkörpers.

Sowohl die Auswertungen nach dem PIV-Verfahren bei den quasi-2D-Versuchen als auch die Verschiebungsmessungen in der untersten Messebene bei den 3D-Versuchen haben, für das in den Versuchen vorhandene Grössen- und Massenverhältnis zwischen Impaktkörper und Schutzdamm, keine signifikanten Verschiebungen im Bereich der Dammsohle bzw. am „talseitigen“ Dammfuss aufgezeigt. Ein Stabilitätsproblem im Bereich der Aufstandsfläche durch den Impakt konnte in diesen Versuchen nicht nachgewiesen werden.

Résumé

Motifs et état de l'art

Actuellement, il n'existe pas de bases et réglementations uniformes pour dimensionner des digues de protection contre les chutes de pierres. La formule habituellement utilisée en Suisse pour dimensionner des digues de protection contre les chutes de pierres est basée sur une force équivalente statique pour l'impact et elle provient de la directive de l'OFROU pour des galeries de protection couvertes [3]. Par conséquent, elle répond à des conditions géométriques et de matérialisation complètement différentes (cf. figure 1.1). Le chapitre 1 décrit ainsi les difficultés liées à un dimensionnement d'une digue de protection contre chutes de pierres en appliquant une force équivalente selon la directive l'OFROU pour des galeries de protection couvertes.

Dans le cadre d'une étude bibliographique menée à l'université de Lucerne (HSLU) différentes approches pour la détermination de l'impact sur une digue de protection constituée d'un terrain meuble ou de matériaux similaires ont été étudiées. Le chapitre 2 compare les formules de dimensionnement par rapport à leurs hypothèses et leurs applicabilités pour des digues de protection. Les modèles de calcul pour un impact actuellement disponible dans la littérature peuvent être regroupés en trois catégories:

- Détermination de la profondeur de pénétration d'un corps d'impact dans un sol ou dans des matériaux similaires.
- Détermination d'une force équivalente statique, dimensionnement à l'aide de la force équivalente statique et d'un modèle de rupture.
- Dimensionnement avec des paramètres dynamiques.

Pour dimensionner la profondeur de pénétration dans un sol ou dans des matériaux similaires on utilise souvent des formules initialement conçues pour des projectiles balistiques. Lors de l'application de telles formules il convient de prendre en compte qu'elles sont souvent déduites d'essais. Les vitesses d'essais des projectiles comprises entre 100 et 200 m/s sont nettement plus élevées et représentent un multiple de la vitesse maximale possible lors d'une chute de bloc. De plus, la forme aérodynamique d'un projectile diffère largement de la forme d'un bloc naturel. Les projectiles balistiques ne connaissent généralement pas de rotation selon la direction de propagation, mais présentent tout au plus un moment cinétique. L'application des formules empiriques à d'autres géométries et conditions s'avère donc souvent problématique. À cela s'ajoute que certaines des simplifications dans ces formules sont liées aux essais sur des objets en béton et qu'il s'agit donc des conditions matérielles bien différentes.

Outre l'équation décrite au chapitre 1 pour déterminer une force équivalente statique selon la directive de l'OFROU pour des galeries de protection couvertes, d'autres approches peuvent être trouvées dans la littérature spécialisée. Au chapitre 2 quelques approches et leur aptitude au cas de charge "éboulement de pierres sur une digue de protection" sont discutées. En prenant l'exemple d'un bloc d'un diamètre de 2.5 m et d'une vitesse du bloc $v_b = 20$ m/s lors de l'impact, on a calculé des forces équivalentes statiques de certaines des approches discutées. Fig. 2.13 montre la variation des forces équivalentes statiques en comparaison.

Le point commun de toutes ces approches est la nécessité de connaître la géométrie du bloc de rupture pour le dimensionnement et qu'elles ne tiennent pas compte de la rotation des blocs.

Il existe différents modèles pour la géométrie du bloc de rupture. Dans le cas le plus simple on considère que suite à l'impact un bloc rigide se détache de la digue. Ce bloc glisse ensuite sur une surface inclinée (fig. 1.3 a) ou horizontale (fig. 2.9) et au moins une partie de l'énergie de l'impact est transformée en travail accompli par le frottement entre le bloc de rupture et le reste de la digue.

Une autre approche considère une forme de rupture similaire à celle dans le cas d'un effondrement (fig. 2.16). Cependant, des essais sur modèle pour déterminer la portance des sables sous charge statique et dynamique [63] ont démontré que la forme de rupture sous charge dynamique se démarque fortement de la forme de rupture lors d'un effondrement sous charge statique. Dans le cas d'une charge dynamique la forme de rupture correspond plus à celle produite lors d'une pénétration d'un pieu à faible profondeur de pénétration dans un sable (figures 2.17 et 2.18). Ces essais sont toutefois basés sur la géométrie du demi-espace et non pas sur la géométrie et les conditions du profil d'une digue avec des bordures libres.

Lors d'une simulation d'une chute de pierres on obtient outre la hauteur des sauts (trajectoires) des blocs, mais aussi l'énergie et la vitesse du bloc. Selon en fonction du programme employé, on n'obtient que l'énergie et la vitesse de translation ou alors l'énergie de translation et de rotation ou la vitesse de translation et la vitesse angulaire du bloc. Or, la force équivalente statique n'est pas une grandeur découlant d'une telle simulation. Il est dès lors judicieux d'essayer d'établir une approche de calcul avec des valeurs dynamiques au lieu de passer par la détermination d'une force équivalente statique. Kister & Fontana [42] ont proposé un modèle basé sur le théorème de la conservation de la quantité de mouvement. Cette approche nécessite également de faire des hypothèses sur la géométrie d'un bloc de rupture et elle néglige la rotation du bloc.

Lors des essais d'impact sur une galerie ou une digue de protection effectués antérieurement, à l'exception des essais de Hofmann & Mölk [36], les conditions cadres choisies (chute libre, pendule, jet oblique) n'ont pas provoqué de rotation du bloc et celle-ci n'est donc pas prise en compte dans les formules résultantes de ces essais. Dans les essais de Hofmann & Mölk la boule d'acier utilisée connaît une énergie de rotation lors de l'impact, mais elle n'est pas prise en compte dans les formules de dimensionnement pour la détermination de l'impact sur une digue. Pourtant, les simulations numériques de Plassiard & Donzé [56] ont démontré que la rotation a une influence significative sur le déroulement de l'impact.

Usiro et al. [71] ont mené des essais de chutes de pierres sur une pente d'une hauteur d'environ 41 m. Comme blocs ils ont utilisé une boule de béton, un cube de béton ainsi que 11 blocs de pierre naturels d'un poids oscillant entre 120 kg et 2060 kg (cf. fig. 2.27). Pour les pierres naturelles il ressort des essais d'Usiro et al. un rapport entre l'énergie de rotation et l'énergie de translation compris entre environ 0.02 et 0.2.

Le projet de recherche a pour but de répondre aux problématiques suivantes:

- Quelle influence a la rotation du bloc lors de l'impact et comment cette influence peut-elle être prise en compte lors de la conception d'une digue de protection?
- Comment se présente le bloc de rupture et comment se développe la zone de la digue perturbée par l'impact et quelle ampleur cette zone a-t-elle?
- Quelle influence a la géométrie de la digue sur un roulement ou un saut sur la digue ou sur la taille et la forme de la zone perturbée par l'impact ou du bloc de rupture? Quelles conséquences ont plusieurs impacts?
- Quels paramètres du sol sont nécessaires pour un modèle de dimensionnement et à l'aide de quelles méthodes de mesure trouve-t-on ou contrôle-t-on ces paramètres sur le chantier?

Afin de trouver des réponses à ces questions les essais suivants ont été réalisés dans le cadre du projet «Elaboration des bases du dimensionnement des digues de protection contre les chutes de pierres, théorie et essais»:

- Essais quasi-2D à petite échelle (chapitre 3): Ils servent en premier lieu à clarifier le phénomène de rupture et la taille du bloc de rupture suite à un impact au niveau d'une section transversale de la digue.

- Essais 3D à semi-échelle (chapitre 4): Ils doivent démontrer que les résultats des essais quasi-2D sont aussi valables en trois dimensions. De plus, la géométrie plus grande des essais à semi-échelle permet aussi d'utiliser des méthodes de mesure géotechniques pour déterminer les paramètres statiques et dynamiques du sol directement sur le modèle de la digue (chapitre 5).

Essais quasi-2D à petite échelle

Pour les essais quasi-2D à petite échelle des profils de digue d'une épaisseur d'environ 20 cm constitué de terrains meuble ont été réalisés dans une boîte (fig. 3.1b). Le front de la boîte est composé d'une vitre en plexiglas de sorte que l'impact puisse être pris en photo à l'aide d'une caméra haute vitesse. Les essais ont généralement été enregistrés avec une résolution de 500 fps. Les images de la caméra haute vitesse ont été analysées à l'aide de la méthode « Particle Image Velocimetry » (PIV).

Au total 46 essais quasi-2D à petite échelle ont été réalisés, dont 16 essais sur un profil de digue symétrique (fig. 3.4) et 30 essais sur un profil de digue asymétrique (fig. 3.5).

- Pour le profil de digue symétrique l'inclinaison du talus côté «amont» ainsi que côté «aval» a été de 47.8°. Comme cela correspond approximativement à une inclinaison du talus de 1:1, les essais avec ce profil de digue ont reçu l'identifiant 1111.
- Pour le profil de digue asymétrique l'inclinaison du talus du côté «amont» a été de 62.6° ce qui correspond approximativement à une inclinaison du talus de 2:1 et du côté «aval» de 37.3° correspondant approximativement à une inclinaison du talus de 4:5. Tous les essais avec ce profil de digue ont donc reçu l'identifiant 2145.

De plus, des épaisseurs du couronnement variables ont été utilisées. À chaque fois 3 épaisseurs du couronnement différentes ont été examinées:

Identifiant 1111 :

- Type A : Épaisseur du couronnement environ 24 cm,
- Type B : Épaisseur du couronnement environ 13 cm,
- Type D : Épaisseur du couronnement environ 6 cm.

Identifiant 2145 :

- Type A : Épaisseur du couronnement environ 19 cm,
- Type B : Épaisseur du couronnement environ 9.5 cm,
- Type D : Épaisseur du couronnement environ 2.5 cm.

Au total 6 corps d'impact différents ont été utilisé pour les essais. 8 essais ont été réalisés avec un petit cylindre (K) d'un diamètre de 11 cm et 11 essais ont été réalisés avec un grand cylindre (G) d'un diamètre de 16 cm (fig. 3.2c). Pour 6 autres essais un cylindre en acier (St) d'un diamètre de 11.3 cm a été utilisé. Pour 10 essais un cylindre percé (GS) équipé d'un accéléromètre a été utilisé (fig. 3.2) et pour 9 essais un corps en béton avec un profil octogonal (OKT) a servi de bloc d'impact (fig. 3.16). 2 essais ont été réalisés avec une boule (Ku), servant d'essais de référence pour comparer avec les cylindres.

Les cylindres ont été accélérés via un "tuyau de descente" présentant une section rectangulaire et ils ont été dirigés sur le profil de la digue jusqu'à l'impact (fig. 3.1a). Le bloc reçoit une rotation grâce au «tuyau de descente» courbe. La suspension du «tuyau de descente» à l'échafaudage permet de tourner ce dernier de quelques degrés. Des essais avec deux réglages différents du «tuyau de descente» ont été réalisés (fig. 3.3).

Le sol utilisé pour les digues a été mélangé de 3 composants disponibles chez un marchand local de matériaux de construction: sable fin, sable grossier et gravier fin. La granulométrie du mélange correspondait largement au sol de modèle de Blovsky [21] (fig. 3.6).

Lors de la réalisation des essais, après chaque impact, la teneur en eau a été déterminée. La teneur en eau minimale a été de 3% et la teneur en eau maximale de 8%. La teneur en eau moyenne a été $w = 5.8\%$. Fig. 3.9 montre la répartition de la répartition. La courbe de Proctor du matériau composant la digue est très plate, la teneur en eau ne joue donc qu'un rôle secondaire pour le compactage.

Pendant les essais, les blocs en béton ont été accélérés jusqu'à des vitesses de translation avant l'impact comprises entre 5.2 m/s et 6.8 m/s. Les vitesses de translation du cylindre en acier se sont situées dans l'intervalle de 6.1 m/s à 7.1 m/s et ont donc été légèrement supérieures aux vitesses des blocs en béton. Les vitesses de rotation des différents blocs d'impact variaient d'une façon bien plus marquées. Elles sont présentées ci-après:

Bloc	ω_{\min} [Hz]	ω_{\max} [Hz]	G	67	76
GS	55	65			
K	82	98			
St	67	89			
Ku	55	66			
OKT	0	12			

Le rapport entre l'énergie de rotation et l'énergie de translation a été en moyenne de 0.4 pour les cylindres G et GS. Pour le petit cylindre K ce rapport a été avec 0.3 en moyenne légèrement plus bas. Seul le cylindre en acier avec son coefficient de frottement inférieur pour le contact acier sur acier a eu une valeur moyenne d'environ 0.2 et a donc été très proche du rapport des blocs naturels déterminé par Usiro et al. [71] dans leurs essais de chutes de pierres. Le bloc OKT n'a effectué qu'une très légère rotation avant l'impact ce qui explique une valeur du rapport entre l'énergie de rotation et l'énergie de translation très faible de 0.003 en moyenne.

Pour mieux comparer les essais avec les différents blocs d'impact, la notion de la densité volumétrique d'énergie E_V a été introduite. Une analyse statistique des essais montre que les densités d'énergie pour les blocs d'impact G et K se trouvent pratiquement dans le même intervalle. Pour les blocs d'impact GS et OKT résultent des intervalles pour E_V avec des valeurs nettement inférieures (fig. 3.109).

Les essais quasi-2D à petite échelle ont donné les résultats principaux suivants:

- La rotation du bloc lors de l'impact sur une digue de protection joue un rôle considérable. Même les blocs anguleux avec très peu ou sans rotation avant l'impact se déplacent vers le haut lorsque l'angle d'impact est assez grand.
- Les modèles simples de rupture présentés au chapitre 2 et utilisés à ce jour pour dimensionner des digues de protection ne correspondent pas aux résultats d'essais avec un bloc en rotation.
- Quand un bloc en rotation pénètre dans la digue, il ne bouge pas dans le sens de la trajectoire, c.-à-d. incliné vers le bas, ni horizontalement, mais il suit une trajectoire dirigée vers le haut. Dans le cas d'une perforation de la digue la trajectoire a une forme en s.
- Lors de l'impact il y a tout d'abord un compactage du matériau de la digue directement au point d'impact. Cela se produit généralement au-dessous du point d'impact (cf. par ex. fig. 3.77a). Au cours du processus d'impact la direction des déplacements les plus importants change et ceci entraîne des zones d'ameublissement près du sommet ou dans la zone du talus du côté «aval» (cf. par ex. 3.77b).

- Pour des inclinaisons du talus sur le côté du amont inférieures à 50°, même avec une revanche correspondant à 2 fois le diamètre du bloc il est fort probable que le bloc dépasse la digue. Une inclinaison du talus supérieur à 60° sur le côté amont est donc préférable.
- Pour des remblais en terre non-armé l'épaisseur de la digue au point d'impact a_0 devrait être choisie de telle sorte qu'elle correspond à 3.3 fois le diamètre du bloc de dimensionnement (fig. 3.103).

De manière générale, l'impact peut être divisé en 2 phases:

- Au début de l'impact il y a un compactage du sol dans le voisinage immédiat du point d'impact. Contrairement aux affirmations de Blovsky [21] ce compactage, par rapport au point d'impact, n'est d'abord pas dirigé vers le haut, mais vers le bas (cf. par ex. fig.3.77a).
- Pourtant, au cours de l'impact des déformations se créent du côté aval du sommet conduisant à un ameublissement puisqu'il s'agit d'un bord libre (cf. par ex. fig. 3.77b). Seul pour des digues avec des dimensions au point d'impact supérieures au diamètre du bloc d'impact, des déplacements et des ameublissements associés sont des grandeurs secondaire (cf. fig. 3.75) et ne représentent pas de risque pour la stabilité de l'ouvrage.

Des déplacements plus importants à la base et au pied aval de la digue n'ont pas été constatés pour les essais quasi-2D à petite échelle. Ceci est essentiellement dû au fait que la trajectoire du bloc se dirige vers le haut. Pour des blocs d'impact qui, par rapport au profil de la digue, présentent des dimensions considérablement supérieures aux dimensions examinées lors des essais, cela pourrait se présenter différemment.

Sur le DVD joint se trouvent des films avec les enregistrements originaux de l'impact pour certains essais quasi-2D à petite échelle ainsi que des films montrant l'évolution dans le temps du champ des déplacements lors de l'impact.

Essais 3D à demi-échelle

Des essais 3D à demi-échelle sur des modèles de digues ont été réalisés à l'extérieur sur le site de la Haute Ecole de Lucerne. Les essais ont eu comme objectif de vérifier les résultats des essais quasi-2D en 3D et d'obtenir des informations sur la formation du modèle de rupture au niveau de la troisième dimension.

Pour les essais 3D des tronçons de digue d'une longueur de 3 m et d'une hauteur de 1.5 m ont été construits. Ces tronçons ont été limités latéralement à l'aide d'éléments en béton (cf. fig. 4.3). La largeur de la base a été variée en fonction de l'inclinaison du talus et limitée à 3 m.

Au total 10 essais d'impact ont été réalisés. Pour 6 essais un profil de digue symétrique avec une inclinaison du talus du côté «amont» et côté «aval» de 49° a été utilisé. Deux essais ont été réalisés avec une inclinaison du talus du côté «amont» de 63° et deux autres essais avec une inclinaison de 69°.

Tout comme pour les essais à petite échelle, le corps d'impact a été dirigé sur la digue via un «tuyau de descente». Une goulotte à gravats souvent utilisée dans le secteur de la construction fixée à un échafaudage a servi de tuyau de descente (fig. 4.1). Le corps d'impact a ainsi pu être dirigé de manière précise via la goulotte vers le tronçon de digue. La hauteur de départ maximale du corps d'impact a été de 10.42 m (distance de la plateforme de l'échafaudage au sol). La taille des blocs d'impact a été limitée à environ 35 cm en raison du diamètre inférieur des troncs de cône de la goulotte à gravats.

L'impact a été enregistré avec une caméra haute vitesse avec une résolution de 500 fps. La caméra a été commandée à l'aide d'une barrière photoélectrique située à la sortie du tuyau de descente.

Des boules en béton ont servies comme blocs d'impact (fig. 4.2). À l'intérieur des boules en béton s'est trouvé un tuyau en acier pour l'accéléromètre à trois axes et le mini-enregistreur de données (cf. fig. 3.2). La masse de la boule en béton avec capteur intégré est de 50.2 kg, le diamètre de la boule est de 0.35 m.

Lors des essais les boules ont atteint des vitesses de translation avant l'impact entre 5.6 m/s et 8.7 m/s. Les vitesses de rotation ont été dans l'intervalle entre 2.9 Hz et 37 Hz. Le rapport entre l'énergie de rotation et de translation avant l'impact se situait, à une exception près, dans l'intervalle entre 0.29 et 0.5. Cela correspond aux résultats d'essais d'Usiro et al. [71] pour une boule en béton. Cependant, ces valeurs sont trop élevées pour un bloc naturel (cf. fig. 2.28).

Sur les 10 essais à demi-échelle effectués, seulement pour trois essais les blocs n'ont dépassé la digue. Ces 3 essais ont en commun que:

- l'inclinaison du talus de la digue sur le côté «amont» et «aval» a été de 49°,
- la digue avait une épaisseur d'au moins 2.5 fois le diamètre du bloc au point d'impact,
- une revanche d'environ 1.5 fois le diamètre du bloc a été respecté et
- l'angle d'impact du bloc sur le talus de la digue a été de 5° ou 6° et donc très petit.

En raison de l'angle d'impact très petit il n'y a eu qu'un faible déplacement du bloc vers le haut et la revanche d'environ 1.5 fois le diamètre du bloc a été suffisante pour empêcher le bloc de dépasser la digue. En raison de l'épaisseur d'au moins 2.5 fois le diamètre du bloc au point d'impact, le bloc n'a pas non plus pu passer à travers la digue.

Lors de 2 essais avec un profil symétrique l'angle d'impact du bloc a été avec 25° nettement supérieur. La revanche a été plus petite lors de ces essais et présentait une hauteur d'environ 0.5 fois le diamètre du bloc. Dans les deux essais le bloc a dépassé la digue.

Dans les quatre essais avec des inclinaisons du talus supérieures à 60° sur le côté «amont» le bloc a dépassé la digue. La section de la digue lors de l'essai impakt_07 correspondait au type de section de la digue 2145 des essais quasi-2D à petite échelle avec une inclinaison du talus de 63° du côté «amont» et de 37° du côté «aval». La boule en béton n'a alors pas pu passer à travers la digue, mais elle a passé au-dessus la digue. L'angle d'impact a été d'environ 10° et a donc été environ deux fois plus grand que dans les 3 essais lors desquels le bloc n'a pas dépassé la digue. Toutefois, cette fois-ci la revanche n'a été que d'un demi-diamètre du bloc ce qui a certainement contribué à ce que le bloc dépasse la digue.

Pour trois des quatre essais avec des inclinaisons du talus supérieures à 60° du côté «amont» l'angle du côté «aval» était également supérieur à 60°. Ainsi le profil de la digue était très étroit. Dans ces trois cas une traversée de la digue par le bloc a eu lieu. La boule en béton a, après avoir pénétré environ 5 cm dans la digue, effectué un mouvement vers le haut en direction du sommet de la digue. En même temps un glissement s'est créé dans le matériau ameubli par l'impact sur le côté «aval». Le matériau ameubli au sommet de la digue a par la suite été transporté par la boule en béton et poussé devant elle.

Tout comme pour les essais quasi-2D à petite échelle, on a pu constater pour les essais 3D à demi-échelle un mouvement vers le haut du bloc pendant le processus d'impact pour des angles d'impact supérieurs à 10°. En revanche, on n'a pas pu constater de forme de rupture conformément aux figures 1.3 et 2.9.

Des films sur les essais 3D à demi-échelle effectués se trouvent sur le DVD annexé.

Afin de pouvoir enregistrer des déformations dans la digue, 16 câbles push-pull d'une longueur de 3 m chacun ont été posés à 4 niveaux différents de la digue (cf. fig. 4.7). Au bout des câbles push-pull intégrés dans la digue des boules en plastique avec une taille approximativement à celle du grain maximal du sol ont été fixées. L'autre bout des câbles a été connecté aux capteurs de mesure afin de pouvoir enregistrer les déformations à l'intérieur de la digue suite à l'impact.

Les mesures des déplacements dans la digue n'ont montré que des très petites valeurs. Même les valeurs les plus grandes étaient inférieures à un centimètre. De plus suite à l'impact, les déplacements dans la digue se développent sur un secteur très limité car les points de mesure les plus à l'extérieur ont souvent montré aucun ou très peu de déplacement. A cet égard, il convient cependant de noter que le système de mesure utilisé ne permet que l'enregistrement de la composante horizontale du déplacement et non pas le déplacement complet.

Sur le plus bas niveau de mesure D, se situant à environ 45 cm au-dessus du fond de la digue, aucun déplacements significatifs n'a été enregistrés. À ce niveau de mesure les câbles push-pull avec les billes de mesure ont plutôt servi de capteur de vibration pour l'onde de choc passant par la digue suite à l'impact (cf. annexe VII). S'il y avait des déformations permanentes à ce niveau de mesure, elles restaient nettement inférieures à un millimètre. Ce résultat correspond également aux résultats des essais quasi-2D à petite échelle.

Détermination des paramètres géotechniques in situ

À l'aide des essais suivants des paramètres géotechniques ont été définis pendant la mise en place des digues pour les essais 3D à demi-échelle:

- Avec l'appareil Terratest 4000 USB des essais de plaques dynamiques selon les spécifications d'essai pour le sol et le roche dans la construction routière TP BF-StB, partie B 8.3 [5] ont été réalisés et le module de déformation dynamique E_{vd} a été défini.
- À l'aide d'un pénétromètre léger, type Kessler K-100, des sondages ont été effectués conformément aux directives de l'ASTM D6951/D6951M-09 [1]. À partir des résultats des sondages de battage le «resilient modulus» M_R du matériau de la digue a été déterminé à l'aide de la formule de George & Uddin [70].
- À l'aide de l'appareil de mesure Olson Instruments SASW-G des mesures des durées directes ainsi que des mesures selon la méthode de l'analyse spectrale des ondes de surface (SASW) ont été effectuées pendant la mise en place des modèles de digues. L'objectif de ces mesures a été de déterminer la vitesse des ondes élastiques et le module de cisaillement dynamique G_{dyn} .

Les résultats des essais de charge sur plaque dynamiques pour les niveaux de mesure E_1 (matériau de digue compacté à l'aide d'une plaque vibrante) et E_3 (matériau de digue compacté manuellement) démontrent des différences marquées pour les modules de déformation dynamiques E_{vd} . Au niveau de mesure E_1 des valeurs entre 25 MN/m² et 35 MN/m² ont été atteintes pour le module de déformation dynamique, pour le niveau de mesure E_3 ces valeurs ont été dans l'intervalle entre 15 MN/m² et 25 MN/m² (cf. fig. 5.1).

De plus, on a pu démontrer un lien linéaire entre le produit de la densité d'énergie volumétrique E_v et le cosinus de l'angle d'impact α et le produit du module de déformation dynamique E_{vd} et la profondeur de pénétration maximale d_{max} (fig. 5.6). En raison d'unité le diamètre du bloc $2r$ a également été pris en considération. Comme pour les essais 3D à demi-échelle le diamètre de bloc n'a pas été changé, il faudra encore effectuer des essais avec des diamètres de bloc différents afin de vérifier la relation proposée par rapport au diamètre du bloc.

Dans le cadre de la mise en place des digues modèles un pénétromètre a été effectué pour 8 de ces digues au milieu de la digue en partant du niveau de mesure E_3 . Sur la base des résultats de ces pénétromètres on obtenait pour des profondeurs entre environ

30 cm et 50 cm au-dessous du niveau de mesure E_3 un «resilient modulus» M_R entre environ 60 MN/m^2 et 90 MN/m^2 (cf. tableau 5.2). Pour le matériau de digue DBS2 le rapport entre le «resilient modulus» M_R et le module de déformation dynamique E_{vd} est à peu près de 3 (fig. 5.11).

Pour la plupart des mesures avec des ondes élastiques les résultats de mesure étaient de mauvaise qualité et n'ont pas pu être évalués ou n'ont pas donné des résultats plausibles. La principale cause en est la durée très courte pour des ondes sismiques suite aux dimensions relativement petites des digues modèles. Ceci entraîne des réflexions aux bords des digues et ainsi une superposition des ondes directes avec des ondes reflétées. De plus, dans la zone de proximité d'une source de signal il n'y a pas de fronts d'ondes plans mais des fronts d'ondes courbes. De tels phénomènes, désignés comme effet de champ proche, ont un impact significatif sur les résultats de mesures.

À l'aide des mesures des durées directes la vitesse des ondes p du matériau de digue DBS2 d'environ 200 m/s a pu être déterminée. Dans l'hypothèse d'un milieu idéal élastique et avec la densité Proctor déterminée $\rho = 1870 \text{ kg/m}^3$ il est possible d'estimer le module d'élasticité transversale ou de cisaillement dynamique G_{dyn} à environ 25 MN/m^2 . Selon Hansbo [33] pour les grandes déformations suite à un impact il faut considérer un module de cisaillement réduit G_{dyn}^* qui représente environ 10% de la valeur de G_{dyn} (cf. fig. 2.5). Dans le cas du matériau de la digue DBS2, on obtiendrait donc $G_{dyn}^* = 2.5 \text{ MN/m}^2$.

Selon l'analyse spectrale des ondes de surface (SASW) résultent des vitesses d'ondes pour les ondes Rayleigh entre environ 75 m/s et 100 m/s. À l'aide d'une formule approximative il est possible de déterminer la vitesse d'onde de cisaillement v_s et avec la densité Proctor $\rho = 1870 \text{ kg/m}^3$ on obtient des valeurs entre 11 MN/m^2 et 20 MN/m^2 pour le module de cisaillement. Les valeurs G_{dyn} ainsi déterminées sont donc légèrement inférieures à celles déterminées avec des mesures de durées.

Résultats et perspectives

Les résultats des essais quasi-2D à petite échelle ainsi que les résultats des essais 3D à demi-échelle ont démontré l'importance de la rotation du bloc pour le processus d'impact pour une digue. La thèse de Tissieres [69] qui part du principe que la rotation de bloc ne résulte que dans une augmentation de la capacité portante et peut par conséquent être négligé a été réfutée par les essais.

Les modèles de fracture simples avec une surface de rupture inclinée vers le bas qui suit les trajectoires (fig. 1.3) ou avec une surface de rupture horizontale (fig. 2.9) ont également été réfutées. Les essais quasi-2D à petite échelle ainsi que les essais 3D à demi-échelle ont démontré que les corps d'impact rotatifs effectuent un mouvement vers le haut dans le cas d'un angle d'impact supérieur à 10° . Le point d'entrée et le point de sortie du bloc dans le cas d'un passage à travers la digue ne se trouvent pas à la même hauteur et la trajectoire présente un parcours en forme de s dirigé vers le haut. La raison est une combinaison de la rotation de bloc, de la vitesse translatrice agissant parallèle au talus pour des angles d'impact supérieurs à 10° (cf. fig. 4.53) ainsi que des ameublissements suite à l'onde de choc sur le côté de digue en face de l'impact.

Pour des inclinaisons du talus inférieures à 50° sur le côté «amont» et une épaisseur de digue supérieure à 2.5 fois le diamètre du bloc à la hauteur du point d'impact, lors des essais en 3D pour des angles d'impact inférieures à ou égal à 6° on a pu observer de très faibles mouvements du bloc vers le haut voir nuls. Pour des angles d'impact de 25° et plus on constate une grande probabilité qu'un bloc rotatif dépasse un tel ouvrage en roulant ou en sautant. L'angle d'impact joue donc un rôle important lors de l'impact d'un bloc sur une digue.

Les essais quasi-2D à petite échelle ont démontré que même des blocs anguleux avec une vitesse de rotation nulle ou très faible (quelques Hz) avant l'impact effectuent un mouvement vers le haut dans le cas d'un angle d'impact supérieur à 14° et peuvent ainsi

atteindre le sommet de la digue. Ceci reste valable même si la revanche de 2 fois le diamètre de bloc a été respectée. En partant du principe que ces blocs présentent en réalité avant l'impact une énergie de rotation dont le rapport entre l'énergie de rotation et l'énergie de translation est entre 0.1 et 0.2 comme démontré par Usiro et al. [71] lors des essais in situ, on doit en conclure que des tels blocs puissent dépasser la digue. L'inclinaison du talus du côté amont de la digue devrait donc être supérieure à 50°.

Une inclinaison du talus supérieur à 50° peut être réalisée à l'aide d'un mur de soutènement en pierres naturelles ou à l'aide de géogrilles. Des murs de soutènement en pierres naturelles comme c'est souvent utilisés en Suisse présentent pour l'impact un point relativement dure et peu déformable aboutissant à des temps d'impact courts et des forces plus élevée. Un remblai en terre armée présente en contrepartie relativement souple et facilement déformable (cf. chapitre 2). Dans les deux cas des essais supplémentaires prenant en compte l'influence de la rotation de bloc sont nécessaires.

Avec le dispositif d'essais pour les essais quasi-2D à petite échelle on a pu réaliser des essais avec des cylindres et des sections octogonales. Avec le dispositif d'essais pour les essais 3D à demi-échelle on n'a pu réaliser que des essais avec une boule en béton. Dans les essais avec les cylindres en béton ou la boule en béton on a généralement obtenu un rapport de l'énergie de rotation à l'énergie de translation supérieur à 0.3. Ceci dépasse les valeurs que Usiro et al. [71] ont démontré dans les essais in situ pour des blocs naturels. Dans les essais avec le corps d'impact à section octogonale le rapport entre l'énergie de rotation à l'énergie de translation est inférieur à 0.01 et ainsi considérablement en dessous de la limite inférieure des résultats des essais de Usiro et al.

Il y a donc une lacune en ce qui concerne les connaissances sur l'impact d'un bloc sur une digue avec un rapport de l'énergie de rotation à l'énergie de translation pour les tailles entre 0.1 bis 0.2, en particulier en ce qui concerne des corps de chute anguleux. Cette lacune devrait être comblée grâce à d'autres essais. Ainsi on obtiendra plus d'informations sur les dimensions d'une revanche ou d'autres mesures qui peuvent empêcher que le bloc dépasse la digue en roulant ou en sautant.

Les essais à petite échelle et l'évaluation selon la méthode de la Particle Image Velocimetry (PIV) ont démontré que le processus d'impact est constitué de plusieurs phases. Au début de l'impact il y a un compactage du matériau du sol dans le voisinage immédiat du point d'impact. Pourtant, au cours de l'impact des déformations peuvent se créer du côté aval de l'ouvrage en raison de l'onde de choc qui y conduit à un ameublissement car il s'agit d'un bord libre. Pour des digues avec une épaisseur au point d'impact qui correspond à au moins 3 fois le diamètre du corps d'impact, les déplacements et l'ameublissement respectif à aval de la digue n'atteignent généralement pas de dimensions critiques.

Les essais en 3D ont confirmé les résultats des essais quasi-2D de telle sorte que les digues avec une section affinée sur le côté aval ont connu des glissements et que la digue a été dépassé ou perforée par le bloc. Dans les essais de Peila et al. [53] après l'impact sur une digue non-armée une fissure de traction a été constatée sur une large zone du sommet de la digue et sur les deux côtés de la brèche le matériau a glissé comme lors d'une défaillance d'un talus.

Lors les essais 3D avec une épaisseur de digue au point d'impact supérieur ou égal à 2.5 fois le diamètre de bloc aucun glissements ni passage à travers de la digue n'ont été observés.

Les évaluations selon la procédure PIV dans les essais quasi-2D ainsi que les mesures de déplacement dans le niveau de mesure le plus bas lors des essais 3D n'ont pas démontré de déplacement significatif à la base et au pied du côté aval de la digue. Ceci est valable pour les rapports géométries et masses testés. Un problème de stabilité au niveau de la base de la digue suite à l'impact n'a pas pu être démontré dans ces essais.

Summary

Motive and state of the art

There are currently no standards available for the design of rockfall protection embankments. Up to now in Switzerland the design is very often based on the equivalent force method by using a formula which was developed for rock sheds and is described in the FEDRO-guideline "Exposure of rock sheds due to rockfall" [3]. But there are significant differences concerning the geometry and the boundary conditions as well as the construction materials in the two cases "rock shed" and "rockfall protection embankment" (cf. Fig. 1.1). So the present course of action for dimensioning rockfall protection embankments in Switzerland does not agree with the conditions of an impact of a bloc onto an embankment. Therefore the problems, which occur by applying the formula given by the FEDRO-guideline to embankments, have been specified in chapter 1. This has been done using the example of the rock fall protection embankment Wilerwald, Gurtellen.

A literature study has been done at the Lucerne University of Applied Sciences and Arts (HSLU), where several models, which had been used for the description of the impact of a body into soil or a soil-like material, have been checked regarding their suitability for the load case "impact of a bloc onto an embankment". A contrasting juxtaposition of those different models concerning the model assumptions as well as a discussion concerning their suitability for the load case "impact of a bloc onto an embankment" is presented in chapter 2.

The models described in literature can be roughly divided into three groups:

- Determination of the penetration depth of an impacting body in a soil or a soil-like material and comparison of that penetration depth with embankment dimensions.
- Determination of an equivalent static force. For structural design that equivalent static force is acting on a simple geometrical model of the impact disturbed zone (IDZ).
- Structural design with the help of dynamic parameters like bloc momentum and bloc energy. Also for that model type a simple geometrical model of the IDZ is necessary.

To determine the penetration depth of a body into a soil or a soil-like material very often formulas are used, which have been deduced from experiments with projectiles. In those experiments with projectiles the projectile velocity will be in the range of 100 to 200 m/s or even more. This is several times larger as the maximum speed of a natural bloc in a rock fall. Additional the streamlined shape of a projectile differs very much from the typical shape of a bloc. Also a projectile typically does not have a rotation in propagation direction. In fact a projectile typically has an angle of twist. So a transfer of empirical formulas deduced from experiments with projectiles to the load case "impact of a bloc onto an embankment" may be doubtful, especially when materials had been used in the experiments, which differ very much in their properties from those of soil, like for example concrete.

Additional to the formula given in the FEDRO-guideline for determining an equivalent static force, further models and formulas to calculate an equivalent static force can be found in the literature. In chapter 2 some of those formulas have been discussed. For comparison of the different models and formulas a bloc with diameter 2.5 m and a velocity $v_b = 20$ m/s was used. Fig. 2.13 shows the equivalent static forces received with the different formulas.

To use those models in structural design of a rock fall protection embankment a simple geometrical model of the IDZ is necessary in any case. Additional a common characteristic of all those models is that bloc rotation will be disregarded.

There exists no uniform idea concerning the geometry of the IDZ. The model of the IDZ most simple consists of a rigid bloc with parallel side surfaces. Due to the impact this rigid bloc will be pushed out of the embankment body. Such a rigid body will be pushed out either on a downslope plane (Fig. 1.3a) or a horizontal plane (Fig. 2.9). At least a part of the impact energy will be converted into interfacial work between the IDZ-body and the rest of the embankment.

Another idea concerning the geometry of the IDZ is that one of a shape similar to the shape of a base failure (Fig. 2.16). But small-scale test on the bearing strength of sand under static and dynamic load showed that there is a significant difference of the shape of the base failure in the two cases [63]. The shape of the base failure in the case of a dynamic load is rather similar to the failure mode of a pile, driven into sand at low penetration depth (Fig. 2.17 and Fig. 2.18). However those test results are based on the geometry of a semi-infinite solid and not on the geometry and boundary conditions of an embankment.

The results of a rock fall simulation are the bouncing height of a bloc at a certain place as well as the bloc energy and the bloc velocity. Depending on the used simulation program one will get the energy of bloc translation and the bloc velocity or the energy of bloc translation as well as the energy of bloc rotation and both, the bloc velocity and the bloc rotational velocity. But an equivalent static force will never be the result of such a program. Based on this fact it seems self-evident to use an approach for the structural design of a rock fall protection embankment, which is based on dynamic respectively energetic parameters rather than one, which is based on an equivalent static force which is not part of the result of a rock fall simulation. Such an approach based on the conservation of momentum was recommended in [42]. But also this approach needs an assumption concerning the geometry of the IDZ and bloc rotation is still disregarded.

Up to now, except the tests done by Hofmann & Mölk [36], the experimental layout of impact tests was done in such a way, that bloc rotation was not stimulated (free fall tests, pendulum, inclined throw with the help of a ropeway). Therefore the resulting formulas of those tests are not able to take into account the influence of bloc rotation. The experimental layout, which was chosen by Hofmann & Mölk, allows rotation of the used steel ball, but the formulas given for the structural design of a rock fall protection embankment do not take into account the rotation of the steel ball. On the other hand in the numerical simulations of an impact on an embankment done by Plassiard & Donzé [52] with the help of the Distinct Element Method (DEM), it was shown, that bloc rotation has a significant influence on the impact process.

In-situ rock fall tests at a slope of 41 m height are described by Usiro et al. [71]. For the tests they used a sphere and a cube made of concrete and 11 natural rock blocs with a weight in the range of 120 kg to 2060 kg (cf. Fig. 2.27). Due to those rock fall tests Usiro et al. found, that the ratio of energy of rotation and energy of translation for natural blocs will be in the interval of 0.02 and 0.2.

Based on the state of the art shown above the research project was established to follow up the following questions:

- How does bloc rotation influence the impact process? How does this influence of bloc rotation can be taken into account in the design of a rock fall protection embankment?
- What kind of shape occurs for the Impact Disturbed Zone (IDZ). How does the IDZ grow with time? Is there a relationship between size and shape of the IDZ and geometric properties of the embankment?
- How does embankment geometry influence the trajectory of a bloc overcoming the embankment? What kind of effects may occur due to multiple impacts of rock blocs?
- What kind of geotechnical parameters may be used for the design of a rock fall protection embankment? Which test methods may be used to identify those parameters at a construction site? Which methods are suitable for a quality control at a construction site?

To get some answers on the questions above the following experiments have been done in the project “Development of basics for dimensioning rock fall protection embankments in experiment and theory”:

- Small-scale quasi-2D-experiments (chapter 3): These tests primarily have been done to study the impact process, the fracture mechanics inside the embankment and the evolution of the impact disturbed zone.
- Half-scale 3D-experiments (chapter 4): The 3D-tests had been done to assure that results achieved by the small-scale quasi-2D-experiments may also be valid in 3 dimensions. Additionally the larger geometry of the 3D-tests allows measurements with different geotechnical measurement devices at the test embankments (chapter 5).

Small-scale quasi-2D-experimental studies

Quasi-2D-embankment models made of sand and with a thickness of 20 cm have been constructed in a box with one side made of acrylic glass to observe the impact by a high speed camera (Fig. 3.1b). The impact process was recorded with a frame rate of 500 Hz that is 1 picture every 2×10^{-3} s. To analyze the displacement field inside the embankment the Particle Image Velocimetry (PIV) has been used.

Totally 46 of these small-scale quasi-2D-tests have been done. Two types of embankment cross sections have been used in the tests. A symmetric embankment cross section has been used in 16 tests (Fig. 3.4). An asymmetric cross section has been used in 30 tests (Fig. 3.5).

- The symmetric cross section was constructed with slope angles of 49° on both sides. Because this slope angle can be described approximately by a 1:1 slope ratio the identifier of tests with that cross section has been defined as 1111.
- The asymmetric cross section was constructed with an uphill slope of 62.6° and a downhill slope of 37.3° . Because the 62.6° can be approximately described by a 2:1 slope ratio and the 37.3° by a 4:5 slope ratio, the identifier of tests with that cross section has been defined as 2145.

Additional for every type of cross section 3 different crest sizes have been studied in the tests.

Identifier 1111:

- Type A: crest size approx. 24 cm,
- Type B: crest size approx. 13 cm,
- Type D: crest size approx. 6 cm,

Identifier 2145:

- Type A: crest size approx. 19 cm,
- Type B: crest size approx. 9.5 cm,
- Type D: crest size approx. 2.5 cm.

Six different impacting bodies have been used in the tests. Eight tests have been done with a small concrete cylinder named K. The diameter of this cylinder was 11 cm. A larger concrete cylinder with a diameter of 16 cm was used in 11 tests. The identifier of this cylinder is G. Additionally a cylinder made of steel, identifier St, and a diameter of 11.3 cm has been used in six tests. To measure the deceleration during the impact process a concrete cylinder with a 16 cm diameter has been drilled out and a sensor has been placed inside the cylinder (Fig. 3.2). This cylinder was named GS and it was used in 10 tests. Additionally 9 tests have been done with a concrete body with an octahedron cross section (identifier OKT, Fig. 3.16). For comparison 2 tests have been done with a sphere made of Aramith resin.

The impacting bodies have been accelerated by a kind of down pipe with a rectangular cross section (Fig. 3.1a). Because of friction between the impacting bodies and the down pipe the impacting bodies have been moved into rotation. The down pipe was mounted at a framework in such a manner that a small rotation of the complete down pipe was possible. This rotation results in a modification of the angle of impact. Tests have been done with two different adjustments of the down pipe.

The construction material for the embankments was made by mixing 2 different sands and fine gravel. The mix was done in such a way, that the resulting soil was very similar to that one used by Blovsky [21]. Fig. 3.6 shows the grain-size distribution of both soils for comparison.

At the end of a test, before the soil was completely removed, a soil sample has been extracted to measure the water content. The minimum value of the water content in the test series was determined to 3%, the maximum value of the water content in the test series was determined to 8%. As average value over all tests a water content of 5.8% has been determined. The frequency distribution of the water content of all measurements is shown in Fig. 3.9. The result of a proctor compaction test in Fig. 3.8 shows, that the influence of the water content on soil compaction is very limited.

The impacting concrete bodies had been accelerated up to bloc velocities within the range of 5.2 m/s to 6.8 m/s just before the impact. For the cylinder St, which was made of steel, bloc velocities had been achieved within the range of 6.1 m/s to 7.1 m/s. So the bloc velocities of the bloc St had been slightly higher than the velocities of the concrete bodies.

A larger difference exists for the rotational velocities of the different impacting bodies, as shown below:

impactor	ω_{\min} [Hz]	ω_{\max} [Hz]
G	67	76
GS	55	65
K	82	98
St	67	89
Ku	55	66
OKT	0	12

For the ratio of energy of rotation to energy of translation before the impact the average value was determined to 0.4 for the cylinders G and GS and 0.3 for the cylinder K. A lower ratio of energy of rotation to energy of translation with an average value of 0.2 was achieved for the cylinder St, which was made of steel. This lower value is based on the friction coefficient steel on steel, but it is nearby to the values given by Usiro et al. [71] for natural blocs. Only very low rotation was impressed on impacting body OKT. Here the average value of the ratio of energy of rotation to energy of translation before the impact was only 0.003.

To compare the test results of the different impacting bodies the volumetric energy density E_V was introduced. A statistical evaluation of the test results shows a volumetric energy density range for the cylinders G and K of the same order. For the impacting bodies GS and OKT the interval is moved towards lower values (Fig. 3.109).

The basic findings of the small-scale quasi-2D-experimental studies are:

- The test results show that there is a significant influence of bloc rotation during the impact process on a rock fall protection embankment. Even in the case of edged blocs with no or only very low rotation the bloc moves upward the embankment slope during the impact process, when the impact angle comes up to an appropriate value.

- No one of the simple models used up to now and described in chapter 2 for the Impact Disturbed Zone (IDZ) could be verified for rotating blocs.
- Instead the test results show, that during the impact process, rotating blocs have a tendency to move upward (see e.g. Fig. 3.51) and do not follow the trajectory direction before the impact nor produce a horizontal fracture surface.
- The impact process consists of different phases. At the beginning of the impact process compaction occurs nearby the point of impact (see e.g. Fig. 3.77a), but at the end of the impact process in most cases loosening at the embankment crest or at the upper downhill slope occur (see e.g. Fig. 3.77b).
- If a slope inclination of 50° or less has been chosen for the uphill side of an embankment, there is a good chance, that a rotating bloc will overcome the embankment, even if a freeboard of 2 bloc diameters has been kept. So for the design of embankments a slope inclination of 60° or higher should be preferred.
- The thickness of an embankment at the point of impact should be at least a factor of 3.3 of the design bloc's diameter for embankments with no reinforcement

The impact process may be roughly divided into two phases:

- At the beginning of the impact process a compaction of the embankment material nearby the point of impact occurs. But in contrary to the statement given by Blovsky [21], compaction occurs at first in downward direction at the point of impact (see e.g. Fig. 3.77a) and not in upward direction (Fig. 3.78).
- During the further process, displacements may occur at the downhill slope of the embankment or at the crest. Because the crest and the downhill slope is a free boundary of the embankment, these displacements lead to loosening (see e.g. Fig. 3.77b). Only for embankments with dimensions significantly larger than the bloc's diameter such a loosening is of minor relevance and may not endanger the embankment's stability.

Furthermore no large displacements could be observed at the embankment's contact area and dam base in the small-scale quasi-2D-experimental studies. This may also be a result of the s-shaped path of the impacting bodies, which is in upward direction. At the moment large displacements at the embankment's contact area and dam base seem to be only imaginable, if the size of the impacting body is significantly larger, i.e. cross section of impacting body and cross section of the embankment are approximately of the same size.

The enclosed DVD includes movies of selected small-scale quasi-2D-experiments. Raw material as well as movies presenting the evolution of the displacement field with time during the impact process is stored on the DVD.

Half-scale 3D-experimental studies

The small-scale quasi-2D-experiments have been complemented by half-scale 3D-experiments to verify the 2D-results also for the 3D-case. For the 3D-half-scale tests embankment sections 3 m in length and 1.5 m in height have been constructed at the terrain of the Lucerne University of Applied Sciences and Arts. On both sides the embankment was limited by concrete elements (Fig. 4.3). The base area of the embankments varies according to the chosen slope inclination. The maximum dimension perpendicular to the dam axis was 3 m.

All in all ten 3D-tests have been done. Six tests were done with a symmetric embankment cross section and a slope angle of 49°. An asymmetric cross section and a slope angle of 63° at the uphill side were used in two tests. Another two tests have been done using an asymmetric cross section with a slope angle of 69° at the uphill side. The material used for the embankment construction was a gravel sand mixture.

As impactor a concrete sphere with a diameter of 0.35 m and a weight of 50.2 kg has been used (Fig. 4.2). To accelerate the impactor a rubble chute was used, which was fixed at a framework (Fig. 4.1). The height of this construction was about 10.4 m.

The impact process was recorded again by a high speed camera with 500 fps. The camera has been triggered by a photo sensor which was placed at the end of the rubble chute.

Additional the concrete sphere was equipped with the acceleration sensor and the mini data logger which were already used in the 2D-tests (Fig. 3.2).

The impact translational velocity in the tests had been determined to be in the interval 5.6 m/s to 8.7 m/s, the rotational velocity had been determined to be in the interval 29 Hz to 37 Hz. With the exception of one test the ratio of energy of rotation to energy of translation before the impact was found to be in the range of 0.29 to 0.5. This is equal to the results of Usiro et al. [71] for a concrete sphere falling down a natural slope. But in comparison with the ratio of energy of rotation to energy of translation of a natural bloc these values are too high (see Fig. 2.28).

Only in 3 of the 10 half-scale 3D-tests the embankment was not surmounted by the impactor. These tests have the following common characteristics:

- The embankment cross section was symmetric with a slope angle of 49°.
- The thickness of the embankment at the point of impact was at least 2.5 times the bloc diameter.
- The freeboard was chosen to approximately 1.5 times the bloc diameter.
- The angle of impact was very small (5° to 6°)

The very small angle of impact results in a very small upward movement of the bloc along the embankment slope. The freeboard, which was 1.5 times the bloc diameter, therefore was sufficient. So the bloc could not surmount the embankment. On the other hand the thickness of the embankment at the point of impact was large enough to avoid a snap through failure.

A larger angle of impact of about 25° and a smaller freeboard of just about 0.5 times the bloc diameter changes the situation completely. Also in these 2 tests a snap through failure does not occur, but now the embankment was surmounted by the rotating bloc.

In all 4 tests with a slope angle larger than 60° at the uphill side, but with a crest width of only approximately 0.18 m, the embankment was not able to retain the bloc.

In the test with the name `impact_07` the cross section of the embankment corresponded to the cross section 2145 of the small-scale 2D-tests. The uphill slope was constructed with a slope angle of 63°, the downhill slope angle was 37°. No snap through failure occurred in that test, but the bloc jumped over the embankment. In that test the angle of impact was approximately 10°, which is small, but twice the angle in the three tests, where the embankment was able to retain the bloc. The small freeboard of about 0.5 times the bloc diameter certainly assisted the ability of the bloc to surmount the embankment.

In 3 of the 4 tests with a slope angle steeper than 60° at the uphill side, the angle at the downhill side was also steeper than 60°. This resulted in a very slender cross section. So a snap through failure occurred in all 3 tests at the embankment crest. The impactor was first penetrating the embankment up to a depth of 5 cm. After that the direction of the movement of the impactor was changed toward the crest. Simultaneously loosening occurred at the downhill side and material slumped down the slope. The loosened material at the weakened embankment crest was then pushed and removed by the impactor (see e.g. Fig. 4.40).

As already seen in the small-scale 2D-tests the impactor in the 3D-tests showed also an upward movement during the impact process, if the angle of impact reaches a value of 10° or larger. On the other hand simple IDZ-geometries like those in the figures 1.3 and 2.9 could not be observed in the tests.

The enclosed DVD includes movies of selected half-scale 3D-experiments.

To measure displacements inside the embankment 16 push-pull cables, each with a length of 3 m, had been used. The cables had been installed at 4 levels, 4 cables at every level. Plastic spheres had been fixed at the end of the cables, which was placed inside the embankment. The diameter of those plastic spheres was chosen to be approximately the same as the diameter of the largest soil particle. At the other end of the push-pull cables a displacement transducer had been installed.

Only small values of displacements have been measured during the tests. The largest measured values had been less than one centimeter. Furthermore larger displacements induced by an impact seem to be local, because the exterior placed cables showed only very small displacement or no displacement. But it has to be taken into account that this type of measurement device is only able to measure a horizontal component of the total displacement.

The push-pull cables, which had been installed at the lower level D, 45 cm above the embankment's base area, showed no significant displacement. They worked more or less like vibration pick-ups recording the shock wave produced by the impact. The measured displacements had been below a value of 1 mm at level D. So also these results of the 3D-tests correspond well with the PIV-results of the small-scale quasi-2D-experiments.

Determination of geotechnical parameters

The determination of geotechnical parameters has been done during the construction of the embankments for the 3D-tests. In detail the following measurement devices had been used and parameters had been determined:

- Falling weight deflectometer tests had been done using the Terratest 4000 USB device. The tests had been done according to the instructions given by the guideline TP BF-StB, part B 8.3 [5] and the dynamic modulus of deformation E_{vd} was determined.
- A dynamic cone penetrometer, type Kessler K-100, was used according to the instructions given by the guideline ASTM D6951/D6951M-09 [1]. Based on the results of those measurements the resilient modulus M_R was calculated. This was done by using the formula developed by George & Uddin which is presented in [70].
- For measurements with acoustic waves the Olson Instruments SASW-G device was used. Sonic pulse velocity tests as well as spectral analysis of surface waves (SASW) had been done. The goal of those measurements was to determine the dynamic shear modulus G_{dyn} .

Measurements with the falling weight deflectometer had been done on 3 different measurement planes E1 to E3. The material below measurement plane E1 was compacted by a plate vibrator. The material below measurement plane E3 was compacted by hand. At measurement plane E1 the dynamic modulus of deformation E_{vd} was in the range of 25 MN/m² to 35 MN/m². At measurement plane E3 lower values in the range of 15 MN/m² to 25 MN/m² have been received for E_{vd} .

A linear relationship was found between the parameter product $E_v \cdot \cos \alpha$ and the parameter product $E_{vd} \cdot d_{max}$ (Fig. 5.6). To get for both products the same dimensions the product $E_v \cdot \cos \alpha$ was multiplied by the bloc diameter $2r$ (Fig. 5.6). But in all 3D-tests the bloc diameter was the same. Therefore additional tests should be carried out to detect, if there is a relationship for the bloc diameter too.

During the construction of 8 embankments dynamic probing has been done at the middle of the embankment on measurement plane E3. The analysis of these tests for a depth of approximately 30 cm to 50 cm below measurement plane E3, results in a range of approximately 60 MN/m² to 90 MN/m² for the resilient modulus M_R (see table 5.2). Additional there seems to be a relationship between the resilient modulus M_R and the dynamic modulus of deformation E_{vd} . For the used soil material DBS2 approximately a

factor 3 was found for the relation of the resilient modulus M_R and the dynamic modulus of deformation E_{vd} (Fig. 5.11).

Most of the measurements done with elastic waves produced really poor data quality. So in many cases it was not possible to analyze the data or to get reasonable results. The main reasons for this are near field effects, which are a result of the very short travel paths of the waves in the test embankments with limited dimensions. Because of the limited dimensions for example the arrival times of the different wave types often could not clearly be identified. Additional superposition of direct waves and reflected waves occurred. Furthermore in the near field of a signal source like a hammer, the wave front is rather curved than plain. All these effects may influence the data quality and consequently the results.

With direct sonic logging a p-wave velocity of approximately 200 m/s for the material DBS2 had been determined. Assuming an ideal elastic body and with the Proctor density 1870 kg/m^3 the dynamic shear modulus G_{dyn} has been estimated to 25 MN/m^2 . According to Hansbo [33] this value has to be reduced for large deformations produced by an impact. The reduced shear modulus G_{dyn}^* then will be about 10% of the shear modulus G_{dyn} , i.e. the value G_{dyn}^* for material DBS2 is 2.5 MN/m^2 (see also Fig. 2.5).

With the spectral analysis of surface waves (SASW) the wave velocities for Rayleigh waves had been found to be in the range of 75 m/s to 100 m/s. Those wave velocities can be transformed into shear wave velocities v_s by a rule of thumb. Then the shear modulus G_{dyn} may be calculated again by means of the Proctor density 1870 kg/m^3 . The shear modulus G_{dyn} as a result of this procedure is lower than that one estimated from direct sonic logging and is in the range of 11 MN/m^2 to 20 MN/m^2 .

Results and future prospects

The results of the small-scale quasi-2D-experiments as well as the results of the half-scale 3D-experiments showed the bloc rotation as a fact of utmost importance for the impact process of a bloc onto a rock fall protection embankment. The assumption of Tissieres [69], that bloc rotation will only increase the bearing capacity of the soil and therefore can be neglected, has been rebutted by the test results.

Additional the idea of a very simple geometry of the impact disturbed zone (IDZ) with a downgrade or horizontal fracture surface at the bottom has to be rejected. In contrast the test results in 2D as well as in 3D show an upward movement of the rotating blocs during the impact process for an angle of impact of 10° or larger. The trajectory of the rotating bloc is s-shaped and the emersion point is above the point of impact. The reason for that is a combination of bloc rotation, the component of the velocity acting parallel to the embankment slope (Fig. 4.53) and the loosening at the downhill slope due to the shock wave (see chapter 3.7).

The 3D-tests done with a slope angle smaller than 50° at the uphill slope and an embankment thickness at the point of impact, which is larger than 2.5 bloc diameters, produced only very small upward movements for an angle of impact equal or smaller than 6° . If the angle of impact on the other hand is equal 25° or larger, the rotating bloc will overcome the embankment most likely. The angle of impact is therefore a factor of high relevance in the impact process.

Test results of the small-scale quasi-2D-experiments showed, that also edged blocs with only minor rotation or no rotation before the impact, may have the capability to move upward a 50° embankment slope. If the angle of impact is larger than 14° the bloc may also be able to reach the level of the embankment's crest, even the freeboard has been chosen to twice the bloc's diameter. Taking into account that real blocs will have an additional rotation before the impact with a ratio of energy of rotation to energy of translation of about 0.1 to 0.2 as shown by Usiro et al. [71] in field tests, it seem to be most likely that those blocs will overcome the embankment. Therefore it is recommended to use an uphill slope for rock fall protection embankments, which is steeper than 50° .

A slope with an angle steeper than 50° may be constructed for example by using a retaining wall made of stonework or by means of geogrid reinforcement. Retaining walls made of stonework are often used in Switzerland, but they act as a rigid construction and this results in a very short reaction time for the impact and a large value for the impulse exchange between bloc and embankment. In comparison an embankment with geogrid reinforcement is soft and deformable and therefore this will increase the reaction time for the impact process. In both cases additional investigations should be done to clarify the functionality in connection with rotating blocs.

With the small-scale 2D-test facility it was possible to do experiments with cylinders as impacting bodies as well as with a concrete body with an octahedron cross section. With the half-scale 3D-test facility it was only possible to do tests with a sphere. In most of those tests with a cylinder or a sphere made of concrete the ratio of energy of rotation to energy of translation catches a value larger than 0.3. This agrees well with the results of field tests done by Usiro et al [71] for a sphere. But the values are much too high for natural blocs as also shown by Usiro et al. On the other hand the results of the tests with the body with an octahedron cross section produced a ratio of energy of rotation to energy of translation, which was below the value 0.01 and therefore below the minimum level given by Usiro et al. for natural blocs.

Therefore a knowledge gap exists for an impact of a bloc with a ratio of energy of rotation to energy of translation in the range of 0.1 to 0.2 onto a rock fall protection embankment. This affects especially edged blocs. This knowledge gap should be closed by further investigations. This is necessary labor to get clearness regarding the extent of the freeboard as well as the possible installation of additional measures to avoid an overcoming of the embankment.

The PIV analysis of the small-scale quasi-2D-tests showed an impact process consisting of different phases. At the beginning of this process compaction occurs nearby the point of impact. But during the further procedure the shock wave produced by the impact may generate loosening at the opposite slope of the embankment. This occurs because the embankment slope at the downhill side is a free boundary. If the embankment thickness at the point of impact in the 2D-tests had an extent of about a factor 3 compared with the bloc diameter, the displacements at the downhill area of the embankment did not come up to a critical value and no failure occurred.

The results of the 2D-tests had been proved true by 3D-tests in such a way, that impact tests on slender embankment cross sections produced loosening and slope failure before the embankment was surmounted or a snap through failure occurred. The test done by Peila et al. [53] at a non-reinforced embankment also shows a tension crack along the embankment crest. Additional on both sides of this snap through failure area a slope failure can be seen and the material had been slipped off (Fig. 2.19). On the other hand such a slope failure has not been observed in the 3D-tests for an embankment with a minimum thickness of 2.5 bloc diameters at the point of impact and a lower slenderness in the cross section. Also a snap through failure did not occur in those tests.

Neither the results of the PIV analysis of the quasi-2D-experiments nor the displacement measurements done in the lower measurement plane during the 3D-tests showed significantly large displacements in the embankment's contact area or nearby. Therefore a stability problem at the embankment's contact area as a consequence of an impact could not be seen in the tests. But this may be a consequence of the chosen relationships for geometry and mass of bloc and embankment. If the bloc's cross section and mass comes up to the size and mass of the cross section of the embankment, this result may be valid not any longer.

1 Veranlassung

Zum Schutz von Wohnbebauungen und Verkehrswegen gegen Blockschlag und Grossblockschlag mit hohen Energien (> 3000 kJ) wurden und werden in der Schweiz Dammbauwerke geplant und errichtet (z.B. ausgeführte Schutzdämme an der N2 bei Gurtellen, geplanter Schutzdamm für die Überbauung Obermättli in Weggis, LU, etc.). Solche Steinschlagschutzdämme lassen sich meist gut in das Landschaftsbild eingliedern und erfordern in der Regel einen geringen Wartungsaufwand. Ihnen wird aus diesen Gründen oft auch dann noch der Vorzug gegeben, wenn die zu erwartenden Energien auch noch mit Steinschlagschutznetzen aufgenommen werden könnten. Für die Bemessung solcher Bauwerke fehlen derzeit jedoch noch Grundlagen und einheitliche Regelungen.

Die bisherige Vorgehensweise in der Schweiz ist meist wie folgt:

- Zunächst wird eine Steinschlagsimulation für das Projektgebiet durchgeführt. Die numerischen Berechnungen liefern Angaben zu den Sprunghöhen der Blöcke im Bereich des geplanten Schutzdammes sowie „energetische“ Grössen wie Blockgeschwindigkeit, Blockenergie und Blockimpuls.
- Aus den Sprunghöhen der Blöcke im Bereich des geplanten Bauwerks kann die erforderliche Bauwerkshöhe abgeleitet werden. Die statische Bemessung des Bauwerks erfolgt in der Regel nach klassischen Bemessungsansätzen, die lediglich die Stabilität des Bauwerks an sich beinhalten, wie z.B. Nachweise zur Böschungstabilität und zum Grundbruch (siehe Norm SIA 267 [14]).
- Wenn der Lastfall „Impakt durch einen Block“ betrachtet wird, erfolgt dies in der Regel mit der Methode der statischen Ersatzkraft. Hierzu wird, unter Annahme einer Bruchkörpergeometrie im Bauwerk, eine Gleichgewichtsbetrachtung der Kräfte an diesem Bruchkörper durchgeführt.

Die heute üblicherweise in der Schweiz verwendete Formel für die Bemessung von Steinschlagschutzdämmen mit einer statischen Ersatzkraft für den Impakt entstammt der Richtlinie des ASTRA für eingedeckte Galeriebauwerke [3] und entspricht daher völlig anderen geometrischen und materialtechnischen Gegebenheiten als dies bei einem Steinschlagschutzdamm der Fall ist (vgl. Abb. 1.1).

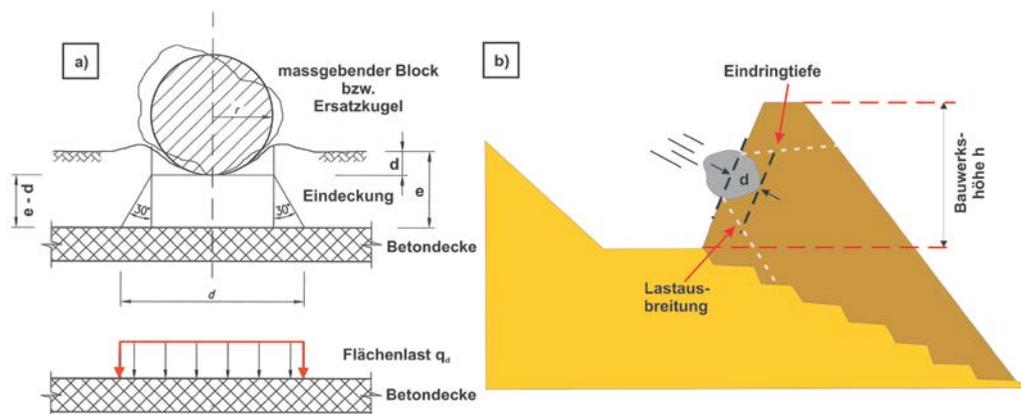


Abb. 1.1 Vergleich von Geometrie und Aufbau: a) Modell für die Bemessung von Galeriebauwerken mit Betondecke und Eindeckung aus Lockergestein gemäss der Richtlinie des ASTRA [3], b) Steinschlagschutzdamm mit freiem Rand im Bereich der Dammkrone und ohne innere Betonkonstruktion.

Das der Richtlinie des ASTRA für eingedeckte Galeriebauwerke zugrundeliegende Modell besteht aus einer Stahlbetondecke, der eine Lockergesteinsbedeckung mit der konstanten Dicke e überlagert ist (vgl. Abb. 1.1 a). Ziel ist hier die Bemessung der

Stahlbetondecke mit Hilfe einer gleichverteilten Flächenlast q_d auf einer Kreisfläche. Die Lockergesteinsbedeckung dient lediglich der Dämpfung der Impaktenergie sowie der Verteilung der Kraft auf die Betonplatte.

Die statische Ersatzkraft F_k zur Bemessung der Betondecke wird nach der ASTRA-Richtlinie wie folgt ermittelt:

$$F_k = 2.8 \cdot e^{-0.5} \cdot r^{0.7} \cdot M_{E,k}^{0.4} \cdot \tan \varphi_k \cdot \left(\frac{m_k v_k^2}{2} \right)^{0.6} \quad (1.1)$$

mit:

F_k [kN]	charakteristischer Wert der Kraft am Aufprallort
e [m]	Schichtstärke der Eindeckung (vgl. Abb. 1.1 a)
r [m]	Radius der Ersatzkugel (vgl. Abb. 1.1 a)
$M_{E,k}$ [kN/m ²]	charakteristischer Wert des statischen M_E -Moduls des Eindeckungsmaterials
φ_k [°]	charakteristischer Wert des Reibungswinkels des Eindeckungsmaterials
m_k [t]	charakteristischer Wert der Masse des Steinblocks
v_k [m/s]	charakteristischer Wert der Aufprallgeschwindigkeit

Für die Eindringtiefe d des Blocks in die Lockergesteinsbedeckung gilt:

$$d = \left(\frac{m_k \cdot v_k^2}{F_k} \right) \quad (1.2)$$

Bei der Ermittlung der statischen Ersatzkraft F_k nach der Richtlinie des ASTRA für eingedeckte Galeriebauwerke gehen also die bodenmechanischen Größen Reibungswinkel φ_k und statischer Elastizitätsmodul $M_{E,k}$ des Eindeckungsmaterials sowie die Mächtigkeit e des Eindeckungsmaterials ein. Weiterhin gehen ein die Abmessungen des Blocks durch den Radius der Ersatzkugel sowie die translatorische Energie des Blocks beim Aufprall. Da die Formel aus den Versuchsergebnissen von Freifallversuchen abgeleitet wurde (vgl. hierzu [24] bzw. [51]) und diese eine Rotation des Blocks nicht berücksichtigen können, fehlt der Einfluss der Rotation in der Formel zwangsläufig.

Die Probleme, die sich aus der Verwendung der Gleichung (1.1) für die Ermittlung einer statischen Ersatzkraft für den Lastfall „Impakt“ im Falle eines Steinschlagschutzdammes ergeben, sollen anhand des Beispiels der Steinschlagschutzdämme Wilerwald, Gurtellen, aufgezeigt werden.

Bei der Bemessung der Steinschlagschutzdämme Wilerwald, Gurtellen, wurden für den Lastfall „aussergewöhnliche Einwirkung Steinschlag“ zwei Lastfälle unterschieden [40]:

- Lastfall 1: ein Block mit der Masse $m_k = 50$ t und der Auftreffgeschwindigkeit $v_k = 25$ m/s,
- Lastfall 2: ein Block mit der Masse $m_k = 160$ t, Auftreffgeschwindigkeit ebenfalls $v_k = 25$ m/s.

Für den Lastfall 1 wurde in den Berechnungen von einem Block mit einem Volumen von 20 m³ und der Dichte 2.6 t/m³, d.h. einer Masse von 52 t, ausgegangen. Der Radius r der Ersatzkugel ergibt sich für einen solchen Block zu 1.68 m.

Für die Charakterisierung der Eindeckung wurden die folgenden bodenmechanischen Kennwerte verwendet: $\varphi_k = 42^\circ$, $M_{E,k} = 20$ MN/m². Den Berechnungen wurde eine „Schichtstärke der Eindeckung“ $e_1 = 5$ m zugrunde gelegt (vgl. Abb. 1.2). Mit diesen Werten ergibt sich für die statische Ersatzkraft F_k ein Wert von $28'625$ kN.

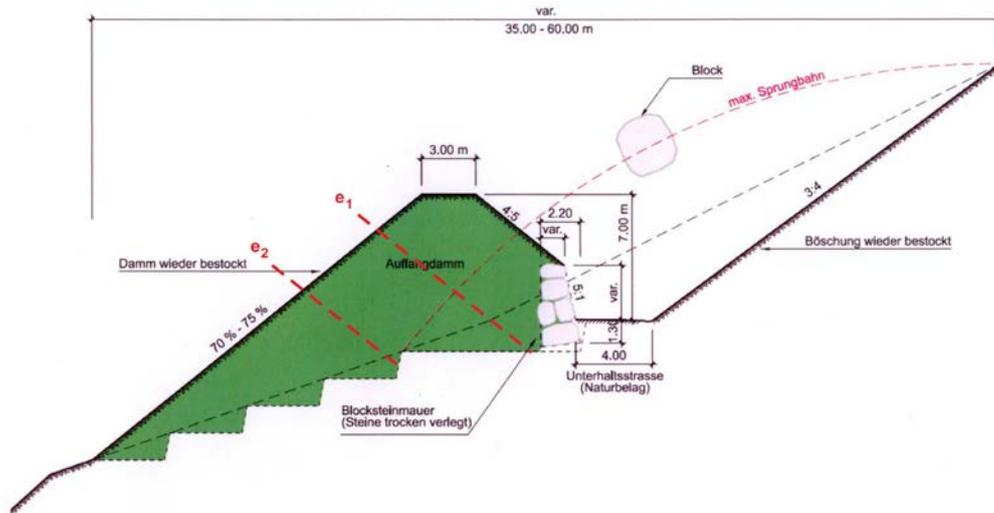


Abb. 1.2 Steinschlagschutzdamm Wilerwald, Gurtnellen, Normalprofil Dammschneidung Nord, Bauprojekt [39]. Rot eingezeichnet sind die in den statischen Berechnungen für die Lastfälle 1 bzw. 2 verwendeten „Schichtstärken der Eindeckung“ e_1 bzw. e_2 .

Der statischen Ersatzkraft F_k wurde der Reibungswiderstand R eines einfachen Bruchkörpers, der durch den Impact aus dem Dammkörper herausgedrückt wird, gegenübergestellt. Abb. 1.3 a) zeigt diesen einfachen Bruchkörper in Form eines Pyramidenstumpfs mit den Abmessungen $b_{\text{mittel}} = 14 \text{ m}$, $h_{\text{mittel}} = 7 \text{ m}$ und $l_{\text{mittel}} = 10 \text{ m}$. Mit der Raumlast $\gamma_D = 21 \text{ kN/m}^3$ und dem Reibungswinkel $\varphi = 42^\circ$ ergibt sich aus der Gegenüberstellung von statischer Ersatzkraft und Reibungswiderstand für den Pyramidenstumpf ein globaler Sicherheitsbeiwert $\gamma = 1.04$ [40], d.h. ein Einzelereignis des Lastfalls 1 kann durch den Damm aufgehalten werden.

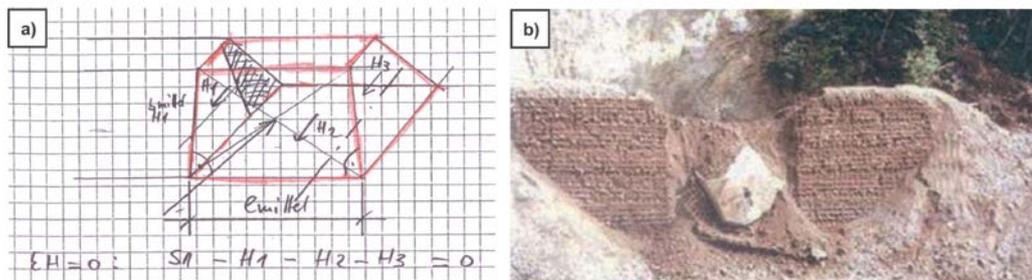


Abb. 1.3 Bruchkörper: a) Modellvorstellung zum Bruchkörper bei den statischen Berechnungen im Bauprojekt für die Steinschlagschutzdämme Wilerwald [40]. b) Bresche, die bei den Versuchen von Peila et al. [53] durch den Impact eines Blocks in einen unbewehrten Erddamm geschlagen wurde. Die Form der geschlagenen Bresche ähnelt dem Bruchkörper in Abbildung a) sehr stark.

Im Lastfall 2 mit dem 160 t Block wurden für die Berechnung der statischen Ersatzkraft F_k der M_E -Wert und auch die „Schichtstärke der Eindeckung“ verdoppelt: $M_E = 40 \text{ MN/m}^2$, $e_2 = 10 \text{ m}$. Die statische Ersatzkraft ergibt sich mit diesen Werten zu $F_k = 67.9 \text{ MN}$.

Der Reibungswiderstand wurde wiederum für einen Pyramidenstumpf, diesmal mit den Abmessungen $b_{\text{mittel}} = 14 \text{ m}$, $h_{\text{mittel}} = 11 \text{ m}$ und $l_{\text{mittel}} = 14 \text{ m}$, berechnet und ergibt sich zu $R = 63.4 \text{ MN}$. Um hier einen globalen Sicherheitsbeiwert $\gamma > 1$ zu erhalten wurde nun angenommen, dass aufgrund der Lastausbreitung im Damm 1/3 der statischen Ersatzlast unterhalb der Bruchebene, d.h. unterhalb der Grundfläche des Pyramidenstumpfs, abgetragen wird und daher lediglich 2/3 der statischen Ersatzlast auf den Bruchkörper angesetzt werden müssen.

Die Verdopplung des M_E -Werts von 20 MN/m^2 auf 40 MN/m^2 dürfte auf die Anmerkung in der Richtlinie des ASTRA für eingedeckte Galeriebauwerke zurückzuführen sein, dass sich der M_E -Wert des aufgetragenen Eindeckungsmaterials infolge natürlicher Verdichtung des Materials im Laufe der Zeit bis auf das Doppelte erhöhen kann. Im Falle eines Dammbauwerks wird das eingebrachte Material jedoch in der Regel lagenweise verdichtet. Zwar kommt es auch hier zu Langzeitsetzungen und Verdichtung des Dammstoffes, diese dürften jedoch kaum zu einer Verdoppelung des M_E -Werts des Dammstoffes führen.

Setzt man bei der Berechnung der statischen Ersatzkraft, wie im Lastfall 1, den statischen Modul zu $M_E = 20 \text{ MN/m}^2$, so ergibt sich $F_k = 50.7 \text{ MN}$. Als globalen Sicherheitsbeiwert erhält man dann $\gamma = 1.25$ ohne dass man die Annahme treffen muss, dass aufgrund der Lastausbreitung $1/3$ der statischen Ersatzlast zu vernachlässigen ist.

In Abb. 1.4 ist die statische Ersatzkraft F_k für den Lastfall 2 in Abhängigkeit von der Schichtstärke der Eindeckung e für die beiden Varianten $M_E = 20 \text{ MN/m}^2$ bzw. $M_E = 40 \text{ MN/m}^2$ dargestellt. Man erkennt aus dieser Darstellung zum einen, dass die statische Ersatzkraft mit zunehmender Schichtstärke e deutlich abnimmt. Zum anderen führt die Verdoppelung des Wertes des statischen Moduls M_E von 20 MN/m^2 auf 40 MN/m^2 zu einer Erhöhung der statischen Ersatzkraft um ca. 32%, unabhängig davon wie mächtig die Schichtstärke e ist (vgl. auch Gl. (1.1)).

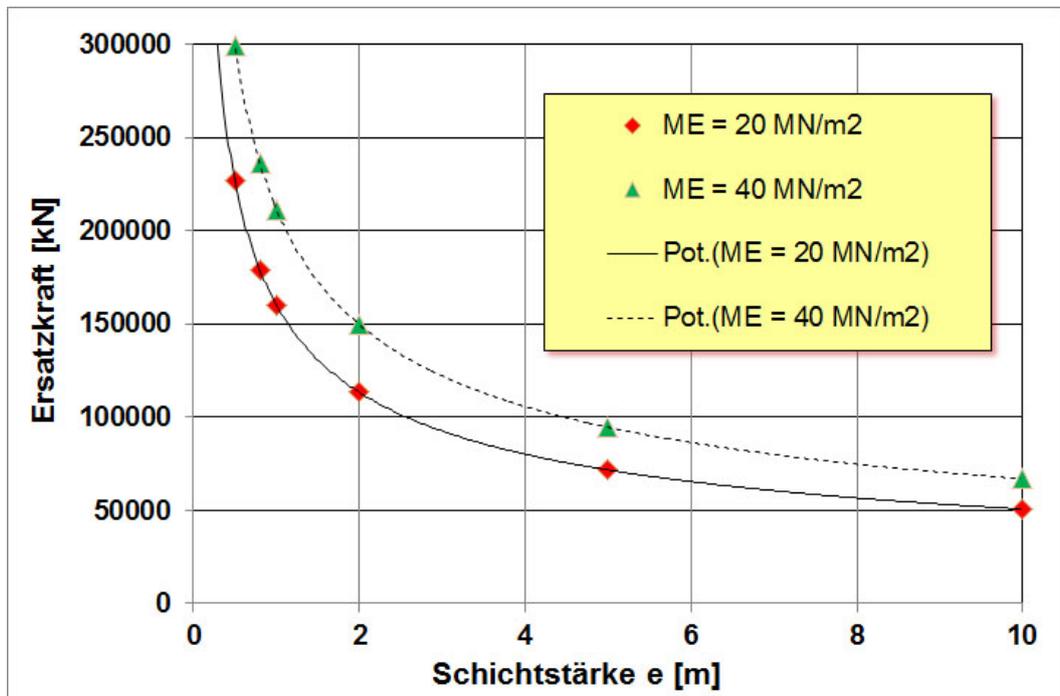


Abb. 1.4 Statische Ersatzkraft F_k in Abhängigkeit der Schichtstärke der Eindeckung e für den Lastfall 2, Block mit 160 t , für die beiden Fälle $M_E = 20 \text{ MN/m}^2$ und $M_E = 40 \text{ MN/m}^2$, Reibungswinkel $\varphi = 42^\circ$ in beiden Fällen.

Abb. 1.5 zeigt ebenfalls die statische Ersatzkraft F_k in Abhängigkeit von der Schichtstärke der Eindeckung e , allerdings für den Lastfall 1 und für eine Variation des Reibungswinkels $\varphi = 42^\circ \pm 5^\circ$. Die Variation des Reibungswinkels um 5° führt hier zu einer Veränderung der statischen Ersatzkraft um ca. 17% - 20%. Der statische Modul beträgt bei allen 3 Kurven in Abb. 1.5 $M_E = 20 \text{ MN/m}^2$. Die gleichen Prozentanteile ergeben sich auch für den Lastfall 2 mit dem 160 t Block und einem M_E -Wert von 40 MN/m^2 (vgl. Abb. 1.6 sowie Gl. (1.1)).

Die Anwendung der Gleichung (1.1) auf andere Bauwerke als Galerien mit Eindeckung wurde auch schon von Ploner et al. [58] diskutiert. Sie geben an, dass in ihrem Projektbeispiel eines Schutzdamms die Anwendung der Gleichung (1.1), je nach Wahl der Parameter e und M_E , zu einer grossen Schwankungsbreite von 1:3 bei der ermittelten statischen Ersatzkraft führte und sie daher diese Methode für die Bemessung ihres Schutzbauwerks verworfen haben.

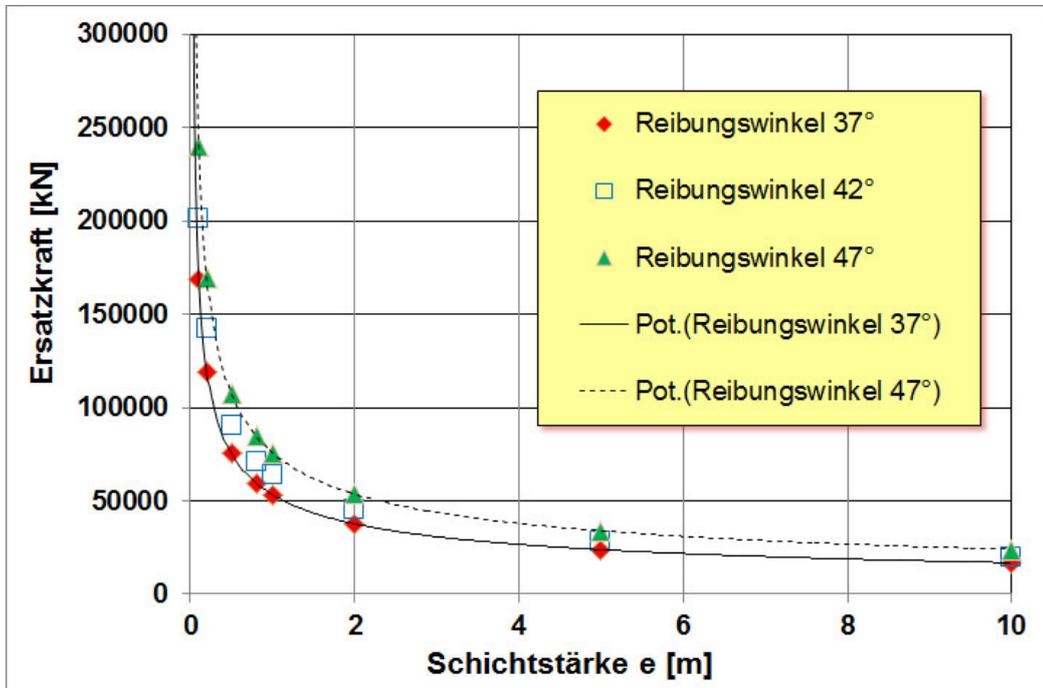


Abb. 1.5 Statische Ersatzkraft F_k in Abhängigkeit der Schichtstärke der Eindeckung e für den Lastfall 1, Block mit 52 t, für 3 ausgewählte Reibungswinkel $\varphi = 37^\circ$, 42° und 47° , $M_E = 20 \text{ MN/m}^2$ in allen 3 Fällen.

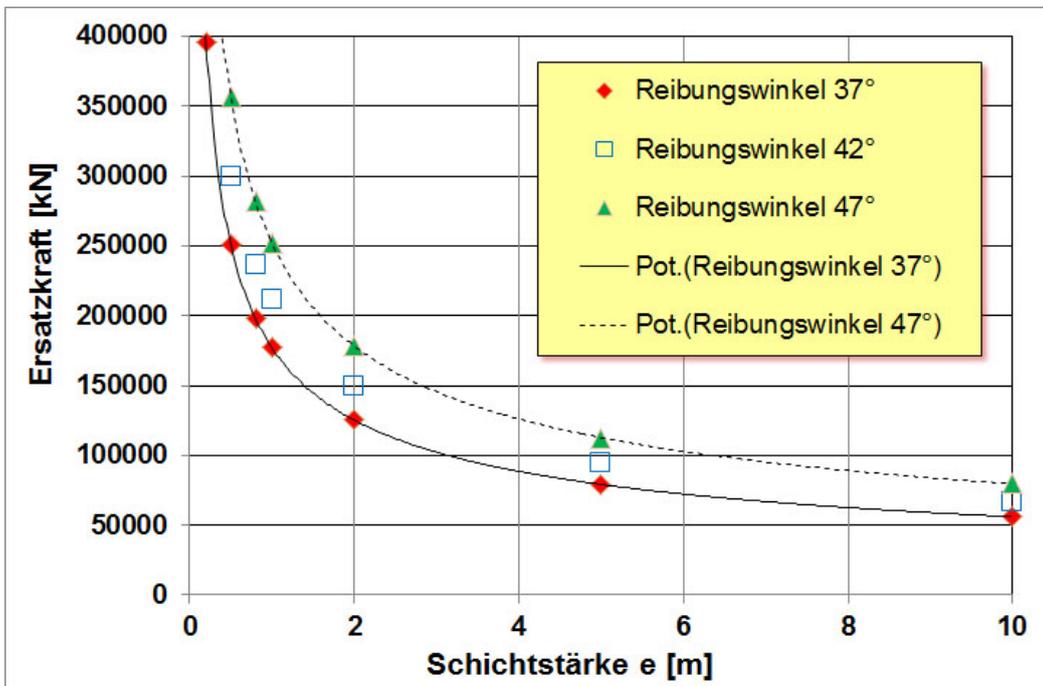


Abb. 1.6 Statische Ersatzkraft F_k in Abhängigkeit der Schichtstärke der Eindeckung e für den Lastfall 2, Block mit 160 t, für 3 ausgewählte Reibungswinkel $\varphi = 37^\circ$, 42° und 47° , $M_E = 40 \text{ MN/m}^2$ in allen 3 Fällen.

Aus der Darstellung in Abb. 1.2 ist zudem ersichtlich, dass es aufgrund der Geometrie und des Aufbaus des Dammquerschnitts sehr schwierig ist hier eine „Schichtstärke“ e analog zum Fall des Galeriebauwerkes zu definieren (vgl. Abb. 1.1 a). Hinzu kommt, dass es sich bei der Dammkrone und den Dammböschungen um freie Begrenzungsflächen des Bauwerks handelt, anders als im Falle des Berechnungsmodells des Galeriebauwerkes, welches zu den Seiten hin quasi unbegrenzt angenommen wird. Auch kann für die Bemessung des Damms nicht von einer gleichverteilten Last auf eine Kreisfläche, wie im Falle der einfachen Geometrie mit der Betonplatte, ausgegangen werden.

2 Stand der Technik

Im Rahmen einer Literaturstudie an der Hochschule Luzern (HSLU) wurden verschiedene Ansätze für den Impakt in einem Boden oder in bodenähnlichen Stoffen hinsichtlich der Eignung für die Bemessung von Steinschlagschutzdämmen untersucht und eine Gegenüberstellung der Bemessungsansätze hinsichtlich ihrer Annahmen und ihrer Tauglichkeit für die Anwendbarkeit auf Steinschlagschutzdämme durchgeführt. Die in der Literatur vorliegenden Modellansätze für einen Impakt lassen sich grob in 3 Gruppen einteilen:

- Bestimmung der Eindringtiefe eines Impaktkörpers in einen Boden oder in bodenähnliche Stoffe.
- Bestimmung einer statischen Ersatzkraft, Bemessung mittels der statischen Ersatzkraft und eines Bruchmodells.
- Bemessung mit dynamischen Grössen.

2.1 Bestimmung der Eindringtiefe

Für die Berechnung der Eindringtiefe in einen Boden oder in bodenähnliche Stoffe werden häufig Formeln verwendet, die ursprünglich für ballistische Geschosse abgeleitet wurden. So zitieren z.B. Carotti et al. [23] und Maccaferri [49] die Veröffentlichung von Kar [38] bzw. Pichler et al. [54] zitieren u.a. die Arbeiten von Forrestal et al. [30] und Li & Chen [45]. Bei der Verwendung dieser Formeln für ballistische Geschosse ist zu beachten, dass sie oft empirisch aus Versuchen abgeleitet wurden, d.h. sie sind häufig dimensionsbehaftet (vgl. z.B. [38] oder [75]). Zudem sind einige der Vereinfachungen in den Formeln auf Versuche an Betonobjekten zurückzuführen.

Kar [38] gibt an, dass die Eindringtiefe x eine Funktion des Durchmessers des Impaktkörpers $2r$, seiner Masse m , der Impaktgeschwindigkeit v_k und eines sogenannten „nose shape“ Faktors N^* ist. Der „nose shape“ Faktor wird empirisch ermittelt und ist ein Mass für den Rundungsgrad der Projektilspitze. Weiterhin ist die Eindringtiefe x nach Kar abhängig vom Elastizitätsmodul E_I des Impaktormaterials sowie der statischen Druckfestigkeit σ_d des Bodens:

$$x = f(2r, m, v, N^*, E_I, \sigma_d) \quad (2.1)$$

Nach Pichler et al. [54], die sich auf [30] und [45] beziehen, ist die Eindringtiefe x ebenfalls eine Funktion der Masse des Impaktkörpers m , der Impaktgeschwindigkeit v und des „nose shape“ Faktors N^* . Abweichend zu Gleichung (2.1) geben sie jedoch an, dass die Eindringtiefe abhängig ist von der Dichte ρ_B des Bodens, einer charakteristischen Länge der „boulder nose“ l_N sowie dem Eindrückwiderstand R_B des Bodens:

$$x = f(l_N, m, v, N^*, \rho_B, R_B) \quad (2.2)$$

In den Herleitungen der Gleichungen für die Eindringtiefe wird die charakteristische Länge der „boulder nose“ l_N dem Projektildurchmesser $2r$ gleichgesetzt. Zudem ist anzumerken, dass bei [45] der Parameter R als einaxiale Druckfestigkeit des Betonkörpers bezeichnet wird, auf den das Projektil geschossen wird und nicht als Eindrückwiderstand. Bei Dorren [25], der sich bei seinem Steinschlagsimulationsprogramm Rockyfor3D ebenfalls auf die Modellvorstellungen von Pichler et al. bezieht, findet man für den Eindrückwiderstand R_B die Korrelation:

$$R_B = 55 \cdot 10^9 \cdot R_n^7 \quad (2.3)$$

R_n ist hierbei die Stosszahl in Normalenrichtung (normal coefficient of restitution).

Basierend auf dem Modell von Forrestal et al. [30] lässt sich eine dimensionslose Eindringtiefe $x/2r$ wie folgt definieren (siehe [45]):

$$\frac{x}{2r} = \sqrt{\frac{1 + k\pi/4N}{1 + I/N} \cdot \frac{4k}{\pi} \cdot I} \quad \text{für } x/2r \leq k \quad (2.4)$$

$$\frac{x}{2r} = \frac{2}{\pi} \cdot N \cdot \ln\left[\frac{1 + I/N}{1 + k \cdot \pi/4N}\right] \quad \text{für } x/2r > k \quad (2.5)$$

N wird als Geometriefunktion des Impaktkörpers bezeichnet und es gilt:

$$N = \frac{m}{\rho_B \cdot (2r)^3 \cdot N^* \cdot B} \quad (2.6)$$

B ist ein dimensionsloser Kompressibilitätskoeffizient und kann für Böden zu 1.2 gesetzt werden (vgl. [45]). Für den Wert des „nose shape“ Faktors N^* gibt es unterschiedliche Angaben in der Literatur. Pichler et al. bestimmen N^* zu 0.4527, Dorren setzt $N^* = 0.5$. Eine Zusammenstellung unterschiedlicher Formulierungen für N^* findet sich z.B. bei Li & Chen [45].

I wird als Impaktfunktion bezeichnet, für die gilt:

$$I = \frac{m \cdot v^2}{R \cdot (2r)^3} \quad (2.7)$$

k ist ein dimensionsloser Parameter, der die Kratertiefe bzw. Eindringtiefe beim Impact kennzeichnet [45]. Für einen Impact eines Körpers mit einer ebenen Front auf einen Halbraum ergibt sich nach der Theorie von Prandtl die Tiefe der plastischen Zone zu $0.707 \cdot 2r$ (vgl. Abb. 2.1 a). Für den Fall eines Projektils mit einer ebenen Frontfläche beträgt somit der Wert für k gleich 0.707. Bei einem Projektil, dessen Frontfläche eine gewölbte oder kegelförmige Fläche aufweist, wird hingegen angenommen, dass die Spitze des Impaktkörpers in den Halbraum eindringt, wie in Abb. 2.1 b) dargestellt. Die eindringende Spitze erzeugt einen Krater bzw. eine plastische Zone mit einer Tiefe, die maximal der Höhe H des Projektilkopfes entspricht. Dringt das Projektil tiefer ein, so wird angenommen, dass dann lediglich noch der Projektilschaft wirkt und zwar so, wie ein Projektil mit einer ebenen Frontfläche. In diesem Fall gilt:

$$k = 0.707 + \frac{H}{2r} \quad (2.8)$$

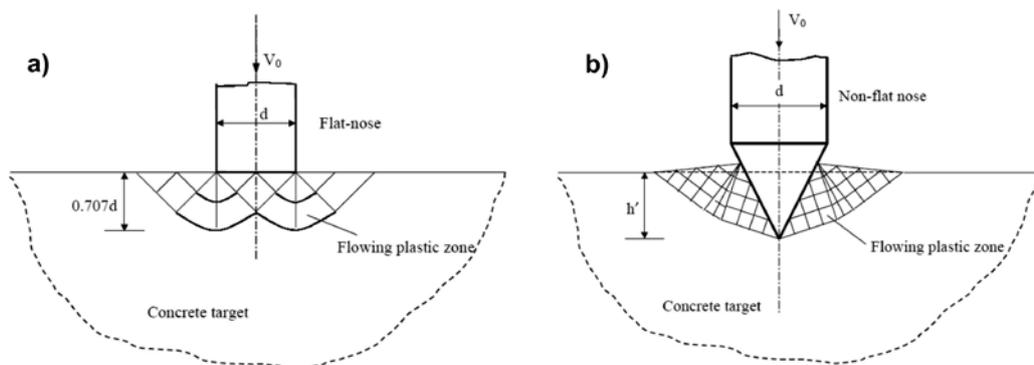


Abb. 2.1 Gleitlinienfelder in Beton für einen Impact eines Körpers mit a) einer ebenen Front und b) mit einer kegelförmigen Front [45].

Für ein Projektil mit einem halbkugelförmigen Kopf ergibt sich somit $k = 1.207$. Dieser Wert wird auch im Programm Rockyfor3D zur Berechnung des Impakts eines Blocks auf einen Hang verwendet [25].

Die Geschwindigkeiten solcher ballistischen Geschosse liegen jedoch mit 100 bis 200 m/s oder noch deutlich höheren Werten, um ein Vielfaches über einer maximal möglichen Blockgeschwindigkeit bei einem Blockschlag. Zudem weicht deren stromlinienförmige Geschossform signifikant von der Form eines natürlichen Blocks ab.

Weiterhin führen solche ballistischen Geschosse in der Regel auch keine Rotation in Ausbreitungsrichtung aus, sondern sind allenfalls mit einem Drall versehen.

2.2 Bestimmung einer statischen Ersatzkraft

Neben Gleichung (1.1) zur Ermittlung einer statischen Ersatzkraft F_k bei einem Impakt auf einen Boden aus der Richtlinie des ASTRA für eingedeckte Galeriebauwerke [3] finden sich in der Literatur noch eine Reihe weiterer Ansätze zur Bestimmung einer statischen Ersatzkraft. Eine Zusammenstellung findet sich z.B. bei Montani [51]. Nachfolgend soll auf einige dieser Ansätze kurz eingegangen werden.

2.2.1 Statische Ersatzkraft nach Hertz

Die Formel für die maximale Aufprallkraft einer Kugel mit dem Radius r , der Masse m und der Geschwindigkeit v auf einen elastischen Halbraum geht zurück auf die klassische Theorie des elastischen Stosses zweier Kugeln nach Hertz (1881). Für den Impakt einer Kugel auf einen elastischen Halbraum wird angenommen, dass eine der Kugeln sehr viel grösser ist als die andere und sich daraus näherungsweise der Halbraum ergibt. Eine Herleitung der Formel für die maximale Aufprallkraft findet sich z.B. bei Lorentz [48]:

$$F_{\max} = \left(\frac{\pi}{3} M_E\right)^{\frac{2}{5}} \cdot r^{\frac{1}{5}} \cdot \left(\frac{5}{2} \cdot \frac{1}{2} m v^2\right)^{\frac{3}{5}} = 1.765 \cdot M_E^{\frac{2}{5}} \cdot r^{\frac{1}{5}} \cdot E_{\text{trans}}^{\frac{3}{5}} \quad (2.9)$$

Bei der vorstehenden Formel wird angenommen, dass sich der Elastizitätsmodul des Halbraumes nach Boussinesq durch den statischen M_E -Wert ausdrücken lässt.

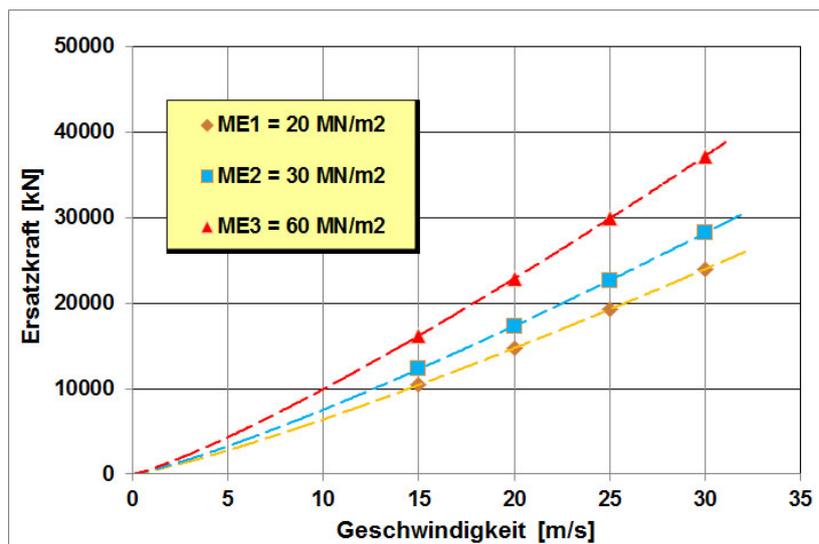


Abb. 2.2 Maximale Aufprallkraft F_{\max} einer Kugel mit dem Radius $r = 1.25$ m und der Masse $m = 21.67$ t nach Hertz für die Kennwerte des Bodens $M_E = 20$ MN/m², 30 MN/m² bzw. 60 MN/m² in Abhängigkeit von der translatorischen Geschwindigkeit v der Kugel.

Die Modellvorstellung geht weiterhin davon aus, dass beim Stoss ein ideal elastisches Materialverhalten vorhanden ist, d.h. das tatsächliche plastische Materialverhalten kann nicht berücksichtigt werden, die Formel enthält daher auch keinen entsprechenden Parameter, wie z.B. den Reibungswinkel in Formel (1.1). Zudem ergeben sich aus der Geometrie des Halbraums und der Geometrie eines endlichen Dammquerschnitts unterschiedliche Randbedingungen.

2.2.2 Statische Ersatzkraft nach dem Japanese Rock Fall Protection Handbook

Yoshida et al. [73] verwenden die folgende Formel für die Ermittlung der statischen Ersatzkraft F_k für einen Impakt auf ein Galeriebauwerk:

$$F_k = 2.108 \cdot (m \cdot g)^{2/3} \cdot \lambda^{2/5} \cdot H^{3/5} \cdot \beta^* \quad (2.10)$$

Die Formel geht ebenfalls auf die klassische Theorie des elastischen Stosses zweier Kugeln zurück. m ist die Blockmasse in Tonnen und H die Fallhöhe in Meter. g ist die Erdbeschleunigung. Der Faktor β^* ergibt sich aus dem Verhältnis der Schichtstärke der Eindeckung e und dem Durchmesser $2r$ des Blocks zu

$$\beta^* = \left(\frac{e}{2r}\right)^{-0.58} \quad (2.11)$$

Auch hier geht also die Mächtigkeit der Lockergesteinsbedeckung in die Formel ein.

λ wird als Lamésche Konstante für die Lockergesteinsbedeckung bezeichnet und hat die Einheit kN/m^2 . Im Japanese Rock Fall Protection Handbook [37] finden sich für λ Werte zwischen 1000 und 3000 kN/m^2 . Yoshida (persönliche Mitteilung) gibt an, dass in Japan in der Regel Sand als Eindeckungsmaterial verwendet wird und hierfür der Parameter λ zu 1000 kN/m^2 gesetzt wird.

Es ist zu beachten, dass es sich bei der in der Gleichung (2.11) als Lamésche Konstante bezeichneten Grösse nicht um den aus der Elastizitätstheorie bekannten ersten Laméschen Parameter handelt, der üblicherweise ebenfalls mit λ bezeichnet wird. Denn aus der Theorie elastischer Wellen lässt sich der erste Lamésche Parameter λ aus der Wellengeschwindigkeit der Kompressionswelle v_p , der Wellengeschwindigkeit der Scherwelle v_s und Dichte ρ des Mediums durch das die Welle läuft ermitteln und es gilt:

$$\lambda = \rho \cdot (v_p^2 - 2 \cdot v_s^2) \quad (2.12)$$

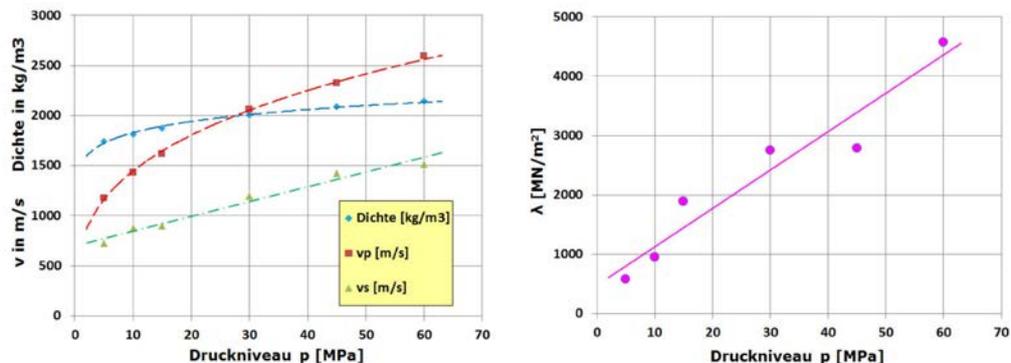


Abb. 2.3 links: Wellengeschwindigkeit der Kompressionswelle v_p , Wellengeschwindigkeit der Scherwelle v_s und Dichte ρ eines Sands in Abhängigkeit vom vorherrschenden Druck nach Laine & Sandvik [44], rechts: aus den Daten im linken Diagramm berechnete Werte für den ersten Laméschen Parameter λ für einen Sand.

In Abb. 2.3, links, sind für einem Sand die Ergebnisse von Messungen der Wellengeschwindigkeit der Kompressionswelle v_p , der Wellengeschwindigkeit der Scherwelle v_s und der Dichte ρ in Abhängigkeit des herrschenden Drucks dargestellt (aus [44]). Legt man diese Werte zugrunde und berechnet den ersten Laméschen Parameter λ nach Gleichung (2.12), stellt man fest, dass die so erhaltenen Werte für λ (vgl. Abb. 2.3, rechts) um ca. einem Faktor 1000 höher und damit deutlich oberhalb des Intervalls 1000 bis 3000 kN/m^2 liegen, welches im Japanese Rock Fall Protection Handbook für den Parameter λ zu finden ist.

Abb. 2.4 zeigt analog zu Abb. 1.5 die statische Ersatzkraft F_k in Abhängigkeit von der Schichtstärke e für einen Block mit der Masse $m = 52 \text{ t}$ und einer Impaktgeschwindigkeit $v = 25 \text{ m/s}$. Für eine Schichtstärke von 5 m (vgl. Abb. 1.2) und $\lambda = 1000 \text{ kN/m}^2$ ergibt sich die statische Ersatzkraft zu ca. 13.5 MN. Nimmt man an, dass die Schichtstärke e gleich dem Blockdurchmesser ist, erhält man für die statische Ersatzkraft einen Wert von ca. 17 MN.

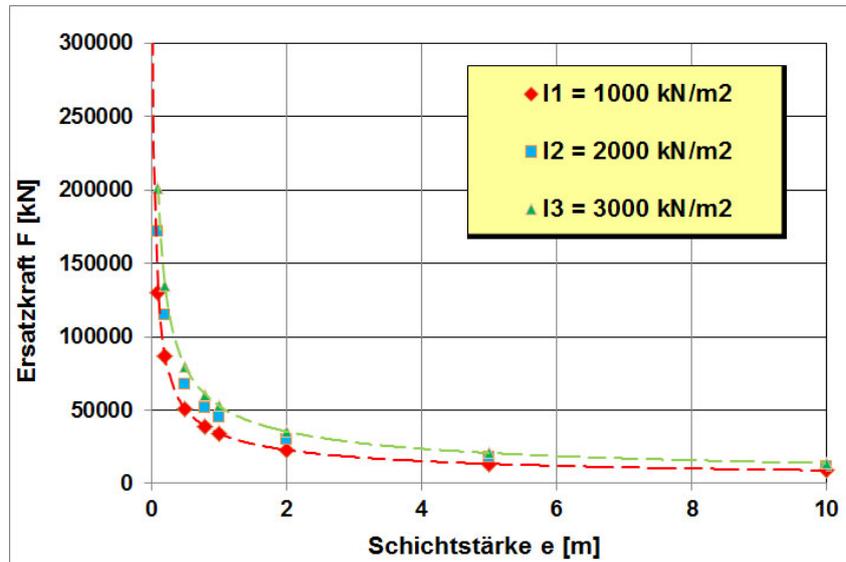


Abb. 2.4 Statische Ersatzkraft F_k nach der Formel aus dem Japanese Rock Fall Protection Handbook in Abhängigkeit der Schichtstärke der Eindeckung e für einen Block mit $m = 52 \text{ t}$ und einer Geschwindigkeit beim Aufschlag von 25 m/s für $\lambda = 1000 \text{ kN/m}^2$, 2000 kN/m^2 bzw. 3000 kN/m^2 .

Neben der Problematik, dass auch bei dieser Formel wiederum eine Schichtstärke e in die Berechnung der statischen Ersatzkraft für einen Impakt eingeht, besteht zudem eine Unklarheit hinsichtlich des Parameters λ , der einerseits die mechanischen Eigenschaften der Eindeckung wiedergeben soll und andererseits aber nicht mit dem aus der Elastizitätstheorie bekannten ersten Laméschen Parameter übereinstimmt.

2.2.3 Statische Ersatzkraft nach Montani

Montani [51] hat Freifallversuche an einem Versuchsaufbau ausgeführt, der aus einer 20 cm starken Betonplatte, einer 10 cm starken Sandschicht sowie einer Lockergesteinseindeckung mit einer variablen Dicke zwischen 25 cm und 90 cm bestand. Die Zielsetzung dieser Versuche bestand darin den Impakt auf Galeriebauwerke mit Eindeckung genauer zu untersuchen. Die aus diesen Versuchen abgeleitete Formel für die statische Ersatzkraft an der Oberfläche der Eindeckung enthält daher neben den bodenmechanischen Größen Modul M_E und Reibungswinkel φ auch wieder eine Schichtstärke e für die Mächtigkeit der Eindeckung:

$$F_k = 1.35 \cdot r^{\frac{1}{5}} \cdot e^{\frac{1}{3e}} \cdot M_E^{\frac{2}{5}} \cdot (\tan \varphi)^{\frac{1}{5}} \cdot \left(\frac{1}{2} m v^2\right)^{\frac{3}{5}} \quad (2.13)$$

In Gleichung (2.13) wurde in Abwandlung der Originalgleichung von Montani anstelle der potentiellen Energie, die sich aus der Fallhöhe des Impaktkörpers bei den Versuchen ergab, die translatorische Energie des Blocks beim Aufprall eingesetzt. Damit enthält Gleichung (2.13) die gleichen Parameter für die Eindeckung (e , M_E , φ) und den Impaktkörper (r , m , v) wie Gleichung (1.1). Unterschiede ergeben sich allerdings für den konstanten Faktor in den beiden Gleichungen sowie für die Exponenten beim Radius des Impaktkörpers r , beim Tangens des Reibungswinkels φ des Eindeckungsmaterials sowie für die Mächtigkeit e der Eindeckung. Tendenziell ergibt sich jedoch für die statische Ersatzkraft F_k in Abhängigkeit von der Mächtigkeit der Eindeckung e ein ähnlicher Kurvenverlauf, wie die in den Abbildungen 1.4 bis 1.6 dargestellten Kurvenverläufe. Auch die Problematik hinsichtlich der Anwendbarkeit dieser Gleichung auf die Aufgabenstellung „Impakt auf einen Schutzdamm“ entspricht den bereits in Kapitel 1 gemachten Ausführungen.

2.2.4 Statische Ersatzkraft nach Mayne & Jones

Mayne & Jones [50] geben die maximale Kraft F_{\max} beim Impakt eines Fallgewichts mit dem Radius r und der Masse m aus der Höhe h auf die Erdoberfläche für den Fall der dynamischen Bodenverdichtung an mit:

$$F_{\max} = \sqrt{\frac{3.2 \cdot m \cdot g \cdot h \cdot r \cdot G_{dyn}^*}{\pi^2 \cdot (1-\nu)}} = \sqrt{\frac{3.2}{\pi^2} \cdot E_{trans} \cdot r \cdot \frac{G_{dyn}^*}{(1-\nu)}} \quad (2.14)$$

Im Gegensatz zur den zuvor genannten Modellvorstellungen wird bei der Formel von Mayne & Jones kein statischer Elastizitätsmodul zur Abschätzung der Kraft verwendet, sondern der dynamische Scher- oder Schubmodul G_{dyn} . Dieser Schermodul G_{dyn}^* ist jedoch nicht gleichbedeutend mit dem dynamischen Schermodul G_{dyn} , der aus Bodendichte ρ und Scherwellengeschwindigkeit v_s abgeleitet wird. Im Falle der grossen Verformungen des Impakts wird nach Hansbo [33] angenommen, dass der Wert für G_{dyn}^* lediglich ca. ein Zehntel des seismischen dynamischen Schermoduls G_{dyn} beträgt. Dies ist eine Folge davon, dass der Schermodul mit zunehmender Scherverformung stark abnimmt (vgl. Abb. 2.5 aus [46] oder z.B. [34]).

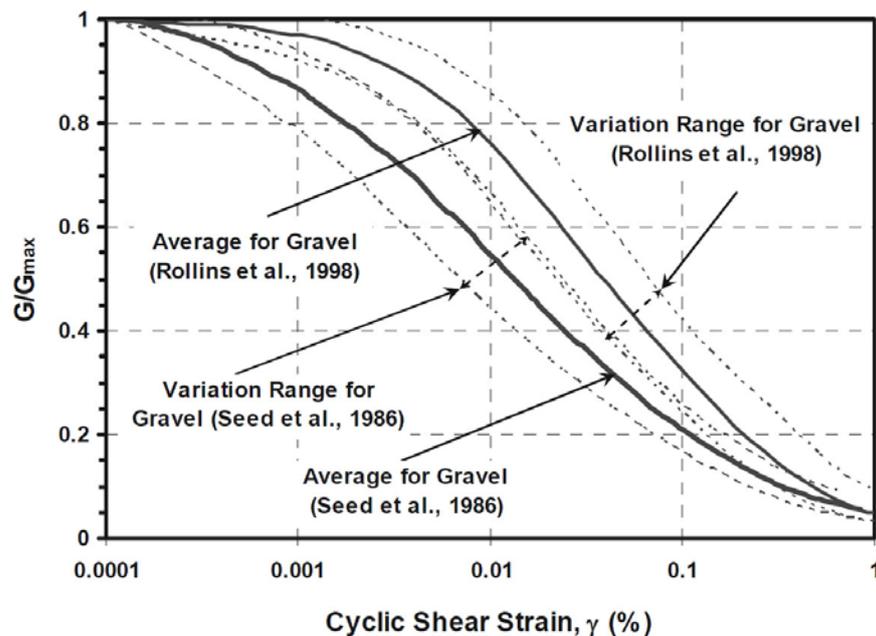


Abb. 2.5 Typischer Zusammenhang zwischen dem normierten Schubmodul G/G_{\max} und der Scherdehnung γ für Kies [46].

Neben der Schwierigkeit den Parameter G_{dyn} im praktischen Fall zu bestimmen, besteht auch bei diesem Modell das Problem der Verschiedenheit der Geometrien Halbraum und Dammquerschnitt mit den jeweiligen Randbedingungen.

2.2.5 Statische Ersatzkraft nach Plassiard & Donzé

Aus numerischen Berechnungen nach der Distinct Element Method (DEM) haben Plassiard & Donzé [56] eine Formel für die Kraft beim Impact eines kugelförmigen Blocks auf einen symmetrischen Dammquerschnitt abgeleitet (vgl. Abb. 2.6). Danach lässt sich die maximale Kraft F_{max} beim Impact allein aus der Translationsenergie E_{trans} ermitteln, d.h. die Kraft ist in diesem Fall nur Abhängig von den kinetischen Eigenschaften des Blocks, nicht aber von der Geometrie und den Baustoffeigenschaften des Schutzbauwerks und es gilt:

$$F_{\text{max}} = 225 \cdot \left[\frac{1}{2} m v^2 \right]^{2/3} \quad (2.15)$$

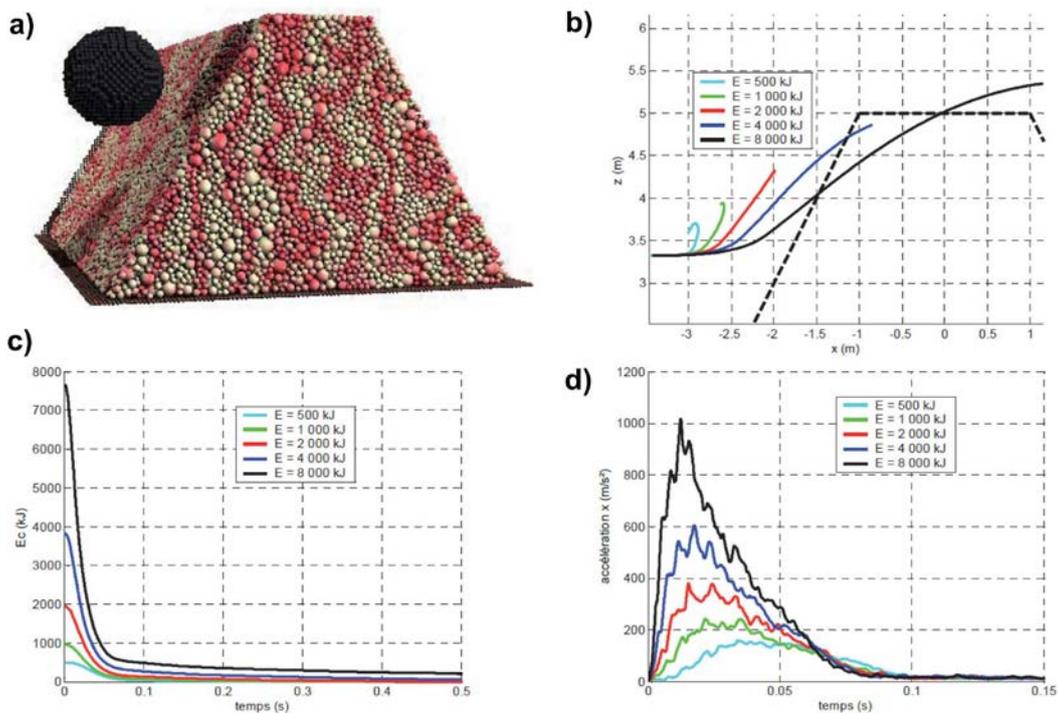


Abb. 2.6 a) DEM-Model für die Impaktsimulation, b) Trajektorien des Impaktkörpers für verschiedene translatorische Blockenergien beim Impact, c) zeitliche Entwicklung der translatorischen Energie während des Impakts, d) Abbremsung des Blocks infolge des Impakts auf den Damm [57].

In einer weiteren Veröffentlichung von Plassiard & Donzé im Jahre 2010 [55], bei der nun auch die Ergebnisse von numerischen Berechnungen zu unsymmetrischen Dammquerschnitten vorgestellt werden, ist jedoch lediglich noch von einer Proportionalität zwischen F_{max} und $E_{\text{trans}}^{2/3}$ die Rede. Weiterhin wird gesagt, dass es neben der Translationsenergie E_{trans} weitere Größen gibt, die Einfluss auf die Kraft F_{max} haben und die die geometrischen und mechanischen Eigenschaften des Dammbauwerks beschreiben. Die wesentlichsten Einflussgrößen auf die Kraft F_{max} sind demnach der Elastizitätsmodul E des Dammmaterials und der Böschungswinkel β des Damms auf der Impactseite. Abhängigkeiten der Kraft F_{max} von der Kronenbreite des Damms und dem Böschungswinkel auf der dem Impact abgewandten Seite wurden zwar ebenfalls festgestellt, diese sind jedoch nach Plassiard & Donzé von geringerer Bedeutung.

Bereits in der Veröffentlichung von Plassiard & Donzé aus dem Jahre 2009 [56] wird festgehalten, dass neben der Höhe, auf der der Impact erfolgt, dem Winkel zwischen der Bewegungsrichtung des Blocks und der Senkrechten auf die Dammböschung sowie der Translationsenergie des Blocks E_{trans} auch die Rotationsenergie E_{rot} des Blocks von signifikanter Bedeutung ist.

Diese Aussage hinsichtlich der Bedeutung der Rotationsenergie E_{rot} beim Impact eines Blocks auf ein Dammbauwerk widerspricht damit der Aussage von Tissieres [69], der davon ausgeht, dass die Rotationsenergie, da sie allenfalls zu einer Erhöhung der Tragfähigkeit des Dammmaterials beiträgt, vernachlässigt werden kann.

2.2.6 Berechnungsansatz „Kraftstoss“ nach Ploner et al.

Der Bewegungszustand eines Körpers der Masse m , der sich mit einer gleichförmigen Geschwindigkeit v bewegt, wird mit dem Impuls

$$p = m \cdot v \quad (2.16)$$

beschrieben. Nach dem 1. Newtonschen Axiom ist eine Änderung des Impulses p nur möglich, wenn eine Kraft F auf den Körper einwirkt. Die durch F bewirkte zeitliche Änderung des Impulses ist nach dem 2. Newtonschen Axiom gegeben durch

$$F = \frac{dp}{dt} \quad (2.17)$$

Gleichung (2.17) lässt sich umschreiben in:

$$dp = F \cdot dt \quad (2.18)$$

Das Produkt aus F dt wird als Kraftstoss bezeichnet. In seiner integralen Form ergibt sich für den Impuls p :

$$p = \int_0^{te} F(t) \cdot dt \quad (2.19)$$

Aus der integralen Formulierung für den Impuls leiten Ploner et al. [58] ab, dass man den Impuls als „Kraft-Zeit-Fläche“ mit einem bestimmten Schwankungsbereich betrachten kann (Abb. 2.7). In ihren weiteren Betrachtungen nehmen sie an, dass das Verhältnis zwischen maximaler und minimaler Kraft einem Verhältnis von 2:1 entspricht.

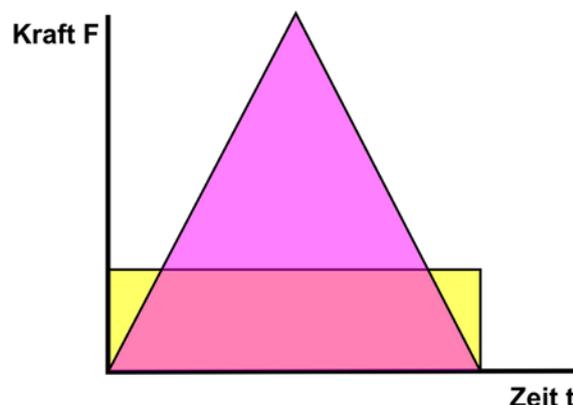


Abb. 2.7 Kraft-Zeit-Fläche: Darstellung möglicher Extremwerte nach Ploner et al. [58], Dreieck-Impulsfläche mit F_{max} , Rechteck-Impulsfläche mit F_{min} .

Für die minimale bzw. maximale Kraft beim Impact ergibt sich dann nach Ploner et al.:

$$F_{\min} = \frac{m \cdot v}{\Delta t} \quad (2.20)$$

$$F_{\max} = \frac{2 \cdot m \cdot v}{\Delta t} \quad (2.21)$$

Für die Ermittlung der Kraft über den Impuls-Ansatz muss die Zeitdauer Δt des Impact-Vorgangs bekannt sein bzw. bestimmt werden. Die Zeitdauer Δt des Impact-Vorgangs, aber auch der Kraft-Zeit-Verlauf beim Impact werden jedoch durch die Materialeigenschaften des Damms und dessen Geometrie bestimmt. Grundsätzlich lässt sich der folgende Sachverhalt angeben:

- Für ein weiches, leicht deformierbares Material ist Δt gross,
- für ein hartes, wenig deformierbares Material ist Δt klein.

Geht man davon aus, dass die „Kraft-Zeit-Fläche“ konstant ist, da ja der Impuls für einen bestimmten Block vor dem Impact $p = m \cdot v$ beträgt und der Betrag der „Kraft-Zeit-Fläche“ daher nicht grösser werden kann als dieser Wert, so bedeutet dies dass die maximale Kraft F_{\max} umso grösser wird, je kleiner die Zeitdauer Δt ist und umgekehrt.

Ausgehend von den Versuchen von Montani [51], bei denen für den Impactvorgang Zeiten zwischen 30 bis 70 Millisekunden ermittelt wurden, legen Ploner et al. die mittlere Dauer des Impactvorgangs für die Berechnung einer statischen Ersatzkraft zu $\Delta t = 0.05$ s fest. Für diesen Wert berechnen sie die minimale und die maximale Kraft gemäss den Formeln (2.20) und (2.21). Dem Bemessungsansatz für das Bauwerk legen Ploner et al. dann die minimale Kraft zugrunde.

Bei einem Stoss zwischen zwei Festkörpern lassen sich zwei Extremfälle unterscheiden:

- Für einen ideal elastischen Stoss ist die Kompressionsperiode gleich der Restitutionsperiode im Kraft-Zeit-Verlauf, d.h. der Kraft-Zeit-Verlauf ist symmetrisch (Abb. 2.8 a). Ploner et al. gehen somit gemäss Abb. 2.7 von einem ideal elastischen Stoss aus.
- Bei einem ideal plastischen Stoss fehlt die Restitutionsperiode, d.h. hier ist nur eine Kompressionsperiode vorhanden (Abb. 2.8 c). Legt man analog zu Ploner et al. einen linearen Kraft-Zeitverlauf zu Grunde (vgl. Abb. 2.7, Dreieck-Impulsfläche), so ergibt sich für den ideal plastischen Stoss, dass die Kraft F_{\max} dann doppelt so gross sein muss, wie beim ideal elastischen Stoss, da $p = m \cdot v$ in beiden Fällen gleich gross ist.

Im Realfall eines Impakts wird der Kraft-Zeit-Verlauf unsymmetrisch verlaufen, d.h. die Kompressionsperiode wird grösser sein als die Restitutionsperiode (Abb. 2.8 b).

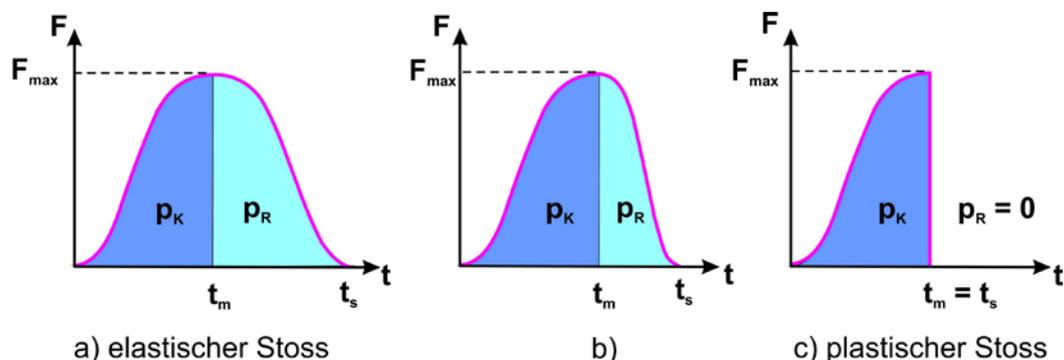


Abb. 2.8 Schematische Darstellung der Kraft-Zeit-Flächen für den ideal elastischen Stoss mit $p_K = p_R$, den Realfall mit $p_K \neq p_R$ und den ideal plastischen Stoss mit $p_R = 0$

2.2.7 Berechnungsansatz „bezogene Energie“ von Hofmann und Mölk

Hofmann & Mölk [36] verwenden für die Auswertung ihrer Impaktversuche an Modell-dämmen eine, wie sie es nennen, „bezogene Energie“ E^* . Diese bezogene Energie ist wie folgt definiert:

$$E^* = \frac{E_{trans}}{(\gamma_D \cdot A_a \cdot 2r \cdot h_a)} \quad (2.22)$$

γ_D ist die Raumlast des Bodens und $2r$ der Durchmesser der Stahlkugel, die für die Impaktversuche verwendet wurde. A_a ist die durch den Impakt aktivierte Fläche und h_a die Höhe dieser aktivierten Dammfläche (vgl. Abb. 2.9).

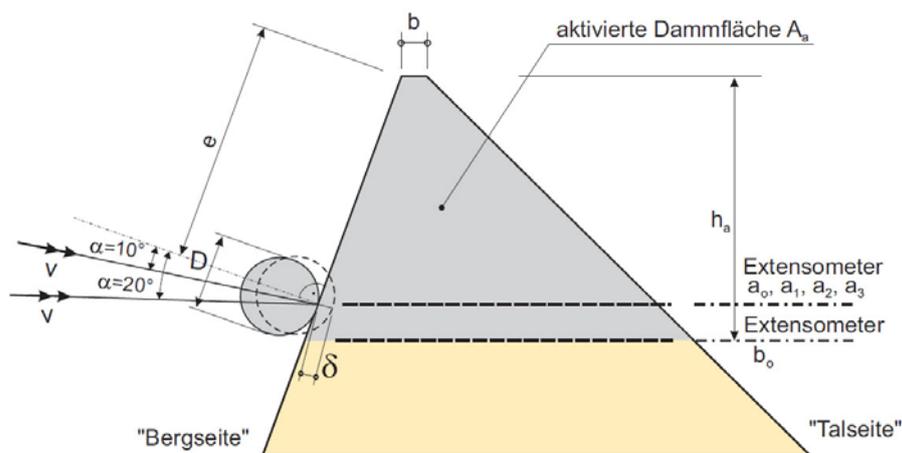


Abb. 2.9 Durch den Impakt aktivierter Dammbereich (grau eingefärbt) mit einer unten ebenen horizontalen Begrenzung nach Hofmann & Mölk [36].

Während also die Höhe h_a der aktivierten Fläche zweimal bei dieser Definition der bezogenen Energie E^* eingeht (einmal direkt und ein zweites Mal über die Fläche A_a), geht die Breite des Bruchkörpers nicht mit ein, obwohl Hofmann & Mölk angeben, dass die aktivierte Breite des Erddamms in Querrichtung des Stosses bei den Versuchen „ein wesentlicher und konsistenter Parameter“ war.

Auch die Rotationsenergie E_{rot} geht bei den Betrachtungen von Hofmann & Mölk nicht mit ein, sondern es wird lediglich der Translationsanteil der Impaktenergie $E_{trans} = \frac{1}{2} m v^2$ berücksichtigt.

Für die Abschätzung der statischen Ersatzkraft zur Bemessung des Schutzdamms geben Hofmann & Mölk die Gleichung

$$F = \frac{m_b \cdot v_b^2}{\delta} \quad (2.23)$$

an. Die Eindringtiefe δ des Blocks (vgl. Abb. 2.9) wird über das dimensionslose Diagramm in Abb. 2.10 ermittelt.

Ihren Überlegungen haben Hofmann & Mölk einen zunächst linear ansteigenden und dann linear abfallenden Kraftverlauf, analog zur Dreieck-Impulsfläche in Abb. 2.7, zugrunde gelegt. Weiterhin wird von einem linear auf Null abfallenden Geschwindigkeitsverlauf beim Impakt ausgegangen (vgl. Abb. 2.11).

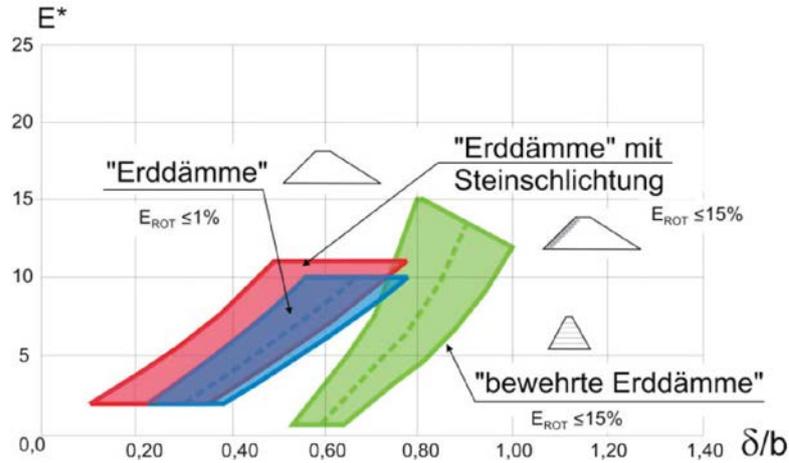


Abb. 2.10 Dimensionslose Darstellung der Versuchsergebnisse von Hofmann & Mölk: bezogene Energie E^* in Relation zu der auf die Dammkronenbreite b normierten Eindringtiefe für verschiedene Dammausbildungen [36].

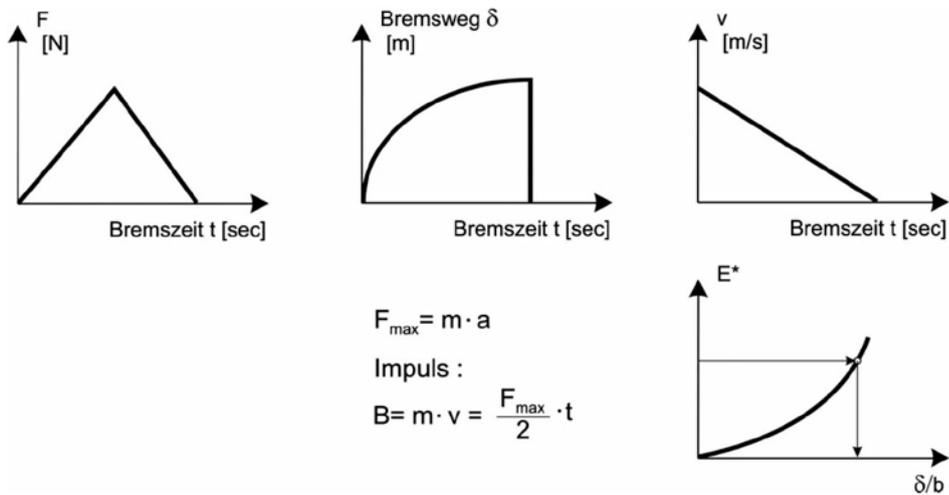


Abb. 2.11 Annahmen für die Auswertungen von Hofmann & Mölk [36].

Aus der angegebenen nahezu symmetrischen Dreiecks-Impulsfläche in Abb. 2.11 folgt, dass es sich um ein weitgehend elastisches Modell für den Impact handelt (vgl. Abb. 2.8). Ein solches Modell hat jedoch eine Vorzeichenumkehr der Geschwindigkeit v_b in der Restitutionsphase zur Folge, d.h. die Kurve für den Geschwindigkeits-Zeit-Verlauf müsste über den Nullpunkt hinweg fortgesetzt werden. Es ist zudem anzumerken, dass ein linearer Verlauf im Kraft-Zeit-Diagramm und gleichzeitig ein linearer Verlauf beim Geschwindigkeits-Zeit-Verlauf mathematisch-physikalisch nicht zusammen passen:

$$F = m \cdot a = m \cdot \frac{dv}{dt} = m \frac{d}{dt}(v_b - C \cdot t) = -m \cdot C = konst. \tag{2.24}$$

Die Kontrolle der statischen Ersatzkraft erfolgt nach Hofmann & Mölk nach der Formel

$$F = \frac{2 \cdot v_b \cdot m_b}{\Delta t} \tag{2.25}$$

wobei die Stossdauer oder Impactzeit Δt gemäss Abb. 2.12 abgeschätzt werden kann. Gleichung (2.25) ist identisch mit Gleichung (2.21) für die maximale Kraft F_{max} nach Ploner et al. [58].

Für Dämme ohne Geokunststoffbewehrung geben Hofmann & Mölk aufgrund ihrer Modellversuche eine Stossdauer von 0.05 bis 0.15 s an (Abb. 2.12).

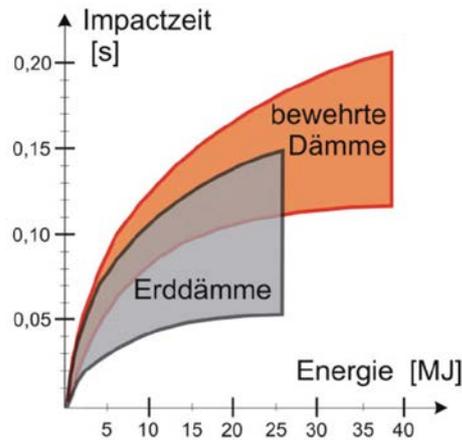


Abb. 2.12 Geschätzte Impactzeiten nach Hofmann & Mölk [36].

Beim Eindringen des Blocks in den Damm wird die Arbeit W_R verrichtet. Diese Arbeit lässt sich als Produkt aus Kraft und Verformungsweg darstellen:

$$W_R = F \cdot \delta \quad (2.26)$$

Im Falle eines ideal elastischen Stosses (vgl. Abb. 2.8 a) ist an der maximalen Eindringtiefe des Impakts die translatorische Energie E_{trans} des Blocks vollständig in die Arbeit W_R umgewandelt worden:

$$E_{trans} = \frac{1}{2} \cdot m_b \cdot v_b^2 = F \cdot \delta = W_R \quad (2.27)$$

Für die Kraft lässt sich somit schreiben:

$$F = \frac{1}{2} \cdot \frac{m_b \cdot v_b^2}{\delta} \quad (2.28)$$

Mit Gleichung (2.28) ergibt sich somit für einen ideal elastischen Stoss, wie ihn die Dreiecks-Impulsfläche in Abb. 2.11 zeigt, eine statische Ersatzkraft, die nur halb so gross ist, wie die statische Ersatzkraft nach Gleichung (2.23) von Hofmann & Mölk.

2.2.8 Vergleich der mit unterschiedlichen Modellen erhaltenen statischen Ersatzkraft

Am Beispiel eines Blocks mit einem Durchmesser von 2.5 m und einer Blockgeschwindigkeit $v_b = 20$ m/s beim Aufschlag wurden für einige der vorstehend diskutierten Modellansätze statische Ersatzkräfte berechnet. Abb. 2.13 zeigt die Variation der ermittelten statischen Ersatzkräfte im Vergleich. Dabei ergibt sich bei diesem Beispiel zwischen dem kleinsten Wert für $F = 6$ MN/m² nach Plassiard & Donzé [56] und dem grössten Wert $F = 25.9$ MN/m² (ASTRA, $e = 0.5$ m [3]) ein Faktor grösser 4.

Für die minimale bzw. maximale statische Ersatzkraft ergibt sich nach dem Modell von Ploner et al. [58] ein Wert von 8.67 MN bzw. ein Wert von 17.4 MN. Die minimale Kraft nach Ploner et al. ist somit grösser als die Kraft, die nach der Formel von Plassiard & Donzé [56] für einen symmetrischen Damm ermittelt wurde; die maximale Kraft nach Ploner et al. ist hingegen kleiner als die Kraft, die nach Mayne & Jones [50] mit dem dynamischen Schubmodul G_{dyn} für einen Impakt auf einen Halbraum ermittelt wurde (vgl. Abb. 2.13).

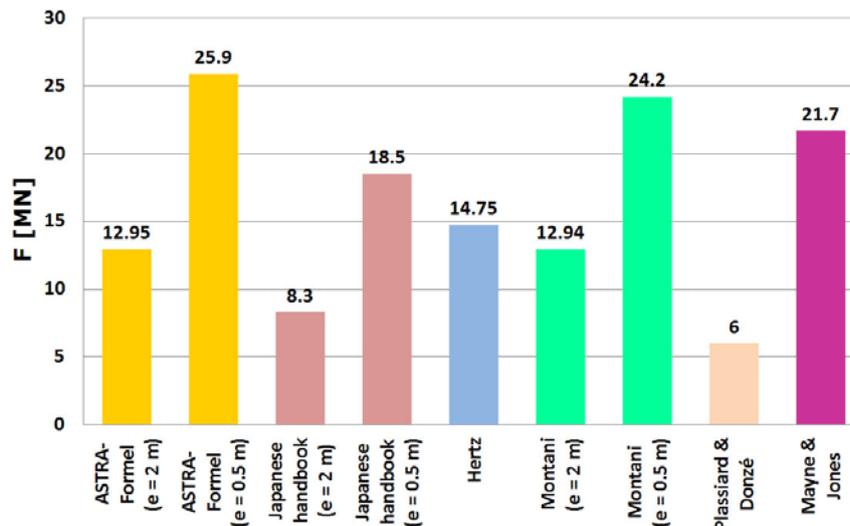


Abb. 2.13 Übersicht der berechneten Ersatzkraft beim Impact eines Blocks mit einem Durchmesser von 2.5 m und einer Geschwindigkeit von 20 m/s beim Aufprall nach Formeln verschiedener Autoren.

2.2.9 Modellvorstellungen zum Bruchkörper in einem Damm infolge eines Impakts

Die statischen Nachweise zur Tragsicherheit der Steinschlagschutzdämme beim Impact (Grenzzustand Typ 2, SIA 267 [14]) werden meist mit einfachen Modellen geführt, indem die an einem potentiellen Bruchkörper im Dammbauwerk angreifenden treibenden und haltenden Kräfte gegenübergestellt werden. Dafür werden in der Regel möglichst einfache geometrische Körper, wie der in Abb. 1.3 a) dargestellte Bruchkörper, betrachtet. Dies liegt auch daran, dass zurzeit nur sehr wenige Ergebnisse zum Aussehen des Bruchkörpers bei Impactversuchen an Dämmen vorliegen.

Von Tissieres [69] wurde ein sehr einfaches Modell für den Bruchkörper vorgeschlagen. Gemäss der graphischen Darstellung in der Veröffentlichung geht Tissieres davon aus, dass der Schutzdamm auf einer Ebene parallel zur Fundationsfläche abgeschoben wird (vgl. Abb. 2.14).

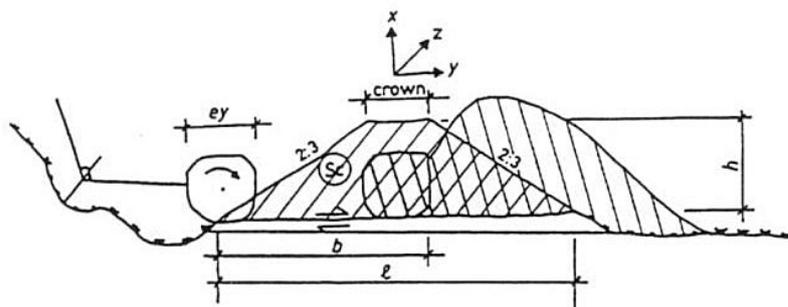


Abb. 2.14 Modellvorstellung von Tissieres [69].

Die statische Ersatzkraft ergibt sich nach Tissieres aus der kinetischen Blockenergie multipliziert mit dem Quadrat des Kosinus des Auftreffwinkels und einem Faktor 0.5. Die verwendete Gleichung ist somit hinsichtlich der Dimensionen nicht konform, da der Dimension einer Kraft auf der einen Seite der Gleichung die Dimension einer Energie auf der anderen Seite der Gleichung gleichgesetzt wird. Die statische Ersatzkraft wird der Reibungskraft in der Fundationsebene des Damms und an den Seitenflächen des Bruchkörpers gleichgesetzt.

Bei seinen Betrachtungen bezieht sich Tissieres auf die Versuche von Montani [51] sowie auf eine Veröffentlichung von Gerber & Haller [32]. Wie bereits vorstehend erläutert, dienten die Versuche von Montani der Untersuchung des Impakts auf Schutzgalerien und die Ergebnisse dieser Versuche können aufgrund der Randbedingungen und des Versuchsaufbaus nicht auf Dammbauwerke übertragen werden. Bei der Veröffentlichung von Gerber & Haller handelt es sich um Versuche an Steinschlagschutznetzen. Auch in diesem Fall unterscheiden sich die Eigenschaften des Schutzbauwerks und die Randbedingungen bei einem Impact auf das Bauwerk signifikant von einem Schutzdamm.

Von Blovsky [21] wurden an der TU Wien kleinmasstäbliche Versuche mit einer Pendelschlagapparatur an Modelldämmen durchgeführt (Abb. 2.15). Die in der Dissertation skizzierten Bruchfiguren (vgl. Abb. 2.16) ähneln sehr stark den klassischen Bruchfiguren des Grundbruchs. Dabei ist jedoch zu beachten, dass durch das Pendel eine Zwangsführung auf einer Kreisbahn erfolgt, d.h. ein gerader Durchschlag durch den Damm und ein Bruchkörper wie in Abb. 1.3 a) ist somit gar nicht möglich.

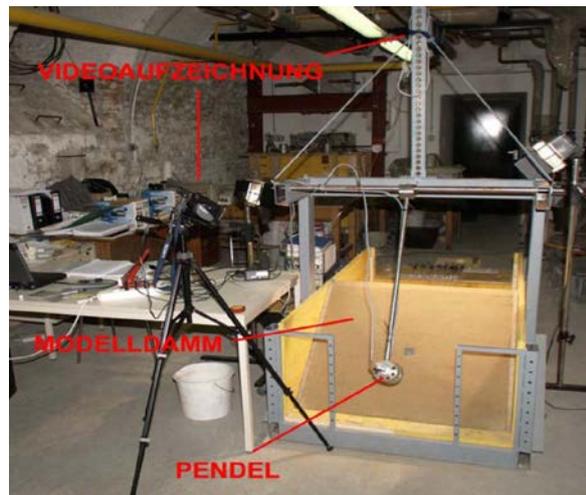


Abb. 2.15 Modellversuche von Blovsky mit einer Pendelschlagapparatur [21].

Nach Blovsky findet beim Impact zunächst im Nahbereich des Aufpralls eine lokale Verdichtung im Dammkörper statt und es baut sich ein Eindringwiderstand infolge dieser Verdichtung auf. Die Zone der Verdichtung breitet sich asymmetrisch zur Stoßrichtung aus und ist tendenziell aufwärts gerichtet. Bei größeren Stoßenergien oder bei mehreren Impakts geht der Verdichtungsprozess dann in einen lokalen Bruchvorgang über.

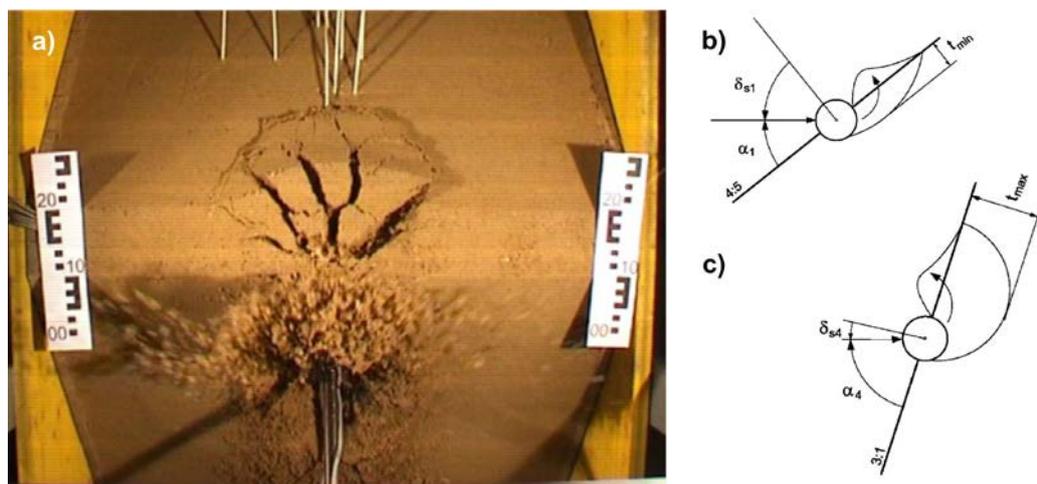


Abb. 2.16 Modellversuche von Blovsky: a) Impact des Pendels und Bruchfigur im Modelldamm aus der Draufsicht, b) flache Grundbruchfigur bei einer Böschungsneigung 4:5, c) tiefreichende Grundbruchfigur bei einer Böschungsneigung 3:1 [21].

Bei flacherem Anprall verläuft nach Blovsky auch die Bruchform eher flach unter der Böschungsoberfläche und bewirkt somit eine geringere Grundbruchlast als dies bei nahezu senkrechtem Lasteintrag der Fall ist. Bei einem größerem Anprallwinkel, d.h. einem kleineren Lastneigungswinkel, muss der Stoßwiderstand dann folglich zunehmen. Die Abbildungen 2.16 b) und c) zeigen symbolisch den Vergleich der Bruchform bei der geringsten (4:5) und bei der größten (3:1) von Blovsky untersuchten Böschungsneigung.

Bereits 1961 wurden von Selig & McKee [63] Modellversuche zur Tragfähigkeit von Sanden unter statischer und dynamischer Last durchgeführt. Die dynamische Belastung bei diesen Versuchen erfolgte dabei durch den Impakt eines Fallgewichtes. Auch wenn diesen Versuchen wieder die Geometrie des Halbraums zu Grunde liegt, so zeigt Abb. 2.17 doch, dass sich die dabei einstellenden Bruchkörper unter statischer und dynamischer Last signifikant unterscheiden und bei einer dynamischen Beanspruchung nicht von einem Versagen in Form eines klassischen Grundbruchs ausgegangen werden kann. Vielmehr stellen sich lokale Scherzonen ein. Solche Scherzonen werden auch von Linder [47] für das Eindringverhalten von Pfählen in Sanden bei geringen und mittleren Eindringtiefen beschrieben (vgl. Abb. 2.18).

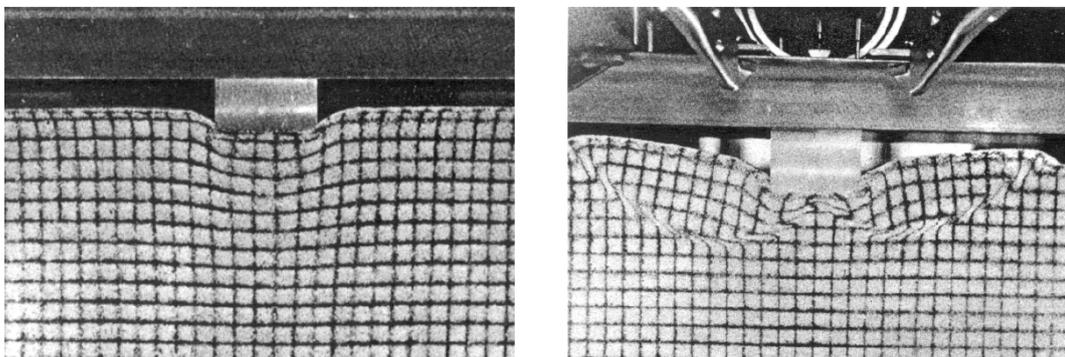


Abb. 2.17 Versagensformen von dicht gelagertem Sand unter dynamischer (links) und statischer (rechts) Belastung [63].

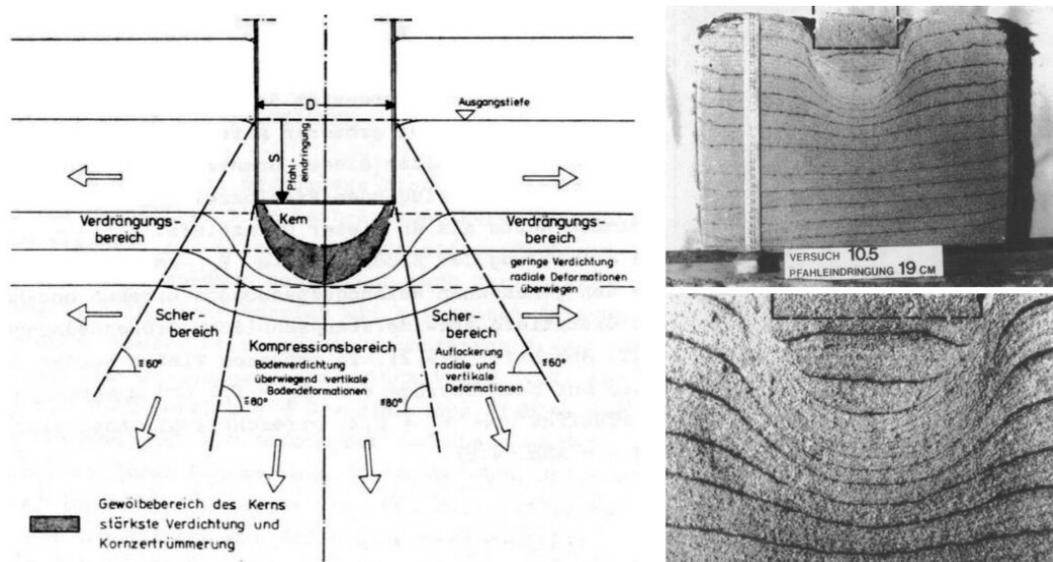


Abb. 2.18 Kompressionsbereich, Scherbereich und Verdrängungsbereich beim Eindringen von Pfählen in Sanden bei geringen und mittleren Eindringtiefen [47].

Von Peila et al. [53] wurden Versuche im Massstab 1:1 an insgesamt 4 Dammkonstruktionen durchgeführt. Einer der Versuche fand an einem Damm ohne Bewehrung statt, 3 weitere Versuche wurden an Dämmen mit einer Geogitter-Bewehrung ausgeführt.

Der unbewehrte Versuchsdamm von Peila et al. hatte eine Höhe von 4.2 m, eine Kronenbreite von 0.9 m und die Breite der Aufstandsfläche betrug 5 m. Für den Impaktversuch wurde ein Block mit einer Masse von 8.7 t mit Hilfe einer Seilbahn beschleunigt und auf den Versuchsdamm abgeworfen. Die Blockenergie beim Aufprall betrug 4'180 kJ.

Bereits mit dem ersten Blockabwurf wurde der unbewehrte Damm durchschlagen, wenn auch der Block gestoppt wurde (Abb. 1.3 b). Die dabei vom Block geschlagene Bresche passt in ihrer Form recht gut zu der Form des einfachen Bruchkörpers, der für die Bemessung bei den Schutzdämmen Wilerwald, Gurtnellen, verwendet wurde (Abb. 1.3 a). Neben der in den Dammkörper geschlagenen Bresche wurde jedoch auch noch ein in der Dammlängsachse verlaufender Riss festgestellt. Die Abbildungen 2.19 a) und b) lassen erkennen, dass dieser Riss Teil eines Böschungsversagens auf der dem Impakt abgewandten Seite ist. Verformungsmessungen liegen aufgrund des Durchschlagens des Bauwerks bei diesem Versuch nicht vor.



Abb. 2.19 Versuche von Peila et al. an einem nicht bewehrten Schutzdamm: a) nach dem Impakt weist die Dammkrone über einen weiten Bereich einen Zugriss auf, b) im Bereich des Impakts ist der Schutzdamm vollständig zerstört, rechts und links der geschlagenen Bresche ist das Material in Form eines Böschungsversagens abgerutscht [53].

Die Versuchsanordnung mit einer Seilbahn lässt praktisch keine Rotation des Blocks zu, d.h. es wirkt bei den von Peila et al. ausgeführten Impaktversuchen auf einen Schutzdamm lediglich die Translationsenergie E_{trans} . Der Einfluss der Rotation beim Impakt auf ein Dammbauwerk kann also auch aus diesen Versuchsergebnissen nicht ermittelt werden.

Hofmann & Mölk [36] führten ihre Versuche an Modelldämmen aus Sand mit einer Höhe von 0.5 m und einer Dammlänge von 1.0 m durch (Abb. 2.20 links). Die Versuche wurden sowohl an unbewehrten Modelldämmen als auch an mit Geokunststoffen bewehrten Modelldämmen ausgeführt. Zudem wurden Versuche mit einer Steinschichtung auf der Dammoberfläche durchgeführt. Als Impaktkörper wurde eine Kugel aus Wälzlager-Stahl mit einem Durchmesser von 8 cm und einem Gewicht von 2 kg verwendet. Die Kugelführung erfolgte über ein PVC-Rohr (vgl. Abb. 2.20 rechts).

Es wurden Impaktversuche mit 3 verschiedenen Aufprallgeschwindigkeiten – 3.5 m/s, 4.5 m/s und 6.0 m/s – ausgeführt. Mit dem Massstabsfaktor für den Modellmassstab 1:33 umgerechnet, ergeben sich daraus nach Hofmann & Mölk die Impaktgeschwindigkeiten im Massstab 1:1 zu 20.1 m/s, 25.8 m/s und 34.4 m/s.

Der Aufprallwinkel α bezogen auf die Normale auf die Dammböschung wurde in den Versuchen von 0° bis 25° variiert (positiv nach unten, vgl. Abb. 2.9). Die Eindringtiefe der Kugel wurde bei jedem Versuch gemessen. Zudem wurden die plastischen Verschiebungen im Modelldamm mit mehreren Modellextensometern in zwei Ebenen gemessen (vgl. Abb. 2.21, Lage der Modellextensometer: Abb. 2.20 links).



Abb. 2.20 Versuchsstand von Hofmann und Mölk zur Untersuchung des Impakts auf Modelldämme (links) und Impakt der Stahlkugel auf einen Modelldamm mit Steinschichtung (rechts) [36].

Als Fazit der Versuche an reinen Erddämmen ohne Steinschichtung geben Hofmann & Mölk an, dass der durch den Impakt „aktivierte Bereich“ des Dammkörpers eine maximale Breite erreicht, die dem fünf- bis sechsfachen Kugeldurchmesser entspricht. Bei den Versuchen mit Modelldämmen mit Geokunststoffbewehrung vergrößert sich die Einflussbreite aufgrund der Geokunststoffbewehrung auf mindestens das acht- bis neunfache des Kugeldurchmessers.

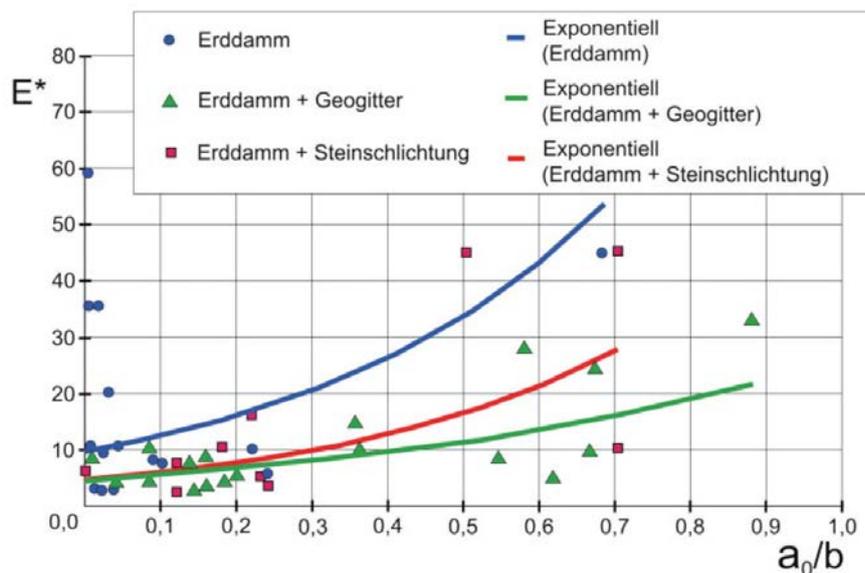


Abb. 2.21 Dimensionslose Darstellung der Versuchsergebnisse von Hofmann und Mölk zu den Deformationen des Dammkörpers auf Höhe des Mittelpunktes der Kugel [36].

Hofmann & Mölk geben weiter an, dass bei den Versuchen immer mehrere Impakts auf die gleiche Stelle ausgeführt wurden. Dabei wurde festgestellt, dass sich die Bruchfläche ab dem 2. Stoß zunehmend nach oben ausbildete. Für ihre Auswertungen verwendeten Hofmann & Mölk jedoch vereinfachend einen unten von einer horizontalen Ebene begrenzten Bruchkörper (Abb. 2.9).

Des weiteren geben Hofmann & Mölk an, dass bei den Dämmen mit einer Böschungsneigung von 70° bereits beim ersten Impakt deutliche Schäden im Bereich des Aufprallpunktes auftraten und diese wesentlich grösser waren als bei vergleichbaren Modelldämmen mit einer geringeren Böschungsneigung von 4:5 (ca. $38:7^\circ$). Genauere Ausführungen hierzu werden jedoch nicht gemacht und die beiden in der Veröffentlichung zitierten Forschungsberichte, denen man eventuell weitere Informationen entnehmen könnte, sind nicht öffentlich zugänglich.

Ergebnisse von numerischen Simulationen des Impakts auf ein Dammbauwerk nach der Distinct Element Methode (DEM) wurden von Plassiard [57] bzw. Plassiard & Donzé [56] [55] vorgestellt. Abb. 2.22 zeigt das berechnete Verschiebungsfeld im Dammkörper in einem Vertikalschnitt und in einem Horizontalschnitt aufgrund eines Impakts auf einen Damm mit einem symmetrischen Querschnitt.

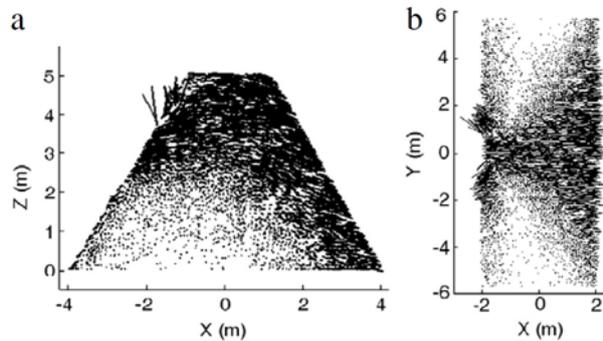


Abb. 2.22 Verschiebungsfeld im Dammkörper aufgrund eines Impakts: a) Vertikalschnitt, b) Horizontalschnitt [56].

In dem Verschiebungsfeld in Abb.2.22 lassen sich die von Blovsky skizzierten klassischen Bruchformen nicht erkennen. Das Verschiebungsfeld aus den DEM-Simulationen weist aber auch auf Unterschiede zu den Versuchsergebnissen von Peila et al. hin (vgl. Abbildungen 1.3 und 2.19). Es lässt sich zudem aus dem Horizontalschnitt in Abb. 2.22 b) ableiten, dass die Lastausbreitung in dem numerischen Modell unter einem Winkel $> 45^\circ$ erfolgt.

Abb. 2.23 zeigt den Einfluss der Böschungsneigung auf der dem Impakt abgewandten Seite auf die Form und Grösse des Verschiebungsfeldes für einen Block mit der Energie von 4000 kJ. Während bei dem schlankeren Dammschnitt auch noch deutliche Verformungen im Bereich des Böschungsfusses auf der Talseite auftreten, konzentrieren sich die signifikanten Verformungen im Beispiel mit der flacheren Böschung auf den Kronenbereich des Bauwerks.

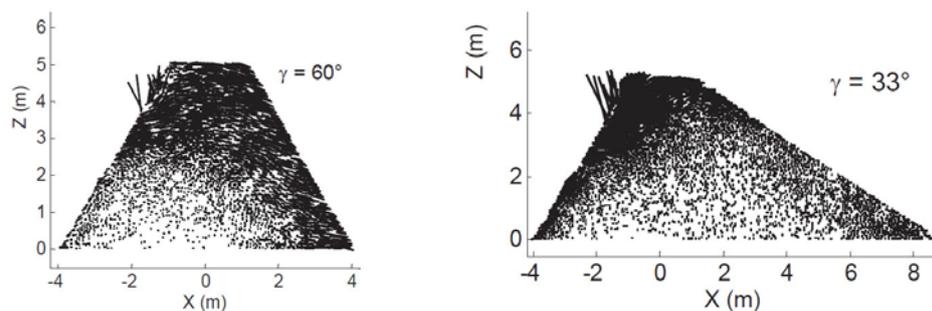


Abb. 2.23 Verschiebungsfeld aus DEM-Berechnungen im Dammkörper aufgrund des Impakts eines Blocks mit 4000 kJ für eine Neigung der Dammböschung auf der Talseite von 60° (links) bzw. eine Neigung der Dammböschung auf der Talseite von 33° (rechts) [57].

Zu den Versuchen von Peila et al. [53] wurden numerische Berechnungen nach der Finite Elemente Methode (FEM) im Rahmen einer „back analysis“ durchgeführt ([53], [61]). Für die Berechnungen wurde das Programm ABAQUS/Explicit-FEM verwendet. Die Berechnungen beschränken sich jedoch auf 2 Versuche mit Geogitter-Bewehrung. Zu dem Versuch ohne Geogitter liegen keine Berechnungsergebnisse vor. Die Geogitter wurden als ideal elastisch angenommen. Die Kennwerte basieren auf konventionellen Auszug- und Scherversuchen mit Geogittern, d.h. es wurden hierzu keine Versuche unter Stosslast ausgeführt (Oggeri, persönliche Mitteilung).

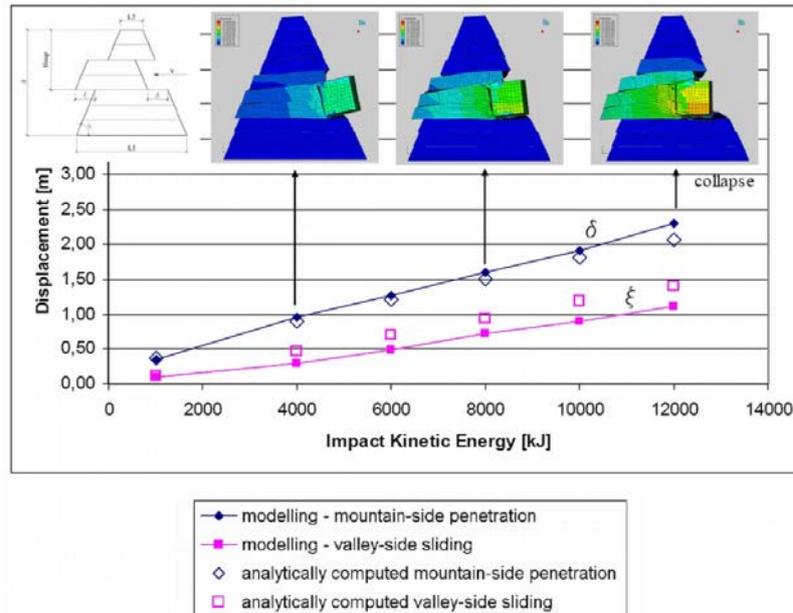


Abb. 2.24 Vergleich der im Rahmen einer „back analysis“ mit analytischen und numerischen Berechnungen ermittelten Verschiebungen bei den von Peila et al [53] durchgeführten Versuchen an Schutzdämmen mit einer Geogitterbewehrung [61].

Die Ergebnisse der FE-Berechnungen zeigen, dass die Ebenen mit Geogittern wie Gleitebenen im Dammkörper wirken (Abb. 2.24) und dort die grössten Verschiebungen auftreten. Damit unterscheidet sich das Verschiebungsfeld bei einem Damm mit Geogitterbewehrung signifikant von einem unbewehrten Damm. Die Ergebnisse können somit nicht übertragen werden.

2.3 Bemessung mit dynamischen Grössen

Als Ergebnis einer Steinschlagsimulation erhält man neben der Sprunghöhe eines Blocks auch die Energie des Blocks und die Blockgeschwindigkeit. Je nach verwendetem Programm erhält man entweder nur die Translationsenergie oder sowohl Translations- als auch Rotationsenergie. Eine statische Ersatzkraft ist jedoch nicht Ergebnis einer solchen Simulation. Es ist daher naheliegend, anstatt den Umweg über die Ermittlung einer statischen Ersatzkraft zu nehmen, zu versuchen einen Berechnungsansatz mit dynamischen Grössen aufzustellen.

2.3.1 Berechnungsansatz „Energie – verrichtete Arbeit“

Ein sehr einfacher Modellansatz, der auf dem Impulserhaltungssatz beruht, wurde von Kister & Fontana [42] vorgeschlagen und geht von den folgenden Annahmen aus:

- Masse m_b und Impaktgeschwindigkeit v_b des Blocks sind bekannt.
- Die Geometrie des Bruchkörpers und seine Dichte sind bekannt, so dass die Masse m_D des Bruchkörpers bestimmt werden kann.
- Nur der Bruchkörper selbst ist vom Impakt betroffen, der „Rest“ des Damms wird nicht in die Betrachtungen einbezogen.
- Es findet ein ideal plastischer Stoss zwischen Block und Bruchkörper statt (vgl. Abb. 2.8 c), d.h. Block und Bruchkörper bewegen sich nach dem Impakt zusammen mit der gleichen Geschwindigkeit v_n .
- Die Rotation des Blocks kann in erster Näherung vernachlässigt werden.
- Die Impaktenergie wird zum einen innerhalb des Bruchkörpers über Verformungsarbeit und zum anderen an der Unterseite des Bruchkörpers über Reibungsarbeit aufgenommen. Die Reibung an den Seitenflächen des Bruchkörpers wird vernachlässigt.

Nach der Impulserhaltung der Physik gilt für einen ideal plastischen Stoss:

$$p = m_b \cdot v_b = (m_b + m_D) \cdot v_n \quad (2.29)$$

Für die translatorischen Energien vor und nach dem Stoss gilt:

$$E_b = \frac{1}{2} \cdot m_b \cdot v_b^2 \quad (2.30)$$

$$E_n = \frac{1}{2} \cdot (m_b + m_D) \cdot v_n^2 \quad (2.31)$$

Mit Hilfe der Impulserhaltung ergibt sich aus den Gleichungen für die Energie:

$$E_n = E_b \cdot \frac{m_b}{m_b + m_D} \quad (2.32)$$

Die beim Impakt in Verformung und Wärme umgewandelte Energie lässt sich nach der Formel

$$\Delta E = E_b - E_n = E_b \cdot \frac{m_D}{m_b + m_D} \quad (2.33)$$

bestimmen.

An einem Beispiel mit einem kugelförmigen Block mit einem Durchmesser von 2.5 m, einer Masse $m_b = 21.68$ t und einer Aufprallgeschwindigkeit $v_b = 20$ m/s, d.h. mit einer Impaktenergie von ca. 4.34 MJ, sowie einem analog zu Abb. 1.3 a) gewählten Bruchkörper mit der Masse $m_D = 87$ t haben Kister & Fontana gezeigt, dass unter den vorstehend genannten Voraussetzungen ca. 80% der Impaktenergie über Verformungsarbeit aufgenommen werden und lediglich ca. 20% über Reibungsarbeit an den Berandungsf lächen des Bruchkörpers aufgenommen werden müssen.

Über die Reibungsarbeit W_R lässt sich der Verschiebungsweg s des Bruchkörpers berechnen und somit feststellen, ob der Bruchkörper vollständig aus dem Damm herausgelöst wird oder noch im Damm verbleibt:

$$W_R = R_u \cdot s = \eta \cdot E_n \quad (2.34)$$

Für den Verschiebungsweg s ergibt sich aus Gleichung (2.34)

$$s = \eta \cdot \frac{E_n}{R_u} \quad (2.35)$$

R_u ist der Reibungswiderstand an der Grundfläche des Bruchkörpers, η ist als Partialfaktor anzusehen, der die Unschärfe des Modells berücksichtigt. Es wird vorgeschlagen η einen Wert aus dem Intervall 1.0 ... 1.2 zuzuweisen.

2.4 Anforderungen für Mehrfachtreffer

In der Beschreibung des Gefährdungsbildes in der Richtlinie „Einwirkungen infolge Steinschlags auf Schutzgalerien“ [3] wird von einem massgebenden Einzelblock als dynamische Einwirkung ausgegangen. Die den Steinschlag begleitenden Gesteinsmassen sollen als statische Einwirkung betrachtet und als Flächenlast, die auf das Galeriedach wirkt, behandelt werden. Dem liegt die Annahme zugrunde, dass nicht alle Gesteinsblöcke gleichzeitig auf der Galerieeindeckung auftreffen. Bezüglich einer Abfolge von mehreren Blöcken hintereinander (Mehrfachtreffer) werden hier keine weiteren Angaben gemacht.

Auch in der ONR 24810:2013, Abschnitt 6.3, Steinschlagschutzdämme [10], finden sich keine Angaben hinsichtlich der Anforderungen für die Bemessung von Steinschlagschutzdämmen unter dem Aspekt von Mehrfachtreffern.

Die „Technical guideline for rockfall protection structures“ des Christchurch City Councils [4] gibt an, dass ein Steinschlagschutzsystem derart konstruiert werden muss, dass es mehreren Impakts standhalten kann. Es wird festgelegt, dass das Steinschlagschutzsystem mehr als 2 Impakts überstehen muss, ohne dass es zu einem signifikanten Verlust seiner Kapazität oder seiner Höhe kommt. Als „Bemessungsblock“ soll ein Block verwendet werden, der dem 95%-Perzentilwert der im Gelände vorkommenden Blöcke entspricht. Für Impakts mit Energien grösser 1500 kJ werden nur Schutzdämme mit Geogitterbewehrung aufgeführt.

2.5 Überrollen des Damms - Freibord

Um ein Überrollen des Damms durch den Block zu verhindern, schlagen Ploner et al. [58] vor, die Böschungsneigung auf der Bergseite des Damms unter einem Winkel zu neigen, der dem Reibungswinkel des Dammmaterials entspricht. Sie führen aus: „Damit hat bei dieser im Grenzgleichgewicht befindlichen Böschung der rotierende Felsblock nicht die Möglichkeit, Reibungskräfte in der Böschungsoberfläche so zu aktivieren, damit ein Überrollen des Damms durch die Sturzblöcke möglich ist“. Dem steht grundsätzlich entgegen, dass bei einer sich im Grenzgleichgewicht befindlichen Böschung die Partialfaktoren 1.0 betragen und somit ein Nachweis des Grenzzustands Typ 3 nach SIA 267 nicht mehr geführt werden kann.

Hofmann & Mölk [36] geben an, dass aufgrund der von ihnen ausgeführten Modellversuche, das Freibord FB, d.h. der Abstand zwischen Blockmittelpunkt beim Aufprall und Dammkrone (vgl. Abb. 2.9), bei reinen Erddämmen mindestens dem 2.0-fachen des Kugeldurchmessers entsprechen muss, damit beim 1. Impakt kein Überspringen oder Überrollen der Dammkrone erfolgt. Bei Dämmen mit einer Steinschichtung und einer Böschungsneigung von $\geq 50^\circ$ sollte das Freibord mindestens dem einfachen Kugeldurchmesser entsprechen, damit beim 1. Impakt kein Überspringen oder Überrollen der Dammkrone erfolgt. Bei Dammbauwerken mit einer Geogitterbewehrung wird angegeben, dass das Freibord das 1.5-fache des Kugeldurchmessers betragen soll.

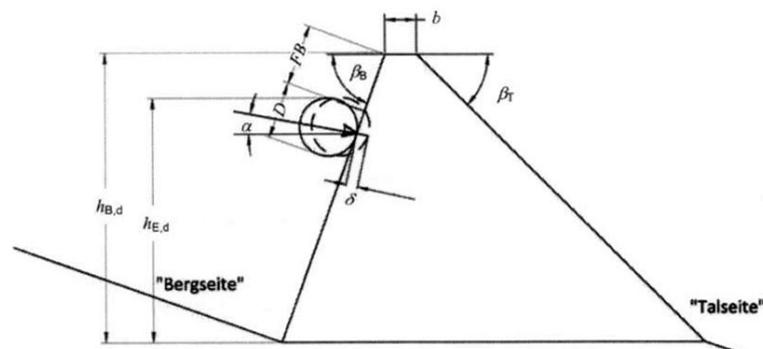


Abb. 2.25 Definition des Freibords FB in der Norm ONR 24810_2013 [10].

Die von Hofmann & Mölk gemachten Angaben zum Freibord finden sich auch entsprechend in der Norm ONR 24810_2013 [10]. Gemäss der in der Norm ONR 24810_2013 abgebildeten Graphik (Abb. 2.25) ist das Freibord jedoch hier als Abstand zwischen Oberkante Block und Dammkrone definiert, was einer Verschärfung der Aussage von Hofmann & Mölk entspricht.

2.6 Verhältnis Translations- und Rotationsenergie

Bei den bisher durchgeführten Impakt-Experimenten zur Steinschlagproblematik bei Galeriebauwerken und Schutzdämmen waren, mit Ausnahme der Versuche von Hofmann & Mölk [36], die gewählten Rahmenbedingungen (freier Fall, Pendel, schiefer Wurf) derart, dass die Rotation des Blocks nicht angeregt und damit in den aus den Experimenten abgeleiteten Formeln auch nicht berücksichtigt werden konnte. In den Versuchen von Hofmann & Mölk weist die verwendete Stahlkugel beim Impakt zwar eine Rotationsenergie auf, in der Veröffentlichung [36] wird jedoch lediglich darauf verwiesen, dass die Rotationsenergie „bei Grossausführung einen Anteil von rund 15% haben kann“. In den Ableitungen für die Dimensionierung von Dammbauwerken hinsichtlich eines Impakts wird in [36], wie in Abschnitt 2.2.7 erläutert, die Rotationsenergie nicht berücksichtigt. Die numerischen Simulationen von Plassiard & Donzé [56] haben hingegen aufgezeigt, dass die Rotation einen signifikanten Einfluss beim Impakt-Vorgang hat. Nachfolgend werden die Ergebnisse von einigen Feldversuchen dargestellt, um eine Vorstellung von dem möglichen Anteil der Rotationsenergie beim Steinschlagprozess zu bekommen.

Von Smith & Duffy [64] wurden Feldversuche, die im Rahmen von Eignungstests für Steinschlagschutznetze durchgeführt wurden, auch hinsichtlich ihrer Energien ausgewertet. In Abb. 2.26 wurden die von Smith & Duffy dokumentierten Energien graphisch dargestellt. Es fällt dabei auf, dass für Blöcke mit Translationsenergien bis etwa 10 ft-tons, das entspricht ca. 31 kJ, die Wertepaare aus Translationsenergie und Rotationsenergie vergleichsweise gering streuen und weitgehend im Intervall 0.1 ... 0.25 liegen (vgl. Abb. 2.26 c). Für Translationsenergien grösser 10 ft-tons streuen die Wertepaare hingegen deutlich stärker und liegen im Intervall 0.1 ... 0.4 (vgl. Abb. 2.26 a und b). Im Extremfall kann die Rotationsenergie nach Smith & Duffy bis zu ca. 74% der Translationsenergie betragen.

Usiro et al. [71] führten Steinschlagversuche an einem ca. 41 m hohen Hang aus. Als Sturzkörper verwendeten sie eine Betonkugel, einen Betonwürfel sowie 11 natürliche Steinblöcke mit einem Gewicht zwischen 120 kg und 2060 kg (vgl. Abb. 2.27). Die Sturzkörper wurden für die Versuche mit einem 3-axialen Beschleunigungssensor und einem Datenlogger ausgestattet. Mit dieser Messeinrichtung konnte die Beschleunigung in 3 Achsen und in einer Auflösung von 1/2000 Sekunden für einen Zeitraum von bis zu 60 Sekunden gemessen werden. Die Versuche wurden mit insgesamt 14 Videokameras mit einer Bildrate von 30 fps aufgenommen.

In Abb. 2.28, rechts sind die Translations- und Rotationsenergien, die bei den Versuchen von Usiro et al. ermittelt wurden, für die Betonkugel, den Betonwürfel und die Natursteine getrennt dargestellt. Bei den beiden Fallkörpern aus Beton ergeben sich Werte zwischen 0.05 und ca. 0.4 für das Verhältnis Rotationsenergie zu Translationsenergie. Der überwiegende Teil der Datenpaare befindet sich jedoch in der Nähe der Geraden mit dem Verhältnis Rotationsenergie zu Translationsenergie gleich 0.1.

Für die Natursteine ergibt sich aus den Versuchen von Usiro et al. für das Verhältnis Rotationsenergie zu Translationsenergie ein kleineres Intervall zwischen 0.02 und ca. 0.2. Die Datenpaare streuen hier jedoch deutlich stärker um die Gerade mit dem Verhältnis Rotationsenergie zu Translationsenergie gleich 0.1. Die stärkere Streuung dürfte hier auch darauf zurückzuführen sein, dass bei diesen Versuchen 11 Steinblöcke mit unterschiedlicher Form, Grösse und Gewicht eingesetzt wurden (vgl. Abb. 2.27).

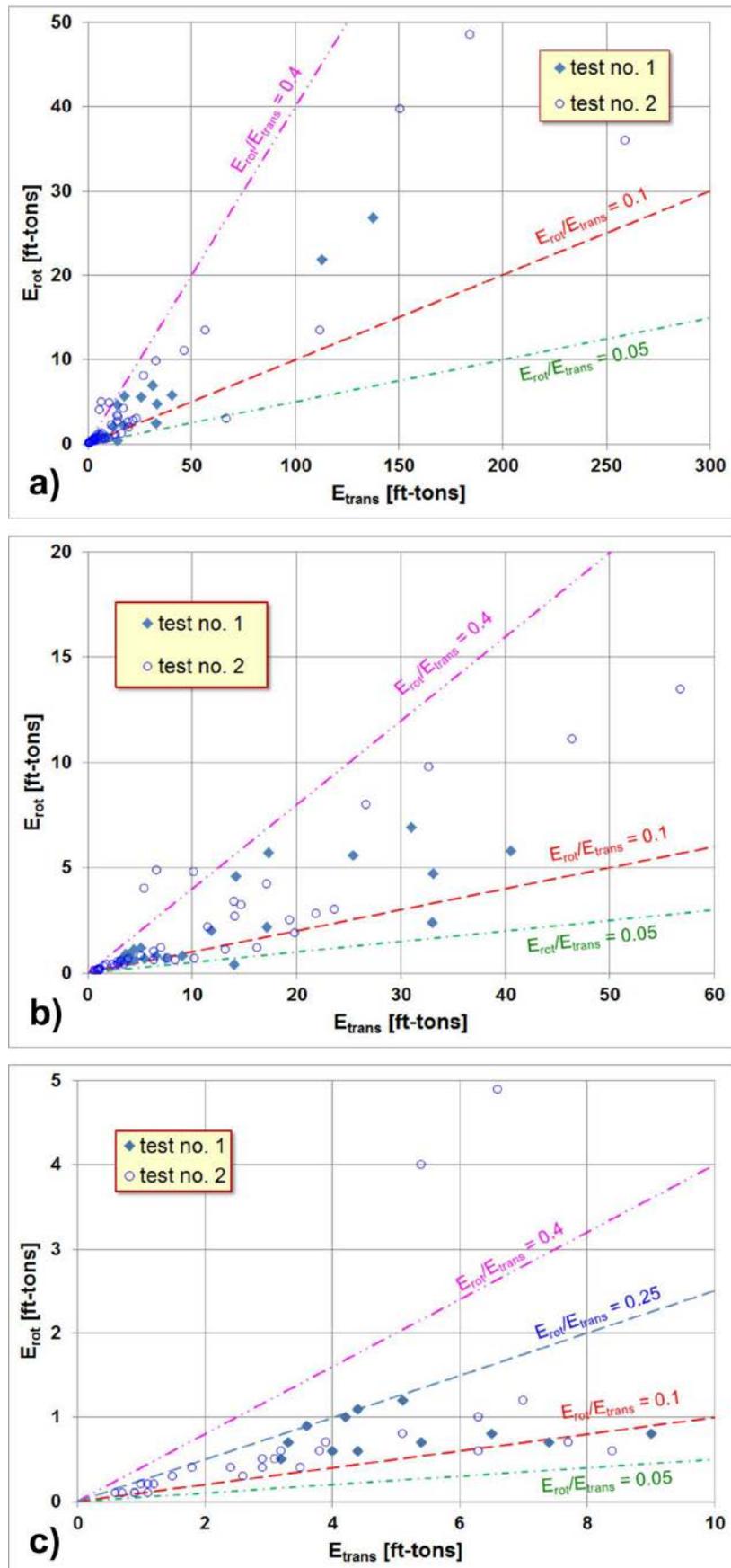


Abb. 2.26 Verhältnis von Translations- und Rotationsenergie bei den von Smith und Duffy [64] ausgewerteten in-situ Versuchen. Die Darstellungen b) und c) sind jeweils Ausschnittsvergrößerungen der Darstellung a). 1 ft-ton entspricht ca. 3.1 kJ.



Abb. 2.27 Von Usiro et al. verwendete Sturzkörper [71].

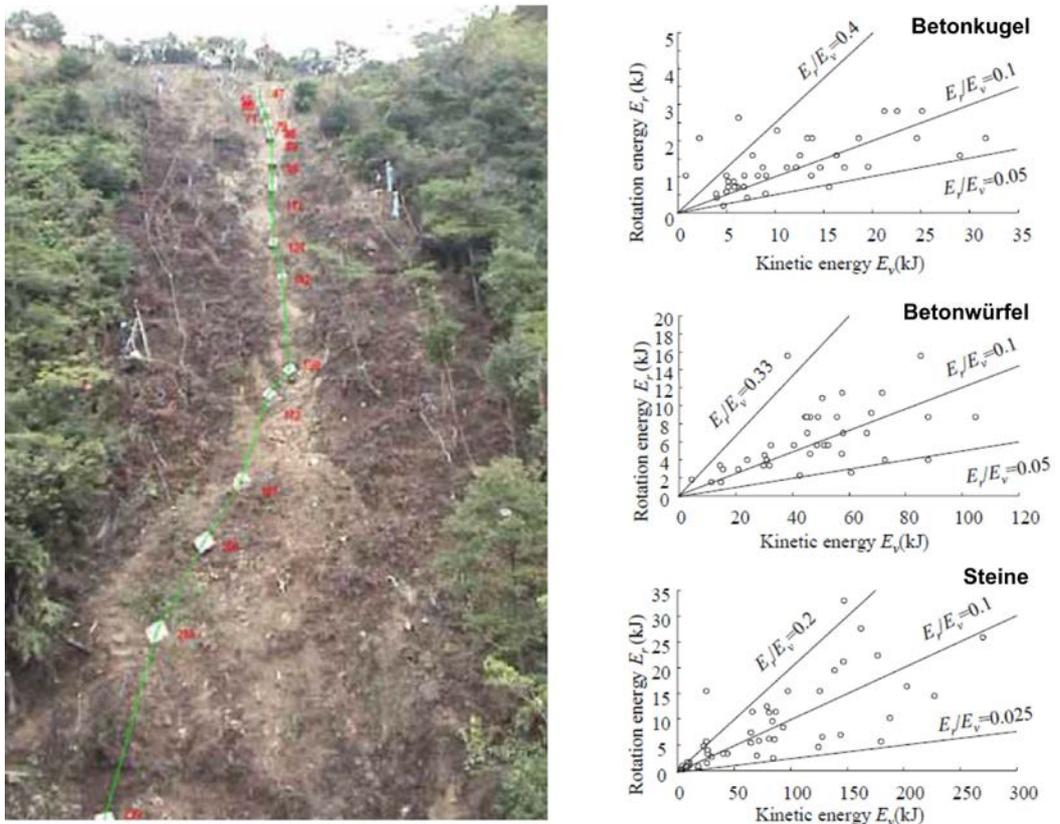


Abb. 2.28 Links: Sturzbahn eines Betonwürfels, rechts: Verhältnis von Translationsenergie und Rotationsenergie für verschiedene Sturzkörper [71].

Im Japanese Rock Fall Protection Handbook [37] bzw. bei Yoshida [74] findet sich eine weitere Graphik zum Verhältnis Rotationsenergie zu Translationsenergie. Auch hier befinden sich die meisten Wertepaare (E_{trans} , E_{rot}) zwischen den Geraden 0.02 und 0.2.

Nach den vorliegenden Feldversuchen kann also davon ausgegangen werden, dass bei Steinschlag mit mehr oder weniger quaderförmigen Blöcken die Rotationsenergie in den meisten Fällen zwischen ca. 2% und 30% der Translationsenergie betragen kann. Bei sehr runden Blöcken, d.h. annähernd zylinder- oder kugelförmigen Blöcken, liegt die obere Grenzgerade etwas höher bei ca. 0.4. Höhere Werte können eintreten, sind aber als Ausnahmen anzusehen.

2.7 Forschungsbedarf

Die bisherige Praxis in der Schweiz für die Bemessung eines Steinschlagschutzdamms die statische Ersatzkraft F_k nach der Richtlinie „Einwirkungen infolge Steinschlags auf Schutzgalerien“ des ASTRA [3] zu ermitteln, entspricht nicht den Gegebenheiten beim Impakt eines Blocks auf ein Dammbauwerk. Insbesondere bestehen, wie vorstehend aufgezeigt, erhebliche Unterschiede bei der Geometrie und den Randbedingungen zwischen Galeriebauwerk und Schutzdamm.

Auch die Modelle, die auf der Vorstellung „Impakt auf einen unendlichen Halbraum“ beruhen, müssen aufgrund der Unterschiede bei der Geometrie und den Randbedingungen als ungeeignet angesehen werden.

Plassiard & Donzé [55] haben mit numerischen Berechnungen gezeigt, dass neben den Materialparametern des Damms auch geometrische Faktoren, wie Böschungsneigung und Kronenbreite bei der Dimensionierung eines Steinschlagschutzdamms eine Rolle spielen. Allerdings fehlt eine Verifizierung der numerischen Berechnungen durch Versuche an einer Dammgeometrie. Zudem erfolgte die Eichung der Modellparameter für die numerischen Berechnungen nur durch Nachrechnung von konventionellen Triaxversuchen sowie Freifallversuchen, die von Pichler et al. [54] ausgeführt wurden.

Jeder Modellansatz auf der Basis einer statischen Ersatzkraft erfordert eine Geometrie eines Bruchkörpers auf den diese Kraft wirkt. Die Vorstellungen bezüglich der Geometrie des Bruchkörpers bei einem Damm infolge eines Impakts sind jedoch noch sehr unterschiedlich.

Bei den meisten bisher durchgeführten Impakt-Experimenten zur Steinschlagproblematik waren die gewählten Rahmenbedingungen (freier Fall, Pendel, schiefer Wurf) derart, dass die Rotation des Blocks nicht angeregt und damit in den aus den Experimenten abgeleiteten Formeln auch nicht berücksichtigt werden konnte. Die numerischen Simulationen von Plassiard & Donzé [56] haben hingegen aufgezeigt, dass die Rotation einen signifikanten Einfluss beim Impakt-Vorgang hat, es fehlt aber noch der experimentelle Nachweis dieser Aussage.

Keine der bisher vorliegenden Modellvorstellungen zum Impakt berücksichtigt den Einfluss der Rotation des Blocks.

Der Impakt-Vorgang ist ein hochdynamischer Vorgang. Es ist daher zu hinterfragen, ob ein solcher Vorgang tatsächlich durch statische Bodenparameter, wie den M_E -Wert, ausreichend beschrieben werden kann oder nicht doch einem Ansatz mit dynamischen Bodenparametern der Vorzug zu geben ist. Bei der Verwendung von dynamischen Parametern ist allerdings darauf zu achten, dass statische und dynamische Grössen der Elastizitätstheorie nicht unzulässig vermischt werden, wie z.B. in Schellenberg & Vogel [62].

Mit dem Forschungsvorhaben sollte daher den folgenden Fragestellungen nachgegangen werden:

- Wie sieht die zeitliche Entwicklung der durch den Impakt gestörten Zone im Dammkörper bzw. des Bruchkörpers aus und welches Ausmass nimmt diese gestörte Zone an?
- Welchen Einfluss hat die Dammgeometrie auf ein Überrollen oder Überspringen des Damms bzw. auf die Grösse und Form der durch den Impakt gestörten Zone bzw. eines Bruchkörpers? Wie wirken sich Mehrfachtreffer aus?
- Welchen Einfluss hat die Rotation des Blocks beim Impakt und wie lässt sich dieser Einfluss bei der Gestaltung eines Schutzdamms berücksichtigen?
- Welche Bodenparameter werden für ein Bemessungsmodell benötigt und mit welchen Messmethoden können diese Parameter gewonnen bzw. auf der Baustelle kontrolliert werden?

Um Antworten auf diese Fragen zu erhalten wurden im Projekt „Erstellung von Grundlagen zur Bemessung von Steinschlagschutzdämmen in Theorie und Experiment“ die folgenden Versuche durchgeführt:

- Kleinmassstäbliche quasi-2D Versuche dienen in erster Linie der Abklärung des Bruchvorgangs und der Grösse des Bruchkörpers infolge eines Impakts auf einen Dammquerschnitt.
- Halbmassstäbliche 3D-Versuche sollen sicherstellen, dass die Ergebnisse aus den quasi-2D-Versuchen auch in 3 Dimensionen Gültigkeit besitzen. Zudem erlaubt es die grössere Geometrie bei den halbmassstäblichen Versuchen auch geotechnische Messverfahren zur Ermittlung von statischen und dynamischen Bodenparametern direkt am Modelldamm einzusetzen.

3 Kleinmassstäbliche quasi-2D-Versuche

An kleinmassstäblichen, quasi-2D-Versuchen wurde der Bruchvorgang und die Ausbildung des Bruchkörpers im Damm im Labor untersucht. Hierzu wurden Dammquerschnitte mit einer Dicke von ca. 20 cm aus einem Bodenmaterial in einem Kasten erstellt (Abb. 3.1b). Die Vorderseite des Kastens besteht aus einer Plexiglasscheibe, so dass der Impakt-Vorgang mit einer Hochgeschwindigkeitskamera aufgenommen werden kann.

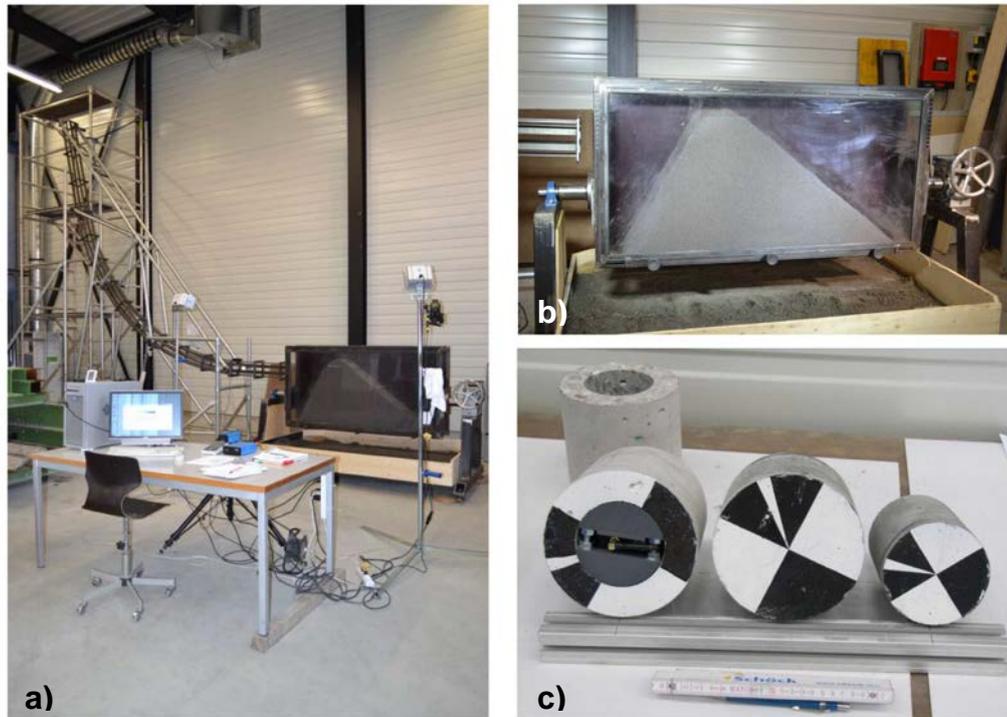


Abb. 3.1 Versuchseinrichtung zur Durchführung der quasi-2D-Versuche an der HSLU: a) Aufbau der Versuchseinrichtung b) Versuchskasten mit eingebautem Modelldamm, c) Impaktkörper aus Beton.

Als Impaktkörper wurden Zylinder aus Beton verwendet (Abb. 3.1c), wobei die Zylinderhöhe etwa der „Dammtiefe“ entspricht (daher quasi-2D-Versuche). Des Weiteren wurde ein Impaktkörper mit einem achteckigen Querschnitt verwendet. Einige Versuche wurden auch mit einer Kegelkugel aus Aramith-Phenolharz ausgeführt. Ein Betonzylinder wurde ausgebohrt, so dass er mit einem Beschleunigungssensor und einem Mini-Datenlogger bestückt werden konnte (Abb. 3.2). Bei den Versuchen mit diesem Hohlzylinder konnte dadurch auch der Verzögerungs-Zeit-Verlauf direkt gemessen werden. Tabelle 3.1 fasst die wesentlichen Daten der verwendeten Impaktkörper zusammen.

Tab. 3.1 Impaktkörper

Bezeichnung	Beschreibung	Durchmesser	Masse
K	Vollzylinder, Beton	11 cm	3.73 kg
G	Vollzylinder, Beton	16 cm	7.44 kg
GS	Hohlzylinder mit Sensor, Beton	16 cm / 9.5 cm	5.6 kg
St	Vollzylinder, Stahl	11.3 cm	12.67 kg
OKT	Betonkörper mit oktagonalem Querschnitt, Beton	d = 14.8 cm (Abstand zweier Seiten)	6.77 kg
Ku	Kegekkugel, Aramith	16 cm	2.86 kg



Abb. 3.2 Beschleunigungssensor und Mini-Datenlogger in einem Hohlzylinder, der während der Versuchsdurchführung zerbrochen ist.

Über ein „Fallrohr“ mit einem Rechteckquerschnitt wurden die Zylinder beschleunigt und auf den Dammquerschnitt zum Impact gelenkt (Abb. 3.1a). Durch das gekrümmte „Fallrohr“ wird dem Block auch eine Rotation aufgeprägt. Die Aufhängung des „Fallrohrs“ am Gerüst erlaubt es auch das Fallrohr um einige Grad zu drehen. Es wurden Versuche mit zwei Einstellungen des „Fallrohrs“ ausgeführt (Abb. 3.3).



Abb. 3.3 Neigung des Fallrohrs am Ausgang: Einstellung 01: 1.3°, Einstellung 11: 9.3°.

Der Impactvorgang wurde mit einer Hochgeschwindigkeitskamera aufgenommen. Mit der an der HSLU vorhandenen Hochgeschwindigkeitskamera der Marke PCO können Aufnahmen mit Belichtungszeiten zwischen 50 ns und 5 s bei einer Auflösung von 1280 x 1024 Pixel durchgeführt werden.

Die meisten der Versuche wurden mit einer Bildrate von 500 fps aufgenommen. Einige Versuche wurden mit einer Bildrate von 250 fps aufgenommen. Dies ermöglicht eine längere Belichtungszeit und führt zu einer besseren Qualität der Bilder, hat jedoch den Nachteil dass weniger Bilder für den eigentlichen Impactvorgang zur Verfügung stehen.

Die Bilder der Hochgeschwindigkeitskamera wurden mit Hilfe der Methode der „Particle Image Velocimetry“ (PIV) analysiert (vgl. hierzu Anhang I). Dieses Verfahren erlaubt eine deutlich bessere Auflösung des Verschiebungsfeldes als z.B. die von Selig & McKee [63] verwendete Methode mit farbigem Sand. Die grundsätzliche Eignung des PIV-Verfahrens für die sehr schnell ablaufenden Impact-Versuche war vorab anhand eines vereinfachten Fallversuchs auf eine Sandböschung getestet worden.

Bei der Auswertung der Versuche mit dem PIV-Verfahren wurde in der Regel ein Bild n mit dem Bild $n+5$ verglichen. Dies ergibt bei einer Bildrate von 500 fps ein Zeitintervall von $\Delta t = 10$ ms. Die damit errechneten Geschwindigkeiten und Verschiebungen wurden auf ein Zeitintervall $\Delta t = 2$ ms normiert, so dass alle Versuche miteinander verglichen werden konnten. Für die graphische Darstellung von Verschiebungs- oder Geschwindigkeitsfeldern wurde immer das Bild n verwendet. Diese Festlegung führt dazu, dass bei Darstellungen am Anfang des Impakts der Block den Damm noch nicht berührt, aber bereits Verschiebungsfelder im Bild dargestellt werden.

3.1 Dammgeometrie

Für die quasi-2D-Versuche wurde, nach den Vorversuchen, die Dammhöhe der Modelldämme auf 0.755 m festgelegt. Bezogen auf die Dammhöhe sind die Modelldämme somit 50% grösser als die von Hofmann & Mölk [36] bzw. die von Blovsky [21] verwendeten Modelldämme mit einer Höhe von 0.5 m.

Bezogen auf den Dammquerschnitt von Abb. 1.2, Schutzdamm Wilerwald, ergibt sich ein Massstabsfaktor von ca. 1:12, wenn man als Dammhöhe den Abstand zwischen der obersten Stufe der Abtreppung und der Dammkrone zugrunde legt. Legt man hingegen den Prototypdamm von Hofmann & Mölk mit einer Höhe von 16.5 m zugrunde, so beträgt der Massstabsfaktor ca. 1:22.

Es wurden 2 Dammquerschnittstypen in den Versuchen untersucht, ein symmetrischer Dammquerschnitt und ein asymmetrischer Dammquerschnitt:

- Bei dem symmetrischen Dammquerschnitt betrug die Böschungsneigung sowohl auf der „Bergseite“ als auch auf der „Talseite“ 47.8° . Da dies näherungsweise einer Böschungsneigung von 1:1 entspricht erhielten die Versuche mit diesem Dammquerschnitt die Kennung 1111.
- Bei dem asymmetrischen Dammquerschnitt betrug die Böschungsneigung bergseits 62.6° , was näherungsweise einer Böschungsneigung von 2:1 entspricht und talseits 37.3° , was näherungsweise einer Böschungsneigung von ca. 4:5 entspricht. Alle Versuche mit diesem Dammquerschnitt erhielten daher die Kennung 2145.



Abb. 3.4 Symmetrische Dammgeometrie des Typs 1111 mit einem Böschungswinkel von 47.8° sowohl auf der „Bergseite“ als auch auf der „Talseite“. Links: Kronenstärke Typ A, rechts: Kronenstärke Typ D.

Weiterhin wurde Stärke der Böschungskrone variiert. Es wurden jeweils 3 Kronenstärken in den Versuchen untersucht:

Kennung 1111:

- Typ A: Kronenstärke ca. 24 cm,
- Typ B: Kronenstärke ca. 13 cm,
- Typ D: Kronenstärke ca. 6 cm,

Kennung 2145:

- Typ A: Kronenstärke ca. 19 cm,
- Typ B: Kronenstärke ca. 9.5 cm,
- Typ D: Kronenstärke ca. 2.5 cm.

Die Abbildungen 3.4 und 3.5 zeigen die Dammquerschnitte 1111-A, 1111-D, 2145-A und 2145-D.



Abb. 3.5 Asymmetrische Dammgeometrie des Typs 2145 mit einem Böschungswinkel von 62.6° auf der „Bergseite“ und einem Böschungswinkel von 37.3° auf der „Talseite“. Links: Kronenstärke Typ A, rechts: Kronenstärke Typ D.

Die Bezeichnung Kronenstärke Typ C wurde lediglich für einen einzelnen Versuch verwendet, bei dem, nach einer Fehlfunktion der Kamera, bei einem Damm der Kronenstärke Typ A, die bergseitige gestörte Böschung soweit abgegraben wurde, dass die Kronenstärke 11 cm betrug und der Versuch wiederholt werden konnte.

3.2 Versuchsboden

Der Versuchsboden wurde aus 3 im örtlichen Baustoffhandel verfügbaren Bestandteilen, einem Feinsand, einem Grobsand und einem Feinkies so gemischt, dass die Kornverteilung weitgehend dem Modellboden von Blovsky entsprach (Abb. 3.6). Für diesen Versuchsboden wurde die Bezeichnung Q2D01 gewählt.

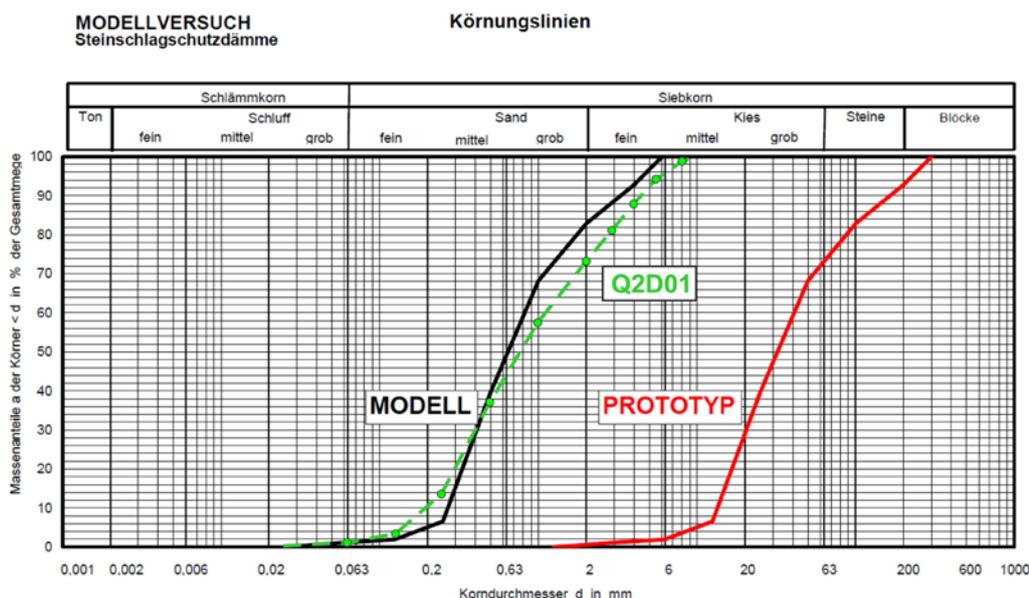


Abb. 3.6 Kornverteilung des Versuchsbodens Q2D01 im Vergleich mit der Kornverteilung des Modellbodens von Blovsky [21].

Der Reibungswinkel wurde nach Dhawan bestimmt und kann für eine mittlere Lagerung mit ca. 39° , für eine dichte Lagerung mit ca. 45° angesetzt werden.



Abb. 3.7 Versuchsboden Q2D01 beim Anmischen mit Wasser und im eingebauten Zustand.

Für den Versuchsboden Q2D01 wurde ein Proctorversuch ausgeführt und die Proctordichte zu $\rho_{pr} = 1750 \text{ kg/m}^3$ und der optimale Wassergehalt zu $w_{opt} = 5\%$ bestimmt (vgl. Abb. 3.8).

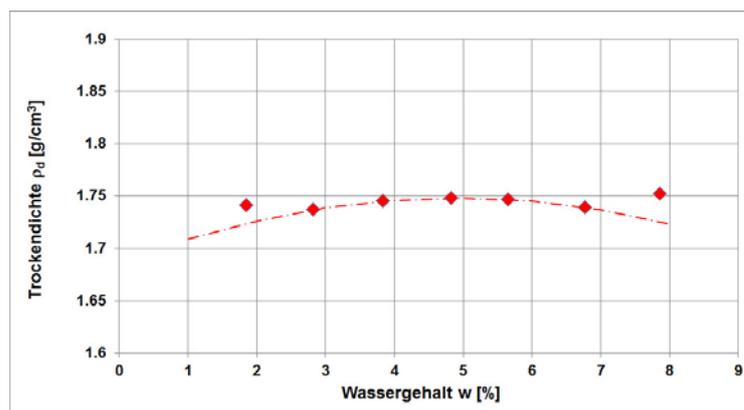


Abb. 3.8 Ergebnis des Proctorversuchs für den Versuchsboden Q2D01.

Im Rahmen der Versuchsdurchführung wurde 44 Mal nach den Impaktversuchen der Ausbauwassergehalt bestimmt. Der Mittelwert betrug $w = 5.8\%$. Der minimale Wassergehalt in den Versuchen betrug 3% , der maximale Wassergehalt betrug 8% . Abb. 3.9 zeigt die Häufigkeitsverteilung. Da die Proctorkurve in Abb. 3.8 sehr flach verläuft spielt der Wassergehalt für die Verdichtung lediglich eine untergeordnete Rolle.

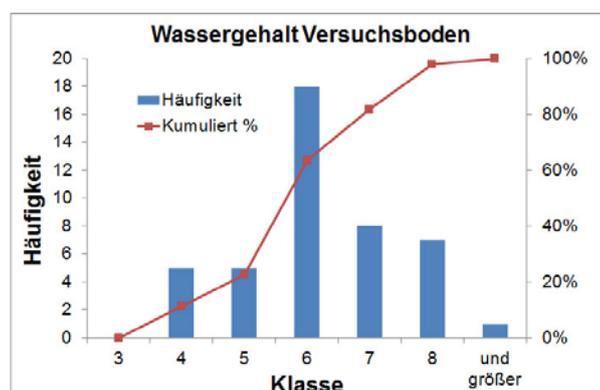


Abb. 3.9 Häufigkeitsverteilung des Ausbauwassergehalts beim Versuchsboden Q2D01.

Da der Versuchsboden Q2D01 für die Versuchsdurchführung mit Wasser angemischt wurde, wirkt in dem eingebauten Boden eine scheinbare Kohäsion (Kapillarkohäsion). Als charakteristischer Anhaltswert für diese scheinbare Kohäsion in einem mitteldicht bis dicht gelagerten Mittel- bis Grobsand mit einem Sättigungsgrad zwischen 0.21 und 0.6 kann gemäss [68] ein Wert für die scheinbare Kohäsion c_c von 5 bis 6 kN/m² angenommen werden.

Richefeu et al. [60] haben in Versuchen aufgezeigt, dass die scheinbare Kohäsion mit zunehmendem Wassergehalt bei Sand zunächst ansteigt. Für ihren Sand mit einem Korndurchmesser zwischen 0.1 mm und 0.4 mm ergab sich jedoch lediglich ein Wert für c_c von ca. 0.6 kN/m² bei einem Wassergehalt von 4.8%. Da es sich bei dem von Richefeu et al. verwendeten Sand um einen relativ einförmigen Sand handelt, dürften die Porendurchmesser bei diesen Versuchen vergleichsweise gross gewesen sein. Aus grossen Porendurchmessern resultiert aber eine geringere scheinbare Kohäsion als aus kleinen Porendurchmessern. Auch werden keine Angaben zur Lagerungsdichte der untersuchten Probe gemacht.

Der Versuchsboden Q2D01 wurde bei jedem Einbau gewogen, so dass die beim Versuch erzielte Dichte des Versuchsbodens ermittelt werden konnte. Aus 46 Messungen ergab sich im Mittel eine Dichte von $\rho = 1780 \text{ kg/m}^3$, was gut mit der für den Versuchsboden Q2D01 ermittelten Proctordichte übereinstimmt. Der minimale Wert für die Dichte betrug 1560 kg/m^3 , der maximale Wert betrug 1930 kg/m^3 . Abb. 3.10 zeigt die Häufigkeitsverteilung der im Versuchseinbau erzielten Dichten.

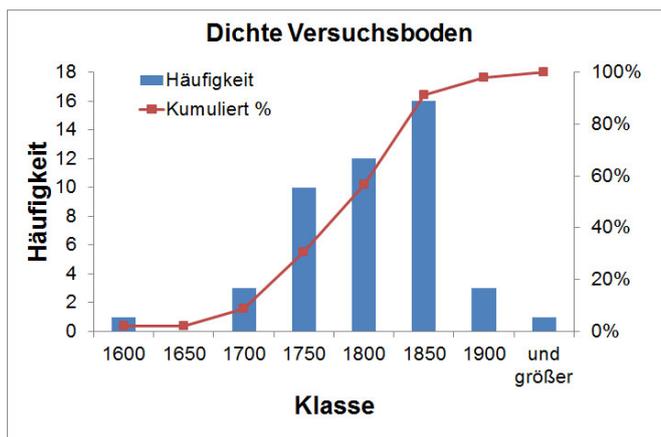


Abb. 3.10 Häufigkeitsverteilung der Dichte beim Versuchsboden Q2D01.

Ein in einem Versuchsbecken durchgeführter dynamischer Plattendruckversuch mit dem leichten Fallgewichtsgerät [5] ergab für den Versuchsboden einen dynamischen Verformungsmodul E_{vd} von ca. 12 MN/m^2 .

In einer Tonne mit einem Durchmesser von 375 mm und einer Höhe von 585 mm wurde der Modellsand Q2D01 lagenweise eingebaut und verdichtet. Im Anschluss wurde an diesem Probekörper eine Rammsondierung mit einer leichten Rammsonde vom Typ Kessler K-100 ausgeführt und aus dieser Messung CBR-Daten und Werte für den „resilient modulus“ M_R abgeleitet (Abb. 3.11, vgl. hierzu auch Anhang II). Die Umrechnung der Rammdaten DCPI gemessen in mm/Rammschlag in Werte für den „resilient modulus“ M_R in MPa erfolgte nach der Formel von George & Uddin für nichtbindige Böden (siehe [70]):

$$M_R = 235.3 \cdot DCPI^{-0.48} \quad (3.1)$$

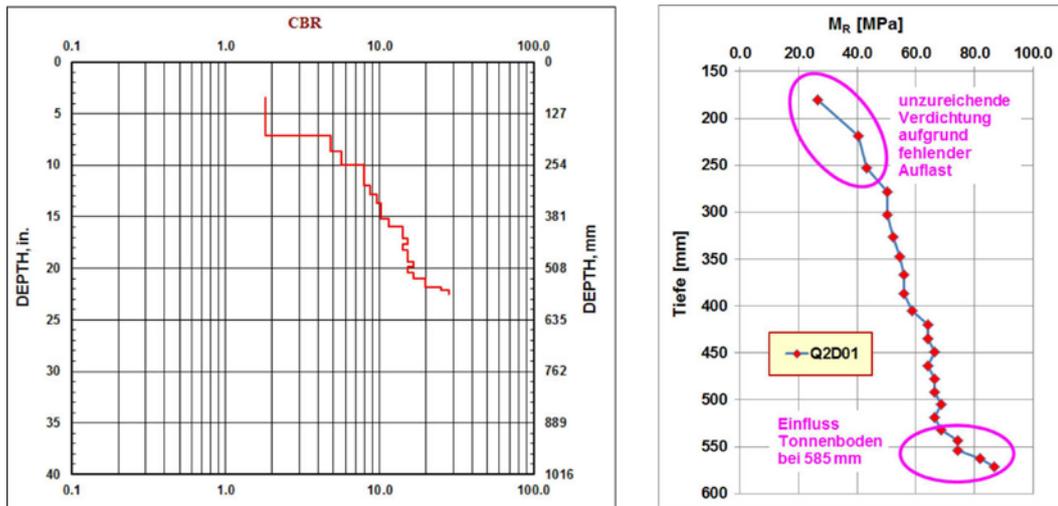


Abb. 3.11 Ergebnis einer Rammsondierung im Versuchsboden Q2D01.

Im mittleren Teil der Tonne ergeben sich M_R -Werte zwischen ca. 50 - 60 MN/m^2 , im unteren Drittel der Tonne (ohne den Bereich der durch den Boden beeinflusst wird) sind die ermittelten Werte etwas höher und liegen im Intervall zwischen ca. 64 – 70 MN/m^2 . Der Wassergehalt des in die Tonne eingebauten Modellbodens betrug 4.6% und liegt damit sehr nahe am optimalen Wassergehalt (vgl. Abb. 3.8). Die Dichte des Bodens betrug 1870 kg/m^3 und liegt damit über der Proctordichte, aber im Intervall der beim Einbau der Modelldämme erzielten Bodendichten.

3.3 Versuchsaufbau

Die Böschungsneigungen des Modelldamms werden mit Hilfe von 2 Blechen erzeugt, die in den Versuchskasten eingeschoben werden (Abb. 3.12, links). Für den Einbau des Versuchsbodens wird der Versuchskasten auf den Kopf gestellt (Abb. 3.13, rechts). Um die Kronenstärken der Typen B und D herzustellen, werden zusätzlich eine bzw. zwei Einlagen in die Form eingebaut. Danach wird der Boden lagenweise eingebaut und händisch verdichtet (Abb. 3.13).



Abb. 3.12 Links: Horizontal ausgerichteter Versuchskasten mit bereits eingebrachten Blechen für die Böschungsneigung, rechts: Auf den Kopf gestellter Versuchskasten mit einer doppelten Einlage um eine Kronenstärke des Typs D zu erzeugen.



Abb. 3.13 *Lagenweiser Einbau und Verdichten des Versuchsboden Q2D01.*



Abb. 3.14 *Links: Ebenen des Versuchsbodens vor Einbringen des Bodenblechs, rechts: Fertig eingebaute Damm vor dem Ziehen der Bleche und Ausbau der Einlagen.*

Zum Abschluss wird das Bodenblech auf den Versuchskasten aufgesetzt und befestigt. Dann wird der Versuchskasten wieder um 180° gedreht (Abb. 3.14) und das obere Abschlussblech sowie die beiden Seitenbleche werden entfernt. Der Modelldamm ist damit einsatzbereit für den Versuch.

3.4 Ausgeführte Versuche

Insgesamt wurden 46 der kleinmasstäblichen quasi-2D-Versuche durchgeführt. Davon entfielen 16 Versuche auf den symmetrischen Dammquerschnitt QS 1111 und 30 Versuche auf den asymmetrischen Dammquerschnitt QS 2145. 8 Versuche wurden mit dem kleinen Zylinder K und 11 Versuche mit dem grossen Zylinder G ausgeführt. Mit dem Stahlzylinder wurden 6 Versuche durchgeführt. Bei 10 Versuchen wurde der aufgebohrte Zylinder GS mit dem Beschleunigungssensor eingesetzt und in 9 Versuchen diente der Betonkörper mit dem oktogonalen Querschnitt als Impaktkörper. Mit der Kugel wurden lediglich 2 Versuche als Referenzversuche zu den Zylindern durchgeführt.

Um die Versuche eindeutig zu kennzeichnen und um zudem die wesentlichen Aspekte des Versuchs im Namen festzuhalten wurde die folgende Namensgebung gewählt.

Erster Zeichenblock	Name des Impaktkörpers (K, G, GS, OKT, St oder Ku)
Zweiter Zeichenblock	Kennung des Dammquerschnitts (1111 oder 2145)
Dritter Zeichenblock	Typ der Dammkrone (A, B oder D)
Vierter Zeichenblock	Kennung für die Neigung des Fallrohrs am Ausgang: Neigung 1.3°: 01 Neigung 9.3°: 11

Hinter diesen vier Zeichenblöcken, die jeweils durch einen Bindestrich getrennt sind, erfolgt noch eine Durchnummerierung, wenn mehrere Impaktversuche an dem gleichen Dammquerschnitt hintereinander ausgeführt wurden. In diesem Bericht wird diese Nummerierung für den Erstimpakt in der Regel weggelassen und wird nur für den 2. oder 3. Impakt verwendet. Die Bezeichnung G-2145-B-01-2 kennzeichnet also einen Versuch, der mit dem grossen Zylinder am Dammquerschnitt 2145 mit der Kronenstärke B und der Neigung des Fallrohrs 1.3° ausgeführt wurde. Da am Ende noch eine 2 steht handelt es sich nicht um den Erstimpakt, sondern um den 2. Impakt auf diesen Damm.

Eine Übersicht der ausgeführten Versuche gibt Tabelle 3.2.

Tab. 3.2 Übersicht der ausgeführten quasi-2D-Versuche (ohne Vorversuche)

Block	QS 1111	QS 2145	Krone Typ A	Krone Typ B	Krone Typ D
K	3	5	3	2	3
G	4	7	4	4	3
GS	4	6	4	2	4
St	2	4	3	3	-
OKT	3	6	4	2	3
Ku	-	2	-	1	1

3.5 Ermittlung der Geschwindigkeiten und Energien vor dem Impakt

Für die Ermittlung der Translations- und der Rotationsgeschwindigkeit eines Blocks vor dem Impakt wurden jeweils 3 Bilder aus den Hochgeschwindigkeitsaufnahmen ausgewählt. Da die Bildrate, mit der die Bilder aufgenommen wurden, bekannt ist, kann durch Ausmessen der Blockpositionen in den drei Fotos die Translationsgeschwindigkeit v eines Blocks bestimmt werden. Vereinfachend wurde für die Abstandsmessung eine Gerade zwischen den jeweiligen Blockmittelpunkten gewählt (Abb. 3.15).

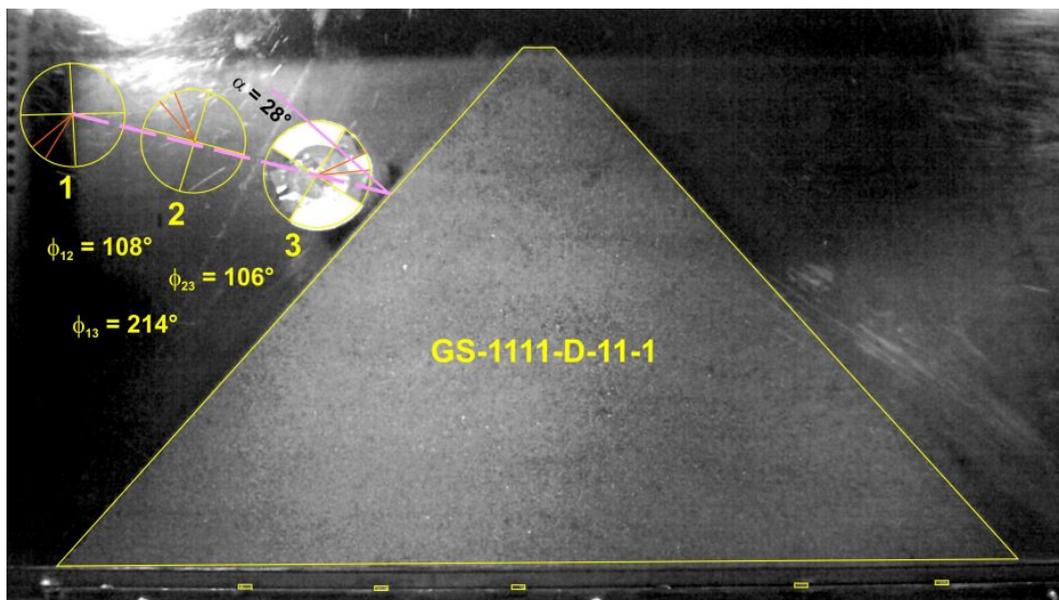


Abb. 3.15 Beispiel für die Ermittlung von Blockposition und Blockrotation zu 3 verschiedenen Zeiten. ϕ ist der Drehwinkel des Blocks, α ist der Impakt- oder Auftreffwinkel.

Die Blöcke weisen eine Farbmarkierung auf, so dass aus den Bildern auch die Rotation bzw. der Drehwinkel ϕ des Blocks ausgemessen und damit die Rotationsgeschwindigkeit ω des Blocks bestimmt werden kann.

Durch eine Verlängerung der Flugbahngeraden bis auf die Dammböschung kann zudem der Impakt- oder Auftreffwinkel α zwischen der Lotrechten auf die Dammböschung und der Flugbahn ausgemessen werden (Abb. 3.15).

Für die Betonkörper ergaben die Auswertungen Translationsgeschwindigkeiten vor dem Impakt zwischen 5.2 m/s und 6.9 m/s. Die Translationsgeschwindigkeit des Stahlzylinders lag überwiegend bei ca. 7 m/s und damit höher als bei den Betonkörpern. Die Translationsgeschwindigkeit der Kugel lag etwas unter der Translationsgeschwindigkeit des Stahlzylinders und betrug ca. 6.6 m/s. Der Fehler bei der Bestimmung der Translationsgeschwindigkeit kann mit ca. 0.3 m/s bis 0.6 m/s angegeben werden.

Bei den Rotationsgeschwindigkeiten ergaben sich für die Betonkörper signifikante Unterschiede. Die höchsten Rotationsgeschwindigkeiten traten bei dem kleinen Zylinder K auf und betragen zwischen 82 Hz und 98 Hz. Der Zylinder mit der Ausbohrung und dem eingebauten Sensor wies mit 54.5 Hz bis 62.6 Hz die geringsten Rotationsgeschwindigkeiten auf. Die Rotationsgeschwindigkeiten des Stahlzylinders lagen im Mittel etwas über den Werten des grossen Betonzylinders G, aber deutlich unter den Rotationsgeschwindigkeiten des kleinen Zylinders K. Der Betonkörper mit dem oktogonalen Querschnitt führte vor dem Impakt nur eine geringe Drehbewegung aus (vgl. Abb. 3.16). Die Rotationsgeschwindigkeiten lagen hier zwischen 0 und maximal 12 Hz (vgl. Anhang III).

Der Fehler bei der Bestimmung der Rotationsgeschwindigkeiten ist signifikant grösser als der Fehler bei der Bestimmung der Translationsgeschwindigkeiten und ergibt sich im Wesentlichen aufgrund von zwei Ursachen. Zum einen führt die Ausrichtung des Objektivs auf die Mitte des Versuchskastens dazu, dass es bei den abgebildeten Blöcken zu einer perspektivischen Verzerrung kommt (vgl. Abb. 3.15 bzw. Abb. 3.16). Zum anderen gibt es auch eine Verzerrung des Bildes am Rand aufgrund der Eigenschaften des verwendeten Objektivs mit einer Brennweite von 12.5 mm. Insgesamt dürfte der Fehler bei der Bestimmung der Rotationsgeschwindigkeit in der Grössenordnung von 15% bis 20% liegen.

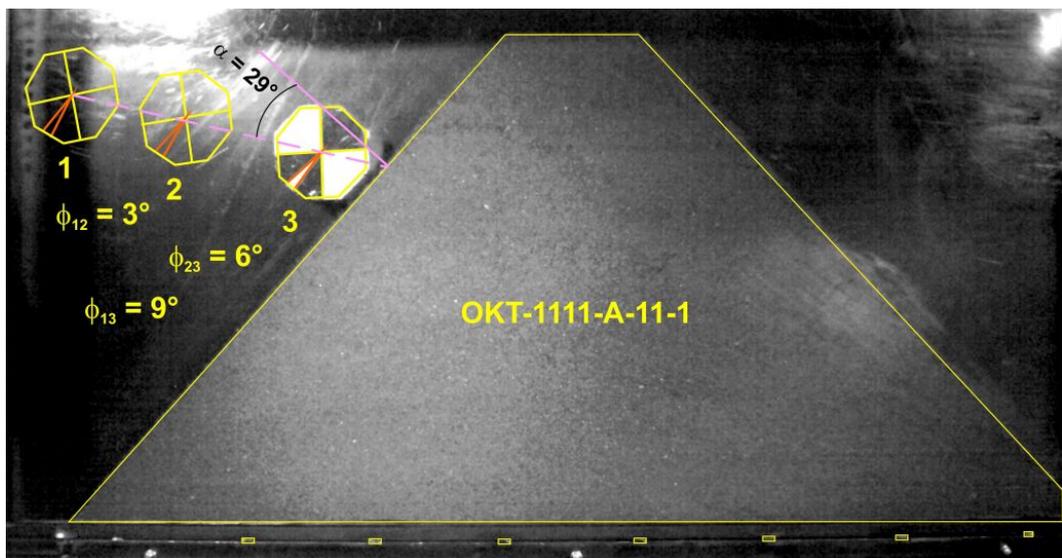


Abb. 3.16 Beispiel für die Ermittlung von Blockposition und Blockrotation zu 3 verschiedenen Zeiten für den Block OKT mit oktogonalem Querschnitt. Der Block OKT führt nur eine geringe Rotation aus. ϕ ist der Drehwinkel des Blocks, α ist der Impakt- oder Auftreffwinkel.

Aus den Geschwindigkeiten wurden mit Hilfe der Masse und des Trägheitsmoments des jeweiligen Blocks die Translationsenergien E_{trans} und die Rotationsenergien E_{rot} berechnet. Die Ergebnisse der Einzelversuche sind in Anhang III tabellarisch zusammengestellt. Tabelle 3.3 zeigt die Mittelwerte für die verschiedenen Impaktkörper.

Tab. 3.3 Mittelwerte Geschwindigkeiten und Energien

Block	v [m/s]	ω [1/s]	E_{trans} [Nm]	E_{rot} [Nm]	E_{total} [Nm]	E_{trans} [%]	E_{rot} [%]	$E_{\text{rot}}/E_{\text{trans}}$ [-]
K	6.2	92.3	72.1	24.1	96.2	75.0	25.0	0.3
G	6.3	72.1	147.9	61.9	209.9	70.5	29.5	0.4
GS	5.9	59.8	96.7	40.5	137.2	70.5	29.5	0.4
St	6.8	75.5	295.4	58.1	353.6	83.6	16.4	0.2
OKT	6.2	5.1	132.3	0.4	132.7	99.7	0.3	0.003
Ku	6.7	60.2	63.7	13.4	77.1	82.6	17.4	0.2

Abb. 3.17 zeigt analog zu den Graphiken in Abschnitt 2.6 das Verhältnis von Translations- und Rotationsenergie bei den einzelnen Versuchen. Für die Betonzylinder ergibt sich ein recht hohes Verhältnis von E_{rot} zu E_{trans} , welches in den meisten Fällen grösser 0.3 ist und damit mehr den Ergebnissen für die Betonkugel bei den Versuchen von Usiro et al. [71] gleicht als den Ergebnissen, die mit natürlichen Steinblöcken erzielt wurden (vgl. Abb. 2.28). Der Stahlzylinder weist hingegen einen geringeren Anteil an Rotationsenergie auf als die Betonzylinder. Dies dürfte daran liegen, dass die Gleitreibung Stahl-Stahl geringer ist als die Gleitreibung Beton-Stahl und der Stahlzylinder im oberen, steileren Teil des „Fallrohres“ daher mehr rutscht und weniger rollt als die Betonzylinder.

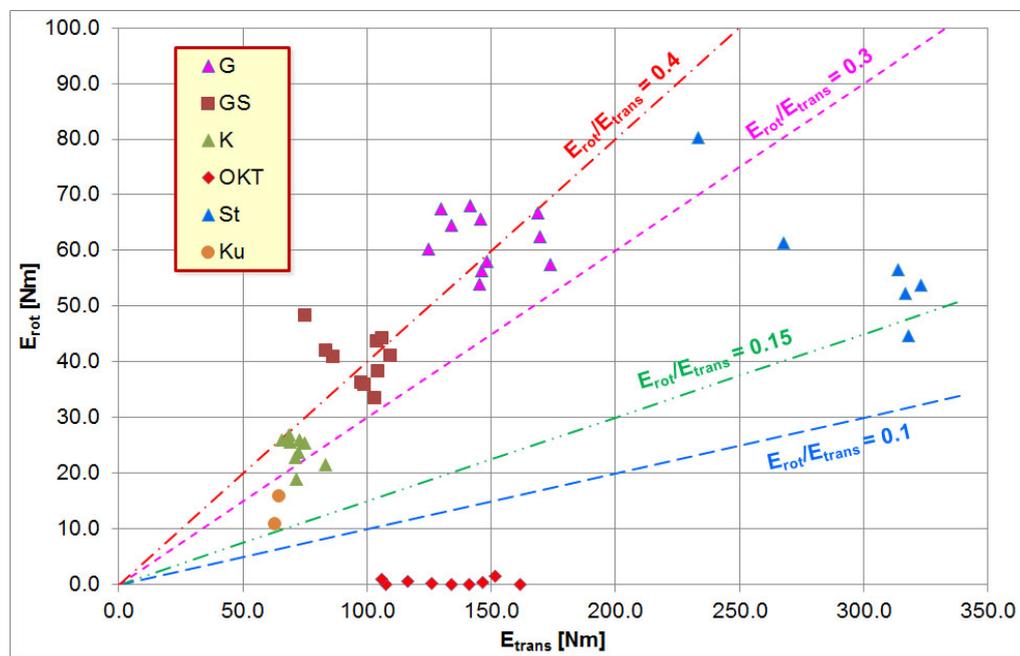


Abb. 3.17 Translationsenergien und Rotationsenergien der verschiedenen Impaktkörper vor dem Impact im Vergleich.

Der Block OKT mit oktagonalem Querschnitt weist kaum Rotation beim Impact auf (vgl. Abb. 3.16). Dies ergibt sich daraus, dass dieser Block spätestens im unteren flacheren Drittel des „Fallrohres“ nur noch auf den Kanten rutscht. Auch Versuche dem Block beim Start eine zusätzliche Rotation aufzuzwingen änderten an diesem Ergebnis nichts. Der Einbau einer „Stolperstufe“ am Ausgang des „Fallrohres“ führte ebenfalls zu keiner signifikanten Zunahme der Rotation des Blocks OKT.

3.6 Auftreffwinkel und Blockbewegung nach dem Impact

Aufgrund der beiden Dammmodelle mit den „bergseitigen“ Böschungswinkeln von 47.8° und 62.6° sowie den beiden Einstellungen für die Neigung des Fallrohrs am Ausgang mit 1.3° und 9.3° ergeben sich theoretisch genau 4 Impact- oder Auftreffwinkel α bei den durchgeführten Versuchen. Tatsächlich streuen die Auftreffwinkel versuchsbedingt jedoch etwas. Tabelle 3.4 fasst die in den Versuchen am häufigsten auftretenden Auftreffwinkel sowie Minimal- und Maximalwerte zusammen. Die bei den einzelnen Versuchen ermittelten Werte für den Auftreffwinkel sind im Anhang IV dokumentiert.

Tab. 3.4 Auftreff- oder Impactwinkel α

Neigung der Dammböschung	Neigung des Fallrohrs	häufigster Wert	Minimalwert	Maximalwert
47.8°	1.3°	34°	33°	36°
47.8°	1.3°	29°	27°	29°
62.6°	9.3°	21° / 22°	18°	24°
62.6°	9.3°	15° / 16°	13°	17°

3.6.1 Impact auf Dammquerschnitt 1111

Bei allen Versuchen mit der symmetrische Dammgeometrie des Typs 1111 mit einem Böschungswinkel von 47.8° sowohl auf der „Bergseite“ als auch auf der „Talseite“ wurde der Damm von den zylinderförmigen Impactkörpern G, GS und K überwunden. Allerdings unterscheiden sich die Versuche in der Art und Weise, wie dies geschah.

Abb. 3.18 zeigt den Bewegungsablauf des grossen Blocks G bei den Versuchen G-1111-A-01, G-1111-B-01 und G-1111-D-01 im Vergleich. Die Translationsgeschwindigkeit des Blocks vor dem Impact unterscheidet sich bei diesen drei Versuchen um weniger als 8%, die Summe aus Translations- und Rotationsenergie E_{tot} vor dem Impact variiert um weniger als 7% (vgl. Anhang III). Der Impact erfolgt am Damm jeweils auf gleicher Höhe und mit einem Freibord von 1.2 Blockdurchmessern, wenn man die Definition gemäss [10] zugrunde legt (vgl. Abb. 2.25). Der Unterschied bei diesen 3 Versuchen besteht ausschliesslich in der Kronenstärke bzw. der Dammstärke am Aufschlagpunkt. Die Dammstärke am Aufschlagpunkt a_0 beträgt beim Versuch G-1111-A-01 ca. das 3.8-fache des Blockdurchmessers, beim Versuch G-1111-B-01 ca. das 3.5-fache des Blockdurchmessers und beim Versuch G-1111-D-01 ca. das 3-fache des Blockdurchmessers.

Der Block G dringt zunächst beim Impact bei allen 3 Versuchen in den Dammkörper ein, erreicht eine maximale Eindringtiefe d_{max} und bewegt sich dann wieder aus dem Dammkörper heraus (Abb. 3.18). Bei den beiden Kronentypen A und B (grosse und mittlere Kronenstärke) tritt der Block jedoch wieder vollständig aus der Dammböschung heraus und verliert nach 0.07 s bzw. nach 0.06 s nach Beginn des Impacts den Kontakt zur Böschung (Abb. 3.18 oben bzw. Mitte). Auf der „Talseite“ lassen sich auf den Fotos zwar Verformungen der Dammgeometrie erkennen, diese sind jedoch gering und die Dammkrone bleibt weitgehend intakt. Beim Kronentyp D (kleinste Kronenstärke) tritt der Block hingegen erst wieder an der Dammkrone aus dem Dammkörper aus und es treten massive Verschiebungen im Kronenbereich auf (Abb. 3.18, unten). Zwar unterscheidet sich der Versuch G-1111-D-01 von den beiden anderen Versuchen auch noch dadurch, dass hier mit $\rho = 1667 \text{ kg/m}^3$ gegenüber den beiden anderen Versuchen eine um ca. 10% geringere Dichte des Dammmaterials vorhanden war, dies dürfte aber für die signifikanten Unterschiede bei der Blockbewegung nicht hauptursächlich sein.

Ein Film zu den Versuchen G-1111-A-01 und G-1111-D-01 findet sich auf der beiliegenden DVD im Verzeichnis „Aufnahmen des Impacts“.

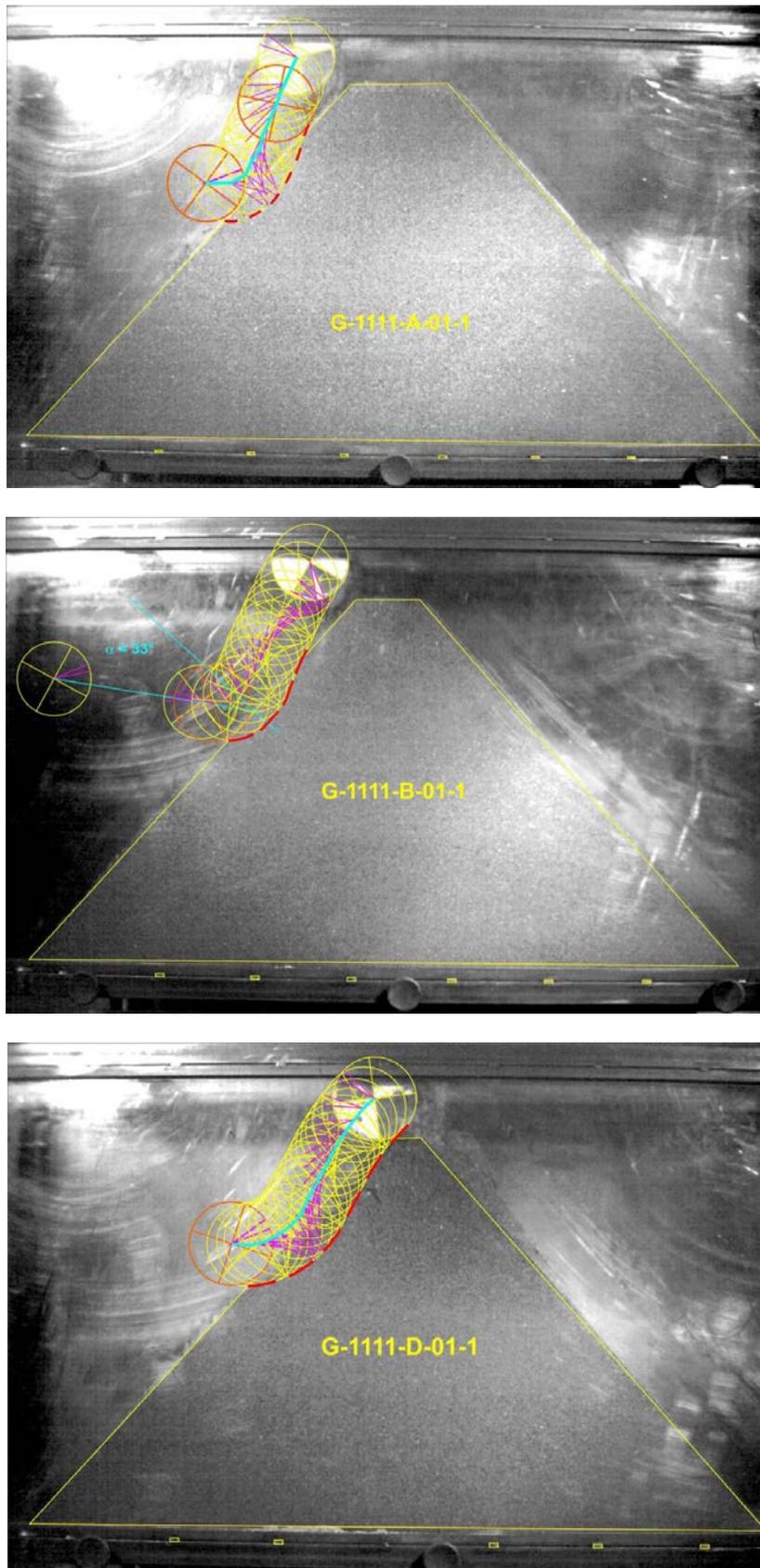


Abb. 3.18 Bewegungsablauf bei den Versuchen G-1111-A-01, G-1111-B-01 und G-1111-D-01: Der Block G dringt beim Impact in den Dammkörper ein, verliert bei den beiden Kronentypen A und B nach 0.07 s bzw. 0.06 s wieder den Kontakt zur Böschung und überspringt den Damm. Beim Kronentyp D tritt der Block hingegen erst wieder an der Dammkrone aus und es treten massive Verschiebungen im Kronenbereich auf.

Die maximale Eindringtiefe des Blocks G in den Versuchen G-1111-A-01 und G-1111-B-01 beträgt 4.6 cm respektive 3.7 cm. Bezogen auf die Dammstärke am Aufschlagpunkt a_0 sind dies 7.6% bzw. 6.5%. Im Versuch G-1111-D-01 wurde eine Eindringtiefe des Blocks in den Dammkörper von 6.2 cm gemessen. Auf die Dammstärke am Aufschlagpunkt bezogen ergibt sich hier ein Wert von 13%. Die maximale Eindringtiefe ist hierbei definiert als senkrechte Strecke gemessen von der Böschungskante aus bis zum tiefsten Eindringpunkt (vgl. Abb. 3.19).

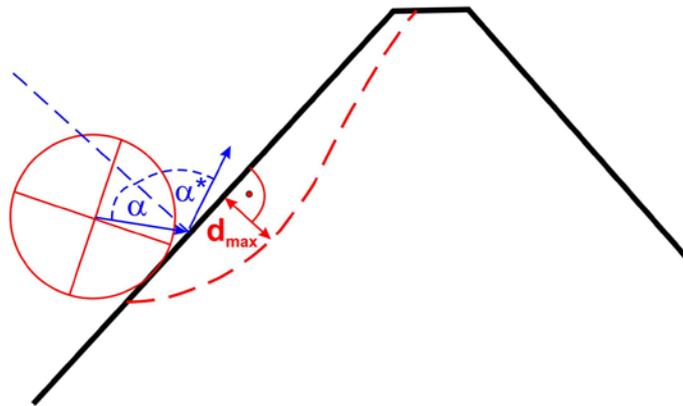


Abb. 3.19 Definition der maximalen Eindringtiefe d_{max} , abweichend von der Definition in [10] (vgl. Abb. 2.25 und Abb. 2.9)

Als „Austrittswinkel“ α^* bezogen auf die Lotrechte auf die Dammböschung (vgl. Abb. 3.19) ergeben sich für die drei Versuche die folgenden Werte:

- G-1111-A-01 $\alpha^* = 70^\circ$
- G-1111-B-01 $\alpha^* = 73^\circ$
- G-1111-D-01 $\alpha^* = 76^\circ$.

In Abb. 3.20 ist die zeitliche Änderung des Drehwinkels für die 3 Versuche dargestellt. Für alle drei Versuche, G-1111-A-01, G-1111-B-01 und G-1111-D-01, ergibt sich nach einer bestimmten Zeit praktisch ein linearer Verlauf aus den graphischen Darstellungen, d.h. es findet eine kontinuierliche Rotation des Blocks mit einer konstanten Winkelgeschwindigkeit statt. Bei den beiden Versuchen G-1111-A-01 und G-1111-B-01 wird diese annähernd konstante Winkelgeschwindigkeit bereits nach ca. 0.02 s erreicht und beträgt ca. 14 Hz. Beim Versuch G-1111-D-01, der tiefer in den Dammkörper eindringt und auch länger mit diesem in Kontakt ist, wird die annähernd konstante Winkelgeschwindigkeit erst nach ca. 0.05 s erreicht und liegt dann beim Wiederaustritt des Blocks an der Dammkrone bei 8.7 Hz.

Abb. 3.21 zeigt die zeitliche Änderung der Rotationsenergie im Verlaufe des Impactprozesses. Bei allen 3 Versuchen kommt es innerhalb der ersten 0.06 s zu einer drastischen Reduktion der Rotationsenergie. Allerdings geht die Rotationsenergie nicht auf Null zurück, sondern bleibt auf einem niedrigen Niveau nahezu konstant.

Bei den Versuchen G-1111-A-01 und G-1111-B-01 reduziert sich die Rotationsenergie, bezogen auf den Zeitpunkt vor dem Impact, auf einen Wert von ca. 3% bzw. 4% zum Zeitpunkt des Kontaktverlusts Block – Damm. Beim Versuch G-1111-D-01, mit dem längeren Eintauchen des Blocks G in den Dammkörper, reduziert sich die Rotationsenergie, bezogen auf die Rotationsenergie vor dem Impact, auf einen deutlich kleineren Wert von nur 1.4%, bleibt dann aber auch näherungsweise konstant auf diesem Niveau (Abb. 3.21, unten).

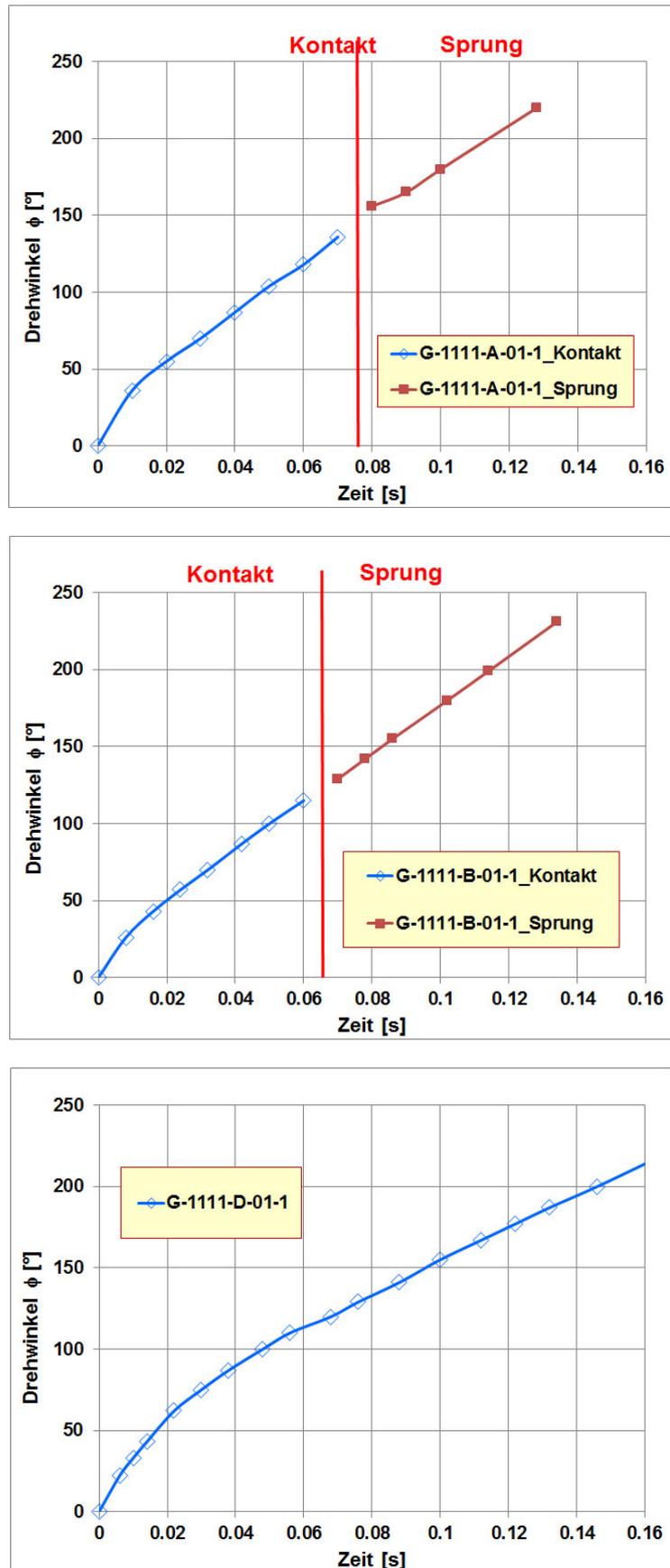


Abb. 3.20 Zeitlicher Verlauf des Drehwinkels beim Impact, Versuche G-1111-A-01, G-1111-B-01 und G-1111-D-01.

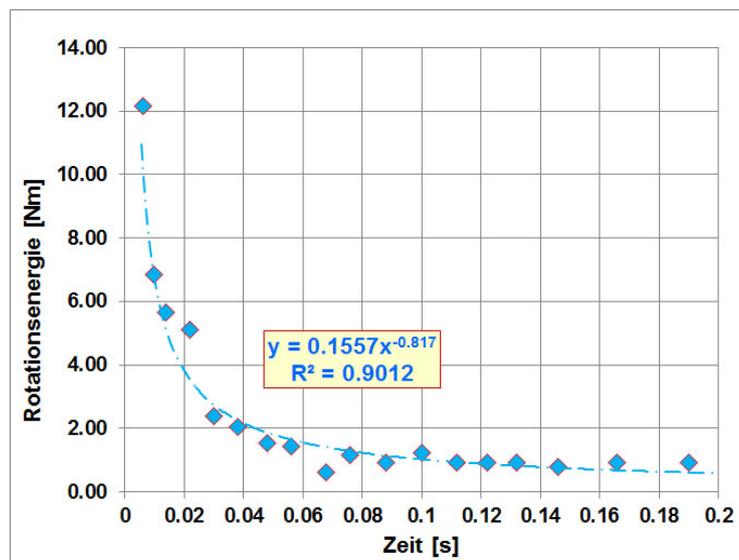
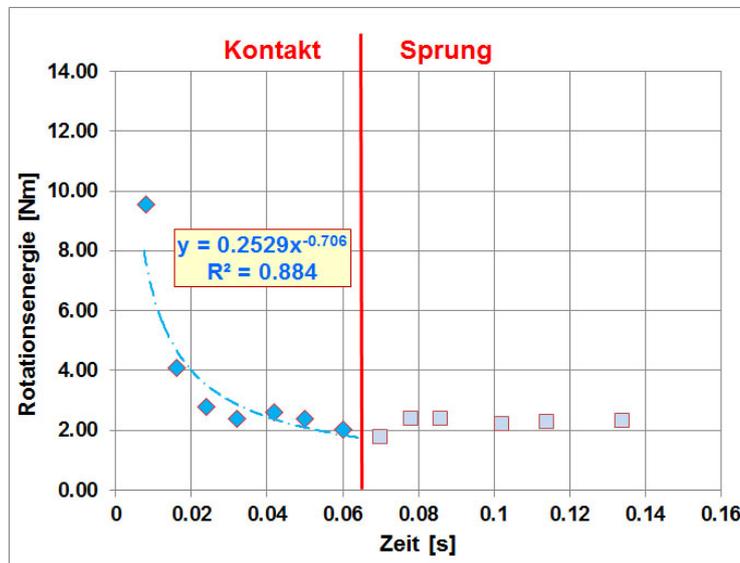
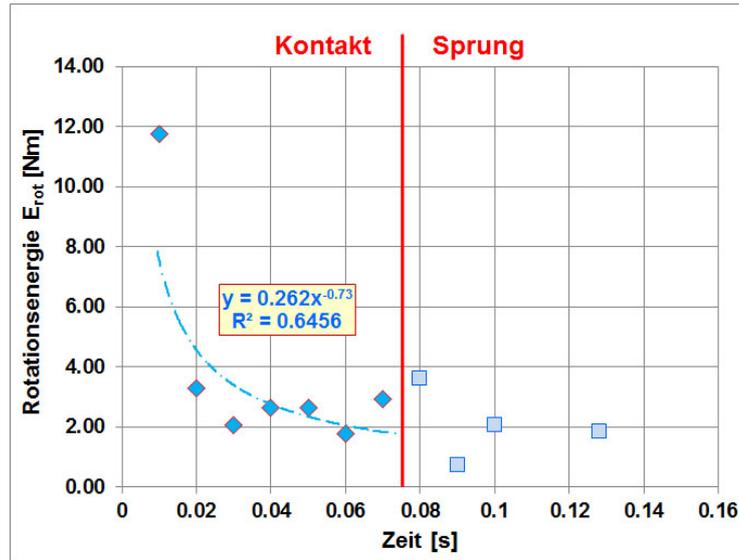


Abb. 3.21 Zeitlicher Verlauf der Rotationsenergie beim Impact, Versuche G-1111-A-01, G-1111-B-01 und G-1111-D-01.

Mit dem kleinen Betonzylinder K wurden für den Dammquerschnitt 1111 ebenfalls 3 Versuche mit den Kronentypen A, B und D durchgeführt. Der Impakt auf den Damm erfolgt etwa auf der gleichen Höhe wie bei den Versuchen mit dem grossen Betonzylinder G (vgl. Abb. 3.22). Aufgrund des kleineren Durchmessers des Betonzylinders K ergibt sich hier ein Freibord FB von 2.5 Blockdurchmessern, wenn man die Definition gemäss der Norm ONR 24810:2013 [10] zugrunde legt (vgl. Abb. 2.25). Die Vorgaben der ONR 24810:2013 zur Vermeidung eines Überrollens bzw. eines Überspringens des Damms mit $FB \geq 2 \times 2r$ sind in diesem Fall also eingehalten. Bei allen 3 Versuchen springt der Block K jedoch über das Niveau der Dammkrone. Im Versuch K-1111-B-01-1 erreicht der Block K nur deshalb die „Talseite“ nicht, weil es in diesem Fall zu einem Anprall am Quersteg des Versuchskastens kommt, der sich oberhalb der Dammkrone befand.

Der Block K zeigt in den 3 Versuchen ein ähnliches Verhalten wie der Block G bei den Versuchen G-1111-A-01 und G-1111-B-01 mit den grösseren Kronenstärken, d.h. der Block dringt für einen kurzen Zeitraum in den Dammkörper ein und bewegt sich nach Erreichen einer maximalen Eindringtiefe d_{max} wieder aus dem Dammkörper heraus. Die Bahnkurve, die der Block beschreibt, ähnelt dabei einer logarithmischen Spirale. Der Bewegungsablauf bei diesen 3 Versuchen ist in Abb. 3.22 dargestellt. Die Dammstärke am Aufschlagpunkt a_0 bezogen auf den Blockdurchmesser $2r$ sowie der Rückprallwinkel oder Austrittswinkel α^* sind in Tabelle 3.5 für die 3 Versuche zusammengefasst.

Die Eindringtiefe des Blocks K in den Dammkörper ist in den 3 Versuchen kleiner / gleich 3 cm (vgl. Tabelle 3.5). Bezogen auf die Dammstärke am Aufschlagpunkt a_0 beträgt die Eindringtiefe bei allen Versuchen weniger als 5.5%.

Tab. 3.5 *Impaktgrössen für Zylinder K und Dammquerschnitt 1111*

Versuch	Eindringtiefe d_{max} [cm]	Rückprallwinkel α^* [°]	Verhältnis d_{max}/a_0 [%]	Verhältnis $a_0/2r$ [-]
K-1111-A-01	3.0	74°	4.6	6
K-1111-B-01	2.9	65°	5.2	5
K-1111-D-01	2.6	70°	5.3	4.5

Die zeitliche Änderung des Rotationswinkels für die 3 Versuche zeigt Abb. 3.23. Die 3 Kurven haben einen sehr ähnlichen Verlauf und die Ablösung des Blocks vom Damm findet im Zeitintervall 0.04 s – 0.06 s nach Beginn des Impakts statt.

Die Rotationsgeschwindigkeit reduziert sich während der kurzen „Eintauchphase“ des Blocks K in den Dammkörper ebenfalls, liegt aber beim Austritt mit Werten von 18 Hz bzw. 21.5 Hz deutlich über den Werten bei den Versuchen mit dem grossen Zylinder G.

Die zeitliche Änderung der Rotationsenergie beim Impakt bei den Versuchen mit dem kleinen Betonzylinder K-1111-A-01, K-1111-B-01 und K-1111-D-01 zeigt Abb. 3.24. Die Graphiken zeigen einen exponentiellen Abfall der Rotationsenergie in dem Zeitraum von 0.04 s nach dem Beginn des Impakts. Beim Austritt aus dem Dammkörper hat der Block K noch eine Rotationsenergie von ca. 20%, 15% bzw. 22% bezogen auf die Rotationsenergie vor dem Impakt und die Kronentypen A, B und D. Grosse Verformungen am Damm, wie sie beim Versuch G-1111-D-01 zu sehen sind (Abb. 3.18, unten), traten bei den Versuchen mit dem Betonzylinder K nicht auf (vgl. Abb. 3.22). Die Translationsenergie des Blocks K beim Impakt beträgt jedoch auch nur ca. 50% der Translationsenergie des Blocks G, die Rotationsenergie beträgt sogar nur ca. 40% der Rotationsenergie des Blocks G, bezogen auf die Versuche mit der Kronenstärke des Typs D (vgl. Anhang III).

Ein Film zum Versuch K-1111-D-01 findet sich auf der beiliegenden DVD im Verzeichnis „Aufnahmen des Impakts“.

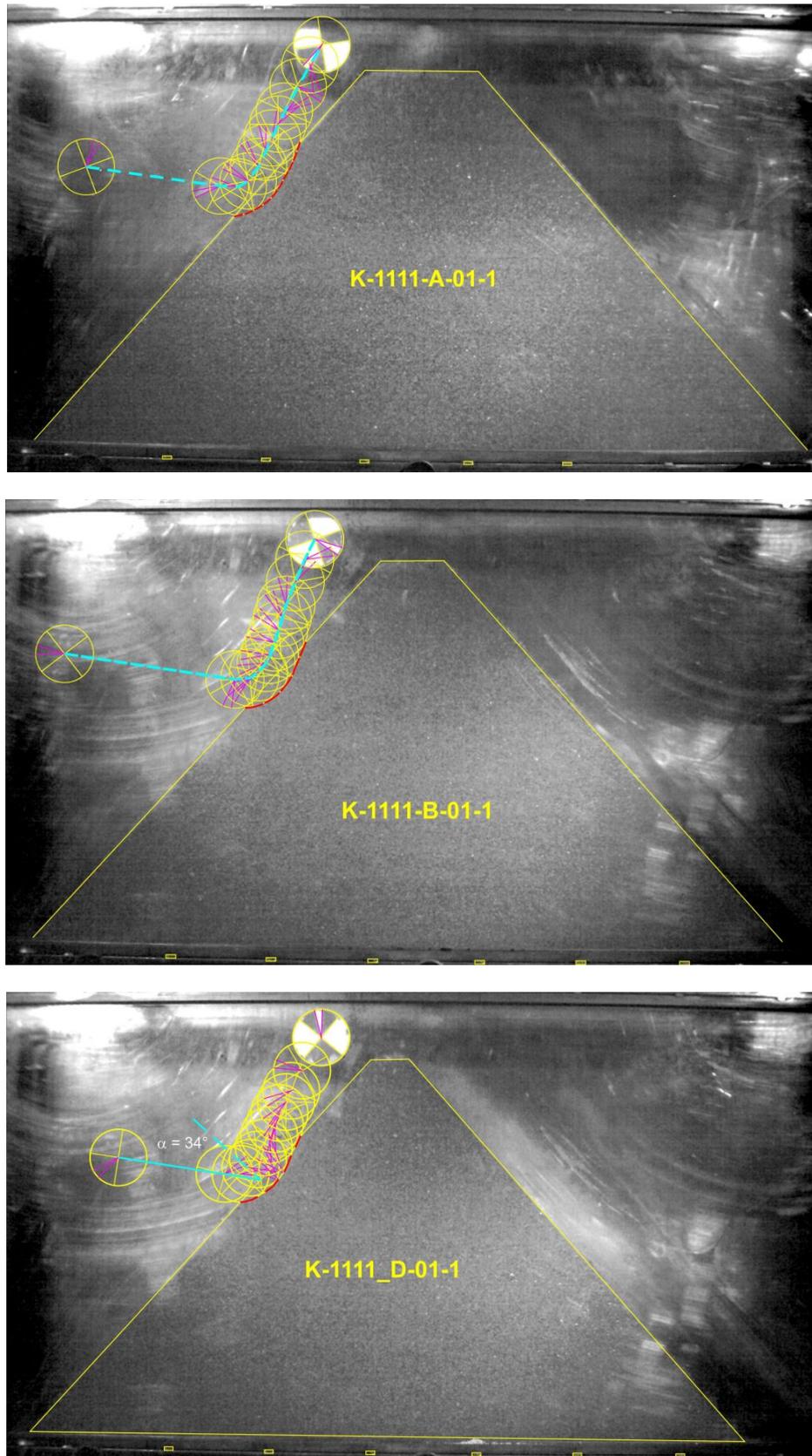


Abb. 3.22 Bewegungsablauf bei den Versuchen K-1111-A-01, K-1111B-01 und K-1111-D-01: Der Block K zeigt in allen 3 Versuchen ein sehr ähnliches Verhalten. Die Eindringtiefe des Blocks ist gering und beträgt zwischen 2.6 cm bei Versuch K-1111-D-01 und 3 cm bei Versuch K-1111-A-01.

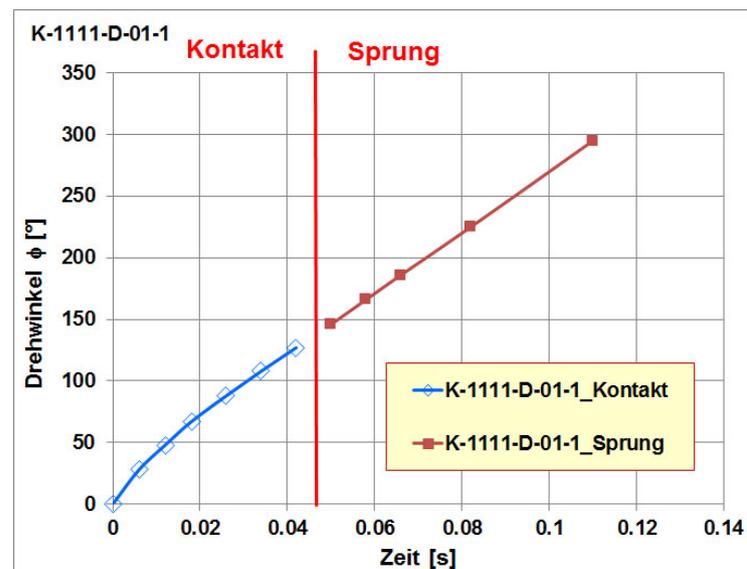
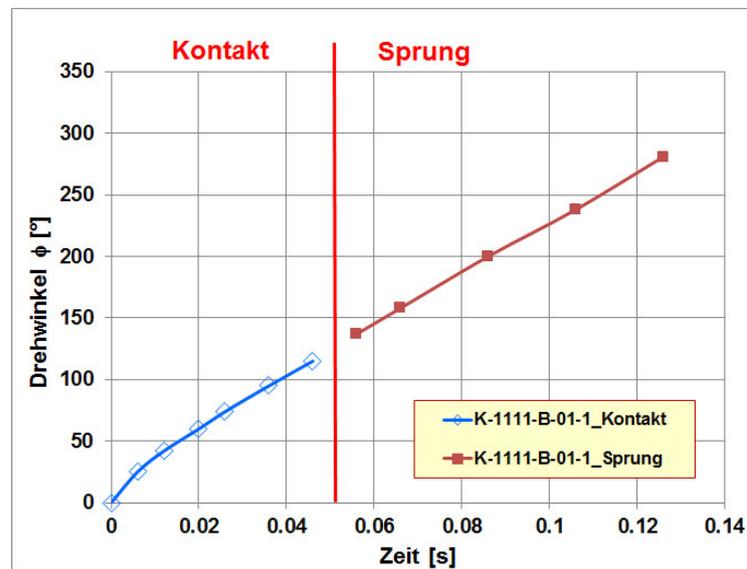
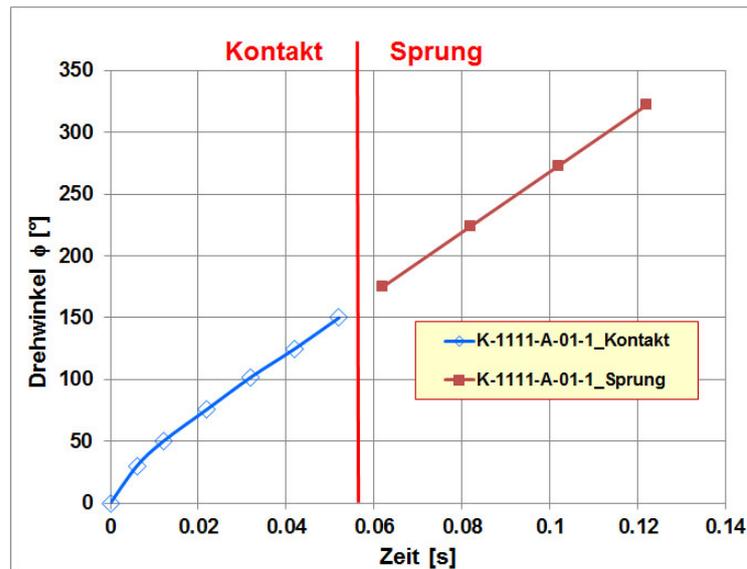


Abb. 3.23 Zeitlicher Verlauf des Drehwinkels beim Impact, Versuche K-1111-A-01, K-1111-B-01 und K-1111-D-01.

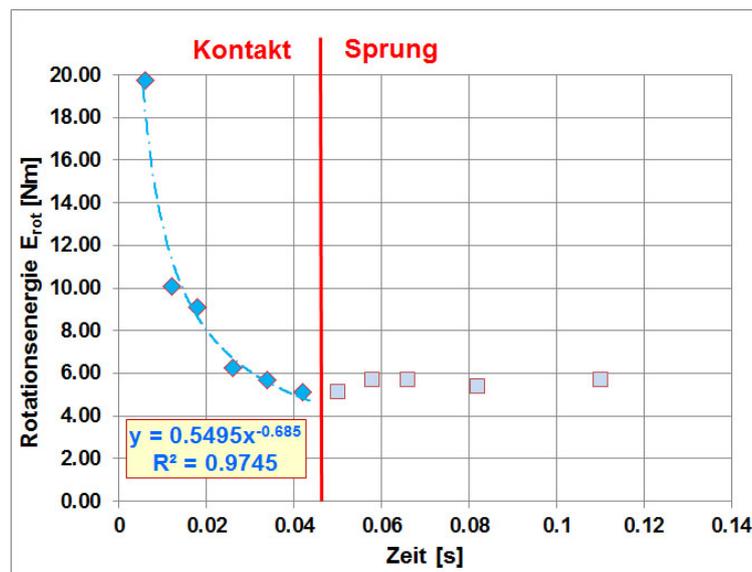
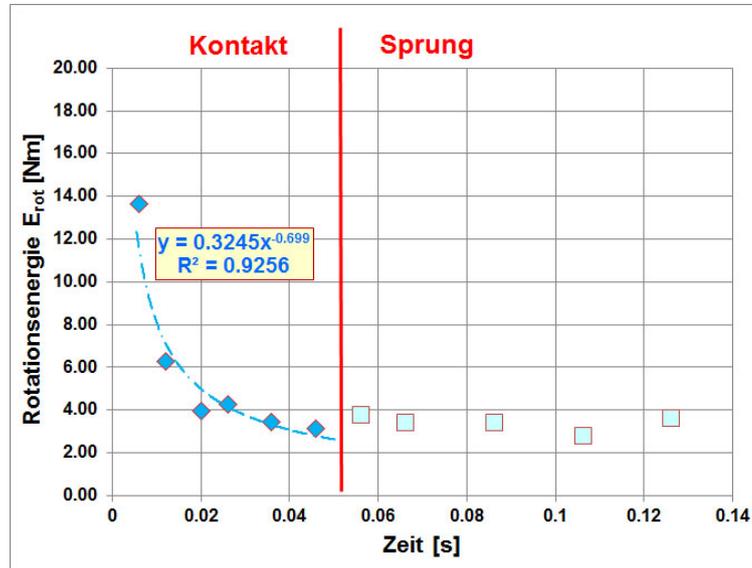
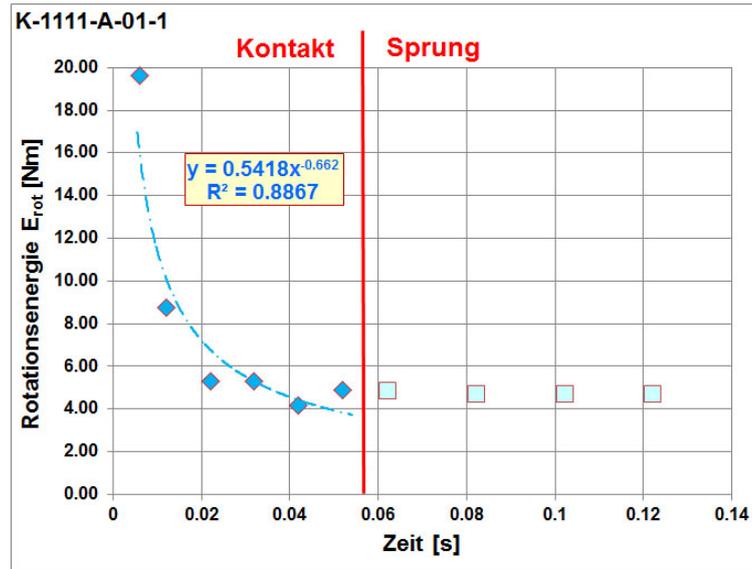


Abb. 3.24 Zeitlicher Verlauf der Rotationsenergie beim Impact, Versuche K-1111-A-01, K-1111-B-01 und K-1111-D-01.

Beim Versuch G-1111-B-11 wurde gegenüber dem Versuch G-1111-B-01 die Neigung des Fallrohrs geändert, d.h. die Neigung des Fallrohrs am Ausgang wurde um 8° steiler gestellt (vgl. Abb. 3.3). Die Geometrie des Damms war die gleiche wie im Versuch G-1111-B-01. Der Aufschlagpunkt des Blocks G auf dem Damm lag etwas höher als beim Versuch G-1111-B-01, das Freibord betrug das 1.18-fache des Blockdurchmessers.

Die steilere Stellung des Fallrohrs führte zu einem um 4° kleineren Aufprallwinkel α von 29° gegenüber dem Aufprallwinkel von 33° beim Versuch G-1111-B-01. Der Rückprallwinkel α^* beträgt bei diesem Versuch 72° und entspricht damit dem Rückprallwinkel beim Versuch G-1111-B-01. Mit der steileren Stellung des Fallrohrs war zudem eine Zunahme der Translationsenergie des Blocks G um 19% verbunden. Die Rotationsenergie des Blocks nahm hingegen lediglich um ca. 2% zu.

Der Block G dringt beim Versuch G-1111-B-11 mit $d_{\max} = 5.2$ cm deutlich tiefer in den Dammkörper ein als beim Versuch G-1111-B-01, bei dem die Eindringtiefe lediglich 3.7 cm betrug. Dies ist eine Zunahme von d_{\max} um ca. 40%. Bezogen auf die Dammstärke am Aufschlagpunkt a_0 erreicht die Eindringtiefe einen Wert von ca. 10.5%.

Der Block verlässt den Dammkörper knapp unterhalb der Dammkrone, um dann über den Damm zu springen (Abb. 3.26). In der letzten Phase, bevor der Block G den Kontakt zum Damm wieder verliert, treten im Dammkörper unterhalb des Blocks deutlich erkennbare Zugrisse auf und die Dammkrone erfährt eine signifikante Verschiebung (Abb. 3.25). Der gesamte Impaktvorgang dauert ca. 0.14 s, die Zugrisse treten ca. 0.08 s nach dem ersten Kontakt auf. Nach dem der Block den Kontakt verloren hat, schliessen sich die Zugrisse aufgrund des Eigengewichts des Bodenmaterials wieder (vgl. Abb. 3.25, unten rechts).

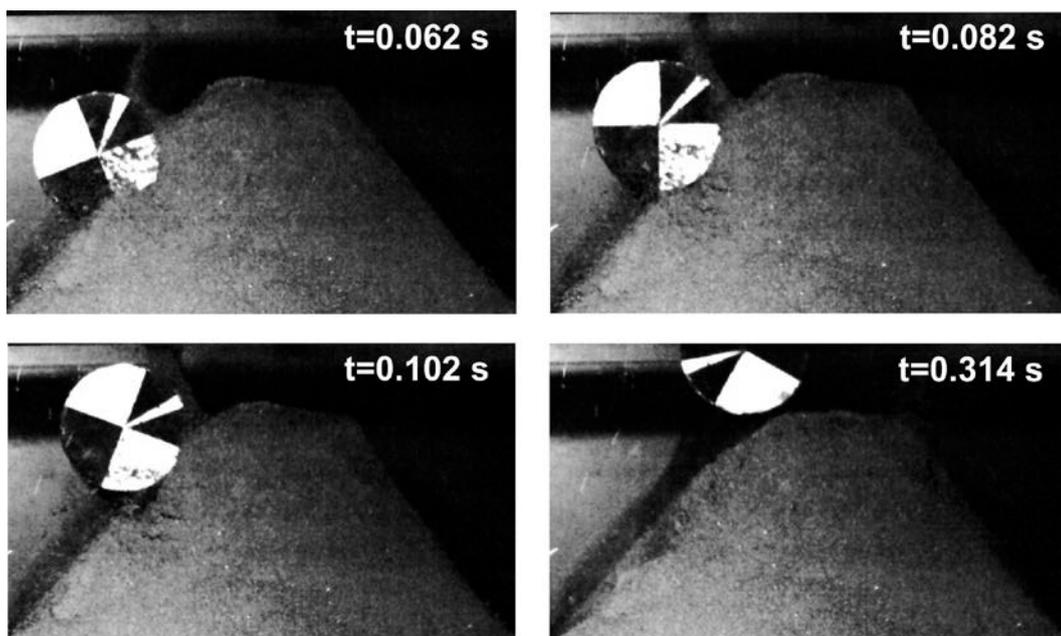


Abb. 3.25 Entwicklung einer visuell sichtbaren stark gestörten Zone im Damm aufgrund des Impakts beim Versuch G-1111-B-11 und anschliessendem Schliessens der Zugrisse aufgrund des Eigengewichts des Bodens.

Der kleinere Aufprallwinkel und die um rund 14% höhere totale Energie E_{tot} beim Impakt führen beim Versuch G-1111-B-11, gegenüber dem Versuch G-1111-B-01, zu einer deutlich stärkeren Beeinträchtigung des Damms im Kronenbereich. Andererseits scheint das tiefere Eindringen des Blocks G in den Dammkörper auch dazu zu führen, dass die Rotationsenergie des Blocks stärker abgebaut wird, als dies beim Versuch G-1111-B-01 der Fall war. Die Rotationsenergie des Blocks zum Zeitpunkt des Verlusts des Kontakts zum Damm beträgt lediglich noch 1.8%, bezogen auf die Rotationsenergie vor dem Impakt. Beim Versuch G-1111-B-01 waren dies noch 4%. Abb. 3.26, unten, zeigt die zeitliche Entwicklung der Rotationsenergie beim Impakt.

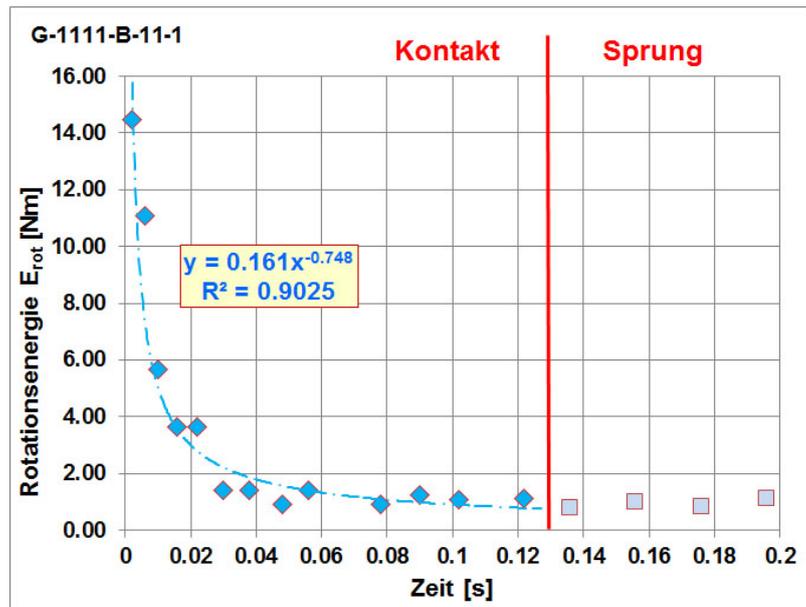
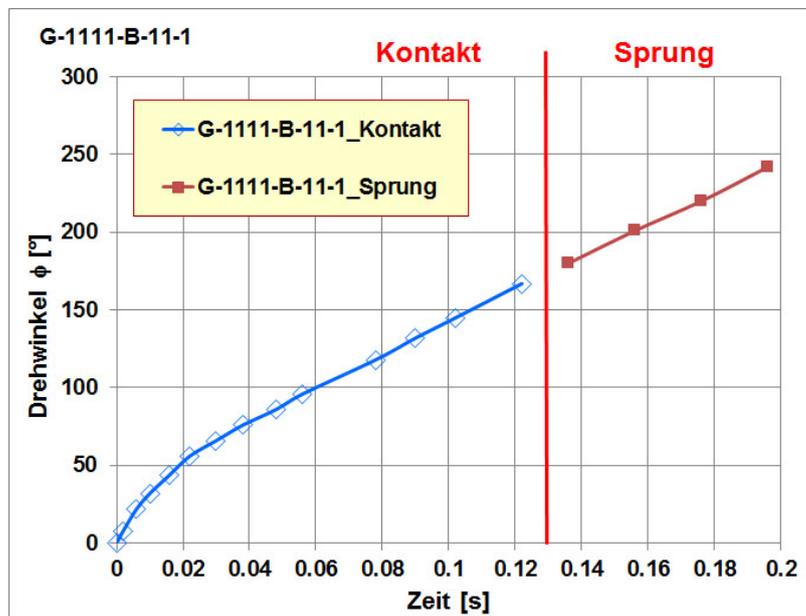
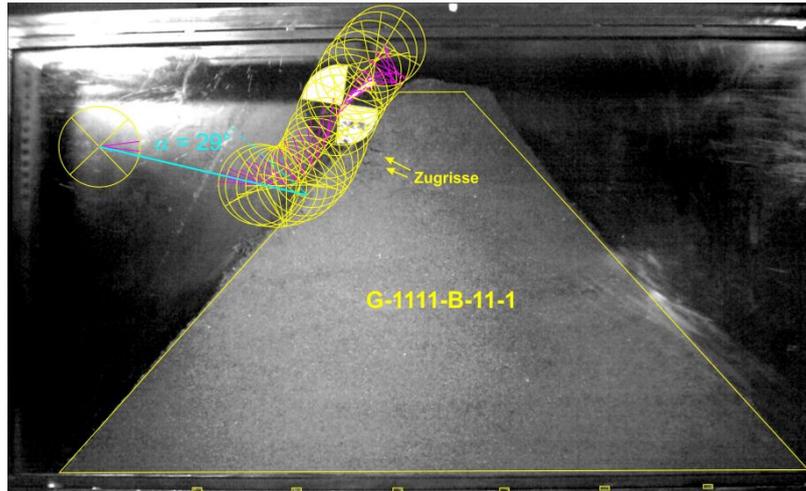


Abb. 3.26 Versuch G-1111-B-11: Bewegungsablauf und zeitlicher Verlauf des Rotationswinkels sowie der Rotationsenergie beim Impact.

Auch beim Versuch G-1111-B-11 stellt sich nach einer bestimmten Zeit, d.h. nach ca. 0.05 s, eine praktisch konstante Winkelgeschwindigkeit ein, die einen Wert von ca. 9 Hz annimmt (vgl. Abb. 3.26, Mitte). Dieser Wert von 9 Hz und der Zeitpunkt zu dem eine konstante Winkelgeschwindigkeit besteht, ähnelt mehr dem Versuch G-1111-D-01 als dem Versuch G-1111-B-01. Auch beim Versuch G-1111-D-01 hat die Dammkrone eine massive Schädigung erfahren.

Mit dem Block GS mit dem eingebauten Sensor wurden an dem Dammquerschnitt 1111 insgesamt 4 Versuche durchgeführt. Zwei der Versuche wurden an einem Damm mit dem Kronentyp A ausgeführt, zwei weitere Versuche an einem Damm mit dem Kronentyp D. Dabei wurde jeweils ein Versuch mit dem flach eingestellten Fallrohr und ein Versuch mit dem steiler eingestellten Fallrohr ausgeführt. In allen 4 Versuchen übersprang der Block den Damm (Abb. 3.27 bzw. 3.28). Die Dammkrone wurde erst durch den Rückprall des Blocks an der Querstrebe des Versuchskastens zerstört.

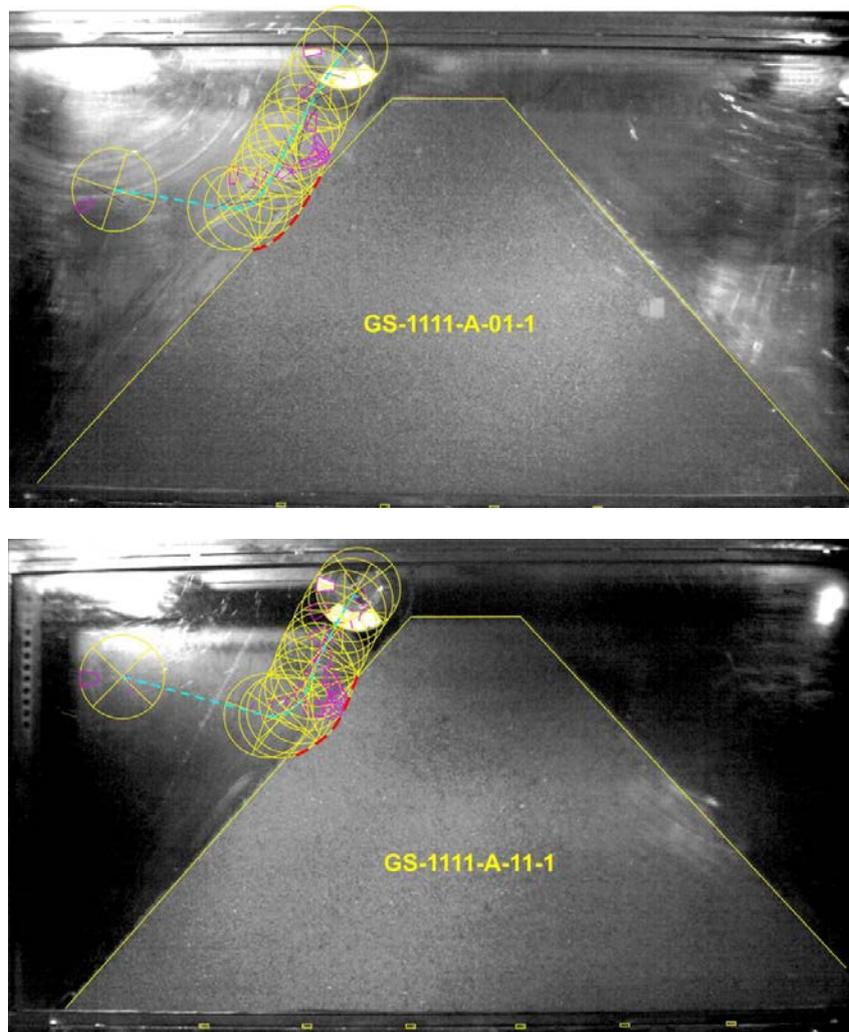


Abb. 3.27 Bewegungsablauf bei den Versuchen GS-1111-A-01 und GS-1111-A-11. Der Dammquerschnitt weist keine visuell erkennbaren Verformungen auf der dem Impact gegenüber liegenden Seite auf.

In den Tabellen 3.6 und 3.7 sind wesentliche Kenngrößen aus den Versuchen mit dem Block GS Versuchen mit dem Block G gegenübergestellt. Der Block GS hat gegenüber dem Block G eine um ca. 25% geringere Masse bei gleichen äusseren Abmessungen. Die Translationsgeschwindigkeiten der beiden Blöcke beim Aufprall sind unter Berücksichtigung der Messgenauigkeit gleich gross. Die Rotationsgeschwindigkeiten vor dem Aufprall unterscheiden sich jedoch signifikant bei den Blöcken G und GS und sind beim Block G ca. 15% bis 27% höher als beim Block GS.

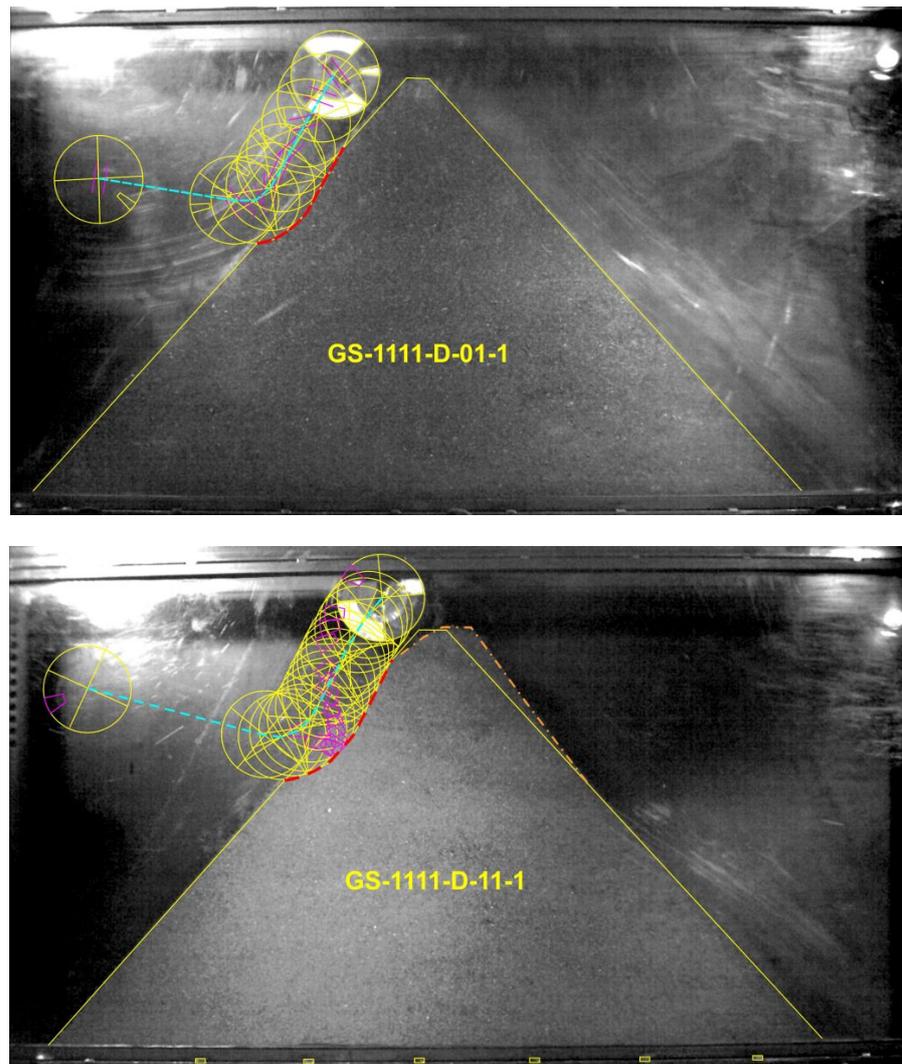


Abb. 3.28 Bewegungsablauf bei den Versuchen GS-1111-D-01 und GS-1111-D-11. Beim Versuch GS-1111-D-01 stellen sich nur geringe Verschiebungen im Kronenbereich ein während die Dammkrone im Versuch GS-1111-D-11-1 eine deutliche Verformung erfährt.

Tab. 3.6 Vergleich Blöcke G und GS, Kronentyp A

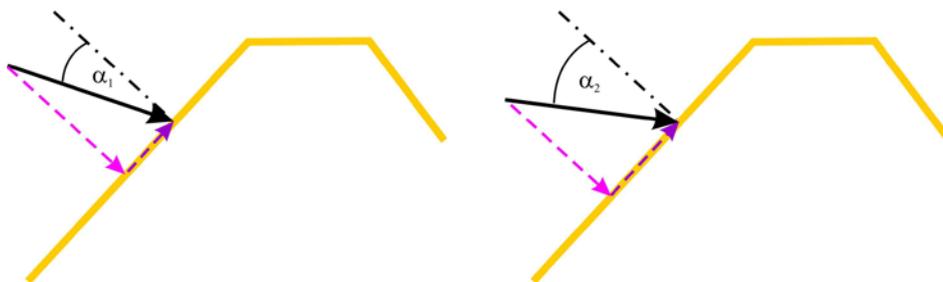
Versuch	G-1111-A-01	GS-1111-A-01	GS-1111-A-11
Masse m [kg]	7.44	5.6	5.6
Aufprallgeschwindigkeit v [m/s]	6.0	5.9	5.9
Trägheitsmoment [kg m ²]	0.02381	0.02262	0.02262
Rotationsgeschw. vor Impact ω [Hz]	73.7	56.7	56.4
Translationsenergie E_{trans} [Nm]	133.9	97.6	98.8
Rotationsenergie E_{rot} [Nm]	64.6	36.4	36.0
totale Energie vor Impact E_{tot} [Nm]	198.5	134.0	134.9
Verhältnis $E_{\text{rot}}/E_{\text{trans}}$ [-]	0.48	0.37	0.36
Rotationsgeschw. nach Impact ω_{rest} [Hz]	14	16	12
Rotationsenergie nach Impact $E_{\text{rot,rest}}$ [Nm]	2	3	1.5
Eindringtiefe [cm]	4.6	2.1	3.0
Dammstärke am Aufprallort a_0 [cm]	60.4	61.7	59.3
Verhältnis d_{max}/a_0 [%]	7.6	3.4	5.1

Tab. 3.7 Vergleich Blöcke G und GS, Kronentyp D

Versuch	G-1111-D-01	GS-1111-D-01	GS-1111-D-11
Masse m [kg]	7.44	5.6	5.6
Aufprallgeschwindigkeit v [m/s]	6.3	6.1	6.1
Trägheitsmoment [kg m ²]	0.02381	0.02262	0.02262
Rotationsgeschw. vor Impact ω [Hz]	74.3	54.5	62.2
Translationsenergie E_{trans} [Nm]	145.7	102.9	103.6
Rotationsenergie E_{rot} [Nm]	65.7	33.6	43.8
totale Energie vor Impact E_{tot} [Nm]	211.5	136.5	147.4
Verhältnis E_{rot}/E_{trans} [-]	0.45	0.33	0.42
Rotationsgeschw. nach Impact ω_{rest} [Hz]	8.7	14.4	10.5
Rotationsenergie nach Impact $E_{rot,rest}$ [Nm]	0.9	2.5	1.3
Eindringtiefe [cm]	6.2	2.9	3.9
Dammstärke am Aufprallort a_0 [cm]	47.6	47.1	42.9
Verhältnis d_{max}/a_0 [%]	13	6.2	9.1

Das niedrigere Gewicht des Blocks GS führt im Vergleich mit dem Block G zu einer fast 30% niedrigeren Translationsenergie und bei der flacheren Bahneinstellung (Auftrittswinkel 34°) zu einer Halbierung der Eindringtiefen d_{max} des Blocks GS in den Dammkörper. Andererseits weist die Rotationsgeschwindigkeit ω_{rest} , die sich nach dem Impact einstellt, den genau gegenteiligen Effekt auf. Hier ergeben sich die höheren Rotationsgeschwindigkeiten für den Block GS (vgl. Tabellen 3.6 und 3.7, G-1111-A-01 und GS-1111-A-01 bzw. G-1111-D-01 und GS-1111-D-01).

Der Vergleich der Versuche mit der flacheren und der steileren Bahneinstellung (GS-1111-A-01 mit $\alpha = 34^\circ$ und GS-1111-A-11 mit $\alpha = 28^\circ$ bzw. GS-1111-D-01 mit $\alpha = 34^\circ$ und GS-1111-D-11 mit $\alpha = 28^\circ$) zeigt auf, dass infolge des kleineren Auftreffwinkels α die Eindringtiefen grösser werden, obwohl sich die Translationsenergie durch die steilere Bahneinstellung nicht wesentlich verändert hat. Dies erklärt sich daraus, dass bei einer vektoriell wirkenden Grösse, wie z.B. einer Kraft, die vertikal zur Dammböschung stehende Komponente umso grösser wird, je kleiner der Winkel zwischen der Wirkungslinie und der Normalen auf die Dammböschung wird (vgl. Abb. 3.29).

**Abb. 3.29** Veränderung der Komponenten einer vektoriellen Grösse infolge einer Winkeländerung.

Die Rotationsgeschwindigkeit ω_{rest} und die Rotationsenergie nach dem Impact $E_{rot,rest}$ sind hingegen im Falle des kleineren Auftreffwinkels von 28° gegenüber dem Auftreffwinkel von 34° deutlich verringert.

Aus den vorgenannten Versuchen lässt sich schliessen, dass die Rotationsgeschwindigkeit, und damit auch die Rotationsenergie, infolge des Impacts umso stärker reduziert werden, je grösser die Eindringtiefe d_{max} ist. Die Eindringtiefe des Blocks in den Damm nimmt hingegen mit kleiner werdendem Auftreffwinkel α zu.

Der Block bei den Versuchen GS-1111-A-01 und GS-1111-A-11 bzw. GS-1111-D-01 und GS-1111-D-11 hat nicht exakt den gleichen Aufprallpunkt. Der Aufprallpunkt in den Versuchen mit der steileren Bahneinstellung liegt ca. 3 cm oberhalb des Aufprallpunktes in den Versuchen mit der flacheren Bahneinstellung. Bezogen auf die Dammstärke a_0 am Aufprallpunkt ergibt sich hieraus jedoch lediglich ein Unterschied von 9%. Dieser geringe Unterschied beim Aufprallpunkt dürfte somit nur eine untergeordnete Rolle spielen.

Mit dem Stahlzylinder St wurde an dem Dammquerschnitt 1111 mit der steileren Bahneinstellung jeweils ein Versuch mit dem Kronentyp A und dem Kronentyp B durchgeführt. Trotz der hohen Masse des Stahlzylinders wurde der Dammquerschnitt in beiden Fällen nicht durchschlagen bzw. abgeschert.

Abb. 3.30 zeigt den Bewegungsablauf, die zeitliche Änderung des Rotationswinkels sowie die zeitliche Änderung der Rotationsenergie beim Versuch St-1111-B-11 mit dem Stahlzylinder. Der Stahlzylinder dringt vollständig in den Dammkörper ein und führt dabei eine translatorische Bewegung in Richtung der Dammkrone aus. Abb. 3.30, oben, zeigt den höchsten Punkt, den der Block St erreicht hat. Danach beginnt der Block St wieder zurückzurollen.

Die mittlere Graphik in Abb. 3.30 zeigt, dass es im Fall von Versuch St-1111-B-11 nicht zu einer nahezu konstanten Winkelgeschwindigkeit ω kommt, sondern dass die Winkelgeschwindigkeit in diesem Fall kontinuierlich abnimmt und im höchsten Punkt den Wert Null annimmt. Demzufolge nimmt auch die Rotationsenergie ab und nimmt im höchsten Punkt den Wert Null an (Abb. 3.30, unten).

Im Vergleich zum Versuch G-1111-B-11 mit dem grossen Betonzylinder G verfügt der Stahlzylinder St über eine rund 70% höhere Masse, jedoch nur über einen Durchmesser, der ca. 70% des Durchmessers des Blocks G beträgt. Die Translationsenergie des Blocks St ist daher auch deutlich höher als die des Blocks G und beträgt 318 Nm, d.h. der Block St hat eine um ca. 83% höhere Translationsenergie. Die Rotationsenergie des Blocks St beträgt hingegen lediglich 78% der Rotationsenergie des Blocks G (vgl. Anhang III). Dennoch führt der Impakt des Blocks St nicht zu einem Abscheren des Dammsegmentes oberhalb des Aufprallpunktes, wie z.B. in Abb. 1.3 oder Abb. 2.9 dargestellt. Der Block St dringt stattdessen in den Dammkörper ein und vollführt eine deutliche Bewegung in Richtung Krone, bevor er zum Stehen kommt und dann wieder zurückrollt.

Sowohl beim Versuch St-1111-B-11 als auch beim Versuch St-1111-A-11 war die Markierung des Blocks St zeitweise nicht mehr erkennbar, da zwischen Block und Plexiglasscheibe eine Sandschicht bestehen blieb, so dass eine Auswertung der Rotation und der Translation des Blocks im Damm nicht ausgeführt werden konnte. Beim Versuch St-1111-B-11 äussert sich dies in einer Lücke in den Daten bei den Graphiken in Abb. 3.30. Beim Versuch St-1111-A-11 war der Block St bereits nach 0.03 s vollständig im Damm hinter einer Sandschicht verschwunden und tauchte erst wieder nahe der Dammkrone am Ende des Impaktprozesses auf. Weitergehende Auswertungen hinsichtlich der Rotationsgeschwindigkeit und der Energien konnten daher in diesem Fall nicht ausgeführt werden. Da der Block in beiden Versuchen vollständig im Dammkörper verschwunden ist, ist von einer Eindringtiefe d_{\max} grösser 11.3 cm auszugehen.

Abb. 3.31 zeigt den Anfangs- und den Endpunkt des Impaktprozesses beim Versuch St-1111-A-11. Auch in diesem Fall hat der Block offensichtlich eine Aufwärtsbewegung ausgeführt und ist deutlich von der Richtung der Flugbahn vor dem Impakt abgewichen.

Sowohl beim Versuch St-1111-A-11 als auch beim Versuch St-1111-B-11 kommt es zu einer deutlichen Verformung der Dammkrone (vgl. Abb. 3.30, oben bzw. 3.31, rechts). Aufgrund der geringeren Masse der Dammkrone beim Versuch St-1111-B-11 kommt es hier zu deutlich grösseren Deformationen.

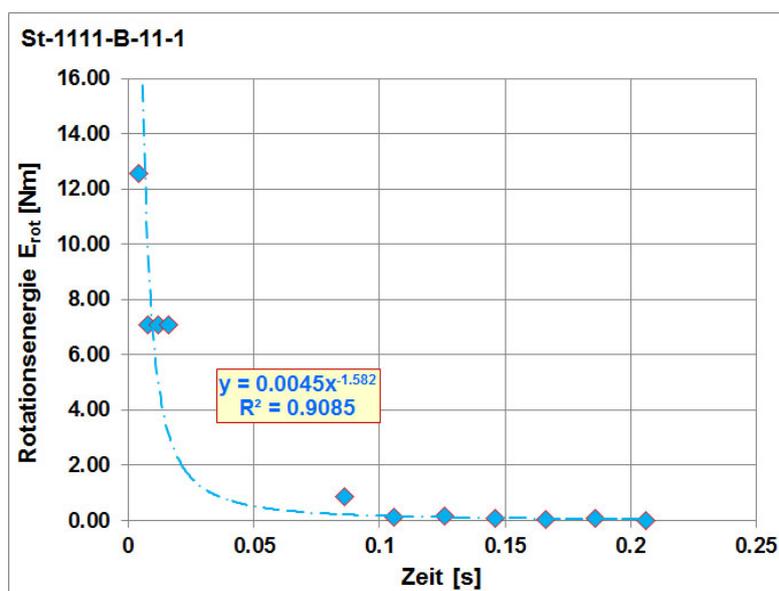
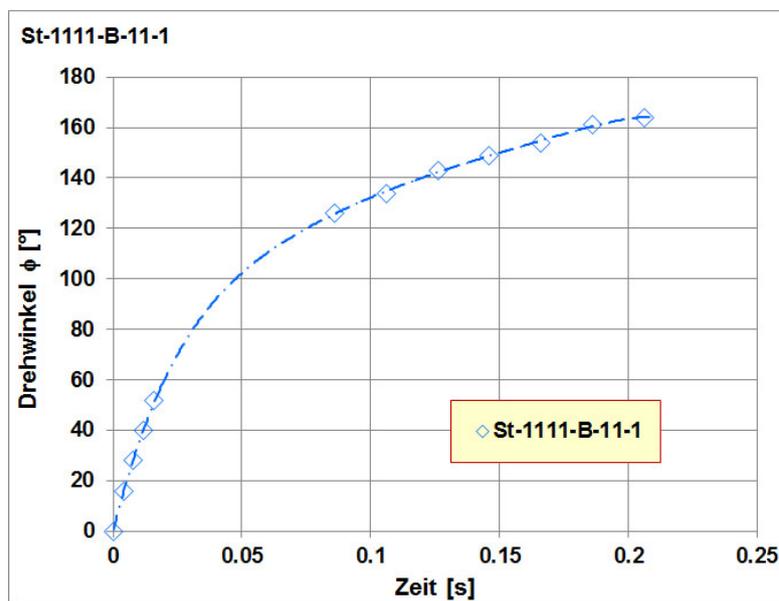
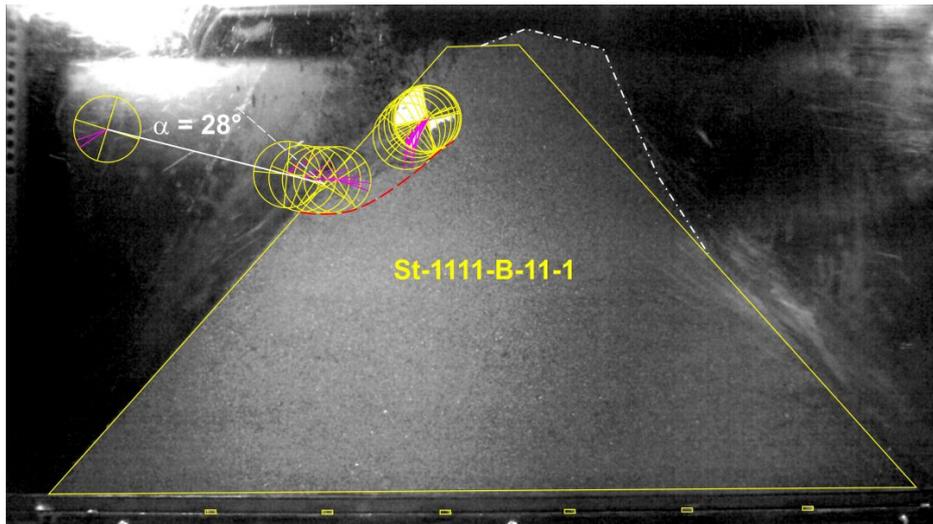


Abb. 3.30 Versuch St-1111-B-11: Bewegungsablauf und zeitlicher Verlauf des Rotationswinkels sowie der Rotationsenergie beim Impact.

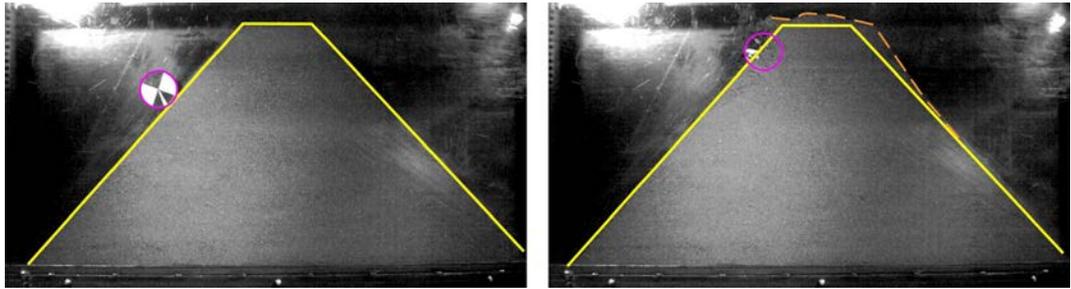


Abb. 3.31 Versuch St-1111-A-11: Position des Blocks St zu Beginn des Impakts (links) und am höchsten Punkt (rechts).

Beim Versuch St-1111-A-11 wurde auch noch ein 2. und ein 3. Impakt ausgeführt. Obwohl die Dammkrone durch den ersten Impakt schon deutlich geschädigt war, wurde auch bei den beiden folgenden Versuchen der Damm von dem Stahlzylinder nicht durchschlagen. Allerdings kam es zu weiteren erheblichen Schäden am Dammquerschnitt. Beim 3. Impakt erreichte der Zylinder St die Dammkrone, konnte diese jedoch nicht überwinden und rutschte bzw. rollte aufgrund des abrutschenden Dammmaterials wieder zurück (Abb. 3.32).

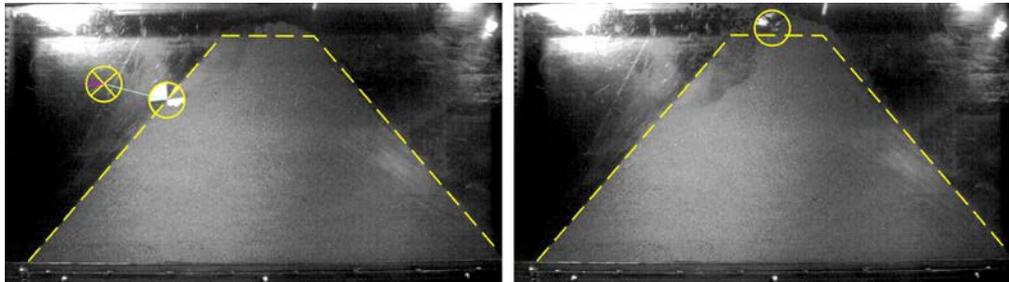


Abb. 3.32 Versuch St-1111-A-11-3: Position des Blocks St zu Beginn des 3. Impakts (links) und am höchsten Punkt bevor er „bergseitig“ abrutscht.

Auf der beiliegenden DVD im Verzeichnis „Aufnahmen des Impakts“ befindet sich jeweils ein Film zu den Impaktversuchen St-1111-A-11-1 und St-1111-B-11-1.

Am Dammquerschnitt 1111 wurden drei Versuche mit dem Block OKT mit einem oktogonalen Querschnitt ausgeführt. Dieser Block führt, wenn er das „Fallrohr“ verlässt, praktisch keine Rotation aus, da er im unteren Teil des „Fallrohres“ nur noch auf den Kanten rutscht (vgl. Abb. 3.17). Der Anteil der Rotationsenergie an der Gesamtenergie betrug daher in den drei Versuchen vor dem Impakt auch weniger als 0.1%.

Eine signifikante rotierende Bewegung entwickelt der Block OKT erst infolge des Impakts. Dabei spielt die in Abb. 3.29 dargestellte hangaufwärts gerichtete Vektorkomponente die Hauptrolle. Sie führt dazu, dass sich der Block hangaufwärts bewegt. Die Kanten des Blocks können dabei sogar wie eine Art „Steigeisen“ wirken, indem sie in den Dammkörper eindringen und der Block sich so quasi abstützt.

Abb. 3.33 zeigt den Bewegungsablauf, die zeitliche Änderung des Rotationswinkels sowie die zeitliche Änderung der Rotationsenergie beim Versuch OKT-1111-A-01. Das Verhältnis von Dammstärke zu Innendurchmesser des Blocks beträgt bei diesem Versuch ca. 3.7. Der Körper OKT hat beim Impakt eine Translationsgeschwindigkeit von 6.3 m/s und eine Rotationsgeschwindigkeit von lediglich 3.4 Hz. Der Aufschlag erfolgt unterhalb der Dammkrone in einem Abstand von ca. 1.5 Blockdurchmessern. Der Aufschlag- oder Auftreffwinkel α beträgt 36° .

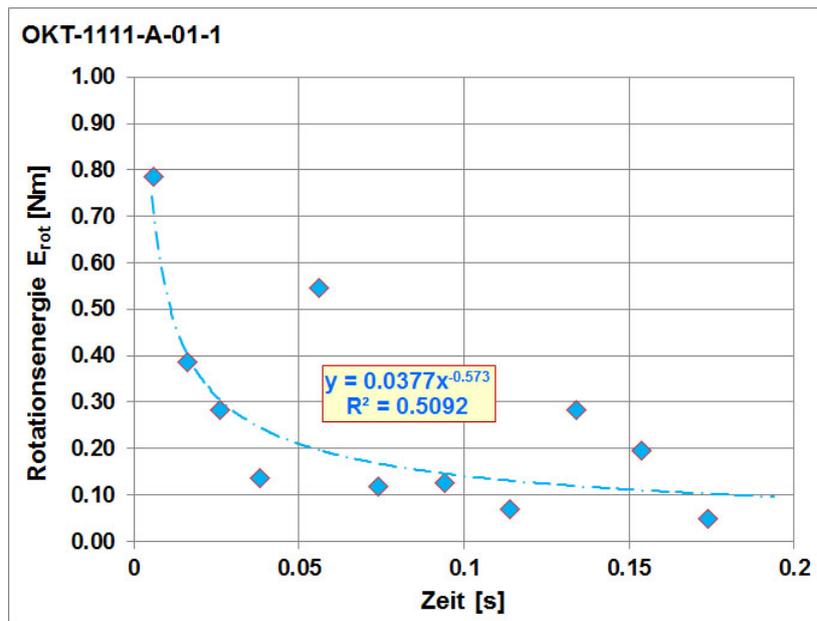
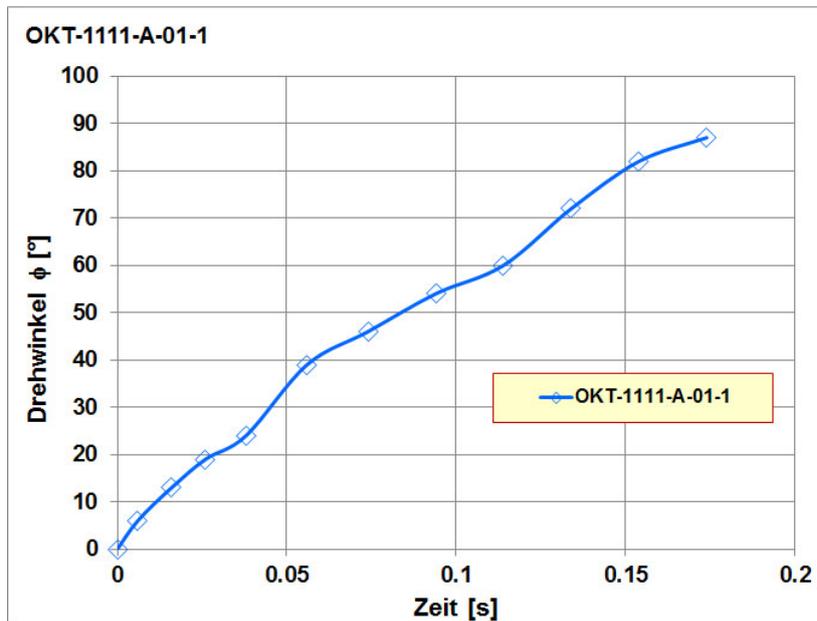
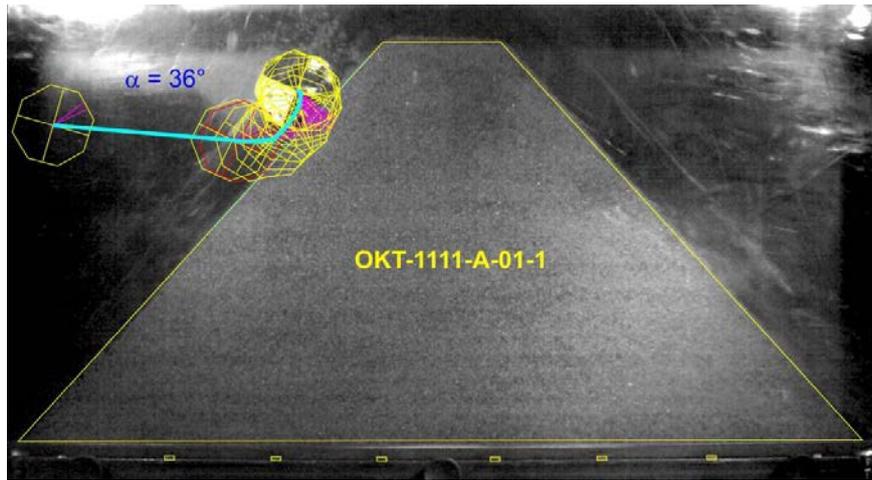


Abb. 3.33 Versuch OKT-1111-A-01: Bewegungsablauf und zeitlicher Verlauf des Rotationswinkels sowie der Rotationsenergie beim Impact.

Der Block OKT trifft beim Versuch OKT-1111-A-01 mit einer Kante auf die Dammböschung auf (roter Umriss in Abb. 3.33, oben) und beginnt dann sich die Böschung hinauf zu bewegen. Am Endpunkt dieser Bewegung erreicht die Blockoberkante ein Niveau, welches nur wenig unter dem Niveau der Dammkrone liegt.

Durch den Aufprall mit der Kante erfährt der Block OKT zunächst eine Zunahme der Rotationsgeschwindigkeit auf annähernd 9 Hz und eine Zunahme der Rotationsenergie auf mehr als 650% der Rotationsenergie vor dem Impakt. Im weiteren Verlauf kommt es durch den Kippmechanismus über die Kanten des Blocks zu einem Wechsel von Ab- und Zunahmen der Rotationsgeschwindigkeit, was sich in einem wellenförmigen Verlauf des Graphs des Drehwinkels über die Zeit ausdrückt (Abb. 3.33, Mitte). Auch der Verlauf der Rotationsenergie weicht beim Block OKT von einer Kurve mit einem einfachen exponentiellen Abfall ab und weist infolge dieses Effekts Sprünge auf (Abb. 3.33, unten).

Die maximale Eindringtiefe des Blocks OKT in den Damm beträgt 4.8 cm und ist damit etwa gleich gross, wie die Eindringtiefe des Blocks G beim Versuch G-1111-A-01, und dies obwohl die totale Energie beim Block OKT lediglich 67.5% der totalen Energie des Blocks G beim Versuch G-1111-A-01 beträgt. Betrachtet man hingegen nur den Anteil der Translationsenergie, so sind die Werte für diesen Energieanteil in beiden Versuchen gleich (vgl. Anhang III).

Beim Versuch OKT-1111-A-01 wurden drei Impakts in Folge ausgeführt. Abb. 3.34 zeigt die Rissbildung in der Dammkrone, die sich aufgrund dieser drei Impakts einstellte. Bereits beim 1. Impakt tritt in der Dammkrone ein Riss auf, der sich quer über die gesamte Krone erstreckt, jedoch noch eine geringe Öffnungsweite besitzt. Ein zweiter Riss, links von diesem Riss, ist nur unter starker Vergrösserung zu erkennen. Durch den 2. Impakt öffnen sich diese Risse und sind nun auf dem mittleren Bild in Abb. 3.34 gut erkennbar, wobei der Riss auf der rechten Seite deutlich hervortritt. Der 3. Impakt scheint zu keinen wesentlichen Veränderungen an diesem Rissbild zu führen, obwohl der Block OKT bei diesem Versuch mit seiner Rotationsachse das Niveau der Dammkrone erreicht hat. Dabei wurde auch etwas Material auf die Dammkrone befördert, welches die Risse in Abb. 3.34, rechts, zum Teil verdeckt.

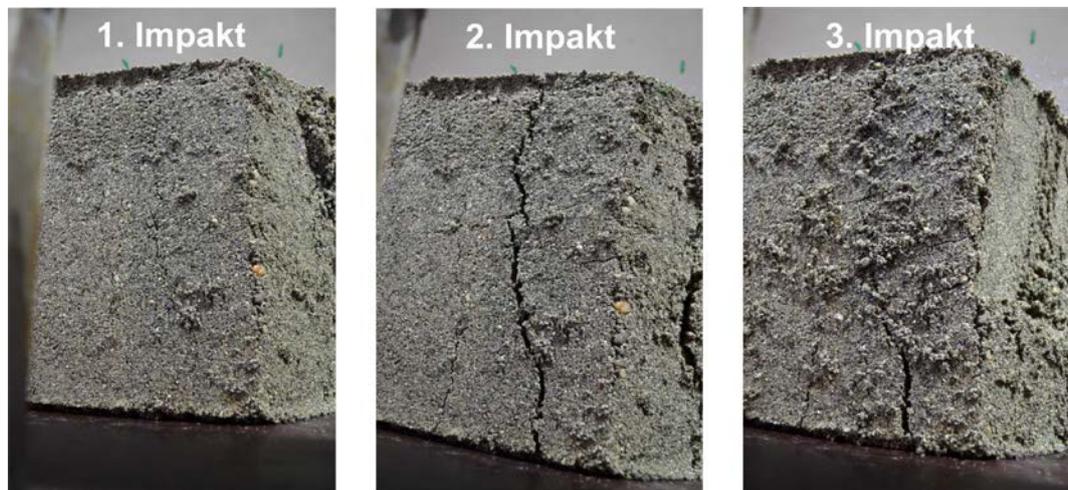


Abb. 3.34 Versuch OKT-1111-A-01: Rissbildung in der Dammkrone aufgrund von drei hintereinander ausgeführten Impakts mit dem Block OKT.

Während in der Draufsicht auf die Dammkrone die Rissbildung in den Fotos deutlich zu erkennen ist, lässt sich in der Seitenansicht in den Fotos nur der grössere Riss, und dieser auch erst nach dem 2. Impakt, erkennen. Er weist eine geringe sichtbare Tiefe von ca. 2 cm auf.

Im Versuch OKT-1111-D-01 erfolgt der Impact des Blocks OKT ebenfalls mit einer Kante auf die Dammböschung. Abb. 3.35 zeigt den Bewegungsablauf, Abb. 3.36 die zeitliche Änderung des Rotationswinkels sowie die zeitliche Änderung der Rotationsenergie beim Versuch OKT-1111-D-01. Das Verhältnis von Dammstärke am Aufschlagpunkt a_0 zum Innenradius des Körpers OKT beträgt bei diesem Versuch ca. 3.2.

Der Körper OKT hat beim Impact im Versuch OKT-1111-D-01 eine Translationsgeschwindigkeit von 5.6 m/s und eine Rotationsgeschwindigkeit von lediglich 1.3 Hz. Der Aufschlag erfolgt unterhalb der Dammkrone in einem Abstand, der etwa dem doppelten des Aussendurchmessers des Oktagon entspricht (vgl. Abb. 3.38). Der Aufschlag- oder Auftreffwinkel α beträgt 34° .

Die maximale Eindringtiefe d_{\max} beträgt 3.6 cm. Bezieht man die Eindringtiefe auf die Dammstärke am Aufprallort a_0 ergibt sich ein Wert von 7.7%. Analog zu den Versuchen mit den Zylindern dringt der Block OKT auch in diesem Versuch zunächst in den Dammkörper ein bis er d_{\max} erreicht hat und arbeitet sich im weiteren Verlauf des Impakts wieder an die Dammoberfläche. Die Eindringtiefe mit 3.6 cm ist jedoch deutlich geringer als beim Versuch G-1111-D-01 mit dem grossen Zylinder. Hier beträgt $d_{\max} = 6.2$ cm. Allerdings beträgt die Translationsenergie im Versuch OKT-1111-D-01 auch nur 74% der Translationsenergie im Versuch G-1111-D-01.

Der Graph des Drehwinkels weist im zeitlichen Verlauf beim Versuch OKT-1111-D-01 eine leicht konkave Form auf (Abb. 3.36, oben), was zunächst auf eine Zu- und dann eine Abnahme der Winkelgeschwindigkeit hinweist. Dieser Verlauf zeigt sich tendenziell auch bei der Rotationsenergie (Abb. 3.36, Mitte). Damit weicht der zeitliche Verlauf der Rotationsenergie im Versuch OKT-1111-D-01 deutlich von dem bisher gefundenen exponentiellen Abfall beim zeitlichen Verlauf der Rotationsenergie ab. Allerdings ist zu beachten, dass bei den Versuchen mit dem Körper OKT die ausgemessenen Winkel klein sind und der absolute Fehler bei der Ausmessung der Winkel von der gleichen Grösse wie bei den Versuchen mit den Zylindern ist. Dies bedeutet, dass der relative Fehler bei den Auswertungen der Versuche mit dem Block OKT deutlich grösser ist. Wählt man für die Graphik einen Massstab ähnlich wie bei den Versuchen mit den Zylindern, so erhält man näherungsweise einen konstanten Betrag für die Rotationsenergie, allerdings auf einem niedrigen Niveau (Abb. 3.36, unten)

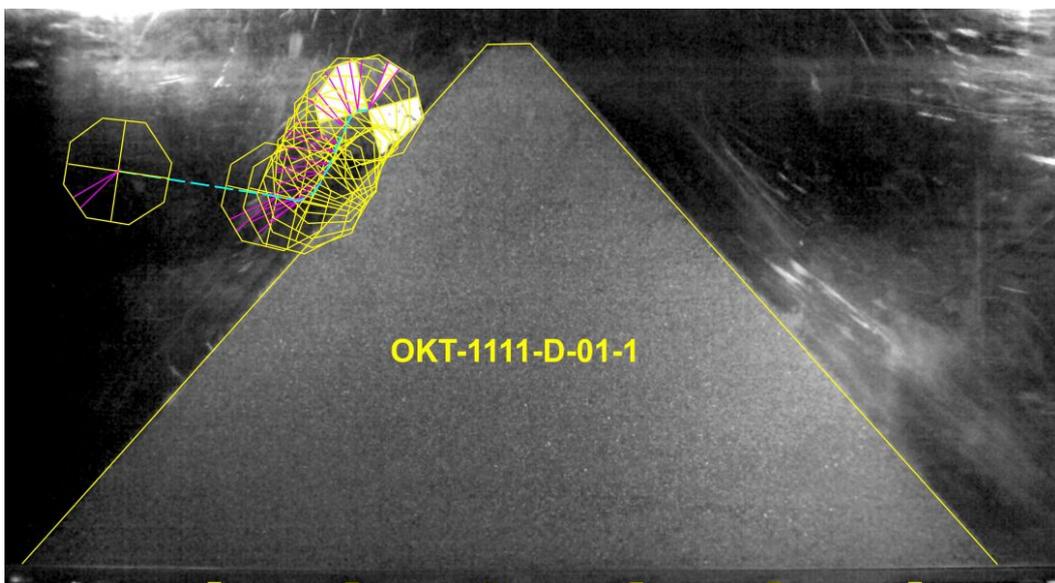


Abb. 3.35 Versuch OKT-1111-D-01: Bewegungsablauf und maximale Steighöhe.

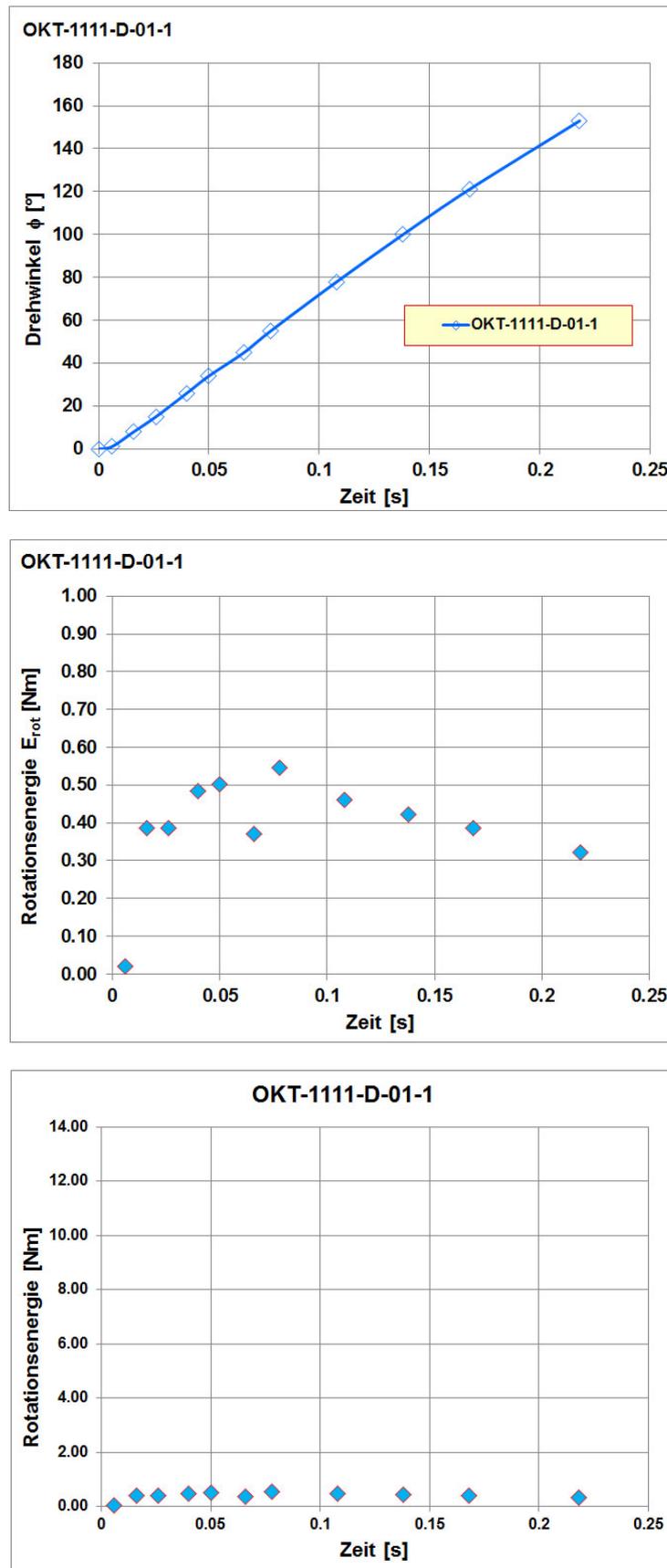


Abb. 3.36 Versuch OKT-1111-D-01: Zeitlicher Verlauf des Rotationswinkels (oben) und der Rotationsenergie (Mitte und unten). Die Graphik unten zeigt den zeitlichen Verlauf der Rotationsenergie beim Impact in dem gleichen Massstab der Ordinatenachse wie Abb. 3.21.

Der Versuch OKT-1111-A-11-1 wurde mit dem steiler gestellten Fallrohr ausgeführt und weist mit einer maximalen Eindringtiefe d_{\max} von 4.7 cm die gleiche Eindringtiefe des Blocks OKT auf, wie der Versuch OKT-1111-A-01-1, obwohl die Translationsenergie des Blocks beim Versuch OKT-1111-A-11-1 um ca. 21% höher ist als beim Versuch OKT-1111-A-01-1 (vgl. Tabelle 3.8). Allerdings trifft in diesem Fall der Block OKT mit der flachen Seite auf die Dammböschung auf (vgl. Abb. 3.37, oben) und nicht mit einer Kante, wie in den beiden anderen Versuchen. Durch den Aufprall mit der flachen Seite ergibt sich ein grösserer Eindringwiderstand und damit verbunden eine Reduktion der Eindringtiefe. Dies erklärt, warum die Eindringtiefe im Versuch OKT-1111-A-11-1 trotz der höheren Translationsenergie nicht grösser ist, als die Eindringtiefe im Versuch OKT-1111-A-01-1 mit der flacheren Einstellung des Fallrohrs.

Abb. 3.37 zeigt den Bewegungsablauf, die zeitliche Änderung des Rotationswinkels sowie die zeitliche Änderung der Rotationsenergie beim Versuch OKT-1111-A-11. In Tabelle 3.8 sind wesentliche Kenngrössen aus den Versuchen mit dem Block OKT dem Versuch G-1111-A-01-1 mit dem Block G gegenübergestellt.

Tab. 3.8 Vergleich Blöcke G und OKT

Versuch	G-1111-A-01	OKT-1111-A-01	OKT-1111-D-01	OKT-1111-A-11
Masse m [kg]	7.44	6.77	6.77	6.77
Aufprallgeschwindigkeit v [m/s]	6.0	6.3	5.6	6.9
Trägheitsmoment [kg m ²]	0.02381	0.020658	0.020658	0.020658
Rotationsgeschw. vor Impakt ω [Hz]	73.7	3.4	1.3	2.8
Translationsenergie E_{trans} [Nm]	133.9	133.9	107.5	161.7
Rotationsenergie E_{rot} [Nm]	64.6	0.12	0.02	0.08
totale Energie vor Impakt E_{tot} [Nm]	198.5	134.0	107.5	161.7
Verhältnis $E_{\text{rot}}/E_{\text{trans}}$ [-]	0.48	0.0009	0.0002	0.0005
Rotationsgeschw. nach Impakt ω_{rest} [Hz]	14	3.5	6.5	5
Rotationsenergie nach Impakt $E_{\text{rot,rest}}$ [Nm]	2	0.05	0.3	0.26
Eindringtiefe [cm]	4.6	4.8	3.6	4.7
Dammstärke am Aufprallort a_0 [cm]	60.4	54.9	46.9	56.7
Verhältnis d_{\max}/a_0 [%]	7.6	8.7	7.7	8.3
Verhältnis $a_0/2r$ [-]	3.78	3.71	3.17	3.38
Auftreffwinkel α [°]	34	36	34	29
Austrittswinkel α^* [°]	70	90	75	65

Bei den drei ausgeführten Versuchen am Querschnitt 1111 wurde der Damm von dem Block OKT nicht überwunden. Allerdings erreichte der Block OKT mit seiner Oberkante das Dammniveau. Beim 2. bzw. beim 3. Impakt „kletterte“ der Block OKT bei den Versuchen die Böschung sogar soweit hinauf, dass seine Rotationsachse das Niveau der Dammkrone erreichte (vgl. Abb. 3.38). Das Verhältnis von Rotationsenergie zu Translationsenergie vor dem Impakt betrug in den 3 Versuchen weniger als 0.001, also deutlich weniger als der von Usiro et al [71] angegebene und aus in-situ Versuchen ermittelte untere Grenzwert von 0.025 für natürliche Blöcke (Abb. 2.28). Es ist daher davon auszugehen, dass bei einem Verhältnis von Rotationsenergie zu Translationsenergie von 0.025 oder grösser eine sehr hohe Wahrscheinlichkeit besteht, dass der Block den Damm überwindet.

Eine Bruchfigur, wie sie in den Abbildungen 1.3 oder 2.9 für den Impakt eines Blocks auf einen Schutzdamm prognostiziert wird, konnte in den 3 Versuchen mit dem Dammquerschnitt 1111 und einem eckigen Block mit sehr wenig Rotation nicht festgestellt werden.

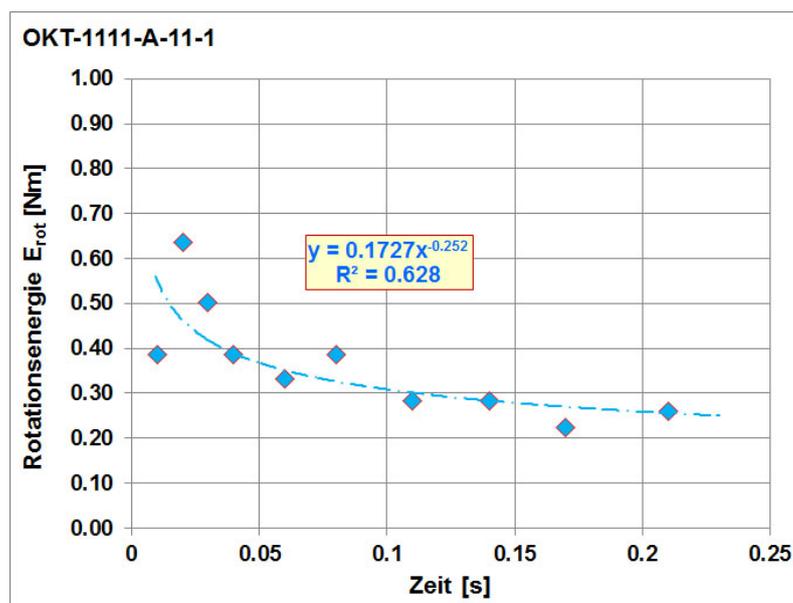
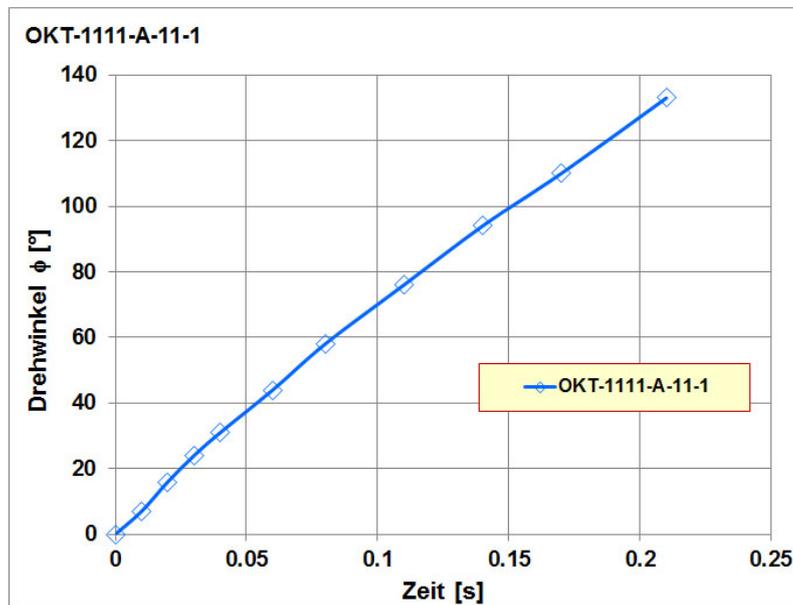
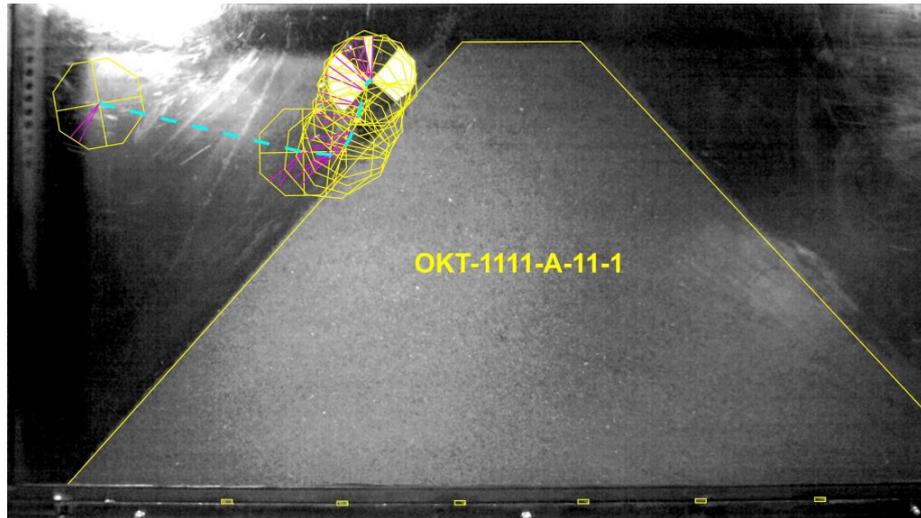


Abb. 3.37 Versuch OKT-1111-A-11: Bewegungsablauf und maximale Steighöhe sowie zeitlicher Verlauf des Rotationswinkels und der Rotationsenergie beim Impact.

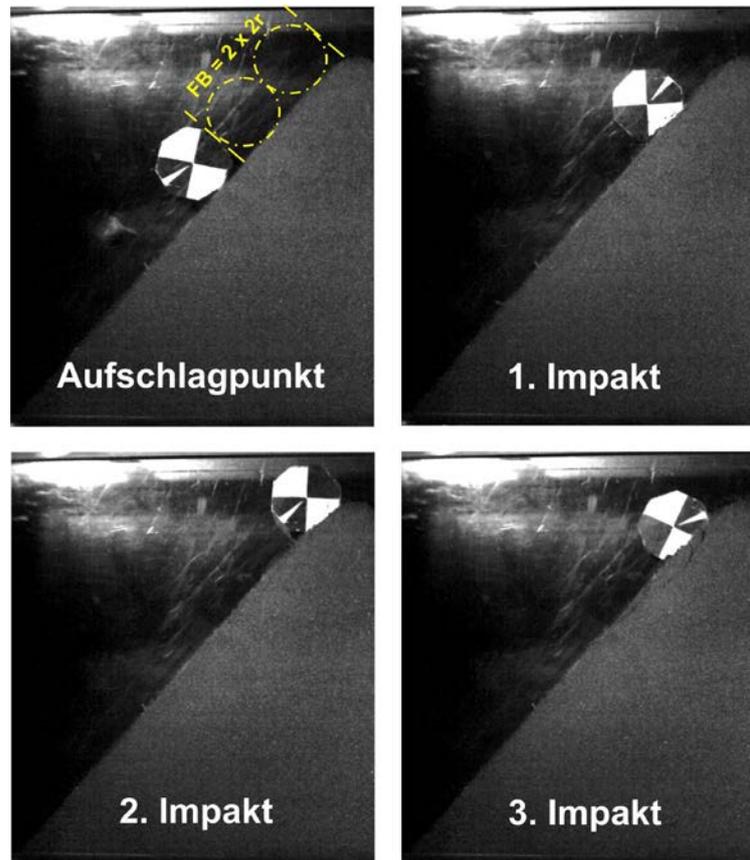


Abb. 3.38 Aufschlagpunkt und maximale Steighöhen beim Versuch OKT-1111-D-01 für den ersten, zweiten und dritten Impakt.

3.6.2 Impakt auf Dammquerschnitt 2145

Bei den Versuchen mit dem Dammquerschnitt 2145, d.h. mit einem Böschungswinkel auf der „Bergseite“ von 62.6° und einem Böschungswinkel auf der „Talseite“ von 37.3° lassen sich, je nach Blockgröße, Blockenergie und Auftreffwinkel, für die Betonzylinder grob 4 Fälle unterscheiden:

Fall A: Der Block dringt in den Dammkörper ein und bewegt sich im Dammkörper auf einer Bahn, die näherungsweise die Form einer logarithmischen Spirale hat. Diese Form der Blockbewegung im Dammkörper entspricht derjenigen der Versuche G-1111-A-01, K-1111-A-01 oder GS-1111-A-01. Der Block tritt auf der „Bergseite“ des Damms aus und überwindet den Damm nicht (vgl. Versuche K-2145-A-01-1 und K-2145-B-01-1).

Fall B: Der Block dringt in den Dammkörper ein und bewegt sich in Richtung Dammkrone. Der Block tritt an der Dammkrone wieder aus, überwindet den Damm aber nicht (z.B. Versuche G-2145-A-01-1 und K-2145-D-02-1).

Fall C: Der Block dringt in den Dammkörper ein und bewegt sich in Richtung Dammkrone. Der Block tritt an der Dammkrone wieder aus und überwindet den Damm (z.B. Versuch G-2145-B-01-1).

Fall D: Der Block durchschlägt die Dammkrone auf einer nach oben verlaufenden Bahn (z.B. Versuche G-2145-D-01, G-2145-B-11-1). Dieses Ergebnis wird in der Regel bei dem Kronentyp D erreicht und ist mit einer massiven Auflockerung im Kronenbereich verbunden.

Abb. 3.39 zeigt den Bewegungsablauf des grossen Blocks G bei den Versuchen G-2145-A-01, G-2145-B-01 und G-2145-D-01 im Vergleich. Der Block G beschädigt in allen drei Versuchen die Dammkronen stark. Im Versuch G-2145-A-01 überwindet der Block jedoch den Damm nicht und rollt bzw. rutscht auf der „Bergseite“ wieder zurück (Fall B). Im Versuch G-2145-B-01 springt der Block deutlich über das Niveau der Dammkronen und überspringt den Damm (Fall C). Die Eindringtiefe des Blocks in den Dammkörper nimmt jedoch von d_{\max} in Richtung Dammkronen wieder ab und gleicht damit der Darstellung in Abb. 3.18, unten, für den Versuch G-1111-D-01. Im Versuch G-2145-D-01 durchschlägt der Block G die Dammkronen (Fall D). Der vom Block eingeschlagene Weg nimmt hierbei einen S-förmigen Verlauf an, d.h. die Eindringtiefe, senkrecht zu Dammböschung gemessen, nimmt nach Erreichen eines Minimums, zur Dammkronen hin wieder zu. Die Definition einer maximalen Eindringtiefe d_{\max} , wie sie in Abb. 3.19 vorgenommen wurde, ist in diesem Fall nicht mehr sinnvoll.

Die totale Energie E_{tot} ist bei den 3 Versuchen annähernd gleich. Die Differenz zwischen dem höchsten Wert bei Versuch G-2145-B-01 und dem niedrigsten Wert bei Versuch G-2145-D-01 beträgt gerade einmal 6% (vgl. Anhang III). Auch der Unterschied bei der Einbaudichte des Dammmaterials bei diesen 3 Versuchen liegt unter 6%. Die signifikanten Unterschiede beim Blockverhalten sind somit auf die Kronenstärke bzw. die Dammstärke am Aufprallort a_0 zurückzuführen.

An den in der Abb. 3.39 dargestellten „Mittelpunktlinien“ des Blocks G wurde der Austrittswinkel α^* ermittelt. Hier zeigt sich eine deutliche Zunahme des Austrittswinkels α^* mit abnehmender Dammstärke (Tabelle 3.9).

Tab. 3.9 Vergleich Impaktversuche mit Block G, Kronentypen A, B und D

Versuch	G-2145-A-01	G-2145-B-01	G-2145-D-01
Aufprallgeschwindigkeit v [m/s]	6.3	6.2	5.9
Rotationsgeschw. vor Impakt ω [Hz]	69.8	75.6	75.3
Rotationsgeschw. nach Impakt ω_{rest} [Hz]	6.8	9.9	7.7
Translationsenergie E_{trans} [Nm]	148.2	141.5	129.9
Rotationsenergie vor Impakt E_{rot} [Nm]	58.0	68.0	67.5
Rotationsenergie nach Impakt $E_{\text{rot,rest}}$ [Nm]	0.6	1.2	0.7
Dammstärke am Aufprallort a_0 [cm]	54.6	47	37.5
Eindringtiefe d_{\max} [cm]	6.5	5.6	(> 7.2)
Verhältnis d_{\max}/a_0 [%]	12	9.8	-
Verhältnis $a_0/2r$ [-]	3.41	2.94	2.34
Auftreffwinkel α [°]	21	18	21
Austrittswinkel α^* [°]	77	82	100

In Abb. 3.40 ist der zeitliche Verlauf des Drehwinkels für die drei Versuche G-2145-A-01, G-2145-B-01 und G-2145-D-01 im Vergleich dargestellt. Auch für den Dammquerschnitt 2145 ergibt sich beim Impakt des Blocks G wieder ein nahezu linearer Verlauf des Drehwinkels nach einer bestimmten Zeit, d.h. es stellt sich eine nahezu konstante Rotationsgeschwindigkeit nach ca. 0.05 s ein. Diese Rotationsgeschwindigkeit nach dem Impakt beträgt ca. 10% bis 13% der Rotationsgeschwindigkeit vor dem Impakt (vgl. Tabelle 3.9).

Abb. 3.41 zeigt den zeitlichen Verlauf der Rotationsenergie bei den Versuchen G-2145-A-01, G-2145-B-01 und G-2145-D-01. Der Energieabfall im Verlaufe des Impakts lässt sich auch bei diesen Versuchen näherungsweise durch einen exponentiell abfallenden Kurvenverlauf darstellen. Aber auch hier geht die Rotationsenergie nicht auf den Wert Null zurück, wenn der Block nicht im Dammquerschnitt stecken bleibt, sondern bleibt auf einem niedrigen Niveau nahezu konstant.

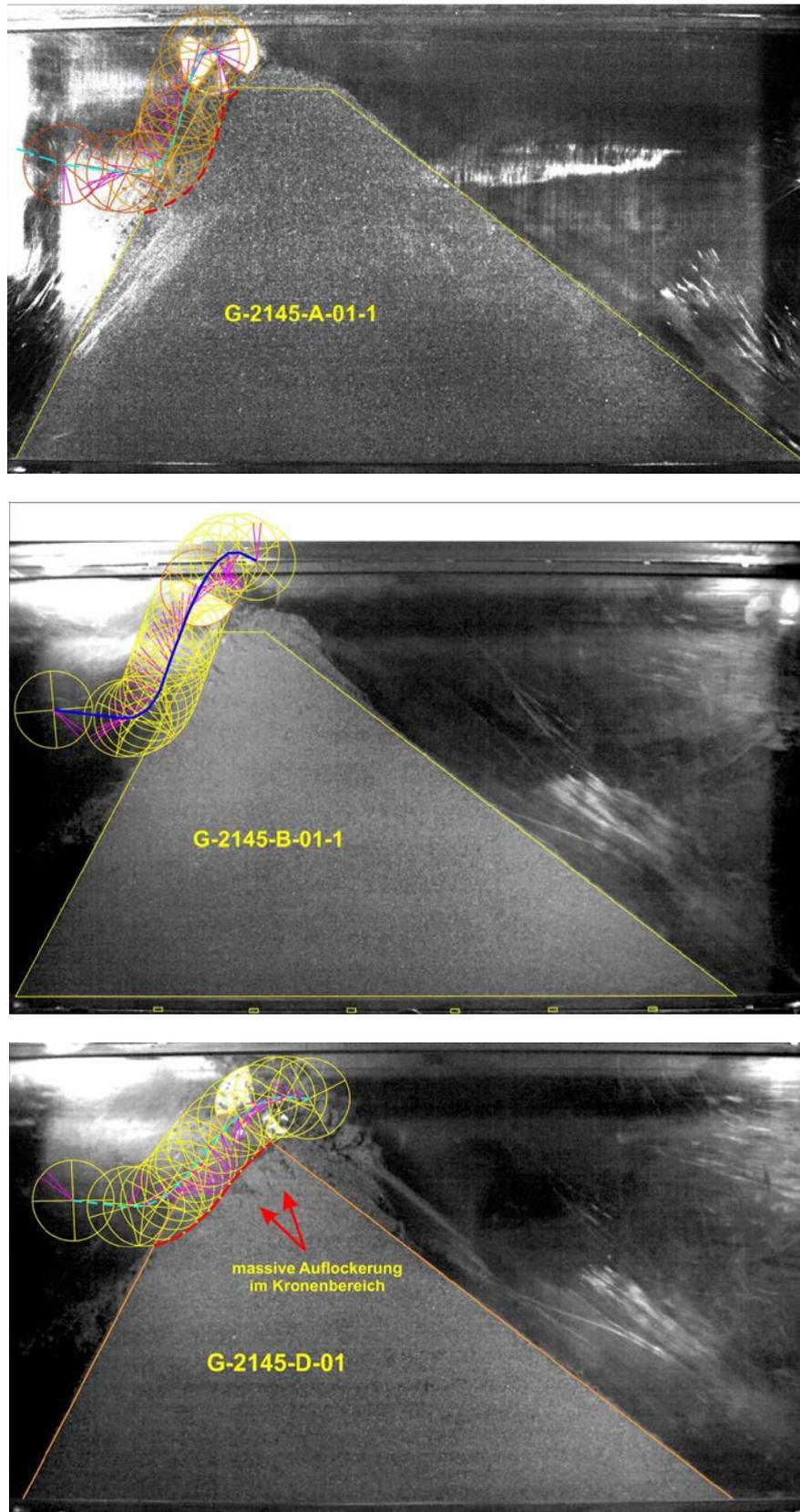


Abb. 3.39 Bewegungsablauf bei den Versuchen G-2145-A-01, G-2145-B-01 und G-2145-D-01: Der Block G beschädigt in allen 3 Versuchen die Dammkrone. Bei den Kronentypen B und D treten massive Auflockerungen im Kronenbereich auf.

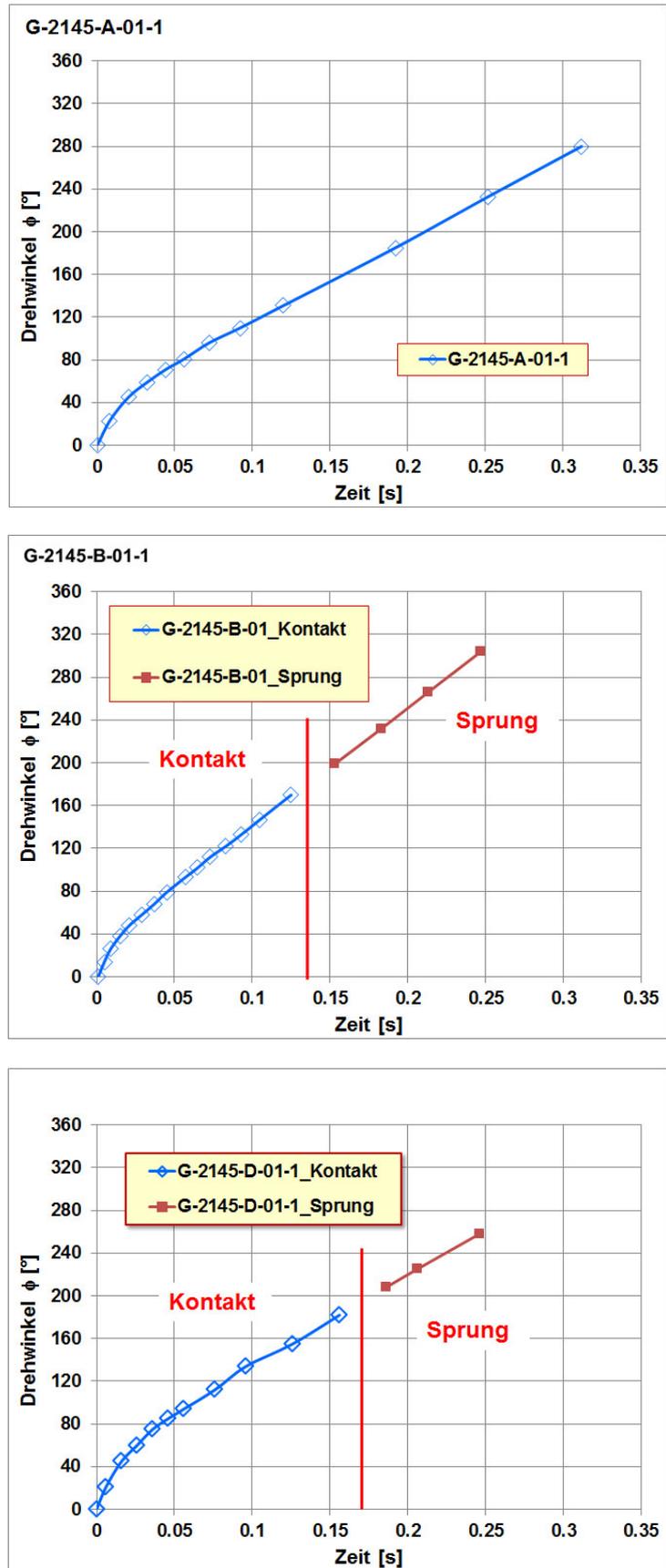


Abb. 3.40 Zeitlicher Verlauf des Drehwinkels beim Impact, Versuche G-2145-A-01, G-2145-B-01 und G-2145-D-01.

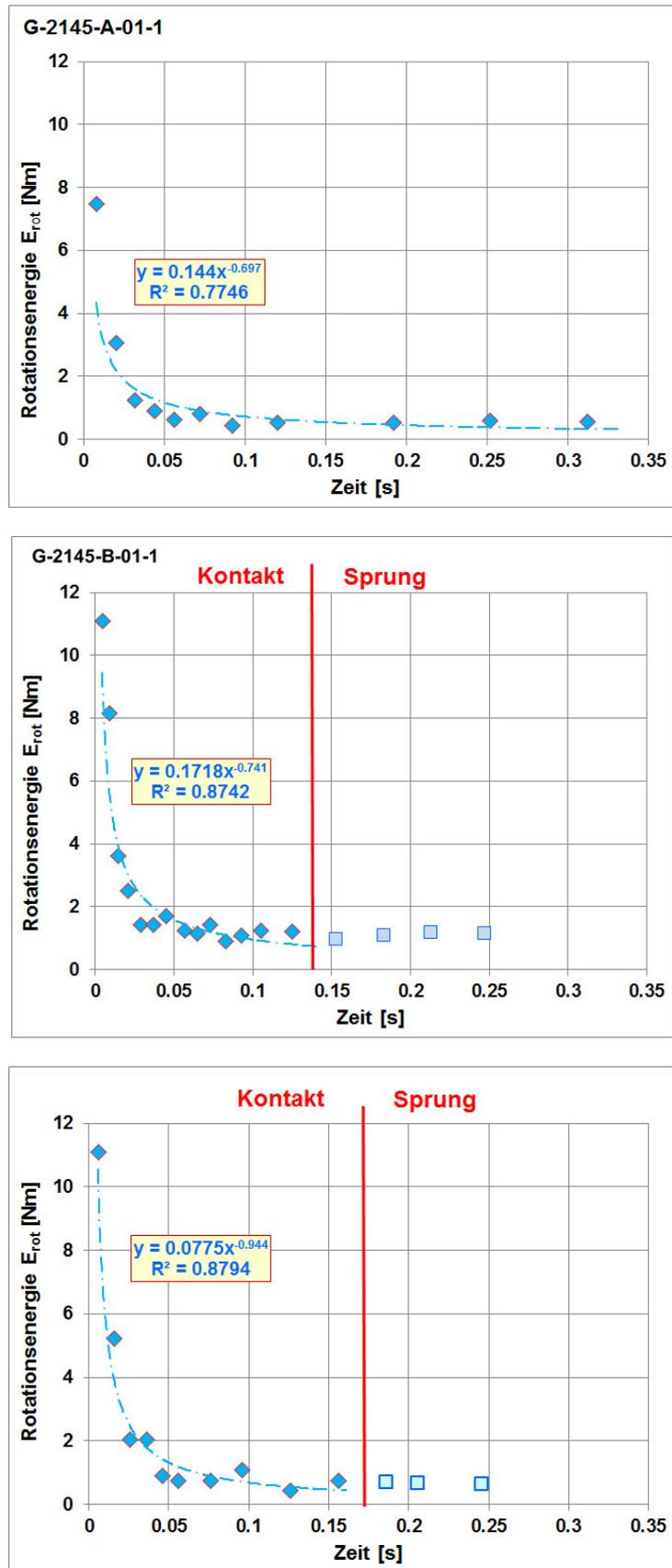


Abb. 3.41 Zeitlicher Verlauf der Rotationsenergie beim Impact, Versuche G-2145-A-01, G-2145-B-01 und G-2145-D-01.

Abb. 3.42 zeigt den Impaktvorgang beim Versuch G-2145-B-01 in einer Bilderfolge. Man erkennt, dass durch die Aufwärtsbewegung des Blocks im Dammmaterial unterhalb des Blocks Zugrisse entstehen und der Kronenbereich weitgehend aufgelockert wird. Ein Film, der diesen Sachverhalt verdeutlicht, befindet sich auf der beiliegenden DVD.

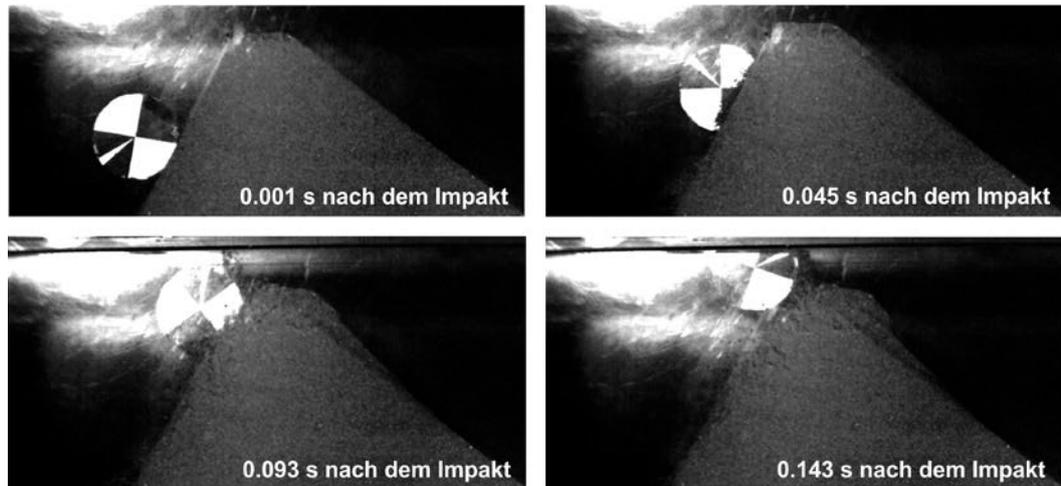


Abb. 3.42 Impakt des Blocks G beim Versuch G-2145-B-01: Der Block G beschädigt die Dammkrone und es treten massive Auflockerungen im Kronenbereich auf.

Abbildung 3.43 zeigt die sich aufgrund des ersten, zweiten und dritten Impakts eingestellten Risse und Materialumlagerungen im Kronenbereich beim Versuch G-2145-B-01. Die Seitenansicht in Abb. 3.43 zeigt, dass annähernd vertikale Risse entstanden sind, die mehrere Zentimeter in die Tiefe reichen. In der Draufsicht weisen die Risse einen weitgehend parallelen Verlauf auf. Die grössten Rissöffnungen befinden sich auf der Impaktseite. Zur „Talseite“ hin nehmen die Öffnungsweiten der Risse ab.

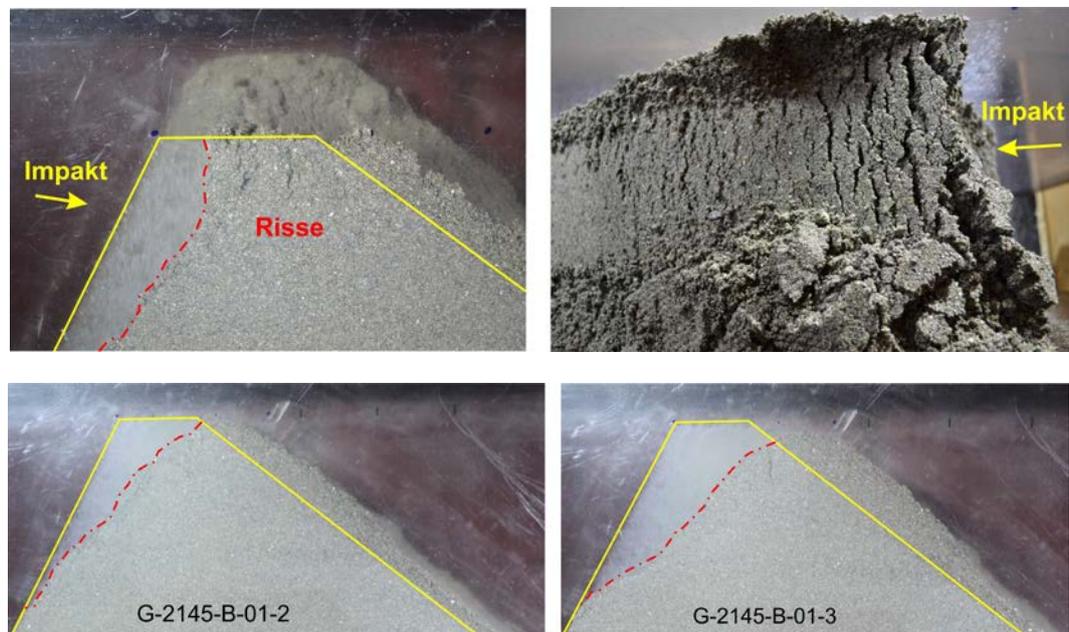


Abb. 3.43 Versuch G-2145-B-01, oben: Materialabtrag bzw. Umlagerung und Rissbildung nach dem ersten Impakt, unten: Materialabtrag bzw. Umlagerung und Rissbildung nach dem zweiten (links) bzw. dritten Impakt (rechts).

Abb. 3.44 zeigt den Bewegungsablauf des grossen Blocks G bei der Versuchsserie mit dem steiler stehenden „Fallrohr“. In allen drei Versuchen G-2145-A-11, G-2145-B-11 und G-2145-D-11 wird die Dammkrone zerstört und der Block überwindet den Damm. Im Versuch G-2145-A-11 durchschlägt der Block den „bergseitigen“ Teil der Krone (Fall C), während die Krone in den beiden anderen Versuchen völlig abgeschert wird (Fall D).

Im Vergleich mit den Versuchen G-2145-A-01, G-2145-B-01 und G-2145-D-01 (vgl. Abb. 3.39), die mit dem um 8° geringeren Fallrohrwinkel ausgeführt wurden (vgl. Abb. 3.3), ergeben sich deutlich stärkere Zerstörungen an der Dammkrone. Auch erfolgt der Durchschlag beim Versuch G-2145-D-11 auf einer flacheren Bahnkurve als beim Versuch G-2145-D-01.

Auch für diese Versuchsserie wurde anhand der „Mittelpunktlinien“ in Abb. 3.44 der Austrittswinkel α^* ermittelt. Wie bei den Versuchen mit dem „Fallrohr“ mit der flacheren Neigung ergibt sich auch hier eine Zunahme des Austrittswinkels α^* mit abnehmender Kronenstärke bzw. Dammstärke (vgl. Tabelle 3.10). Es fällt zudem auf, dass das Verhältnis Dammstärke am Aufprallort a_0 zu Blockdurchmesser $2r$ in allen drei Versuchen dieser Versuchsserie kleiner ist als 3.

Tab. 3.10 Vergleich Impaktversuche mit Block G, Kronentypen A, B und D

Versuch	G-2145-A-11	G-2145-B-11	G-2145-D-11
Aufprallgeschwindigkeit v [m/s]	5.8	6.7	6.8
Rotationsgeschw. vor Impakt ω [Hz]	71.1	74.9	72.5
Rotationsgeschw. nach Impakt ω_{rest} [Hz]	6.5	6.6	9.2
Translationsenergie E_{trans} [Nm]	124.7	168.8	169.5
Rotationsenergie vor Impakt E_{rot} [Nm]	60.2	66.8	62.6
Rotationsenergie nach Impakt $E_{rot,rest}$ [Nm]	0.5	0.5	1.3
Dammstärke am Aufprallort a_0 [cm]	43.8	39.1	29
Eindringtiefe d_{max} [cm]	6.9	-	-
Verhältnis d_{max}/a_0 [%]	15.8	-	-
Verhältnis $a_0/2r$ [-]	2.74	2.44	1.81
Auftreffwinkel α [°]	15	16	16
Austrittswinkel α^* [°]	90	103	113

Abb. 3.45 zeigt den zeitlichen Verlauf des Drehwinkels für die drei Versuche G-2145-A-11, G-2145-B-11 und G-2145-D-11 im Vergleich. Bei Versuch G-2145-A-11 fällt auf, dass nach ca. 0.3 s der Kurvenverlauf von der Geraden abweicht, d.h. dass sich die Rotationsgeschwindigkeit des Blocks verringert. Dieses Abbremsen des Blocks bezüglich seiner Rotation erfolgt nachdem der Block G seine maximale Höhe überschritten hat und nun in das infolge des Impakts auf der Dammkrone aufgeworfene Material eindringt (vgl. Abb. 4.44, oben). Beim Versuch G-2145-B-11 ist diese Phase des Impakts nicht ausgewertet worden und für die Phase des sich im Damm aufwärts bewegenden Blocks ergibt sich wieder eine Gerade. Beim Versuch G-2145-D-11 durchschlägt der Block die Krone und verliert dann den Kontakt zum Damm, so dass es auch hier zu keinem Abbremsen der Rotation in aufgeworfenem Material kommt (vgl. Filme auf DVD).

In Abb. 3.46 ist die Abnahme der Rotationsenergie infolge des Impakts für die drei Versuche dargestellt. Auch hier ergibt sich für den Energieverlust wieder ein exponentieller Abfall und im Versuch G-2145-A-11 stellt sich für die Phase der Aufwärtsbewegung ein Wert von ca. 0.8% der Rotationsenergie vor dem Impakt ein. Erst mit dem Eintritt des Blocks in das aufgeworfene Material verringert sich die Rotationsenergie weiter und die Rotation kommt nahezu zum Stillstand (Abb. 3.46, oben).

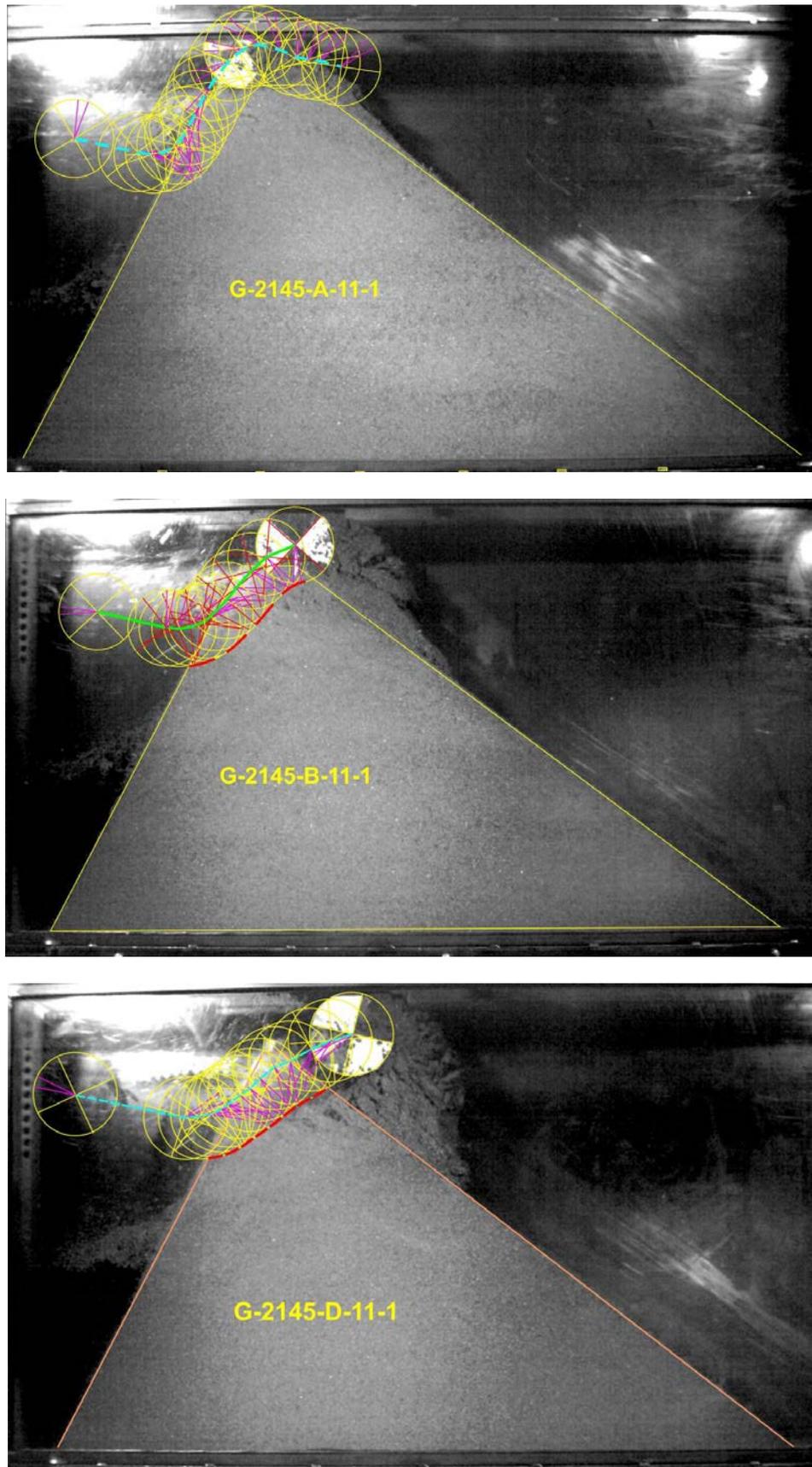


Abb. 3.44 Bewegungsablauf bei den Versuchen G-2145-A-11, G-2145-B-11 und G-2145-D-11: Der Block G beschädigt in allen 3 Versuchen die Dammkrone. Es treten massive Auflockerungen im Kronenbereich auf.

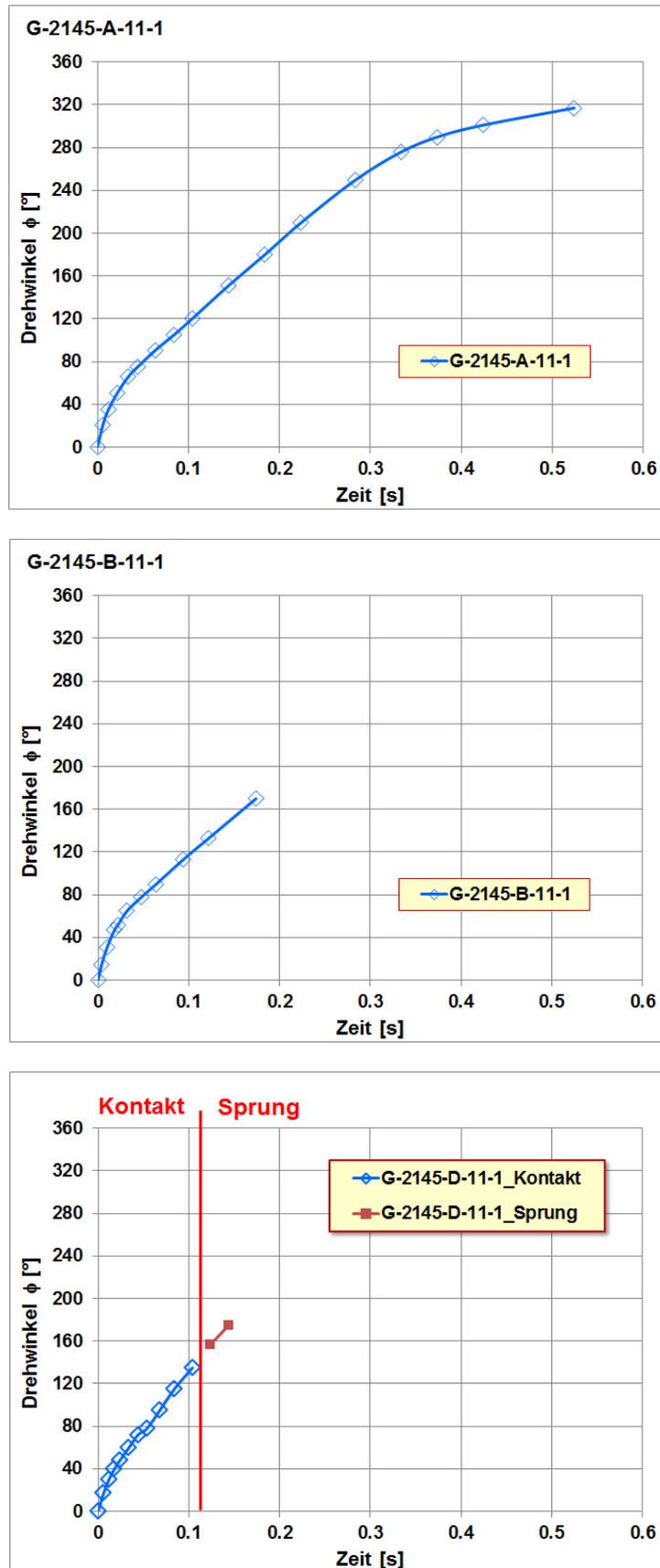


Abb. 3.45 Zeitlicher Verlauf des Drehwinkels beim Impakt, Versuche G-2145-A-11, G-2145-B-11 und G-2145-D-11.

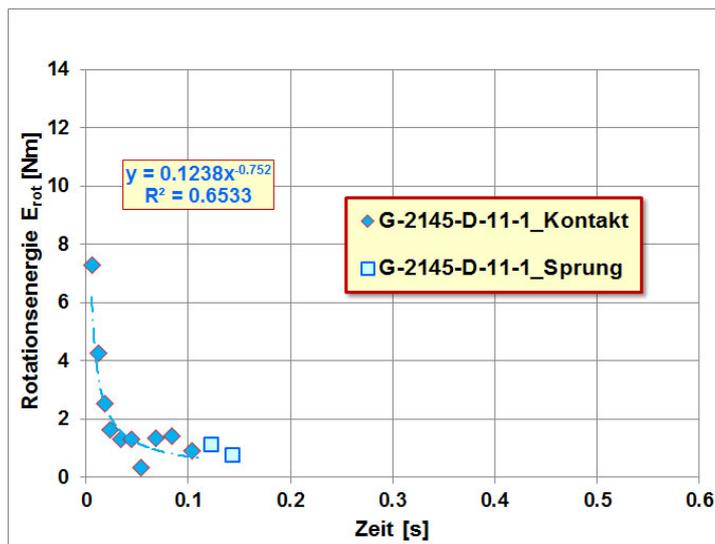
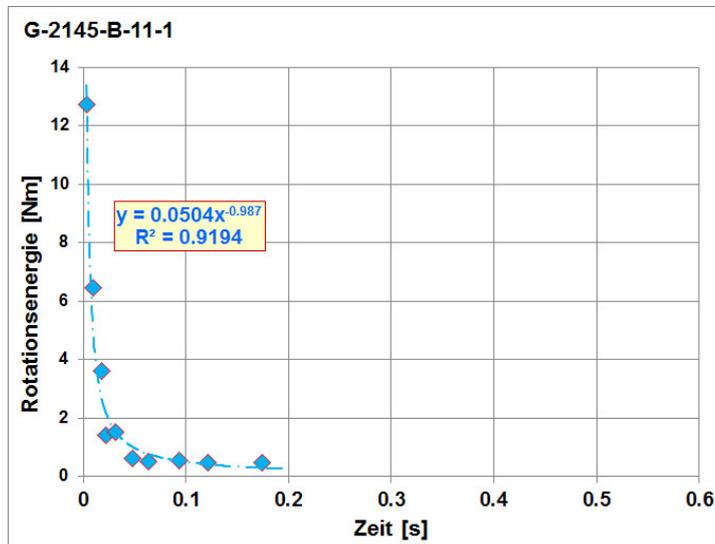
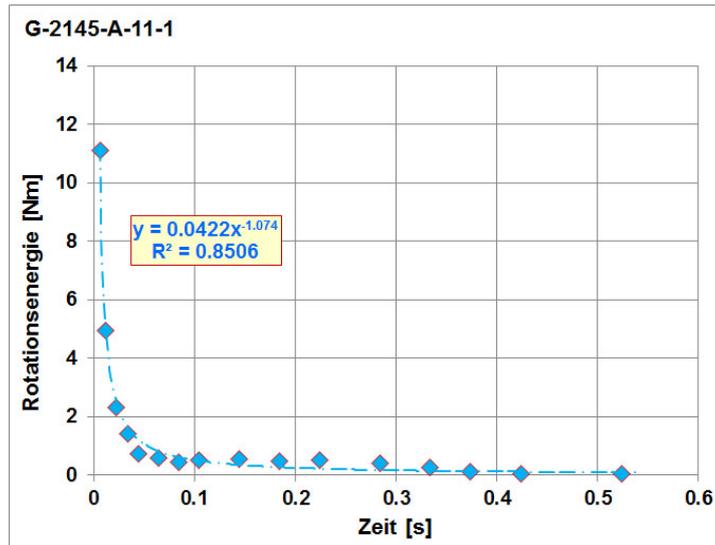


Abb. 3.46 Zeitlicher Verlauf der Rotationsenergie beim Impact, Versuche G-2145-A-11, G-2145-B-11 und G-2145-D-11.

Beim Versuch G-2145-B-11 erreicht der Block ebenfalls ein Niveau von ca. 0.8% der Rotationsenergie vor dem Impact. Beim Versuch G-2145-D-11, mit der kürzesten Verweildauer des Blocks im Dammmaterial, verbleibt eine Rotationsenergie von ca. 2%, bezogen auf die Rotationsenergie vor dem Impact (vgl. Tabelle 3.10).

Abb. 3.47 zeigt den Impactvorgang beim Versuch G-2145-B-11 in einer Bilderfolge. Man erkennt, dass während der Aufwärtsbewegung des Blocks im Dammmaterial unterhalb des Blocks auf der „Talseite“ Zugrisse entstehen und hier eine weitgehende Auflockerung des Kronenbereichs erfolgt.

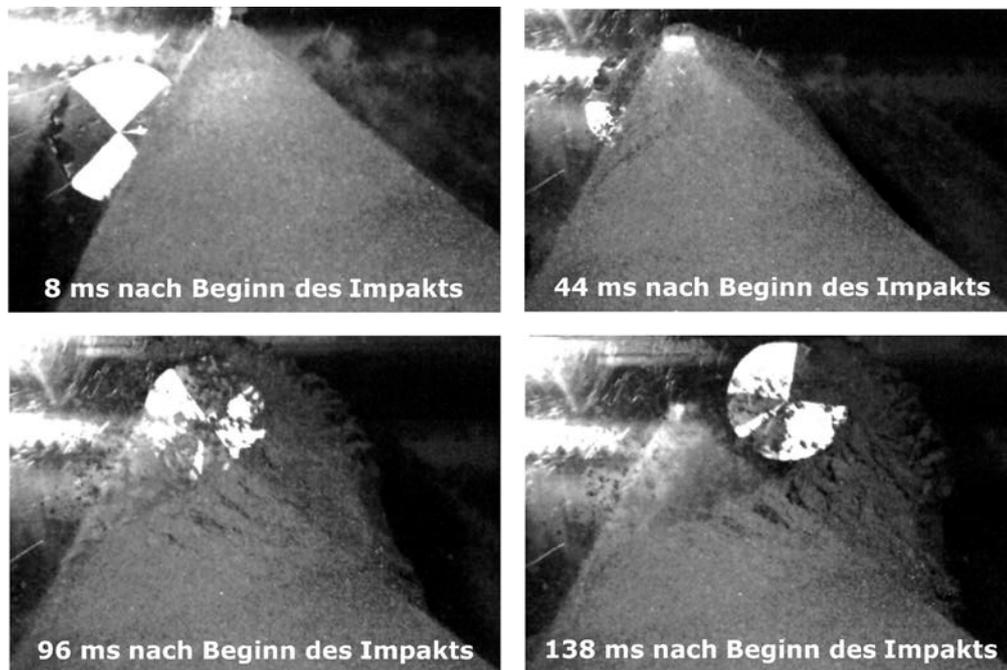


Abb. 3.47 Impact des Blocks G beim Versuch G-2145-D-11: Der Block G durchschlägt die Dammkrone und es treten massive Auflockerungen im Kronenbereich auf.

Je ein Film zu den Versuchen G-2145-B-11 und G-2145-D-11 befindet sich auf der beiliegenden DVD unter der Directory „Aufnahmen des Impacts“.

Bei den Versuchen mit dem kleinen Block K und einem Dammquerschnitt des Typs 2145 wurden nur Versuche mit der flacheren Einstellung des „Fallrohrs“ ausgeführt. In allen Versuchen erreicht der Impactkörper K die Dammkrone oder springt sogar auf eine Höhe oberhalb der Dammkrone. Der Damm wird aber von dem Zylinder K nicht überwunden und fällt bzw. rollt oder rutscht auf der „Bergseite“ wieder zurück.

In Abb. 3.48 ist der zeitliche Verlauf des Drehwinkels für die drei Versuche K-2145-A-01, K-2145-B-01 und K-2145-D-02 im Vergleich dargestellt. In den Versuchen K-2145-A-01 und K-2145-B-01 stellt sich zwar eine Verformung der Dammkrone ein, die Verschiebungen sind jedoch relativ klein. Da der Block K zudem auf der „Bergseite“ unterhalb der Dammkrone wieder aus dem Dammkörper austritt können diese beiden Versuche dem Fall A zugeordnet werden. Lediglich beim Versuch K-2145-D-02-1 tritt der Block an der Dammkrone wieder aus dem Dammkörper aus und dieser Versuch ist somit dem Fall B zuzuordnen.

Auch für den Block K ergibt sich beim Dammquerschnitt 2145 beim Impact wieder ein nahezu linearer Verlauf des Drehwinkels nach einer bestimmten Zeit, d.h. es stellt sich eine nahezu konstante Rotationsgeschwindigkeit nach ca. 0.05 s ein. Diese Rotationsgeschwindigkeit nach dem Impact beträgt zwischen ca. 7% und 18% der Rotationsgeschwindigkeit vor dem Impact (vgl. Tabelle 3.11). Auffallend ist, dass die Rotationsgeschwindigkeit ω_{rest} beim Versuch K-2145-A-01 mit ca. 16 Hz am höchsten ist und mit ca. 6.5 Hz beim Versuch K-2145-D-02 am geringsten.

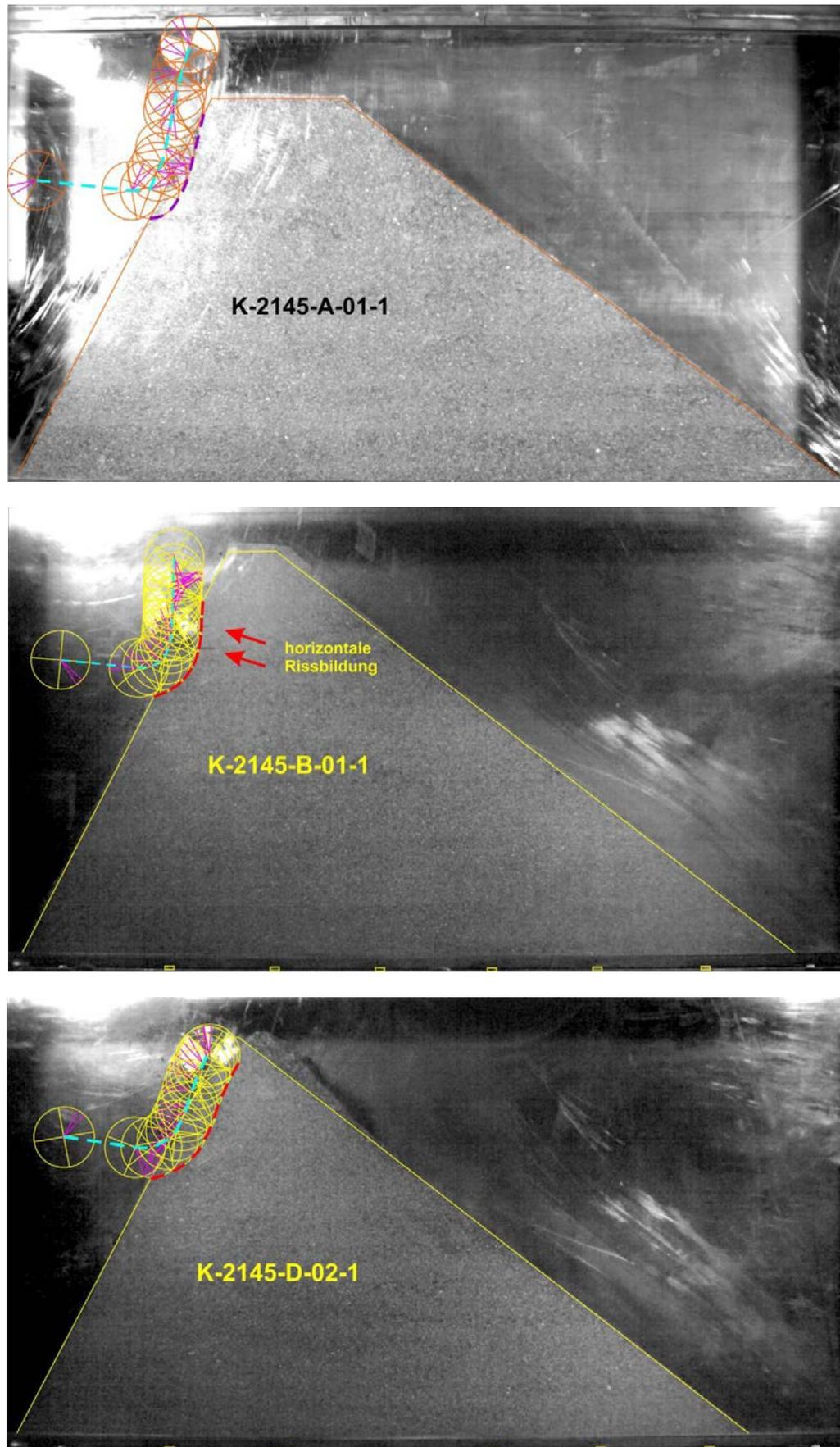


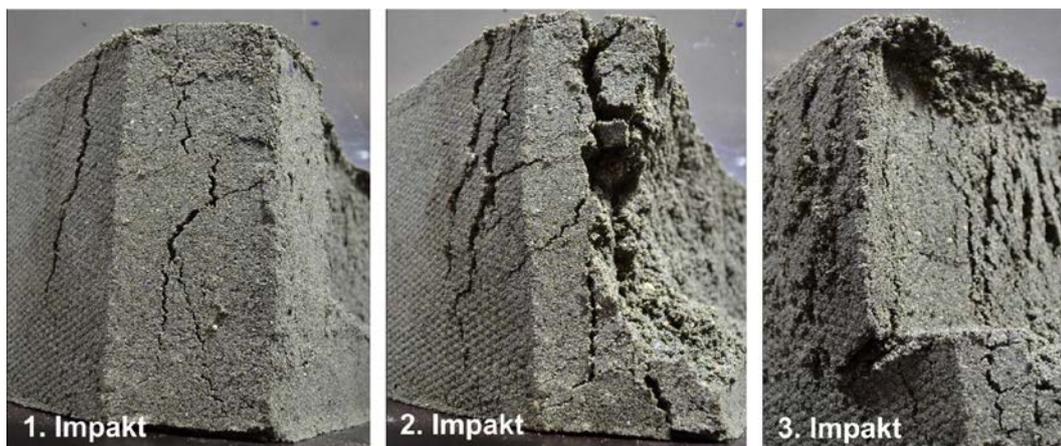
Abb. 3.48 Bewegungsablauf bei den Versuchen K-2145-A-01, K-2145-B-01 und K-2145-D-02 mit dem kleinen Betonzylinder K.

Tab. 3.11 Vergleich Impaktversuche mit Block K, Kronentypen A, B und D

Versuch	K-2145-A-01	K-2145-B-01	K-2145-D-02
Aufprallgeschwindigkeit v [m/s]	6.7	6.1	6.3
Rotationsgeschw. vor Impakt ω [Hz]	87.2	97.8	95
Rotationsgeschw. nach Impakt ω_{rest} [Hz]	15.9	10.4	6.5
Translationsenergie E_{trans} [Nm]	83.2	68.7	74.8
Rotationsenergie vor Impakt E_{rot} [Nm]	21.5	27.0	25.4
Rotationsenergie nach Impakt $E_{rot,rest}$ [Nm]	2.8	1.3	0.5
Dammstärke am Aufprallort a_0 [cm]	59.4	49.1	43.0
Eindringtiefe d_{max} [cm]	3.0	3.8	5.5
Verhältnis d_{max}/a_0 [%]	5.1	7.7	12.8
Verhältnis $a_0/2r$ [-]	5.4	4.46	3.91
Auftreffwinkel α [°]	20	22	20.5
Austrittswinkel α^* [°]	75	65	82

Analog zur Rotationsgeschwindigkeit ω_{rest} verhält sich die Rotationsenergie $E_{rot,rest}$. Als Hauptgrund für die Abnahme der Rotationsenergie $E_{rot,rest}$ und der Rotationsgeschwindigkeit ω_{rest} ist die Eindringtiefe des Blocks und die dadurch vergrößerte Kontaktfläche Zylinder - Damm anzusehen. Beim Versuch K-2145-D-02 ergab sich eine Eindringtiefe von $d_{max} = 5.5$ cm. Das entspricht dem Radius des Blocks K, d.h. der Block „versinkt“ zur Hälfte im Dammkörper. Beim Versuch K-2145-A-01 betrug die Eindringtiefe lediglich $d_{max} = 3.0$ cm. D.h. die wirksame Reibungsfläche im Versuch K-2145-A-01 ist am tiefsten Eindringpunkt um ca. 30% kleiner als im Versuch K-2145-D-01.

Beim Versuch K-2145-B-01 wurden 3 aufeinander folgende Impaktversuche ausgeführt und nach jedem Impakt wurde der Damm fotografiert. Abb. 3.49 zeigt die Schadensentwicklung an der Dammkrone nach dem 1., 2. und 3. Impakt. Die Risse entwickeln sich nicht nur auf der Dammkrone selbst, sondern es entstehen auch Risse auf der „Talseite“ des Damms.

**Abb. 3.49** Versuch K-2145-B-01: Schäden an der Dammkrone infolge des 1., 2. und 3. Impakts.

Mit dem Block GS wurde je eine Versuchsserie mit den 3 Kronentypen A, B und D mit der flachen Neigung des „Fallrohrs“ und der steilen Neigung des „Fallrohrs“ durchgeführt. Bei den Versuchen GS-2145-A-01 und GS-2145-B-01 springt der Block GS über das Niveau der Dammkrone, fällt aber anschliessend auf die „Bergseite“ zurück und überwindet den Damm nicht. Bei den Versuchen GS-2145-A-11 und GS-2145-B-11 erreicht der Block GS die Dammkrone und richtet dort starken Schaden an. Aber auch in diesen beiden Fällen überwindet der Block den Damm nicht und rollt bzw. rutscht auf der „Bergseite“ zurück.

In den beiden Versuchen mit dem Kronentyp D, d.h. bei den Versuchen GS-2145-D-01 und GS-2145-D-11, wird hingegen die Dammkrone durch den Block GS zerstört und der Block überwindet den Damm.

Grundsätzlich ist auch beim Vergleich dieser beiden Versuchsserien festzustellen, dass die Schäden am Damm bei den Versuchen mit der steilen Neigung des „Fallrohrs“ durchweg stärker ausfallen als bei den Versuchen mit der flachen Neigung des „Fallrohrs“. Die Tabellen 3.12 und 3.13 fassen die wesentlichsten Versuchsdaten zusammen, die Bewegungsabläufe des Blocks GS sind in den Abbildungen 3.50 und 3.51 dargestellt.

Tab. 3.12 Vergleich Impaktversuche mit Block GS, Kronentypen A, B und D

Versuch	GS-2145-A-01	GS-2145-B-01	GS-2145-D-01
Aufprallgeschwindigkeit v [m/s]	5.5	5.2	5.5
Rotationsgeschw. vor Impakt ω [Hz]	60.3	65.4	61.1
Rotationsgeschw. nach Impakt ω_{rest} [Hz]	10.2	12.7	8.7
Translationsenergie E_{trans} [Nm]	86.1	75.1	83.4
Rotationsenergie vor Impakt E_{rot} [Nm]	41.1	48.4	42.2
Rotationsenergie nach Impakt $E_{\text{rot,rest}}$ [Nm]	1.3	2.0	0.9
Dammstärke am Aufprallort a_0 [cm]	58.7	48.1	35.7
Eindringtiefe d_{max} [cm]	3.7	3.2	-
Verhältnis d_{max}/a_0 [%]	6.3	6.7	-
Verhältnis $a_0/2r$ [-]	3.67	3.01	2.23
Auftreffwinkel α [°]	19	19	21
Austrittswinkel α^* [°]	76	74	92

Tab. 3.13 Vergleich Impaktversuche mit Block GS, Kronentypen A, B und D

Versuch	GS-2145-A-11	GS-2145-B-11	GS-2145-D-11
Aufprallgeschwindigkeit v [m/s]	6.3	6.1	6.1
Rotationsgeschw. vor Impakt ω [Hz]	60.3	62.6	58.3
Rotationsgeschw. nach Impakt ω_{rest} [Hz]	6.8	6.7	8
Translationsenergie E_{trans} [Nm]	109.4	105.8	104.4
Rotationsenergie vor Impakt E_{rot} [Nm]	41.2	44.3	38.4
Rotationsenergie nach Impakt $E_{\text{rot,rest}}$ [Nm]	0.5	0.5	0.7
Dammstärke am Aufprallort a_0 [cm]	49.7	37.2	31.3
Eindringtiefe d_{max} [cm]	6.3	-	-
Verhältnis d_{max}/a_0 [%]	12.7	-	-
Verhältnis $a_0/2r$ [-]	3.11	2.33	1.96
Auftreffwinkel α [°]	13	17	13
Austrittswinkel α^* [°]	83	93	100

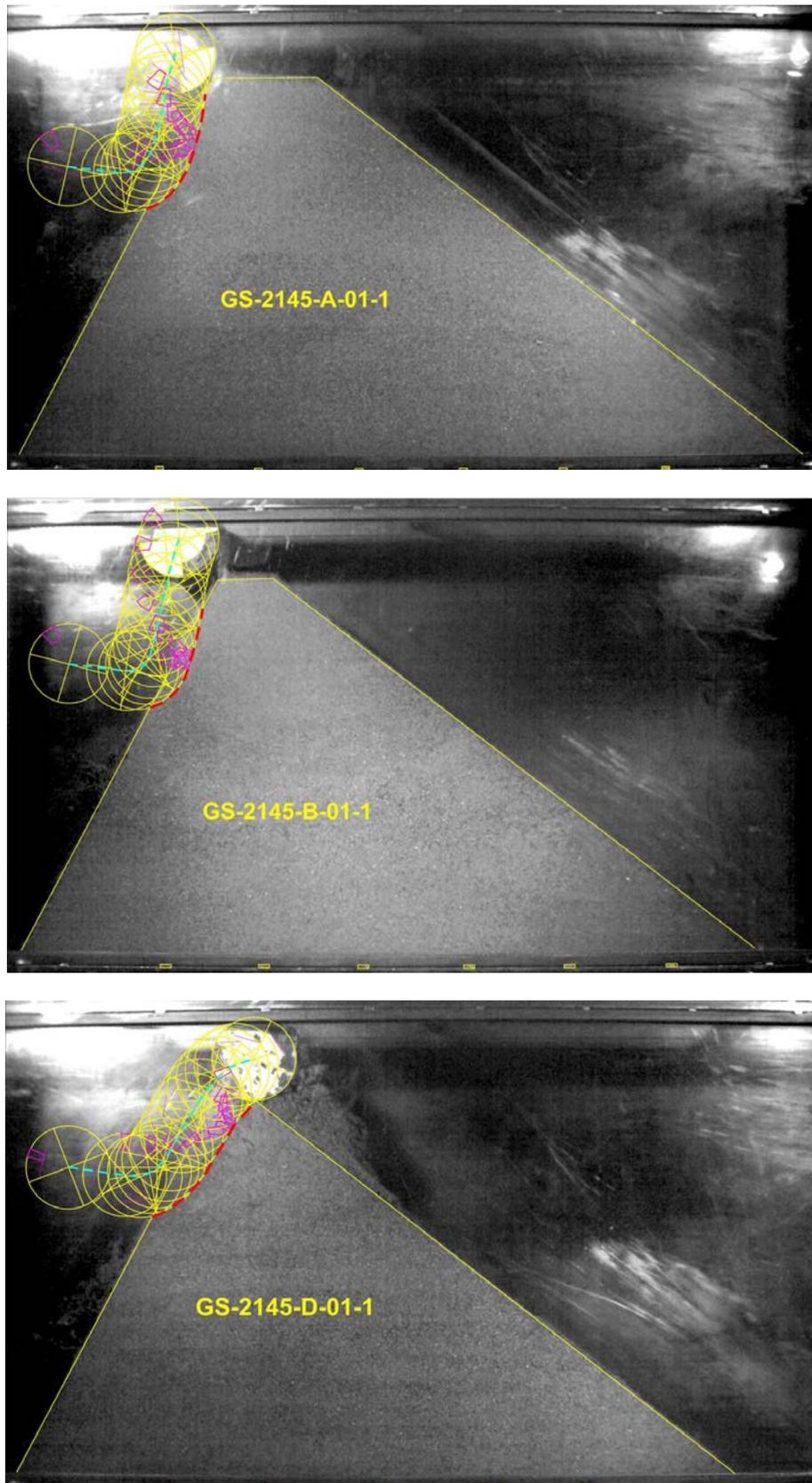


Abb. 3.50 Bewegungsablauf bei den Versuchen GS-2145-A-01, GS-2145-B-01 und GS-2145-D-01 mit dem Betonzylinder GS mit Sensor.

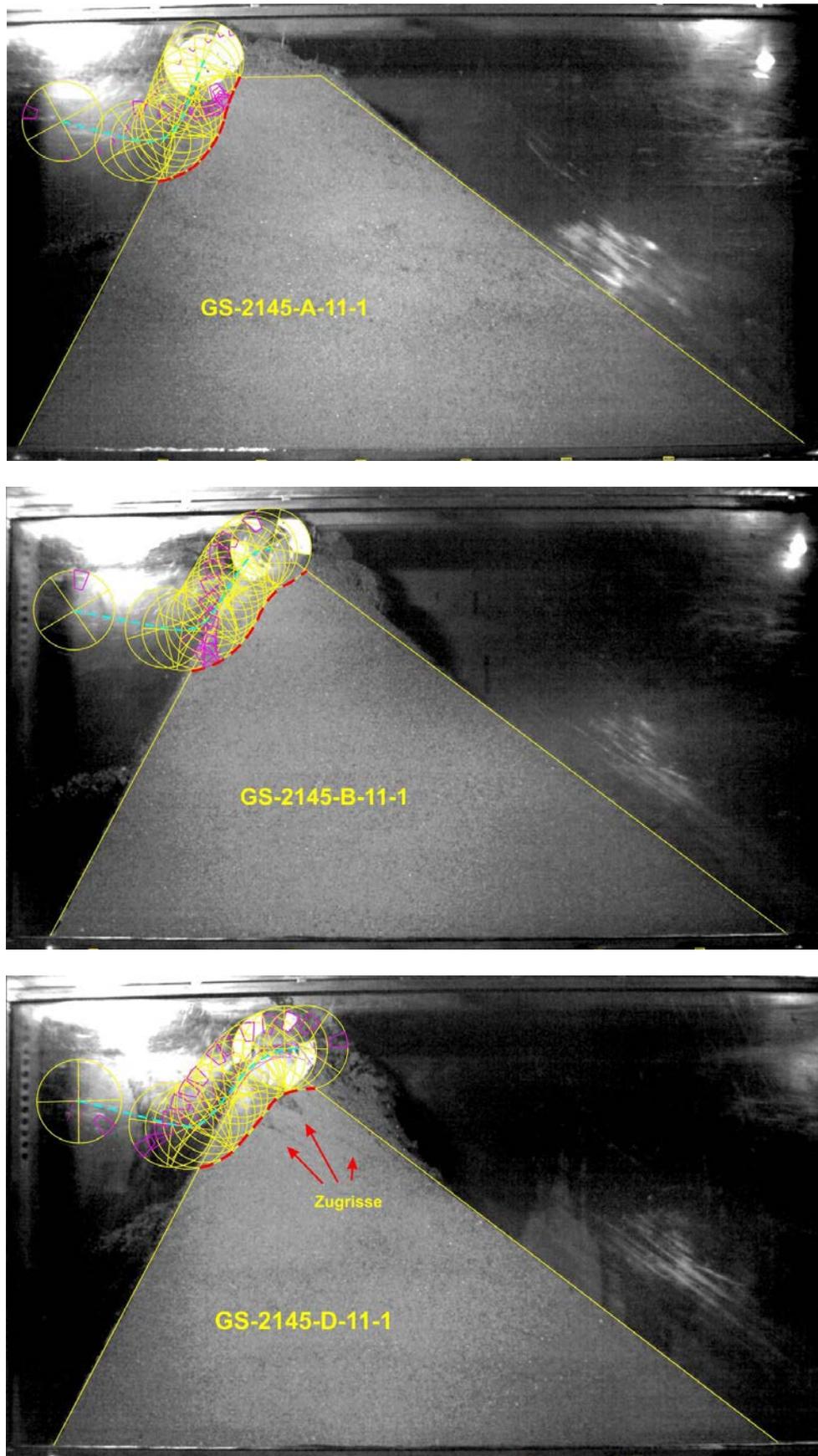


Abb. 3.51 Bewegungsablauf bei den Versuchen GS-2145-A-11, GS-2145-B-11 und GS-2145-D-11 mit dem kleinen Betonzylinder K.

Mit dem Stahlzylinder St und dem Dammquerschnitt 2145 wurden insgesamt 4 Versuche durchgeführt: St-2145-A-01, St-2145-B-01, 2145-A-11 und St-2145-B-11. Wie bereits bei den Versuchen mit dem Stahlzylinder St und dem Dammquerschnitt 1111 beschrieben, waren auch bei diesen Versuchen die angebrachten Markierungen auf den Fotos in der Regel nicht zu erkennen, da zwischen Plexiglasscheibe und Zylinder während des Versuchs eine Sandschicht verblieb. Daher konnte nur in einem Fall eine Auswertung des Drehwinkels, der Rotationsgeschwindigkeit und der Rotationsenergie vorgenommen werden (St-2145-B-11). In den anderen 3 Versuchen wurden, soweit dies möglich war, der Bewegungsablauf und die maximale Steighöhe ausgewertet.

Aufgrund der hohen Dichte des Stahls erreicht der Stahlzylinder St in dem „Fallrohr“ bei den ausgeführten Versuchen signifikant höhere totale Energien und höhere Translationsenergien als die Betonkörper (vgl. Anhang III). Betrachtet man die volumetrische Energiedichte E_v , d.h. die totale Energie pro Volumeneinheit, so erhält man bei den Versuchen mit dem Stahlzylinder Werte zwischen 195 kJ/m^3 und 235 kJ/m^3 . Für den kleinen Betonzylinder K und den grossen Betonzylinder G liegen die in den Versuchen erreichten Werte der Energiedichte hingegen lediglich zwischen 62 kJ/m^3 und 74 kJ/m^3 . Die volumetrische Energiedichte des Stahlzylinders ist also in den Versuchen ca. 3 Mal so hoch wie bei den Betonzylindern K und G. Für die Betonkörper GS und OKT erhöht sich der Wert sogar auf einen Faktor 4 bis 5. Trotz dieser deutlich höheren Energiedichte wird der Damm lediglich in einem Versuch wirklich durchschlagen (St-2145-B-11). In den 3 anderen Versuchen bleibt der Block im Damm stecken.

Im Versuch St-2145-A-01 wurde für den Stahlzylinder mit 6.1 m/s die geringste Translationsgeschwindigkeit, aber mit 89 Hz die höchste Rotationsgeschwindigkeit bei den Versuchen mit dem Zylinder St ermittelt. Der Stahlzylinder dringt vollständig in den Dammkörper ein und erfährt eine Bewegung nach oben in Richtung Krone. Abb. 3.52 zeigt die aus Bildern zu Beginn und am Ende des Impaktvorgangs erstellte Konstruktion des Bewegungsablaufs beim Versuch St-2145-A-01. Nach dem Erreichen des höchsten Punktes rollt der Zylinder wieder zur „Bergseite“ hin zurück.



Abb. 3.52 Konstruktion des Bewegungsablaufs beim Versuch St-2145-A-01 aus Bildern zu Beginn und am Ende des Impaktvorgangs.

Die Fotos in den Abbildungen 3.53 und 3.54 wurden nach dem 1. Impakt ausgeführt und zeigen Materialumlagerungen und Rissbildung in der Dammkrone. Deutlich erkennbar ist die starke Verformung der Dammkrone gegenüber der ursprünglichen Form. Die Materialumlagerung auf der „Talseite“ erinnert dabei an eine Abschiebung.

Beim Versuch St-2145-A-01 wurde ein zweiter Impakt durchgeführt. Bei diesem 2. Impakt blieb der Zylinder St im Dammkörper stecken (Abb. 3.55).



Abb. 3.53 Versuch St-2145-A-01-1: Umriss des Damms vor dem Impakt zum Vergleich zum Damm nach dem Impakt und den stattgefundenen Materialumlagerungen.



Abb. 3.54 Versuch St-2145-A-01-1: Dammkrone nach dem 1. Impakt und den stattgefundenen Materialumlagerungen.



Abb. 3.55 Versuch St-2145-A-01-2: Bei dem 2. Impakt bleibt der Stahlzylinder St im Dammkörper stecken.

Abb. 3.56 zeigt den Bewegungsablauf des Blocks St beim Versuch St-2145-A-11-1 mit der steilen Neigung des „Fallrohrs“. Der Block trifft auf den Dammkörper mit einer Translationsgeschwindigkeit von ca. 7 m/s und einer Rotationsgeschwindigkeit von ca. 75 Hz. Der Block durchdringt den ursprünglichen Dammquerschnitt fast vollständig auf einer s-förmigen nach oben gerichteten Bahn. Während des Impaktvorgangs entsteht unterhalb des Blocks eine konvex geformte Rissstruktur (Abb. 3.56). Im Verlauf des Impaktvorgangs schliesst sich diese Struktur jedoch wieder weitgehend. In dem Foto in Abb. 3.57, welches nach dem Impaktende aufgenommen wurde, ist diese Rissstruktur nicht mehr zu erkennen. Zum Versuch St-2145-A-11-1 befindet sich auf der beiliegenden DVD ein Film, der den Impakt zeigt.

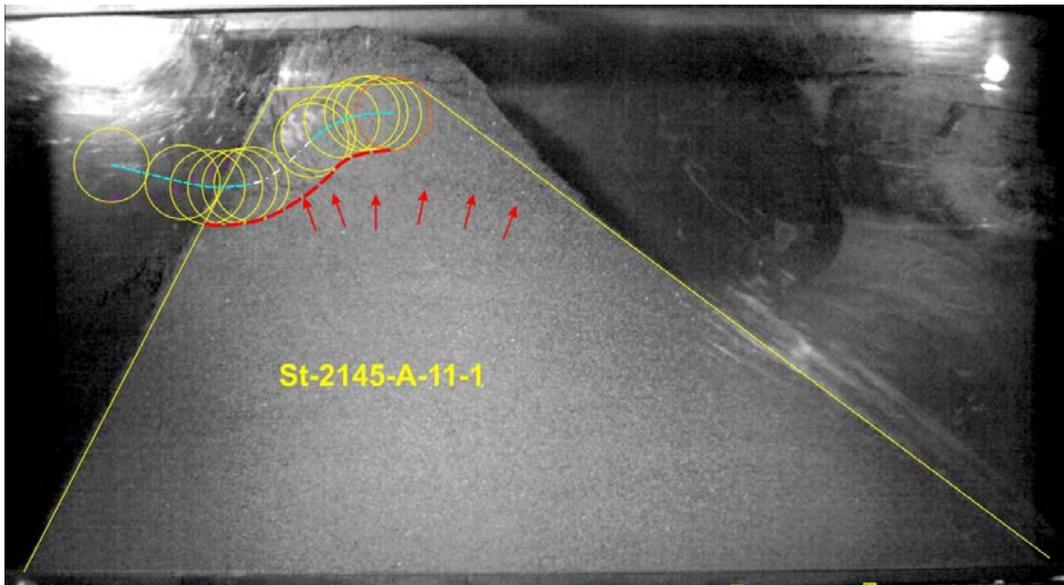


Abb. 3.56 Bewegungsablauf beim Versuch St-2145-A-11. Der Block bleibt im Damm stecken (rote Umrandung).



Abb. 3.57 Versuch St-2145-A-11: Endzustand nach dem 1. Impakt, der Block bleibt im Damm stecken. Die konvex geformte Rissstruktur ist hier nicht mehr zu erkennen.

Auch beim Versuch St-2145-B-01-1 konnte der Stahlzylinder den Damm nicht überwinden und blieb stecken. Allerdings wurde die Dammkrone von dem Zylinder St durchschlagen und der Zylinder blieb erst im umgelagerten Boden stecken (Abb. 3.58). Abb. 3.59 zeigt in einer Bilderfolge von 4 Bildern den Durchschlag der Dammkrone und das Auftauchen des Blocks im 4. Bild an der „talseitigen“ Böschung der Dammkrone. Abb. 3.58 zeigt auf, dass der Block auch in diesem Fall eine s-förmige nach oben gerichtete Bahn aufgenommen hat.

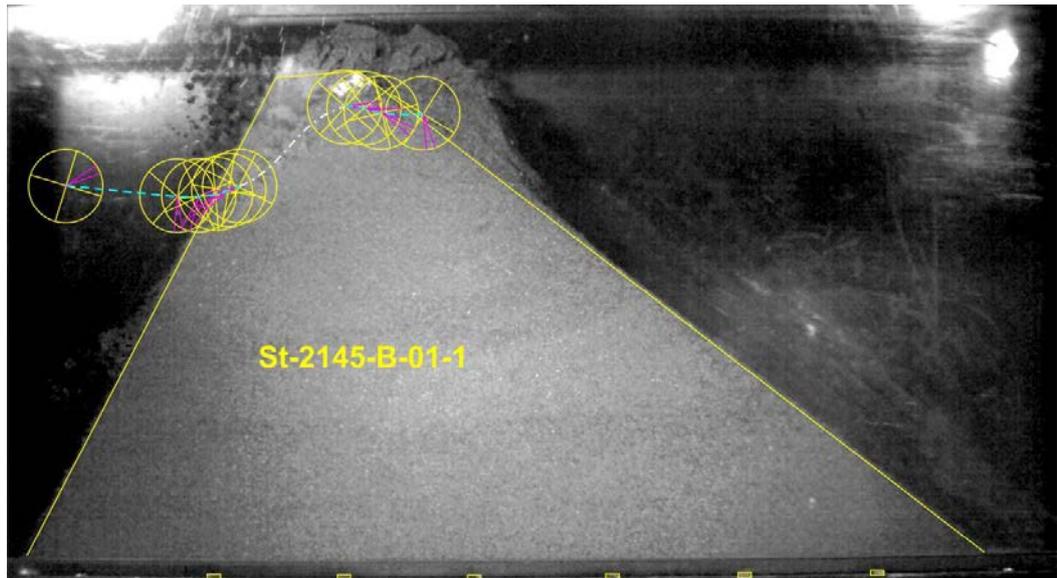


Abb. 3.58 Bewegungsablauf beim Versuch St-2145-B-01. Der Block bleibt im durch den Impact aufgeworfenen Material stecken.

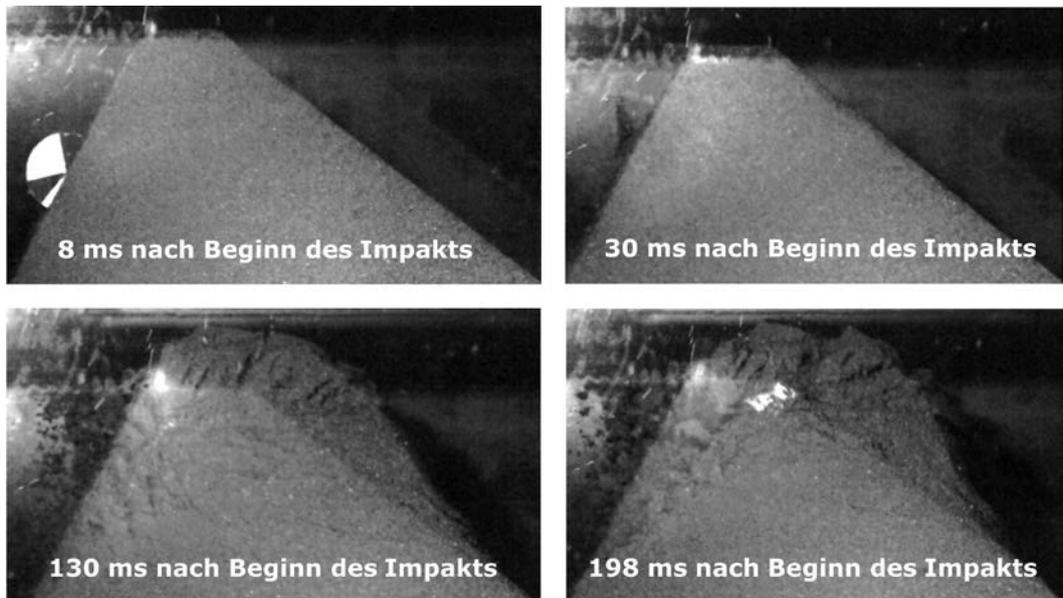


Abb. 3.59 Versuch St-2145-B-01-1: Durchschlag der Dammkrone infolge einer aufwärts gerichteten Bewegung des Blocks.

Im Versuch St-2145-B-11-1 wurde die Dammkrone von dem Block St durchschlagen. Neben dem Bewegungsablauf konnten für diesen Versuch auch der zeitliche Verlauf des Rotationswinkels und der Rotationsenergie beim Impact ermittelt werden und sind in Abb. 3.60 dargestellt.

Auch in diesem Fall bewegt sich der Block auf einer s-förmig, nach oben gerichteten Bahn durch den Dammkörper hindurch. Unterhalb der Bahn des Blocks treten massive Auflockerungen auf, die im Film auf der DVD deutlich als Zugrisse zu erkennen sind.

Die Darstellung des Verlaufs des Rotationswinkels mit der Zeit weist für $t > 0,05$ s eine leicht konvexe Form auf und es ergibt sich somit eine zunächst stark, dann schwächer werdende Reduktion der Rotationsgeschwindigkeit und der Rotationsenergie. In diesem Fall wird also keine näherungsweise konstante Rotationsgeschwindigkeit bzw. Rotationsenergie erreicht. Allerdings taucht der Block St auch vollständig in den Damm ein.

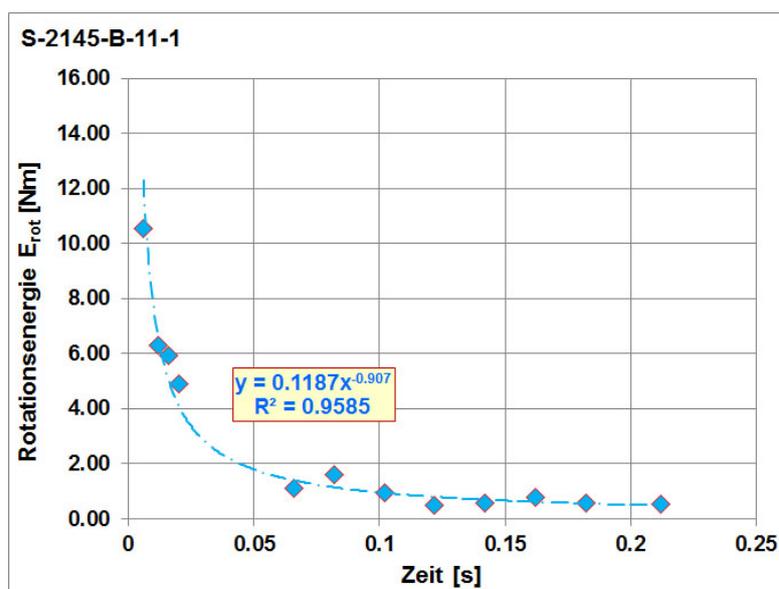
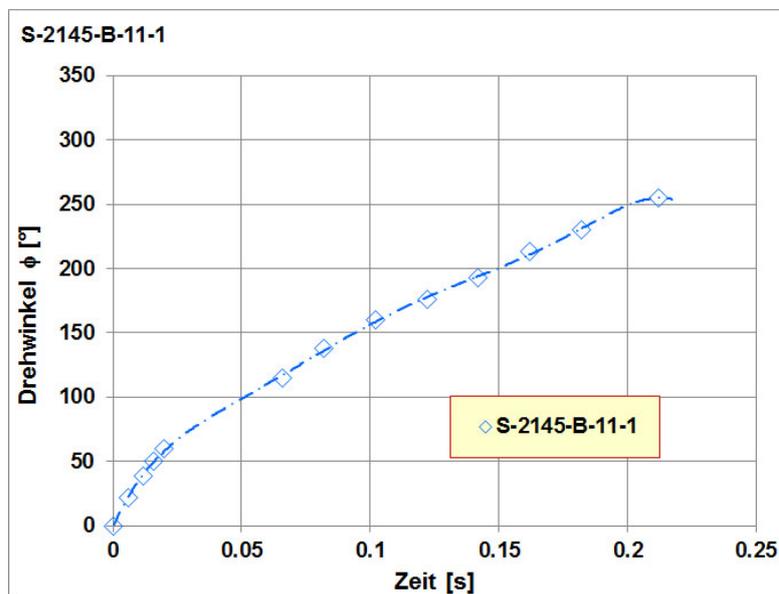
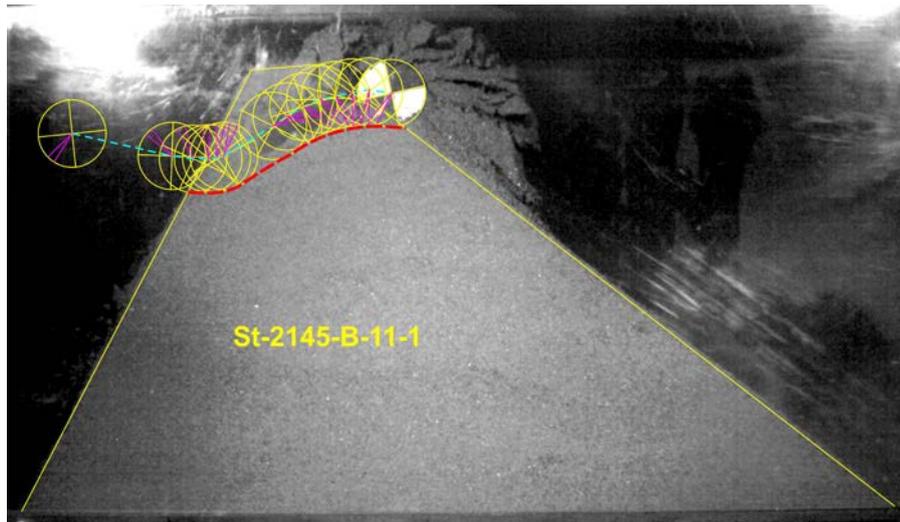


Abb. 3.60 Versuch St-2145-B-11: Bewegungsablauf sowie zeitlicher Verlauf des Rotationswinkels und der Rotationsenergie beim Impact.

Mit dem Block OKT wurde je eine Versuchsserie mit den 3 Kronentypen A, B und D mit der flachen Neigung des „Fallrohrs“ und der steilen Neigung des „Fallrohrs“ durchgeführt. Bei den Versuchen mit der flachen Neigung des „Fallrohrs“ betrug das Freibord FB ca. einen Blockdurchmesser. Bei den Versuchen mit der steilen Neigung des „Fallrohrs“ war das Freibord FB etwas geringer und betrug das ca. 0.6- bis 0.7-fache des Blockdurchmessers (Abb. 3.61).

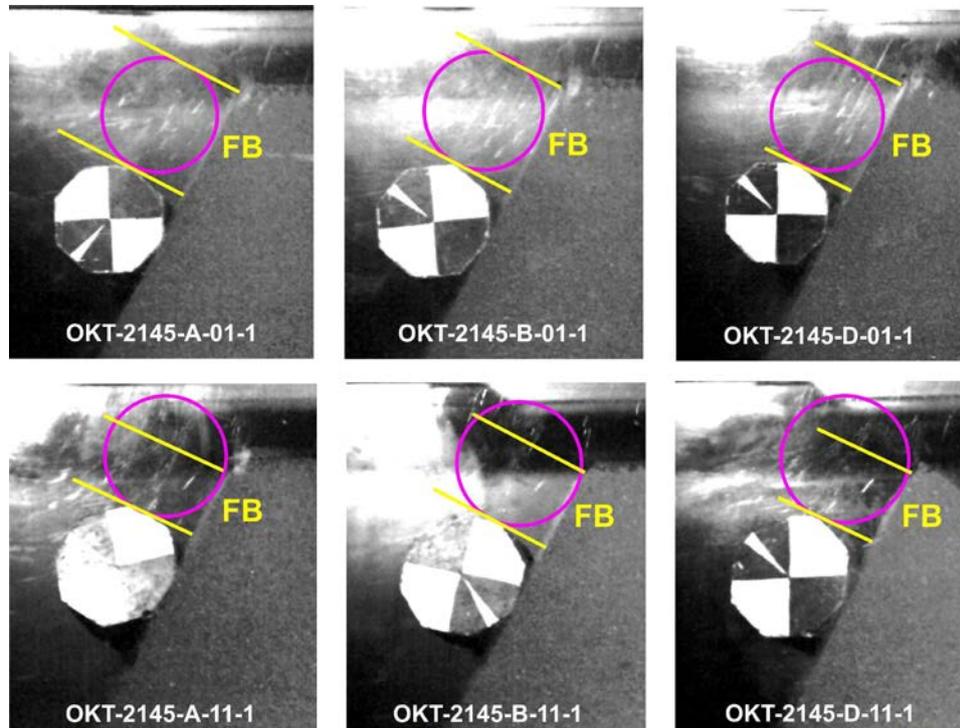


Abb. 3.61 Freibord und Aufschlagsituation bei den 6 Versuchen mit dem Block OKT und dem Dammquerschnitt 2145.

In allen 6 Versuchen lag das Verhältnis von Rotationsenergie zu Translationsenergie vor dem Impakt bei einem Wert unter 0.01 und in allen 6 Versuchen konnte der Block OKT den Damm nicht überwinden bzw. durchschlagen.

Die Aufprallgeschwindigkeit betrug bei den drei Versuchen OKT-2145-A-01, OKT-2145-B-01 und OKT-2145-D-01 mit der flachen Neigung des „Fallrohrs“ zwischen 5.6 m/s und 6.1 m/s. Daraus ergaben sich Eindringtiefen des Blocks OKT zwischen 4.3 cm und 4.9 cm, wobei die kleinste Eindringtiefe beim Kronentyp A und die grösste Eindringtiefe beim Kronentyp D auftrat. Bei allen drei Versuchen drang der Block mit einer Kante in den Dammkörper ein (Abb. 3.61) und arbeitete sich dann ein Stück weit die Dammböschung empor. Dabei reduzierte sich die Eindringtiefe wieder etwas und der Bewegungsablauf ähnelt sehr demjenigen von Versuch OKT-1111-A-01-1. Abb. 3.62 zeigt den Bewegungsablauf der drei Versuche OKT-2145-A-01, OKT-2145-B-01 und OKT-2145-D-01 im Vergleich.

Abb. 3.62 zeigt auch, dass die Verformungen am Dammquerschnitt bei den drei Versuchen sehr unterschiedlich sind. Beim Dammquerschnitt mit der stärksten Krone (OKT-2145-A-01) stellen sich nur vergleichsweise geringe Verschiebungen im Kronenbereich ein und es zeigt sich nach dem Impakt ein Riss in der Dammkrone, der sich bei den folgenden beiden Impakts vergrößert (Abb. 3.63). Beim Versuch OKT-2145-D-01 erleidet die Dammkrone hingegen bereits beim 1. Impakt massive Schäden und es bilden sich tiefe Vertikalrisse aus (Abb. 3.65). Erst während des 3. Impakts bilden sich jedoch tief in den Dammkörper reichende Horizontalrisse aus (Abb. 3.66). Nach Beendigung des Impaktvorgangs ist von diesen horizontalen Rissbildungen oder einem Bruchkörper, wie in Abbildung 2.9 dargestellt, jedoch nichts zu erkennen (Abb. 3.67).

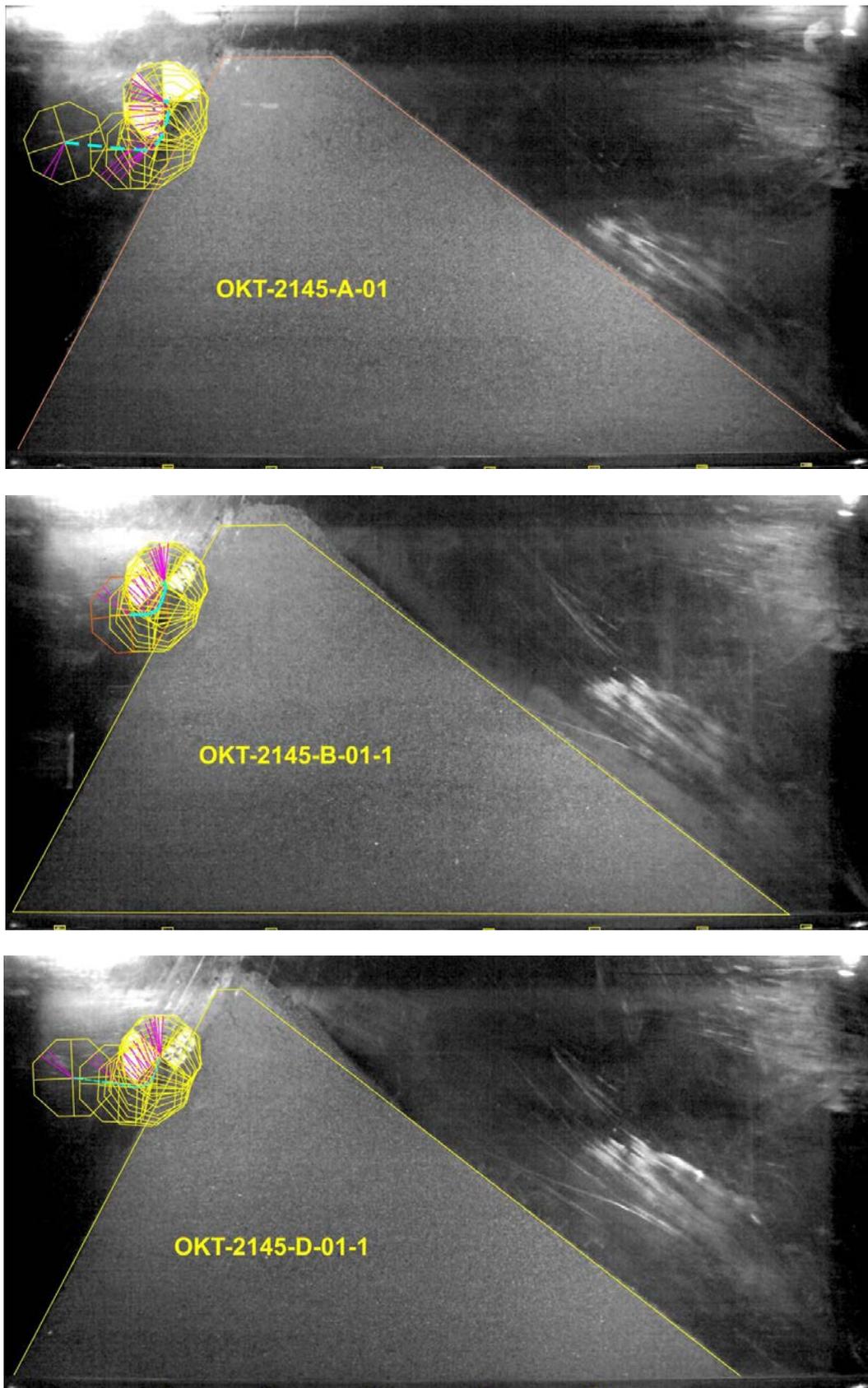


Abb. 3.62 Bewegungsablauf bei den Versuchen OKT-2145-A-01, OKT-2145-B-01 und OKT-2145-D-01 mit dem Betonkörper mit oktogonalem Querschnitt.

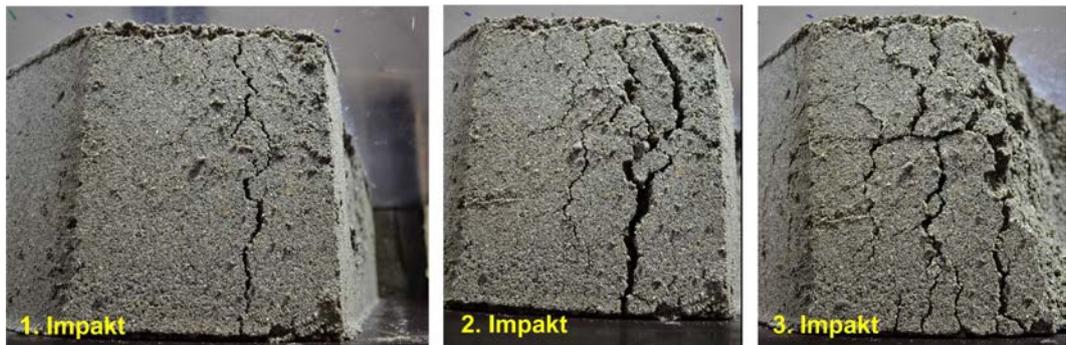


Abb. 3.63 Versuch OKT-2145-A-01: Rissbildung in der Krone nach dem 1., 2. und 3. Impakt.



Abb. 3.64 Versuch OKT-2145-A-01: Rissbildung auf der dem Impakt abgewandten Seite nach dem 3. Impakt..

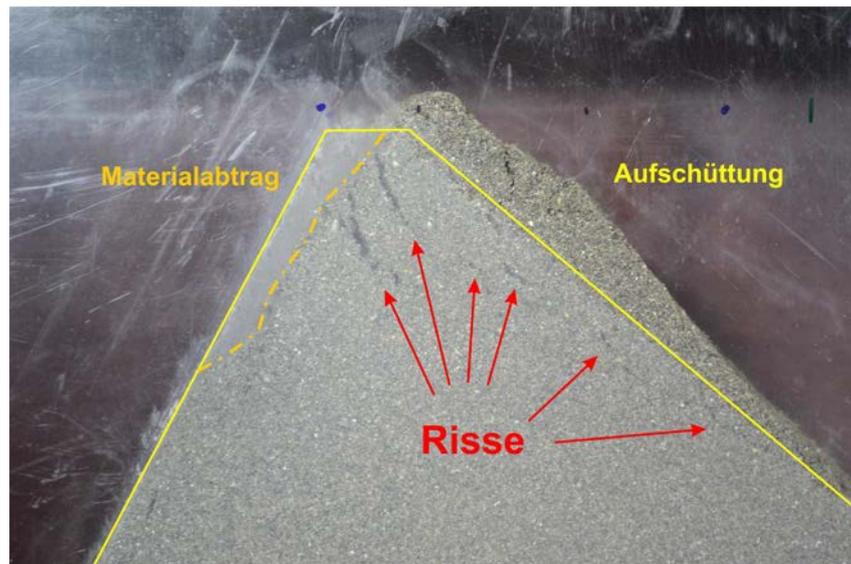


Abb. 3.65 Versuch OKT-2145-D-01-1: Der Block überwindet den Damm nicht, es findet jedoch eine grosse Materialverlagerung statt sowie eine signifikante Auflockerung im Kronenbereich nach dem ersten Impakt.



Abb. 3.66 Versuch OKT-2145-D-01-3: Der Block überwindet den Damm auch beim 3. Impakt nicht, es kommt jedoch zur Ausbildung von horizontalen Rissen sowohl auf der „Bergseite“ als auch auf der „Talseite“.



Abb. 3.67 Versuch OKT-2145-D-01-3: Auch nach dem 3. Impakt stellt sich kein visuell erkennbarer Bruchkörper mit einer horizontalen oder einer nach unten geneigten Scherfläche ein. Deutlich erkennbar durch die Farbänderung ist das durch den Block aufgeworfene Material.

Die Abbildungen 3.68 und 3.69 zeigen den zeitlichen Verlauf des Drehwinkels respektive den Abfall der Rotationsenergie im Verlaufe des Impakts für die drei Versuche OKT-2145-A-01, OKT-2145-B-01 und OKT-2145-D-01. Der zeitliche Verlauf des Drehwinkels zeigt bei allen drei Versuchen Abweichungen von der Geradenform, wie sie bei den Zylindern für Zeiten grösser 0.05 s, festgestellt wurden. Wie bereits bei den Versuchen am Querschnitt 1111 mit dem Körper OKT erwähnt, ist die „Wellenform“ der Kurve auf eine Ab- und Zunahme der Rotationsgeschwindigkeit infolge des Kippens des Blocks über seine Kanten zurückzuführen. Dieser Effekt verursacht auch die Schwankungen im zeitlichen Verlauf der Rotationsenergie (Abb. 3.69). Sie zeigen sich hier so deutlich, da die Rotationsenergien des Blocks OKT sehr klein sind. Weiterhin lassen die Auswertungen eine sukzessive Abnahme der Rotationsgeschwindigkeit bis zum Stillstand der Blöcke auf der Dammböschung bei diesen Versuchen erkennen.

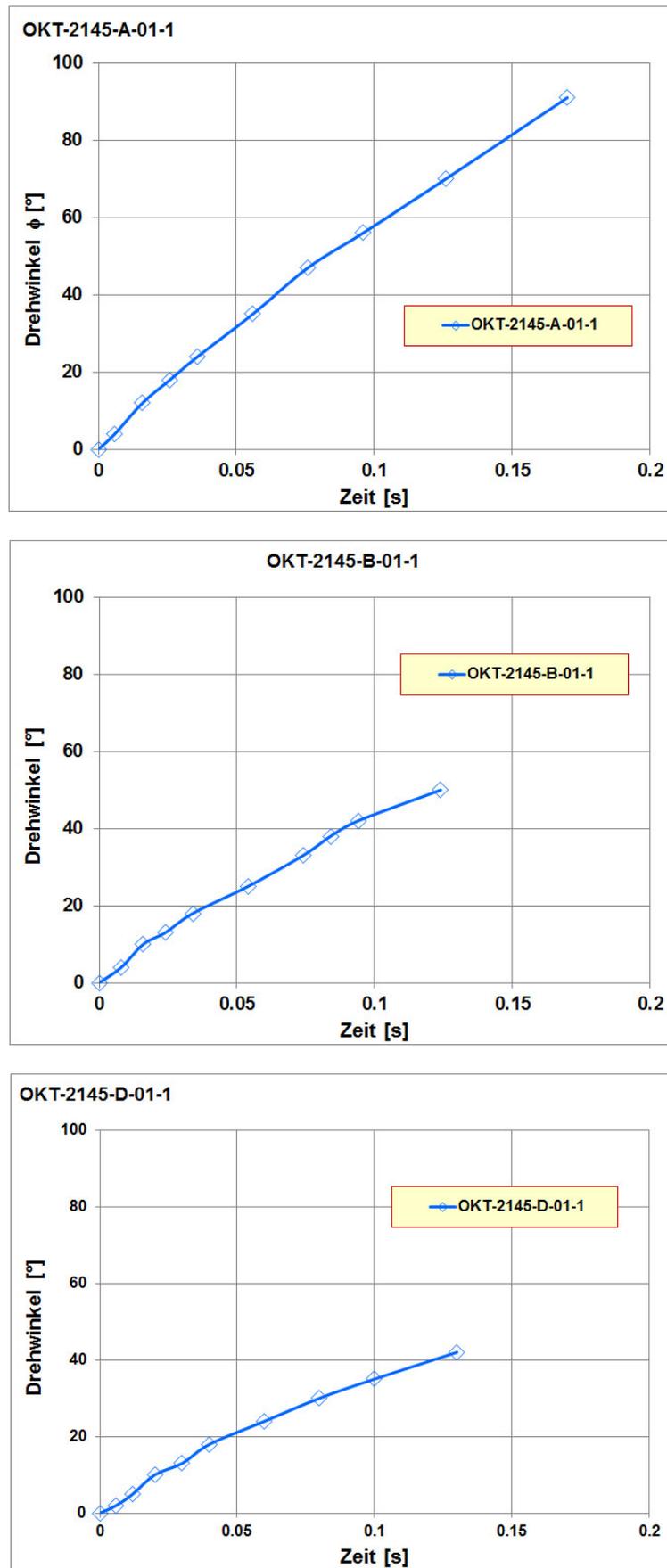


Abb. 3.68 Zeitlicher Verlauf des Drehwinkels beim Impact, Versuche OKT-2145-A-01, OKT-2145-B-01 und OKT-2145-D-01.

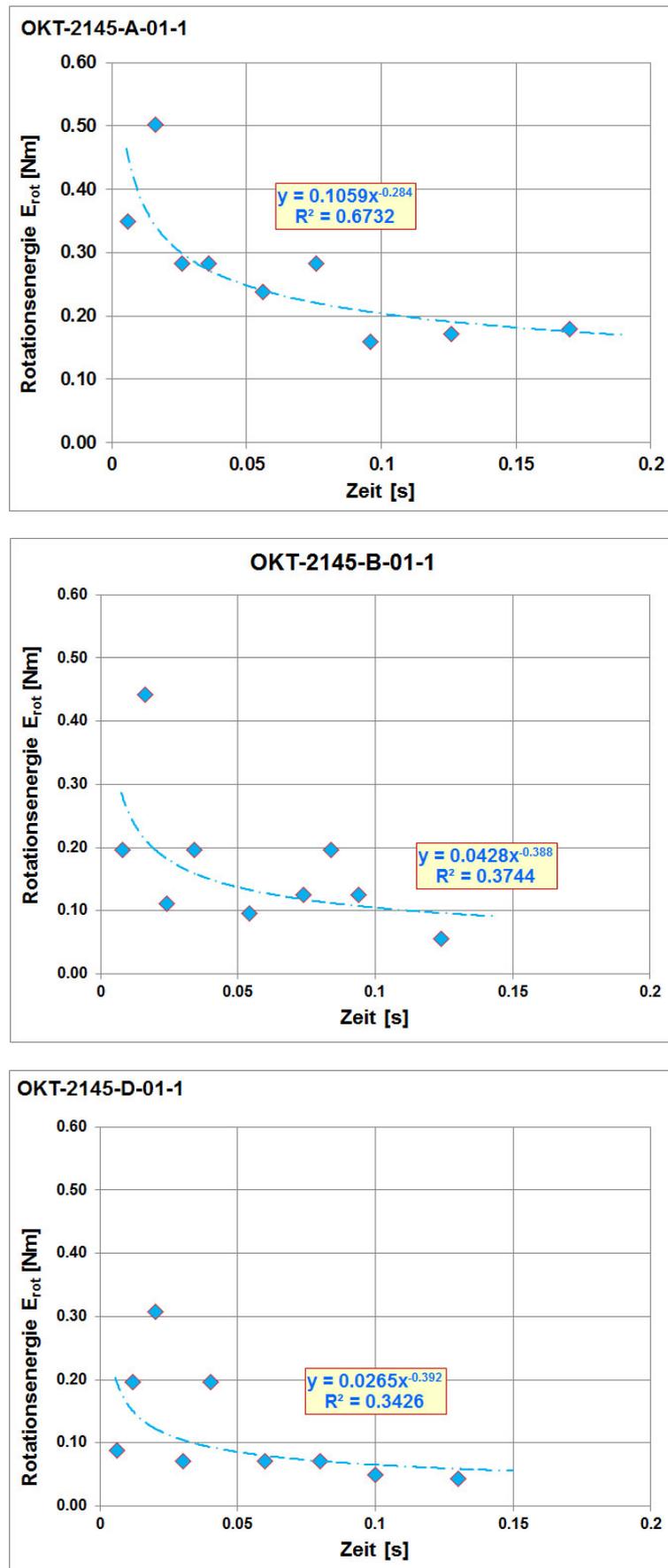


Abb. 3.69 Zeitlicher Verlauf der Rotationsenergie beim Impact, Versuche OKT-2145-A-01, OKT-2145-B-01 und OKT-2145-D-01.

Obwohl bei allen drei Versuchen der Block OKT den Damm nicht überwunden bzw. durchschlagen hat, so ergeben sich doch signifikante Unterschiede, was die Schäden am Damm betrifft. Im Versuch OKT-2145-D-01 hat der Damm am Aufprallort eine Stärke, die in etwa dem 2.5-fachen des Blockdurchmessers entspricht und es treten sehr massive Schäden auf. Beim Versuch OKT-2145-A-01 beträgt das Verhältnis Dammstärke am Aufprallort zu Blockdurchmesser etwa 3.5. Hier sind die Schäden am Damm deutlich geringer und massive Rissbildung tritt erst mit dem 2. und 3. Impakt auf.

Auch bei dieser Versuchsserie ergibt sich eine Zunahme des Rückprall- oder Austrittswinkels mit abnehmender Kronenstärke bzw. Dammstärke am Aufprallort.

Tabelle 3.14 fasst wesentliche Daten der 3 Versuche, die mit der flachen Neigung des „Fallrohrs“ ausgeführt wurden, zusammen.

Tab. 3.14 Vergleich Impaktversuche mit Block OKT, Kronentypen A, B und D

Versuch	OKT-2145-A-01	OKT-2145-B-01	OKT-2145-D-01
Aufprallgeschwindigkeit v [m/s]	5.6	5.9	6.1
Rotationsgeschw. vor Impakt ω [Hz]	9.3	7.1	4.4
Translationsenergie E_{trans} [Nm]	105.9	116.4	126
Rotationsenergie vor Impakt E_{rot} [Nm]	0.89	0.53	0.2
Dammstärke am Aufprallort a_0 [cm]	52.3	42.1	37.3
Eindringtiefe d_{max} [cm]	4.3	4.7	4.9
Verhältnis d_{max}/a_0 [%]	8.2	11.2	13.1
Verhältnis $a_0/2r$ [-]	3.53	2.84	2.52
Auftreffwinkel α [°]	21	21	18
Austrittswinkel α^* [°]	ca. 75	ca. 80	ca. 82

Bei den Versuchen mit der steilen Neigung des „Fallrohrs“ OKT-2145-A-11, OKT-2145-B-11 und OKT-2145-D-11 ergaben sich um ca. 8% bis 20% höhere Translationsgeschwindigkeiten gegenüber den Versuchen mit der flachen Neigung des „Fallrohrs“. Das Freibord lag hier zwischen dem 0.5- und 1-fachen Durchmesser des Blocks OKT (Abb. 3.61). Bei den beiden Versuchen OKT-2145-B-11 und OKT-2145-D-11 traf der Block wieder mit einer Kante auf den Damm auf. Lediglich im Versuch OKT-2145-A-11 traf der Block OKT mit einer flachen Seite auf den Damm auf.

Obwohl der Block OKT im Versuch OKT-2145-D-11 lediglich eine 8% höhere Translationsgeschwindigkeit hatte als im Versuch OKT-2145-D-01 betrug die Eindringtiefe d_{max} das 2.4-fache der Eindringtiefe im Versuch OKT-2145-D-01. Der Unterschied in der Einbaudichte der beiden Versuche lag bei ca. 3% und der Wassergehalt betrug 7% bzw. 6.4%. Beim Versuch OKT-2145-A-11 lag die Translationsgeschwindigkeit 20% höher als beim Versuch OKT-2145-A-01, der Faktor bei der Eindringtiefe liegt hier aber unter 2. Der Unterschied in der Einbaudichte der beiden Versuche lag bei ca. 7% und der Wassergehalt war praktisch gleich mit 5.3% bzw. 5.4%.

Unterschiede bei den beiden Versuchsserien bestehen aber beim Aufprallort (vgl. Abb. 3.61). Das Freibord FB war bei der Versuchsserie mit der steilen Neigung des „Fallrohrs“ kleiner als bei der Versuchsserie mit der flachen Neigung des „Fallrohrs“. Dadurch ergibt sich im Fall der Versuche OKT-2145-A-11 und OKT-2145-B-11 eine Dammstärke am Aufprallort a_0 von lediglich 87% der Dammstärke am Aufprallort bei den Versuchen OKT-2145-A-01 und OKT-2145-B-01. Beim Versuch OKT-2145-D-11 beträgt die Dammstärke am Aufprallort a_0 sogar lediglich 75% der Dammstärke am Aufprallort von Versuch OKT-2145-D-01. Die Dammstärke am Aufprallort dürfte somit wesentlich mitverantwortlich sein für die grösseren Eindringtiefen.

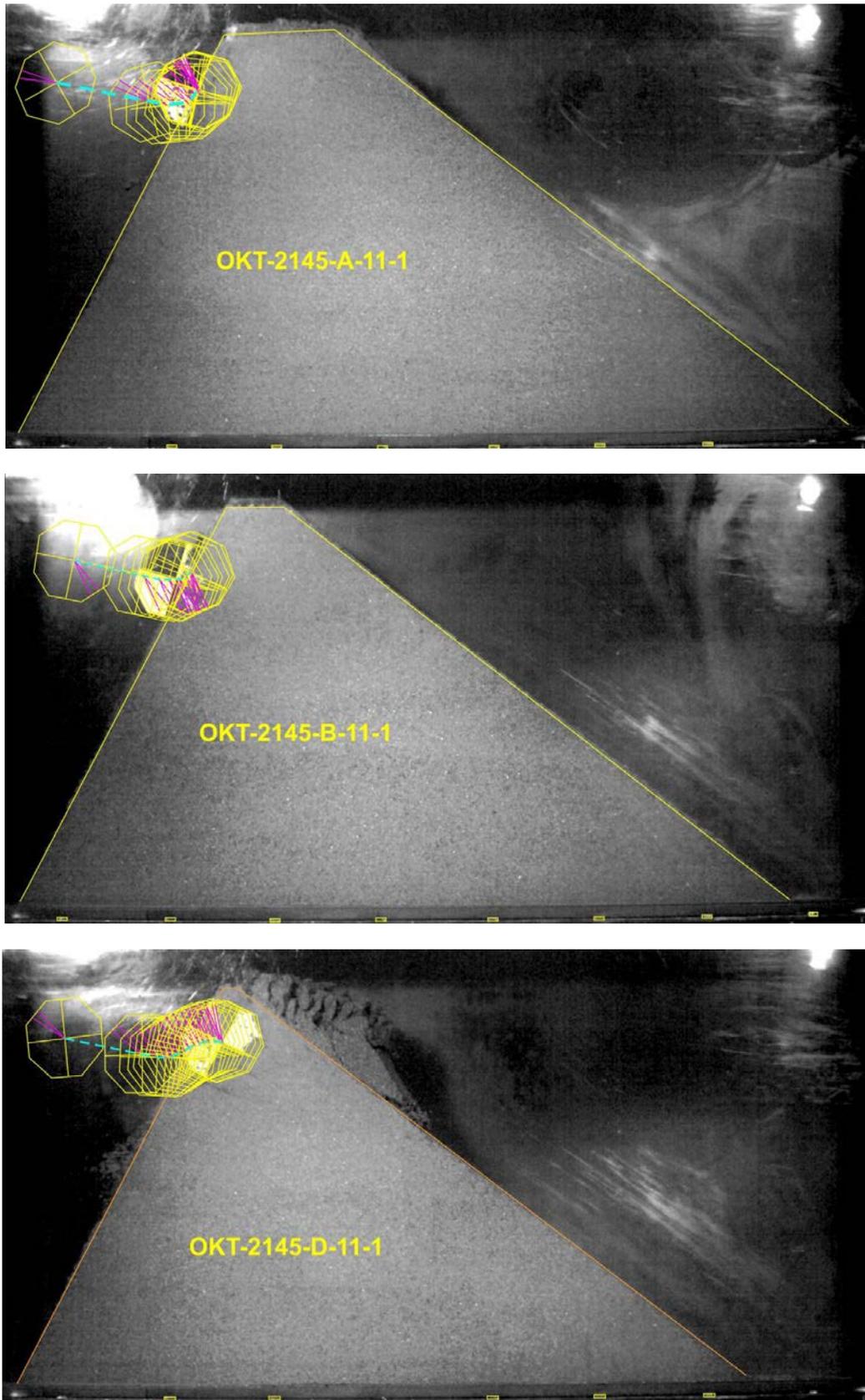


Abb. 3.70 Bewegungsablauf bei den Versuchen OKT-2145-A-11, OKT-2145-B-11 und OKT-2145-D-11 mit dem Betonkörper mit oktagonalem Querschnitt.

Abb. 3.70 zeigt den Bewegungsablauf für die 3 Versuche OKT-2145-A-11, OKT-2145-B-11 und OKT-2145-D-11. Die Bewegungsabläufe dieser 3 Versuche unterscheiden sich signifikant von denen der drei Versuche in Abb. 3.62. Der „Rückprall- bzw. Austrittswinkel“ ist bei diesen drei Versuchen deutlich grösser und beim Versuch OKT-2145-D-11 deutet sich auch eine s-förmig nach oben gerichtete Bahn durch den Dammkörper an, wie sie verschiedentlich bereits bei den zylindrischen Impaktkörpern aufgetreten war (vgl. z.B. Abb. 3.44).

Abb. 3.71 zeigt den Impakt beim Versuch OKT-2145-B-11 in einer Bilderfolge. Durch das Eindringen des Blocks in den Dammkörper beginnt ein Auffächern des Dammmaterials in der Krone durch eine Vielzahl von Scherbrüchen. Wenn der Block seine höchste Position erreicht hat und zum temporären Stillstand gelangt, bewegt sich die durch den Block aktivierte Bodenmasse aufgrund ihrer Trägheit weiter und es kommt zu einer vollständigen Auflockerung der Dammkrone.

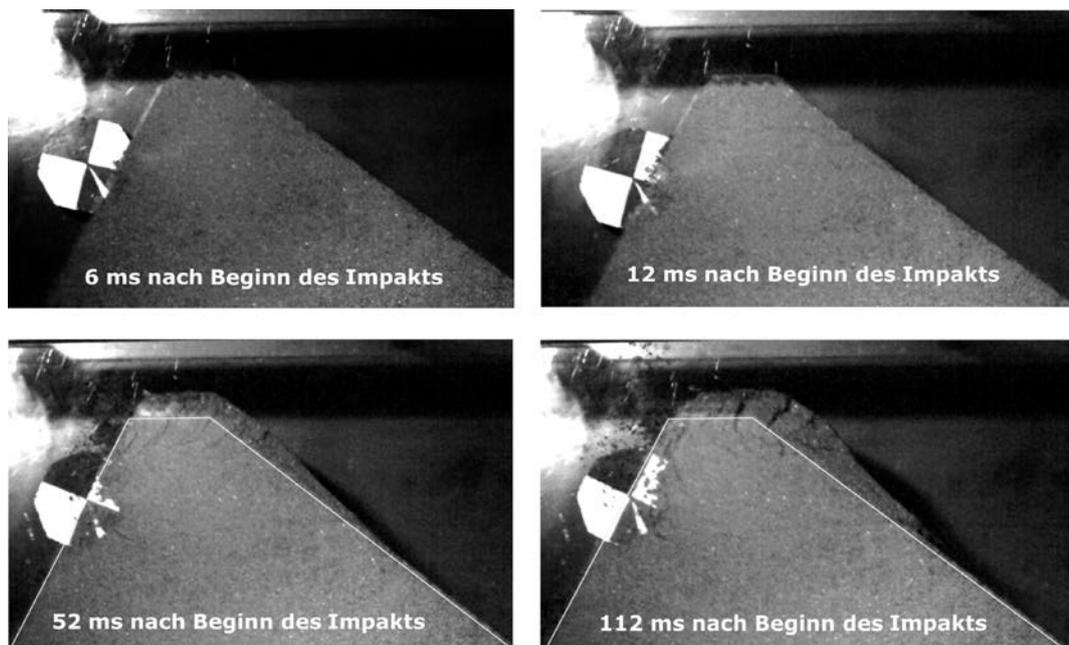


Abb. 3.71 Impakt des Blocks OKT mit oktagonalem Querschnitt beim Versuch OKT-2145-B-11-1. Nach ca. 6 ms nach Beginn des Impakts beginnt ein Auffächern des Dammmaterials in der Krone durch eine Vielzahl von Scherbrüchen. Nach 112 ms ist eine vollständige Auflockerung der Dammkrone erfolgt.

Abb.3.72 zeigt die Rissbildung im Dammkörper beim Versuch OKT-2145-D-11-1. Nach ca. 50 ms nach Beginn des Impakts haben sich auf Niveau Unterkante Block OKT zwei Risse ausgebildet (oben links). Ein Riss hat einen schräg nach unten gerichteten Verlauf. Der zweite Riss verläuft horizontal und durchtrennt den Kronenbereich. Nach etwa 90 ms hat sich ein weiterer Riss ausgebildet, der zusammen mit den beiden anderen Rissen nun ein nach rechts gedrehtes z formt (Abb.72, oben rechts). Nach 200 ms hat der Block die Dammkrone weitgehend durchschlagen und auf der „Talseite“ wurde eine grosse Menge Dammmaterial aufgeworfen. Der z-förmige Rissverlauf ist noch erkennbar, ist nun aber deutlich schwächer ausgeprägt. Nach 300 ms ist der Block wieder auf dem Rückweg aus dem Damm heraus. Die Risse im Dammkörper sind immer noch erkennbar, wenn auch nur noch sehr schwach. Der Versuch OKT-2145-D-11-1 kommt mit seinem Rissbild der Vorstellung eines Bruchkörpers nach Abb. 2.9 noch am nächsten.

Allerdings entspricht beim Versuch OKT-2145-D-11-1, anders als in Abb. 2.9, die Blockgrösse bzw. Blockmasse annähernd der Grösse bzw. Masse der abgescherten Dammkrone und der Block hat mit weniger als 6 Hz nur eine sehr geringe Rotation und damit auch nur ein Verhältnis von E_{rot}/E_{trans} von 0.0024. Dieser Wert ist deutlich kleiner als die von Usiro et al. [71] angegebenen Werte für natürliche Blöcke (vgl. hierzu Abb. 2.28).

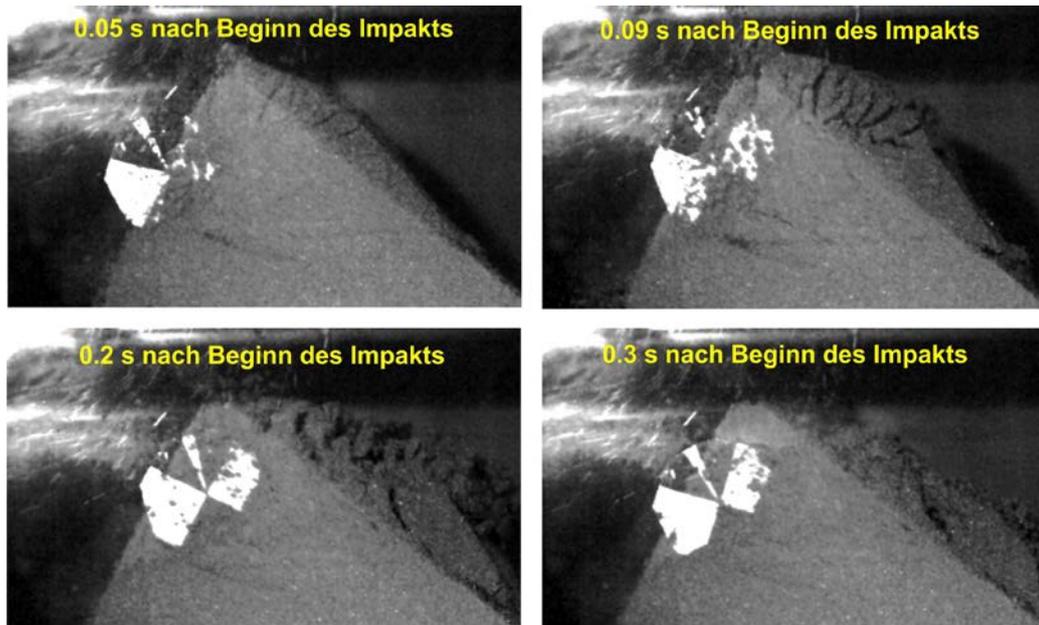


Abb. 3.72 *Impakt des Blocks OKT mit oktagonalem Querschnitt beim Versuch OKT-2145-D-11-1. Rissbildung im Dammkörper auf dem Niveau der Unterkante des Blocks.*

Die Abbildungen 3.73 und 3.74 zeigen den zeitlichen Verlauf des Drehwinkels sowie die Abnahme der Rotationsenergie im Verlaufe des Impakts bei den Versuchen OKT-2145-A-11, OKT-2145-B-11 und OKT-2145-D-11. Auch hier ergeben sich deutliche Unterschiede zu den Verläufen bei den Versuchen mit der flachen Neigung des „Fallrohrs“. Tabelle 3.15 fasst wesentliche Daten der 3 Versuche, die mit der steilen Neigung des „Fallrohrs“ ausgeführt wurden, zusammen.

Tab. 3.15 *Vergleich Impaktversuche mit Block OKT, Kronentypen A, B und D*

Versuch	OKT-2145-A-11	OKT-2145-B-11	OKT-2145-D-11
Aufpral lgeschwindigkeit v [m/s]	6.7	6.5	6.6
Rotationsgeschw. vor Impakt ω [Hz]	12.1	0	5.8
Translationsenergie E_{trans} [Nm]	151.6	141.3	146.7
Rotationsenergie vor Impakt E_{rot} [Nm]	1.5	0	0.35
Dammstärke am Aufprallort a_0 [cm]	45.5	36.5	27.8
Eindringtiefe d_{max} [cm]	8.2	7.6	11.7
Verhältnis d_{max}/a_0 [%]	18	20.8	42.1
Verhältnis $a_0/2r$ [-]	3.07	2.47	1.88
Auftreffwinkel α [°]	16	15	14
Austrittswinkel α^* [°]	ca. 90	ca. 105	ca. 125

Auf der beiliegenden DVD befinden sich Filme, die den Impakt bei den Versuchen OKT-2145-B-01, OKT-2145-B-11 und OKT-2145-D-11 zeigen.

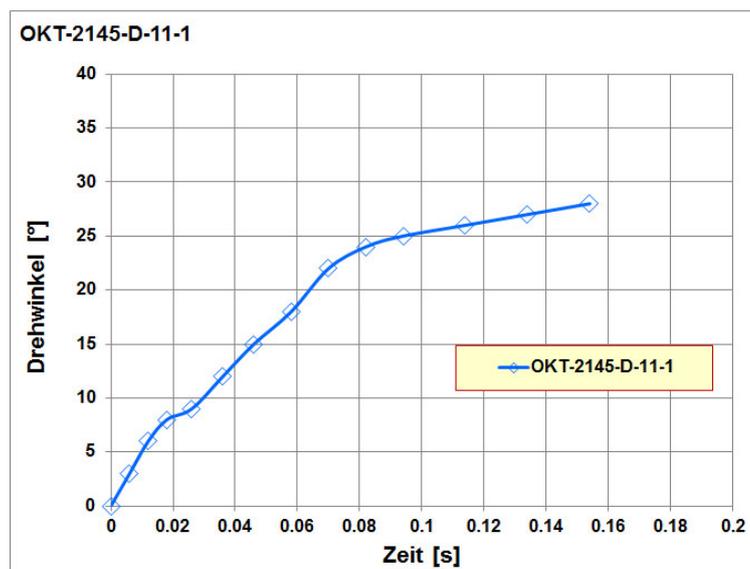
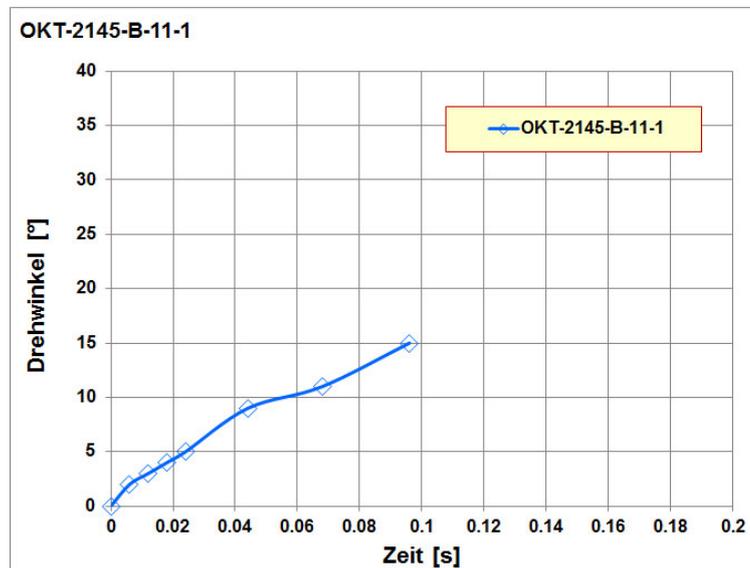
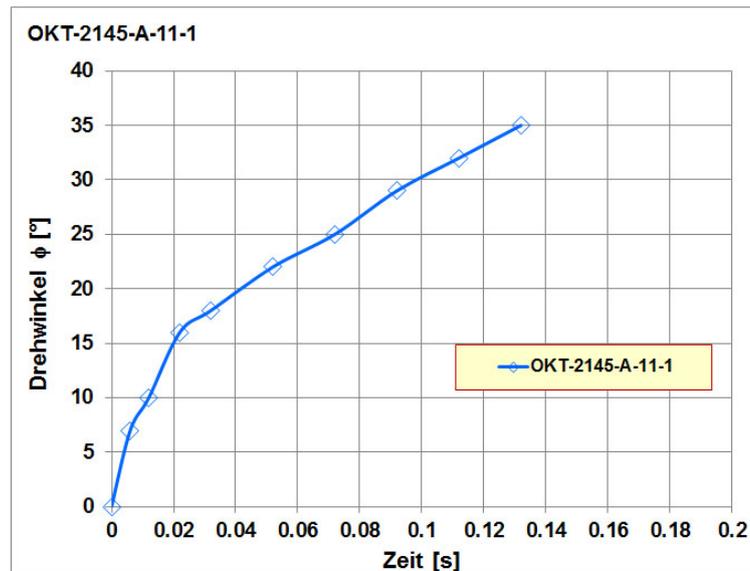


Abb. 3.73 Zeitlicher Verlauf des Drehwinkels beim Impact, Versuche OKT-2145-A-11, OKT-2145-B-11 und OKT-2145-D-11.

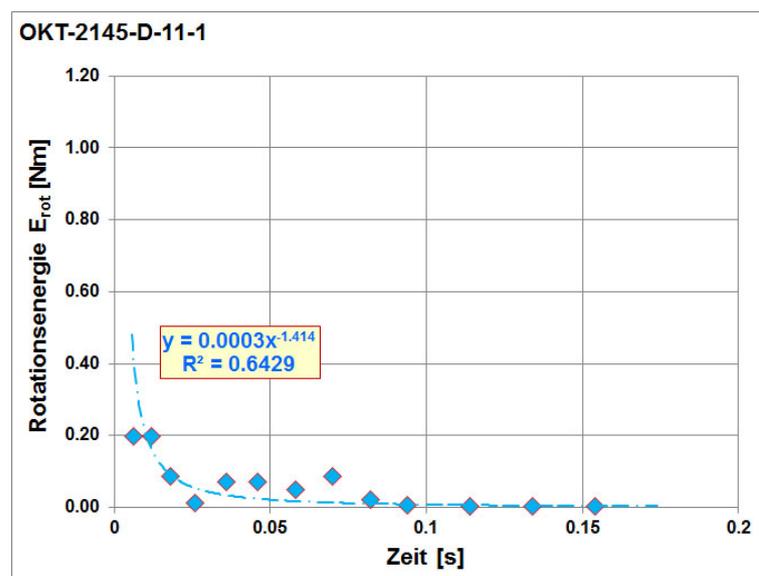
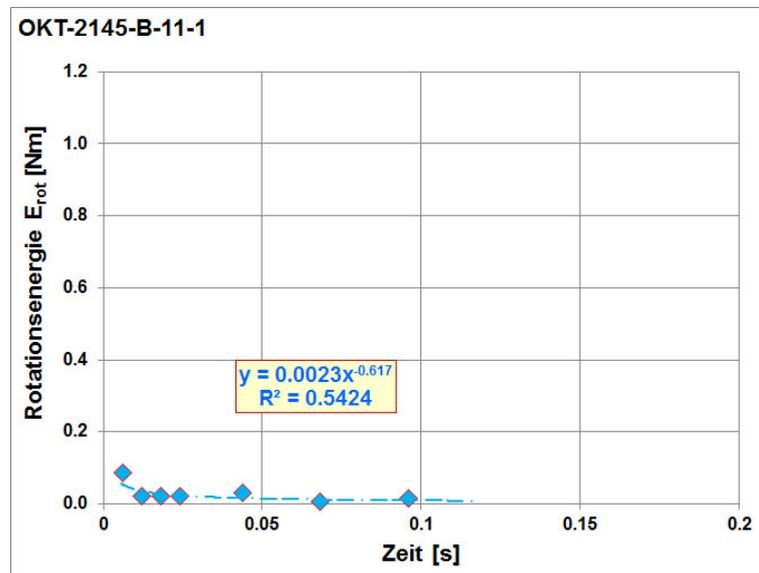
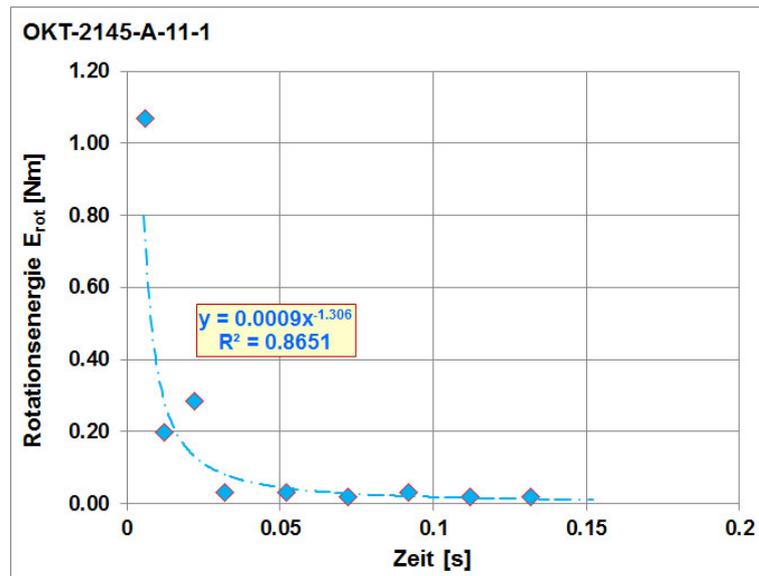


Abb. 3.74 Zeitlicher Verlauf der Rotationsenergie beim Impact, Versuche OKT-2145-A-11, OKT-2145-B-11 und OKT-2145-D-11.

3.7 Deformationen im Dammkörper durch den Impact

Um die Deformationen im Dammkörper, die infolge eines Impakts entstehen, sichtbar zu machen wurde die Methode der Particle Image Velocimetry (PIV) verwendet (Anhang I). Das PIV-Verfahren ist ein Verfahren, das auf Mustererkennung basiert, d.h. ein bestimmtes Muster muss sich in 2 Fotos wiederfinden lassen. Wird das Muster infolge eines Impakts zu stark verzerrt oder gar völlig zerstört, so kann für diesen Bereich keine Auswertung erfolgen.

Die Auswertung mit dem PIV-Verfahren und dem Programm VidPIV erfolgte in drei Schritten. Im ersten Schritt wurden die Geschwindigkeiten der zweidimensionalen Pixelbereiche ($\Delta x(x,y,t_i)$, $\Delta y(x,y,t_i)$) ermittelt (vgl. Anhang I). Aus den Geschwindigkeitsfeldern wurden dann die Verschiebungsfelder berechnet.

Da nicht bei allen Auswertungen eine Korrelation von Bild n mit Bild n+5 eingehalten werden konnte, sondern aufgrund der Datenqualität (je nach Beleuchtung, Aufnahmefrequenz, etc.) auch Korrelationen bis hin zu Bild n mit Bild n+1 ausgeführt werden mussten, wurde aus Gründen der Vergleichbarkeit eine „Normierung“ auf eine zeitliche Auflösung von 2 ms vorgenommen. Die so im 2. Schritt erhaltenen Geschwindigkeitsfelder stellen also einen Mittelwert für ein bestimmtes Zeitintervall dar. Ebenfalls aus Gründen der Vergleichbarkeit wurde der Maximalwert der Verschiebungen bei diesen Auswertungen in der Regel auf 1.4 mm gesetzt.

Im dritten Schritt wurden aus den temporären Verschiebungsfeldern des Schritts 2 kumulierte Verschiebungen ermittelt, um so das Verschiebungsfeld im Endstadium des Impakts abzubilden. Hier wurde aus Gründen der Vergleichbarkeit der Maximalwert der Verschiebungen, wenn nichts anderes vermerkt ist auf 14 mm gesetzt.

Grundsätzlich ist bei der Interpretation der Darstellungen der Verschiebungsfelder zu beachten, dass im Bereich des Aufprallorts das für die PIV-Auswertung notwendige Muster in der Regel zerstört wird, so dass hier die angezeigten Daten nicht als repräsentativ anzusehen bzw. Lücken vorhanden sind.

3.7.1 Deformationen im Dammquerschnitt 1111

Die Abbildungen 3.75 bis 3.77 zeigen die temporären Verschiebungsfelder bei den Versuchen G-1111-A-01 und G-1111-B-01-1 in einer Bilderfolge von 4 Bildern, beim Versuch G-1111-D-01 in einer Bilderfolge von 8 Bildern. Die Bilder zeigen, dass die Verschiebungen im Dammkörper in der Anfangsphase des Impakts mehrheitlich schräg nach unten gerichtet sind. Da die Verschiebungen räumlich begrenzt sind, findet hier eine Verdichtung des Dammmaterials statt. Im Verlauf des Impaktvorgangs treten die grössten temporären Verschiebungen nicht mehr unterhalb des Blocks G auf sondern etwa auf gleicher Höhe oder aber sogar über ihm. Solange diese Verschiebungen im Inneren des Dammkörpers stattfinden und nicht bis zum Rand des Bauwerks reichen, sind sie mit einer Verdichtung des dortigen Materials gleichzusetzen. Je weiter diese Verschiebungen jedoch zur „talseitigen“ Böschung des Damms wandern, umso mehr ist dort von einer Auflockerung des Dammmaterials auszugehen, da es sich hier um einen freien Rand handelt, der den Verschiebungen keinen Widerstand entgegen setzt.

Bei den beiden Versuchen G-1111-A-01 und G-1111-B-01-1 mit den Kronentypen A und B sind die Verschiebungen im Dammkörper infolge des Impakts klein und liegen in der Verdichtungszone unter 1 mm. Die Verschiebungen, die auf eine Auflockerung der Dammkrone auf der „Talseite“ hinweisen sind etwa maximal halb so gross (Abb. 3.75 und Abb. 3.76).

Deutlich grössere Verschiebungen treten bei dem Dammmodell mit der kleinsten Kronenstärke beim Versuch G-1111-D-01 auf. Hier ist klar zu erkennen, dass in der ersten Phase die grössten Verschiebungen weitgehend nach unten gerichtet sind (Abb. 3.77a) und damit auch dort der Bereich mit der grössten Verdichtung liegt.

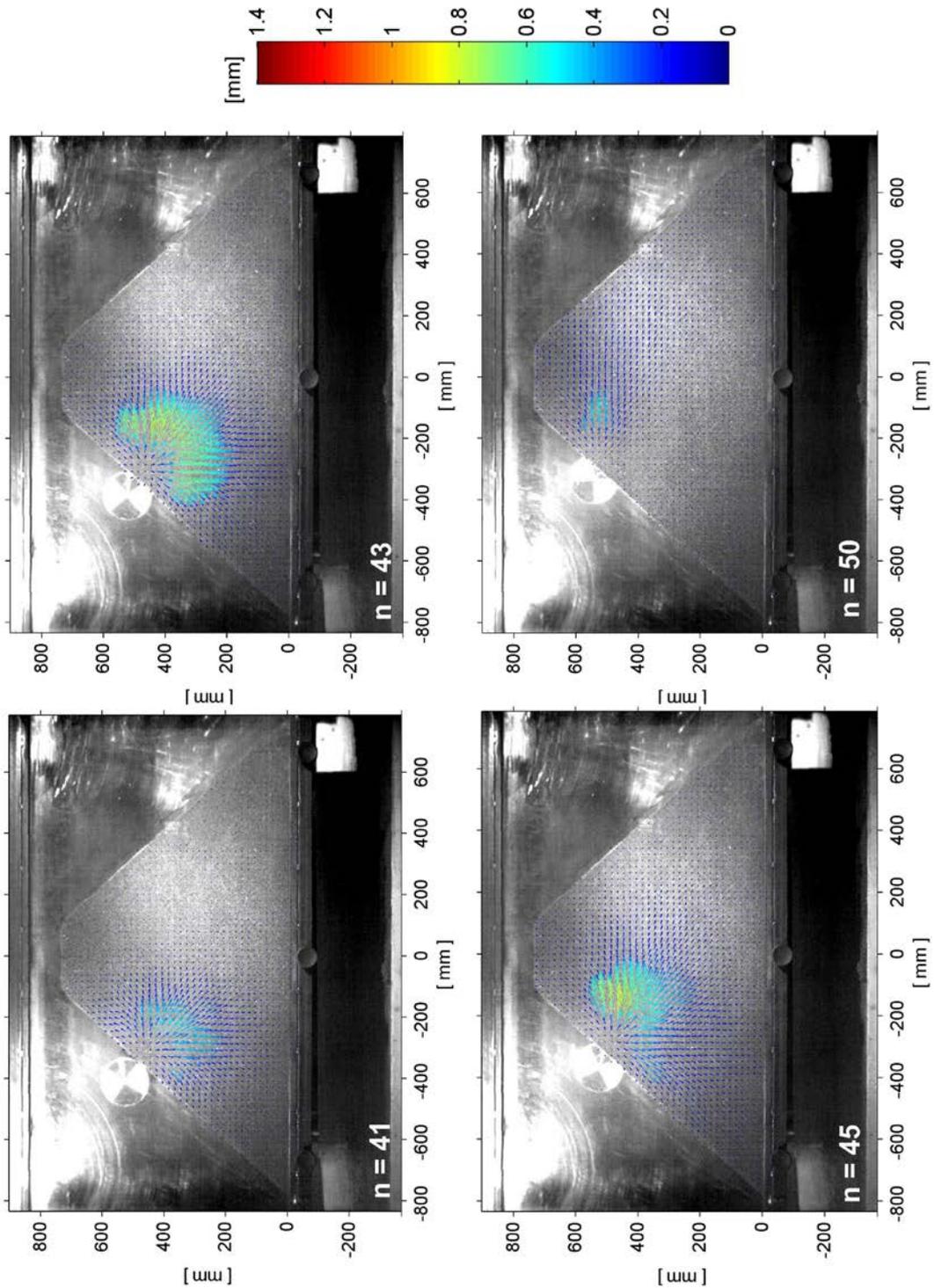


Abb. 3.75 Temporäres Verschiebungsfeld beim Versuch G-1111-A-01-1, ermittelt aus den Bildern n und $n+5$. Das Bild zeigt jeweils die Blockposition am Beginn des Zeitintervalls $\Delta t = 10$ ms, die Verschiebungen sind als mittlere Verschiebungen aus dem Zeitintervall $\Delta t = 10$ ms, skaliert auf 2 ms, zu verstehen.

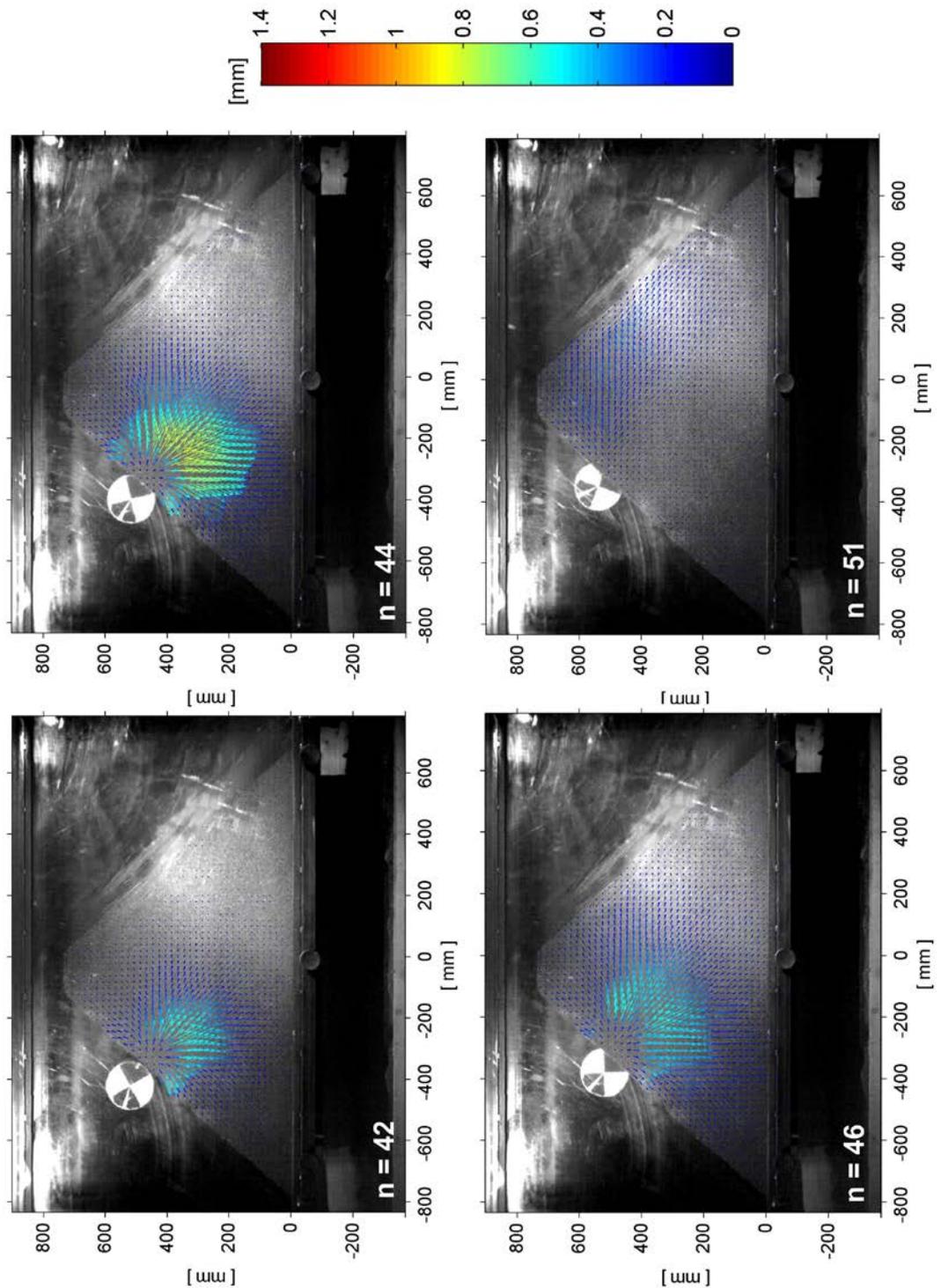


Abb. 3.76 Temporäres Verschiebungsfeld beim Versuch G-1111-B-01-1, ermittelt aus den Bildern n und $n+5$. Das Bild zeigt jeweils die Blockposition am Beginn des Zeitintervalls $\Delta t = 10$ ms, die Verschiebungen sind als mittlere Verschiebungen aus dem Zeitintervall $\Delta t = 10$ ms, skaliert auf 2 ms, zu verstehen.

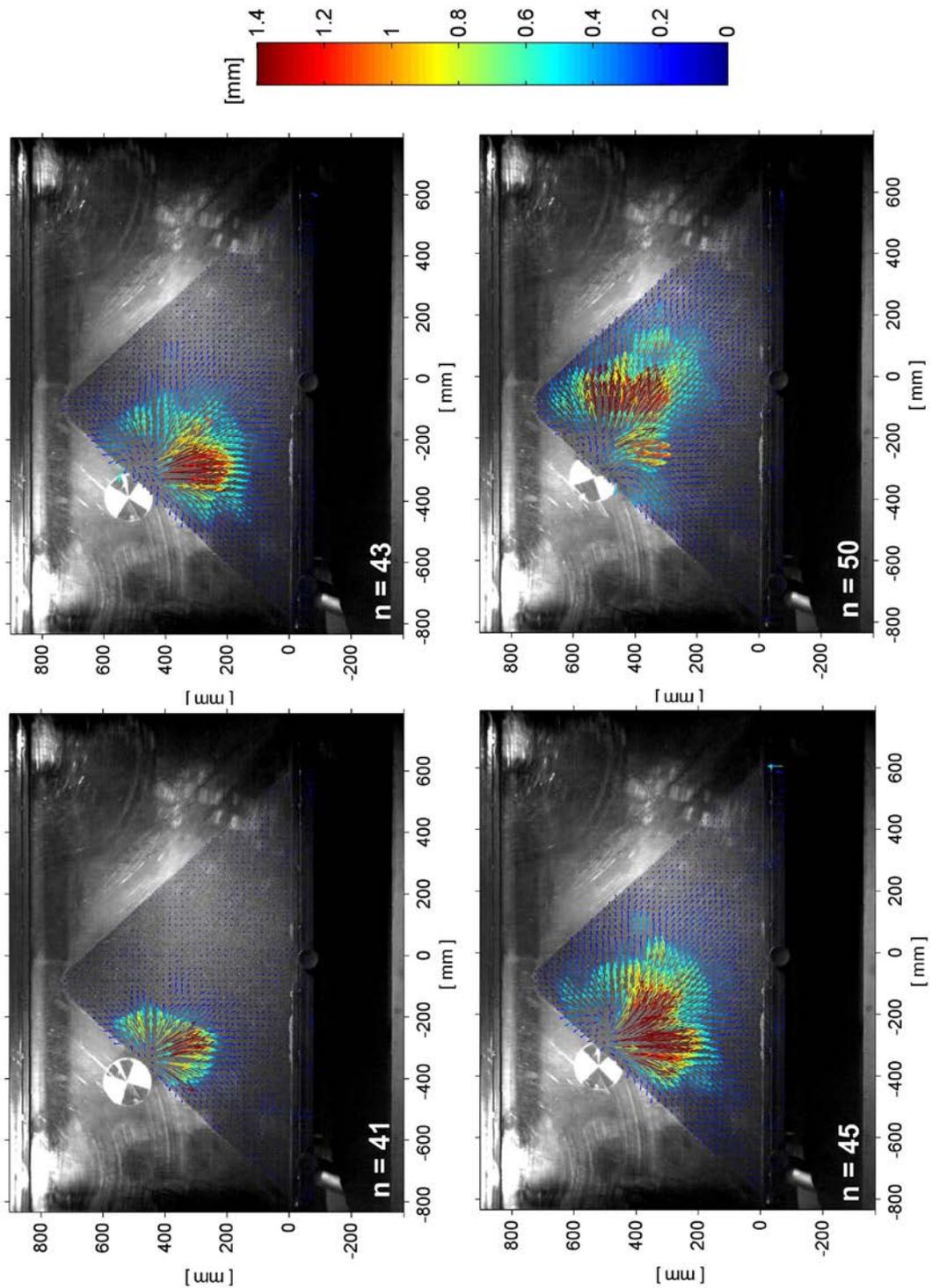


Abb. 3.77a Temporäres Verschiebungsfeld beim Versuch G-1111-D-01-1, ermittelt aus den Bildern n und $n+1$. Das Bild zeigt jeweils die Blockposition am Beginn des Zeitintervalls $\Delta t = 2$ ms, die Verschiebungen sind als mittlere Verschiebungen aus dem Zeitintervall $\Delta t = 2$ ms zu verstehen.

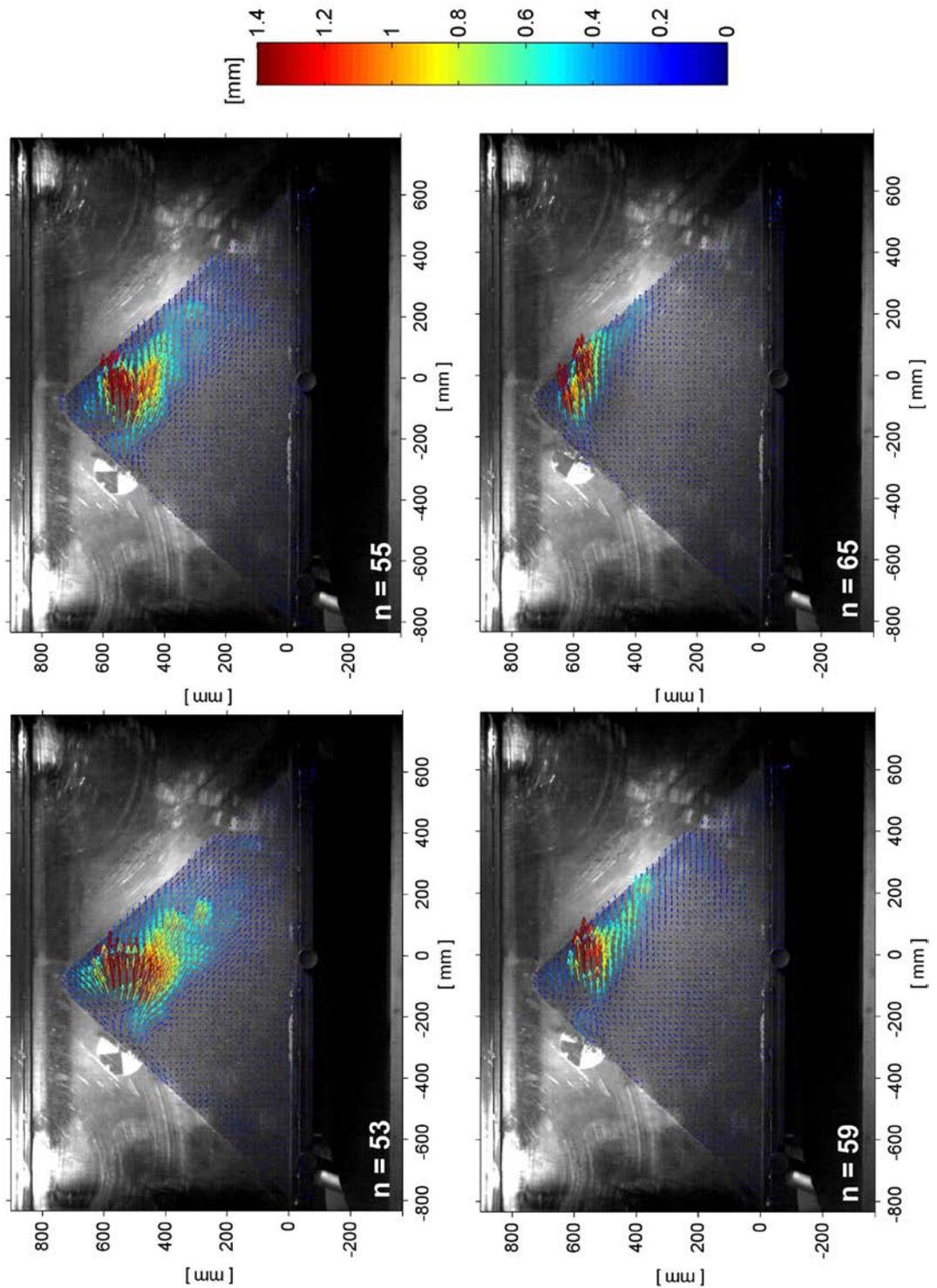


Abb. 3.77b Temporäres Verschiebungsfeld beim Versuch G-1111-D-01-1, ermittelt aus den Bildern n und $n+1$. Das Bild zeigt jeweils die Blockposition am Beginn des Zeitintervalls $\Delta t = 2$ ms, die Verschiebungen sind als mittlere Verschiebungen aus dem Zeitintervall $\Delta t = 2$ ms zu verstehen.

Abb. 3.77b zeigt, dass im Fall des Versuchs G-1111-D-01 gegen Ende des Impaktvorgangs deutlich grössere Verschiebungen im Kronenbereich auf der „Talseite“ auftreten als bei den Versuchen G-1111-A-01 und G-1111-B-01. Daraus lässt sich schliessen, dass auch die Auflockerung des Dammmaterials hier grösser ist als bei den Versuchen G-1111-A-01 und G-1111-B-01.

Aufgrund seiner mit einem Pendel ausgeführten Versuche nimmt Blovsky [21] eine Zone mit erhöhter Verdichtung im Dammkörper an, die sich asymmetrisch zur Stossrichtung ausbreitet. Er geht jedoch davon aus, dass diese Zone erhöhter Verdichtung „tendenziell aufwärts gerichtet“ ist (Abb. 3.78). Diese Aussage widerspricht den Versuchsergebnissen in den Abbildungen 3.75 bis 3.77. Die Schlussfolgerung von Blovsky hinsichtlich einer tendenziell aufwärts gerichteten lokalen Verdichtung ist eine Folge des verwendeten Pendels und ist für einen frei beweglichen Impaktor nicht zutreffend.

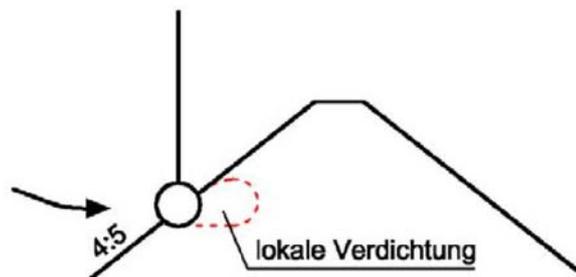


Abb. 3.78 Lokale tendenziell aufwärts gerichtete Verdichtungszone nach Blovsky [21].

In Abb. 3.79 sind die kumulierten Verschiebungen aus den Versuchen G-1111-A-01, G-1111-B-01 und G-1111-D-01 gegenübergestellt. Beim Vergleich der drei Versuche ergibt sich, dass die grössten Verformungen bei den beiden Versuchen G-1111-A-01 und G-1111-B-01 im Damminneren stattfinden, d.h. dass es sich hier im Wesentlichen um eine Verdichtung des Damms handelt und kein Stabilitätsproblem beim Damm vorliegt. Das Problem bei diesen beiden Dammquerschnitten besteht darin, dass der Block über den Damm springt.

Beim Versuch G-1111-D-01 überwindet der Block zwar auch den Damm, die grössten kumulierten Verschiebungen treten jedoch erst sehr spät auf, d.h. ca. 0.14 s nach Beginn des Impakts und hier ist im Wesentlichen die Dammkrone betroffen (Abb. 3.80).

In Abb. 3.81 sind die kumulierten Verschiebungen für den Versuch K-1111-A-01 mit dem kleinen Betonzylinder K nach verschiedenen Zeiträumen Δt dargestellt. Vom Beginn des Impakts an (Abb. 3.81a, oben) bis etwa 50 ms nach Beginn des Impakts (Abb. 3.81a, unten) nehmen die kumulierten Verschiebungen zu. In Abb. 3.81b, oben, nach ca. 110 ms haben die kumulierten Verschiebungen jedoch wieder abgenommen. Der Block K hat zu dieser Zeit keinen Kontakt mehr mit dem Damm. Nach ca. 210 ms nach Beginn des Impakts ist bei den kumulierten Verschiebungen wiederum eine Zunahme zu verzeichnen. Im letzten Bild, Abb. 3.81b, unten, haben die kumulierten Verformungen dann wieder abgenommen. Daraus ergibt sich, dass der Damm bzw. zumindest ein Teil des Damms infolge des Impakts eine Schwingung vollführt. Diese Oszillation des Dammkörpers lässt sich hier am Beispiel des Versuchs K-1111-A-01, bei dem die Verschiebungen klein sind, gut beobachten. Bei anderen Versuchen, bei denen grössere kumulierte Verschiebungen auftreten, ist diese Oszillation weniger gut erkennbar.

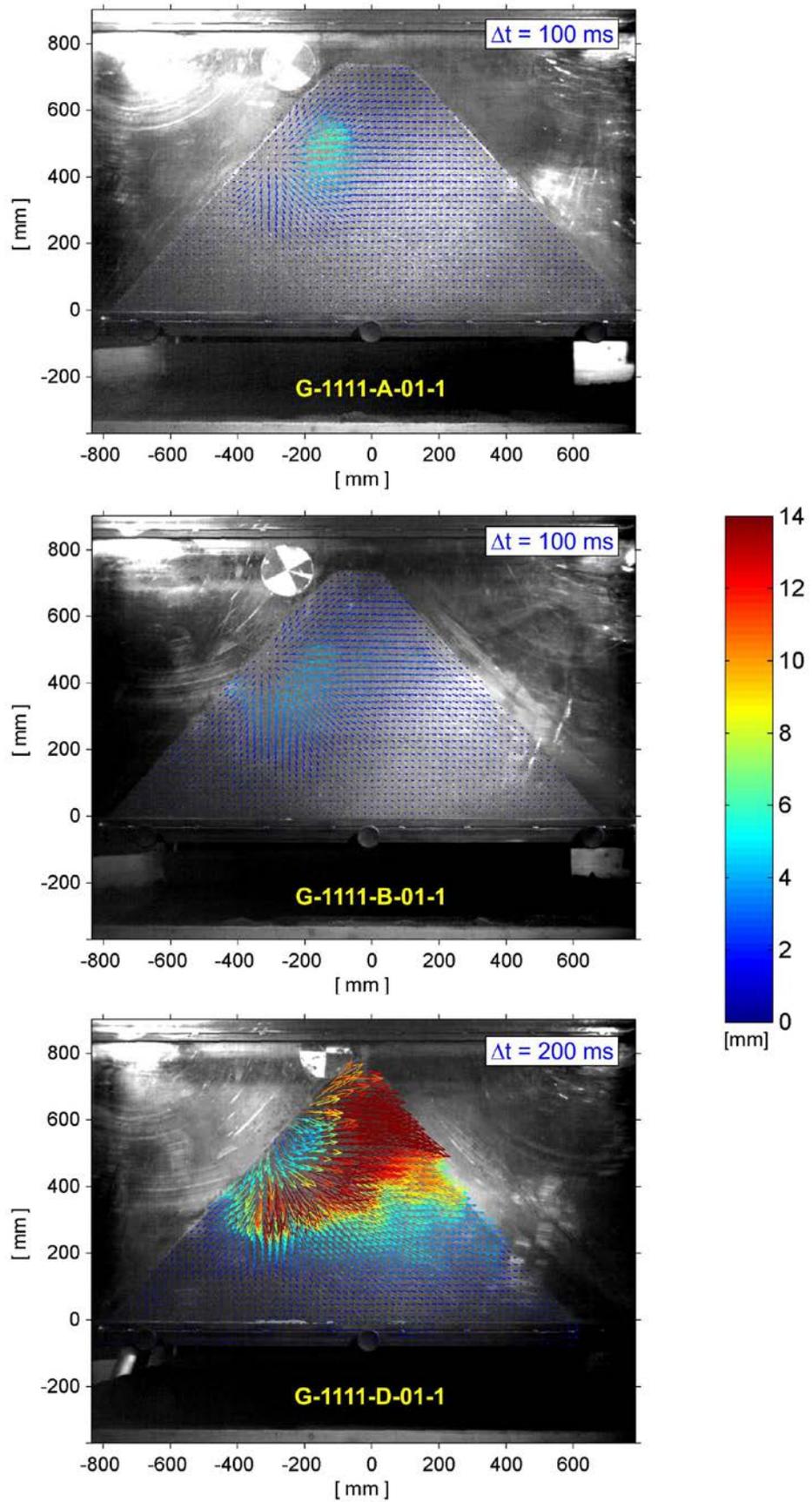


Abb. 3.79 Kumulierte Verschiebungen bei den Versuchen G-1111-A-01, G-1111-B-01 und G-1111-D-01. Δt gibt das Zeitintervall an, welches der jeweiligen Darstellung zugrunde gelegt ist. Der Block G hat keinen Kontakt mehr zum Damm.

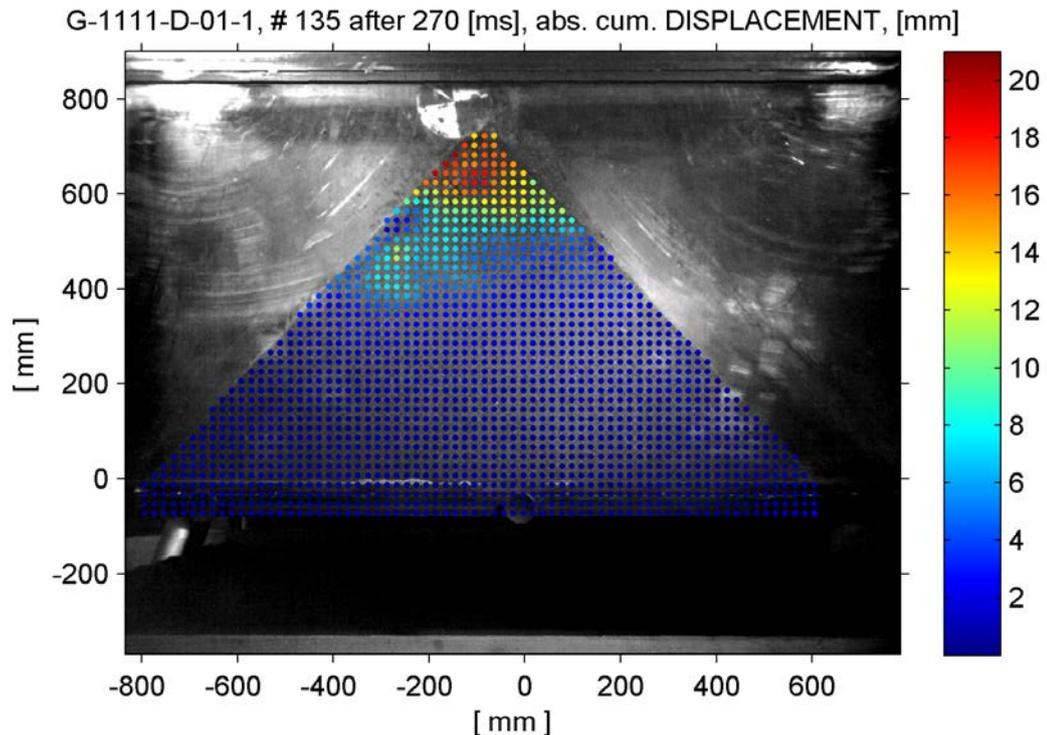


Abb. 3.80 Beträge der kumulierten Verschiebungen 188 ms nach Beginn des Impakts beim Versuch G-1111-D-01.

In Abb. 3.82 ist die zeitliche Entwicklung der kumulierten Verschiebungen beispielhaft für den Versuch St-1111-B-11-1 dargestellt. Wie vorstehend in Abschnitt 3.6.1 erwähnt verschwand der Block St in den Versuchen teilweise hinter einer Sandschicht, so dass weder seine Markierungen noch sein Umriss visuell erkennbar waren. Trotz der Sandschicht, die den Block verdeckt, lässt sich mit der PIV-Analyse die zeitliche Entwicklung der Verschiebungen nachvollziehen.

20 ms nach dem Beginn des Impakts schaut noch ein kleiner Teil des Blocks St aus dem Dammkörper heraus (Abb. 3.82, oben). Die Pfeile, die die grösste Verschiebungsrichtung angeben, weisen auch in diesem Fall schräg nach unten, d.h. es findet dort eine Verdichtung des Dammmaterials statt. Nach 26 ms ist der Block komplett im Dammkörper verschwunden. Nach 40 ms (Abb. 3.82, Mitte) weisen die Verschiebungspfeile mit den grössten Werten eine annähernd horizontale Richtung auf. Ein kleines Stück des Blocks wird nun wieder sichtbar. Nach weiteren 40 ms weisen die Verschiebungspfeile mit den grössten Werten schräg nach oben. Nach 160 ms hat praktisch die gesamte Dammkrone Verschiebungen grösser 14 mm erfahren (Abb. 3.82, unten).

Auch bei dem Stahlzylinder findet also zunächst eine Verdichtung des Dammmaterials unterhalb des Stahlzylinders statt. Im Laufe des Impakts wechselt jedoch die Verschiebungsrichtung, um dann schliesslich nach oben zu weisen und eine Auflockerung der Dammkrone zu verursachen.

Vergleicht man die Darstellungen der kumulierten Verschiebungen aus den Versuchen mit den Verschiebungsfeldern im Dammkörper aus den numerischen Berechnungen von Plassiard & Donzé [55] (vgl. Abb. 2.22), so stellt man als wesentlichsten Unterschied fest, dass die Verschiebungsfelder aus den DEM-Berechnungen auf der „Talseite“ des Dammquerschnitts bis hinunter zum Dammfuss reichen, während hingegen die Verschiebungen in den PIV-Darstellungen der Versuche auf der „Talseite“ zum Dammfuss hin sehr klein sind bzw. infolge des Impakts dort keine nennenswerten Verschiebungen auftreten.

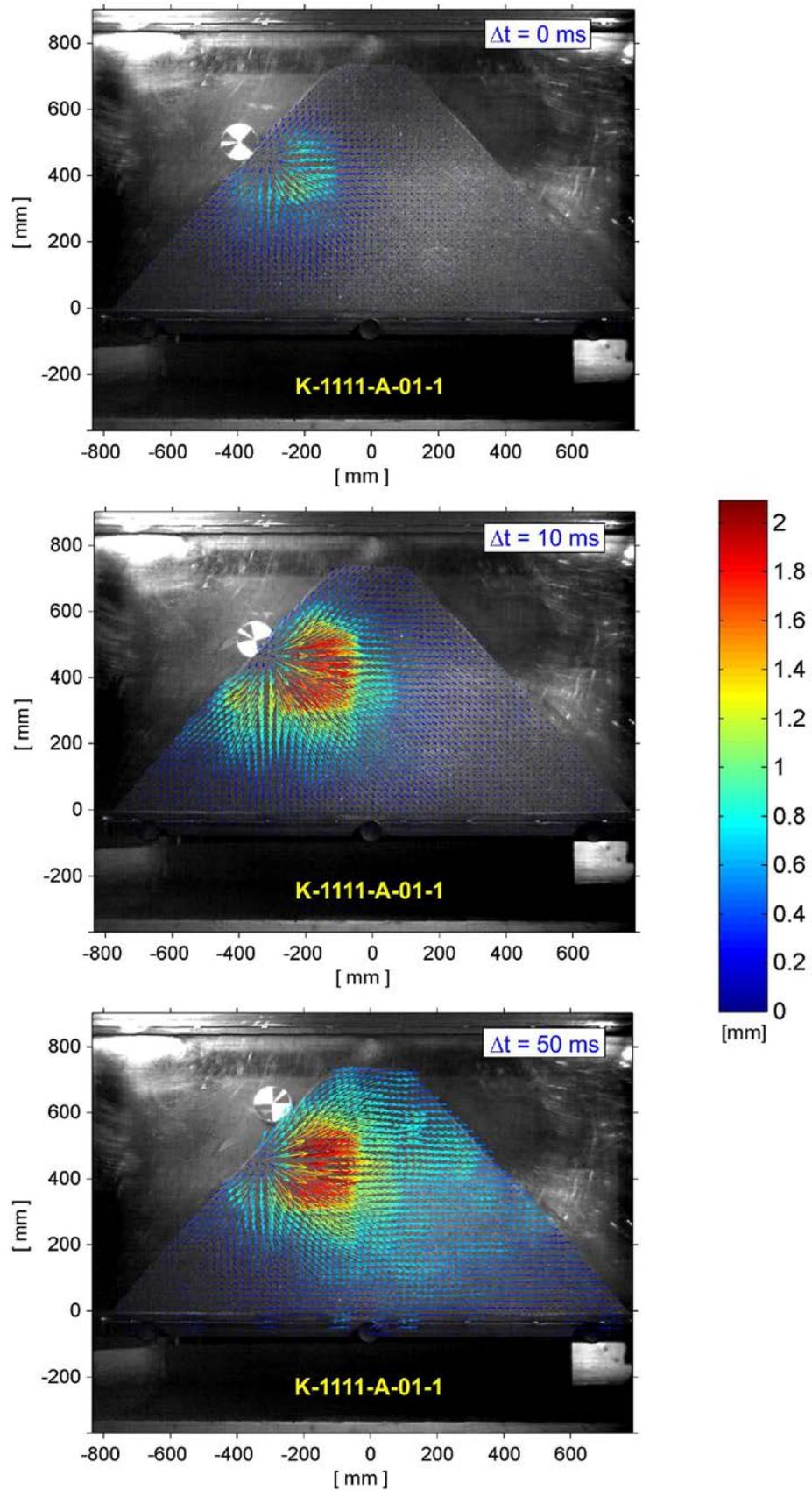


Abb. 3.81a Versuch K-1111-A-01-1: kumulierte Verschiebungen. Das „Pulsieren“ der Verschiebungen deutet auf das Schwingen des Dammkörpers infolge des Impakts hin

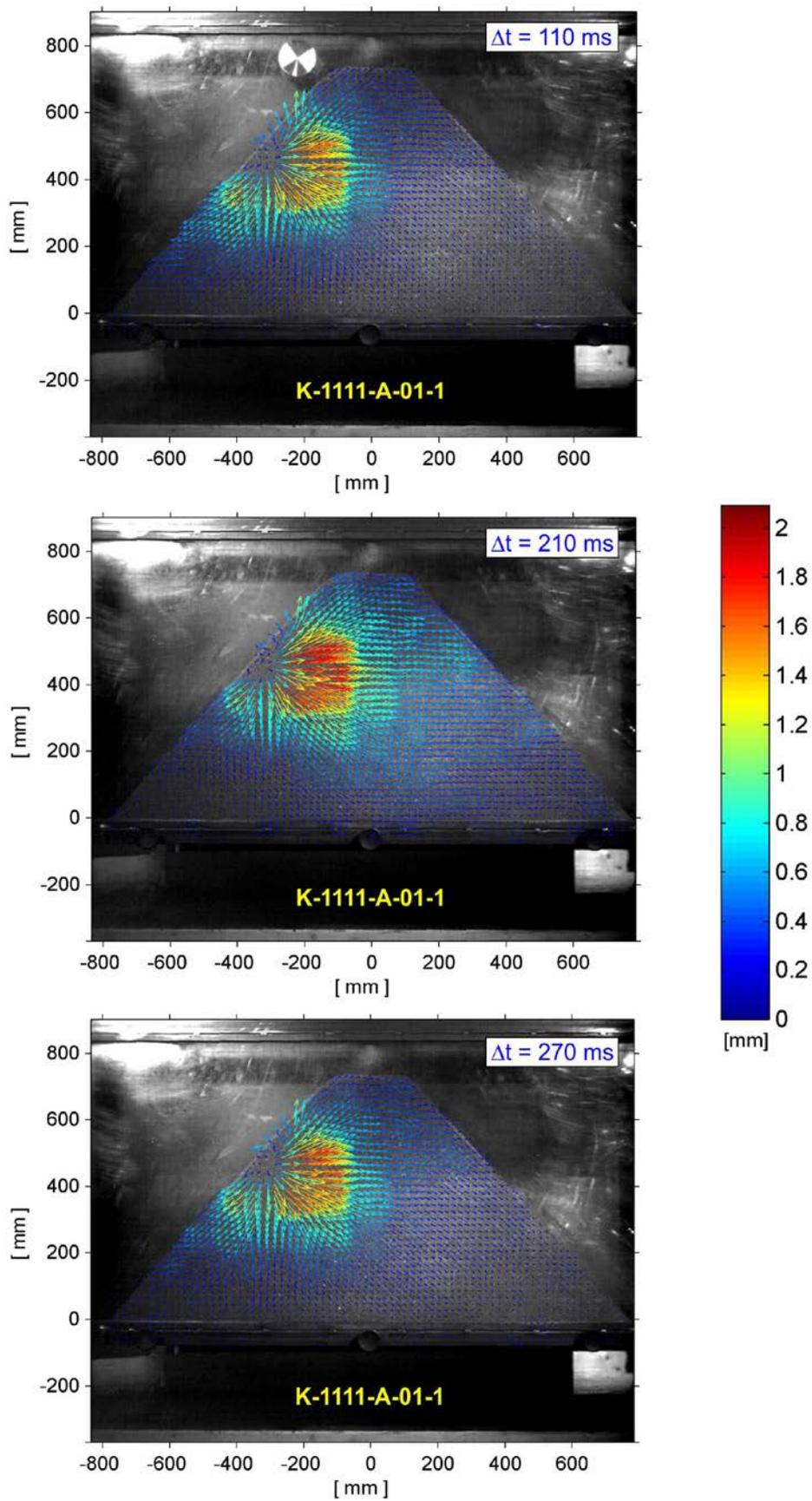


Abb. 3.81b Versuch K-1111-A-01-1: kumulierte Verschiebungen. Das „Pulsieren“ der Verschiebungen deutet auf das Schwingen des Dammkörpers infolge des Impakts hin

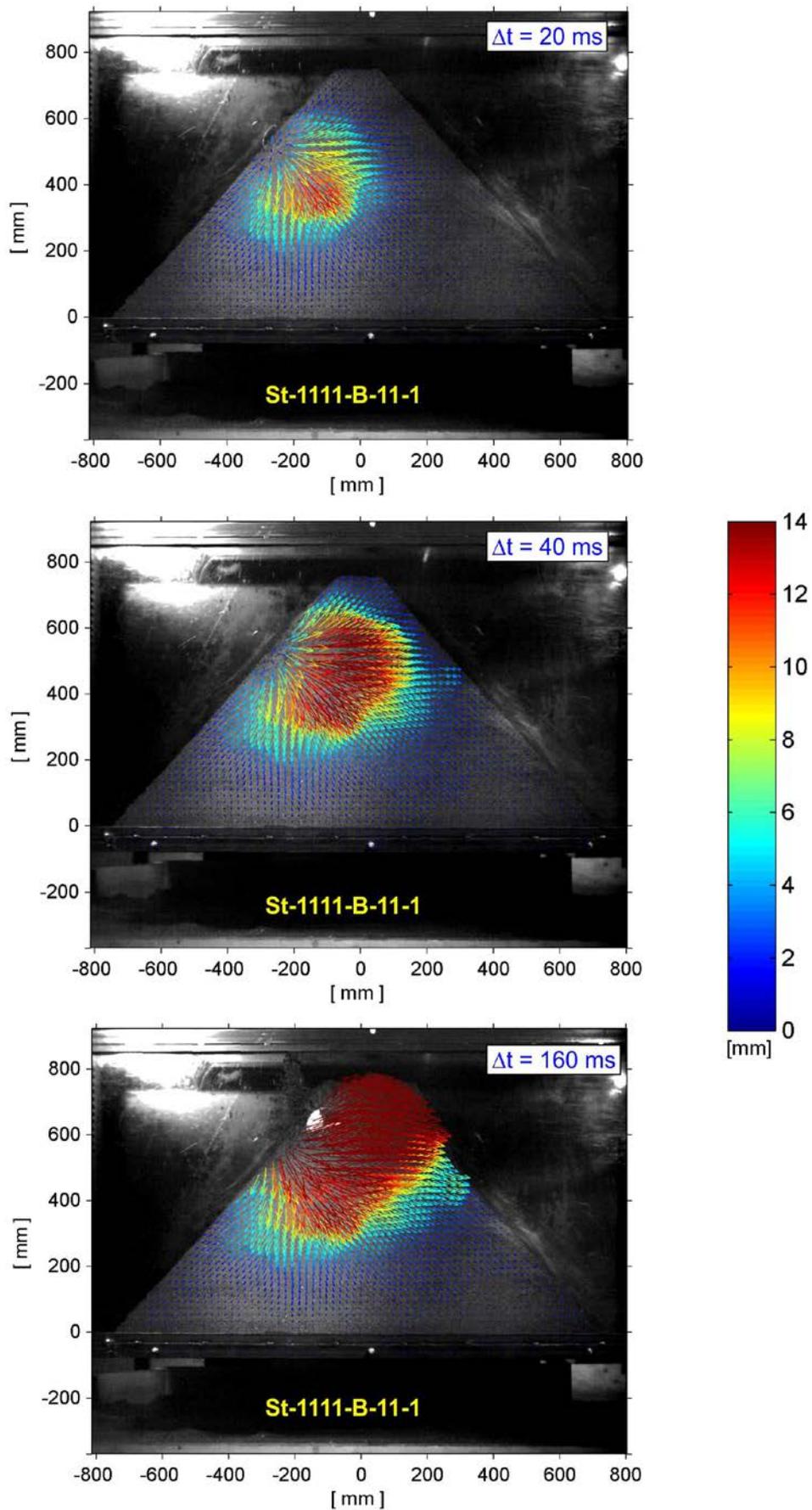


Abb. 3.82 Zeitliche Entwicklung der kumulierten Verschiebungen beim Versuch St-1111-B-11-1.

Abb. 3.83 zeigt die kumulierten Verschiebungen für den Block OKT mit dem oktogonalen Querschnitt. Die beiden Versuche OKT-1111-A-01 und OKT-1111-A-11 weisen mit $d_{\max} = 4.8$ cm bzw. $d_{\max} = 4.7$ cm praktisch die gleichen Eindringtiefen für den Block OKT auf (vgl. Tabelle 3.8). Die Darstellungen für die kumulierten Verschiebungen differieren jedoch sehr stark bei den beiden Versuchen. Beim Versuch OKT-1111-A-01 mit dem grösseren Auftreffwinkel $\alpha = 36^\circ$, aber der etwas kleineren Translationsenergie von ca. 134 Nm treten die grössten Verschiebungen im „bergseitigen“ Teil der Dammkrone auf und die Richtung der Verschiebungspfeile weist nach oben. Beim Versuch OKT-1111-A-11 mit dem kleineren Auftreffwinkel $\alpha = 29^\circ$, aber der grösseren Translationsenergie von ca. 162 Nm treten die grössten Verschiebungspfeile mit Werten von z.T. mehr als 12 mm unterhalb der höchsten Blockposition auf und die Richtung der Pfeile ist näherungsweise horizontal. Die Dammkrone erfährt in diesem Versuch nur vergleichsweise kleine Verschiebungen von rund 1 mm. Allerdings ist der Block bei diesem Versuch auch mit einer der Seitenflächen auf den Damm aufgeschlagen, was zunächst zu einer Krafteinleitung senkrecht zur Dammböschung führt.

Beim Versuch OKT-1111-A-01 trifft der Block zuerst mit einer Kante auf dem Damm auf. Bei dem Winkel zwischen der Seitenfläche des Blocks und der Dammböschung handelt es sich um einen spitzen Winkel, der nach oben geöffnet ist. D.h. der Block dringt mit der Kante ein und schiebt Material nach oben.

Die kleinsten kumulierten Verschiebungen von allen drei Versuchen treten beim Versuch OKT-1111-D-01 auf. Hier ist allerdings auch die Translationsenergie mit ca. 107.5 Nm am geringsten und die Eindringtiefe beträgt lediglich $d_{\max} = 3.6$ cm (vgl. Tabelle 3.8). Die Maximalwerte der kumulierten Verschiebungen treten bei diesem Versuch, wie beim Versuch OKT-1111-A-01, in der Dammkrone auf. Hier allerdings an dem „talseitigen“ Teil der Dammkrone. Der Auftreffwinkel bei diesem Versuch beträgt $\alpha = 34^\circ$ und entspricht damit dem Auftreffwinkel bei Versuch OKT-1111-A-01. Der Block OKT trifft bei diesem Versuch mit einer Kante auf.

3.7.2 Deformationen im Dammquerschnitt 2145

Für die Versuche mit einem Dammquerschnitt 2145 wurden ebenfalls die temporären Verschiebungsfelder für den Block G ermittelt. Auch bei diesen Versuchen stellt man fest, dass die grössten Verschiebungen nach dem Aufprall des Blocks zunächst schräg nach unten gerichtet sind und somit also eine Verdichtung des Dammmaterials unterhalb des Impaktkörpers stattfindet. Im Laufe des Impakts wechselt jedoch die Richtung der grössten Verschiebungen, zunächst in eine nahezu horizontale Ausrichtung, um dann schliesslich schräg nach oben zu weisen und eine Auflockerung der Dammkrone zu verursachen. Im Anhang V sind die temporären Verschiebungsfelder für die Versuche G-2145-A-01, G-2145-B-01, G-2145-D-01, G-2145-A-11, G-2145-B-11 und G-2145-D-11 jeweils in einer Bilderfolge von 4 Bildern dargestellt. Auf der beiliegenden DVD befinden sich zudem einige Filme die beispielhaft die zeitliche Entwicklung dieser temporären Verschiebungsfelder zeigen.

Die Abbildungen 3.84 und 3.85 zeigen jeweils die kumulierten Verschiebungen für die drei Kronentypen A, B und D für die Versuchsdurchführung mit der flachen Neigung des „Fallrohrs“ (G-2145-A-01, G-2145-B-01, G-2145-D-01) und mit der steilen Neigung des „Fallrohrs“ (G-2145-A-11, G-2145-B-11, G-2145-D-11). In allen 6 Versuchen treten die grössten Verschiebungen im Bereich der Dammkrone auf. Die untere Dammhälfte ist kaum von Verschiebungen betroffen.

Der Vergleich der mit den 3 verschiedenen Kronentypen erhaltenen Verschiebungsfelder zeigt, dass jeweils beim Kronentyp A ein deutlicher Unterschied zu den Verschiebungsfeldern bei den Kronentypen B und C besteht. Beim Kronentyp A treten die grössten Verschiebungen zwar auch im Bereich der Dammkrone auf, sie finden jedoch etwa in der Mitte der Dammkrone statt und nehmen zur Dammböschung auf der „Talseite“ hin wieder ab. Bei den 4 anderen Versuchen ist der obere Teil der Dammkrone vollständig von Verschiebungen grösser 14 mm betroffen.

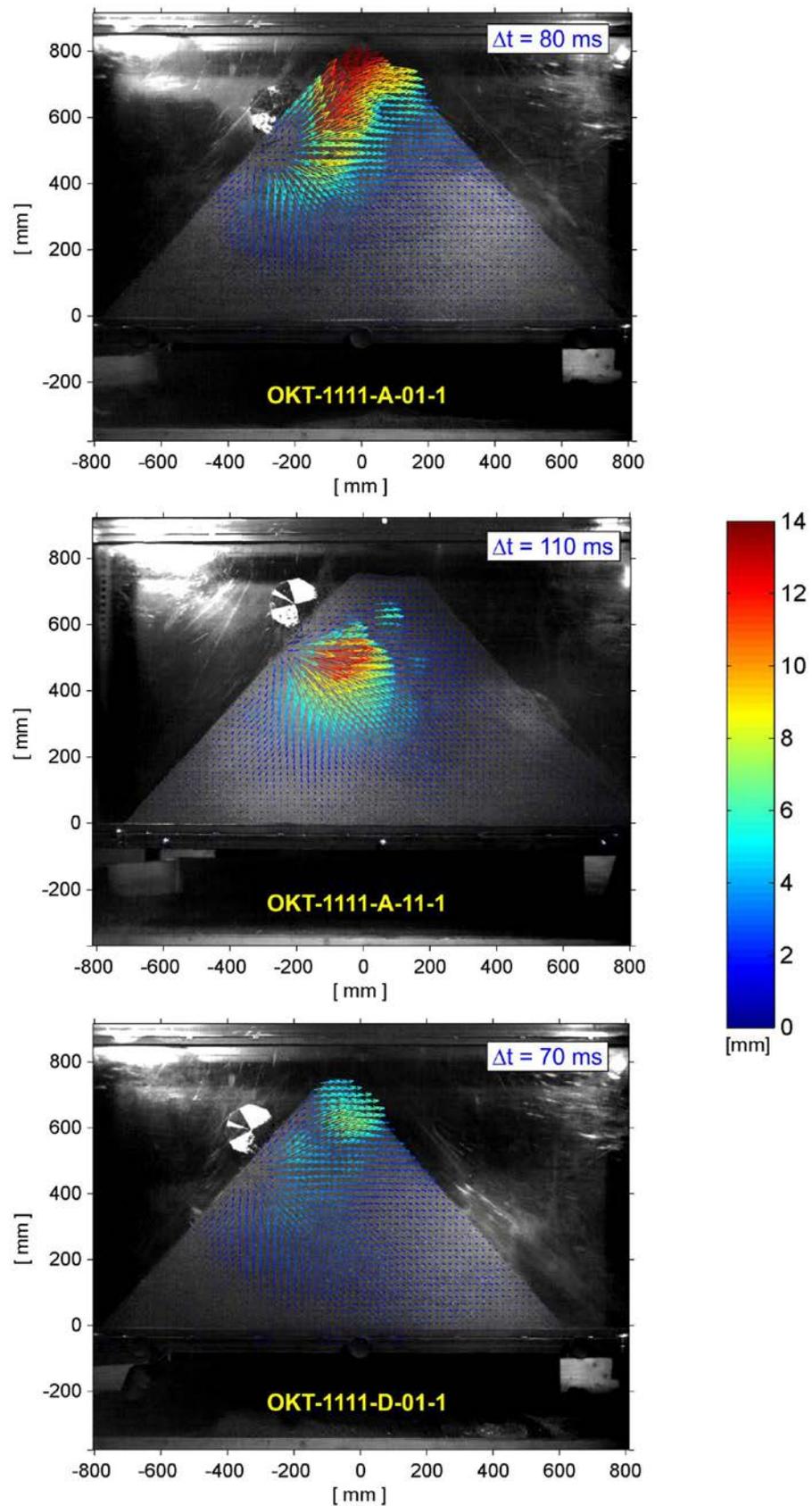


Abb. 3.83 Kumulierte Verschiebungen bei den Versuchen OKT-1111-A-01, OKT-1111-B-01 und OKT-1111-D-01. Δt gibt das Zeitintervall an, welches der jeweiligen Darstellung zugrunde gelegt ist.

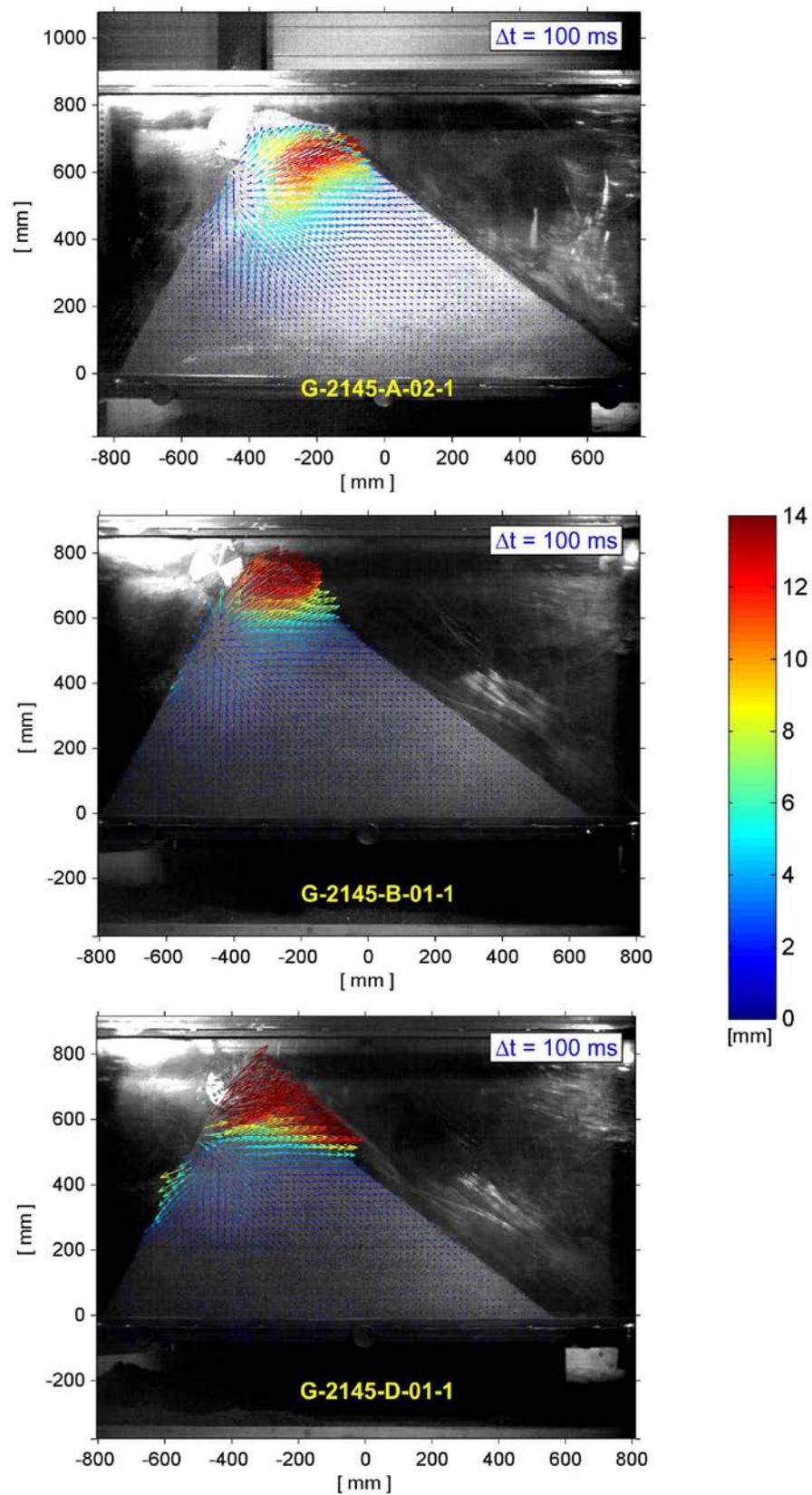


Abb. 3.84 Kumulierte Verschiebungen bei den Versuchen G-2145-A-01, G-2145-B-01 und G-2145-D-01. Δt gibt das Zeitintervall an, welches der jeweiligen Darstellung zugrunde gelegt ist.

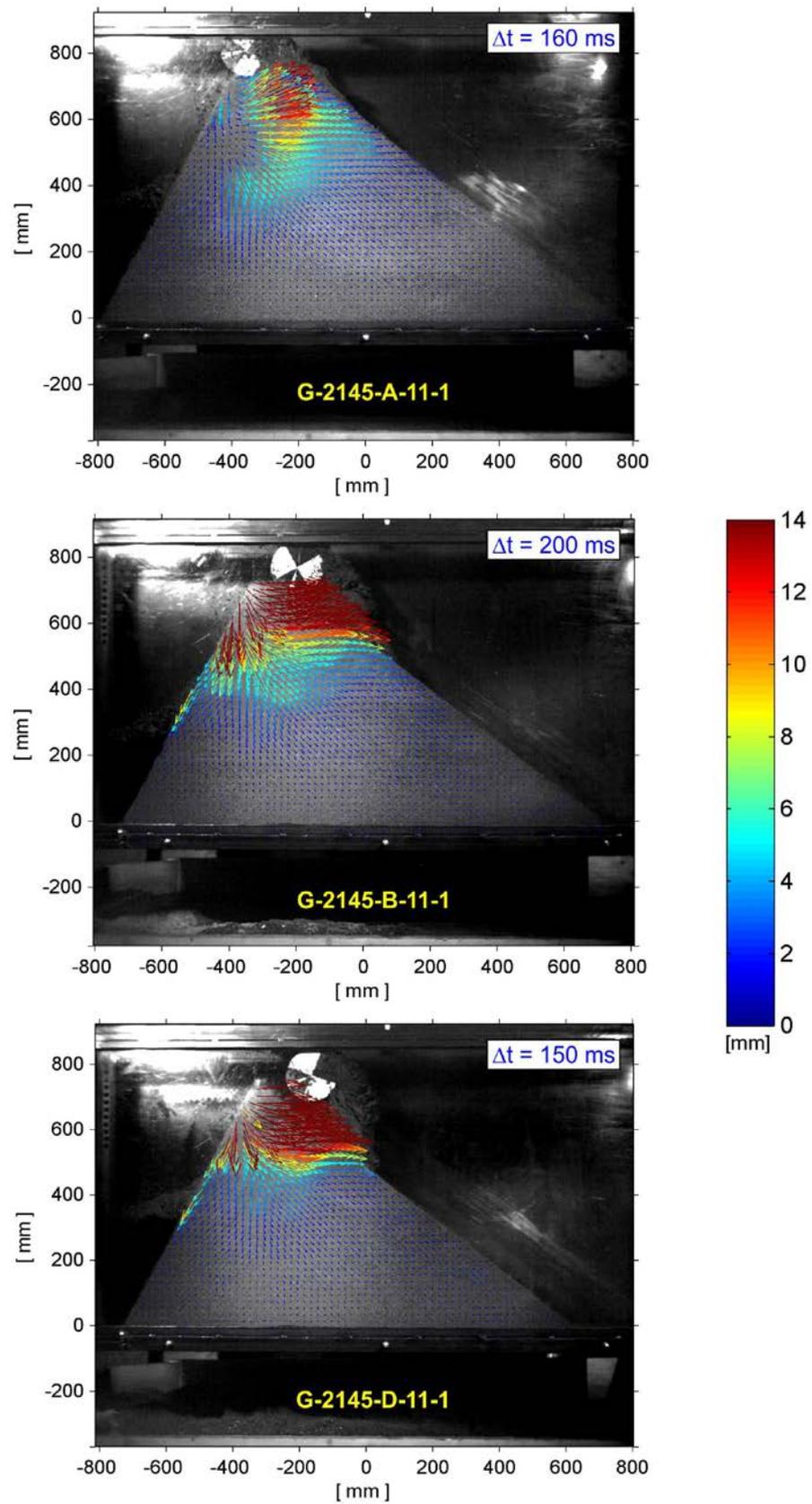


Abb. 3.85 Kumulierte Verschiebungen bei den Versuchen G-2145-A-11, G-2145-B-11 und G-2145-D-11. Δt gibt das Zeitintervall an, welches der jeweiligen Darstellung zugrunde gelegt ist.

Auch zwischen den Versuchen mit der flachen Neigung des „Fallrohrs“ (G-2145-A-01, G-2145-B-01, G-2145-D-01, Abb. 3.84) und den Versuchen mit der steilen Neigung des „Fallrohrs“ (G-2145-A-11, G-2145-B-11, G-2145-D-11, Abb. 3.85) lassen sich Unterschiede feststellen. Bei den Versuchen, die mit der steilen Neigung des „Fallrohrs“ ausgeführt wurden sind die Bereiche im Dammkörper, die von Verschiebungen betroffen sind grösser und reichen tiefer in Richtung Dammkern hinab.

In Abb. 3.86 sind die Verschiebungsfelder für den Zylinder GS mit dem Sensor für den Fall mit der flachen Neigung des „Fallrohrs“ dargestellt. Im Vergleich mit den Ergebnissen aus den Versuchen mit dem Zylinder G (Abb. 3.84) ergeben sich hier kleinere Verschiebungen und auch die Grösse der von Verschiebungen betroffenen Dammfläche ist kleiner. Dies ist eine Folge des geringeren Gewichts und der daraus resultierenden geringeren Impaktenergie beim Zylinder GS.

Beim Versuch GS-2145-A-01 beträgt die Translationsenergie lediglich 59% der Translationsenergie bei Versuch G-2145-A-02 und die Rotationsenergie 76% der Rotationsenergie bei Versuch G-2145-A-02. Daraus ergibt sich für den Versuch GS-2145-A-01 ein Verhältnis von Rotationsenergie zu Translationsenergie von 0.48 gegenüber einem Wert von 0.37 beim Versuch G-2145-A-02.

Die grössten Verschiebungen treten beim Versuch GS-2145-A-01 im Kronenbereich auf der „Bergseite“ auf (vgl. Abb. 3.86, oben) und zwar nach ca. 80 ms. Nach ca. 100 ms verliert der Block GS wieder den Kontakt mit dem Damm und die Verformungen in der Dammkrone gehen grösstenteils auf Werte unter 4 mm zurück. D.h. die Verformungen im Versuch GS-2145-A-01 können weitgehend als reversibel angesehen werden und es findet keine signifikante Verdichtung des Dammmaterials bei diesem Versuch statt.

Beim Versuch GS-2145-B-01 beträgt die Translationsenergie des Blocks GS unmittelbar vor dem Impakt etwa 53% der Translationsenergie des Blocks G im Versuch G-2145-B-01 und die Rotationsenergie 71% der Rotationsenergie bei Versuch G-2145-B-01. Daraus ergibt sich für den Versuch GS-2145-B-01 ein hoher Wert für das Verhältnis von Rotationsenergie zu Translationsenergie von 0.64 gegenüber einem Wert von 0.48 beim Versuch G-2145-B-01.

Beim Versuch GS-2145-B-01 bleiben die maximalen kumulierten Verschiebungen unter einem Wert von 6 mm. Allerdings erscheinen die grössten Verschiebungen nahe der Dammböschung auf der „Talseite“ (Abb. 3.86, Mitte). Beim Versuch G-2145-B-01 traten die grössten Verschiebungen hingegen an der Dammkrone auf.

Die Verschiebungsschemata der beiden Versuche GS-2145-D-01 (Abb. 3.86, unten) und G-2145-D-01 (Abb. 3.84, unten) sehen recht ähnlich aus. Dies mag auch daran liegen, dass in den beiden Versuchen mit der geringsten Kronenstärke D die Dammkrone vom jeweiligen Block durchschlagen wurde, obwohl der Block GS gegenüber dem Block G eine um annähernd 36% geringere Energie beim Impakt aufweist. Allerdings sind die Verhältnisse der Energien E_{rot}/E_{trans} mit 0.52 bzw. 0.51 und E_{rot}/E_{tot} mit jeweils 0.34 in den beiden Versuchen gleich.

Die Abbildungen 3.87 bis 3.90 zeigen jeweils die zeitliche Entwicklung der kumulierten Verschiebungsfelder bei den Versuchen mit dem Stahlzylinder St und dem Dammquerschnitt 2145. Vergleicht man diese Darstellungen mit den Darstellungen in Abb. 3.82 für den Dammquerschnitt 1111 so fällt zunächst einmal auf, dass im Zustand der maximalen Verschiebungen (jeweils das unterste Bild) der Bereich mit Verschiebungen grösser 10 mm beim Dammquerschnitt 1111 deutlich grösser ausfällt als beim Dammquerschnitt 2145.

Auf den zweiten Blick sieht man dann, dass die grossen Verschiebungen beim Dammquerschnitt 2145 bereits in einer frühen Phase des Impakts schräg nach oben oder zumindest horizontal erfolgen und dadurch im Wesentlichen der Kronenbereich des Damms betroffen ist. Beim Querschnitt 1111 erfolgen hingegen die grossen Verschiebungen zunächst zum Dammkern hin und erst in einer späteren Phase in Richtung bzw. innerhalb des Kronenbereichs des Damms.

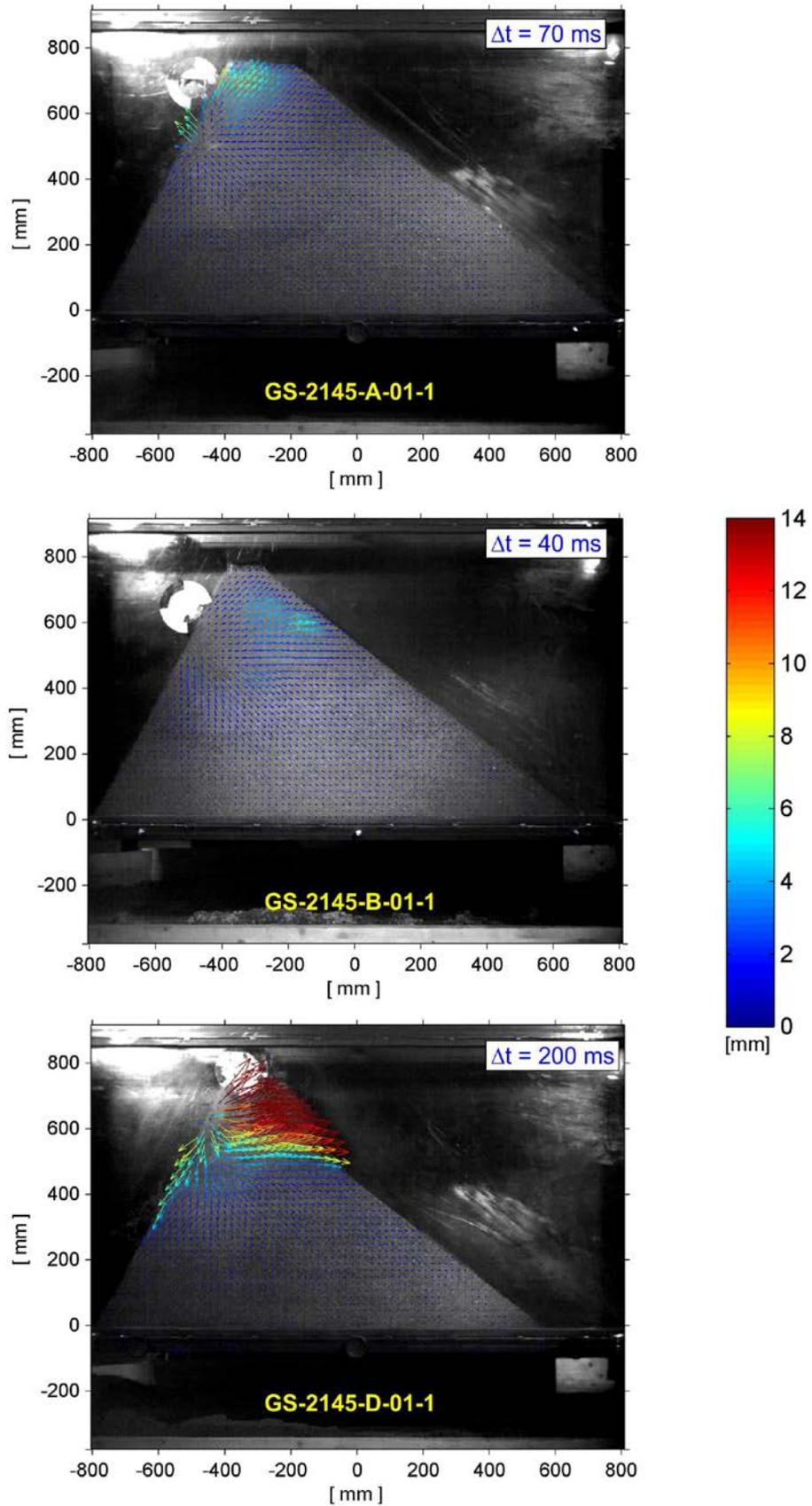


Abb. 3.86 Kumulierte Verschiebungen bei den Versuchen GS-2145-A-01, GS-2145-B-01 und GS-2145-D-01. Δt gibt das Zeitintervall an, welches der jeweiligen Darstellung zugrunde gelegt ist.

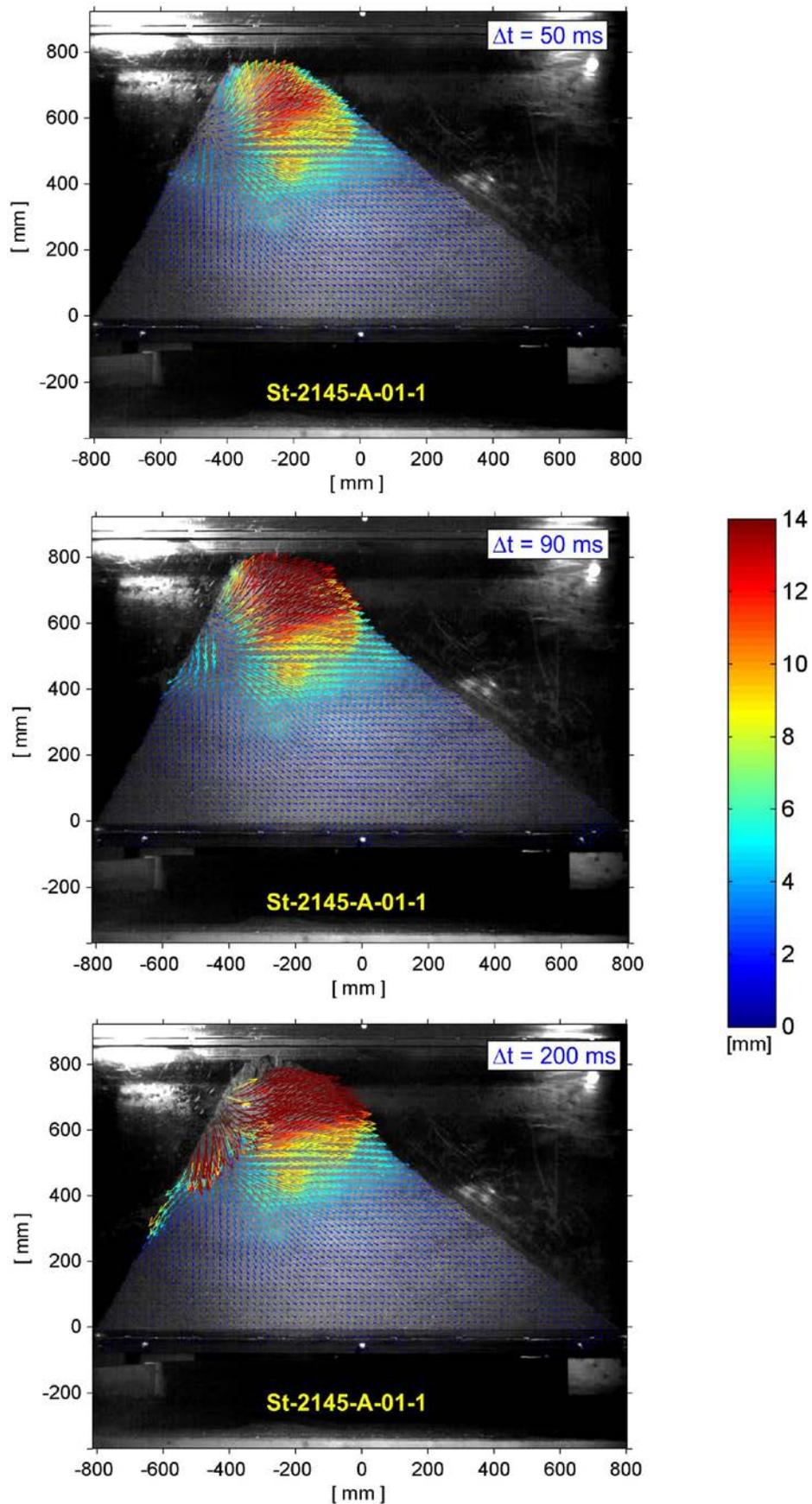


Abb. 3.87 Zeitliche Entwicklung der kumulierten Verschiebungen beim Versuch St-2145-A-01-1.

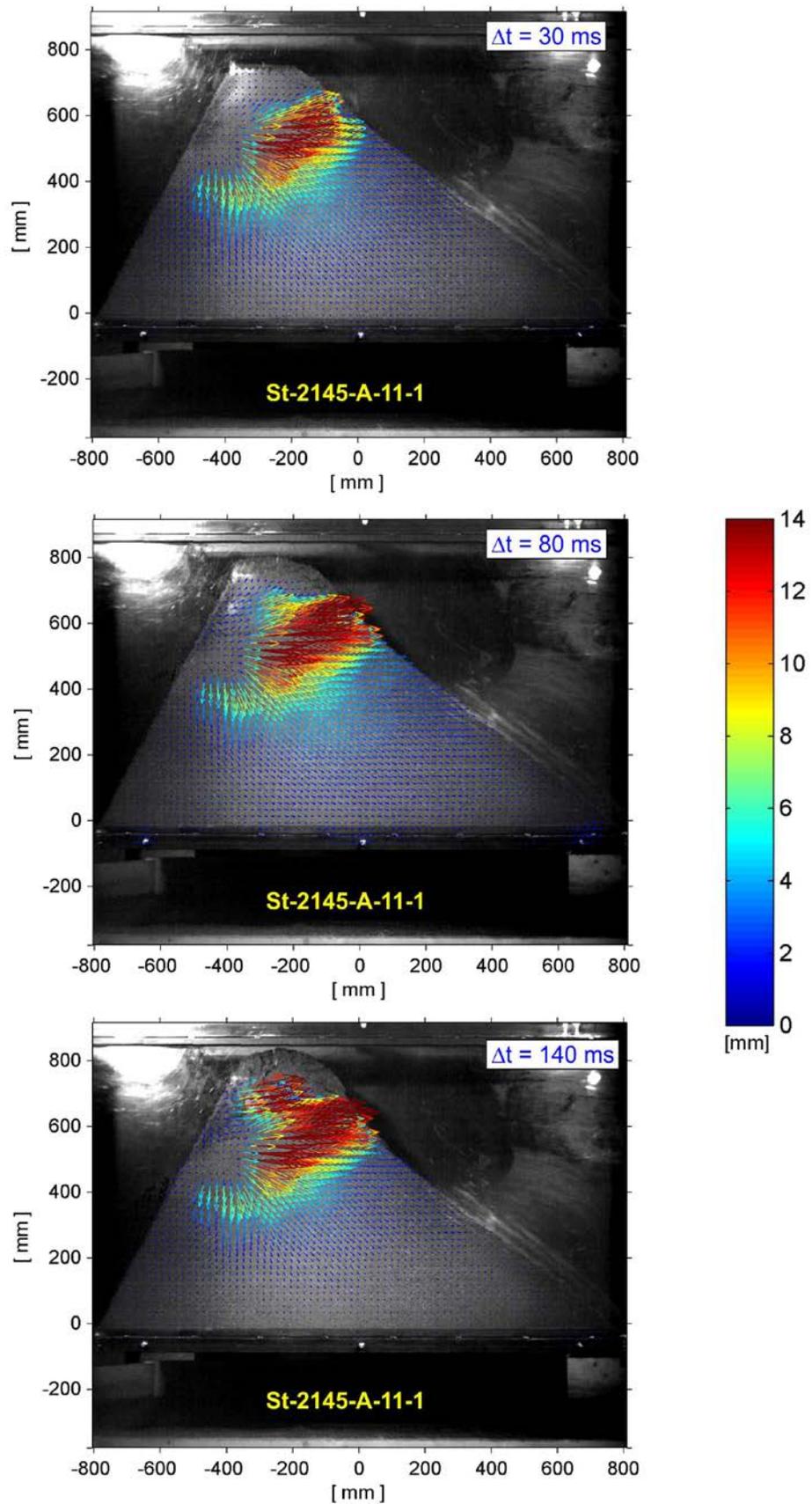


Abb. 3.88 Zeitliche Entwicklung der kumulierten Verschiebungen beim Versuch St-2145-A-11-1.

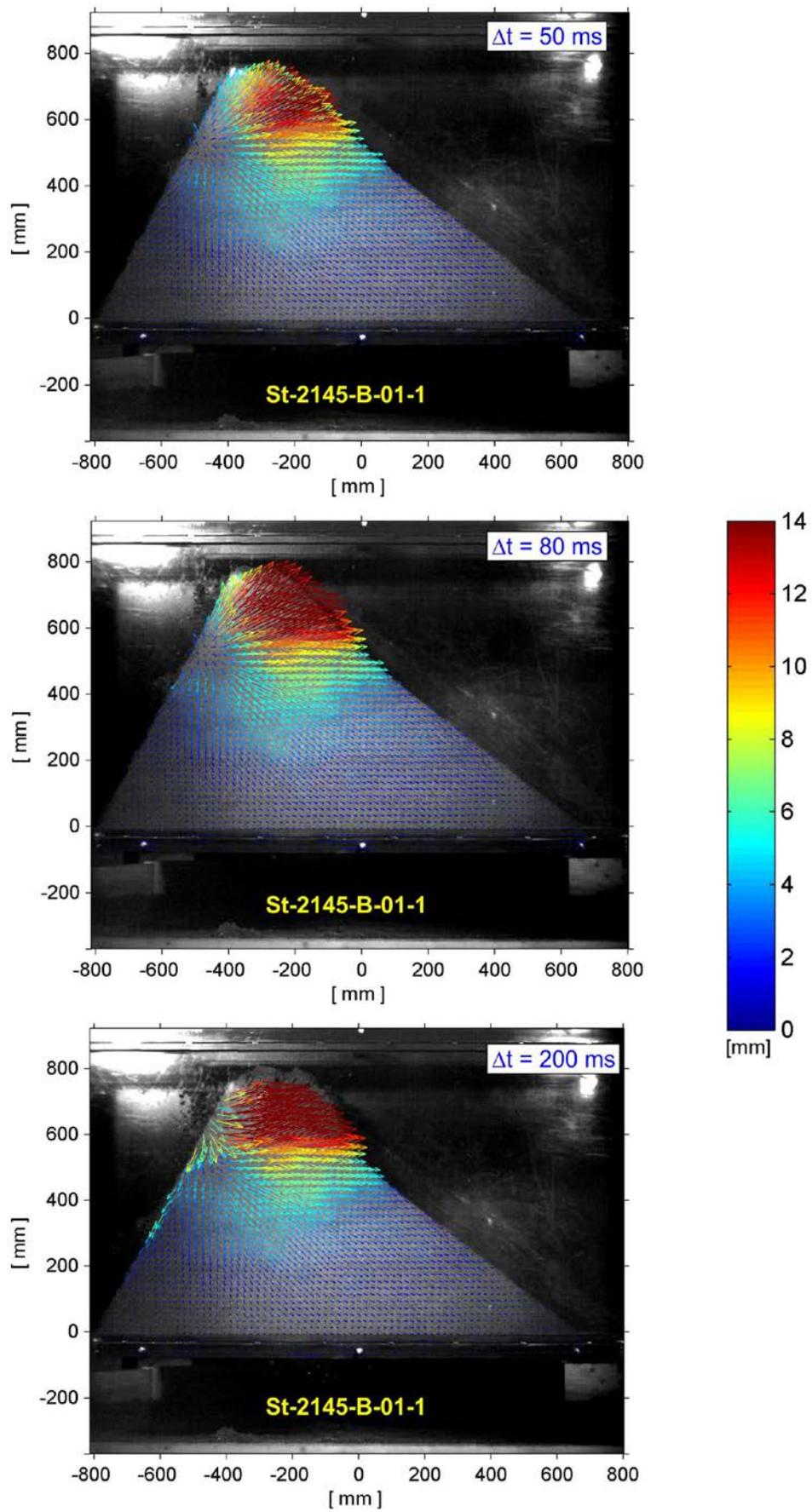


Abb. 3.89 Zeitliche Entwicklung der kumulierten Verschiebungen beim Versuch St-2145-B-01-1.

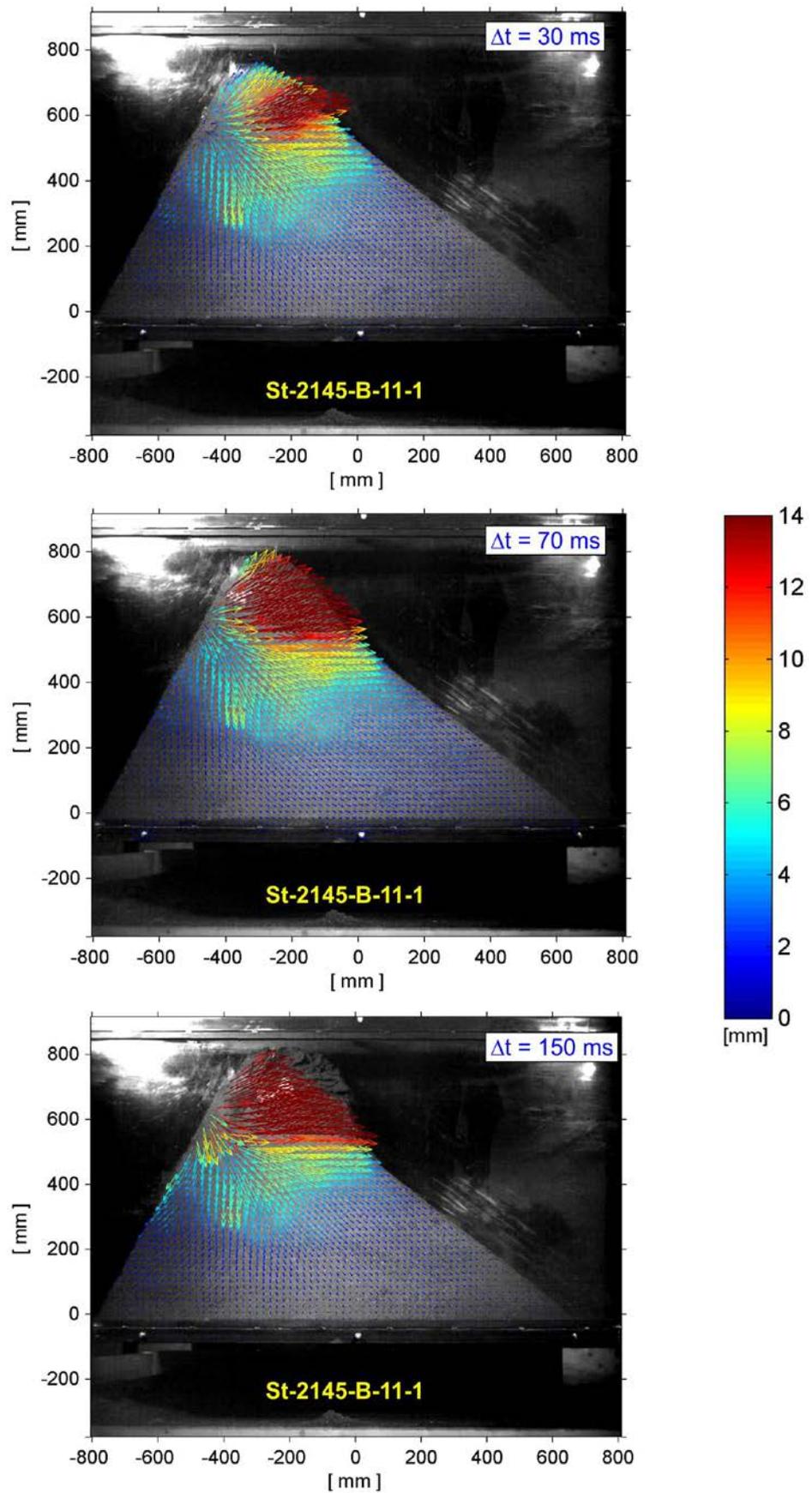


Abb. 3.90 Zeitliche Entwicklung der kumulierten Verschiebungen beim Versuch St-2145-B-11-1.

Beim Versuch St-2145-A-01 dringt der Block in den Dammkörper ein und bewegt sich dann auf einer leicht gebogenen Bahn in Richtung Dammkrone (vgl. Abb. 3.52). Das Dammmaterial wird in diesem Fall vor dem Block hergeschoben, was die grossen Verformungen nach oben in Richtung Dammkrone erklärt (Abb. 3.87). Der Dammkern ist nur zu Beginn des Impakts von Verschiebungen betroffen. Die dort auftretenden Verschiebungen sind aber vergleichsweise klein.

Beim Versuch St-2145-A-11 dringt der Block in den Dammkörper ein und durchläuft eine s-förmige Bahn die in der Dammkrone an der „Talseite“ endet. Der Block bleibt bei diesem Versuch im Dammkörper stecken (Abb. 3.57). Auf seiner s-förmigen Bahn zerstört er die „Muster“, die für die PIV-Auswertung notwendig sind. Daher finden sich die Verschiebungspfeile überwiegend im Dammbereich unterhalb der s-förmigen Bahn des Blocks St. (Abb. 3.88). Dies erklärt warum das Verschiebungsschema im Versuch St-2145-A-11 so stark vom Verschiebungsschema im Versuch St-2145-A-01 abweicht.

Die Verschiebungsschemas bei den Versuchen St-2145-B-01 (Abb.3.89) und St-2145-B-11 (Abb. 3.90) sehen sehr ähnlich aus und ähneln auch wieder mehr dem Verschiebungsschema aus St-2145-A-01. In beiden Versuchen durchläuft der Block St eine s-förmige Bahn innerhalb des Dammkörpers und durchschlägt die Krone (Abb. 3.58 bzw. Abb. 3.60). Beim Versuch St-2145-B-01 bleibt der Block jedoch im aufgeworfenen Material stecken während er beim Versuch St-2145-B-11, das aufgeworfene Material vor sich herschiebend, sich talwärts bewegt. In beiden Versuchen tritt ein sehr starker Kontrast der Verschiebungsgrössen im Damm auf einer Höhe bei etwa 500 mm auf (Abb. 3.89 und 3.90, jeweils unten). Dies bedeutet, dass hier die Dammkrone gegenüber dem restlichen Damm hier eine diskrete horizontale Verschiebung erfährt. Allerdings ist weder in den Fotos der Hochgeschwindigkeitskamera noch in den Aufnahmen, die mit einer Spiegelreflexkamera nach dem Versuch gemacht wurden (Abb. 3.91), eine durchgehende horizontale Bruchfuge mit blossen Auge zu erkennen.



Abb. 3.91 Dammkrone Versuch St-2145-B-11-1 nach dem Impakt.

Die mit der PIV-Auswertung ermittelten Verschiebungsschemas bei den Versuchen St-2145-B-01 (Abb.3.89, unten) und St-2145-B-11 (Abb. 3.90, unten) erinnern an das in Abb. 2.9 dargestellte Bruchmodell, welches von Hofmann & Mölk [36] als Grundlage ihres Bemessungsmodells angegeben wird. Allerdings wird der Damm in den Versuchen oberhalb dieser horizontalen Verschiebungsdiskontinuität durchschlagen und der Block tritt nach durchlaufen einer s-förmigen Bahn an der Dammkrone wieder aus.

In Abb. 3.88 lässt sich für den Versuch St-2145-A-11-1 keine solche horizontale Verschiebungsdiskontinuität aus der PIV-Auswertung ablesen. Dafür ist in den Fotos eine konvexe Bruchfläche zu erkennen (Abb. 3.56).

In Abb. 3.92 sind die kumulierten Verschiebungen aus den Versuchen OKT-2145-A-01, OKT-2145-B-01 und OKT-2145-D-01 gegenübergestellt. Dargestellt ist der Zeitpunkt nach dem Impakt an dem die Verschiebungen ein Maximum annehmen. Auch bei diesen Versuchen ist im Wesentlichen die Dammkrone von den Verschiebungen betroffen, wie bei den Versuchen mit dem Zylinder G (vgl. Abb. 3.48). Die von den Verschiebungen betroffenen Bereiche fallen bei den Versuchen mit dem Körper OKT jedoch kleiner aus.

Beim Versuch OKT-2145-A-01 mit dem Kronentyp A bleiben die Verschiebungen unter einem Wert von 9 mm. Die grössten Verschiebungen treten zudem auf dem „bergseitigen“ Teil der Dammkrone auf. Zu Beginn des Impakts, d.h. nach ca. 10 ms nach dem Beginn des Impakts, sind die Verschiebungen noch weitgehend radialsymmetrisch zum Aufprallpunkt. Nach 20 ms nach Beginn des Impakts zeigen jedoch die grössten Verschiebungen bereits in Richtung Krone. Nach ca. 70 ms sind die grössten Verschiebungen, sowohl was den Betrag als auch den betroffenen Bereich betrifft, erreicht und der Block beginnt sich wieder vom Dammkörper zu lösen. Aber obwohl die Verschiebungen bei diesem Versuch vergleichsweise klein sind, stellt sich in der Dammkrone ein Riss auf der dem Impakt zugewandten Kronenhälfte ein (vgl. Abb. 3.63).

Beim Versuch OKT-2145-B-01 mit dem Kronentyp B sind die grössten Verschiebungen in der Anfangsphase des Impakts sowohl horizontal als auch vertikal nach unten ausgerichtet. Nach ca. 12 ms nach Beginn des Impakts dominieren bezüglich der Grösse die horizontal, z.T. bereits leicht nach oben gerichteten Verschiebungen. Mit dem „Hochklettern“ des Blocks OKT an der Böschung beginnen dann nach ca. 24 ms die schräg nach oben gerichteten Verschiebungen die grösseren Werte anzunehmen und das Verschiebungsfeld nähert sich der „talseitigen“ Böschung. Die grössten Werte für die Verschiebungen ergeben sich nach ca. 80 ms in etwa in Kronenmitte (Abb. 3.92, Mitte). Weder aus den PIV-Auswertungen noch aus den aufgenommenen Fotos ergeben sich Hinweise für die Ausbildung einer horizontal ausgerichteten Scherfuge.

Im Versuch OKT-2145-D-01 trifft der Block OKT mit einer Kante so auf die Dammböschung, dass die beiden Blockflächen, die die Blockkante bilden, jeweils in etwa den gleichen Winkel zur Böschung haben. Daraus ergeben sich zunächst grössere Verschiebungen schräg nach oben und nach unten, während die Verschiebungen in Richtung der Verlängerung der Flugbahn kleinere Werte annehmen. Bereits 16 ms nach Beginn des Impakts beginnen die nach oben gerichteten Verschiebungen in Bezug auf die Grösse zu dominieren. Nach 40 ms beginnen sich die grössten Verschiebungen an der „talseitigen“ Böschung zu entwickeln und nehmen dort Werte von bis zu 14 mm an. Obwohl der Block OKT den Damm im Versuch OKT-2145-D-01 nicht überwindet oder durchschlägt treten nach ca. 110 ms nach Beginn des Impakts Verschiebungen an der dem Impakt gegenüber liegenden Seite von bis zu ca. 20 mm auf und es bilden sich im Dammkörper Zugrisse aus (Abb. 3.65).

Abb. 3.93 zeigt die kumulierten Verschiebungen bei den Versuchen OKT-2145-A-11, OKT-2145-B-11 und OKT-2145-D-11. Mit der steileren Neigung des „Fallrohrs“ ergeben sich auch bei dieser Versuchsserie grössere Verschiebungen gegenüber der Versuchsserie mit der flacheren Neigung des „Fallrohrs“. Mit abnehmender Kronenstärke „wandern“ die Areale mit den grössten Verschiebungen aus der Dammmitte heraus in Richtung „talseitige“ Dammböschung.

Weder beim Versuch OKT-2145-A-11 noch beim Versuch OKT-2145-B-11 lassen die Ergebnisse der PIV-Auswertungen auf die Ausbildung einer horizontal ausgerichteten Scherfuge schliessen, die die Dammkrone vom Damm abschert. Lediglich beim Versuch OKT-2145-D-11 tritt ein sehr starker, horizontal verlaufender Kontrast der Verschiebungsgrössen im Damm auf einer Höhe bei etwa 550 mm auf. Allerdings deuten die PIV-Ergebnisse an, dass die Scherfuge den Damm nicht vollständig durchtrennt.

In Abb. 3.94 ist die zeitliche Entwicklung der kumulierten Verschiebungen beim Versuch Ku-2145-D-01 mit der Kegelkugel dargestellt. Die Verschiebungen sind hier als Folge des geringeren Gewichts und da bei der Kugelform auch kein quasi-2D-Fall mehr vorliegt deutlich kleiner.

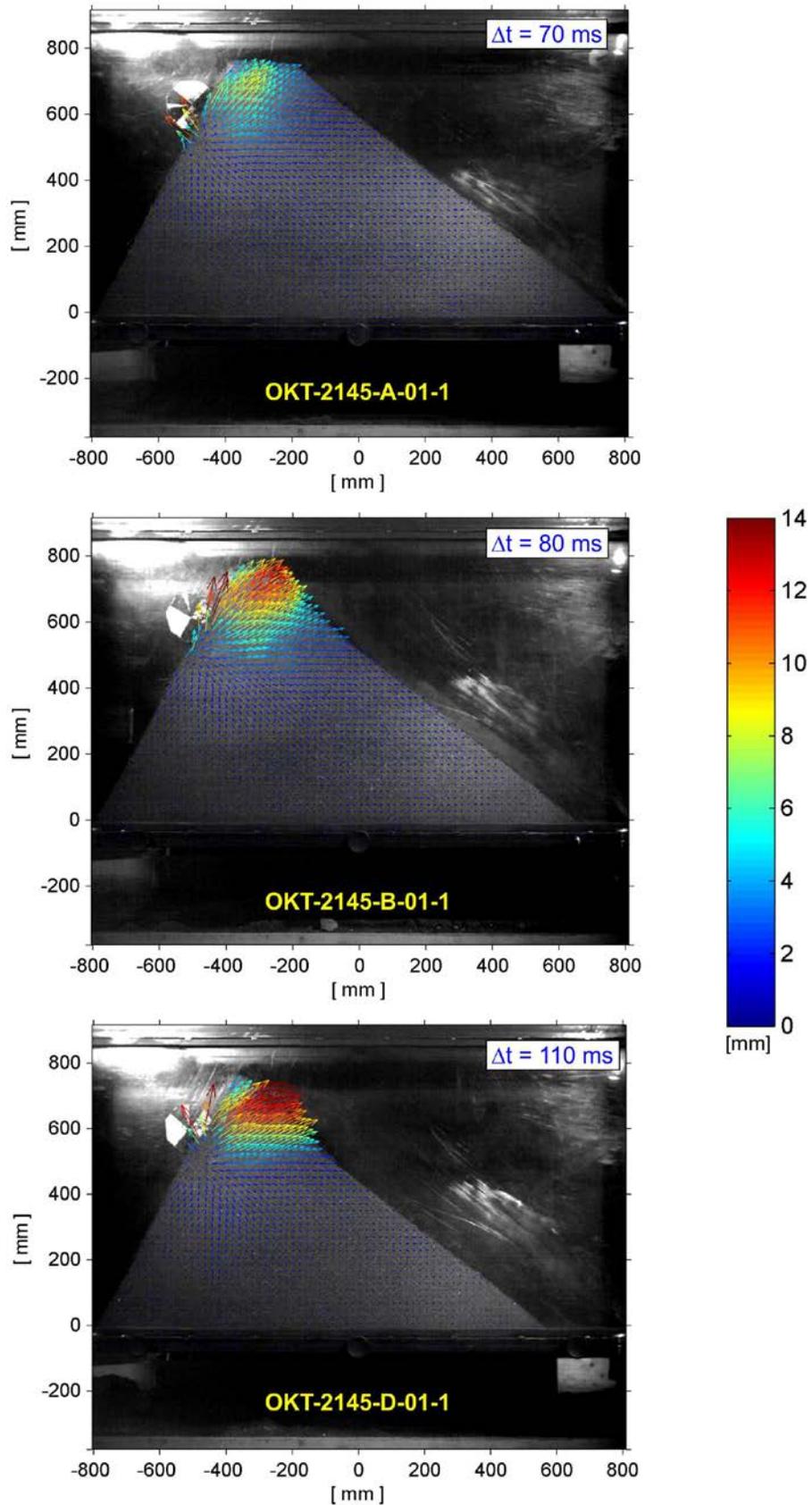


Abb. 3.92 Kumulierte Verschiebungen bei den Versuchen OKT-2145-A-01, OKT-2145-B-01 und OKT-2145-D-01. Δt gibt das Zeitintervall an, welches der jeweiligen Darstellung zugrunde gelegt ist.

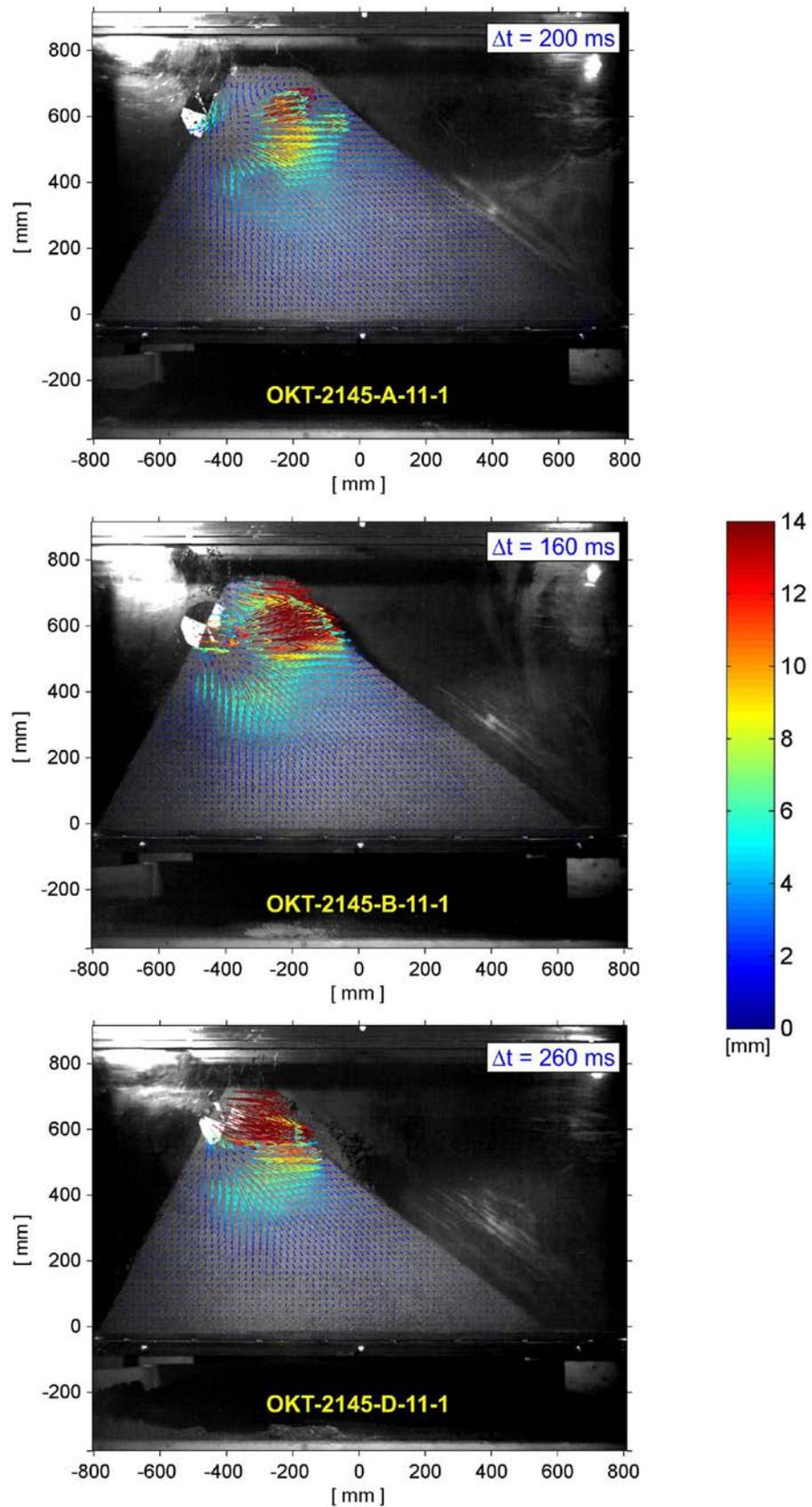


Abb. 3.93 Kumulierte Verschiebungen bei den Versuchen OKT-2145-A-11, OKT-2145-B-11 und OKT-2145-D-11. Δt gibt das Zeitintervall an, welches der jeweiligen Darstellung zugrunde gelegt ist.

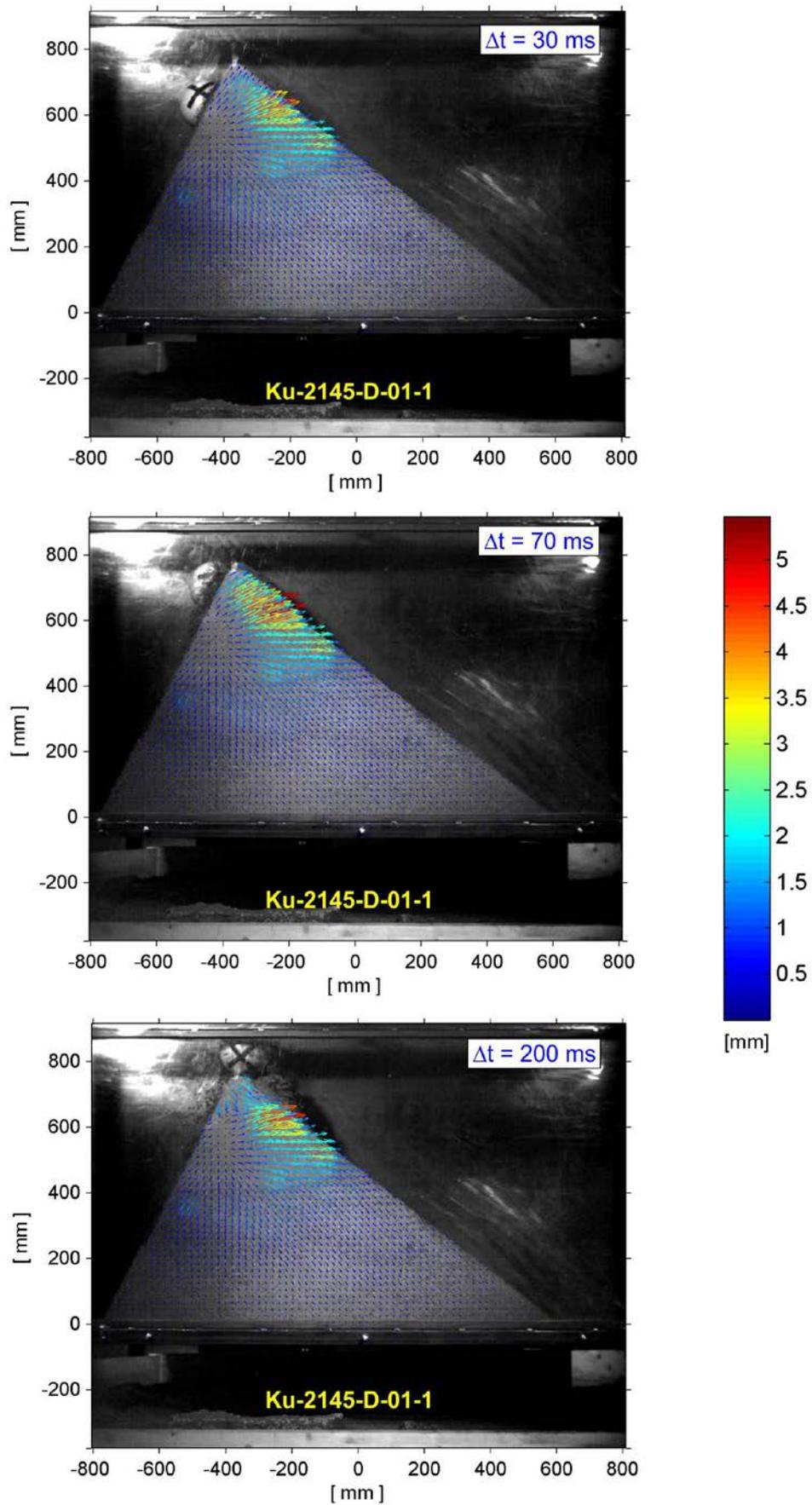


Abb. 3.94 Zeitliche Entwicklung der kumulierten Verschiebungen beim Versuch Ku-2145-D-01 mit der Kegelkugel.

3.8 Impaktzeit

Der Abbremsvorgang beim Impakt wurde mit dem dreiachsigen Beschleunigungssensor ACCEL-TRIAX-3031-50 gemessen. Der Sensor wurde dafür zusammen mit einem Mini-Datenlogger in den Block GS eingebaut (Abb. 3.2). Bei Verwendung von 3 Kanälen und im Modus „streaming“ ist die Abtastrate bei der Messung auf 617 Werte pro Sekunde fixiert, d.h. die Abtastrate beträgt 1.62 ms. Die Messzeit beträgt maximal ca. 16 s. Aus den drei gemessenen Einzelkomponenten der Beschleunigung bzw. Verzögerung wurde der Betrag gebildet.

Insgesamt wurden 10 Versuche mit dem Sensor durchgeführt, vier Versuche an dem Dammquerschnitt 1111 und sechs Versuche an dem Dammquerschnitt 2145. Die Abbildungen 3.95 und 3.96 zeigen die Ergebnisse der Messungen getrennt nach den Dammquerschnitten.

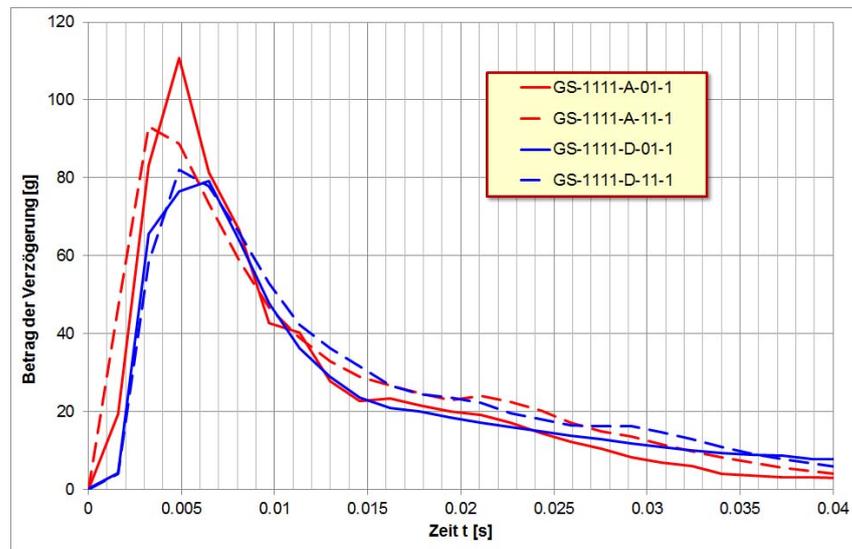


Abb. 3.95 Zeitliche Entwicklung des Abbremsvorgangs des Zylinders GS bei den Versuchen GS-1111-A-01-1, GS-1111-A-11-1, GS-1111-D-01-1 und GS-1111-D-11-1 im Vergleich.

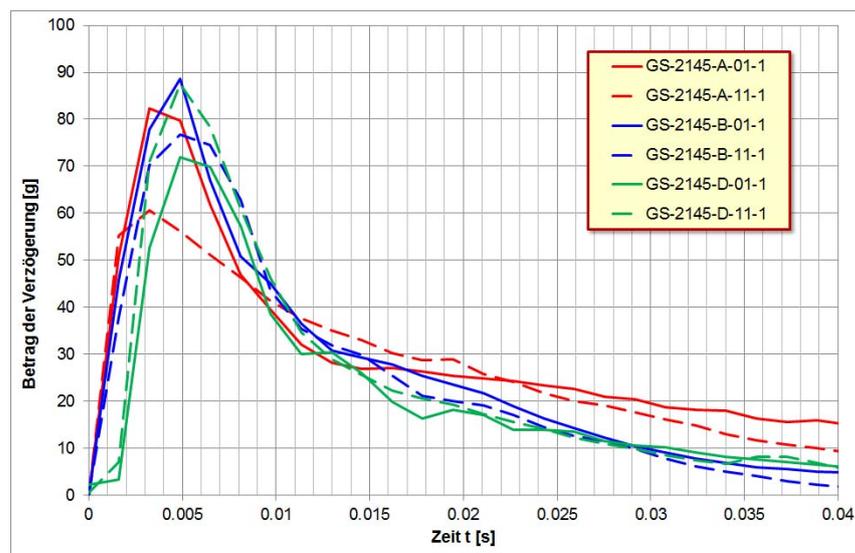


Abb. 3.96 Zeitliche Entwicklung des Abbremsvorgangs des Zylinders GS bei den Versuchen GS-2145-A-01-1, GS-2145-A-11-1, GS-2145-B-01-1, GS-2145-B-11-1, GS-2145-D-01-1 und GS-2145-D-11-1 im Vergleich.

Allen Versuchskurven gemein ist, dass sie eine asymmetrische Form aufweisen und sich von den theoretischen Überlegungen und Darstellungen in Kapitel 2 deutlich unterscheiden. Die höchsten Werte für den Abbremsvorgang beim Impact ergeben sich für die Versuche GS-1111-A-01-1 und GS-1111-A-11-1 mit den breiten Dammkronen vom Typ A. Beim gleichen Dammquerschnitt 1111, aber mit der kleinen Dammkrone D, liegen die Maximalwerte für die Versuche GS-1111-D-01-1 und GS-1111-D-11-1 unterhalb der Maximalwerte der Versuche GS-1111-A-01-1 und GS-1111-A-11-1. Dies erscheint zunächst plausibel, da es sich bei den Modelldämmen mit der kleinen Dammkrone vom Typ D um das „weichere“ System handelt. Allerdings ist hinsichtlich des Zeitintervalls kein Unterschied aus den Kurvenverläufen abzulesen.

Die Versuchskurven für den Dammquerschnitt 2145 zeigen einen sehr ähnlichen Verlauf, wie die Versuchskurven für den Dammquerschnitt 1111. Allerdings lässt sich hier keine Korrelation zwischen Maximalwert und Grösse der Dammkrone feststellen.

Abb. 3.97 zeigt die Berechnungsergebnisse, die Plassiard [57] mit Hilfe der Distinct Element Methode für einen Damm mit einem Böschungswinkel $\beta = 50^\circ$ bzw. $\beta = 60^\circ$ auf der „Bergseite“ des Dammbauwerks erhalten hat. Auch die Ergebnisse der numerischen Berechnungen zeigen den gleichen asymmetrischen Verlauf für den zeitlichen Verlauf der Stosskraft wie die Versuchskurven in den Abbildungen 3.95 und 3.96. Eine Abhängigkeit der Maximalwerte vom Böschungswinkel lässt sich jedoch aufgrund der Versuchsdaten nicht verifizieren.

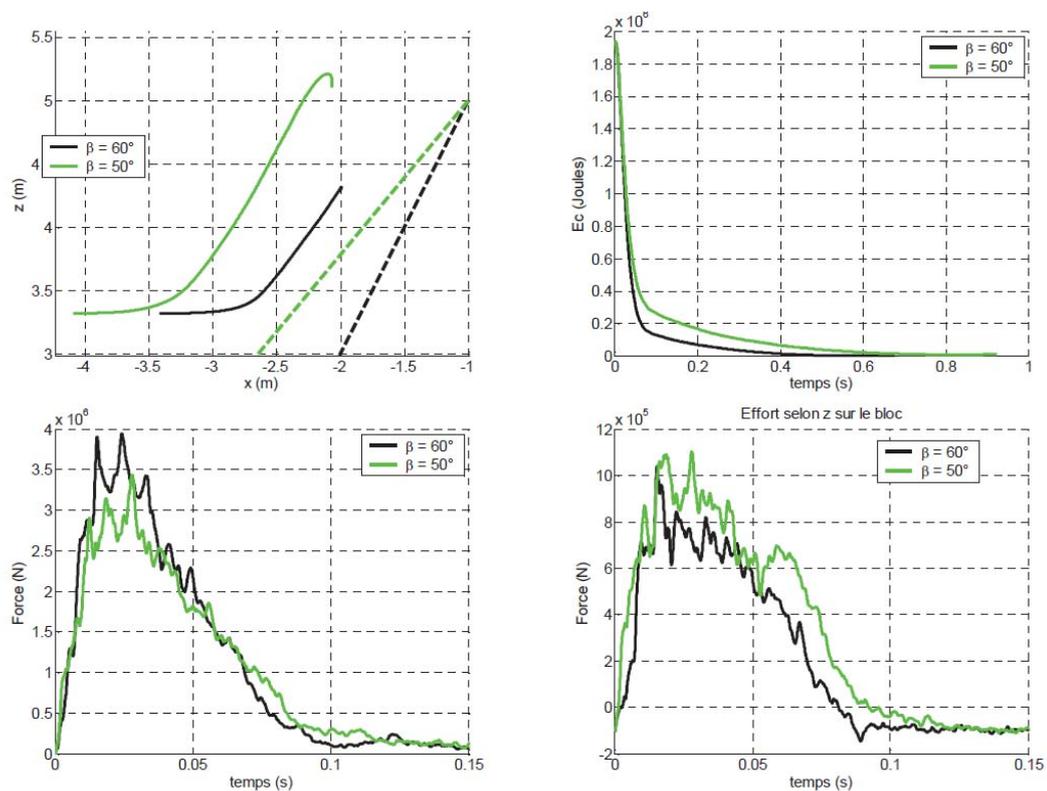


Abb. 3.97 Berechnungsergebnisse von Plassiard [57] für die Fälle Böschungswinkel $\beta = 50^\circ$ bzw. $\beta = 60^\circ$ auf der „Bergseite“ des Dammbauwerks: oben links: Trajektorien in der x-z-Ebene, oben rechts: kinetische Energie – Zeit - Verlauf, unten: zeitlicher Verlauf der Stosskraft, links Horizontalkomponente, rechts Vertikalkomponente.

3.9 Numerische Berechnungen

Mit dem Programm ABAQUS/Explicit-FEM [18] wurde versucht einige der kleinmassstäblichen quasi-2D-Versuche nachzubilden. Wie in den Versuchen, so wurde auch hier ein Scheibenmodell verwendet. In Abb. 3.98 ist das FE-Netz für einen Dammquerschnitt 2145 dargestellt. Das FE-Netz besteht aus 28'638 Elementen mit insgesamt 33'393 Knoten.

Bei dynamischen Simulationen nach der FEM kommt der Elementgröße eine besondere Bedeutung zu. Das FE-Netz des Damms wurde daher in zwei Bereiche untergliedert. Für den unteren Dammbereich, der weniger vom Impact betroffen ist, wurde ein etwas gröberes Netz, für den oberen Dammbereich ein etwas feineres Netz verwendet (Abb. 3.98). Der Betonzylinder wurde mit einer Netzgröße diskretisiert, die in etwa derjenigen des oberen Damnteils entsprach.

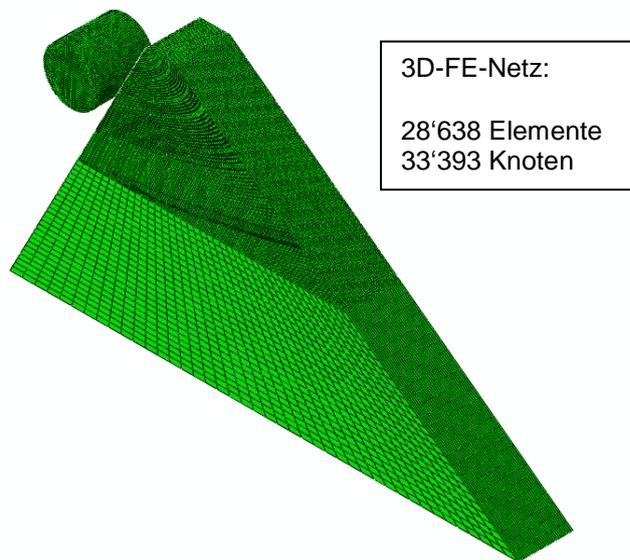


Abb. 3.98 FE-Netz für die Simulationen mit einem Dammquerschnitt 2145.

Für den Betonzylinder wurde ein linearelastisches Materialverhalten mit einem Elastizitätsmodul von 30'000 MPa angenommen. Für den Dammkörper wurde ein linearelastisches-plastisches Materialverhalten angenommen. Als Bruchmodell für den Dammkörper wurde das im Programm ABAQUS/Explicit implementierte erweiterte Stoffgesetz nach Drucker-Prager mit einem Verfestigungsansatz verwendet:

$$c = \left(1 - \frac{1}{3} \tan \varphi\right) \cdot \sigma_c \quad (3.2)$$

Hierbei sind c die Kohäsion, φ der Reibungswinkel und σ_c die einaxiale Druckfestigkeit des Dammmaterials. Die einaxiale Druckfestigkeit σ_c wurde in den Berechnungen variiert, um eine möglichst gute Übereinstimmung mit den ermittelten Trajektorien zu erhalten. Die weiteren in den FE-Berechnungen verwendeten bodenmechanischen Kennwerte sind in Tabelle 3.16 zusammengestellt.

Nachfolgend sind einige Ergebnisse der Nachrechnungen zu Versuch G-2145-B-01 dargestellt. In den Nachrechnungen wurden als Anfangswerte für den Betonblock die folgenden „Lastangaben“, d.h. Impactgeschwindigkeiten aus dem Versuch übernommen:
 $v_{\text{horizontal}} = 6.12 \text{ m/s}$, $v_{\text{vertikal}} = 0.966 \text{ m/s}$, $\omega = 70.485^\circ/\text{s}$.

Tab. 3.16 Kennwerte FE-Berechnungen

Parameter Dammkörper	Wert
Elastizitätsmodul E [MPa]	35
Poissonzahl ν [-]	0.25
Reibungswinkel φ [°]	39
Dilatanzwinkel ψ [°]	6

Abb. 3.99 zeigt die berechneten Bahnkurven für den Block G in Abhängigkeit vom Parameter σ_c und im Vergleich zur gemessenen Bahnkurve. Je nach Wahl des Parameters σ_c zwischen 0.02 MPa und 0.4 MPa ergeben sich mehr oder weniger deutliche Unterschiede zur Flugbahn aus dem Versuch. Eine Parameterwahl σ_c kleiner 0.15 MPa deutet darauf hin, dass die Eigenschaften des Dammkörpers „zu weich“ gewählt wurden. Für σ_c grösser / gleich 0.25 MPa hingegen scheint der Dammkörper etwas zu „hart“ zu sein. Die beste Übereinstimmung für die Anfangsphase des Impakts ergibt sich bei den Kurven in Abb. 3.99 noch für den Fall $\sigma_c = 0.1875$ MPa.

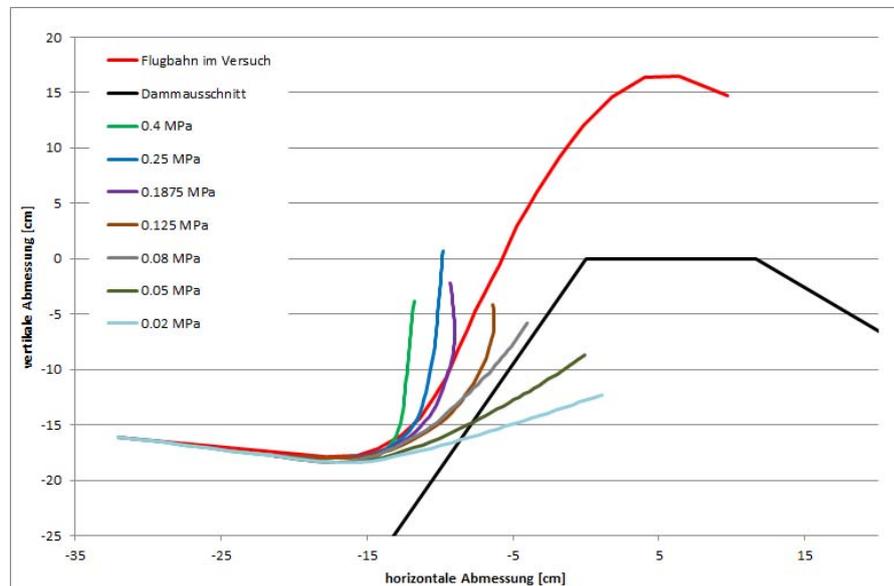


Abb. 3.99 Berechnete Bahnkurven in Abhängigkeit vom gewählten Parameter σ_c im Vergleich zur gemessenen Bahnkurve.

Abb. 3.100 zeigt den verformten Damm aus der FE-Berechnung im Vergleich mit dem verformten Dammumriss aus dem Versuch. Man erkennt hier die deutlichen Unterschiede zwischen dem Berechnungsmodell und dem Versuch. Im Versuch wird die Dammkrone von dem Block zerstört und der Block überwindet den Damm. Im Berechnungsmodell hingegen erzeugt der Block lediglich eine „Delle“ im Damm. Dafür wird die gesamte Dammkrone angehoben und in Richtung „Talseite“ geschoben. Ein Grund für die schlechte Übereinstimmung zwischen Berechnungsmodell und Versuchsergebnis ist sicherlich darin zu finden, dass bei einer FE-Berechnung das FE-Netz zwar stark verformt aber nicht zerrissen werden darf. Eine Ausnahme bilden hier nur vorab mit sogenannten „joint elements“ definierte Scherzonen (vgl. Abb. 2.24). An solchen Elementen im FE-Netz dürfen auch grössere Scherverschiebungen im Netz stattfinden. Die Verformungen infolge des Impakts innerhalb des Damms aus Berechnung und aus Versuch sind in den Abbildungen 3.101 und 3.102 gegenübergestellt. Auch hier ergibt sich keine gute Übereinstimmung zwischen dem verwendeten Berechnungsmodell und dem Versuchsergebnis.

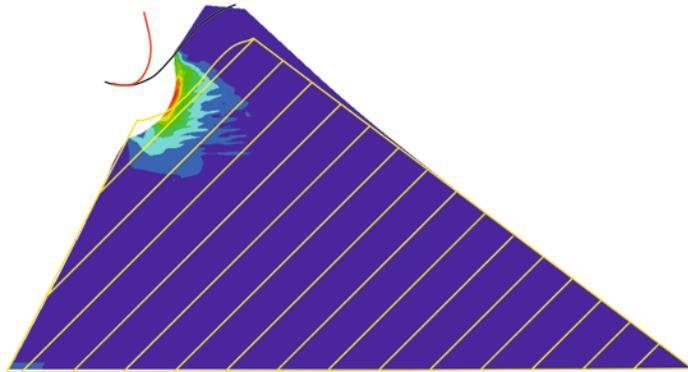


Abb. 3.100 Umriss des verformten Damms aus dem Versuch G-2145-B-01 (schraffiert) im Vergleich zum Berechnungsergebnis des verformten Systems mit dem FE-Programm ABAQUS. Ebenfalls dargestellt sind die Bahnkurven des Blocks (schwarz: aus Versuch, rot: aus Berechnung)

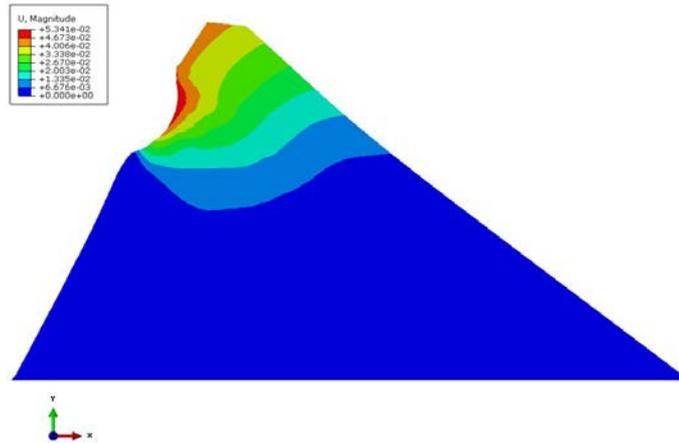


Abb. 3.101 Berechnete Beträge der kumulierten Verschiebungen für den Versuch G-2145-B01.

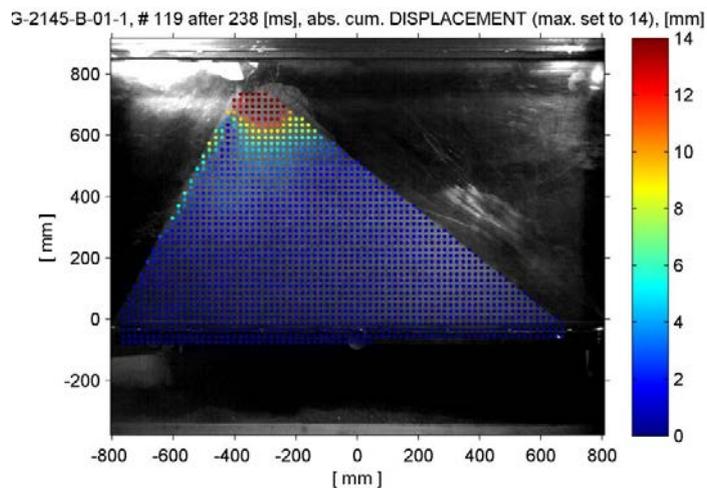


Abb. 3.102 Beträge der kumulierten Verschiebungen im Versuch G-2145-B01 nach dem der Block G den Kontakt mit dem Damm verloren hat.

Das in diesem ersten Anlauf verwendete Berechnungsmodell nach der Methode der Finiten Elemente muss als nicht adequat für die Nachrechnung der Versuche angesehen werden. Die Unterschiede zwischen Berechnung und Versuch sind hier noch deutlich zu gross. Hier ist zu prüfen, ob die Verwendung eines anderen Materialgesetzes zu einer Besserung führt. Allenfalls wäre auch ein Wechsel zu einer anderen numerischen Methode ins Auge zu fassen, die es erlaubt den Impaktvorgang besser abzubilden.

3.10 Zusammenfassung der Ergebnisse

Die kleinmasstäblichen quasi-2D-Versuche haben zu den folgenden wesentlichen Ergebnissen geführt:

1. Der Blockrotation beim Impakt auf einen Steinschlagschutzdamm kommt eine wesentliche Bedeutung zu. Auch kantige Blöcke ohne oder mit sehr geringer Rotation vor dem Impakt bewegen sich während des Impakts hangaufwärts.
2. Die in Kapitel 2 dargestellten einfachen Bruchkörper, die bisher zur Bemessung von Steinschlagschutzdämmen herangezogen wurden, entsprechen nicht den Versuchsergebnissen mit einem rotierenden Block.
3. Wenn ein rotierender Block in den Dammkörper eindringt, bewegt er sich nicht in Flugrichtung, d.h. nach unten geneigt, oder horizontal weiter, sondern er bewegt sich auf einer aufwärts gerichteten Bahnkurve. Bei einem Durchschlag hat die Bahnkurve einen s-förmigen Verlauf.
4. Beim Impakt erfolgt zunächst eine Verdichtung des Dammmaterials unmittelbar an der Aufprallstelle. Meist geschieht dies unterhalb der Aufprallstelle. Im folgenden Verlauf des Impaktvorgangs nehmen die grössten Verschiebungen eine andere Richtung an und es entstehen dann Auflockerungszonen im Kronenbereich bzw. im Bereich der „talseitigen“ Böschung.
5. Bei Böschungsneigungen auf der Bergseite von kleiner 50° besteht auch bei einem Freibord von 2 Blockdurchmessern bei rotierenden Blöcken eine hohe Wahrscheinlichkeit, dass der Block den Schutzdamm überwindet. Böschungsneigungen grösser 60° auf der Bergseite ist daher der Vorzug zu geben.
6. Die Dammstärke am Aufprallort a_0 sollte bei unbewehrten Erddämmen so gewählt werden, dass sie mindestens dem 3.3-fachen Durchmesser des Bemessungsblocks entspricht (Abb. 3.103).

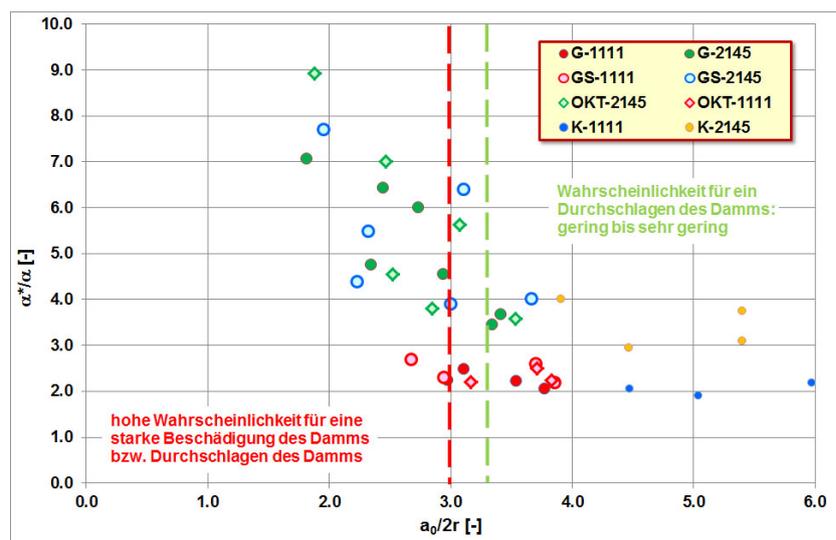


Abb. 3.103 Zusammenhang zwischen Dammstärke am Aufprallort a_0 bezogen auf den Blockdurchmesser $2r$ und dem Verhältnis zwischen Austritts- und Auftreffwinkel α^*/α . (Das Diagramm gilt für eine volumetrische Energiedichte E_V zwischen 30 und 80 kJ/m³, die auch von natürlichen Blöcken erreicht werden dürfte, d.h. nicht für den Stahlzylinder.)

Auf der Basis der ausgeführten Versuche ergeben sich zudem die folgenden Aussagen und Schlussfolgerungen:

Der Impakt lässt sich grob in 2 Phasen einteilen:

- Zu Beginn des Impakts findet eine Verdichtung des Bodenmaterials in der unmittelbaren Umgebung des Impakts statt.
- Im weiteren Verlauf des Impakts stellen sich jedoch im talseitigen Bereich der Krone Verformungen ein, die dort, da es sich um einen freien Rand handelt, zu einer Auflockerung führen. Lediglich bei Dämmen mit im Vergleich zum Durchmesser des Impaktkörpers grösseren Abmessungen erreichen diese Verschiebungen und die damit verbundenen Auflockerungen nicht immer den talseitigen Bereich des Dammkörpers.

Die schräg nach oben verlaufende Bahn eines rotierenden Blocks in einem Dammquerschnitt scheint die energetisch günstigste Bahn zu sein, da

- im talseitigen Kronenbereich Auflockerungen auftreten, die zu einer Reduktion des Widerstandes führen
- die zu durchdringende Strecke auf dieser Bahn zudem am kürzesten ist und damit den geringsten Widerstand bietet.

Grössere Verschiebungen im Bereich der Dammaufstandsfläche und des „talseitigen“ Dammfusses konnten bei den durchgeführten Versuchen nicht festgestellt werden. Auch dies ist eine Folge davon, dass sich eine nach oben gerichtete Bahnkurve im Dammkörper einstellt. Bei Impaktkörpern, die, bezogen auf den Dammquerschnitt, deutlich grössere Abmessungen aufweisen als die in den Versuchen untersuchten Verhältnisse, könnte dies jedoch anders sein.

Eine horizontale Scherfuge war nur beim Versuch OKT-2145-D-11 mit dem Block OKT mit sehr geringer Rotation und nur bei der kleinen Kronenstärke sowie bei dem Stahlblock St in den Versuchen St-2145-B-01 und St-2145-B-11 aufgetreten. Beim Versuch OKT-2145-D-11 entspricht der Teil der abgesicherten Dammkrone näherungsweise dem Volumen bzw. der Masse des Impaktkörpers. Beim Stahlblock St tritt in den Versuchen aufgrund der hohen Materialdichte eine sehr hohe volumetrische Energiedichte auf, die so von natürlichen Blöcken nicht erreicht werden kann.

Die maximale Eindringtiefe d_{max} ist im Wesentlichen von der translatorischen Energie E_{trans} abhängig (Abb. 3.104).

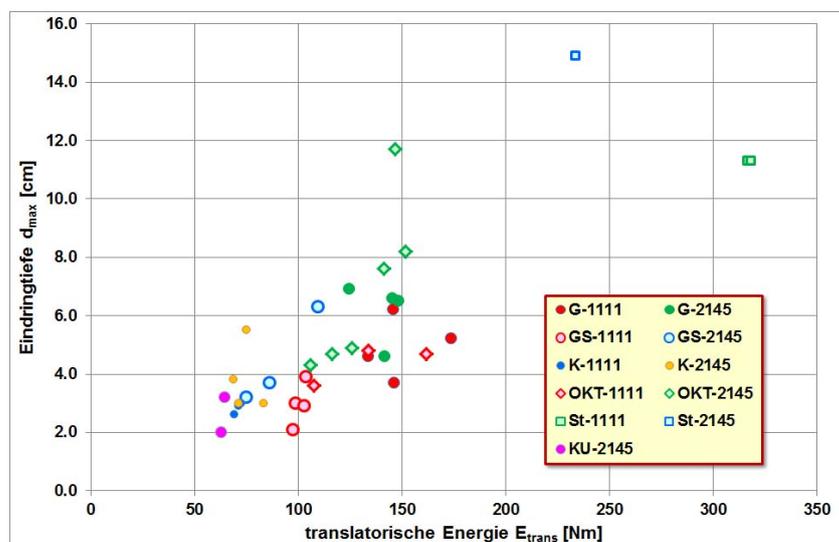


Abb. 3.104 Zusammenhang zwischen maximaler Eindringtiefe d_{max} und translatorischer Energie E_{trans} .

Die Rotationsenergie nimmt beim Impact innerhalb der ersten 0.05 s näherungsweise exponentiell ab (Abb. 3.105). Wenn der rotierende Block nicht vollständig in den Dammkörper eintaucht und wieder aus dem Dammkörper Austritt gehen Rotationsgeschwindigkeit und Rotationsenergie jedoch, während der Block sich teilweise im Dammkörper befindet, nicht auf Null zurück, sondern nehmen einen annähernd konstanten Wert an (Abb. 3.105 und Abb. 3.106).

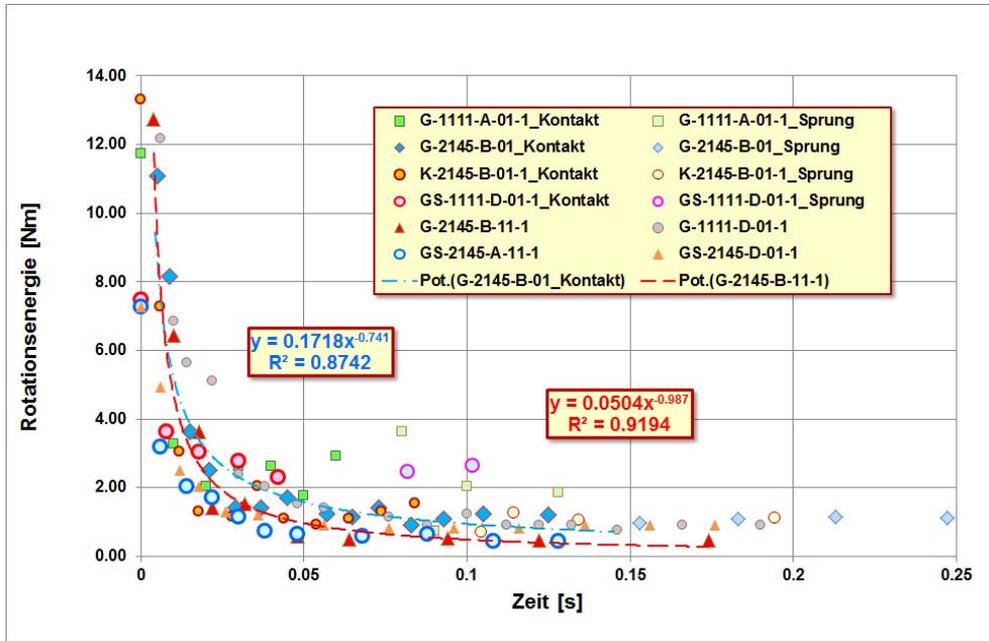


Abb. 3.105 Zeitlicher Verlauf der Rotationsenergie beim Impact.

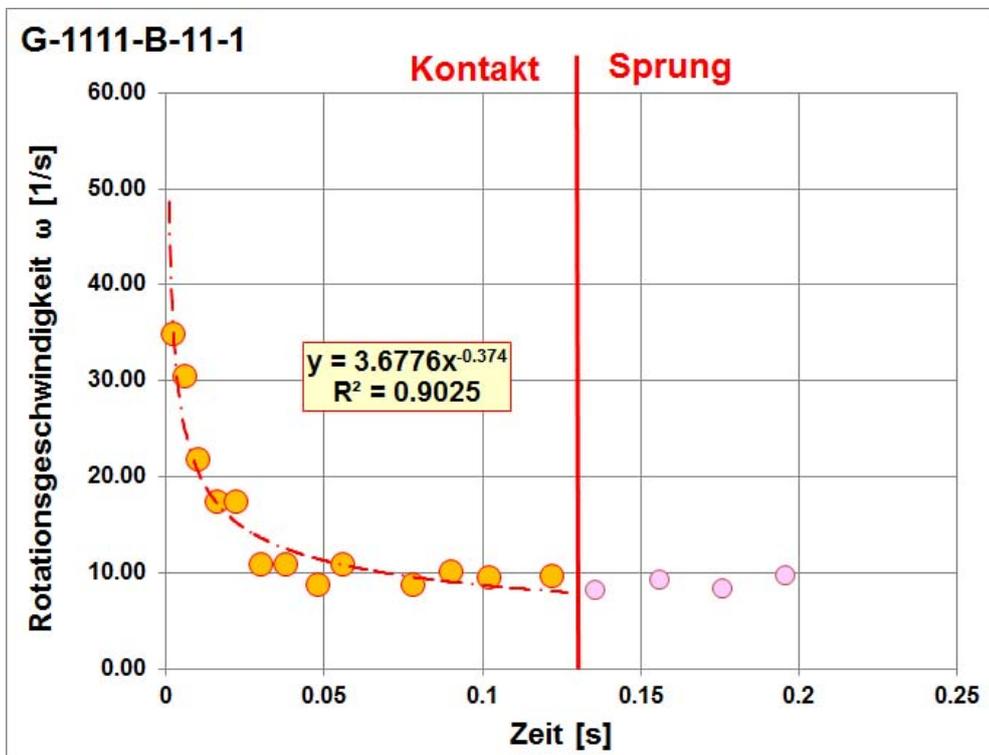


Abb. 3.106 Zeitlicher Verlauf der Rotationsgeschwindigkeit beim Impact am Beispiel des Versuchs G-1111-B-11-1.

Die nahezu konstante Rotationsgeschwindigkeit ω_{rest} eines Blocks während des Impakts ist abhängig vom Aufprallwinkel. Für höhere Werte des Aufprallwinkels stellt sich auch eine höhere Rotationsgeschwindigkeit ω_{rest} ein. Dies gilt nicht nur für die zylindrischen Impaktkörper sondern wurde auch für den Körper mit dem Oktaederquerschnitt festgestellt (Abb. 3.107 und Abb. 3.108).

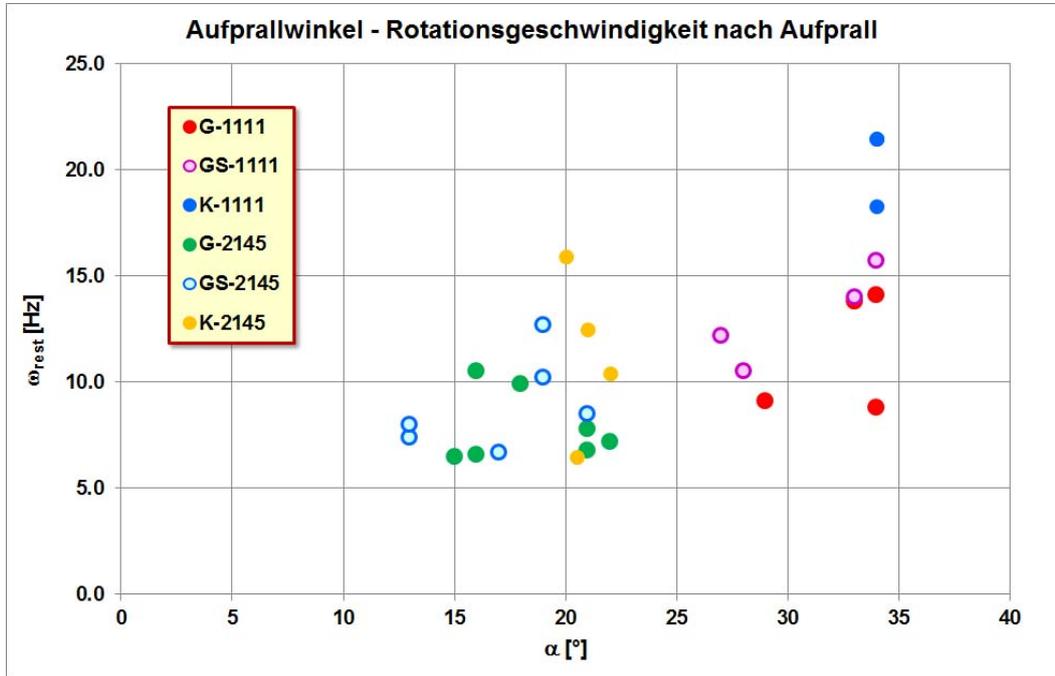


Abb. 3.107 Korrelation zwischen dem Aufprallwinkel α und der näherungsweise konstanten Rotationsgeschwindigkeit ω_{rest} für die zylindrischen Impaktkörper.

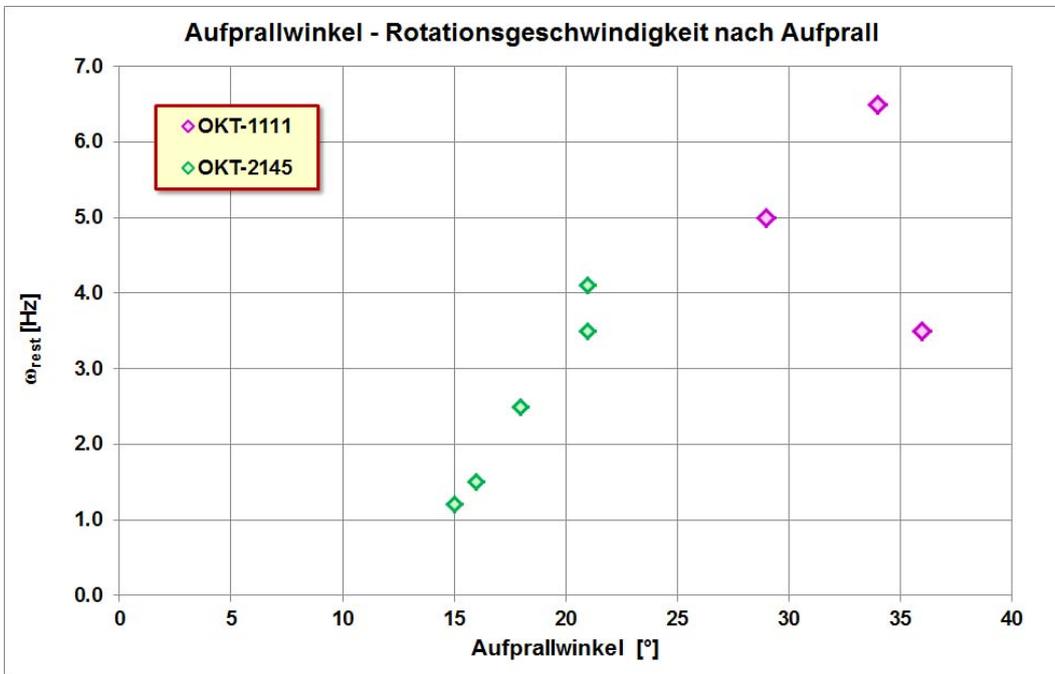


Abb. 3.108 Korrelation zwischen dem Aufprallwinkel α und der näherungsweise konstanten Rotationsgeschwindigkeit ω_{rest} für den Impaktkörper mit dem oktaedrischen Querschnitt.

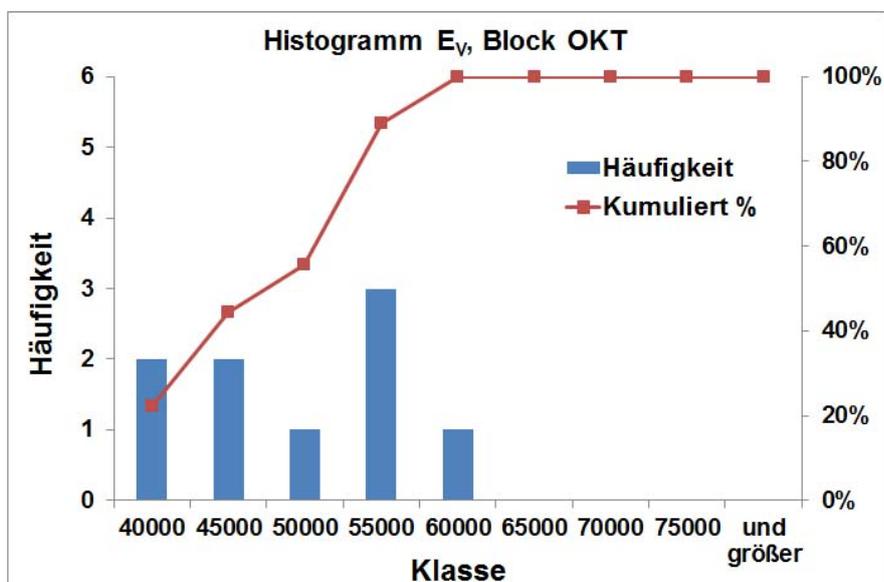
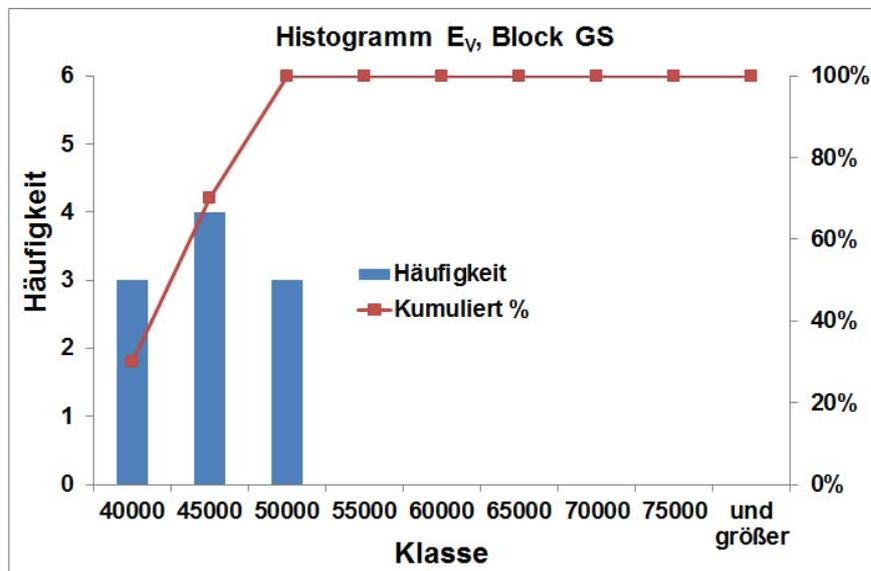
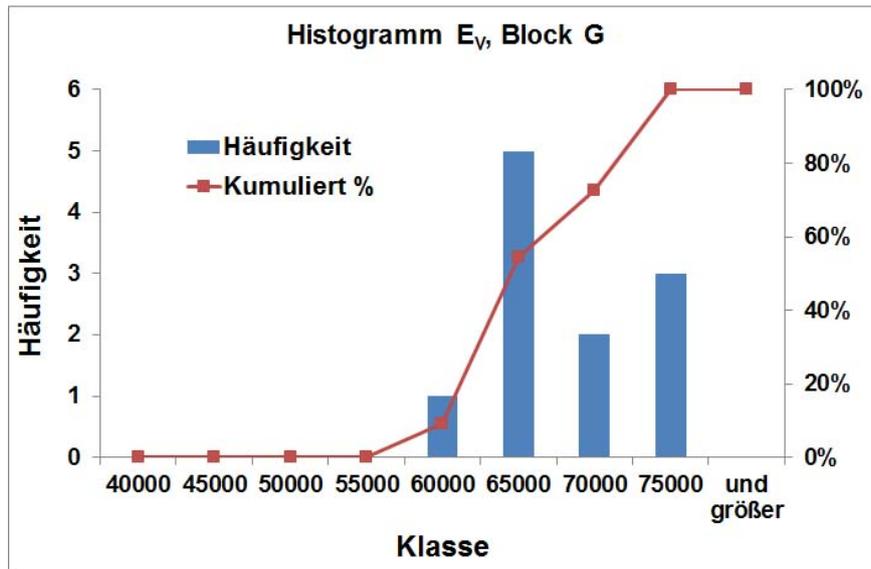


Abb. 3.109 Häufigkeitsverteilungen der volumetrischen Energiedichte E_v beim Impact für die Zylinder G und GS sowie den Körper OKT mit dem achteckigen Querschnitt.

Abb. 3.109 zeigt die Häufigkeitsverteilungen der volumetrischen Energiedichte E_V , d.h. der totalen Energie eines Blocks bezogen auf sein Volumen, zum Zeitpunkt vor dem Impakt. Beim Block G ergaben sich Werte für E_V zwischen 58'000 J/m³ und 75'000 J/m³ (Abb. 3.109, oben). Ein ähnliches Ergebnis wurde auch bei dem Block K festgestellt. Hier liegen die Werte im Intervall 61'000 J/m³ und 72'000 J/m³.

Von dem Hohlzylinder GS und dem Block OKT, der nur eine sehr geringe bis gar keine Rotation vor dem Impakt aufwies, wurden in den Versuchen in der Regel nur geringere Werte für E_V erreicht (Abb. 3.109, Mitte und unten).

4 Halbmassstäbliche 3D-Versuche

Auf dem Freigelände der Hochschule Luzern wurden halbmassstäbliche 3D-Versuche an Modelldämmen durchgeführt. Ziel dieser Versuche war die Verifizierung der Ergebnisse aus den quasi-2D-Versuchen auf den 3D-Fall.

Der Impaktkörper wurde, wie bei den kleinmassstäblichen Versuchen, über ein „Fallrohr“ auf den Damm gelenkt. Als Fallrohr diente ein im Baugewerbe standardmässig verwendetes „Schuttrohr“, welches an einem Gerüst befestigt wurde (Abb. 4.1). Über das „Schuttrohr“ konnte der Impaktkörper zielgenau auf den Dammschnitt gelenkt werden. Die maximale Starthöhe für den Impaktkörper lag bei 10.42 m (Abstand Plattform Gerüst – Boden). Die Grösse des Impaktkörpers wurde durch den unteren Durchmesser der „Schuttrohr“-Kegelstümpfe auf ca. 35 cm begrenzt.



Abb. 4.1 Versuchseinrichtung zur Durchführung der halbmassstäblichen 3D-Versuche auf dem Freigelände der HSLU.

Als Impaktkörper wurden Kugeln aus Beton verwendet (Abb. 4.2). Im Inneren der Betonkugeln ist ein Stahlrohr eingelassen, welches der Aufnahme des dreiachsigen Beschleunigungssensors und des Mini-Datenloggers (Abb. 3.2) dient. Die Masse der Kugel mit dem eingebauten Sensor beträgt 50.2 kg, der Durchmesser der Kugel beträgt 0.35 m.

Der Impaktvorgang wurde mit einer Hochgeschwindigkeitskamera der Marke PCO mit einer Bildrate von 500 fps aufgenommen. Die Kamera wurde mit Hilfe einer Lichtschranke angesteuert, die sich unmittelbar am Ausgang des Fallrohrs befand.



Abb. 4.2 Impaktkörper aus Beton für die 3D-Versuche. $m = 50.2 \text{ kg}$, $2r = 0.35 \text{ m}$

Mit den 3D-Versuchen sollten zudem Erkenntnisse gewonnen werden, inwieweit geotechnische Parameter, die auch für einen möglichen Berechnungsansatz herangezogen werden können bzw. der Qualitätssicherung auf der Baustelle dienen, in-situ gewonnen werden können.

4.1 Dammmetri

Für die 3D-Versuche wurden Dammschnitte mit einer Länge von 3 m und einer Höhe von 1.5 m erstellt. An beiden Seiten wurden diese Dammschnitte mit Hilfe von Betonelementen begrenzt (Abb. 4.3). Die Breite der Aufstandsfläche wurde in Abhängigkeit der gewählten Böschungsneigungen variiert und betrug maximal 3 m. Insgesamt wurden 10 Impaktversuche durchgeführt. Tabelle 4.1 fasst die wesentlichen Dammkenngrößen der einzelnen Versuche zusammen.



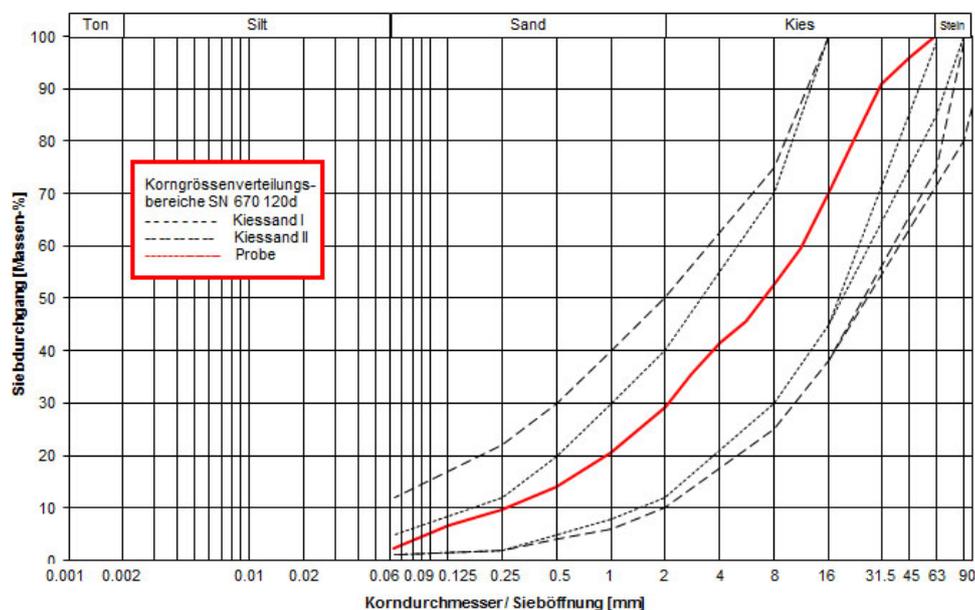
Abb. 4.3 Dammkörper für den Versuch *impakt_01* mit dem Versuchsboden *DBS1*

Tab. 4.1 Dammkenngrößen

Versuch Nr.	Neigung „Bergseite“	Neigung „Talseite“	Kronenbreite [m]	Dammbaustoff
impakt_01	49°	49°	0.5	Kiessand I
impakt_02	49°	49°	0.5	Planiekies 0/25
impakt_03	49°	49°	0.24	Planiekies 0/25
impakt_04	49°	49°	0.24	Planiekies 0/25
impakt_05	49°	49°	0.28	Planiekies 0/25
impakt_06	49°	49°	0.17	Planiekies 0/25
impakt_07	63°	37°	0.16	Planiekies 0/25
impakt_08	63°	63°	0.18	Planiekies 0/25
impakt_09	69°	61.5°	0.17	Planiekies 0/25
impakt_10	69°	59°	0.18	Planiekies 0/25

4.2 Versuchsböden

Die 3D-Versuche sollten mit einem Kiessand I als Dammbaustoff durchgeführt werden. Das in einer 10 m³ Abrollmulde angelieferte Material entsprach zunächst in den oberen Lagen auch dieser Spezifikation (vgl. Abb. 4.4). Mit zunehmender Tiefe nahm jedoch der Grobkornanteil in der Mulde zu und es befanden sich Blöcke mit einer Korngröße bis zu 300 mm in dem angelieferten Material. Da sich solche Korngrößen als störend sowohl hinsichtlich des Dammaufbaus als auch bezüglich der vorgesehenen geotechnischen Untersuchungen auswirken, wurde nach einem Versuch entschieden, das Material für den Dammbau zu wechseln. Für alle folgenden Versuche wurde dann ein Planiekies 0/25 als Dammbaustoff verwendet. Die Korngrößenverteilung dieses Baustoffs ist in Abb. 4.5 dargestellt.

**Abb. 4.4** Korngrößenverteilung Dammbaustoff DBS1: Kiessand I

Für die beiden Dammbaustoffe wurde der Reibungswinkel nach Dhawan aus der Korngrößenverteilung abgeschätzt. Unter Annahme einer dichten Lagerung erhält man für den Dammbaustoff DBS1 einen Reibungswinkel von ca. 48° und für den Dammbaustoff DBS2 einen Reibungswinkel von ca. 45°.

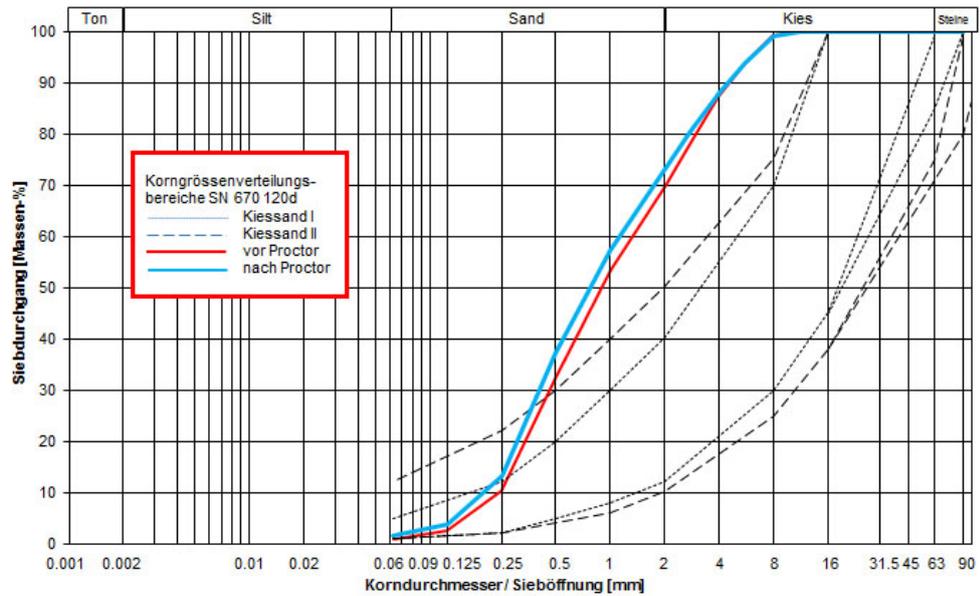


Abb. 4.4 Korngrossenverteilung Dammbaustoff DBS2: Planiekies 0/25

Für den Dammbaustoff DBS2, Planiekies 0/25, wurde ein Proctorversuch durchgeführt. Die Proctordichte ρ_{pr} wurde zu 1870 kg/m^3 und der optimale Wassergehalt w_{opt} zu 3% bestimmt (vgl. Abb. 4.5). Nach dem Proctorversuch wurde erneut die Korngrossenverteilung ermittelt, um zu sehen, ob sich Änderungen aufgrund der mechanischen Beanspruchung beim Proctorversuch ergeben haben. Die beiden Korngrossenverteilungen in Abb. 4.4 weisen nur eine geringe Veränderung auf.

Beim Rückbau der Versuchsdämme wurde der „Ausbauwassergehalt“ auf 3 Niveaus - oben, Mitte und unten - ermittelt. Es wurden Ausbauwassergehalte zwischen 3.5% und 5.2% ermittelt.

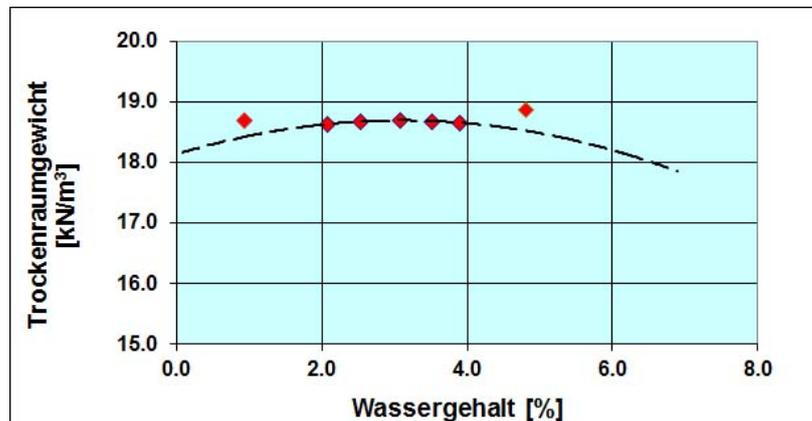


Abb. 4.5 Ergebnis des Proctorversuchs am Dammbaustoff DBS 2: Planiekies 0/25

4.3 Versuchsaufbau

Die Dämme wurden mit Hilfe von Schaltafeln und unter Verwendung eines Minibaggers erstellt. Das Bodenmaterial wurde in Lagen von ca. 20 bis 25 cm eingebaut und anschliessend verdichtet. Die Verdichtung des Materials erfolgte mit einer Rüttelplatte (Abb. 4.6, links). In den oberen Dammabschnitten, die für den Einsatz der Rüttelplatte zu schmal waren, wurde mit einem Handstampfer verdichtet (Abb. 4.6, rechts).



Abb. 4.6 Verdichtung des Dammmaterials DBS 2, Planiekies 0/25, mit Rüttelplatte und händisch im Kronenbereich.

Um Verformungen im Dammkörper erfassen zu können, wurden 16 push-pull-Kabel von je 3 m Länge auf 4 Ebenen im Dammkörper verlegt (Abb. 4.7). An dem einen Ende der push-pull-Kabel, welches in den Damm eingebaut wurde, wurden Kunststoffkugeln befestigt, die in ihrer Grösse näherungsweise dem Grösstkorn des Bodens entsprachen. Das andere Ende der Kabel wurde an Wegaufnehmer angeschlossen, die unmittelbar neben dem Damm platziert wurden. Die Abtastrate bei den Wegaufnehmern betrug 5 ms.

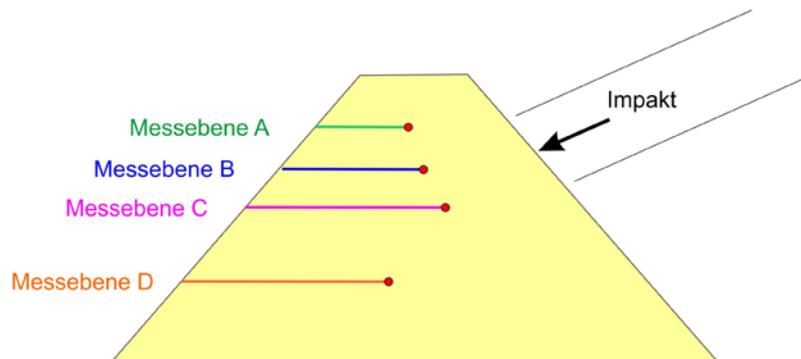


Abb. 4.7 Schematische Darstellung der Lage der push-pull-Kabel im Dammkörper.

Die push-pull-Kabel wurden auf einer Kreislinie angeordnet (Abb. 4.8). Die Radien der Kreislinien wurden der entsprechenden Dammgeometrie jeweils angepasst und nahmen von der Messebene D zur Messebene A hin in der Regel ab. Beim Versuch *impakt_02* wurden z.B. die Radien $r_D = 1.6$ m, $r_C = 1.3$ m, $r_B = 0.7$ m und $r_A = 0.75$ m verwendet.



Abb. 4.8 Radial ausgerichtete push-pull-Kabel auf der Messebene C



Abb. 4.9 Fertig gestellter Versuchsdamm mit 16 eingebauten push-pull-Kabeln auf vier Messebenen.

Während des Aufbaus des Versuchsdamms wurden jeweils auf bis zu 3 Ebenen geotechnische Messungen ausgeführt. Hierzu gehörten:

- Dynamischer Plattendruckversuch mit dem Gerät Terratest 4000 USB
- Rammsondierung mit der leichten Rammsonde Kessler K-100 und
- seismische Messungen mit der Olson Instruments SASW-G-Anlage.

Die Abbildungen 4.10 und 4.11 zeigen beispielhaft die Anordnung der Messstellen auf den Messebenen E1 und E3.

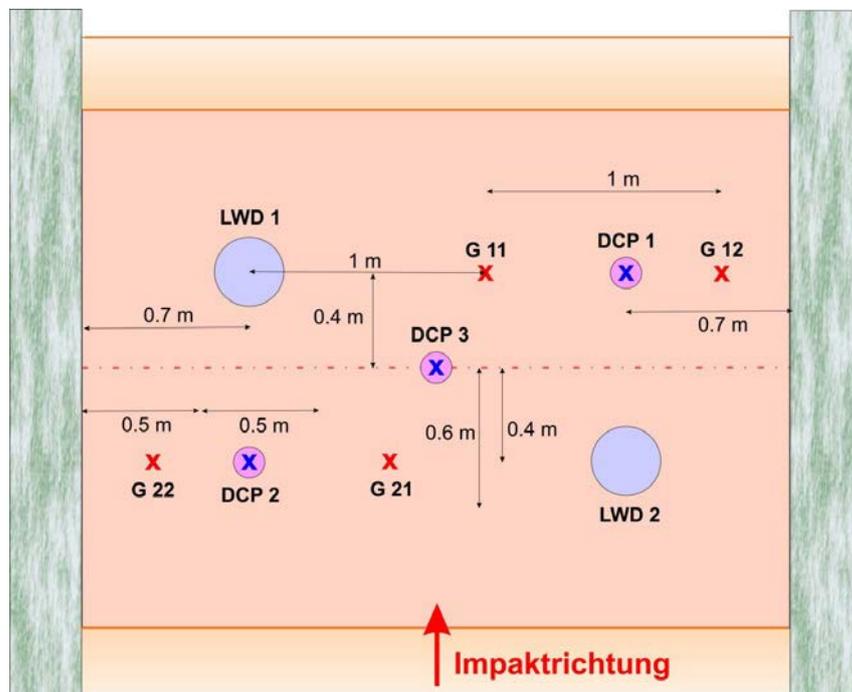


Abb. 4.10 Beispiel für die Lage der Messstellen auf der Messebene E1, d.h. der untersten Messebene (Versuch *impakt_03*): LWD: dynamischer Plattendruckversuch, DCP: Rammsonde, G: Geophon.

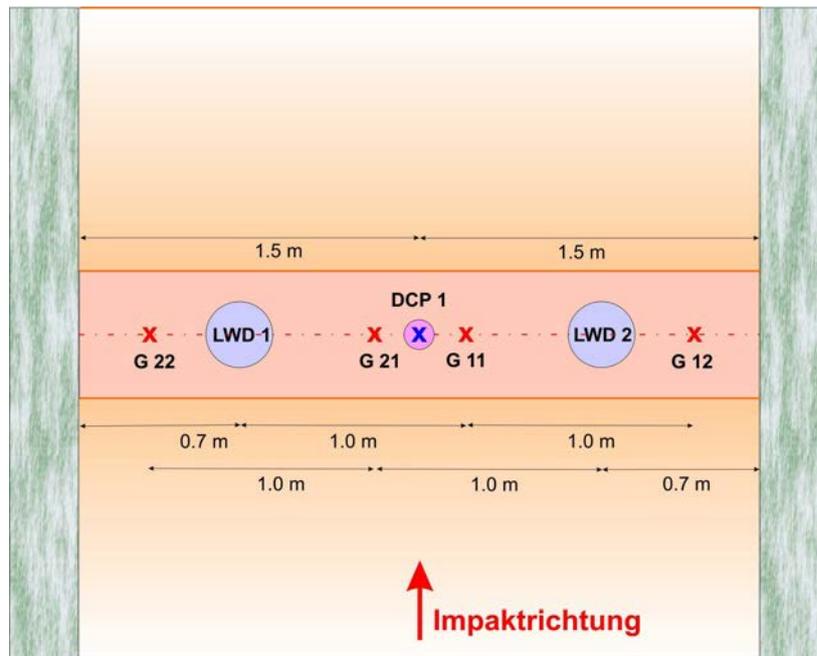


Abb. 4.11 Beispiel für die Lage der Messstellen auf der Messebene E3, d.h. der obersten Messebene (Versuch *impakt_05*): LWD: dynamischer Plattendruckversuch, DCP: Rammsonde, G: Geophon.

4.4 Ausgeführte Versuche

Der Versuch *impakt_01* ist als eine Art Vorversuch anzusehen, bei dem die in dieser Versuchsanordnung gewählten Versuchsgrößen hinsichtlich ihrer Eignung getestet wurden. Der Versuch *impakt_01* unterscheidet sich daher auch in mehrerer Hinsicht von den anderen Versuchen. Zum einen ist es der einzige Versuch, der mit dem Dammstoff DBS1 (Kiessand I) ausgeführt wurde (vgl. Abschnitt 4.2). Zum anderen war bei diesem Versuch das Fallrohr im oberen Teil annähernd vertikal gestellt und es ergab sich dadurch praktisch eine Freifallstrecke von mehreren Metern. Das annähernd vertikale Fallrohr im oberen Bereich hatte zur Folge, dass bei diesem Versuch mit $v = 8.7$ m/s die höchste Translationsgeschwindigkeit von allen Versuchen erreicht wurde. Allerdings bestand durch diese Versuchsanordnung auch ein erhöhtes Risiko, dass das Fallrohr vorzeitig beschädigt werden könnte. Aus diesem Grund wurde in den folgenden Versuchen das Fallrohr leicht schräg gestellt, was mit einer Reduktion der Translationsgeschwindigkeit bei den Versuchen verbunden war.

Insgesamt wurden 10 der halbmassstäblichen Versuche durchgeführt und der Versuchsdamm jeweils komplett neu aufgebaut. Bei einigen Versuchen wurden auch 2. und 3. Impakts ausgeführt, sofern dies aufgrund des Zustandes des Bauwerks sinnvoll erschien. Diese Impaktversuche wurden dann mit der Kennung a bzw. b versehen. Der Versuch *impakt_04b* bezeichnet also den 3. Impakt auf das Dammbauwerk.

Der Umfang der Messungen war nicht bei allen Versuchen gleich. So wurden 3D-Scans der Dammoberfläche zur Ermittlung der Verformungen lediglich bei den Versuchen *impakt_02*, *impakt_03*, *impakt_04* und *impakt_05* aufgenommen. Da der Informationsgehalt dieser Messungen jedoch vergleichsweise gering, die Kosten jedoch relativ hoch waren, wurde bei den Versuchen *impakt_06* bis *impakt_10* auf diese Messungen verzichtet. Bei einigen Versuchen gab es auch Ausfälle bei Messkomponenten, so dass nicht immer von allen Messgrößen Daten vorliegen. Bei den Versuchen *impakt_03* und *impakt_10* gab es jeweils einen Ausfall bei der Hochgeschwindigkeitskamera, so dass für diese Versuche keine Fotos für eine Auswertung des Impakts vorliegen.

4.5 Ermittlung der Geschwindigkeiten und Energien vor dem Impact

Für die Ermittlung der Translations- und der Rotationsgeschwindigkeit eines Blocks vor dem Impact wurden jeweils 2 Bilder aus den Hochgeschwindigkeitsaufnahmen ausgewählt. Aus der Position des Blocks in diesen beiden Bildern und mit Hilfe der bekannten Bildrate von 500 fps wurden die Translationsgeschwindigkeiten und die Rotationsgeschwindigkeiten bestimmt. Vereinfachend wurde für die Abstandsmessung eine Gerade zwischen den jeweiligen Kreismittelpunkten gewählt (Abb. 4.12). Da es bei der Kugel, im Gegensatz zum Zylinder, keine bevorzugte Rotationsachse gibt, gestaltet sich hier die Bestimmung der Rotationsgeschwindigkeit deutlich schwieriger und ist auch mit einem grösseren Fehler behaftet als bei den Zylindern. Die Ablesegenauigkeit des Winkels liegt bei dieser Vorgehensweise zwischen 5° und 10° .



Abb. 4.12 Beispiel für die Ermittlung der Blockposition und Blockrotation, α ist der Impact- oder Auftreffwinkel.

Die Translationsgeschwindigkeiten lagen nach der Umstellung des Fallrohrs bei den meisten Versuchen im Intervall zwischen 5.6 m/s und 6.2 m/s. Bei den Versuchen *impakt_02* und *impakt_03* ergaben sich etwas höhere Geschwindigkeiten von 6.5 m/s bzw. 7.0 m/s. Die höchste Translationsgeschwindigkeit von 8.7 m/s ergab sich, wie vorstehend bereits erwähnt, beim Versuch *impakt_01* mit der grossen Freifallstrecke.

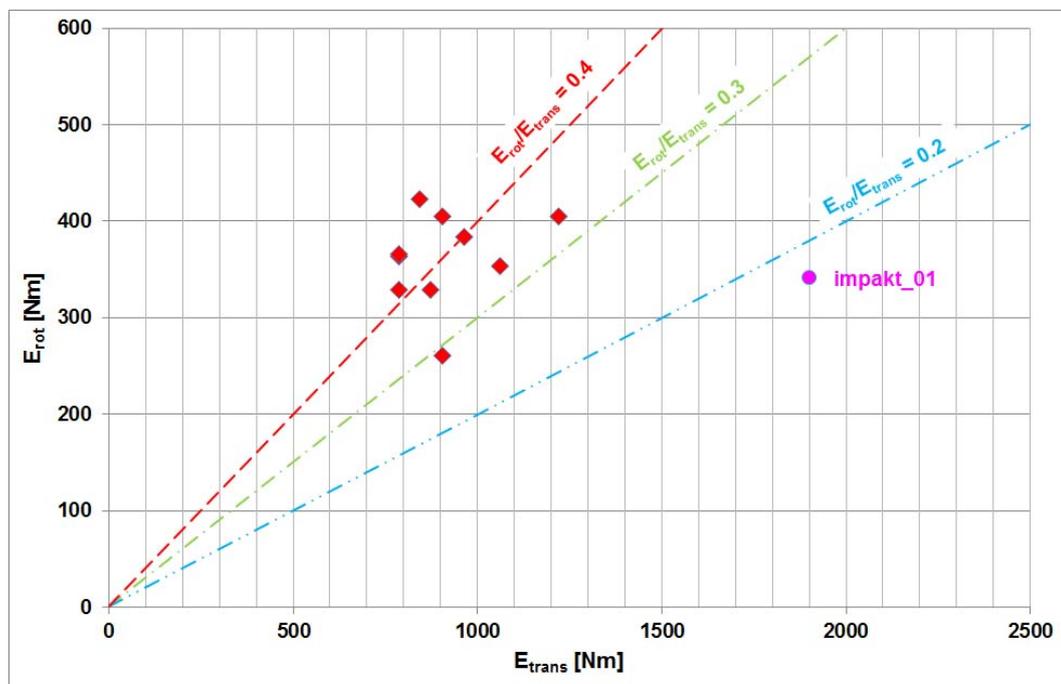
Hinsichtlich der Rotationsgeschwindigkeiten ergaben sich bei den Versuchen Werte zwischen 29 Hz und 37 Hz.

Für das Verhältnis Rotationsenergie zu Translationsenergie vor dem Impact ergeben sich für eine Kugel typische Werte zwischen 0.3 und 0.5. Lediglich bei Versuch *impakt_01* wurden diese Werte mit einem Verhältnis Rotationsenergie zu Translationsenergie von 0.18 deutlich unterschritten. Dies ist eine Folge der grossen Freifallstrecke.

Tabelle 4.2 gibt einen Überblick der in den 3D-Versuchen ermittelten Geschwindigkeiten und Energien vor dem Impact. In Abb. 4.13 sind, analog zu Abb. 3.17, die Translations- und Rotationsenergien gegenübergestellt.

Tab. 4.2 Geschwindigkeiten und Energien

Versuch	v [m/s]	E_{trans} [Nm]	ω [Hz]	E_{rot} [Nm]	E_{total} [Nm]	$E_{\text{rot}}/E_{\text{trans}}$ [-]	$E_{\text{rot}}/E_{\text{total}}$ [-]
impakt_01	8.7	1900	33.3	341	2241	0.18	0.15
impakt_02	6.5	1060	33.9	353	1413	0.33	0.25
impakt_03	7.0	1220	36.3	405	1625	0.33	0.25
impakt_04	6.0	904	29.1	260	1164	0.29	0.22
impakt_04a	6.2	965	35.3	383	1348	0.40	0.28
impakt_04b	5.6	787	32.7	329	1116	0.42	0.29
impakt_05	5.9	874	32.7	329	1203	0.38	0.27
impakt_06	6.0	904	36.3	405	1309	0.45	0.31
impakt_07	5.6	787	34.4	364	1151	0.46	0.32
impakt_08	5.6	787	34.5	366	1153	0.46	0.32
impakt_09	5.8	844	37.1	423	1267	0.50	0.33

**Abb. 4.13** Translationsenergien und Rotationsenergien bei den 3D-Versuchen vor dem Impact. Der Versuch *impakt_01* weicht hier deutlich ab von den anderen Versuchen.

4.6 Auftreffwinkel, Eindringtiefe und Blockbewegung nach dem Impact, Verschiebungen im Dammkörper

4.6.1 *impakt_01*

Beim Versuch *impakt_01* betrug die Neigung der Dammböschung sowohl auf der „Bergseite“ als auch auf der „Talseite“ 49°. Die Kronenstärke betrug 0.5 m. Der Impact erfolgt nur wenig unterhalb der Dammkrone (Abb. 4.14, $n = 112$), d.h. die Vorgabe eines Freibords mit einer Größe des doppelten Kugeldurchmessers ist hier nicht erfüllt. Die Betonkugel trifft unter einem Auftreffwinkel $\alpha = 12^\circ$ auf den Damm auf (vgl. Abb. 4.12).

Abb. 4.14 zeigt eine Bilderserie des Impakts bei Versuch *impakt_01*. Nach ca. 0.02 s ($n = 122$) erreicht die Betonkugel mit ca. 10 cm ihre grösste Eindringtiefe. Danach beginnt die Kugel in Richtung Krone zu wandern und schiebt dabei das Dammmaterial vor sich her. Durch den Impakt wird die Rotation der Kugel deutlich abgebremst. Die Kugel erreicht das Niveau Dammkrone und rollt über die Krone auf der „Talseite“ ab. Der gesamte Impaktvorgang ist als Film auf der beiliegenden DVD enthalten.

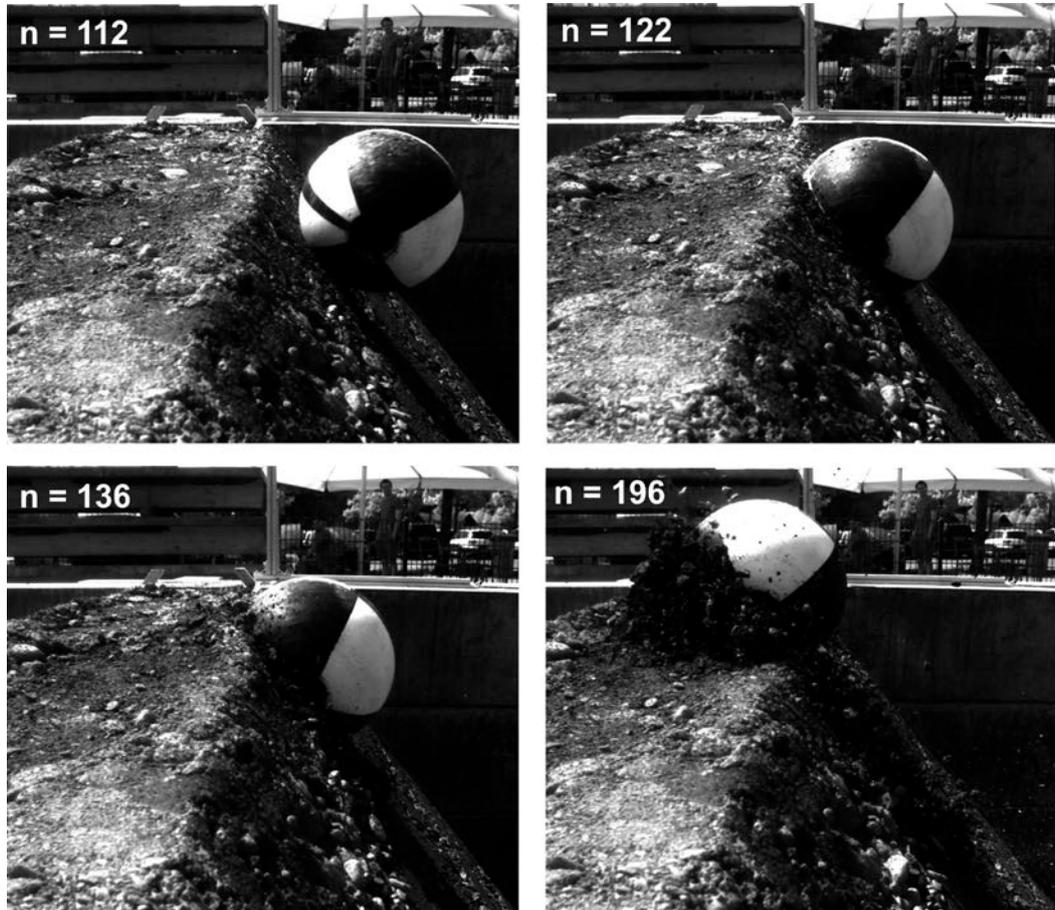


Abb. 4.14 Versuch *impakt_01*. $n = 112$: Aufschlagpunkt, $n = 122$: maximale Eindringtiefe, $n = 136$: Block wandert nach oben und schiebt Dammmaterial vor sich her, $n = 196$: Block erreiche Niveau Dammkrone.

Der Verlauf des Impakts beim Versuch *impakt_01* hat grosse Ähnlichkeit mit den Versuchsergebnissen bei dem Versuch G-2145-A-11-1 der kleinmassstäblichen quasi-2D-Versuche. In beiden Fällen wird der „bergseitige“ Teil der Dammkrone zerstört und der Block überwindet den Damm.

4.6.2 *impakt_02*

Beim Versuch *impakt_02* wurde die Dammgeometrie aus dem ersten Versuch beibehalten (vgl. Abb. 4.19). Der Versuch wurde jedoch mit dem Dammbaustoff DBS 2, Planiekies 0/25, durchgeführt. Die Neigung des Fallrohrs wurde sowohl im oberen als auch im unteren Teil verändert und betrug am Ausgang 17.7° . Die Translationsgeschwindigkeit des Blocks hat sich durch diese Umstellung des Fallrohrs auf 6.5 m/s reduziert.

Der Block trifft den Damm im Versuch *impakt_02* nun deutlich tiefer (Abb. 4.15) und das Freibord beträgt etwa das 1.5-fache des Kugeldurchmessers. Der Auftreffwinkel α wurde aus den Fotos der Hochgeschwindigkeitskamera zu 6° bestimmt.



Abb. 4.15 Aufschlagpunkt beim Versuch *impakt_02*, Freibord ca. 1.5 Blockdurchmesser.

Die Abbildungen 4.16 bis 4.18 zeigen die Ergebnisse der Einmessung der durch den Impakt erzeugten Hohlform bzw. die durch den Block im Damm auf der „Bergseite“ erzeugte Hohlform im Bild. Aus diesen Messungen geht hervor, dass die maximale Tiefe der Hohlform zwischen ca. 10 cm (Scanner) und 11.5 cm (manuelle Messung, Abb. 4.18) beträgt. Die Auswertung der Hochgeschwindigkeitsaufnahmen ergab hingegen, dass der Block beim Impakt zunächst lediglich ca. 6 cm in den Damm eindringt. Dann springt der Block annähernd senkrecht nach oben, d.h. der Kontakt zum Damm geht verloren. Im weiteren Ablauf fällt der Block wieder rotierend auf die Dammböschung zurück und vertieft die geschaffene Hohlform.

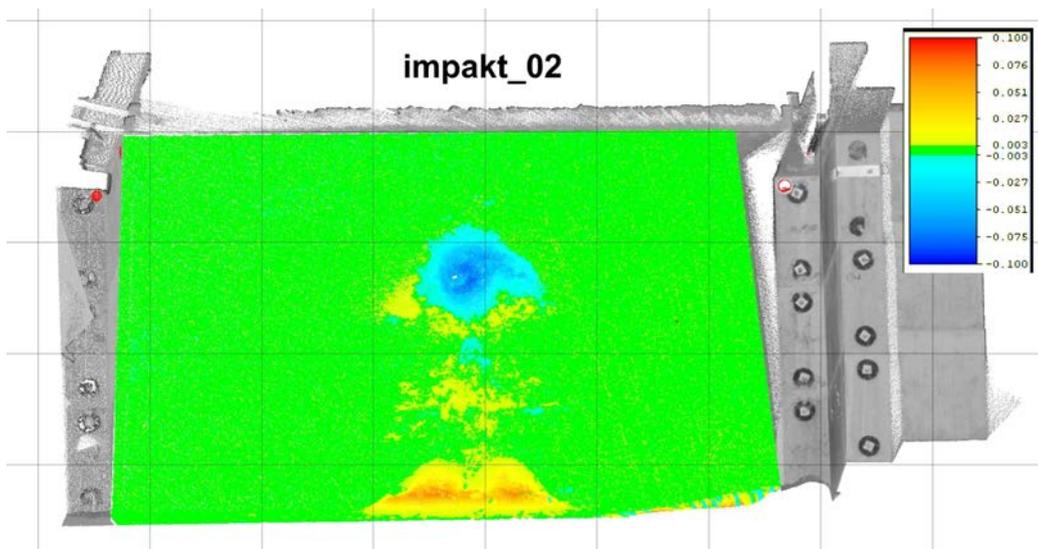


Abb. 4.16 Versuch *impakt_02*: Ergebnis der Aufnahme des Damms nach dem Impakt mit dem 3D-Scanner. Blau: Hohlform durch den Impakt, Gelb: Ausgetragenes Material.

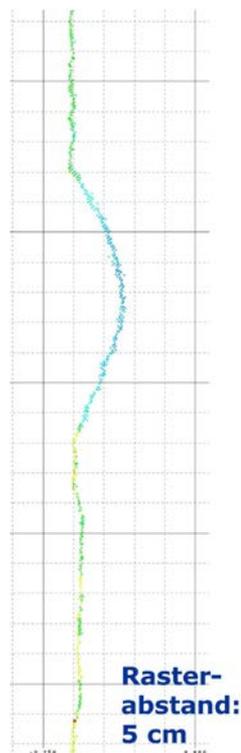
Auf der „Talseite“ konnte weder visuell noch mit dem 3D-Scanner eine Verformung des Damms festgestellt werden.



impakt_02



Abb. 4.17 Versuch *impakt_02*: Ansicht der durch den Block in den Damm geschlagenen Hohlform (oben) und Horizontalschnitt aus den Messungen mit dem 3D-Scanner (unten). Die maximale Tiefe gemäss der Scanner-Auswertung beträgt ca. 10 cm



impakt_02

Abb. 4.18 Versuch *impakt_02*: Vertikalschnitt aus den Messungen mit dem 3D-Scanner (links) und Blick auf die, durch den Block in den Damm geschlagene Hohlform. Die maximale Eindringtiefe gemäss der Scanner-Auswertung beträgt hier unter 10 cm.

Aufgrund des kleinen Auftreffwinkels von lediglich 6° findet bei diesem Versuch nur eine geringe Bewegung des Blocks in Richtung Dammkrone statt. Stattdessen rotiert der Block in dem geschaffenen Hohlraum und rollt schliesslich „bergseits“ weg, d.h. der Damm wird in diesem Fall nicht überwunden. Ein Film zum Versuch *impakt_02* befindet sich auf der DVD.

In Abb. 4.19 ist die Geometrie des Damms beim Versuch *impakt_02* zusammen mit der Lage der Messpunkte für Verschiebungsmessungen im Querschnitt dargestellt. Die Betonkugel ist in dieser Darstellung massstabsgerecht zum Dammkörper abgebildet, der Aufschlagpunkt wurde aus den vorliegenden Hochgeschwindigkeitsfotos übernommen und die Richtung des Impakts wird durch den Pfeil angegeben. Die Betonkugel trifft annähernd senkrecht auf die Dammoberfläche auf und der Abstand zwischen dem Aufschlagpunkt und den Kunststoffkugeln der push-pull-Kabel beträgt mehr als ein Kugeldurchmesser.

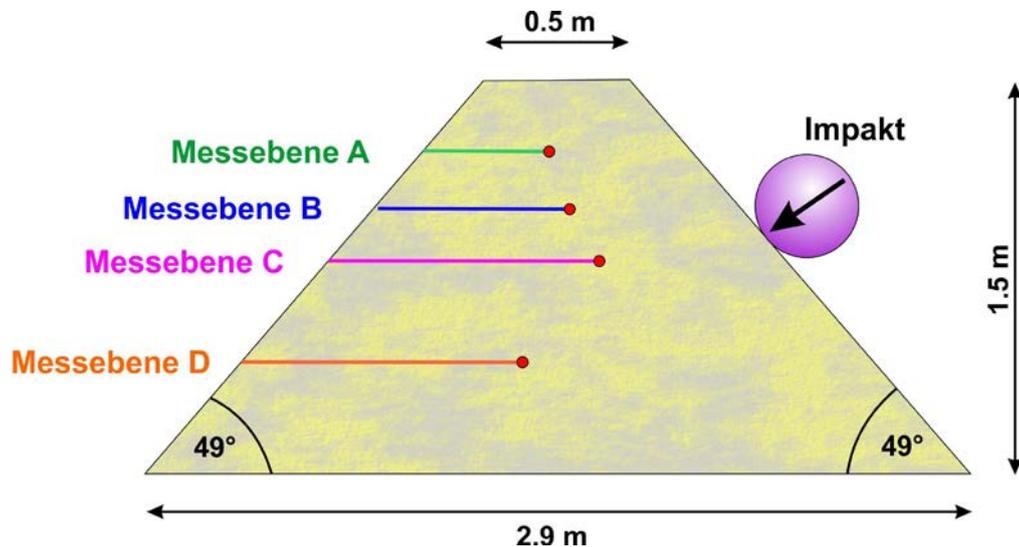


Abb. 4.19 Geometrie des Damms und Lage der push-pull-Kabel im Dammkörper beim Versuch *impakt_02*.

Die Abbildungen 4.20 und 4.21 zeigen die im Damminneren aufgetretenen und über die push-pull-Kabel gemessenen Verformungen beim Versuch *impakt_02*. Erwartungsgemäss treten die grössten Verformungen bei den Gebern auf, die am nächsten zum Aufschlagpunkt liegen (A3 in Abb. 4.20, C3 in Abb. 4.21). Die äusseren Messgeber zeigen hingegen kaum Verformungen an.

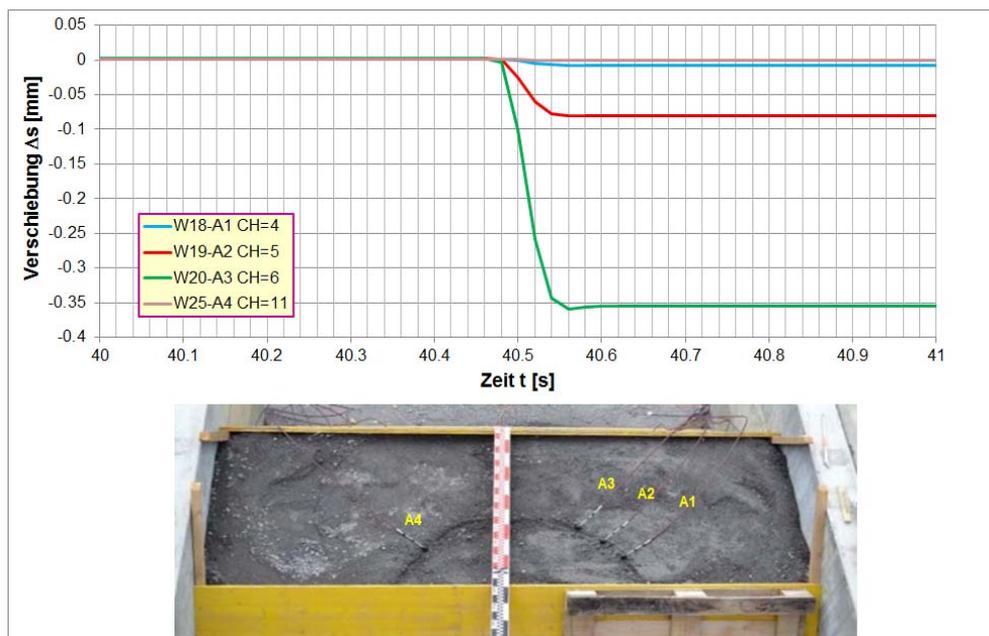


Abb. 4.20 Versuch *impakt_02*: Verschiebungsmessungen im Damminneren auf Messebene A (vgl. Abb. 4.7).

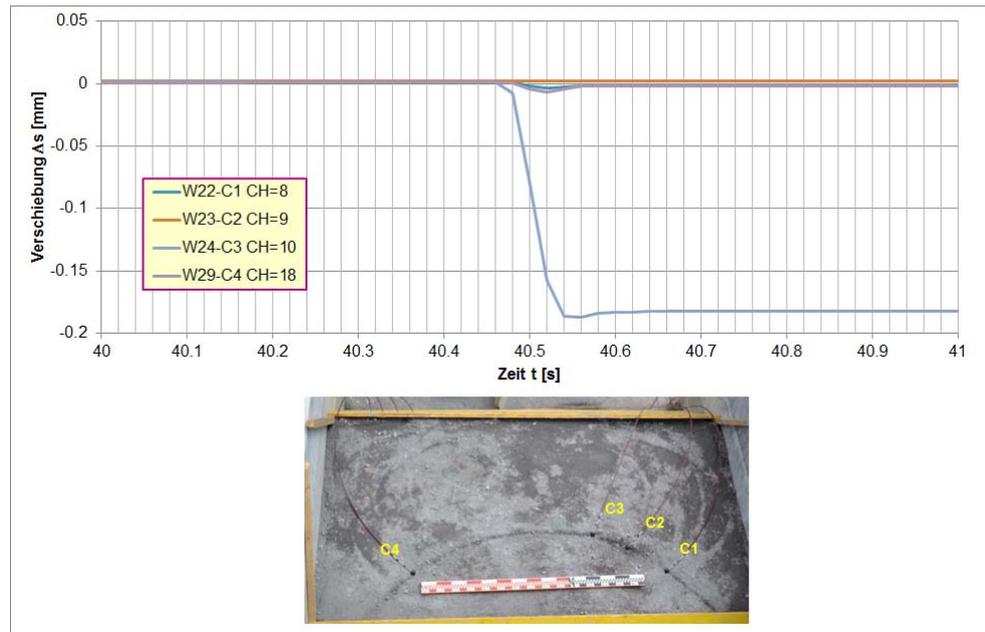


Abb. 4.21 Versuch *impakt_02*: Verschiebungsmessungen im Damminneren auf Messebene C (vgl. Abb. 4.7).

Generell sind die eingetretenen Verformungen mit Werten unter 0.5 mm sehr gering. Der zeitliche Verlauf der Kurven gibt an, dass es sich im Wesentlichen um bleibende Verformungen handelt. Der elastische Anteil bei diesen Verformungen liegt unter 3% der gemessenen Gesamtverformung. Die Absolutwerte auf der Zeitachse unterscheiden sich sowohl von den mit der Hochgeschwindigkeitskamera ermittelten Zeiten als auch von Versuch zu Versuch, da die Auslösung dieser Messung von Hand erfolgte.

Auf der untersten Messebene D zeigen die Messgeräte lediglich noch den Gerätegang an, jedoch keine messbaren Verschiebungen mehr. Dies bestätigt somit die Ergebnisse der quasi-2D-Versuche, dass bei den gewählten Grössenverhältnissen von Impaktkörper und Damm, im Bereich des Dammfusses keine nennenswerten Verformungen auftreten.

4.6.3 **impakt_03 bzw. impakt_04**

Beim Versuch *impakt_03* trat eine Störung bei der Hochgeschwindigkeitskamera auf, so dass vom eigentlichen Impakt für diesen Versuch keine Fotos vorliegen. Der Versuch wurde daher wiederholt und als *impakt_04* bezeichnet. Bei den Versuchen *impakt_03* bzw. *impakt_04* wurden die Böschungsneigungen des Damms auf der „Bergseite“ bzw. „Talseite“ bei 49° belassen, die Stärke der Dammkrone wurde hingegen halbiert, d.h. auf der „Talseite“ wurde die Dammböschung in Richtung „Bergseite“ verschoben. Die „bergseitige“ Böschung war in der gleiche Position wie in den Versuchen zuvor.

Der Block trifft den Damm in den Versuchen *impakt_03* bzw. *impakt_04* mit einem Freibord von etwa dem 1.5-fachen des Kugeldurchmessers. Der Auftreffwinkel α wurde aus den Fotos der Hochgeschwindigkeitskamera zu 6° bzw. 5° bestimmt. Der Block überwindet den Damm in beiden Versuchen nicht. Die Bewegung in Richtung Dammkrone ist gering, der Block rotiert annähernd auf der Höhe des Einschlags und fällt bzw. rollt dann zur „Bergseite“ hin. Ein Film zum Versuch *impakt_04* befindet sich auf der DVD.

Vor und nach den Versuchen wurde der Damm mit einem 3D-Scanner aufgenommen, so dass aus der Differenzbildung der beiden Aufnahmen die Oberflächendeformationen des Damms ermittelt werden konnten. Die Tiefe der durch den Impakt erzeugten Hohlform beträgt beim Versuch *impakt_03* ca. 8.5 cm bzw. beim Versuch *impakt_04* ca. 9.5 cm.

Die Messergebnisse des 3D-Scans sind in Anhang VI zusammengestellt. Sie zeigen, dass sich im Wesentlichen ein Abdruck der Kugeloberfläche mit leichten Ausbrüchen an den Seiten einstellt. Auch diese Abdrücke zeigen, dass bei diesen beiden Versuchen der Block annähernd auf der Höhe des Einschlags rotiert und nur eine sehr kleine Bewegung der Kugel in Richtung Dammkrone stattgefunden hat (vgl. auch Abb. 4.22).

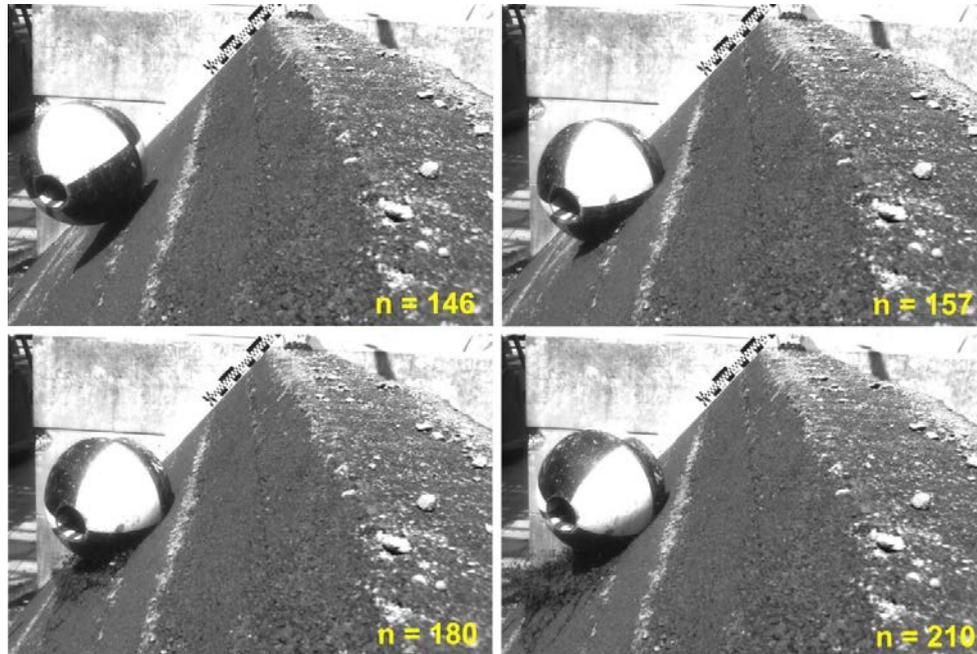


Abb. 4.22 Versuch *impakt_04*: $n = 146$ (Beginn des Impakts): Aufschlagpunkt, $n = 157$ (0.022 s nach Beginn des Impakts): Block erreicht die maximale Eindringtiefe von ca. 9 cm, $n = 180$ und 210 (0.068 s bzw. 0.128 s nach Beginn des Impakts): Block rotiert auf der Stelle und fördert Dammmaterial nach unten.

Abb. 4.23 zeigt die Lage der push-pull-Kabel bei den Versuchen *impakt_03* und *impakt_04* im Querschnitt. Im Vergleich zum Versuch *impakt_02* liegen die Kunststoffkugeln der push-pull-Kabel nun etwas tiefer und näher am Aufschlagpunkt. Die Betonkugel ist in dieser Darstellung massstabsgerecht zum Dammkörper abgebildet, der Aufschlagpunkt wurde aus den vorliegenden Hochgeschwindigkeitsfotos übernommen und die Richtung des Impakts wird durch den Pfeil angegeben.

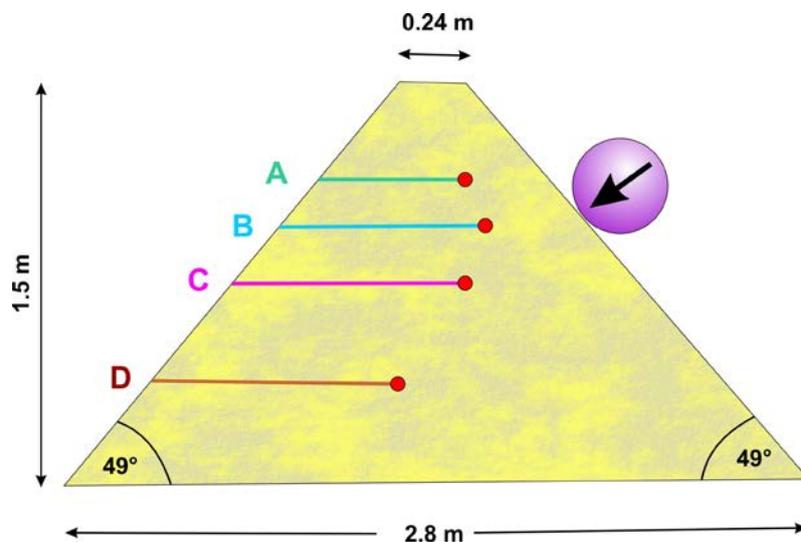


Abb. 4.23 Lage der push-pull-Kabel im Dammkörper bei den Versuchen *impakt_03* und *impakt_04*.

Die Messergebnisse der Ebenen A, B und C sind im Anhang VII, Abbildungen VII.1 bis VII.6 dargestellt. Auf die Darstellung der Messwerte der Messebene D wurde verzichtet, da hier wieder nur sehr kleine Werte ($< 0.005 \text{ mm}$) gemessen wurden, die in der Grössenordnung der Messgenauigkeit der Aufnehmer liegen.

Während beim Versuch *impakt_04* Verformungen von ähnlicher Grösse auftreten wie beim Versuch *impakt_02* (vgl. Abb. 4.20 und Abb. VII.2), ergeben sich beim Versuch *impakt_03* grössere Verformungen (Abb. VII.1). Die Ursache hierfür sind unterschiedliche Translationsenergien des Blocks in den Versuchen *impakt_03* und *impakt_04*. Beim Versuch *impakt_03* ist die Translationsenergie mit ca. 1.2 kNm um rund 35% grösser als beim Versuch *impakt_04* mit ca. 0.9 kNm (vgl. Tabelle 4.2).

Eine Erklärung für den Unterschied bei der Translationsenergie in den beiden Versuchen liefern die Messergebnisse des dreiachsigen Beschleunigungssensors, der in der Betonkugel während der Versuche eingebaut war. In Abb. 4.24 sind diese Messergebnisse des dreiachsigen Beschleunigungssensors ACCEL-TRIAX-3031-50 für die beiden Versuche *impakt_03* und *impakt_04* im Vergleich dargestellt. Man erkennt, dass der Block im Versuch *impakt_04* einen deutlich stärkeren Stoss im Fallrohr erfährt (grosser grüner Peak) als beim Versuch *impakt_03*, der letztlich zu der kleineren Translationsenergie gegenüber dem Versuch *impakt_03* führt.

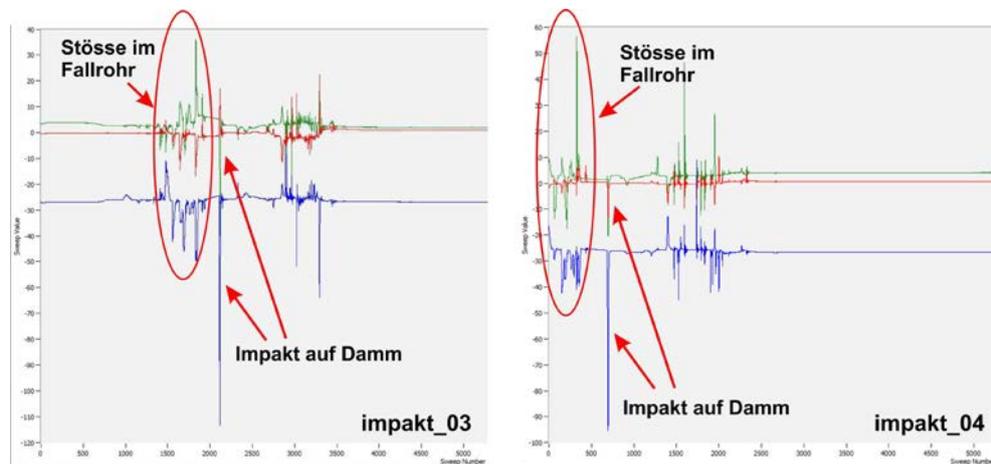


Abb. 4.24 Ergebnisse der Messungen mit dem dreiachsigen Beschleunigungssensor ACCEL-TRIAX-3031-50 bei den Versuchen *impakt_03* und *impakt_04*. Die Sensor-komponenten „blau“ und „grün“ sind versetzt dargestellt. Der Vergleich der beiden Versuchsergebnisse zeigt, dass der Block beim Versuch *impakt_04* einen stärkeren Stoss im Fallrohr erfahren hat, als beim Versuch *impakt_03* (grössere „grüne“ Spitze).

Bei den Versuchen *impakt_03* und *impakt_04* treten bei den Messebenen A und B höhere elastische Anteile bei den Verformungen auf als dies beim Versuch *impakt_02* der Fall war. Vergleicht man die Darstellungen in den Abbildungen 4.20 und VII.2, die den gleichen Maximalwert auf der y-Achse haben, stellt man fest, dass der elastische Anteil der gemessenen Verformungen beim Versuch *impakt_04* für den Messpunkt A3 ca. 8%, bezogen auf den Maximalwert der Verformung, beträgt. Beim Versuch *impakt_02* beträgt der elastische Anteil an den Gesamtverformungen hingegen lediglich 1%.

Der Messpunkt A4 weist den gleichen Abstand von der Mittellinie des Damms und von der Böschungskante auf wie der Messpunkt A3. Bei einem exakt in der Dammmitte aufschlagenden Block sollten daher die Verformungen an den Messpunkten A3 und A4 in etwa gleich gross sein. Die für den Messpunkt A3 ermittelte Verformung im Versuch *impakt_04* ist jedoch mehr als doppelt so gross wie die am Messpunkt A4 gemessene Verformung. Selbst die für den Messpunkt A1 ermittelte Verformung ist grösser als die am Messpunkt A4 gemessene Verformung. Hieraus ist zu schliessen, dass der Block nicht exakt in der Dammmitte aufgeschlagen ist, sondern leicht, in Flugrichtung nach rechts, versetzt.

Die Verformung am Punkt A2 sollte zwischen den an den Punkten A3 und A1 ermittelten Verformungen liegen. Im Versuch `impakt_04` zeigt dieser Geber jedoch nur Werte kleiner 0.0055 mm an und muss als ausgefallen gewertet werden.

Auch beim Versuch `impakt_03` ist der Anteil der elastischen Verformungen an der Gesamtverformung in der Messebene A grösser als beim Versuch `impakt_02`. Beim Messpunkt A3 beträgt der elastische Anteil ca. 10%, beim Messpunkt A2 sogar ca. 34% (vgl. Abb. VII.1). Der Messpunkt A4 weist nur eine sehr geringe elastische Verformung auf. Am Messpunkt A1 deutet sich zwar eine vollständig plastische Verformung an, diese ist jedoch mit ca. 0.0025 mm sehr klein.

In der Messebene B ist die Anordnung der push-pull-Kabeln mit den Kunststoffkugeln gegenüber der Messebene A gespiegelt, d.h. in Impaktrichtung rechts von der Dammmitte befindet sich nur ein Messpunkt, drei Messpunkte befinden sich in Impaktrichtung links von der Dammmitte (Abbildungen VII.3 und VII.4). Da der Aufschlag des Blocks leicht aussermittig erfolgte, treten die grössten Verformungen sowohl beim Versuch `impakt_03` als auch beim Versuch `impakt_04` beim Messpunkt B1 auf. Die grössere Verformung tritt, wie bei der Messebene A, beim Versuch `impakt_03` mit ca. 1.2 mm auf. Der elastische Anteil an dieser Verformung beträgt ca. 29%. Am Messpunkt B2 ergibt sich eine Verformung von 0.2 mm, die rein plastisch ist (vgl. Abb. VII.3).

Beim Versuch `impakt_04` erreicht die grösste Verformung am Punkt B1 einen Wert von ca. 0.6 mm und der elastische Anteil an dieser Verformung beträgt ca. 65%. Beim Punkt B2 ergibt sich eine maximale Verschiebung von ca. 0.24 mm. Der elastische Anteil an dieser Gesamtverformung beträgt ca. 28%. Beim Punkt B3 stellt sich eine rein plastische Verformung von ca. 0.06 mm ein, während der Punkt B4 ein rein elastisches Verhalten mit einem Maximalwert von ca. 0.1 mm zeigt (Abb. VII.4).

Die Messpunkte in der Messebene C, die in etwa auf der Verlängerung der Flugbahn des Impaktors liegen (vgl. Abb. 4.23), zeigen weitgehend plastisches Verhalten (Abbildungen VII.5 und VII.6).

4.6.4 `impakt_05`

Beim Versuch `impakt_05` wurde die Dammgeometrie aus den Versuchen `impakt_03` bzw. `impakt_04` beibehalten, d.h. die Böschungsneigungen des Damms auf der „Bergseite“ bzw. „Talseite“ wurden bei 49° belassen. Die Stärke der Dammkrone betrug 28 cm. Die „bergseitige“ Böschung war in der gleiche Position wie in den Versuchen zuvor. Das Fallrohr wurde jedoch so eingestellt, dass sich ein Auftreffwinkel α von 26° ergab. Aufgrund des nun deutlich grösseren Auftreffwinkels und der damit verbundenen grösseren parallel zur Böschungsfalllinie wirkenden Kraft (vgl. Abb. 3.29) stellte sich auch ein neues Verhalten des Impaktors ein, d.h. dieser übersprang im Versuch `impakt_05` nun den Damm (Abb. 4.25). Da der Damm nur eine geringe Schädigung durch diesen Impakt erfuhr, wurden ein zweiter, und ein dritter Impakt auf den Damm ausgeführt. Auch in jedem dieser Versuche wurde der Damm von dem Block überwunden (Abb. 4.26). In einem weiteren Versuch, `impakt_05c`, wurde der Dammquerschnitt durch Abgraben geschwächt, um so einen Durchschlag zu erzwingen. Aber auch diese Schwächung des Dammquerschnitts führte nicht zu einem Durchschlag, auch bei diesem Versuch wurde der Damm vom Block übersprungen. Filme zu den Versuchen `impakt_05` sowie `impakt_05a`, `impakt_05b` und `impakt_05c` befinden sich auf der beiliegenden DVD.

Der Block trifft den Damm im Versuch `impakt_05` mit einem Freibord, welches in etwa einem halben Kugeldurchmesser entspricht (Abb. 4.25, oben links). Aus den Aufnahmen mit der Hochgeschwindigkeitskamera wurde die Eindringtiefe der Betonkugel in den Dammkörper mit ca. 3 cm ermittelt. Hierzu wurde das Bild ausgewählt und vermessen, welches im Vergleich zu seinem Vorgänger noch keine Aufwärtsbewegung zeigt.



Abb. 4.25 Versuch *impakt_05*: $n = 52$: Aufschlagpunkt, $n = 58$: Block erreicht eine maximale Eindringtiefe von ca. 3 cm bevor eine Bewegung nach oben erfolgt (Messung aus den Fotos), $n = 100$: Block erreicht die Dammkrone und schiebt Material vor sich her, $n = 205$: Block überspringt den Damm.



Abb. 4.26 Sprunghöhen bei den Versuchen *impakt_05a*, *impakt_05b* und *impakt_05c* im Vergleich. Das aufgelockerte Dammmaterial aus den vorangegangenen Versuchen reduziert zum Teil die Sprunghöhen.

Vor und nach dem Versuch *impakt_05* wurde der Damm mit einem 3D-Scanner aufgenommen, so dass aus der Differenzbildung der beiden Aufnahmen die Oberflächenveränderung des Damms infolge des Impakts ermittelt werden konnten. Der aus diesen Messungen gewonnene Horizontalschnitt in Abb. VI.9 im Anhang zeigt eine maximale Eindringtiefe von ca. 4 cm. Der Vertikalschnitt in Abb. VI.10 zeigt eine maximale Eindringtiefe, die etwas geringer ist und bei ca. 3 cm liegt.

Die tiefste Stelle, der durch den Impakt erzeugten Hohlform, liegt etwas unterhalb der Aufschlagstelle und wurde mit dem Metermass zu ca. 14 cm gemessen (Abb. VI.10). Zudem konnte an dieser Stelle das Metermass ca. 5 cm ohne nennenswerten Widerstand in den Damm eingedrückt werden, d.h. durch den Impakt wurde dort eine ca. 5 cm mächtige Auflockerungszone erzeugt.

Die Abbildungen 4.27 und 4.28 zeigen die Entwicklung der „Impaktmarken“ auf der „Bergseite“ beim ersten Aufschlagen des Blocks auf den Damm und auf der „Talseite“ beim zweiten Aufschlagen des Blocks nach dem Überspringen der Krone. Zwar vergrößert sich der vom Impakt betroffene Bereich mit jedem weiteren Impakt, visuell sind jedoch keine massiven Schäden am Damm, wie z.B. signifikante Rissbildungen, zu beobachten. Am auffälligsten ist noch die Vergrößerung der „Impaktmarke“ auf der „Talseite“ in Abb. 4.28. Diese Vergrößerung der „Impaktmarke“ ist jedoch im Wesentlichen den unterschiedlichen Positionen beim Aufschlagen des Blocks zu verdanken. Abb. 4.29 zeigt die beiden Aufschlagpunkte in der Draufsicht nach dem Versuch *impakt_05a*.



Abb. 4.27 Vergleich des Aufschlagpunktes auf der „Bergseite“ nach den Versuchen *impakt_05*, *impakt_05a* und *impakt_05b*.

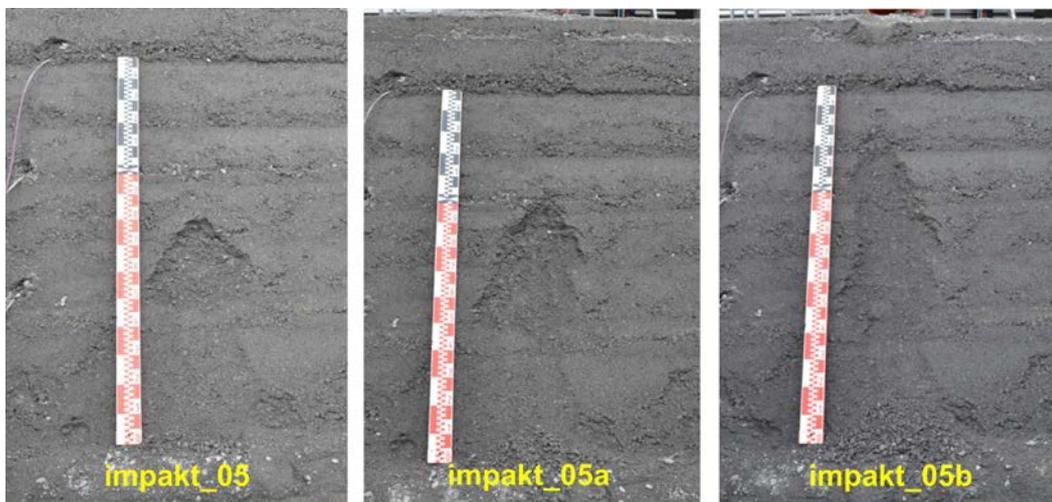


Abb. 4.28 Vergleich des Aufschlagpunktes auf der „Talseite“ nach den Versuchen *impakt_05*, *impakt_05a* und *impakt_05b*.

Da nach dem Versuch *impakt_05b* nach dreimaligem Aufschlag der Betonkugel auf dem Damm immer noch kein Durchschlag erzielt worden war, wurde auf der „Talseite“ in einem Abschnitt in Dammmitte der Dammquerschnitt durch eine Abgrabung von ca. 12 cm geschwächt (Abb. 4.30). Dies führte zur einer Reduzierung der Kronenstärke auf ca. 15 cm. Die „Aufschlagmarke“ auf der „Bergseite“ wurde wieder aufgefüllt. Dennoch wurde auch in diesem Versuch kein Durchschlag des Damms erzielt. Vielmehr übersprang auch hier der Block den Damm (vgl. Abb. 4.26 und Film auf DVD).



Abb. 4.29 Erster und zweiter Aufschlagpunkt beim Versuch *impakt_05a*.



Abb. 4.30 Versuch *impakt_05c*: Um einen Durchschlag beim Impact zu erzwingen wurde die „Talseite“ um ca. 12 cm abgegraben. Trotz Vorschädigung durch 3 Versuche und Abgrabung hat der Block den Damm nicht durchgeschlagen sondern auch bei diesem Versuch übersprungen.

Abb. 4.31 zeigt die Lage der Messebenen für die Verformungsmessungen im Damminnern sowie Aufschlagpunkt und Aufschlagrichtung beim Versuch *impakt_05*. Mit Ausnahme der Messebene D erfolgte die Anordnung wie bei den Versuchen *impakt_03* bzw. *impakt_04*. Da der Aufschlag des Blocks beim Versuch *impakt_05* weiter oben am Damm erfolgte als dies bei den Versuchen *impakt_03* und *impakt_04* der Fall war, wurde der Radius, auf dem die Messkugeln angeordnet wurden, von 1.5 m auf 1.8 m vergrößert, d.h. die push-pull-Kabel wurden etwas in Richtung „Talseite“ versetzt, um der nun geänderten Lastausbreitung im Damm Rechnung zu tragen.

Die grösste Verschiebung bei diesem Versuch tritt mit 1.65 mm am Messpunkt A3 auf. An den Messpunkten A2 und A4 sind die Verschiebungen unter 0.1 mm und der Messpunkt A1 weist überhaupt keine Verschiebung auf. In der Messebene B zeigt lediglich der Messpunkt B1 eine Verschiebung von ca. 0.8 mm. An den drei anderen Messstellen sind die Werte nahezu Null. Aus diesen Messergebnissen ergibt sich wiederum, dass der Block, bezogen auf die Flugrichtung, etwas rechts von der Dammmittellinie aufgeschlagen ist.

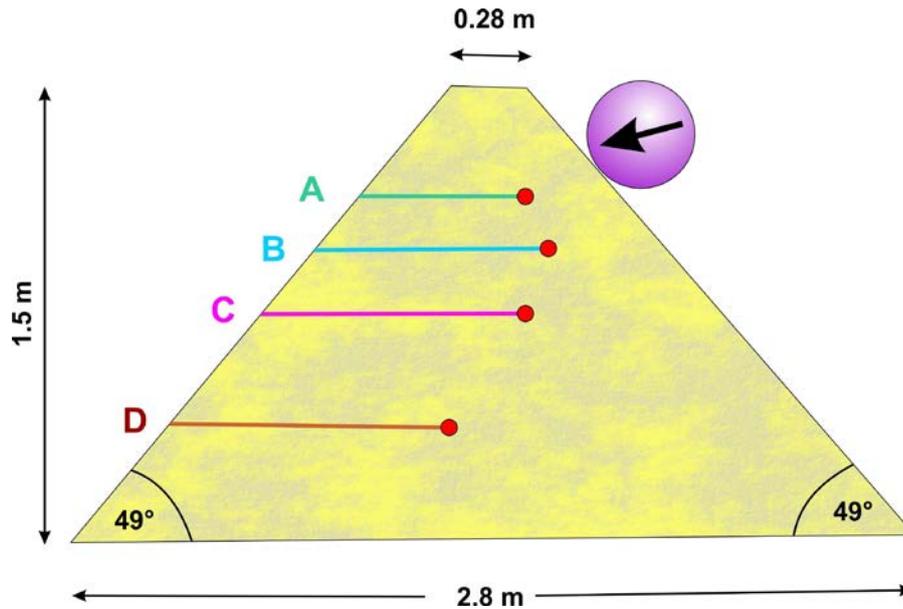


Abb. 4.31 Lage der push-pull-Kabel und Aufschlagpunkt bzw. Aufschlagrichtung beim Versuch *impakt_05*.

In den Messdiagrammen der Ebenen C und D lässt sich zwar der Zeitpunkt des ersten Aufschlages des Blocks am Damm erkennen, es treten jedoch in diesen beiden Messebenen zu diesem Zeitpunkt nur Verschiebungen auf, die deutlich unter 0.005 mm liegen. Deutlich erkennbar in den Messdiagrammen ist hingegen der zweite Aufschlag des Blocks auf den Damm auf der „Talseite“, der ca. 1.1 s nach dem ersten Aufschlag auf der „Bergseite“ erfolgte. Während die Messebene C zwar eine deutliche Erschütterung, aber nur sehr geringe bleibende Verformungen anzeigt, tritt im Messpunkt D4 aufgrund des 2. Aufschlags eine plastische Verformung von annähernd 0.2 mm auf. Die Messergebnisse der Ebenen A, B, C und D sind im Anhang VII, Abbildungen VII.7 bis VII.10 dargestellt.

4.6.5 **impakt_06**

Beim Versuch *impakt_06* wurde gegenüber dem Versuch *impakt_05* die Kronenstärke nochmals reduziert und betrug nun 17 cm. Die Böschungswinkel wurden mit 49° beibehalten. Der „bergseitige“ Böschungsfuss war in der gleichen Position wie bei den vorangegangenen Versuchen. Das Fallrohr blieb gegenüber dem Versuch *impakt_05* unverändert.

Der aus den mit der Hochgeschwindigkeitskamera aufgenommenen Fotos ermittelte Auftreffwinkel α betrug 25°. Die Betonkugel schlug mit einem Freibord von ca. 0.5 Kugeldurchmessern auf dem Damm auf und übersprang dann den Damm (Abb. 4.32). Die maximale Sprunghöhe zwischen Unterkante Betonkugel und Dammkrone betrug ebenfalls ca. 0.5 Kugeldurchmesser.

Abb. 4.32 zeigt in einer Bilderserie den Ablauf des Impakts beim Versuch *impakt_06*. Nach ca. 0.014 s nach Beginn des Impakts erreicht der Betonblock eine Eindringung in den Damm von ca. 3.5 cm bevor er damit beginnt sich in Richtung Dammkrone „hochzuarbeiten“. Nach ca. 0.14 s hat der Block die Dammkrone erreicht und diese auch deformiert, aber nicht durchschlagen (vgl. auch Abb. 4.33, rechts). Das abschliessende Foto in Abb. 3.32 zeigt einen Block, der 0.33 s nach Beginn des Impakts in einer Höhe von ca. 0.5 Kugeldurchmessern über der Dammkrone „schwebt“.

Neben der direkt durch den Impakt entstandenen Beschädigung auf der „Bergseite“ (vgl. Abb. 4.33, links) konnte beim Versuch *impakt_06* auch ein Schaden an der Dammkrone auf der „Talseite“ festgestellt werden (Abb. 4.34). Dieser Beschädigung kann jedoch nicht direkt durch die Betonkugel erfolgt sein, da diese diesen Teil der Dammkrone übersprungen hat und erst wieder im Bereich des Dammfusses aufgeschlagen ist.

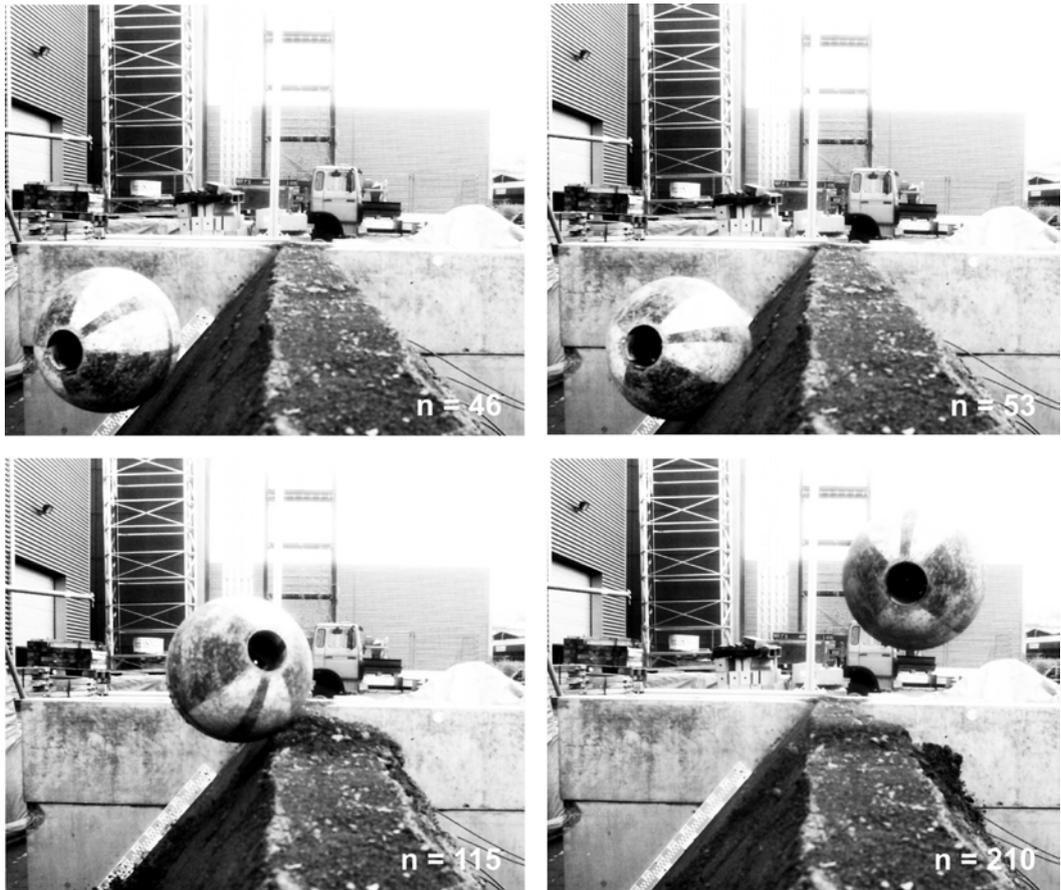


Abb. 4.32 Versuch *impakt_06*: $n = 46$: Aufschlagpunkt, $n = 53$: Block erreicht eine maximale Eindringtiefe von ca. 3.5 cm bevor eine Bewegung nach oben erfolgt, $n = 115$: Block verschiebt die Dammkrone, $n = 210$: Block erreicht den höchsten Punkt seiner Bahn und überspringt den Damm.



Abb. 4.33 Versuch *impakt_06*: Links: „Aufschlagmarke“, rechts: Die Deformation der Krone infolge des Impakts ist deutlich zu erkennen.



Abb. 4.34 Versuch *impakt_06*: Beschädigung an der Dammkrone auf der „Talseite“.

Der auf der beiliegenden DVD befindliche Film zum Versuch *impakt_06* zeigt, dass infolge des Impakts auf der „Bergseite“ Material auf der „Talseite“ angehoben wird und sich dann gewissermassen ein kleiner Erdbeben ereignet, der zu der Beschädigung auf der „Talseite“ führt. Dies bestätigt somit den bei den kleinmassstäblichen Versuchen gefundenen Sachverhalt, dass sich infolge des Impakts Auflockerungszonen im „talseitigen“ Kronenbereich einstellen können, die letztlich zu einer Beschädigung des Schutzdammes führen.

Auf den im Versuch *impakt_06* vorgeschädigten Damm wurde ein zweiter Impact ausgeführt. Auch bei diesem Versuch mit der Bezeichnung *impakt_06a* wurde der Damm übersprungen und nicht von dem Block durchschlagen (vgl. Film auf DVD).

Der Einbau der push-pull-Kabel erfolgte beim Versuch *impakt_06* analog zu Abb. 4.31. Grössere Verformungen im Damminneren konnten jedoch auch bei diesem Versuch nicht festgestellt werden. Die grösste Verschiebung trat am Messpunkt A3 mit ca. 1 mm auf. In den drei anderen Messebenen blieben die bleibenden Verschiebungen unter 0.015 mm. Die aufgezeichneten Messsignale zeigen jedoch deutlich die Stosswellen an, die sich aufgrund des Impakts auf der „Bergseite“ bzw. der „Talseite“ im Dammkörper ausbreiten. Die Abbildungen VII.11 bis VII.14 im Anhang VII zeigen die Messergebnisse im Einzelnen.

4.6.6 **impakt_07**

Im Versuch *impakt_07* wurde ein asymmetrischer Dammquerschnitt analog zu den Dammquerschnitten vom Typ 2145 bei den kleinmassstäblichen quasi-2D-Versuchen verwendet. Der Böschungswinkel auf der „Bergseite“ betrug 63°, der Böschungswinkel auf der „Talseite“ betrug 37° (Abb. 4.37). Die Kronenstärke des Damms wurde zu 15 cm gewählt.

Das Fallrohr wurde so eingestellt, dass es am unteren Ende einen Winkel von 6° bezüglich der Horizontalen aufwies. Im Versuch ergab sich daraus ein Auftreffwinkel α für die Betonkugel auf den Damm von 10°. Das Freibord beim Impact betrug in diesem Fall lediglich einen halben Kugeldurchmesser.

Aus den Aufnahmen der Hochgeschwindigkeitskamera wurde die Eindringtiefe der Betonkugel in den Dammkörper zu ca. 5 cm ermittelt (Abb. 4.37, rechts oben). Die Ausmessung der durch den Impact verursachten Hohlform ergab an der Aufschlagstelle eine Tiefe von ca. 3.5 cm. Durch den Impact wurde auch unterhalb der Aufschlagstelle Material aus dem Damm herausgearbeitet (vgl. Abb. 4.37, links unten) bzw. Material brach aus, so dass die Aufschlagmarke unterhalb des Aufschlagpunkts deutlich verlängert wurde (Abb. 4.38, links).

Die Betonkugel hat auch im Versuch *impakt_07* den Damm überwunden. Anders als bei den Versuchen *impakt_05* und *impakt_06* stellte sich beim Versuch *impakt_07* jedoch nur eine geringe Sprunghöhe ein. Der Block kam sogar im Bereich der Krone wieder in Kontakt mit dem Damm und es entstand eine ausgewalzte Rinne im Kronenbereich der „Talseite“ (Abb. 4.38, rechts).

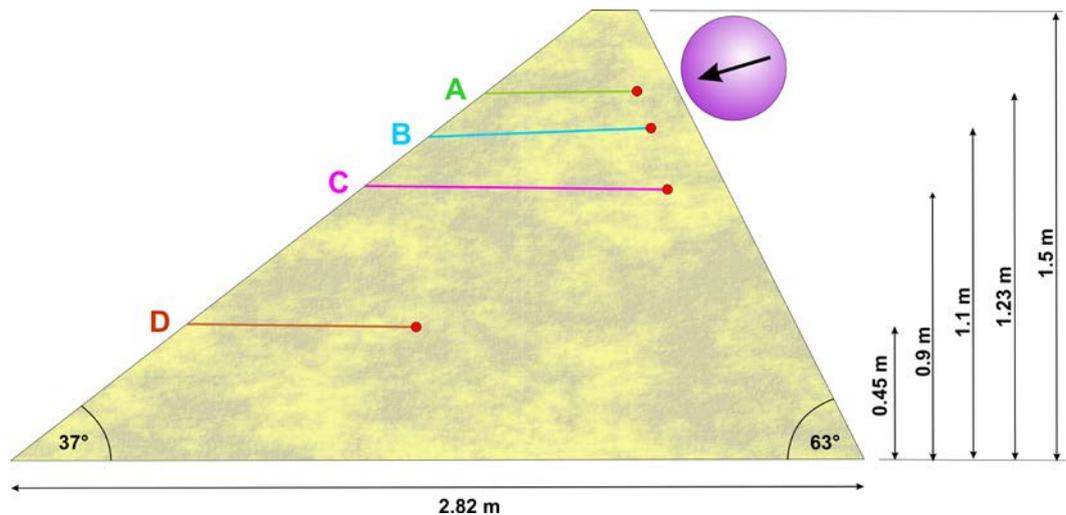


Abb. 4.35 Geometrie des Damms, Aufschlagpunkt bzw. Aufschlagrichtung und Lage der push-pull-Kabel im Dammkörper beim Versuch *impakt_07*.



Abb. 4.36 Ausgeschalteter Damm beim Versuch *impakt_07*. Neigung des Fallrohrs gegenüber der Horizontalen: 6°

Bei einem zweiten Impact auf den Damm ergab sich im Versuch *impakt_07a* hingegen wiederum ein ähnliches Szenario wie bei den beiden Versuchen *impakt_05* und *impakt_06*, d.h. der Block hebt deutlich vom Damm ab. Allerdings liegt nun in diesem Fall aufgrund der Vorschädigung des Damms die maximale Sprunghöhe hinter der Dammkronen auf der „Talseite“. Zu den beiden Versuchen *impakt_07* und *impakt_07a* befindet sich jeweils ein Film auf der DVD.

Abb. 4.37, unten links, zeigt, dass die Dammkronen im Verlaufe des Impactprozesses beim Versuch *impakt_07* eine deutliche Auslenkung erfährt und sich das Material im Kronenbereich auf der „Talseite“ ausbaucht. Die Auslenkung der Dammkronen infolge des Impacts beträgt ca. 2,5 bis 3 cm, was etwa 15% bis 20% der Kronenstärke ausmacht.

Beim Versuch *impakt_07a* ist zwar im Film auch wieder ein Ausbauchen des Materials im Kronenbereich auf der „Talseite“ zu erkennen, eine weitere Auslenkung der Dammkronen, wie im Versuch *impakt_07*, ist jedoch nicht erkennbar. Vielmehr wird hier die Betonkugel durch die Vorschädigung im Damm quasi geführt und „pflügt“ sich dann durch die Dammkronen hindurch. Etwa in der Mitte der Dammkronen verliert die Kugel den Kontakt zum Damm und folgt dann einer Wurfparabel.

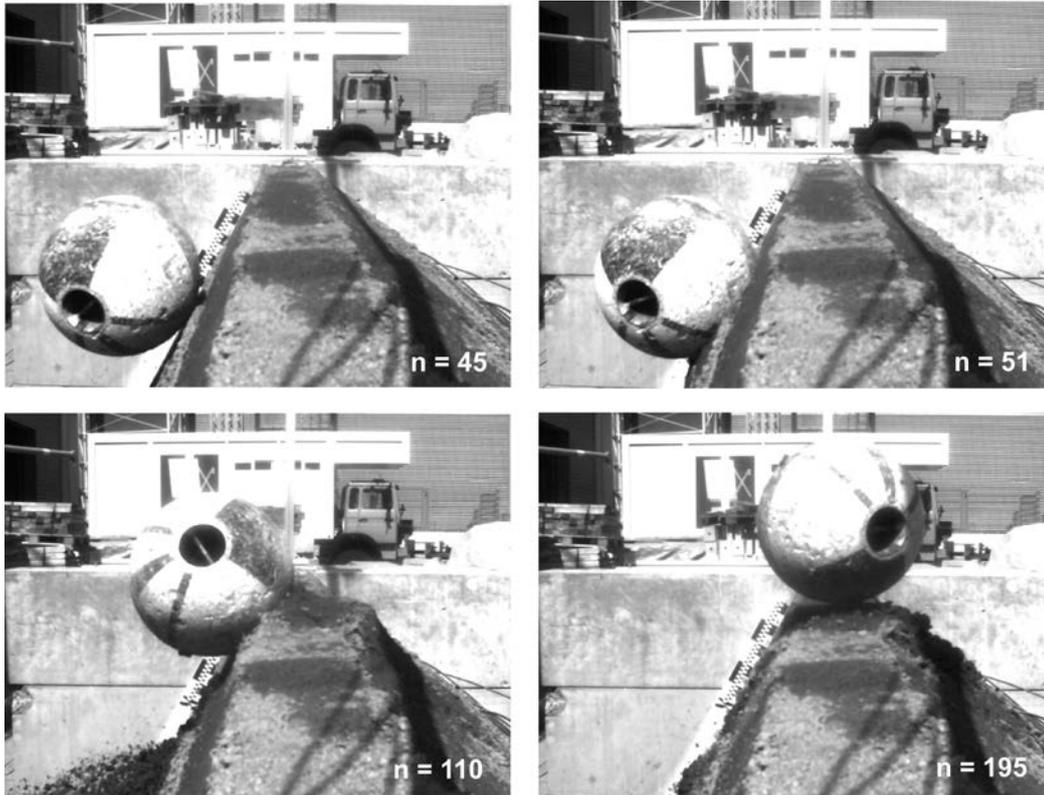


Abb. 4.37 Versuch *impakt_07*: *n = 45*: Aufschlagpunkt, *n = 51*: Block erreicht eine maximale Eindringtiefe von ca. 5 cm bevor eine Bewegung nach oben erfolgt, *n = 110*: Block verschiebt die Dammkrone, *n = 195*: Block erreicht den höchsten Punkt seiner Bahn und überwindet den Damm.



Abb. 4.38 Versuch *impakt_07*: Links: Beschädigung des Damms auf der „Bergseite“ nach dem Impact, rechts: Durch die Betonkugel beim Überrollen des Damms erzeugte ausgewalzte Rinne auf der „Talseite“ des Damms.

Abb. 4.35 zeigt, dass die Kugeln der push-pull-Kabel im Versuch *impakt_07* nahe an der Böschungsoberfläche angeordnet waren. Die grösste gemessene Verschiebung bleibt aber auch in diesem Fall unter 6 mm. Bei den Messstellen A3 (grösste Verschiebung) und A4 (symmetrisch zu A3 angeordnet, vgl. Abb. VII.15) erreichen die Verschiebungen jeweils ein Maximum nach dem Impakt, auf dem sie für ca. 0.4 s verharren, um dann auf einen Endwert zu fallen. Die bleibende Verschiebung beim Messpunkt A3 beträgt ca. 80% des gemessenen Maximalwerts. Beim Messpunkt A4 beträgt die bleibende Verschiebung lediglich ca. 34.5% des gemessenen Maximalwerts. Beim Messpunkt A2 mit einer maximalen Verschiebung von ca. 0.75 mm ist diese Plateaubildung in der Messkurve ebenfalls zu erkennen, jedoch ist sie dort nur sehr gering ausgeprägt.

Der Maximalwert der Verschiebungen auf der Messebene B tritt an der Messstelle B1 auf und beträgt 3.2 mm. Betrachtet man die Beträge der Verschiebungen so fällt nach Erreichen des Maximalwertes die Messkurve zunächst steil ab und erreicht ein erstes kleines Plateau bei ca. 2.9 mm. Die Messwerte bleiben aber nur für sehr kurze Zeit auf diesem Niveau, dann fallen sie weiter ab auf ca. 2.2 mm. Von der Maximalverschiebung bis zum Endwert beträgt die Zeitdauer auch hier ca. 0.4 s.

In den Messebenen C und D treten wieder nur sehr kleine Verschiebungen, d.h. kleiner 0.01 mm auf. Die aufgezeichneten Messsignale zeigen jedoch deutlich die Stosswellen an, die sich aufgrund des Impakts auf der „Bergseite“ bzw. der „Talseite“ im Dammkörper ausbreiten. Die Abbildungen VII.15 bis VII.18 im Anhang VII zeigen die Messergebnisse im Einzelnen.

4.6.7 *impakt_08*

Beim Versuch *impakt_08* wurde der Böschungswinkel auf der „Bergseite“ bei 63° belassen, die Böschung auf der „Talseite“ wurde ebenfalls mit einem Böschungswinkel von 63° ausgeführt, so dass sich in diesem Fall wieder ein symmetrischer Dammquerschnitt ergeben hat (Abb. 4.39). Die Stärke der Dammkrone betrug 18 cm.

Die Einstellung des Fallrohrs war die gleiche wie im Versuch *impakt_07*. Das Freibord beim Versuch *impakt_08* lag somit wieder bei ca. einem halben Kugeldurchmesser (vgl. Abb. 4.40, oben links). Der Auftreffwinkel des Blocks auf den Damm wurde aus den Fotos der Hochgeschwindigkeitskamera zu 11° bestimmt.

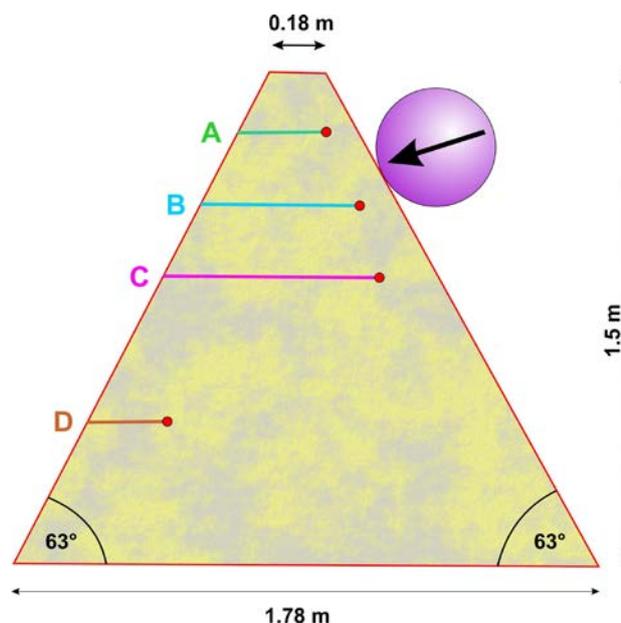


Abb. 4.39 Geometrie des Damms und Lage der push-pull-Kabel im Dammkörper beim Versuch *impakt_08*.

Abb. 4.40 zeigt in einer Bilderfolge den Impaktprozess beim Versuch *impakt_08*. Auch in diesem Fall dringt der Block, zunächst der Richtung der Flugbahn folgend, in den Dammkörper ein, um sich dann aber in Richtung Dammkrone nach oben zu bewegen. Wie beim Versuch *impakt_07* überwindet die Betonkugel den Damm auch im Versuch *impakt_08*. Allerdings führt die Aufwärtsbewegung des Blocks hier nicht dazu, dass sich der Block über die Dammkrone hinaus bewegt, sondern er durchschlägt die Dammkrone (Abb. 4.40, unten). Nach dem Versuch klafft in der Dammkrone eine Lücke mit einer Breite von ca. 45 cm und einer maximalen Tiefe von 14 cm (Abbildungen 4.41 und 4.42). In den Randbereichen dieses Durchschlags weist das Dammmaterial auch deutliche Risse auf (Abb. 4.41). Ein Film zum Versuch befindet sich auf der DVD.

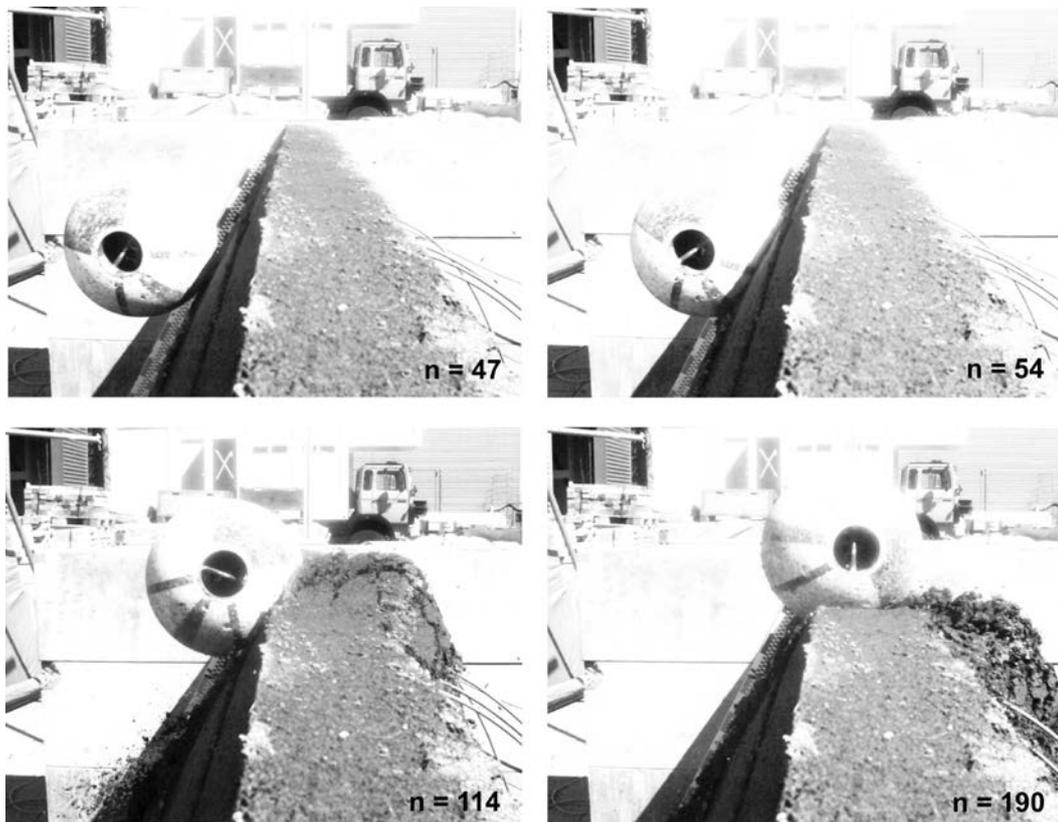


Abb. 4.40 Versuch *impakt_08*: $n = 47$ ($t = 0$): Aufschlagpunkt, $n = 54$ ($t = 0.014$ s): Der Block erreicht eine maximale Eindringtiefe von ca. 5 cm bevor eine Bewegung nach oben erfolgt, $n = 114$ ($t = 0.134$ s): Block verschiebt die Dammkrone, $n = 190$ ($t = 0.286$ s): Block erreicht den höchsten Punkt seiner Bahn und überwindet den Damm.

Aus den Fotos der Hochgeschwindigkeitskamera wurde die Eindringtiefe des Blocks in den Damm bestimmt. Zum Zeitpunkt, bevor der Block mit einer Aufwärtsbewegung in Richtung Dammkrone begann, betrug die Eindringtiefe ca. 5 cm (Abb. 4.40, oben rechts). Die Ausmessung des Ausbruchs unterhalb des Aufschlagpunkts ergab eine maximale Tiefe der Hohlform von ca. 3 cm (Abb. 4.44).

Abb. 4.39 zeigt, dass die Kunststoffkugeln der push-pull-Kabel sehr nahe an der Böschungsoberfläche platziert waren. Die Messebene A befand sich zudem auch nahe an der Dammkrone. Infolge des Durchschlags wurden drei der vier Kugeln der Messebene A aus dem Dammkörper hinaus befördert (vgl. Abb. 4.42) und lieferten daher keine sinnvollen Messdaten. Der Messpunkt A1 verblieb zwar im Damm, zeigte jedoch keine signifikante Verschiebung an.

Die grösste gemessene Verschiebung von ca. 5.6 mm trat am Messpunkt B1 auf (vgl. Abb. VII.19, Anhang VII). Die bleibende Verschiebung beträgt ca. 58% des Maximalwertes in diesem Punkt. Alle anderen Messpunkte der Messebene B weisen lediglich Verschiebungen kleiner 1 mm auf.

Bei den Messstellen B1, B2 und B4 erreichen die Verschiebungen jeweils ein Maximum direkt nach dem Impakt, um dann auf einen kleineren Verschiebungswert abzusinken. Erst nach ca. 0.4 s gehen die Verschiebungen sprunghaft auf den Endwert zurück (vgl. Abb. VII.19). Die Messergebnisse der Messebene B im Versuch *impakt_08* zeigen somit das gleiche Verhalten, wie die Messergebnisse in der Messebene A des Versuchs *impakt_07*.

In der Messebene C treten praktisch nur elastische Verformungen auf. Diese sind zudem alle kleiner 0.1 mm (vgl. Abb. VII.20). In der Messebene D zeigen die aufgezeichneten Messsignale wiederum die Stosswellen an, die sich aufgrund des Impakts auf der „Bergseite“ bzw. der „Talseite“ im Dammkörper ausbreiten. Die bleibenden Verschiebungen in der Messebene D betragen weniger als 0.01 mm.



Abb. 4.41 Versuch *impakt_08*: Durchschlagene Dammkrone, Ansicht „Bergseite“.



Abb. 4.42 Versuch *impakt_08*: Durchschlagene Dammkrone, Ansicht „Talseite“.



Abb. 4.43 Versuch *impakt_08*: Links: Durchschlagene Dammkrone und Ausbruch unterhalb des Aufschlagpunkts, rechts: Rissbildung in der Dammkrone nach dem Impact.

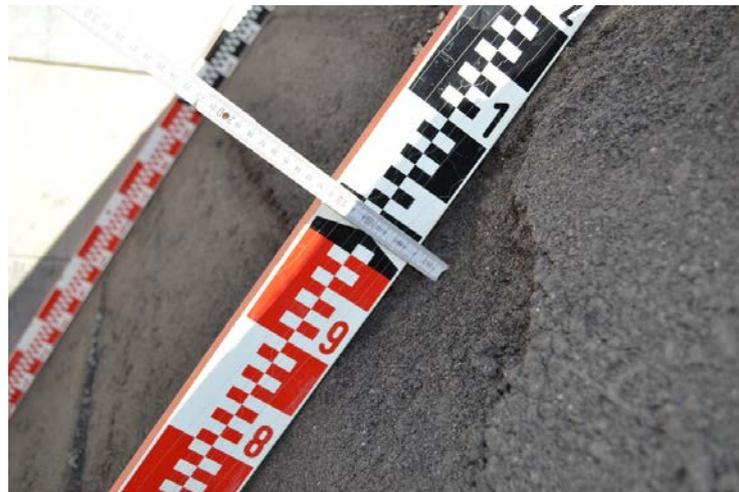


Abb. 4.44 Versuch *impakt_08*: Ausmessung des Materialausbruchs unterhalb des Aufschlagpunkts.

4.6.8 **impakt_09**

Aufgrund der scheinbaren Kohäsion konnten bei den Versuchen *impakt_07* und *impakt_08* mit dem verwendeten Planiekies 0/25 Dämme mit einem (temporären) Böschungswinkel von 63° ohne Zusatzmassnahmen erstellt und deren Einfluss beim Impact untersucht werden. Im Rahmen des "Interdisciplinary Workshop on Rockfall Protection" - RocExs 2014 in Lecco, Italien, bestand die Gelegenheit Schutzdämme mit Geogitterbewehrung zu begutachten, deren Böschungswinkel etwa 70° betrug (Abb. 4.45, links). Im vorliegenden Projekt war die Untersuchung von mit Geogittern bewehrten Schutzdämmen nicht vorgesehen. Aufgrund der in den vorangegangenen Versuchen gemachten Erfahrungen mit dem verwendeten Planiekies und der scheinbaren Kohäsion war es jedoch naheliegend zu versuchen einen Damm mit einer „bergseitigen“ Böschung von ca. 70° ohne Zusatzmassnahmen für die Dauer eines Versuchs zu erstellen.

Abb. 4.45, rechts, zeigt den Querschnitt des Versuchsdamms von Versuch *impakt_09* mit einer Böschung von 69° auf der „Bergseite“ und einer Böschung von 61.5° auf der „Talseite“. Die Kronenstärke betrug bei diesem Versuch 17 cm. In Abb. 4.46 ist der fertig gestellte Damm dargestellt.

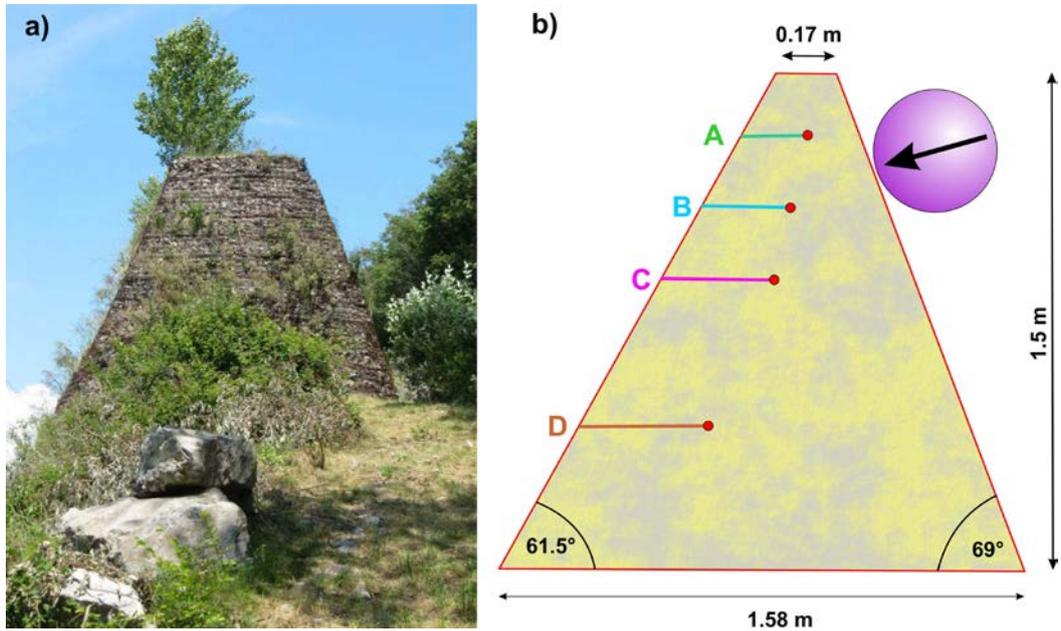


Abb. 4.45 a) Beispiel eines Schutzdamms mit Geogitterbewehrung und einem Böschungswinkel von ca. 70° in Norditalien in der Nähe von Lecco, b) Geometrie des Damms und Lage der push-pull-Kabel im Dammkörper beim Versuch *impakt_09*.



Abb. 4.46 Versuch *impakt_09*: Fertig gestellter Versuchsdamm mit einer 69° -Böschung auf der „Bergseite“ vor dem Impaktversuch.

Die Einstellung des Fallrohrs war die gleiche wie im Versuch *impakt_08*, durch den steileren Böschungswinkel des Damms wurde jedoch der Auftreffwinkel auf ca. 5° reduziert. Der steilere Böschungswinkel bei gleichbleibendem Ort für den Dammfuss auf der „Bergseite“ führt auch dazu, dass sich das Freibord gegenüber dem Versuch *impakt_08* etwas verkleinert und damit etwas unterhalb des halben Durchmessers der Betonkugel liegt. Die Dammstärke am Aufschlagpunkt entspricht in diesem Versuch ziemlich genau dem Durchmesser der Betonkugel (vgl. Abb. 4.45, rechts).

In Abb. 4.47 ist der Impaktprozess in einer Bilderserie dargestellt. In Verlängerung seiner Flugbahn dringt der Block ca. 5 cm tief in den Dammkörper ein. Dann beginnt sich der Block auch in diesem Versuch aufgrund seiner Rotation in Richtung Krone zu bewegen. Selbst in diesem Fall, in dem die Dammstärke am Aufschlagpunkt ziemlich genau dem Blockdurchmesser entspricht und der Block annähernd senkrecht auf die Dammböschung aufrifft stellt sich also weder ein Bruchkörper gemäss Abb. 1.3 noch ein Bruchkörper gemäss Abb. 2.9 ein. Andererseits erkennt man in Abb. 4.47, unten links, dass sich die „talseitige“ Böschung deutlich aufwölbt während die „talseitige“ Böschungskante noch einen geraden Verlauf aufweist. Es findet hier also, wie bei den kleinmassstäblichen quasi-2D-Versuchen in Kapitel 3, durch den Impakt auf der „Bergseite“ eine Auflockerung des Dammmaterials an der „talseitigen“ Böschung statt. Der auf der DVD befindliche Film zum Versuch *impakt_09* zeigt dies deutlich.

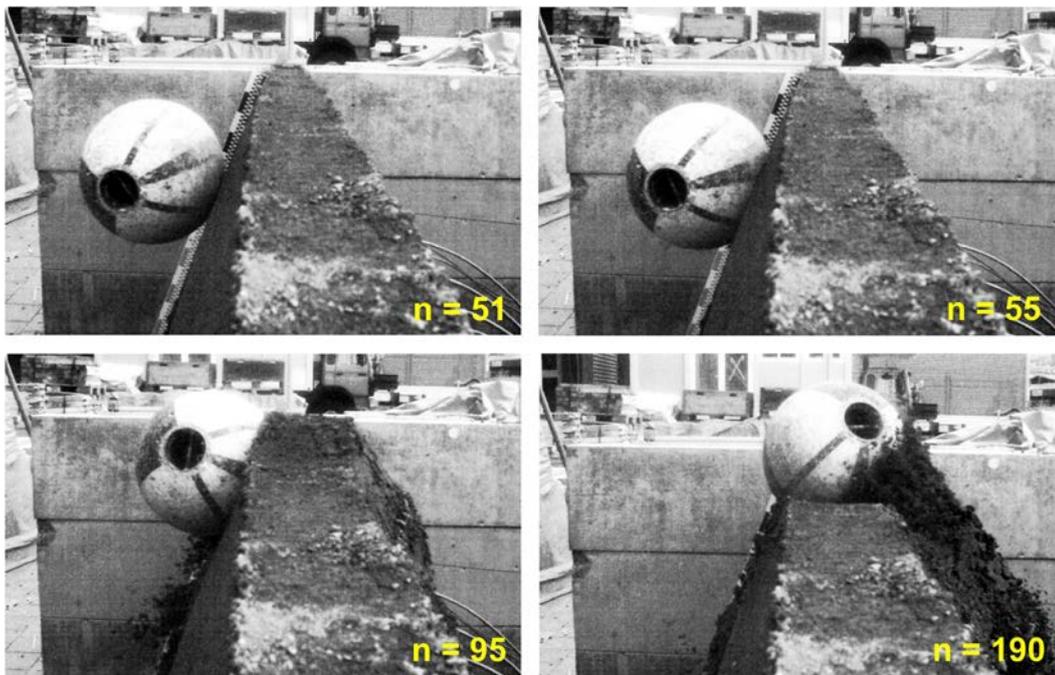


Abb. 4.47 Versuch *impakt_09*: $n = 51$ ($t = 0$): Aufschlagpunkt, $n = 55$ ($t = 0.008$ s): Block erreicht eine maximale Eindringtiefe von ca. 5 cm bevor eine Bewegung nach oben erfolgt, $n = 95$ ($t = 0.088$ s): Block verschiebt die Dammkrone, Ausbauchung auf der „Talseite“, $n = 190$ ($t = 0.278$ s): Block erreicht den höchsten Punkt seiner Bahn und überwindet den Damm.

Der Block steigt im Versuch *impakt_09* bei seiner Aufwärtsbewegung nicht bis auf das Niveau der Krone sondern durchschlägt diese. Auf der „Talseite“ fällt der Block dann auf das bereits aufgelockerte Material und schiebt dieses in der Abwärtsbewegung vor sich her. Abb. 4.48 zeigt den durchschlagenen Bereich sowohl von der „Bergseite“ als auch von der „Talseite“ aus. Die Breite der geschlagenen Bresche beträgt ca. 60 cm an der Kronenoberkante und hat eine maximale Tiefe von ca. 15 cm. Um diese Bresche herum sind keine signifikanten Risse zu erkennen. Dennoch hat eine Auflockerung des Materials stattgefunden. Durch einfachen Druck mit der Hand liess sich feststellen, dass der Kraftaufwand, um die Krone zu verformen bzw. zu zerstören von der Bresche aus zu den Dammenden hin zunahm. Der aufgelockerte Bereich liess sich mit dieser einfachen Methode auf etwa 1 bis 2 Blockdurchmesser ermitteln.

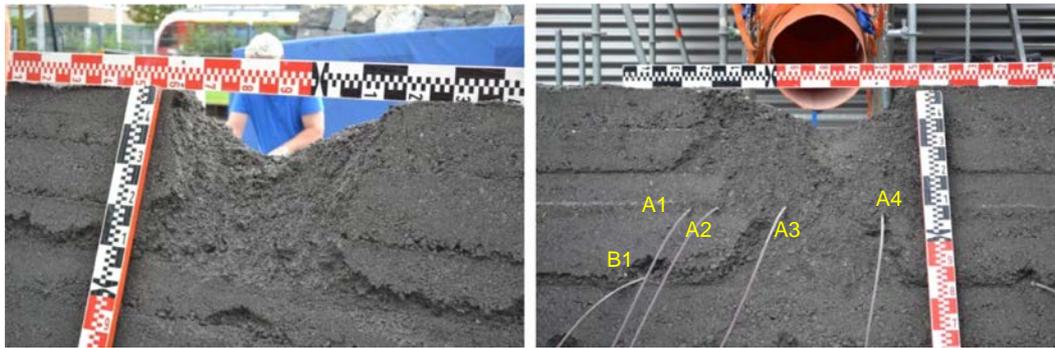


Abb. 4.48 Versuch *impakt_09*: Durchschlag, links Ansicht „Bergseite“, rechts Ansicht „Talseite“.

Die Messebene A liegt ca. 25 cm unterhalb des tiefsten Punkts der durch den Block geschlagenen Bresche. Abb. 4.48, rechts, zeigt aufgrund der Spur des Blocks, dass der Durchgang des Blocks nicht exakt in der Mitte zwischen den Messpunkten A3 und A4 erfolgte, sondern etwas näher am Messpunkt A4 liegt. Dennoch weisen die Messpunkte A2 und A3 die grösseren Verschiebungen auf. Diese Verschiebungen sind reversible und kleiner 0.25 mm. Beim Messpunkt A1, der am weitesten von der Durchschlagstelle entfernt ist, ist keine signifikante Verschiebung festzustellen. Lediglich der Messpunkt A4 zeigt von den 4 Messpunkten der Messebene A eine bleibende Verschiebung an, die aber kleiner als 0.03 mm ist. Bemerkenswert ist hier, dass diese Verschiebung in Richtung „Bergseite“ erfolgte (Abb. VII.21). Auch die Messpunkte C2 und C4 zeigen geringe Verschiebungen in Richtung „Bergseite“ (vgl. Abb. VII.23). Trotz des Durchschlags ergeben sich also in den Messebenen nur sehr geringe Verformungen.

4.6.9 **impakt_10**

Beim Versuch *impakt_10* wurde der Querschnitt des Versuchsdamms von Abb. 4.45, rechts, beibehalten. Die Nachmessung der Böschungswinkel nach der Erstellung des Damms ergab 69° auf der „Bergseite“ und 59° auf der „Talseite“. Die Kronenstärke betrug bei diesem Versuch 18 cm. In Abb. 4.49 ist der fertig gestellte Damm dargestellt.



Abb. 4.49 Versuch *impakt_10*: Fertig gestellter Damm aus der Vogelperspektive.

Beim Versuch *impakt_10* wurde das Fallrohr nochmals neu ausgerichtet, so dass sich am Ausgang des Fallrohrs ein Winkel von 9° bezogen auf die Horizontale ergab.

Leider trat bei der Durchführung des Versuchs *impakt_10* bei der Hochgeschwindigkeitskamera ein Fehler auf. Aus diesem Grunde stehen zu diesem Versuch sowie einem 2. Impakt, Versuch *impakt_10a*, keine auswertbaren Bilder von der Hochgeschwindigkeitskamera zur Verfügung und Auftreffwinkel, Blockgeschwindigkeiten und Blockenergien konnten daher nicht bestimmt werden. Die Daten von dem Beschleunigungssensor im Block sowie die Messdaten der Verschiebungsmessungen in den 4 Messebenen konnten hingegen ausgewertet werden.

Der Damm wurde im Versuch *impakt_10* von dem Block überwunden und es entstand eine Bresche in der Dammkrone (Abb. 4.50, links). Diese war jedoch mit ca. 5 cm weniger tief als beim Versuch *impakt_09*. Die Breite des Ausbruchs auf der „Bergseite“ war im Bereich der Krone am grössten und betrug ca. 50 cm. Ein zweiter Impaktversuch, *impakt_10a*, auf den vorgeschädigten Damm führte zu einer deutlichen Vergrösserung der Bresche in der Dammkrone (Abb. 4.50, rechts). Die maximale Ausbruchstiefe der Bresche im Damm betrug nach diesem Versuch ca. 20 cm. Auch in der Breite vergrösserte sich der Ausbruch um ca. 20 cm auf nun ca. 70 cm.



Abb. 4.50 Versuche *impakt_10* und *impakt_10a*: Durchschlag Ansicht „Bergseite“.

Die Lage der push-pull-Kabel im Versuch *impakt_10* entsprechen der Lage der Kabel im Versuch *impakt_09* (vgl. Abb. 4.45, rechts). Es ergaben sich jedoch deutliche Unterschiede bei den Messkurven der Messebenen A und B der beiden Versuche. Zum einen wurden beim Versuch *impakt_10* deutlich grössere Verschiebungen festgestellt, zum anderen vertauschten sich quasi die Merkmale hinsichtlich der elastischen, d.h. reversiblen, und der plastischen, d.h. bleibenden Verformungen bei den Messebenen A und B.

Auch beim Versuch *impakt_10* wurde am Messpunkt A3 die grösste Verschiebung festgestellt. Der Verschiebungsbetrag beträgt zunächst ca. 1.85 mm für einen Zeitraum von etwa 0.09 s, dann fällt er auf einen Wert von 1.24 mm ab. Der reversible bzw. elastische Anteil der gemessenen Verschiebung beträgt somit ca. 33% des maximalen Verschiebungsbetrags.

Am Messpunkt A4 beträgt der Maximalwert 1.05 mm. Auch bei diesem Messpunkt sinkt der Verschiebungsbetrag auf einen „Plateauwert“ ab, um dann nach ca. 0.09 s auf einen Endwert von ca. 0.06 mm zurückzugehen. Der Messpunkt A2 zeigt auf einem noch niedrigeren Verformungsniveau ein ähnliches Verhalten. Lediglich im Messpunkt A1, der am weitesten von der Impaktstelle entfernt ist, sind keine Verschiebungen infolge des Impakts festzustellen (vgl. Abb. VII.25).

In der Messebene B treten die grössten Verschiebungen bei den Messpunkten B1 und B2 auf. Bei B1 beträgt der Verschiebungsbetrag ca. 0.5 mm, bei B2 ca. 0.4 mm. In beiden Messkurven fehlen die „temporären Plateaus“ und die reversiblen Anteile der Verschiebung dominieren mit 84% respektive 66% deutlich über die bleibenden Verschiebungsanteile. Die Endverschiebungen der beiden Messpunkte unterscheiden sich dahingehend, dass die Verschiebung beim Messpunkt B1 in Richtung „Talseite“ weist, während sie bei Messpunkt B2 in Richtung „Bergseite“ weist (Abb. VII.26).

Die Messergebnisse der Messebene C beim Versuch `impakt_10` ähneln hingegen sowohl was die Grösse der Verschiebungsbeträge als auch deren Richtung betrifft wieder mehr den Messergebnissen beim Versuch `impakt_09` (vgl. Abb. VII.27, `impakt_10` und Abb. VII.23, `impakt_09`).

Die Messkurven für die Messebene D liefern Verschiebungswerte kleiner 0.02 mm und geben im Wesentlichen die Stosswelle wieder (Abb. VII.28).

4.7 Impaktzeit

Zur Messung des Abbremsvorgangs beim Impakt wurde der bereits bei den kleinmassstäblichen Versuchen verwendete dreiachsige Beschleunigungssensor ACCEL-TRIAX-3031-50 mit dem Mini-Datenlogger verwendet (Abb. 3.2). Es wurden die 3 Komponenten der Beschleunigung im Modus „streaming“ gemessen, d.h. die Abtastrate bei der Messung war auf 617 Werte pro Sekunde bzw. auf 1.62 ms fixiert und die Messzeit beträgt in diesem Modus maximal 16 s. Die Messung wurde in dem Augenblick von Hand gestartet, wenn der Block in das Fallrohr geschoben wurde. Daher sind diese Messungen nicht mit den Aufnahmen der Hochgeschwindigkeitskamera, die über eine Lichtschranke am Ende des Fallrohrs ausgelöst wurde, korrelierbar.

Insgesamt konnten bei 8 Versuchen Messdaten mit dem Beschleunigungssensor vom Impakt gewonnen werden. Abb. 4.51 zeigt die „streaming-Daten“, wie sie direkt im Versuch aufgezeichnet werden, am Beispiel von Versuch `impakt_06`. Die Messkurven der drei Beschleunigungskomponenten sind in der Höhe versetzt damit die einzelnen Kurven besser erkennbar sind.

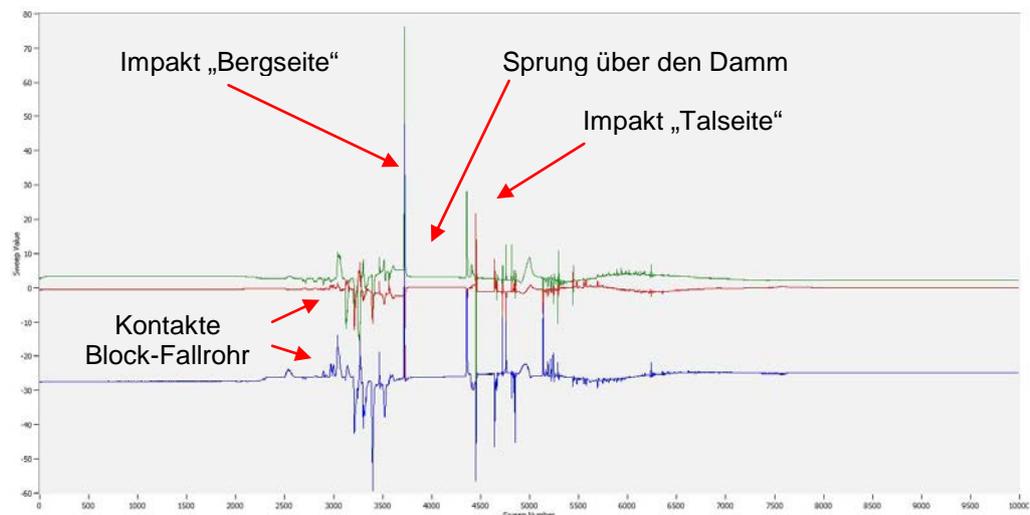


Abb. 4.51 „Streaming-Daten“ ohne Bearbeitung aus dem Versuch `impakt_06`.

Von den „streaming-Daten“ wurde für die Auswertung lediglich der Abschnitt verwendet, der den eigentlichen Impakt auf die „Bergseite“ des Damms wiedergibt. Aus den drei Beschleunigungskomponenten wurde der Betrag der Beschleunigung gebildet. Die Zeitachse wurde in die Einheit Sekunden umgerechnet und alle Daten auf den Zeitpunkt bezogen bevor die erste Abweichung von der Nulllinie auftrat, um die Ergebnisse aus den verschiedenen Versuchen vergleichen zu können. Abb. 4.52 zeigt die so gewonnenen Daten als zeitliche Entwicklung des Abbremsvorgangs für die acht Versuche im Vergleich.

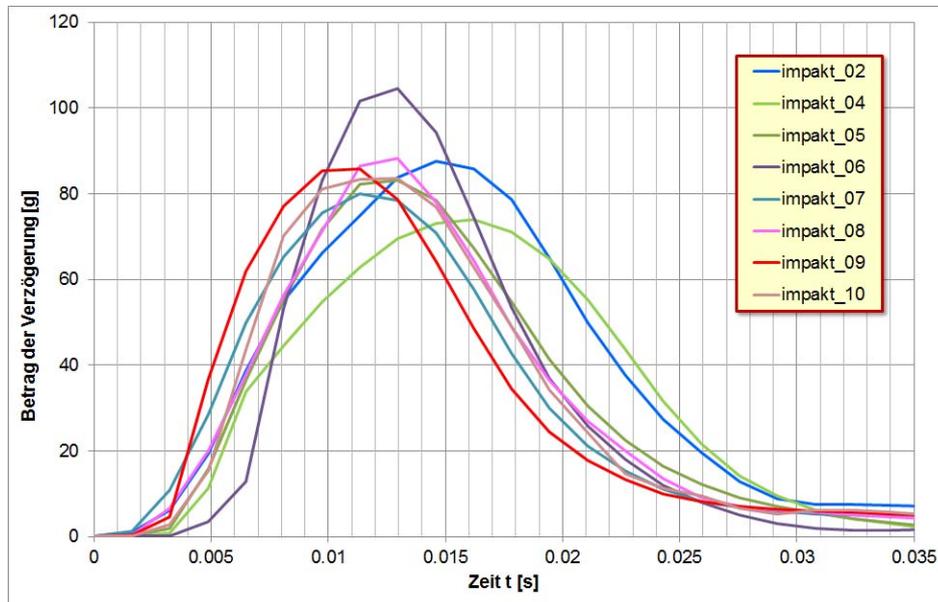


Abb. 4.52 Zeitliche Entwicklung des Abbremsvorgangs bei den 3D-Versuchen.

Es fällt in Abb. 4.52 auf, dass die Kurven der 4 Versuche mit einem Böschungswinkel auf der „Bergseite“ von 63° bzw. 69° und einer Kronenstärke zwischen 16 cm und 18 cm sehr nahe beieinander liegen und ihr Maximum im Zeitintervall 0.01 s bis 0.013 s erreichen. Die beiden Versuche impakt_02 und impakt_04 mit einem Böschungswinkel von 49° auf der „Bergseite“ und einer Kronenstärke grösser 24 cm erreichen hingegen ihr Maximum zu einem etwas späteren Zeitpunkt bei ca. 0.015 s und sind breiter. Aus der Reihe fällt der Versuch impakt_05, der ebenfalls einen Böschungswinkel von 49° auf der „Bergseite“ hat und eine Kronenbreite von 28 cm, aber dessen Kurvenform eher zur Kurvenform der Versuche mit einem Böschungswinkel grösser 60° und der kleineren Kronenstärke passt. Auch der Versuch impakt_06 hat einen Böschungswinkel von 49° auf der „Bergseite“, die Kronenstärke beträgt allerdings nur 17 cm. Von der Lage der Kurve her passt diese Kurve eher zu den Kurven der Versuche mit den steileren Böschungswinkeln. Andererseits ist hier der Maximalwert der Verzögerung deutlich höher. Betrachtet man die Auftreffwinkel, so stellt man fest, dass diese bei den beiden Versuchen impakt_05 und impakt_06 bei 26° bzw. 25° lagen. Bei den anderen Versuchen lagen die Auftreffwinkel im Intervall zwischen 5° und 11°. Es scheint also so zu sein, dass neben dem Böschungswinkel auf der „Bergseite“ und der Kronenstärke auch der Auftreffwinkel auf den Damm einen Einfluss auf die Form und Lage der Kurve der zeitlichen Entwicklung des Abbremsvorgangs hat.

Vergleicht man die Kurven in Abb. 4.52 mit den Kurven der quasi-2D-Versuche in den Abbildungen 3.95 und 3.96, so fällt zunächst auf, dass der Kurvenverlauf bei den 3D-Versuchen weit weniger asymmetrisch ist als dies bei den quasi-2D-Versuchen der Fall war. Ein Grund hierfür könnte in der unterschiedlichen Form der Impaktkörper (Kugel bzw. Zylinder) liegen. Bei beiden Versuchsserien ergibt sich aber weder eine symmetrische Glockenkurve, wie sie für einen elastischen Stoß als typisch angesehen wird (Abb. 2.8a) noch eine asymmetrische Kurve, wie sie für den Realfall eine teilweise elastischen, teilweise plastischen Stoß angesehen wird (Abb. 2.8b). Der Grund für die Asymmetrie der Messkurven dürfte auch hier in der Blockrotation zu finden sein.

Aufgrund der deutlich geringeren Asymmetrie lässt sich die Impaktzeit aus den Kurven für alle 8 Versuche in Abb. 4.52 zu ca. 0.03 s ablesen. Mit dieser Impaktzeit von 0.03 s und den Gleichungen 2.20 für eine minimale Kraft beim Impakt bzw. 2.21 für eine maximale Kraft beim Impakt nach Ploner et al. [58] ergibt sich für eine mittlere Blockgeschwindigkeit von 6 m/s die minimale Kraft F_{\min} zu ca. 10 kN und die maximale Kraft F_{\max} zu ca. 20 kN.

Legt man die Gleichung für die Eindringtiefe d nach der Richtlinie des ASTRA für eingedeckte Galeriebauwerke [3] zugrunde und setzt dort für den charakteristischen Wert der Kraft am Aufprallort F_k die minimale Kraft F_{\min} nach Ploner et al. ein, so erhält man für die Eindringtiefe des Blocks in das Lockergestein einen Wert von 18 cm. Dieser Wert ist mehr als 3-mal so hoch wie die aus den Hochgeschwindigkeitsaufnahmen ermittelten Eindringtiefen des Blocks.

4.8 Zusammenfassung 3D-Versuche

In den 10 ausgeführten halbmassstäblichen Versuchen wurde der Damm lediglich in den Versuchen *impakt_02*, *impakt_03* und *impakt_04* von dem Block nicht überwunden. Diesen 3 Versuchen ist gemein, dass der Böschungswinkel des Damms auf der „Bergseite“ 49° betrug, die Dammstärke am Aufschlagpunkt grösser als 2 Blockdurchmesser war, das Freibord ca. 1.5 Blockdurchmesser betrug und der Auftreffwinkel des Blocks auf die Dammböschung mit 5° bzw. 6° sehr klein war (vgl. Tabelle 4.3).

Tab. 4.3 Geometrische Versuchsgrößen

Versuch Nr.	Kronenbreite [m]	Böschungswinkel „Bergseite“ [°]	Auftreffwinkel α [°]	Wirkungsweise Damm
<i>impakt_01</i>	0.5	49	12°	Damm überwunden
<i>impakt_02</i>	0.5	49	6°	Block aufgehalten
<i>impakt_03</i>	0.24	49	6°	Block aufgehalten
<i>impakt_04</i>	0.24	49	5°	Block aufgehalten
<i>impakt_05</i>	0.28	49	26°	überspringt den Damm
<i>impakt_06</i>	0.17	49	25°	Damm überwunden
<i>impakt_07</i>	0.16	63	10°	Damm überwunden
<i>impakt_08</i>	0.18	63	11°	Durchschlag
<i>impakt_09</i>	0.17	69	5°	Durchschlag
<i>impakt_10</i>	0.18	69	-	Durchschlag

Die Impaktgeschwindigkeit bei diesen 3 Versuchen lag im Intervall 6 m/s – 7 m/s. Für eine mittlere Impaktgeschwindigkeit $v = 6.5$ m/s und einem mittleren Auftreffwinkel α von 5.5° ergibt sich eine Geschwindigkeitskomponente parallel zur Dammböschung v_{\parallel} von 0.623 m/s (vgl. Abb. 4.53 a).

Mit Hilfe des Energiesatzes von kinetischer und potentieller Energie lässt sich eine vertikale Hubhöhe h berechnen. Rotation und Reibung werden bei dieser Betrachtung nicht berücksichtigt.

$$h = \frac{v^2}{2 \cdot g} \quad (4.1)$$

Setzt man in Gleichung (4.1) den vollen Wert der Geschwindigkeitskomponente v_{\parallel} ein so ergibt sich als vertikale Hubhöhe gerade einmal ein Betrag von 2 cm (vgl. Abb. 4.53 b).

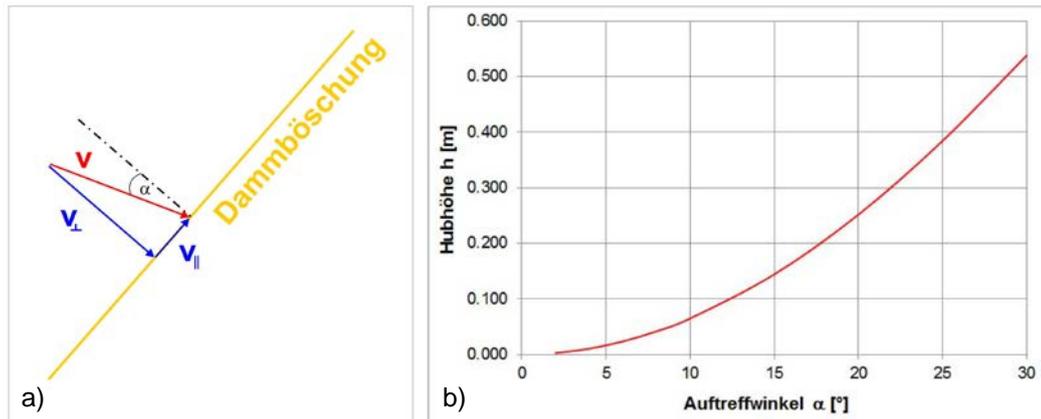


Abb. 4.53 a) Zerlegung der Impactgeschwindigkeit in Geschwindigkeitskomponenten, b) vertikale Hubhöhe h in Abhängigkeit vom Auftreffwinkel α .

Bei einem Auftreffwinkel von ca. 25°, wie in den Versuchen *impakt_05* und *impakt_06*, beträgt die vertikale Hubhöhe hingegen bereits ca. 39 cm (Abb. 4.53 b) und ist damit grösser als der Durchmesser der Betonkugel. Das Freibord in den beiden Versuchen betrug nur ca. einen halben Blockdurchmesser. Der Block konnte also bereits aufgrund der Geschwindigkeitskomponente v_{\parallel} den Damm überwinden, wenn man die Reibung vernachlässigt. Die signifikante Sprunghöhe, die der Block bei der Überwindung des Damms in den beiden Versuchen *impakt_05* und *impakt_06* erreicht, lässt sich aber aus dem vorgängig beschriebenen Sachverhalt alleine nicht erklären. Hierbei spielt sicherlich die Rotationsenergie des Blocks eine wichtige Rolle.

Die Auftreffwinkel bei den beiden Versuchen *impakt_05* und *impakt_06* mit 25° bzw. 26° sind etwas geringer als die Auftreffwinkel in den kleinmassstäblichen 2D-Versuchen am Dammquerschnitt 1111 (vgl. Tabelle 3.4). Bei den Versuchen mit den Zylindern G und K konnte aber bereits ein sehr ähnliches Sprungverhalten beobachtet werden (vgl. Abb. 3.18 bzw. Abb. 3.22). Hier überwand der Block den Damm obwohl ein Freibord von ca. 1.5 Blockdurchmessern beim Block G und beim Block K sogar von 2.5 Blockdurchmessern eingehalten wurde.

Der Versuch *impakt_01* nimmt in der Serie der 3D-Versuche eine Sonderstellung ein, da er mit einem anderen Dammbaumaterial ausgeführt wurde als die anderen Versuche. Zudem wurden in diesem Versuch aufgrund der Positionierung des Fallrohrs auch eine deutlich höhere Blockgeschwindigkeit und Translationsenergie erreicht. Der Auftreffwinkel lag beim Versuch *impakt_01* bei 12° und war damit doppelt so gross wie bei den Versuchen *impakt_02*, *impakt_03* und *impakt_04*, aber nur etwa halb so gross wie bei den Versuchen *impakt_05* und *impakt_06*.

Aufgrund der hohen Impactgeschwindigkeit von 8.7 m/s lässt sich hier eine vertikale Hubhöhe nach Gleichung (4.1) von ca. 17 cm berechnen. Das Freibord bei diesem Versuch war gering und betrug weniger als einen halben Blockdurchmesser. Allerdings hob der Block im Versuch *impakt_01* auch nicht vom Damm ab, sondern „durchpflügte“ dessen Krone regelrecht (vgl. Film auf DVD). Hierzu dürfte neben der höheren Impactgeschwindigkeit des Blocks auch der grobkörnigere Dammbaumaterial beigetragen haben, denn die scheinbare Kohäsion reduziert sich mit zunehmenden Korndurchmessern (vgl. z.B. [41]).

Wie in den ausgeführten 2D-Versuchen mit den Zylindern so erfolgte auch bei dem Versuch *impakt_01* nach dem Beginn des Impakts eine Aufwärtsbewegung des Blocks und es hat sich weder ein Bruchkörper gemäss Abb. 1.3 noch gemäss Abb. 2.9 eingestellt.

Der Dammquerschnitt beim Versuch *impakt_07* entspricht dem Dammquerschnittstyp 2145 bei den kleinmassstäblichen quasi-2D-Versuchen. Der Auftreffwinkel beim Versuch *impakt_07* lag bei 10° und beträgt damit ca. die Hälfte des Auftreffwinkels bei den Versuchen G-2145-A-01, G-2145-B-01 und G-2145-D-01 (vgl. Tabelle 3.9). Von den drei Versuchen kommt der Versuch G-2145-B-01 (Abb. 3.39, Mitte) mit einem Verhältnis Kronenstärke zu Blockdurchmesser von 0.59 dem Verhältnis im Versuch *impakt_07* mit 0.43 am nächsten. In beiden Versuchen, *impakt_07* und G-2145-B-01, überwindet der Block den Damm und beschädigt die Dammkrone auf ähnliche Weise. Die geringere Sprunghöhe der Betonkugel im Versuch *impakt_07* im Vergleich zum Versuch G-2145-B-01 dürfte mit dem geringeren Auftreffwinkel von 10° zusammenhängen.

Im Versuch G-2145-B-11 betrug der Auftreffwinkel ca. 16° und liegt damit etwas näher am Auftreffwinkel des Versuchs *impakt_07*. Allerdings durchschlägt der Block hier in einer schräg nach oben gerichteten Bahn die Dammkrone vollständig (Abb. 3.44, Mitte). Eine bessere Übereinstimmung hinsichtlich des Bewegungsablaufs und den Schäden an der Dammkrone ergibt sich in diesem Fall mit dem Versuch G-2145-A-11 (Abb. 3.44, oben), obwohl hier das Verhältnis Kronenstärke zu Blockdurchmesser 1.16 betrug.

Im Versuch *impakt_08* wurde die „talseitige“ Böschung gegenüber dem Versuch *impakt_07* versteilt und somit der Dammquerschnitt geschwächt. Damit wurde quasi ein Durchschlag des Damms durch den Block erzwungen. Aber auch in diesem Versuch, wie in den beiden Versuchen *impakt_09* und *impakt_10*, hat sich weder ein Bruchkörper gemäss Abb. 1.3 noch gemäss Abb. 2.9 eingestellt.

Allen drei Versuchen *impakt_08*, *impakt_09* und *impakt_10* ist gemein, dass nachdem der Block auf den Damm aufgeschlagen und ca. 5 cm in den Damm eingedrungen war, die Betonkugel eine Bewegung in Richtung Krone ausführte. Der Block durchschlägt die Dammkrone in einer schräg nach oben gerichteten Bahn, analog zu den Versuchen G-2145-B-01-1 und GS-2145-D-01-1. Gleichzeitig entsteht in dem, durch den Impact bereits aufgelockerten, Material auf der „talseitigen“ Dammböschung eine Rutschung. Der Block fällt in die durch die Rutschung hervorgebrachte Mulde und schiebt weiteres Material die Böschung hinunter (vgl. Filme auf DVD).

Die Ergebnisse der durchgeführten Versuche lassen sich in drei Gruppen einteilen, deren Eigenschaften in Tabelle 4.4 zusammengefasst sind:

Tab. 4.4 Gruppeneinteilung der Versuche

Böschungswinkel	Auftreffwinkel α	Dammstärke am Aufschlagpunkt	Freibord	Wirkungsweise Damm
$< 50^\circ$	$\leq 6^\circ$	≥ 2.5 Blockdurchmesser	ca. 1.5 Blockdurchmesser	Block aufgehalten
$< 50^\circ$	$\geq 25^\circ$	< 1.5 Blockdurchmesser	ca. 0.5 Blockdurchmesser	Damm überwunden
$> 60^\circ$	$\leq 10^\circ$	ca. 1 Blockdurchmesser	≤ 0.5 Blockdurchmesser	Damm überwunden bzw. durchschlagen

Der Austrittswinkel konnte bei den 3D-Versuchen mit den zur Verfügung stehenden Mitteln leider nicht mit einer ausreichenden Genauigkeit für eine Analyse bestimmt werden.

In einigen Versuchen wurden die infolge des Impakts im Damm erzeugten Hohlformen mit Hilfe eines 3D-Scanners vermessen. Zusätzlich fanden auch Messungen per Hand mit einem Metermass an den tiefsten Stellen statt (vgl. Anhang VI). Des Weiteren wurde die Eindringtiefe des Blocks auch durch Ausmessen der Fotos, die mit der Hochgeschwindigkeitskamera aufgenommen worden waren, bestimmt. Im Vergleich der Messergebnisse ergaben sich zum Teil erhebliche Unterschiede (vgl. Tabelle 4.5). Während die Ausmessung der Fotos die Bestimmung der zu einem bestimmten Zeitpunkt vorhandenen Eindringtiefe erlaubt, geben die Messungen von Hand und mit dem 3D-Scanner lediglich die Tiefe der im Endzustand erzeugten Hohlform wieder. Diese kann jedoch durch Ausbrüche und Nachbrüche während des Impaktvorgangs mehr oder weniger stark verfälscht werden und gibt dann nicht die tatsächliche Eindringtiefe wieder.

Tab. 4.5 Eindringtiefe und Ausbruchstiefe

Versuch Nr.	E_{trans} [Nm]	Auftreffwinkel α [°]	Eindringtiefe d_{max} [cm]	Ausbruchstiefe Aufschlagmarke [cm]
impakt_01	1'900	12°	10	-
impakt_02	1060	6°	6	11.5
impakt_03	1220	6°	-	8.5
impakt_04	904	5°	4.5	9.5
impakt_05	874	26°	3	19
impakt_06	904	25°	3.5	-
impakt_07	787	10°	5	3.5
impakt_08	787	11°	5	3
impakt_09	844	5°	5	-

Aus den vorstehend beschriebenen Gründen wurden die 3D-Scans daher auch nur bei einem Teil der Versuche ausgeführt. Die Messung mit dem Meterstab hat gegenüber dem 3D-Scan zwar den Nachteil, dass sie lediglich an einzelnen Punkten ausgeführt werden kann, im Falle von nachrutschendem Material kann mit dem Meterstab aber noch dessen Mächtigkeit festgestellt und damit ein realistischeres Bild von der Ausbruchstiefe ermittelt werden.

Für die Bestimmung der Eindringtiefe des Blocks d_{max} aus den Fotos wurde das Foto ausgewählt welches gerade noch keine Aufwärtsbewegung im Vergleich zu seinem Vorgänger zeigt. In Abb. 4.54 wurde die so ermittelte maximale Eindringtiefe d_{max} der translatorischen Energie E_{trans} vor dem Impact gegenübergestellt. Wie bei den quasi-2D-Versuchen, so lässt sich auch im Falle der 3D-Versuche ein linearer Zusammenhang zwischen diesen beiden Grössen feststellen. Wenn man alle 3D-Versuche in Abb. 4.54 berücksichtigt, d.h. also auch den Versuch *impakt_01*, lässt sich der Zusammenhang als Geradengleichung der Form:

$$d_{max} = 0.005 \cdot E_{trans} \quad (4.2)$$

mit einem Regressionskoeffizienten von 0.85 beschreiben. E_{trans} ist hierbei in Nm und d_{max} in cm.

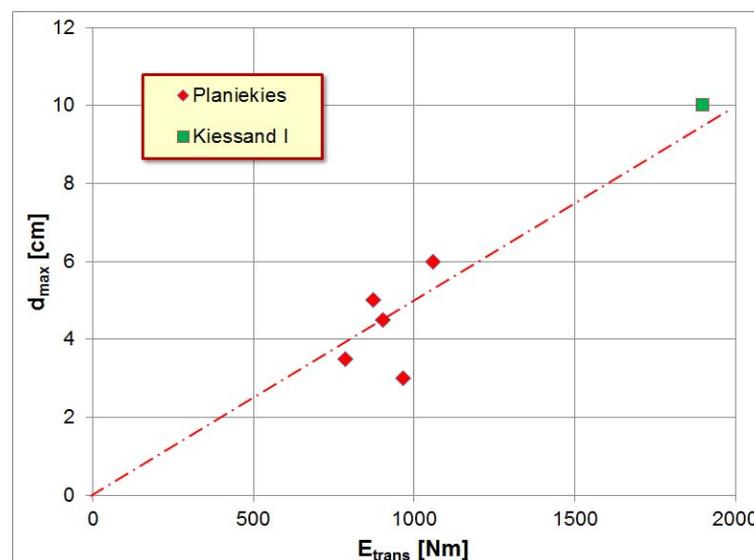


Abb. 4.54 Zusammenhang zwischen maximaler Eindringtiefe d_{max} und translatorischer Energie E_{trans} bei den 3D-Versuchen.

Um die energetischen Grössen in den beiden Versuchsserien vergleichen zu können, bietet sich die Umrechnung der totalen Energie in die volumetrische Energiedichte E_V vor dem Impact an. Abb. 4.55 zeigt die Häufigkeitsverteilung der volumetrischen Energiedichte für die ausgeführten 3D-Versuche.

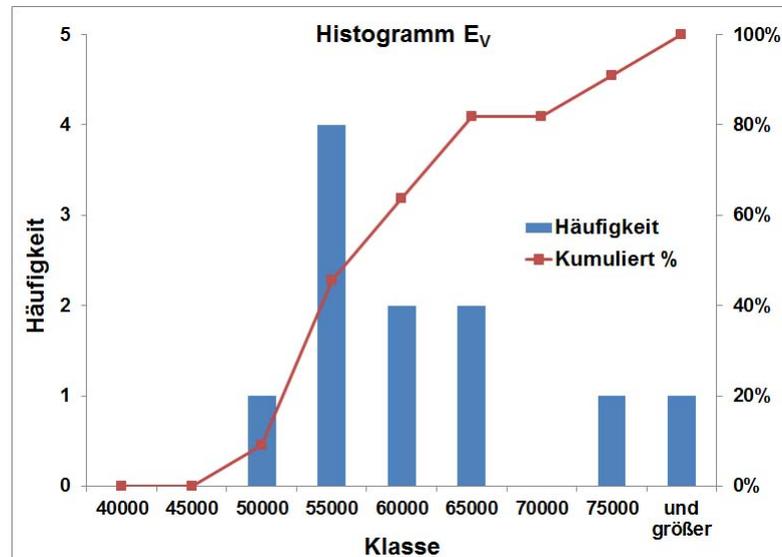


Abb. 4.55 Häufigkeitsverteilung der bei den 3D-Versuchen aufgetretenen volumetrischen Energiedichten E_V , Einheit der Klassen: J/m^3 .

Die in den 3D-Versuchen aufgetretenen volumetrischen Energiedichten waren im Mittel geringer als die volumetrischen Energiedichten bei den kleinmassstäblichen Versuchen mit den Zylindern G und K (vgl. Abb. 3.109, oben), sie waren jedoch höher als die volumetrischen Energiedichten bei den Versuchen mit dem Zylinder GS (vgl. Abb. 3.109, Mitte) und auch höher als die volumetrischen Energiedichten bei den Versuchen mit dem Körper OKT mit dem achteckigen Querschnitt (vgl. Abb. 3.109, unten).

Bei den Verschiebungsmessungen im Dammkörper ergaben sich nur sehr kleine Verschiebungswerte, die grössten Werte blieben unter einem Zentimeter. Hierbei ist jedoch zu beachten, dass mit den push-pull-Kabeln lediglich eine horizontale Verschiebungskomponente gemessen werden kann, nicht jedoch der vollständige Verschiebungsbetrag.

Die Messkugeln wurden in der Regel auf einem Kreisbogen ausgelegt, ausgehend von der Annahme, dass eine weitgehend radiale Lastverteilung durch den Impact stattfindet und die Verformungen dieser Lastverteilung folgen. Messpunkte in der direkten Linie des Impacts wurden ausgelassen, um Schäden an der Messmimik zu vermeiden. Die Messergebnisse deuten jedoch daraufhin, dass grössere Verformungen im Wesentlichen auf den Nahbereich des Impacts konzentriert sind und nur eine geringe laterale Ausbreitung stattfindet. Dies wird auch durch die aussermittigen Treffer auf den Damm gestützt, die eine Folge des „weichen“ Fallrohrs waren. Schon eine geringe Verschiebung des Aufschlagpunktes um wenige Zentimeter aus der Dammsymmetrieachse führte dazu, dass die symmetrisch angeordneten Messpunkte deutliche Unterschiede in den Verschiebungswerten aufwiesen.

In der Messebene D, d.h. ca. 45 cm oberhalb der Dammsohle, konnten keine signifikanten Verschiebungen festgestellt werden. Die push-pull-Kabel mit den Messkugeln fungierten in dieser Messebene eher als Schwingungsaufnehmer für die Schockwelle, die infolge des Impacts durch den Dammkörper läuft (vgl. Anhang VII). Wenn in dieser Messebene bleibende Verformungen auftraten, so blieben sie deutlich unter einem Millimeter.

5 Bestimmung geotechnischer Parameter in-situ

Im Rahmen des Baus der Modelldämme bei der 3D-Versuchsserie war vorgesehen mit verschiedenen Methoden bodenmechanische Parameter zu bestimmen, die gegebenenfalls als Eingangsdaten für einen Bemessungsansatz dienen könnten. Dabei sollte auch die Handhabung der Messgeräte sowie deren Tauglichkeit für einen Baustelleneinsatz überprüft werden.

5.1.1 Statische Lastplattenversuche während der Herstellung des Damms

Am CC KI der Hochschule Luzern steht ein Gerät zur Durchführung eines statischen Plattendruckversuchs nach der Norm SN 670 317b zur Verfügung. Mit diesem Gerät sollten statische Plattendruckversuche während des Aufbaus der Versuchsdämme durchgeführt werden. Als Widerlager für das Gerät war eine auf die Betonelemente aufgelegte Betonplatte vorgesehen. Mit dem für die Arbeiten vorhandenen Mini-Bagger bestand zudem die Möglichkeit auch noch eine Zusatzlast aufzubringen. Im Rahmen der Versuchsausführung stellte sich jedoch heraus, dass keine ausreichende Last für die Durchführung dieser Versuche aufgebracht werden konnte und die Betonplatte während des Versuchs trotz Mini-Bagger angehoben wurde. Die Versuche konnten aufgrund eines fehlenden Gegengewichts (schwerer Bagger oder LKW) daher nicht ausgeführt werden.

5.1.2 Drucksondierungen mit dem Gerät Rimik CP40

Für Drucksondierungen stand das Gerät Rimik CP40 zur Verfügung. Während des Aufbaus des Damms zum Versuch `impakt_01` mit dem Kiessand I wurde versucht Drucksondierungen mit dem Gerät Rimik CP40 durchzuführen. Dabei wurde aber lediglich eine Eindringtiefe von ca. 10 – 15 cm erreicht, so dass aus diesen Versuchen keine sinnvollen Aussagen zu den Bodeneigenschaften gemacht werden können.

Beim Versuch `impakt_02` mit dem Planiekies 0/25 wurde ein weiterer Versuch mit dem Gerät Rimik CP40 unternommen. Die hier erreichte Eindringtiefe war noch geringer als beim Kiessand I und im Laufe der Versuchsdurchführung ist das Gestänge beim Versuch ausgeknickt. Im Folgenden wurde daher auf diese Versuche verzichtet.

5.1.3 Dynamischer Plattendruckversuch mit dem Gerät Terratest 4000 USB

Mit dem Gerät Terratest 4000 USB wurden dynamische Lastplattenversuche nach den Technischen Prüfvorschriften für Boden und Fels im Strassenbau TP BF-StB, Teil B 8.3 [5] durchgeführt (vgl. Abb. 5.1) und der dynamische Verformungsmodul E_{vd} bestimmt.

Es wurden jeweils 2 Messungen, LWD1 und LWD2, in einer Messebene ausgeführt (vgl. Abb. 4.10 und Abb. 4.11). Der Prüfpunkt wurde zunächst durch 3 Stösse vorbelastet. Anschliessend wurden 3 Messstösse ausgeführt. Die Ergebnisse der Messungen sind in der Tabelle 5.1 zusammengefasst und es lassen sich daraus 2 Aussagen ableiten:

- Der Dammbaustoff DBS1, ein Kiessand 1, weist einen deutlich höheren dynamischen Verformungsmodul E_{vd} auf als der Dammbaustoff DBS2, Planiekies 0/25.
- Die Verdichtung von Hand im oberen Teil der Versuchsdämme führt im Vergleich mit der Verdichtung durch die Rüttelplatte im unteren Teil der Versuchsdämme in der Regel zu etwas geringeren dynamischen Verformungsmoduli E_{vd} . Eine statistische Auswertung der dynamischen Plattendruckversuche für die Messebenen E1 und E3 zeigt dies deutlich. Auf der Messebene E1 werden überwiegend E_{vd} -Werte zwischen 25 MN/m^2 und 35 MN/m^2 erreicht, während die meisten E_{vd} -Werte, die in der Ebene E3 gemessen wurden, im Intervall zwischen 15 MN/m^2 und 25 MN/m^2 liegen (Abb. 5.2).



Abb. 5.1 Dynamischer Plattendruckversuch mit dem Gerät Terratest 4000 USB auf der Messebene E2 eines Versuchsdamms, d.h. auf ca. halber Dammhöhe. Zudem erkennbar die beiden Geophone für die Messung nach der Methode der Spektralanalyse von Oberflächenwellen (SASW).

Tab. 5.1 Ergebnisse der dynamischen Plattendruckversuche

Versuch Nr.	Messung Ebene E1	E_{vd} [MN/m ²]	Messung Ebene E2	E_{vd} [MN/m ²]	Messung Ebene E3	E_{vd} [MN/m ²]
impakt_01	E1-LWD1-1	44.6				
	E1-LWD2-1	38.2				
impakt_02	E1-LWD1-1	24.0	E2-LWD1-1	29.0		
	E1-LWD2-1	19.6	E2-LWD2-1	31.1		
impakt_03	E1-LWD1-1	29.2	E2-LWD1-1	15.8	E3-LWD1-1	17.4
	E1-LWD2-1	25.3	E2-LWD2-1	17.8	E3-LWD2-1	18.7
impakt_04	E1-LWD1-1	23.1			E3-LWD1-1	17.2
	E1-LWD2-1	27.4			E3-LWD2-1	18.4
impakt_05	E1-LWD1-1	28.5			E3-LWD1-1	17.7
	E1-LWD2-1	34.4			E3-LWD2-1	19.7
impakt_06					E3-LWD1-1	24.4
					E3-LWD2-1	26.1
impakt_07	E1-LWD1-1	32.8			E3-LWD1-1	31.0
	E1-LWD2-1	21.7			E3-LWD2-1	30.4
impakt_08	E1-LWD1-1				E3-LWD1-1	19.3
	E1-LWD2-1				E3-LWD2-1	22.1
impakt_09	E1-LWD1-1		E2-LWD1-1	25.0	E3-LWD1-1	24.7
	E1-LWD2-1		E2-LWD2-1	21.1	E3-LWD2-1	21.7
impakt_10	E1-LWD1-1	31.4	E2-LWD1-1	27.1	E3-LWD1-1	24.3
	E1-LWD2-1	29.9	E2-LWD2-1	28.4	E3-LWD2-1	20.9

Um festzustellen, inwieweit eine weitere Verdichtung des eingebauten Dammbaustoffs DBS2 möglich ist und wie sich der E_{vd} -Wert bei höherer Belastung verändern würde, wurden die dynamischen Lastplattenversuche noch zweimal, teilweise auch dreimal wiederholt (vgl. Abb. 5.3 und Abb. 5.4). Insgesamt erfolgte somit bei drei aufeinanderfolgenden Versuchen $3 \times 6 = 18$ Stöße mit jeweils einer Stossbelastung von 7.07 kN (Sollwert nach [5]) auf die gleiche Messstelle.

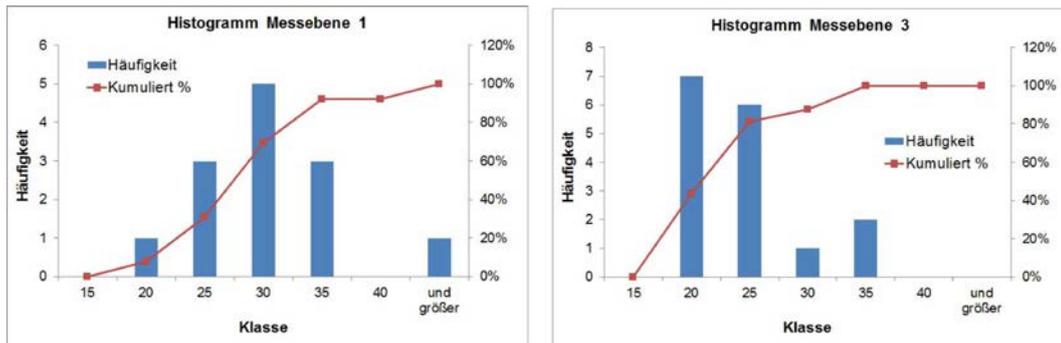


Abb. 5.2 Statistische Auswertung der dynamischen Plattendruckversuche mit dem Gerät Terratest 4000 USB: Links: Ergebnisse auf der Messebene E1 (vgl. Abb. 4.10), rechts: Ergebnisse auf der Messebene E3 (vgl. Abb. 4.11).

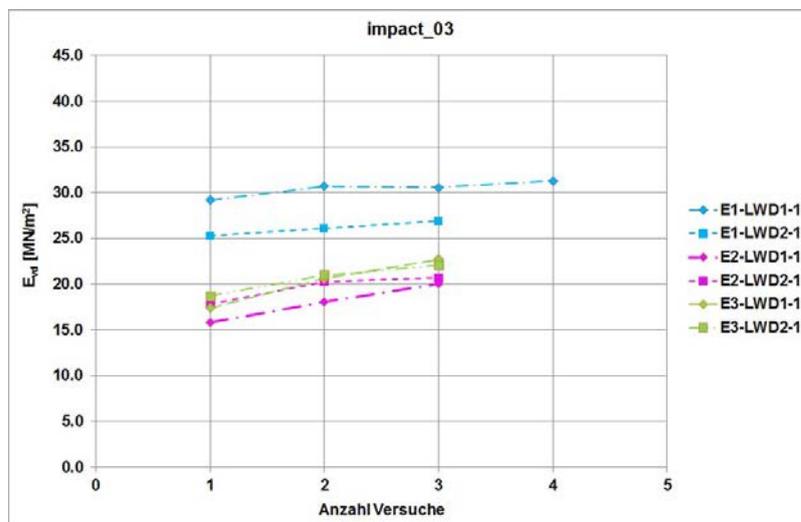


Abb. 5.3 Ergebnisse der dynamischen Plattendruckversuche beim Versuch *impakt_03* für die 3 Messebenen E1 bis E3. Der dynamische Plattendruckversuch wurde an der gleichen Stelle bis zu 3-mal wiederholt (Anzahl der Versuche), um zu sehen in wie weit noch eine Verdichtung des Materials möglich ist.

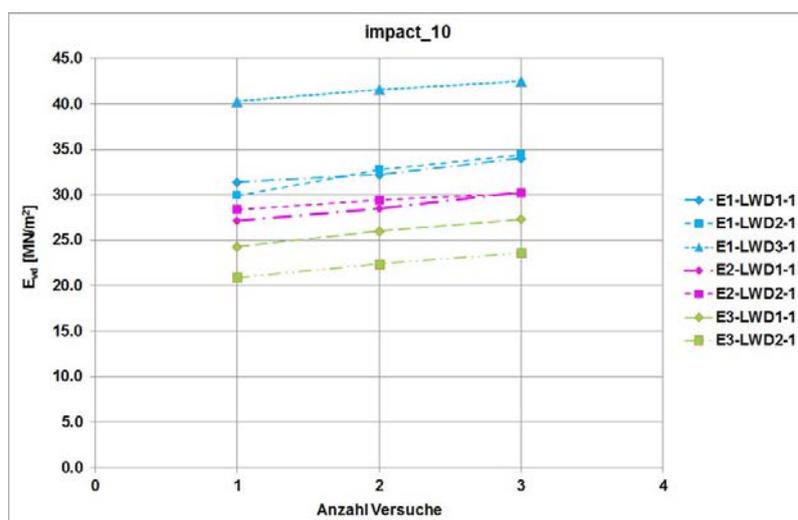


Abb. 5.4 Ergebnisse der dynamischen Plattendruckversuche beim Versuch *impakt_10* für die 3 Messebenen E1 bis E3. Der dynamische Plattendruckversuch wurde an der gleichen Stelle 2-mal wiederholt (Anzahl der Versuche), um zu sehen in wie weit noch eine Verdichtung des Materials möglich ist.

Die Abbildungen 5.3 und 5.4 zeigen beispielhaft die Ergebnisse für den dynamischen Verformungsmodul E_{vd} in Abhängigkeit der Anzahl der ausgeführten Versuche. Beim Versuch `impakt_10` ergibt sich eine Zunahme des Moduls im 3. Versuch um bis zu 15% bezogen auf den Wert im 1. Versuch. Die Kurvenform, die weitgehend einer Geraden entspricht, lässt darauf schliessen, dass das Material noch weiter verdichtet werden kann. Beim Versuch `impakt_03` ergeben sich für die Messebenen E2 und E3 sogar Zunahmen des E_{vd} -Wertes zwischen 16% und 30%. Für die Messebene E1 im Versuch `impakt_03` ergeben sich hingegen geringe Zunahmen von 6% bis 7% für den Modul E_{vd} und die Steigung der Kurven nimmt ab, d.h. weitere Belastungen von der gleichen Grösse werden nur noch zu einer geringen weiteren Verdichtung des Materials und einer damit einhergehenden Erhöhung des E_{vd} -Wertes führen.

Beim Proctorversuch wird die spezifische Verdichtungsenergie E_c nach der Formel:

$$E_c = \frac{m \cdot g \cdot h \cdot n_b \cdot n_l}{V} = \frac{F \cdot h \cdot n_b \cdot n_l}{V} \quad (5.1)$$

ermittelt [12]. Hierbei sind:

- m: Masse des Fallgewichts [kg]
- g: Erdbeschleunigung (9.81 m/s²)
- h: Fallhöhe [m]
- n_b : Anzahl der Schläge
- n_l : Anzahl der Schichten im Proctortopf
- V: Volumen, das verdichtet wird [m³].

Überträgt man näherungsweise diese Formel auf die dynamischen Plattendruckversuche und geht von einer wirksamen Messtiefe von ca. 60 cm [43] aus, so ergibt sich ein Volumen $V = 0.0425 \text{ m}^3$, welches eine Verdichtung durch den Versuch erfährt. Nimmt man weiterhin die Anzahl der Schichten über die Tiefe mit $n_l = 1$ an, so erhält man mit $F = 7.07 \text{ kN}$ und $h = 0.7 \text{ m}$ für den ersten Versuch ($n_b = 6$) eine spezifische Verdichtungsenergie $E_c = 700 \text{ kJ/m}^3$, für den 2. Versuch ($n_b = 12$) $E_c = 1400 \text{ kJ/m}^3$ und für den 3. Versuch ($n_b = 18$) $E_c = 2100 \text{ kJ/m}^3$. Die x-Achse der Abbildungen 5.3 und 5.4 lässt sich somit auch als „Energieachse“ interpretieren.

Es wurde weiterhin untersucht, ob zwischen den „Blockgrössen“ volumetrische Energiedichte E_v und Blockdurchmesser $2r$ und den „Dammgrössen“ dynamischer Modul E_{vd} des Dammmaterials und maximale Eindringtiefe des Blocks in den Dammkörper d_{max} ein Zusammenhang aufgezeigt werden kann. Hierzu wurde der Mittelwert der beiden Messungen auf Ebene E3 verwendet, da der Aufschlagpunkt in den meisten Versuchen diesem Höhengniveau am besten entspricht und die Verdichtung des Dammmaterials zudem im Böschungsbereich geringer ist als auf der untersten Ebene E1. Aus den beiden Versuchen `impakt_01` und `impakt_02` liegen keine Messdaten der Ebene E3 vor. Daher wurden hier die Daten aus der Ebene E1 respektive der Ebene E2 verwendet.

In Abb. 5.5 ist das Produkt aus dynamischem Modul E_{vd} und maximaler Eindringtiefe d_{max} dem Produkt aus volumetrischer Energiedichte E_v und Blockdurchmesser $2r$ gegenübergestellt. Für die Versuche mit dem Baustoff DBS2 ergibt sich eine relativ grosse Streuung der Datenpunkte. Der Datenpunkt für den Versuch `impakt_01` mit dem Baustoff DBS1 ist gegenüber den anderen Datenpunkten deutlich abgesetzt.

Berücksichtigt man zusätzlich noch den Auftreffwinkel α auf der Seite der „Blockgrössen“ so ergibt sich eine deutlich bessere Korrelation und es lässt sich ein linearer Zusammenhang erkennen (Abb. 5.6).

Die Berücksichtigung des Böschungswinkels β der „Bergseite“ des Damms auf der Seite der „Blockgrössen“ führt zwar zu keiner weiteren Verbesserung des Korrelationskoeffizienten, aber auch für diesen Fall lässt sich ein linearer Zusammenhang feststellen (Abb. 5.7). Allerdings ergibt sich eine Verbesserung des Korrelationskoeffizienten auf den Wert 0.98 wenn man den Versuch `impakt_09` aus der Datenmenge herausnimmt.

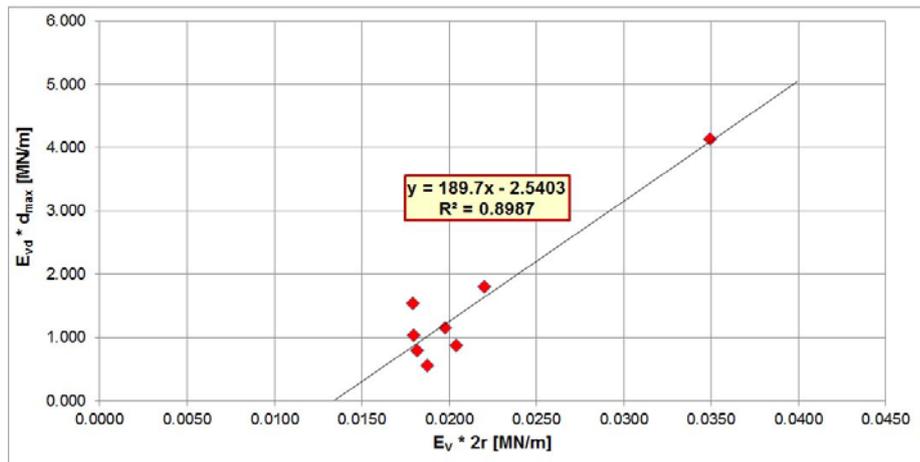


Abb. 5.5 Korrelation der „Blockgrößen“ volumetrische Energiedichte E_V und Blockdurchmesser $2r$ mit den „Dammgrößen“ dynamischer Modul E_{Vd} des Dammmaterials und maximale Eindringtiefe des Blocks in den Dammkörper d_{max} .

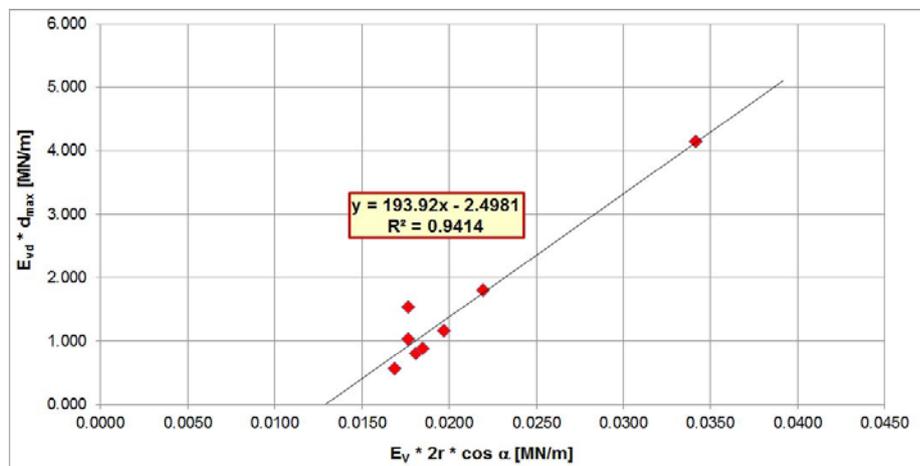


Abb. 5.6 Korrelation der „Blockgrößen“ volumetrische Energiedichte E_V , Blockdurchmesser $2r$ und Auftreffwinkel α mit den „Dammgrößen“ dynamischer Modul E_{Vd} des Dammmaterials und maximale Eindringtiefe des Blocks in den Dammkörper d_{max} .

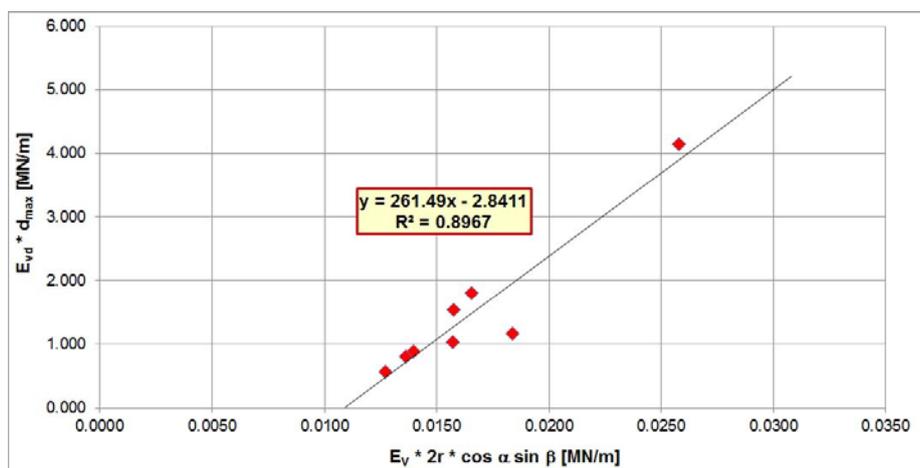


Abb. 5.7 Korrelation der „Blockgrößen“ volumetrische Energiedichte E_V , Blockdurchmesser $2r$ und Auftreffwinkel α sowie des Böschungswinkels β auf der „Bergseite“ mit den „Dammgrößen“ dynamischer Modul E_{Vd} des Dammmaterials und maximale Eindringtiefe des Blocks in den Dammkörper d_{max} .

Aus den Graphiken der Abbildungen 5.6 und 5.7 lassen sich daher die folgenden Zusammenhänge ableiten:

$$E_{vd} \cdot d_{max} = A \cdot E_V \cdot 2r \cdot \cos \alpha - B \quad (5.2)$$

$$E_{vd} \cdot d_{max} = A \cdot E_V \cdot 2r \cdot \cos \alpha \cdot \sin \beta - B \quad (5.3)$$

wobei A und B Konstanten darstellen. Bei den Gleichungen (5.2) bzw. (5.3) ist zu beachten, dass alle Versuche mit einer Betonkugel mit dem gleichen Kugeldurchmesser ausgeführt wurden. Zudem ist das Verhältnis von Rotationsenergie zu Translationsenergie bei den Versuchen mit 0.3 bis 0.5 (vgl. Tabelle 4.2) im Vergleich zu natürlichen Blöcken (vgl. Abb. 2.28) hoch. Eine Ausnahme bildet hier lediglich der Versuch `impakt_01` mit einem Verhältnis von 0.18.

Der Vergleich der Abbildung 5.5 mit den Abbildungen 5.6 und 5.7 zeigt auf, dass dem Auftreffwinkel α eine hohe Bedeutung bei der Korrelation zwischen „Blockgrößen“ und „Dammgrößen“ zukommt.

Verwendet man anstatt des Blockdurchmessers $2r$ die Kronenbreite a_K bei der Gegenüberstellung der Messdaten, so erhält man eine deutlich schlechtere Korrelation, wie Abb. 5.8 im Vergleich zu Abb. 5.7 zeigt.

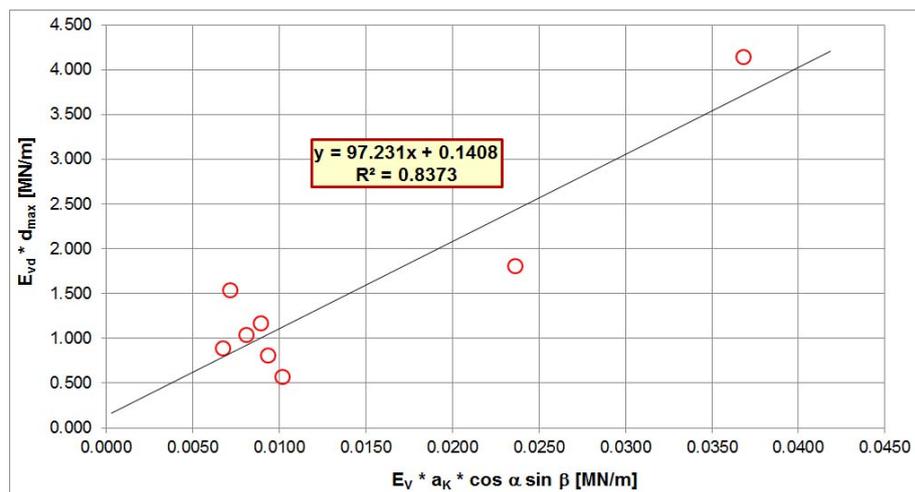


Abb. 5.8 Korrelation der Größen volumetrische Energiedichte E_V , Kronenbreite a_K , Auftreffwinkel α und Böschungswinkel β mit den „Dammgrößen“ dynamischer Modul E_{vd} des Dammmaterials und maximale Eindringtiefe des Blocks in den Dammkörper d_{max} .

Versuche einer Umwandlung in dimensionslose Größen hatten als Ergebnis lediglich „Punktwolken“ zur Folge.

5.1.4 Rammsondierung mit der leichten Rammsonde Kessler K-100

Die Rammsonde Kessler K-100 entspricht den Vorgaben der ASTM D6951/D6951M-09 [1]. Mit dieser Sonde wurden während des Aufbaus der Versuchsdämme Rammsondierungen mit dem Ziel ausgeführt, den sogenannten „resilient modulus“ M_R des Dammmaterials zu ermitteln. Bei dem Modul M_R handelt es sich um einen dynamischen Elastizitätsmodul, der ein Mass für die in einem Boden speicherbare und wieder rückholbare elastische Energie darstellt (vgl. Anhang II.2). Die Umrechnung der Sondierergebnisse in den „resilient modulus“ erfolgte mit der Formel von George & Uddin (Gleichung (3.1) bzw. (II.3) im Anhang II.2).

In Abb. 5.9 ist die Lage der Sondierpunkte DCP 1 bis DCP 4 beim Versuch *impakt_02* auf Messebene E2 dargestellt. Abb. 5.9 zeigt die aus den Messungen an diesen Stellen abgeleiteten Tiefenfunktionen für den „resilient modulus“ M_R . Für die obersten 30 cm des eingebauten Dammmaterials ergibt sich ein vergleichsweise geringer Wert von ca. 40 MN/m^2 bis 50 MN/m^2 . Die Schicht in einer Tiefenlage zwischen 30 cm und 50 cm weist hingegen einen deutlich höheren Modul M_R im Bereich zwischen 75 MN/m^2 und 100 MN/m^2 auf.

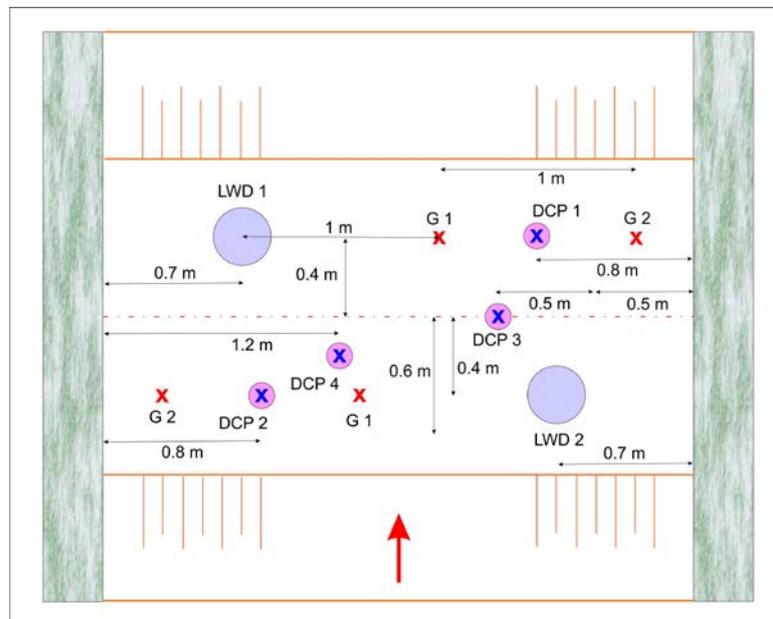


Abb. 5.9 Lage der Messpunkte beim Versuch *impakt_02* auf Messebene E2, Ansatzpunkte DCP 1 bis DCP 4 der Rammsondierungen mit der leichten Rammsonde Kessler K-100.

Im Rahmen des Aufbaus der Modelldämme für die Versuche *impakt_03* bis *impakt_10* wurde jeweils eine Rammsondierung auf der Ebene E3 in der Mitte des Damms ausgeführt (Abb. 4.11). Die aus diesen Messungen an dieser Stelle abgeleiteten Tiefenfunktionen für den „resilient modulus“ M_R sind im Anhang VIII zusammengestellt. Auch bei diesen Darstellungen in den Abbildungen VIII.1 bis VIII.8 ist ein deutlicher Sprung in der Funktion in einer Tiefe im Intervall von ca. 20 cm bis 30 cm zu sehen. Die geringen Werte in der obersten Schicht sind auf die fehlende bzw. zu geringe Überlagerungshöhe während des Versuchs zurückzuführen und werden daher nicht weiter betrachtet. Im Mittel ergeben sich M_R -Werte aus den Sondierungen für das Tiefenintervall ca. 30 cm bis ca. 50 cm von ca. 60 MN/m^2 bis 90 MN/m^2 . Tabelle 5.2 fasst die mittleren Werte für den jeweiligen Versuch zusammen.

Tab. 5.2 mittlere Werte für den „resilient modulus“, Ebene E3

Versuch	Tiefe [cm]	M_R [MN/m^2]
Impakt_03	30 - 50	80
Impakt_04	22 - 40	65
Impakt_04	40 - 50	90
Impakt_05	25 - 50	60
Impakt_06	26 - 70	75
Impakt_07	30 - 60	70
Impakt_08	30 - 50	65
Impakt_09	30 - 50	65
Impakt_10	22 - 70	70

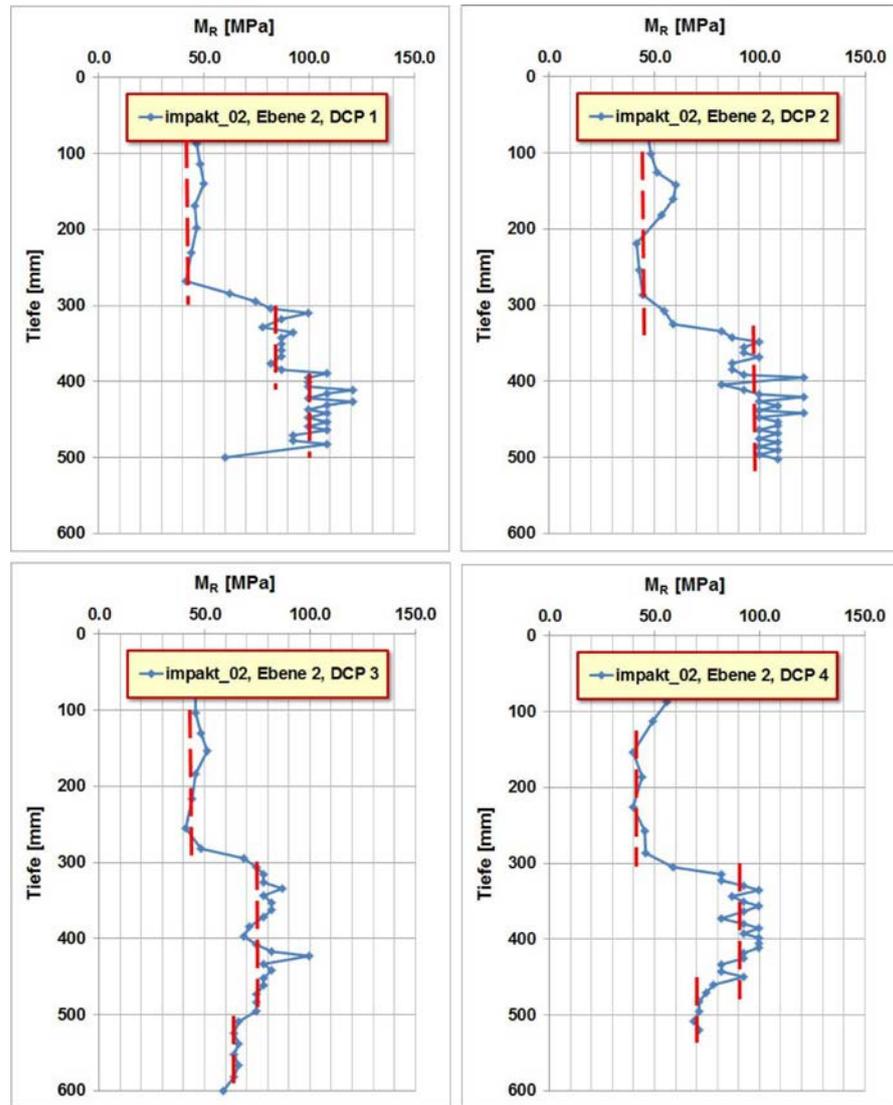


Abb. 5.10 Ergebnis der Rammsondierungen mit der leichten Rammsonde Kessler K-100 beim Versuch *impakt_02* auf Messebene E2, Ansatzpunkte DCP 1 bis DCP 4.

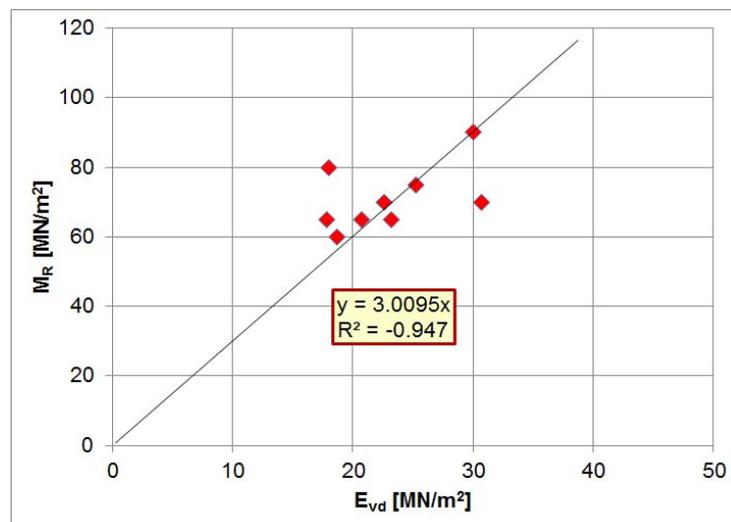


Abb. 5.11 Vergleich zwischen den Ergebnissen aus den Messungen mit der Rammsonde und den Ergebnissen des dynamischen Lastplattenversuchs, Versuche *impakt_02* bis *impakt_10*.

Abb. 5.11 zeigt die aus den Versuchen erhaltenen mittleren Moduli E_{vd} und M_R in einem Diagramm. Aus der Graphik ergibt sich, dass das Verhältnis zwischen „resilient modulus“ M_R und dynamischem Verformungsmodul E_{vd} für den Dammbaustoff DBS2 zu etwa 3 angenommen werden kann.

5.1.5 Seismische Messungen mit dem Olson Instruments SASW-G-Messgerät

Mit dem Olson Instruments SASW-G-Messgerät wurden während des Aufbaus der Versuchsdämme sowohl direkte Laufzeitmessungen ausgeführt als auch Messungen nach der Methode der Spektralanalyse von Oberflächenwellen (SASW, vgl. Anhang IX). Bei den meisten Messungen waren die Messdaten jedoch von geringer Qualität und konnten nicht ausgewertet werden bzw. führten bei den Auswertungen zu keinen vernünftigen Resultaten. Der Hauptgrund hierfür liegt in den für seismische Wellen kurzen Laufzeitwegen, die sich aufgrund der vergleichsweise geringen Abmessungen der Versuchsdämme ergeben. Dies führt zu Reflexionen an den Rändern der Dammbauwerke und letztlich zu einer Überlagerung von direkten Wellen mit reflektierten Wellen.

Beim Versuch *impakt_04* wurden direkte Laufzeitmessungen auf der Ebene E3 ausgeführt. Als Quelle für das seismische Signal wurde hier ein instrumentierter Hammer verwendet. Als Signalaufnehmer diente ein 4.5 Hz-Geophon. Sowohl der Schlagpunkt als auch das Geophone wurden für die Messungen in einem Abstand von 0.5 m von den beiden Dämmenden positioniert. Daraus ergibt sich eine Messstrecke von 2 m für die seismischen Wellen.

Es wurden Messungen mit Abtastraten von $10 \mu\text{s}$, $20 \mu\text{s}$ und $50 \mu\text{s}$ durchgeführt. Danach wurden die Positionen von Signalquelle und Signalempfänger vertauscht. Bei jeder Messung wurden 4096 Messwerte aufgenommen. Da die Anzahl der Messwerte bei allen Messungen gleich war, die Abtastrate aber unterschiedlich, ergibt sich daraus eine unterschiedliche Länge des gemessenen Signals.

Messungen mit Abtastraten von $10 \mu\text{s}$ stellten sich als ungünstig für die Auswertung heraus. Abb. 5.12 zeigt die mit Abtastraten von $20 \mu\text{s}$ bzw. $50 \mu\text{s}$ registrierten Signale. Die rote Linie in den Abbildungen zeigt jeweils den Ersteinsatz der ankommenden Welle an. Der Zeitpunkt dieses Ersteinsatzes wurde für die Berechnung der p-Wellengeschwindigkeit v_p verwendet. Die so ermittelten Wellengeschwindigkeiten sind in Tabelle 5.3 zusammengestellt.

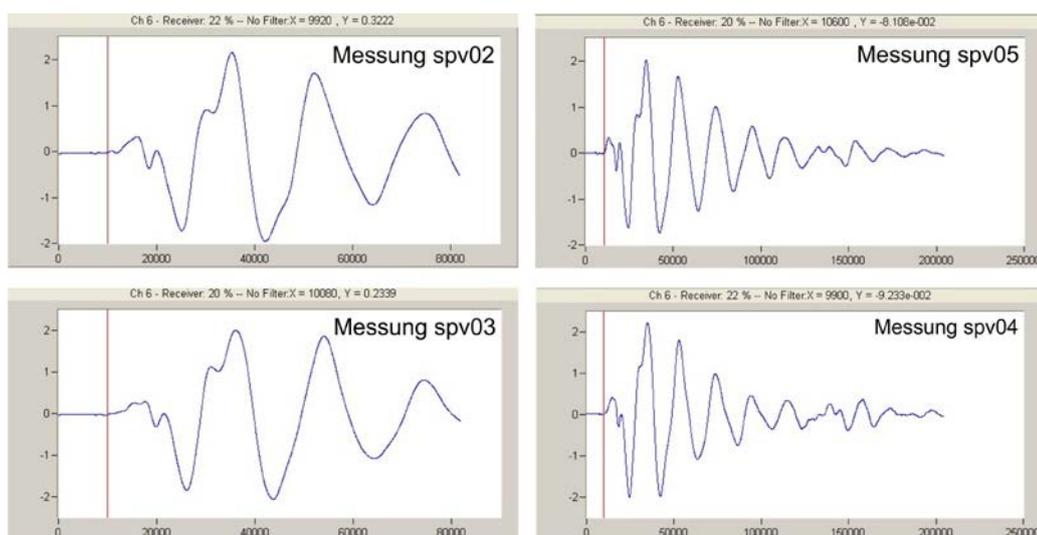


Abb. 5.12 Mit dem Geophon empfangene Signale beim Versuch *impakt_04*: Links: Abtastrate $20 \mu\text{s}$, rechts Abtastrate $50 \mu\text{s}$. Bei den Messungen *spv03* und *spv04* war die Anordnung von Schlagpunkt und Geophone gegenüber den Messungen *spv02* und *spv05* vertauscht.

Für eine seismische Welle in einem ideal elastischen Medium mit der Poissonzahl $\nu = 0.25$ lässt sich die Scherwellengeschwindigkeit v_s aus der Wellengeschwindigkeit v_p der Kompressionswelle berechnen und es gilt:

$$v_s = \sqrt{\frac{(1-2\cdot\nu)}{2\cdot(1-\nu)}} \cdot v_p = 0.58 \cdot v_p \quad (5.4)$$

Für die Wellengeschwindigkeit v_R der Rayleigh-Welle gilt näherungsweise [67]:

$$v_R = 0.97 \cdot v_s \quad (5.5)$$

Tab. 5.3 Wellengeschwindigkeiten

Messung	Zeit [ms]	v_p [m/s]	v_s [m/s]	v_R [m/s]
spv02	9.92	202	117	114
spv03	10.08	198	115	112
spv04	9.9	202	117	114
spv05	10.6	189	109	106
Mittelwert		198	115	112

Mit der mittleren Scherwellengeschwindigkeit $v_s = 115$ m/s und der Proctordichte $\rho = 1870$ kg/m³ des Dammbaustoffs DBS2 lässt sich der Schubmodul G_{dyn} nach Gleichung (II.4) zu ca. 25 MN/m² abschätzen. Nach Hansbo (vgl. Kapitel 2.2.4) beträgt bei den grossen Verformungen infolge eines Impakts der bei einer Bemessung anzusetzende Schubmodul G_{dyn}^* lediglich ein Zehntel des Werts des Schubmoduls G_{dyn} (vgl. auch Abb. 2.5), d.h. für die Modelldämme aus dem Material DBS2 wäre hiernach für den Lastfall Impakt ein Schubmodul von $G_{dyn}^* = 2.5$ MN/m² anzusetzen.

Messungen der direkten Laufzeiten mit Messanordnungen von 1 m, wie sie für die SASW-Messungen verwendet wurden, führten mit den eingesetzten Geräten zu keinen auswertbaren Ergebnissen.

Für die Messungen zur Spektralanalyse von Oberflächenwellen (SASW) betrug sowohl der Abstand zwischen Schlagpunkt und dem ersten Geophon als auch zwischen den beiden Geophonen 1 m. Der Abstand vom Schlagpunkt bzw. vom 2. Geophon zu der Betonkonstruktion am Ende des Damms betrug somit jeweils 0.5 m (vgl. Abb. 5.13).



Abb. 5.13 Anordnung der Geophone für die SASW-Messung auf Messebene E1, das dynamische Lastplattengerät dient in dieser Versuchsanordnung als Signalquelle.

Bei Anwendung des klassischen SASW-Verfahrens mit nur 2 Geophonen sollten mehrere Messungen mit unterschiedlichen Abständen zwischen den Geophonen bzw. den Geophonen und dem Schlagpunkt ausgeführt werden. Dies war jedoch aufgrund der beengten Platzverhältnisse an den Versuchsdämmen nicht möglich.

Messungen nach dem SASW-Verfahren wurden sowohl mit der dynamischen Lastplatte als Quelle als auch mit einem Hammerschlag auf eine Stahlplatte als Quelle ausgeführt. Weiterhin wurde die Abtastrate bei den Messungen zwischen 25 μs und 150 μs variiert. Die besten Resultate ergaben sich für Abtastraten von 25 μs bzw. 50 μs .

In Abb. 5.14 sind die wesentlichen Zwischenschritte der Datenanalyse für das SASW-Verfahren für zwei Messungen, links Messung `impakt_09_sasw-h1` mit einer Abtastrate von 50 μs , rechts Messung `impakt_09_sasw-h2` mit einer Abtastrate von 25 μs , beim Versuch `impakt_09`, Messebene E1, dargestellt. Die beiden obersten Diagramme zeigen jeweils das mit einem Exponentialfilter im Zeitbereich gefilterte Zeitsignal der Geophone G11 und G12. Die Graphik in der Mitte gibt die Kohärenzfunktion der empfangenen Signale wieder und sollte im Idealfall bei dem Wert 1 liegen. Die unterste Darstellung stellt die Phase des sogenannten Kreuzleistungsdichtespektrums dar. Aus diesen Daten wird die sogenannte Dispersionskurve der Rayleigh-Wellen ermittelt (vgl. Anhang IX).

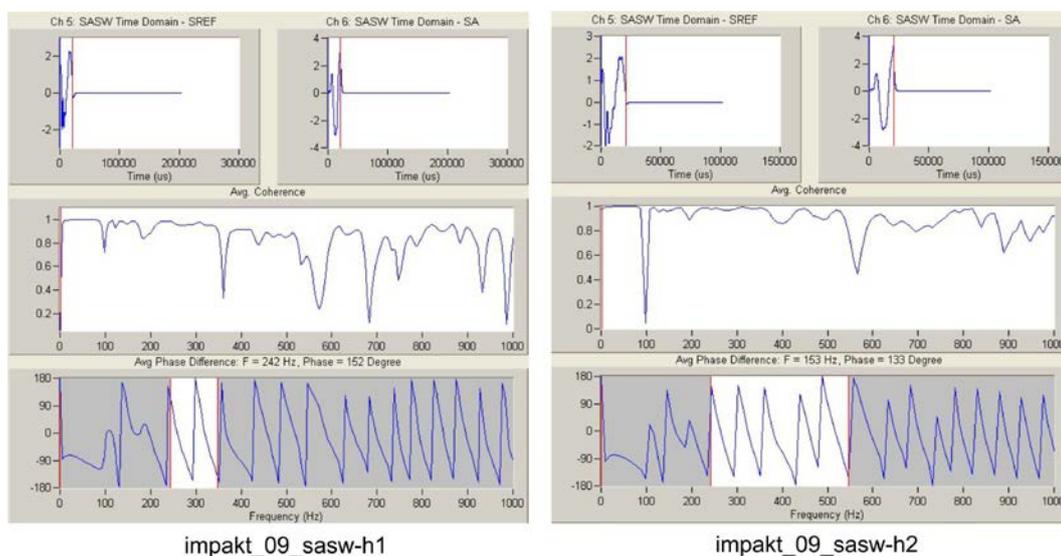


Abb. 5.14 Ergebnisse von 2 SASW-Messung auf Messebene E1 beim Versuch `impakt_09`, die beiden obersten Diagramme zeigen das mit einem Exponentialfilter gefilterte Zeitsignal, die mittlere Darstellung zeigt die Kohärenzfunktion der empfangenen Signale, die untere Darstellung gibt die Phase der Kreuzleistungsdichtespektren der jeweiligen Messungen wieder, der weiss markierte Bereich ist der für die Ermittlung der Dispersionskurve relevante Frequenzbereich.

In den Abbildungen 5.15 und 5.16 sind die Dispersionskurven der beiden Messungen `impakt_09_sasw-h1` und `impakt_09_sasw-h2` dargestellt. Je nach Wellenlänge erreichen die Rayleigh-Wellen unterschiedliche Tiefenbereiche und werden dann von den dort herrschenden Materialeigenschaften beeinflusst (vgl. Anhang IX). Bei einer Wellenlänge von ca. 0.5 m weisen beide Diagramme einen signifikanten Abfall der Phasengeschwindigkeiten auf. Dieser Abfall der Phasengeschwindigkeit kann der Dammunterkante zugeordnet werden, die ca. 0.45 m unterhalb der Messebene E1 liegt.

In einer Tiefenlage von 0.2 m bis ca. 0.5 m erfolgt eine stetige Zunahme der Phasengeschwindigkeiten von ca. 75 m/s auf 100 m/s. Die so ermittelten Wellengeschwindigkeiten der Rayleigh-Wellen sind somit kleiner als die mit den direkten Laufzeitmessungen und den Näherungsformeln ermittelten Wellengeschwindigkeiten für die Rayleigh-Welle (Tabelle 5.3). Somit ergibt auch die Umrechnung mit den Gleichungen (5.5) und (II.4) geringere Werte für den Schubmodul G_{dyn} im Intervall 11 MN/m² bis 20 MN/m².

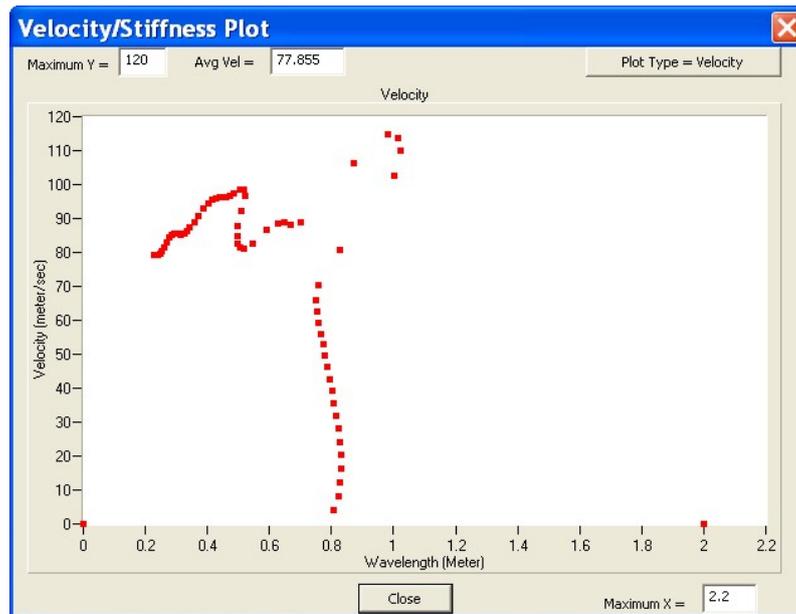


Abb. 5.15 Dispersionskurve, ermittelt aus den in Abb. 5.14, links, dargestellten Daten.

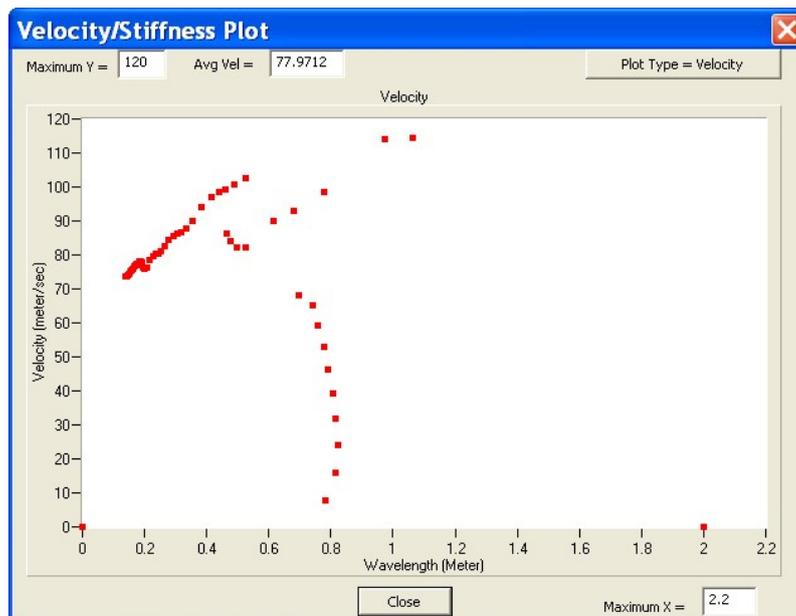


Abb. 5.16 Dispersionskurve, ermittelt aus den in Abb. 5.14, rechts, dargestellten Daten.

Wie vorstehend bereits erwähnt, konnte ein Grossteil der Messdaten bei den Messungen nach der SASW-Methode nicht ausgewertet werden, da die Qualität der gemessenen Daten nicht ausreichend war bzw. die Auswertungen zu keinen vernünftigen Resultaten führten. Als besonders störend bei dieser Art der Versuchsanordnung sind Nahfeldeffekte zu nennen. Hierzu gehören der Einfluss der Raumwellen und deren Reflexionen an den Dammrändern.

Es hat sich zudem gezeigt, dass bereits der Filterung der Signale im Zeitbereich eine grosse Bedeutung zukommt. Kleine Änderungen bei der Einstellung der Filter im Auswerteprogramm können dazu führen, dass Phasengeschwindigkeiten berechnet werden, die für Rayleigh-Wellen unrealistisch niedrig sind. Solche Auswertungen mussten deshalb ebenfalls verworfen werden. Die automatische Filtereinstellung des Programms ist hier nicht immer die beste Lösung.

6 Ergebnisse und Ausblick

Mit dem Forschungsvorhaben sollte den folgenden Fragestellungen nachgegangen werden (Kap. 2.7):

- Wie sieht die zeitliche Entwicklung der durch den Impakt gestörten Zone im Dammkörper bzw. des Bruchkörpers aus und welches Ausmass nimmt diese gestörte Zone an?
- Welchen Einfluss hat die Dammgeometrie auf ein Überrollen oder Überspringen des Damms bzw. auf die Grösse und Form der durch den Impakt gestörten Zone bzw. eines Bruchkörpers?
- Wie wirken sich Mehrfachtreffer aus?
- Welchen Einfluss hat die Rotation des Blocks beim Impakt und wie lässt sich dieser Einfluss bei der Gestaltung eines Schutzdamms berücksichtigen?
- Welche Bodenparameter werden für ein Bemessungsmodell benötigt und mit welchen Messmethoden können diese Parameter gewonnen bzw. auf der Baustelle kontrolliert werden?

Nachfolgend werden die Ergebnisse des Projekts hinsichtlich der vorstehenden Fragestellungen zusammengefasst. Zudem wird versucht aufzuzeigen, wo noch Abklärungsbedarf vorhanden ist und welche weiteren Schritte unternommen werden sollten. Abschliessend werden einige Grundregeln für die Entwurfsplanung und die Bauausführung von Steinschlagschutzdämmen zusammengefasst.

6.1 Zeitliche und räumliche Entwicklung der gestörten Zone

Die kleinmassstäblichen quasi-2D-Versuche und die Auswertung nach der Methode der Particle Image Velocimetry (PIV) haben aufgezeigt, dass der Impaktprozess aus verschiedenen Phasen besteht. Zu Beginn des Impakts findet eine Verdichtung des Bodenmaterials in der unmittelbaren Umgebung des Impakts statt. Im weiteren Verlauf des Impakts können sich jedoch durch die ausgelöste Schockwelle im talseitigen Bereich des Bauwerks Verformungen einstellen, die dort, da es sich um einen freien Rand handelt, zu einer Auflockerung des Dammmaterials führen. Bei Dämmen mit einer Dammstärke am Aufschlagpunkt, die mindestens dem 3-fachen Durchmesser des Impaktkörpers entsprechen, erreichten diese Verschiebungen und die damit verbundenen Auflockerungen im talseitigen Bereich des Dammkörpers in der Regel jedoch keine kritischen Dimensionen.

Die halbmassstäblichen 3D-Versuche haben dieses Untersuchungsergebnis der quasi-2D-Versuche dahingehend bestätigt, dass bei den Versuchsdämmen mit einem schlanken Querschnitt auf der „Talseite“ des Damms infolge der Auflockerungen Rutschungen stattfanden und der Damm überwunden bzw. durchschlagen wurde. Auch bei den Versuchen von Peila et al. [53] wurde nach dem Impakt an einem unbewehrten Damm ein Zugriss über einen weiten Bereich der Dammkrone festgestellt und links und rechts der geschlagenen Bresche war das Material in Form eines Böschungsversagens abgerutscht (Abb. 2.19).

Bei den halbmassstäblichen 3D-Versuchen bei denen die Dammstärke am Aufschlagpunkt grösser gleich 2.5 Blockdurchmesser war, konnten hingegen weder solche Rutschungen beobachtet werden, noch erfolgte ein Durchschlag des Dammkörpers.

Sowohl durch die Versuchsergebnisse der kleinmassstäblichen quasi-2D-Versuche als auch durch die Ergebnisse der halbmassstäblichen 3D-Versuche wurden die Vorstellungen von einfachen Bruchmodellen mit einer der Trajektorien folgenden nach unten geneigten Bruchfläche (Abb. 1.3) bzw. mit einer horizontalen Bruchfläche (Abb. 2.9) widerlegt. Vielmehr zeigte sich bei beiden Versuchsserien, dass die rotierenden Impaktkörper bei einem Auftreffwinkel grösser 10° eine nach oben gerichtete Bewegung ausführen. Der Eintrittspunkt und der Austrittspunkt im Falle eines Durchschlags des Damms sind nicht auf gleicher Höhe und die Bahnkurve hat einen annähernd s-förmigen aufwärts gerichteten Verlauf. Ursache hierfür ist eine Kombination aus Blockrotation, der böschungsparell wirkenden translatorischen Geschwindigkeitskomponente bei Auftreffwinkeln grösser 10° (vgl. Abb. 4.53) sowie Auflockerungen infolge der Schockwelle auf der dem Impakt gegenüber liegenden Seite des Damms.

Grosse Unterschiede ergaben sich beim Verlauf des Impaktprozesses aufgrund der Dichte des Impaktors. Während der Stahlzylinder mit seiner hohen Dichte auch bei grossen Dammstärken deutlich in den Dammkörper eindrang, um dann schliesslich stecken zu bleiben (vgl. Abb. 3.52 und Abb. 3.57), zeigen die Betonzylinder eher die Tendenz den Dammkörper zu überrollen oder zu überspringen. Die Eindringtiefe der Impaktoren ist in diesen Fällen deutlich geringer (Abbildungen 3.39 oben und 3.44 oben). Dieses unterschiedliche Verhalten lässt sich auf die signifikanten Unterschiede in der volumetrischen Energiedichte E_V beim Impakt zurückführen. Die volumetrische Energiedichte des Stahlzylinders betrug in den Versuchen ca. das 3.3-fache der volumetrischen Energiedichte der beiden Betonzylinder G und K. Bezogen auf den ausgebohrten und mit einem Sensor versehenen Zylinder GS betrug die volumetrische Energiedichte des Stahlzylinders in den Versuchen sogar das ca. 5-fache der volumetrischen Energiedichte des Zylinders GS.

Die Dichte der Betonzylinder entspricht näherungsweise der Dichte von natürlichen Blöcken und dürfte somit auch eher das Verhalten von Felsblöcken wiedergeben als Impaktoren aus Stahl. Vor diesem Hintergrund sind die Versuche von Hofmann & Mölk [36], die mit einer Stahlkugel ausgeführt wurden, kritisch zu betrachten. Andererseits haben die Versuche mit dem Stahlzylinder gezeigt, dass auch hier, wie in den Versuchen mit den Betonzylindern, die Bewegung des Impaktors während des Impaktvorgangs auf einer s-förmigen, nach oben gerichteten Bahnkurve erfolgte. Die aufwärts gerichtete Bewegung des Impaktors beim Impakt wurde auch bei den Versuchen von Hofmann & Mölk festgestellt (Mölk, persönliche Mitteilung).

Sowohl die Auswertungen nach dem PIV-Verfahren bei den quasi-2D-Versuchen als auch die Verschiebungsmessungen in der untersten Messebene bei den 3D-Versuchen haben, für das in den Versuchen vorhandene Grössen- und Massenverhältnis zwischen Impaktkörper und Schutzdamm, keine signifikanten Verschiebungen im Bereich der Dammsohle bzw. am „talseitigen“ Dammfuss aufgezeigt. Ein Stabilitätsproblem im Bereich der Aufstandsfläche durch den Impakt, wie von einigen Autoren befürchtet, konnte in diesen Versuchen somit nicht nachgewiesen werden.

Bei den Verschiebungsmessungen im Dammkörper bei den halbmassstäblichen 3D-Versuchen ist zu berücksichtigen, dass es nicht möglich ist mit der verwendeten Messmethode den vollständigen Verschiebungsbetrag zu messen. Die Messergebnisse können nur jeweils eine horizontale Komponente der Verschiebung wiedergeben. Dennoch haben diese Messungen gezeigt, dass die Verschiebungen im Dammkörper infolge des Impakts durch die Betonkugel lokal sehr begrenzt waren.

6.2 Einfluss des Auftreffwinkels und der Dammgeometrie

Für Böschungsneigungen kleiner 50° auf der „Bergseite“ und einer ausreichenden Dammstärke von grösser 2.5 Blockdurchmessern am Aufschlagort ergaben sich bei den halbmassstäblichen 3D-Versuchen für Auftreffwinkel kleiner gleich 6° keine bzw. nur geringe hangaufwärts gerichtete Blockbewegungen.

Bei Auftreffwinkeln von 25° und mehr besteht hingegen eine grosse Wahrscheinlichkeit, dass ein rotierender Block ein solches Bauwerk überrollt oder überspringt. Dem Aufschlag- oder Auftreffwinkel kommt also eine grosse Bedeutung beim Impakt eines Blocks auf einen Damm zu.

Die kleinmassstäblichen quasi-2D-Versuche haben gezeigt, dass selbst kantige Blöcke, die vor dem Impakt keine oder allenfalls eine geringe Rotationsgeschwindigkeit von wenigen Hz aufweisen, bei Auftreffwinkeln grösser 14° eine Bewegung hangaufwärts vollführen und dabei durchaus das Niveau der Dammkrone erreichen können, und zwar selbst dann, wenn ein Freibord von 2 Blockdurchmessern eingehalten ist. Geht man davon aus, dass diese Blöcke in der Realität vor dem Impakt noch zusätzlich eine Rotationsenergie aufweisen, deren Verhältnis Rotationsenergie zu Translationsenergie zwischen 0.1 und 0.2 beträgt, wie Usiro et al. [71] es in Feldversuchen nachgewiesen haben, muss man daraus schliessen, dass solche Blöcke das Dammbauwerk überwinden können. Die Böschungsneigung auf der Bergseite von Steinschlagschutzdämmen sollte daher grösser als 50° sein.

Eine Böschungsneigung mit einem Winkel grösser 50° ist in der Regel mit den üblicherweise bei den Dammbauwerken eingesetzten Erdbaustoffen für den Dauerzustand nicht erreichbar. Um solche Böschungsneigungen dauerhaft zu erstellen sind zusätzliche Massnahmen nötig. Diese können z.B. in einer Stützmauer aus Natursteinen oder in einer Geogitter-Bewehrung des Dammkörpers bestehen. Stützmauern aus Natursteinen, wie sie häufig in der Schweiz eingesetzt werden, stellen für den Impakt jedoch einen relativ harten, wenig deformierbaren Widerpart dar, der zu einer kurzen Impaktzeit und damit zu einem hohen Wert für den Kraftstoss führt. Ein Erddamm mit Geogitter-Bewehrung stellt hingegen einen vergleichsweise weichen, leicht deformierbaren Widerpart dar und hat daher eine längere Impaktzeit zur Folge, die wiederum zu kleineren Werten für den Kraftstoss führt (vgl. Kap. 2). In beiden Fällen, äusserer Stützung und innere Stützung, sind weitere Untersuchungen notwendig, die auch den Einfluss der Blockrotation berücksichtigen.

6.3 Mehrfachtreffer

Bei den ausgeführten Versuchen zu Mehrfachtreffern wurden in der Regel bis zu 3 Impakts durchgeführt. Dabei konnte festgestellt werden, dass mit einer zunehmenden Anzahl von Impakts auf einen Schutzdamm das Schadensausmass am Bauwerk erwartungsgemäss zunimmt und sich z.B. Rissbildungen verstärken und vergrössern (vgl. z.B. Abb. 3.63). Durchschläge des Bauwerks infolge des 2. und 3. Impakts traten in der Regel trotz der Vorschädigung nicht auf, wenn nicht der erste Impakt bereits zu einem Durchschlag im Kronenbereich geführt hatte.

Die Versuche haben jedoch gezeigt, dass es beim ersten Impakt oftmals zu einer Abflachung der Böschung in dem vom Impakt betroffenen Bereich kommt, wenn der Block den Damm nicht überwindet und zurückrollt. Der flachere Böschungswinkel erleichtert es den nachfolgenden Blöcken des 2. und 3. Impakts das Schutzbauwerk dann zu überwinden, d.h. zu überspringen oder zu überrollen.

6.4 Einfluss der Rotation

Sowohl die Versuchsergebnisse der kleinmassstäblichen quasi-2D-Versuche als auch die Ergebnisse der halbmassstäblichen 3D-Versuche haben die Bedeutung der Blockrotation für den Impaktprozess bei einem Schutzdamm aufgezeigt. Die These von Tissieres [69], die davon ausgeht, dass die Blockrotation lediglich zu einer Erhöhung der Tragfähigkeit führt und daher vernachlässigt werden kann, wurde durch die Versuche widerlegt.

Die kleinmassstäblichen quasi-2D-Versuche haben auch gezeigt, dass bei den Impaktkörpern nach ca. 0.05 s die Rotationsgeschwindigkeit ω einen nahezu konstanten Wert annimmt, sofern der Block nicht vollständig in den Damm eintaucht. Somit ergibt sich daraus, dass auch die Rotationsenergie nach ca. 0.05 s einen näherungsweise konstanten Wert ungleich Null annimmt (vgl. Abbildungen 3.21, 3.24, 3.41 und 3.69).

Unterschiede ergaben sich zwischen den Körpern G und GS mit dem grossen Zylinderdurchmesser und dem kleineren Körper K. Bezogen auf die Rotationsenergie vor dem Impakt betrug die nahezu konstante Rest-Rotationsenergie bei den grossen Zylindern zwischen ca. 1% und 9%. Bei dem kleinen Zylinder lag, mit zwei Ausnahmen, der Prozentsatz höher und zwar im Intervall 10% bis 21%.

Bei den Versuchen mit dem Impaktkörper OKT hatte der Impaktkörper vor dem Impakt nur eine geringe oder gar keine Rotation. Durch den Impakt erhöhte sich dann die Rotationsenergie signifikant und es ergaben sich, bezogen auf den niedrigen Wert vor dem Impakt, für die Rest-Rotationsenergie Prozentzahlen von wenigen 10% bis zu mehreren 1000%.

Bei den kleinmassstäblichen quasi-2D-Versuchen mit dem symmetrischen Dammquerschnitt 1111 mit einem Böschungswinkel von 47.8° wurde der Damm von den zylinderförmigen Impaktkörpern aus Beton durchweg übersprungen. Der Impaktkörper mit dem achteckigen Querschnitt, der vor dem Impakt kaum oder keine Rotation aufwies, erreichte in einem Fall zumindest das Niveau der Dammkrone. Es ist daher davon auszugehen, dass dieser Block, wenn er mit einer Rotationsenergie, die ca. 10% bis 20% der Translationsenergie beträgt, ausgestattet ist, ebenfalls den Damm überwinden würde.

Wesentlich besser sah die Bilanz bei den Versuchen mit dem asymmetrischen Dammquerschnitt 2145 mit einem Böschungswinkel von 62.6° auf der „Bergseite“ aus. Bei den Versuchen mit Dammquerschnitten mit der Kronenstärke Typ A, d.h. die Kronenstärke war grösser als der Blockdurchmesser, wurde die Dammkrone zwar in einigen Fällen massiv geschädigt, der Damm wurde jedoch in der Regel von dem Block nicht überwunden und der Block fiel auf die „Bergseite“ zurück. Bei den Versuchen mit geringerer Kronenstärke waren hingegen das Überspringen oder das Durchschlagen des Damms die Regel.

Aus den Versuchen lassen sich somit folgende Angaben für die Dammgeometrie ableiten:

- Der Böschungswinkel auf der Bergseite sollte grösser 60° sein.
- Die Dammkrone sollte eine Stärke haben, die mindestens dem 1.2-fachen des Durchmessers des Bemessungsblocks entspricht.

Mit der Versuchseinrichtung für die kleinmassstäblichen quasi-2D-Versuche konnten Versuche mit Zylindern sowie Versuche mit einem Impaktkörper mit einem achteckigen Querschnitt ausgeführt werden. Bei der Versuchseinrichtung für die halbmassstäblichen 3D-Versuche konnten nur Versuche mit einer Betonkugel durchgeführt werden.

Bei den Versuchen mit den Betonzylindern bzw. der Betonkugel wurde in der Regel ein Verhältnis von Rotationsenergie zu Translationsenergie grösser als 0.3 erreicht. Dies liegt deutlich über den Werten, die Usiro et al. [66] in Feldversuchen für natürliche Blöcke nachgewiesen haben.

Bei den Versuchen mit dem Impaktkörper mit einem achteckigen Querschnitt lag hingegen das Verhältnis von Rotationsenergie zu Translationsenergie unter 0.01 und damit deutlich unter der Untergrenze der Ergebnisse der Versuche von Usiro et al.

Es besteht somit eine Wissenslücke für einen Impakt eines Blocks auf einen Schutzdamm mit einem Verhältnis von Rotationsenergie zu Translationsenergie in der Grössenordnung von 0.1 bis 0.2, insbesondere was kantige Sturzkörper anbelangt. Diese Wissenslücke sollte, auch um Klarheit zu erhalten bezüglich der Abmessungen eines Freibords bzw. weiterer Massnahmen, die ein Überwinden des Damms durch Überrollen oder Überspringen verhindern, in weiteren Untersuchungen geschlossen werden.

6.5 Bodenparameter und Messmethoden

Im Rahmen des Projekts konnte aufgrund der Versuchsergebnisse keine Bemessungsformel analog zur Formel in der Richtlinie des ASTRA für eingedeckte Galeriebauwerke abgeleitet werden. Somit war auch eine Abklärung, welche Bodenparameter für ein Bemessungsmodell benötigt werden, nicht möglich.

Die Versuche haben vielmehr gezeigt, dass die bisherigen Vorstellungen von einem einfachen Bruchmodell nicht zutreffend sind. Aus beiden Versuchsserien geht hervor, dass die rotierenden Impaktkörper bei einem Auftreffwinkel grösser 10° und einem Eindringen in den Dammkörper eine nach oben gerichtete Bewegung auf einer näherungsweise s-förmigen Bahn ausführen. Welche Parameter für die Ausbildung dieser s-förmigen Bahn eine Rolle spielen, konnte im Rahmen dieses Projektes nicht abschliessend geklärt werden. Neben der Impaktenergie, dem Auftreffwinkel und der Dammgeometrie spielen hier sicherlich auch die elastischen und plastischen Materialeigenschaften des Dammbaustoffs eine Rolle. Zusätzliche Versuche mit verschiedenen Dammbaustoffen waren jedoch im Rahmen dieses Projekts nicht möglich und müssen weiteren Untersuchungen vorbehalten bleiben.

Während des Aufbaus der Versuchsdämme für die halbmassstäblichen 3D-Versuche konnten bodenmechanische Kennwerte mit den folgenden Versuchen gewonnen werden:

- Dynamischer Plattendruckversuch mit dem Gerät Terratest 4000 USB
- Rammsondierungen mit der leichten Rammsonde Kessler K-100
- Messungen mit akustischen Wellen mit dem Olson Instruments SASW-G Messgerät.

Bei der Kennwerteermittlung der Baustoffe bei den 3D-Versuchen in-situ konnten mit dem dynamischen Lastplattengerät schnell und einfach die dynamischen Verformungsmoduli E_{vd} ermittelt werden. Es konnte auch ein linearer Zusammenhang zwischen den sogenannten „Blockgrössen“ volumetrische Energiedichte E_V und Aufschlagwinkel α einerseits und den sogenannten „Dammgrössen“ dynamischer Verformungsmodul E_{vd} und maximale Eindringtiefe d_{max} andererseits aufgezeigt werden (Abb. 5.7). Theoretisch lässt sich also die maximale Eindringtiefe d_{max} berechnen, wenn der dynamische Verformungsmodul E_{vd} des Dammmaterials, die volumetrische Energiedichte E_V des Blocks und der Aufschlagwinkel α bekannt sind. Allerdings ist die Gültigkeit dieses linearen Zusammenhangs noch für andere Dammbaustoffe zu verifizieren. Da zudem die Blockgrösse bei den Versuchen immer gleich war, ging sie bei diesen Betrachtungen als konstanter Wert ein und ihr Einfluss konnte daher ebenfalls nicht weiter untersucht werden.

Aus den Versuchsergebnissen mit der leichten Rammsonde konnte mit Hilfe der Formel von George & Uddin [31] ein weiterer dynamischer Elastizitätsmodul, der „resilient modulus“ M_R , abgeleitet werden. Der „resilient modulus“ charakterisiert im Strassenbau die Fähigkeit des Baustoffs elastische Energie, die infolge einer Verkehrslast aufgebracht wird, zu speichern und wieder freizugeben. Im Rahmen der durchgeführten Untersuchungen konnte aufgezeigt werden, dass das Verhältnis der beiden Moduli M_R und E_{vd} für den Dammbaustoff DBS2 näherungsweise zu 3 angenommen werden kann.

Die Versuche mit seismischen Wellen haben einerseits gezeigt, dass es grundsätzlich möglich ist den Schubmodul G_{dyn} mit Hilfe solcher Messungen zu ermitteln, dass es aber bei dem kleinräumigen Versuchsstand der 3D-Versuche erhebliche Nahfeldeinflüsse gibt und es daher sehr schwierig ist eine ausreichende Datenqualität zu erhalten.

Zudem kann der Schubmodul G_{dyn} nicht direkt zur Charakterisierung von Impaktprozessen eingesetzt werden, da der auf seismischen Messungen beruhende Modul nur für kleine Scherdehnungen Gültigkeit besitzt (vgl. Abb. 2.5). Für grosse Scherdehnungen ist der Schermodul G_{dyn} abzumindern. Hansbo [33] schlägt vor für Impaktprozesse lediglich ca. ein Zehntel des seismischen dynamischen Schermoduls anzusetzen.

Bei allen drei ermittelten Moduli E_{vd} , M_R und G_{dyn} ist zu beachten, dass es sich bei diesen Grössen um elastische Materialparameter handelt, d.h. auf sie ist der Anteil der reversiblen Verformungen zurückzuführen. Durch den Impakt entstehen jedoch neben den elastischen Verformungen auch grosse plastische Verformungen bis hin zum Abscheren eines Teils des Bauwerks sowie Dichteänderungen im Dammbaustoff. Zur Beschreibung dieser nicht-reversiblen Verformungen werden hingegen plastische Materialparameter benötigt. Hier ist in erster Linie der Winkel der inneren Reibung zu nennen.

Dammschüttungen enthalten in der Regel ein grosses Grösstkorn. Daraus ergibt sich, dass die experimentelle Bestimmung des Winkels der inneren Reibung solcher Materialien im Labor allenfalls mit Hilfe von Grosstriaxialgeräten oder Grossschergeräten durchgeführt werden kann. Solche Versuchsgерäte sind jedoch nur an sehr wenigen Forschungseinrichtungen vorhanden. Alternativ lässt sich der Reibungswinkel aus der Korngrössenverteilung nach Dhawan abschätzen. Einen Mindestwert für den Reibungswinkel erhält man durch die Herstellung eines Schüttkegels und die Bestimmung des Schüttwinkels.

6.6 Allgemeines zur Entwurfsplanung und Bauausführung

Aus den im Rahmen dieses Projektes gewonnenen Versuchsergebnissen lassen sich für einen Steinschlagschutzdamm die folgenden Angaben zur Geometrie ableiten:

- Der Böschungswinkel auf der Bergseite sollte grösser 60° sein.
- Die Dammkrone sollte eine Stärke haben, die mindestens dem 1.2-fachen des Durchmessers des Bemessungsblocks entspricht.
- Die Dammstärke am höchsten Aufschlagpunkt sollte mindestens dem 3-fachen Durchmesser des Bemessungsblocks entsprechen.

Neben diesen, aus den Versuchen abgeleiteten, geometrischen Vorgaben sollten die nachfolgenden allgemeinen Regeln für einen Dammbau berücksichtigt werden:

Dammaufstandsfläche:

Die Standsicherheit eines Dammbauwerks erfordert eine gründliche Vorbereitung des Dammauflagers. Es ist sorgfältig zu beräumen, zu entwässern und hinsichtlich der Tragsicherheit zu überprüfen. Gegebenenfalls sind Austausch- bzw. Anpassungsmassnahmen auszuführen. In Hanglagen ist auf eine ausreichende Verzahnung von Dammkörper und Untergrund zu achten. Grundsätzlich sollte eine geologisch-geotechnische Aufnahme und Dokumentation der Dammaufstandsfläche durch entsprechendes Fachpersonal auf der Baustelle vorgenommen werden.

Die Abflussverhältnisse im Dammbereich sind abzuklären und zu beurteilen. Gegebenenfalls sind Massnahmen zu planen und auszuführen, um Sicker- und Schichtwasser sowie Oberflächenwasser staufrei talwärts abzuleiten.

Es ist zu beachten, dass mit einer steileren Böschungsneigung und einer grossen Dammhöhe die Spreizspannungen in der Dammaufstandsfläche stark ansteigen. Gegebenenfalls sind hier zusätzliche Massnahmen erforderlich, um dem entgegen zu wirken.

Dammkörper:

Die Eignung des Dammbaumaterials sowie die Eignung des vorgesehenen Verdichtungsverfahrens sind nachzuweisen. Gegebenenfalls sind Versuchsschüttungen und / oder Probeverdichtungen durchzuführen.

Im Projektbereich anstehendes Felsgestein, welches für den Dammbau verwendet werden soll und diesen Anforderungen nicht gerecht wird, ist entsprechend aufzubereiten. Baustoffe mit unterschiedlichen Verdichtungs- und Konsolidierungseigenschaften dürfen bei einem Erddamm keinesfalls wahllos eingebaut werden.

Bei der Herstellung eines Damms sollte das Material lagenweise eingebaut und verdichtet werden. Die Mächtigkeit der Schüttlagen sollte dabei ca. 30 cm betragen, bei Felsgestein max. 50 cm. Der maximale Korndurchmesser des Baustoffs sollte nicht grösser sein als die Hälfte der losen Schichtdicke [16]. Es ist auf einen guten Schichtenverbund zu achten. Gegebenenfalls ist die Oberfläche einer verdichteten Schicht vor dem Überschütten wieder aufzurauen.

Für den Böschungsbereich und die Dammschultern sollte ein gut abgestuftes Material verwendet werden. Die maximale Korngrösse sollte 150 mm betragen. Um Erosionen und Rutschungen vorzubeugen ist eine sorgfältige Verdichtung der Böschungen und Dammschultern vorzunehmen. Gegebenenfalls sind im Böschungsbereich geringere Schütthöhen auszuführen und leichtere Verdichtungsgeräte zu verwenden, um eine entsprechende Verdichtung zu erzielen.

Der oberste Meter einer Dammschüttung sollte ebenfalls mit einem gut abgestuften Material erstellt werden. Auch hier sollte die maximale Korngrösse 150 mm betragen.

Damit eine ausreichende Verdichtung und Tragfähigkeit des Bauwerks gewährleistet ist, sollte eine Trockendichte von $\geq 97\%$ der Proctordichte und ein M_E -Wert von mindestens 15 MN/m^2 , besser 30 MN/m^2 , eingehalten werden [15]. Erfahrungsgemäss ist bei gut verdichteten Dämmen mit einer Eigensetzung von 0.2% bis 1% der Dammhöhe, bei schlecht verdichteten Dämmen mit einer Eigensetzung von bis zu 3% zu rechnen [28]. Die Verdichtung des Dammbaustoffs sollte möglichst beim optimalen Wassergehalt w_{opt} erfolgen, etwa in den Grenzen +1% bis -2%. Die Kontrolle der geforderten Einbaudichte des Bodenmaterials auf der Baustelle lässt sich mit Hilfe einer Isotopsonde überprüfen. Die Messtiefe solcher Geräte liegt bei bis zu 30 cm, d.h. sie entspricht damit in etwa der Mächtigkeit einer Schüttlage.

Für die Projektierung und Ausführung von Steinschlagschutzdämmen sind die Normen SIA 267 und SIA 267/1 sowie die dort aufgeführten Normen zur Bauausführung zu beachten.

Anhänge

I	Particle Image Velocimetry (PIV)	235
I.1	Grundlagen des Verfahrens	235
I.2	Messablauf / Auswertung	237
I.3	Parameter PIV	238
I.4	Auflösung / Genauigkeit	238
I.4.1	zeitlich	238
I.4.2	räumlich	239
II	Definitionen Elastizitätsmoduli.....	241
II.1	Dynamischer Verformungsmodul.....	241
II.2	Resilient Modulus	241
II.3	Schubmodul	242
III	Blockgeschwindigkeiten und Energien	245
IV	Auftreffwinkel / Blockverhalten nach Impact	247
V	Temporäre Verschiebungsfelder (PIV).....	249
VI	Ergebnisse 3D-Scan	255
VII	Verschiebungsmessungen im Dammineren	261
VIII	Resilient modulus aus Rammsondierungen	275
IX	Spektralanalyse von Oberflächenwellen	279
X	Verzeichnis der Filme auf der DVD	283
X.1	Kleinmassstäbliche quasi-2D-Versuche	283
X.1.1	Aufnahmen des Impakts	283
X.1.2	Zeitliche Entwicklung des Verschiebungsfeldes (PIV)	283
X.2	Halbmassstäbliche 3D-Versuche	284

I Particle Image Velocimetry (PIV)

I.1 Grundlagen des Verfahrens

Unter Particle Image Velocimetry (PIV) wird üblicherweise ein optisches Messverfahren der experimentellen Fluidodynamik verstanden, welches zur Messung der Strömungsgeschwindigkeit verwendet wird. PIV basiert auf der Messung der Verschiebung von Partikelgruppen in einem Strömungsfeld zwischen zwei Zeitpunkten. (Planares) PIV ermöglicht die Visualisierung der Strömung in einer Messebene und liefert gleichzeitig quantitative Resultate zu zwei oder sogar zu allen drei Komponenten der momentanen Strömungsgeschwindigkeit in der Messebene.

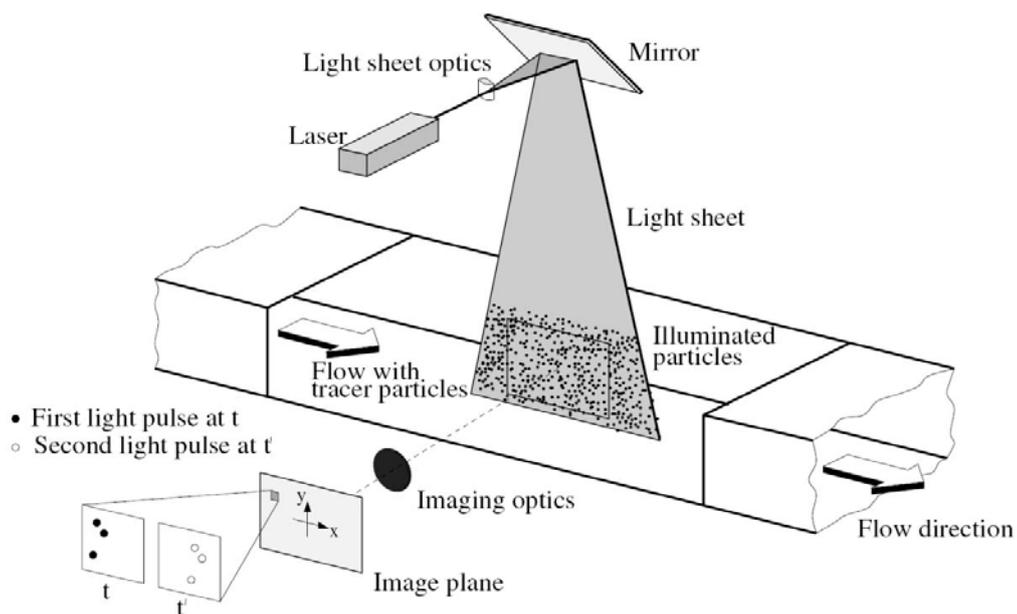


Abb. I.1 Vereinfachte Darstellung eines planaren, zweidimensionalen PIV-Versuchsaufbaus für eine Gasströmung [59].

Im Falle von planarem, 2D PIV beleuchtet eine Laser-Lichtebene (Light Sheet) die Partikel in der gewünschten Messebene impulsartig, kurz hintereinander, während eine Hochgeschwindigkeitskamera bei jedem Puls ein Bild der beleuchteten Partikel aufnimmt (vgl. Abb. I.1). Die aufgenommenen Bilder werden dann in kleinere Untergebiete aufgeteilt und die lokale Verschiebung der Partikel vom ersten zum zweiten Bild wird für jedes Untergebiet mit statistischen Methoden (z.B. Kreuzkorrelation) bestimmt. Aus diesen lokalen Verschiebungen und der bekannten Zeitdifferenz zwischen zwei Einzelbildern kann eine zweidimensionale Geschwindigkeitsverteilung in der beleuchteten Ebene berechnet werden.

In der Geotechnik wurde das PIV-Verfahren von White et al. [72] eingesetzt, um Verformungen in Sanden und in Ton zu untersuchen. Dabei spielte die Geschwindigkeit mit der die Verformungen erzeugt wurden jedoch eine untergeordnete Rolle. White et al. geben an, Zeitintervalle von 10 bis 20 Sekunden für die Aufnahmen verwendet zu haben.

Im Forschungsprojekt wurde die PIV-Methode dazu verwendet, die Verschiebungen des Versuchsbodens Q2D01 aufgrund eines Impaktvorgangs im sichtbaren Dammquerschnitt zu visualisieren und zu quantifizieren. Dabei dienen die Sandkörner direkt als verschiebungsvisualisierende Partikel.

Da der Impaktvorgang ein sehr kurzzeitiges Ereignis ist, nimmt eine Hochgeschwindigkeitskamera diesen Vorgang in einer Bildserie auf. Die Bildserie besteht aus n Aufnahmen, des sichtbaren Dammquerschnitts während des Einschlags. Die Zeit zwischen den einzelnen Aufnahmen Δt entspricht der zeitlichen Auflösung der Messung und beträgt:

$$\Delta t = 1/f \quad (1.1)$$

wobei f die Aufnahme­frequenz der Bildserie in Hertz bzw. s^{-1} ist.

Für die Auswertung mit dem PIV-Verfahren werden jeweils zwei Aufnahmen im zeitlichen Abstand Δt_{PIV} mit einem adaptiven Kreuzkorrelations-Algorithmus korreliert (Mustererkennung). Hierzu wurde das kommerzielle Programm VidPIV der Firma ILA GmbH verwendet. Die Vorgehensweise wird detailliert in [59] beschrieben.

Das Resultat dieses Prozesses sind zeitabhängige, zweidimensionale Verschiebungsfelder ($\Delta x(x,y,t_i)$, $\Delta y(x,y,t_i)$) in Pixel pro Δt_{PIV} . Δt_{PIV} muss einem ganzzahligen Vielfachen der zeitlichen Auflösung der Messung entsprechen:

$$\Delta t_{PIV} = j \cdot \Delta t, j \in \{1,2,3,\dots\} \quad (1.2)$$

Die räumliche Auflösung des Messverfahrens ist dabei gegeben durch Grösse und Abstand der korrelierten Untergebiete dx , dy bzw. s_x , s_y (Abb. 1.2).

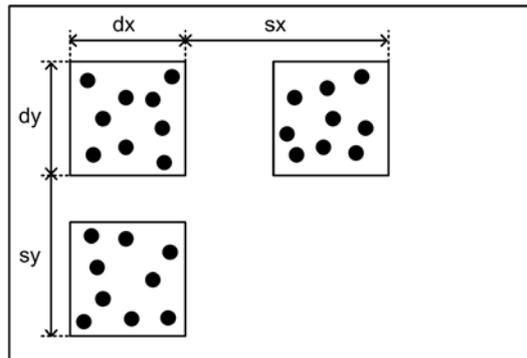


Abb. 1.2 Grösse dx , dy und Abstände s_x , s_y der korrelierten Untergebiete.

Nach der Kalibrierung mittels einer Referenzaufnahme mit bekannten Dimensionen und mit dem bekannten zeitlichen Abstand Δt_{PIV} lassen sich die zeitabhängigen, zweidimensionalen Vektorfelder der Geschwindigkeiten u berechnen:

$$u(x, y, t_i) = \begin{bmatrix} u_x(x, y, t_i) \\ u_y(x, y, t_i) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \Delta x(x, y, t_i) \\ \Delta y(x, y, t_i) \end{bmatrix} \cdot \frac{1}{\Delta t_{PIV}} \quad (1.3)$$

Die Zeitachse wird dabei definiert als:

$$t_i = i \cdot \Delta t, i = 0,1,2,3,\dots,n-1 \quad (1.4)$$

Aus den Geschwindigkeiten lassen sich die (momentanen) Verschiebungen s ableiten:

$$s(x, y, t_i) = \begin{bmatrix} s_x(x, y, t_i) \\ s_y(x, y, t_i) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} u_x(x, y, t_i) \\ u_y(x, y, t_i) \end{bmatrix} \cdot \Delta t \quad (1.5)$$

und daraus lassen sich wiederum die kumulierten Verschiebungen s_{cum} ableiten:

$$s_{cum}(x, y, t_i) = \begin{bmatrix} s_{cum,x}(x, y, t_i) \\ s_{cum,y}(x, y, t_i) \end{bmatrix} = \sum_{k=0}^i \begin{bmatrix} s_x(x, y, t_k) \\ s_y(x, y, t_k) \end{bmatrix} \quad (1.6)$$

I.2 Messablauf / Auswertung

Die Bildserien wurden mit einer digitalen CMOS-Kamera pco.1200 hs der Firma PCO AG aufgenommen. Die räumliche Auflösung beträgt 1024 x 1280 pxl und die Kamera hat einen Dynamikbereich (Graustufenauflösung) von 10 bit, wobei die Bilder jedoch mit 8 bit abgespeichert wurden. Die maximale Aufnahmezeit (bei voller Auflösung) beträgt 636 Hz. Zugunsten einer höheren Belichtungszeit von 0.396 ms wurde aber bei den meisten Versuchen eine Aufnahmezeit von 500 Hz verwendet. Die maximale Anzahl Aufnahmen pro Serie beträgt 1424, was einer Aufnahmezeit von 2.85 s (bei 500 Hz) entspricht. Zur Erhöhung der Bildqualität wurde ferner ein hardwareseitiger Rauschfilter verwendet.

Zu Beginn der Versuchsserie mit den kleinmasstäblichen Versuchen wurden einige Versuche mit einer Aufnahmezeit von 250 Hz aufgenommen. Hieraus ergibt sich eine längere Belichtungszeit, was einerseits zwar der Bildqualität zugutekommt, andererseits aber zu einer Halbierung der Anzahl der zur Verfügung stehenden Bilder vom Impakt führt. Die Entscheidung fiel zugunsten der höheren Anzahl von Bildern vom Impakt und die meisten Versuche wurden daher mit einer Aufnahmezeit von 500 Hz aufgenommen.

Die Kamera wird extern angesteuert. Hierzu wird ein Pulsgenerator UPG 100, ELV Elektronik AG, verwendet, der die Aufnahmezeit und die Anzahl Bilder pro Serie der Kamera vorgibt. Die Pulsdauer kann dabei auf 0.01 ms genau vorgegeben werden. Gestartet wird der Pulsgenerator mittels einer Lichtschranke (SA-1U-07M, IDEC) beim Durchgang des Impaktkörpers am Ende des Fallrohrs.

Zusammen mit der Kamera wurde ein lichtstarkes Objektiv Cosmicar 12.5 mm, 1:1.4 verwendet. Die Auswertungen der Fotos haben gezeigt, dass es mit diesem Objektiv in den Randbereichen zu einer leichten Verzerrung der Bilder kommt. Die Zylinderblöcke weisen in diesen Bereichen eine leicht elliptische Form und einen etwas kleineren Durchmesser auf. Aus diesem Grund wurde vor der Verarbeitung der Bilder mit der PIV eine digitale Bildbearbeitung mit den folgenden Schritten vorgenommen:

- Korrektur der Bild-Verzeichnung mittels digitaler Bildverarbeitung nach Ojanen [52] und Korrektur der Bild-Schiefelage mittels digitaler Bildrotation. Beides wurde im Programmsystem Matlab implementiert und ausgeführt.
- Entfernung des Bild-Hintergrunds (statischer Anteil der Bildserie) bei stark beeinträchtigter Sicht auf die Sandkörner durch Kratzer in der Plexiglasscheibe mittels digitaler Bildmittelung und Bildsubtraktion mit dem Programm VidPIV.
- Verwendung eines adaptiven Kreuzkorrelations-Algorithmus (PIV-Algorithmus), implementiert im Programm VidPIV und beschrieben in [59].
- Datenfilterung mit VidPIV (window filter und local median), um unrealistische, von ihrer Umgebung stark abweichende Vektoren zu entfernen; anschliessend werden die gefilterten Daten durch interpolierte Werte ersetzt.

Danach erfolgt die Datenverarbeitung in 3 Schritten:

- Berechnung des Geschwindigkeitsfelds nach Gleichung (1.3),
- Berechnung des Verschiebungsfelds nach Gleichung (1.5) und
- Berechnung des kumulierten Verschiebungsfelds nach Gleichung (1.6).

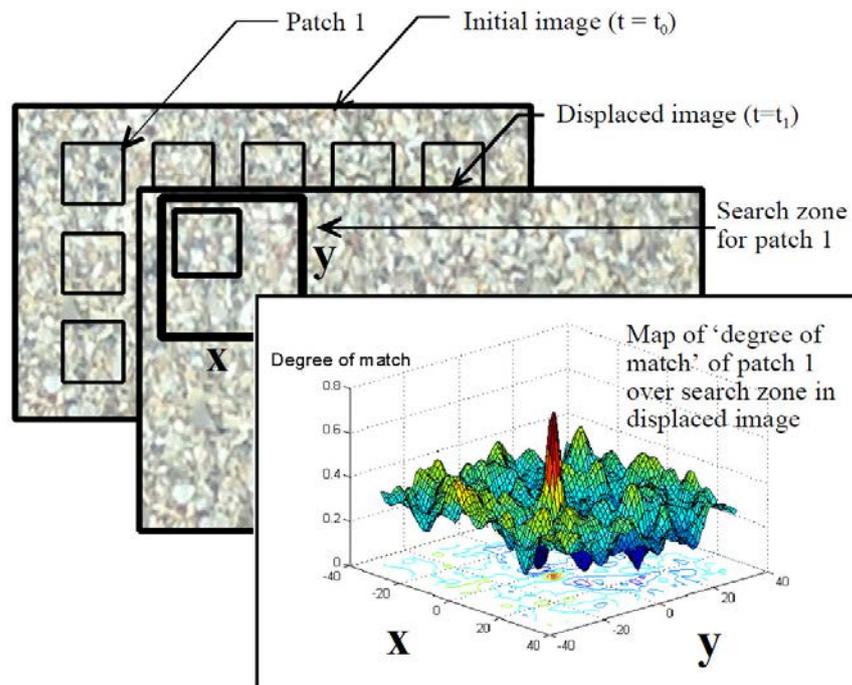


Abb. I.3 Schematische Darstellung der PIV Bildanalyse nach [72].

I.3 Parameter PIV

Tab. I.1 Überblick Parameter PIV

Bezeichnung	Beschreibung	Wert	Hinweis
f	Aufnahmefrequenz	500 [Hz]	
Δt	Zeit zwischen einzelnen Aufnahmen	2 [ms]	
Δt_{PIV}	Zeit zwischen zwei korrelierten Aufnahmen	2 bis 20 [ms]	
dx, dy	Grösse der korrelierten Untergebiete	48, 48 [pxl] bzw. ca. 60, 60 [mm]	
sx, sy	Abstand zwischen korrelierte Untergebiete	16, 16 [pxl] bzw. ca. 20, 20 [mm]	
n	Anzahl Aufnahmen pro Bildserie	1424 [-]	Maximum
t_n	Aufnahmedauer	2.85 [s]	Maximum bei 500 Hz
	Pixelgrösse	1.255 [mm]	in der Bildebene
	Sandkorngrösse	0.7 [mm]	Mittelwert der Korngrössenverteilung

I.4 Auflösung / Genauigkeit

I.4.1 zeitlich

Die Aufnahmefrequenz bzw. die Zeit zwischen zwei Aufnahmen beträgt 500 Hz bzw. 2 ms, wobei die Zeit zwischen zwei Aufnahmen auf 0.01 ms genau eingestellt werden kann. Die minimale, zeitliche Auflösung der Messungen beträgt somit 2 ms. Transiente Vorgänge von kürzerer Dauer können nicht aufgelöst werden.

Die maximale Anzahl Aufnahmen pro Serie beträgt 1424. Somit beträgt die maximale Aufnahmedauer (bei 500 Hz) 2.85 s.

Die Belichtungszeit beträgt 0.396 ms. Bei gemessenen, maximalen Geschwindigkeiten um 0.7 m/s ergeben sich Verschiebungen von maximal 0.28 mm bei einer Sandkorngrösse von rund 0.7 mm. Dies kann zu etwas unscharfen, verzogenen Körnern führen, was aber keinen nennenswerten Einfluss auf die Genauigkeit hat.

I.4.2 räumlich

Die vom PIV-Algorithmus bestimmten, lokalen Verschiebungen entsprechen einem Mittelwert über die Grösse der korrelierten Untergebiete von 48 x 48 pxl, was rund 60 x 60 mm entspricht. Somit beträgt die minimale, räumliche Auflösung 60 x 60 mm. Kleinere Verschiebungsstrukturen können nicht aufgelöst werden.

Der Abstand zwischen den korrelierten Untergebieten beträgt 16 pxl, was rund 20 mm entspricht. Somit beträgt der Abstand zwischen den Messpunkten ebenfalls 20 mm, was bei den vorhandenen Dammdimensionen vertikal zu rund 40 Messpunkten und horizontal zu rund 75 Messpunkten führt.

Die Verschiebungen können dank der Subpixel-Interpolation auf rund 0.1 pxl bzw. 0.126 mm genau bestimmt werden. Dies führt dazu, dass der relative Fehler abhängig ist vom gewählten zeitlichen Abstand bei der Korrelation und vom Betrag der resultierenden Verschiebung. Bei der Korrelation von zwei Bildern mit 10 ms Abstand beträgt der Mittelwert der Verschiebungen 0.3 pxl und die maximale Verschiebung 4.3 pxl, was zu einem relativen Fehler von rund 30% bzw. 2% führt. Bei einem Abstand von 2 ms beträgt der relative Fehler 150% bzw. 10%.

Da ein grosser Teil des Dammes vom Einschlag aber nicht betroffen ist, sind ein grosser Teil der berechneten Verschiebungen, welche zum obigen Mittelwert beitragen, irrelevant. Viel relevanter sind die grösseren Verschiebungen, wobei sich deren Fehler im Bereich zwischen 2% und 20% bewegen (vgl. oben).

Die Umrechnung von [pxl] in [m/s] führt zu einem zusätzlichen Fehler von rund 1% (0.1% Fehler bei der Zeiteinstellung, 0.9% Fehler bei der Umrechnung von [pxl] nach [m]).

II Definitionen Elastizitätsmoduli

II.1 Dynamischer Verformungsmodul

Der dynamische Verformungsmodul E_{vd} ist eine Kenngrösse für die Verformbarkeit des Bodens unter einer definierten vertikalen Stossbelastung mit einer Stossdauer t_{max} . Der Wert des dynamischen Verformungsmoduls wird anhand der maximalen Setzung s_{max} der Lastplatte nach der Gleichung

$$E_{vd} = 1.5 \cdot r_{Pl} \cdot \frac{\sigma_{max}}{s_{max}} \quad (II.1)$$

berechnet [5]. Hierbei sind:

r_{Pl} : Radius der Lastplatte

σ_{max} : Normalspannung unter der Lastplatte

s_{max} : Mittelwert der Setzungen s_{max1} , s_{max2} und s_{max3} aus 3 Messungen.

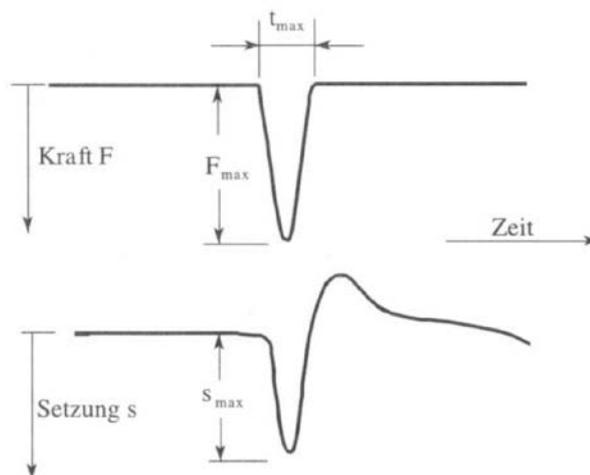


Abb. II.1 Prinzipskizze zum zeitlichen Verlauf der Kraft und der Setzung bei Stossbelastung mit dem Leichten Fallgewichtsgesetz [5].

II.2 Resilient Modulus

Nach AASHTO T307-99 [9] wird der resilient modulus definiert als Verhältnis der Deviator-Spannung und der elastischen Dehnung auf dem Entlastungspfad bei einer zyklischen Beanspruchung (vgl. Abb. II.2):

$$M_R = \frac{\sigma_d}{\epsilon_r} \quad (II.2)$$

M_R : resilient modulus,

σ_d : zyklische Deviator-Spannung

ϵ_r : elastischen Dehnung auf dem Entlastungspfad.

Bei dem resilient modulus handelt es sich also um einen dynamischen Entlastungsmodul, der als ein Maß für die in einem Boden speicherbare und wiederrückholbare elastische Energie angesehen werden kann.

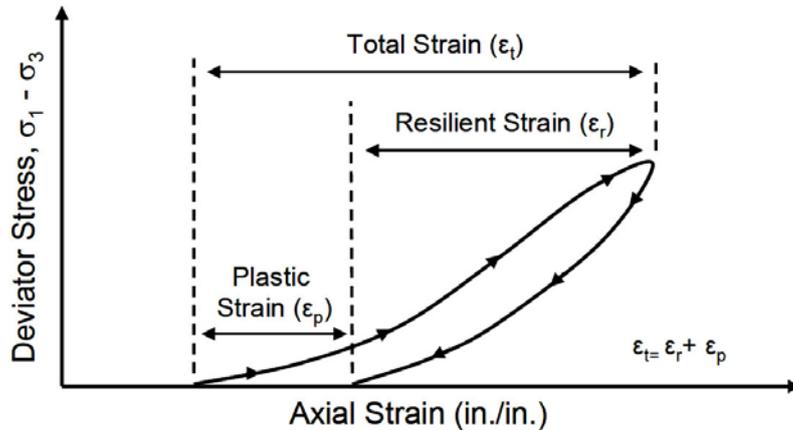


Abb. II.2 Spannungs-Dehnungs-Verlauf bei Be- und Entlastung einer Probe [22].

Nach George & Uddin (siehe [70] bzw. [31]) lässt sich der resilient modulus M_R für rollige Böden aus den Messergebnissen einer leichten Rammsonde, die den Vorgaben der Norm ASTM D6951 / D6951M - 09 [1] entspricht, wie folgt ermitteln:

$$M_R = 235.3 \cdot DCPI^{-0.48} \tag{II.3}$$

DCPI sind die Rammdaten gemessen in mm/Rammschlag. Der „resilient modulus M_R wird in MPa angegeben.

II.3 Schubmodul

Aus der Theorie der Ausbreitung elastischer Wellen in einem isotropen Medium erhält man für den Schub- oder Schermodul G_{dyn} die folgende Gleichung:

$$G_{dyn} = \rho \cdot v_s^2 \tag{II.4}$$

Hierbei ist ρ die Dichte des Mediums in dem sich die Welle ausbreitet und v_s ist die Wellengeschwindigkeit der Scherwelle, die auch als s-Welle (secondary wave) bezeichnet wird. Der Schubmodul G_{dyn} wird häufig auch als G_{max} bezeichnet, da bei der Ausbreitung elastischer Wellen nur sehr kleine Dehnungen und Verzerrungen auftreten und der aus der Wellengeschwindigkeit der Scherwelle abgeleitete Schubmodul daher praktisch dem maximalen Schubmodul entspricht (vgl. Abb. II.3).

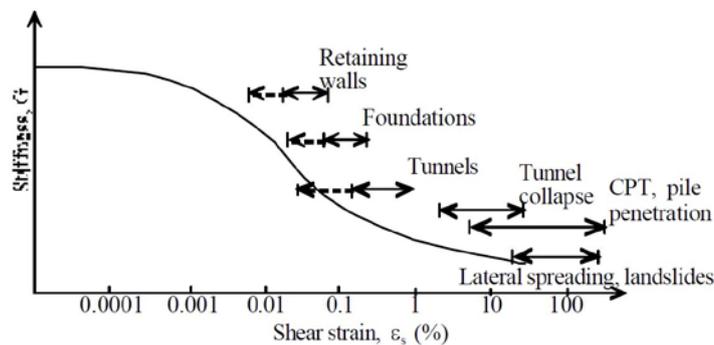


Abb. II.3 Scherdehnungsbereiche bei geotechnischen Aufgabenstellungen [72].

Für mittlere und grosse Scherdehnungen, wie sie in der Regel bei geotechnischen Aufgabenstellungen vorkommen (vgl. Abb. II.3), wird der Schubmodul G als Sekantenmodul aus einer Hysterisis-Schleife im Spannungs-Dehnungs-Diagramm ermittelt (vgl. Abb. II.4).

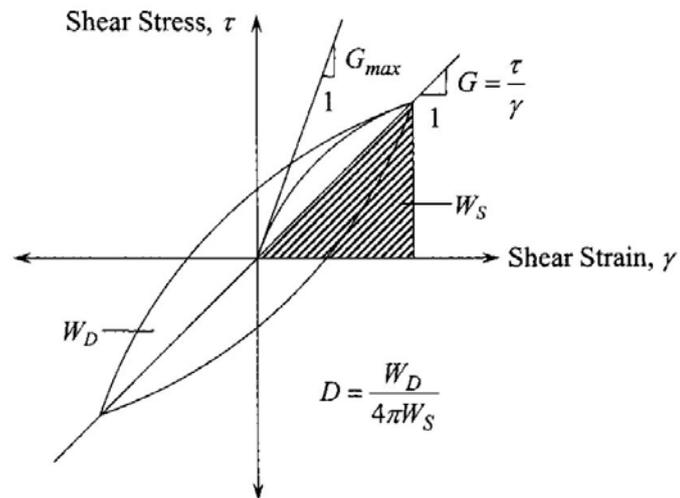


Abb. II.4 Ermittlung des Schubmoduls aus der Hysterisis-Schleife [76].

III Blockgeschwindigkeiten und Energien

Blockgeschwindigkeiten und Energien bei den kleinmasstäblichen quasi-2D-Versuchen vor dem Impact:

Versuch	v [m/s]	ω [1/s]	E_{trans} [Nm]	E_{rot} [Nm]	E_{total} [Nm]	E_{trans} [%]	E_{rot} [%]	E_{rot}/E_{tot} [-]
G								
G-1111-A-01-1	6.0	73.7	133.9	64.6	198.5	67.5	32.5	0.33
G-1111-B-01-1	6.3	68.8	146.2	56.3	202.5	72.2	27.8	0.28
G-1111-B-11-1	6.8	69.5	173.7	57.5	231.2	75.1	24.9	0.25
G-1111-D-01-1	6.3	74.3	145.7	65.7	211.5	68.9	31.1	0.31
G-2145-A-01-1	6.3	69.8	148.2	58.0	206.2	71.9	28.1	0.28
G-2145-A-02-1	6.3	67.3	145.3	53.9	199.2	72.9	27.1	0.27
G-2145-A-11-1	5.8	71.1	124.7	60.2	184.9	67.4	32.6	0.33
G-2145-B-01-1	6.2	75.6	141.5	68.0	209.5	67.5	32.5	0.32
G-2145-B-11-1	6.7	74.9	168.8	66.8	235.6	71.6	28.4	0.28
G-2145-D-01-1	5.9	75.3	129.9	67.5	197.4	65.8	34.2	0.34
G-2145-D-11-1	6.8	72.5	169.5	62.6	232.1	73.0	27.0	0.27
GS								
GS-1111-A-01-1	5.9	56.7	97.6	36.4	134.0	72.9	27.1	0.27
GS-1111-A-11-1	5.9	56.4	98.8	36.0	134.9	73.3	26.7	0.27
GS-1111-D-01-1	6.1	54.5	102.9	33.6	136.5	75.4	24.6	0.25
GS-1111-D-11-1	6.1	62.2	103.6	43.8	147.4	70.3	29.7	0.30
GS-2145-A-01-1	5.5	60.3	86.1	41.1	127.2	67.7	32.3	0.32
GS-2145-A-11-1	6.3	60.3	109.4	41.2	150.5	72.7	27.3	0.27
GS-2145-B-01-1	5.2	65.4	75.1	48.4	123.5	60.8	39.2	0.39
GS-2145-B-11-1	6.1	62.6	105.8	44.3	150.1	70.5	29.5	0.30
GS-2145-D-01-1	5.5	61.1	83.4	42.2	125.6	66.4	33.6	0.34
GS-2145-D-11-1	6.1	58.3	104.4	38.4	142.8	73.1	26.9	0.27
K								
K-1111-A-01-1	6.2	91.6	72.5	23.7	96.1	75.4	24.6	0.25
K-1111-B-01-1	6.2	89.9	71.1	22.8	93.9	75.7	24.3	0.24
K-1111-D-01-1	6.1	95.3	69.1	25.6	94.7	72.9	27.1	0.27
K-2111-A-01-1	6.7	87.2	83.2	21.5	104.6	79.5	20.5	0.21
K-2145-A-02-1	6.2	81.8	71.4	18.9	90.3	79.1	20.9	0.21
K-2145-B-01-1	6.1	97.8	68.7	27.0	95.7	71.8	28.2	0.28
K-2145-D-01-2	5.9	95.9	65.7	26.0	91.6	71.7	28.3	0.28
K-2145-D-02-1	6.3	95.0	74.8	25.4	100.3	74.6	25.4	0.25
OKT								
OKT-1111-A-01-1	6.3	3.4	133.9	0.1	134.0	99.9	0.1	0.00
OKT-1111-A-11-1	6.9	2.8	161.7	0.1	161.7	99.9	0.1	0.00
OKT-1111-D-01-1	5.6	1.3	107.5	0.0	107.5	100.0	0.0	0.00
OKT-2145-A-01-1	5.6	9.3	105.9	0.9	106.8	99.2	0.8	0.01
OKT-2145-A-11-1	6.7	12.1	151.6	1.5	153.1	99.0	1.0	0.01
OKT-2145-B-01-1	5.9	7.1	116.4	0.5	116.9	99.6	0.4	0.00
OKT-2145-B-11-1	6.5	0.0	141.3	0.0	141.3	100.0	0.0	0.00
OKT-2145-D-01-1	6.1	4.4	126.0	0.2	126.2	99.8	0.2	0.00
OKT-2145-D-11-1	6.6	5.8	146.7	0.3	147.1	99.8	0.2	0.00
St								
St-1111-A-11-1	7.1	71.9	316.6	52.2	368.8	85.8	14.2	0.14
St-1111-B-11-1	7.1	66.5	318.1	44.7	362.8	87.7	12.3	0.12
St-2145-A-01-1	6.1	89.1	233.5	80.3	313.8	74.4	25.6	0.26
St-2145-A-11-1	7.0	74.8	313.6	56.5	370.1	84.7	15.3	0.15
St-2145-B-01-1	6.5	77.9	267.7	61.3	329.0	81.4	18.6	0.19
St-2145-B-11-1	7.1	72.9	323.2	53.7	376.9	85.7	14.3	0.14
Ku								
Ku-2145-B-01-1	6.7	65.9	64.6	15.9	80.5	80.3	19.7	0.20
Ku-2145-D-01-1	6.6	54.5	62.8	10.9	73.6	85.2	14.8	0.15

IV Auftreffwinkel / Blockverhalten nach Impact

Versuch	α [°]	Kommentar
G-1111-A-01-1	34	Block überspringt Damm, Krone "intakt", Landung auf der Talseite
G-1111-B-01-1	33	Block überspringt Damm, Krone "intakt", Landung auf der Talseite
G-1111-D-01-1	34	Block überspringt Damm, Krone zerstört, Rückprall an Quersteg
GS-1111-A-01-1	34	Block überspringt Damm, Krone "intakt", Landung auf der Talseite
GS-1111-D-01-1	33	Block überspringt Damm, Krone "intakt", Rückprall an Quersteg
K-1111-A-01-1	34	Absprung Block unterhalb Krone, Block überspringt Krone, Landung auf der Talseite
K-1111-B-01-1	34	Absprung Block unterhalb Krone, Block überspringt Krone, Rückprall an Quersteg, Zylinderachse gedreht
K-1111-D-01-1	34	Absprung Block unterhalb Krone, Block überspringt Krone, wahrscheinlich Anprall am Quersteg, Zylinderachse gedreht, Landung talseits
OKT-1111-A-01-1	36	spitzer Winkel Seite Block-Damm, Aufwärtsbewegung auf der Bergseite des Damms nach Impact, aber Niveau Krone wird nicht erreicht
OKT-1111-D-01-1	34	Block trifft mit Kante auf, Aufwärtsbewegung auf der Bergseite des Damms nach Impact, Blockoberkante erreicht Niveau Krone
G-1111-B-11-1	29	Block überspringt Damm, Krone beschädigt, Rückprall an Quersteg
GS-1111-A-11-1	27	Block überspringt Damm, Krone "intakt", Rückprall an Quersteg
GS-1111-D-11-1	28	Block überspringt Damm, Krone "intakt", Rückprall an Quersteg
OKT-1111-A-11-1	29	Block schlägt mit flacher Seite auf, Aufwärtsbewegung auf der Bergseite des Damms nach Impact, Blockachse knapp unter Niveau Krone
St-1111-A-11-1	29	Block dringt zunächst vollständig in den Dammkörper ein und taucht dann etwas oberhalb aus der Dammböschung wieder auf, rollt bergseits ab, kein Durchschlag
St-1111-B-11-1	28	Block dringt zunächst vollständig in den Dammkörper ein und taucht dann etwas oberhalb aus der Dammböschung wieder auf, rollt bergseits ab, kein Durchschlag

Versuch	α [°]	Kommentar
G-2145-A-01-1	21	Block erreicht die Krone, rutscht aber bergseits zurück, Krone stark beschädigt
G-2145-A-02-1	22	Block erreicht die Krone, rutscht aber bergseits zurück, Krone stark beschädigt
G-2145-B-01-1	18	Block zerstört Krone, überspringt Damm, rollt talseits ab
G-2145-D-01-1	21	Block durchschlägt die Krone und rutscht / rollt talseits ab
GS-2145-A-01-1	19	Block springt über Dammkrone, fällt aber auf die Bergseite zurück
GS-2145-B-01-1	19	Block springt über Dammkrone, fällt auf Krone zurück und rutscht bergseits ab
GS-2145-D-01-1	21	Block zerstört Krone und rutscht / rollt talseits ab
K-2111-A-01-1	20	Block überspringt Krone, fällt auf Krone zurück und rutscht / rollt bergseits ab
K-2145-A-02-1	21	Block hebt ab und springt über Niveau Krone, Rückfall auf die Bergseite des Damms
K-2145-B-01-1	22	Block hebt ab und Zylinderachse erreicht ca. Niveau Krone, Rückfall auf die Bergseite des Damms
K-2145-D-01-2	20	keine Bilder vom 1. Impakt, Kamerafehler, 2. Impakt: Block springt ab und über Niveau Krone, Rückfall auf Krone, rutscht bergseits ab
K-2145-D-02-1	20.5	rollt bis auf Niveau Krone und zerstört die Krone, rollt bergseits ab
OKT-2145-A-01-1	21	Block trifft mit Kante auf, Aufwärtsbewegung auf der Bergseite des Damms nach Impakt, Blockoberkante erreicht Niveau Krone
OKT-2145-B-01-1	21	Block trifft mit Kante auf, Aufwärtsbewegung auf der Bergseite des Damms nach Impakt, Blockoberkante bleibt knapp unter Niveau Krone
OKT-2145-D-01-1	18	Block trifft mit Kante auf, geringe Rotation und geringe Aufwärtsbewegung, starke Schädigung der Krone
St-2145-A-01-1	22	Block dringt zunächst vollständig in den Dammkörper ein und bewegt sich nach oben, rollt bergseits ab, kein Durchschlag
St-2145-B-01-1	23	Block dringt zunächst vollständig in den Dammkörper ein und bewegt sich nach oben, zerstört die Dammkrone, bleibt aber im Damm (talseits) stecken
Ku-2145-B-01-1	22	Block überspringt Krone, fällt auf Krone (Bergseite) zurück und rutscht / rollt bergseits ab
Ku-2145-D-01-1	24	Block überspringt Krone, fällt auf Talseite knapp unterhalb der Krone zurück und rutscht / rollt talseits ab
G-2145-A-11-1	15	Block durchschlägt bergseitigen Teil der Krone, Krone wird teilweise zerstört, Block springt über Krone und rutscht / rollt talseits ab
G-2145-B-11-1	16	Block durchschlägt die Krone und rutscht / rollt talseits ab
G-2145-D-11-1	16	Block durchschlägt die Krone, Absprung und Landung auf der Talseite
GS-2145-A-11-1	13	Block erreicht die Dammkrone, rutscht aber auf der Bergseite zurück
GS-2145-B-11-1	17	Block zerstört Krone, bleibt zunächst kurz auf Krone liegen und rutscht dann bergseits ab
GS-2145-D-11-1	13	Block zerstört Krone und rutscht / rollt talseits ab
OKT-2145-A-11-1	16	Block trifft mit Kante auf, Aufwärtsbewegung auf der Bergseite des Damms nach Impakt, Blockoberkante bleibt knapp unter Niveau Krone
OKT-2145-B-11-1	15	Block schlägt mit flacher Seite auf, kaum Rotation und Aufwärtsbewegung
OKT-2145-D-11-1	14	Block trifft mit Kante auf, geringe Rotation und geringe Aufwärtsbewegung, starke Schädigung der Krone, deutliche Zugrisse
St-2145-A-11-1	15	Block dringt zunächst vollständig in den Dammkörper ein und bewegt sich nach oben, zerstört die Dammkrone, bleibt aber im Damm stecken
St-2145-B-11-1	14	Block dringt zunächst vollständig in den Dammkörper ein und bewegt sich nach oben, durchschlägt den Damm

V Temporäre Verschiebungsfelder (PIV)

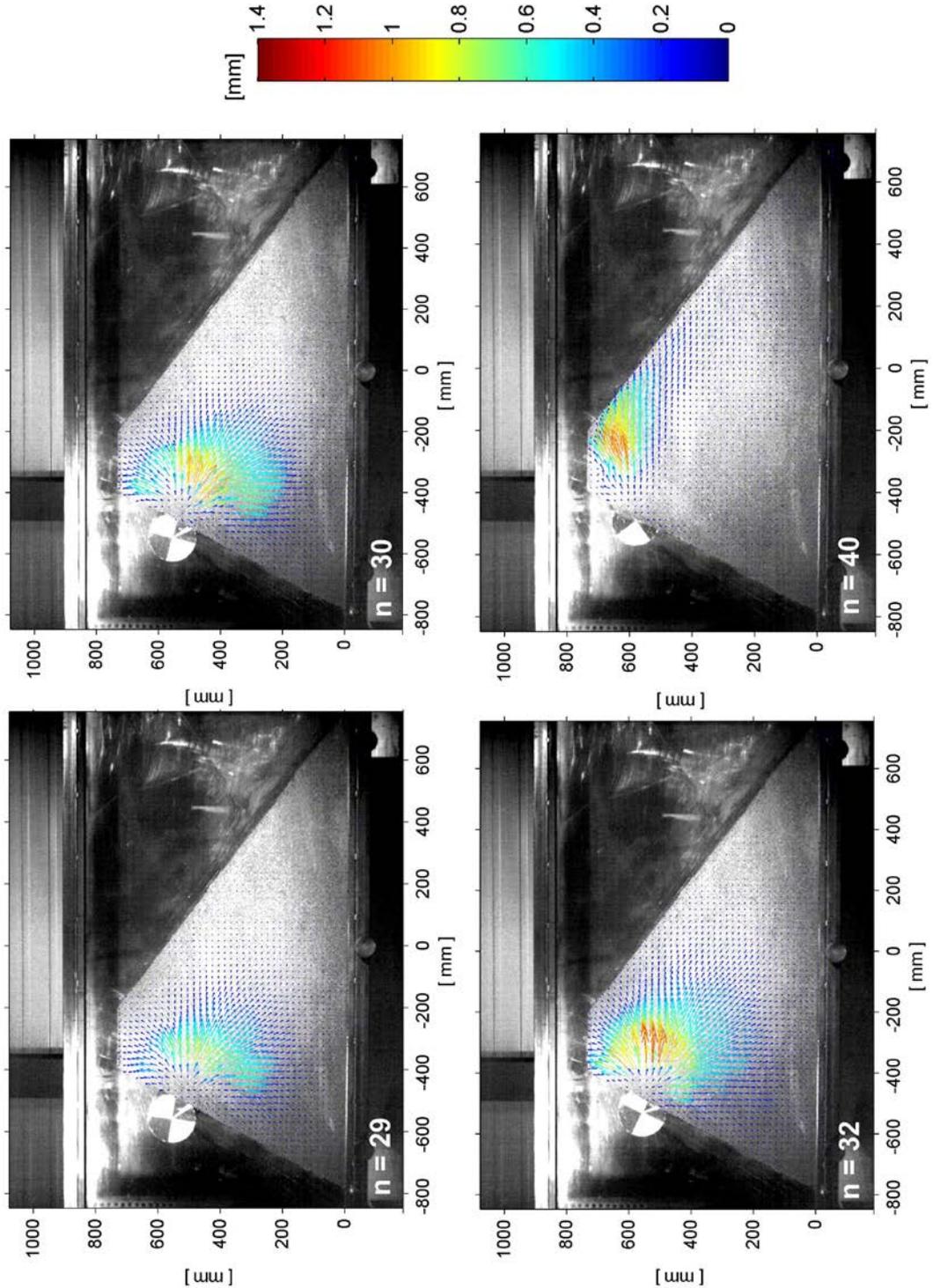


Abb. V.1 Temporäres Verschiebungsfeld beim Versuch G-2145-A-02-1, ermittelt aus den Bildern n und $n+5$. Das Bild zeigt jeweils die Blockposition am Beginn des Zeitintervalls $\Delta t = 10$ ms, die Verschiebungen sind als mittlere Verschiebungen aus dem Zeitintervall $\Delta t = 10$ ms, skaliert auf 2 ms, zu verstehen, $t = 2$ ms, 4 ms, 8 ms und 24 ms nach Beginn des Impakts.

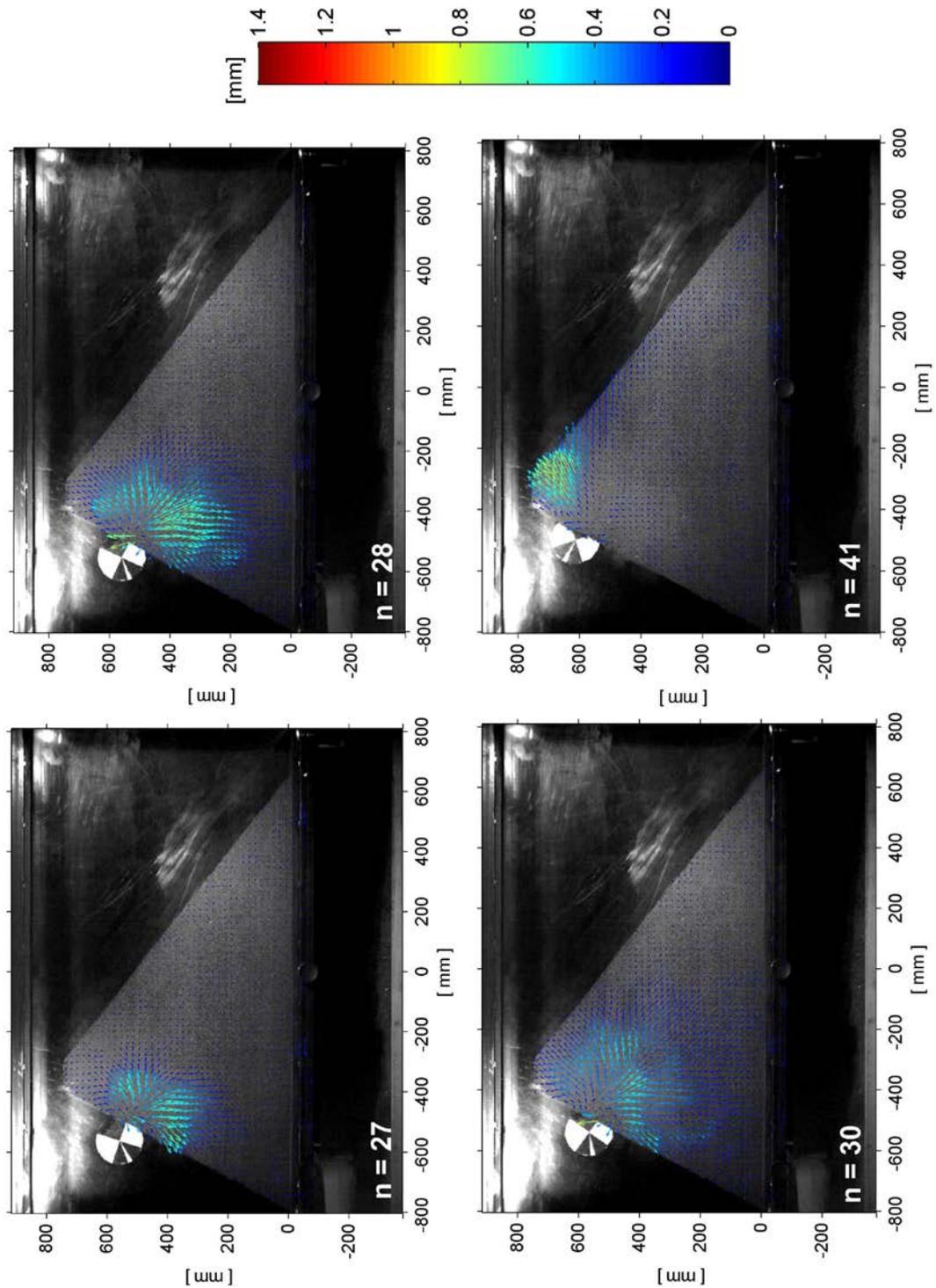


Abb. V.2 Temporäres Verschiebungsfeld beim Versuch G-2145-B-01-1, ermittelt aus den Bildern n und $n+1$. Das Bild zeigt jeweils die Blockposition am Beginn des Zeitintervalls $\Delta t = 2$ ms, die Verschiebungen sind als mittlere Verschiebungen aus dem Zeitintervall $\Delta t = 2$ ms zu verstehen, $t = 2$ ms, 4 ms, 8 ms und 30 ms nach Beginn des Impakts.

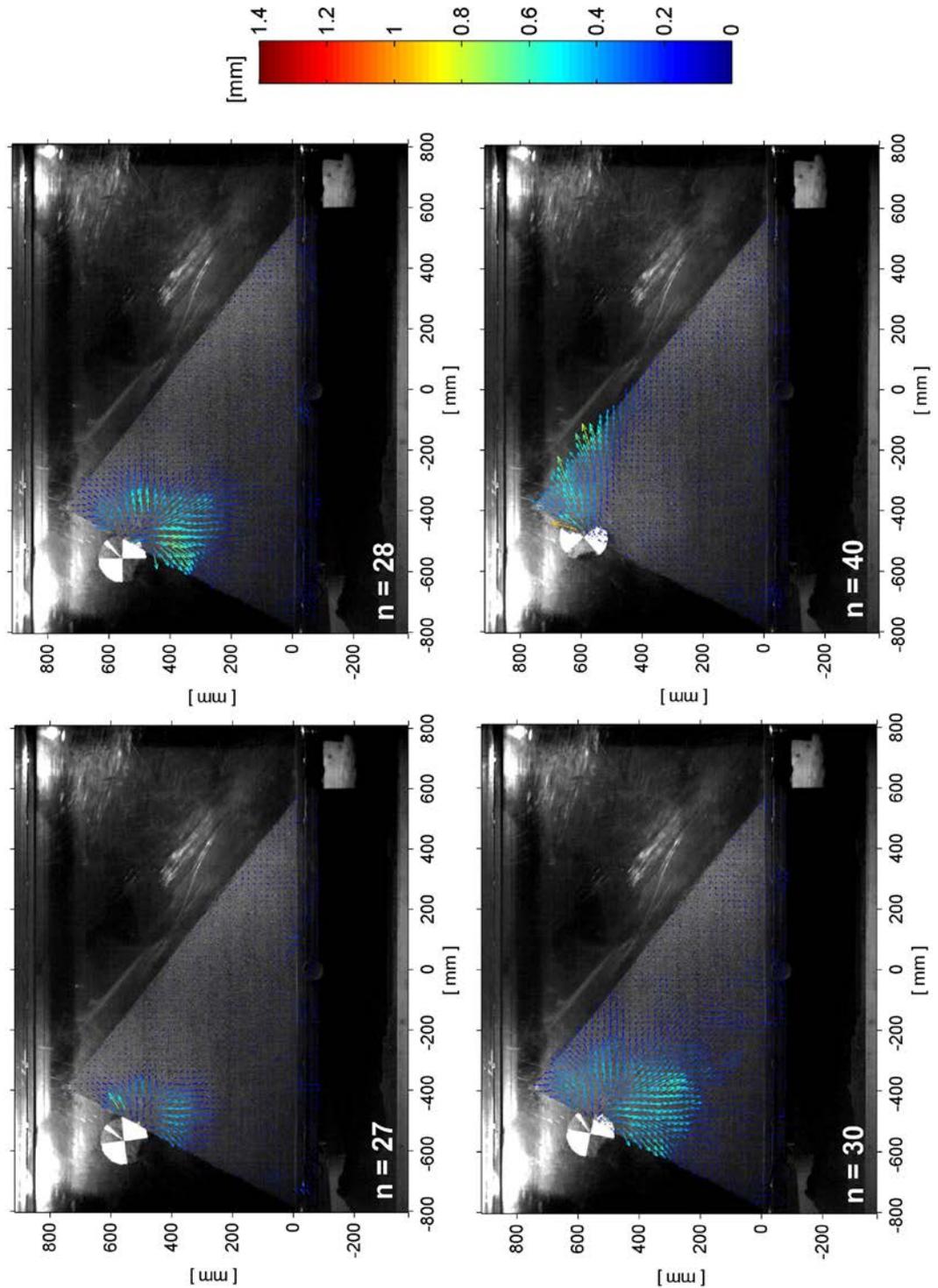


Abb. V.3 Temporäres Verschiebungsfeld beim Versuch G-2145-D-01-1, ermittelt aus den Bildern n und $n+1$. Das Bild zeigt jeweils die Blockposition am Beginn des Zeitintervalls $\Delta t = 2$ ms, die Verschiebungen sind als mittlere Verschiebungen aus dem Zeitintervall $\Delta t = 2$ ms zu verstehen, $t = 2$ ms, 4 ms, 8 ms und 28 ms nach Beginn des Impakts.

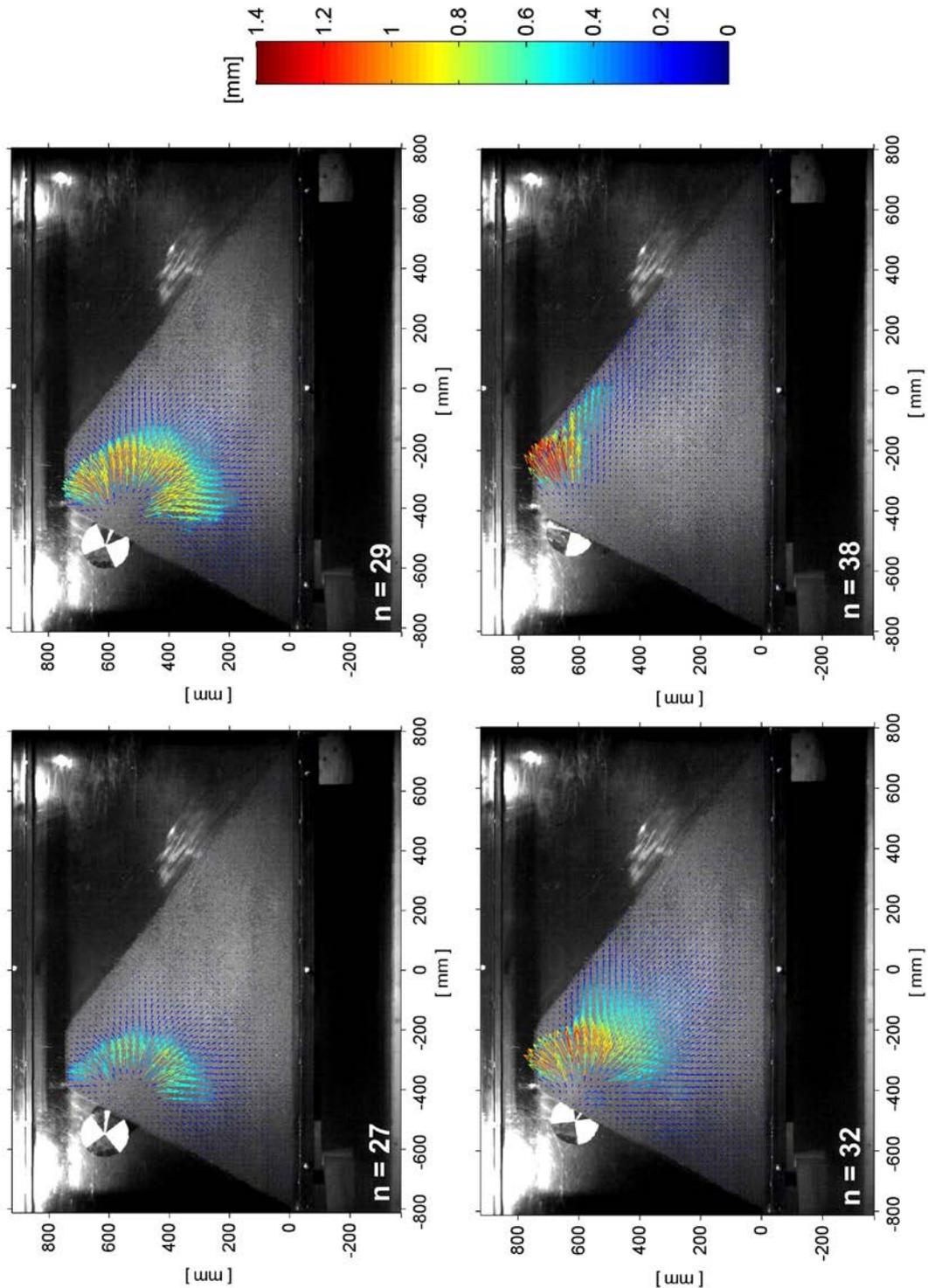


Abb. V.4 Temporäres Verschiebungsfeld beim Versuch G-2145-A-11-1, ermittelt aus den Bildern n und $n+5$. Das Bild zeigt jeweils die Blockposition am Beginn des Zeitintervalls $\Delta t = 10$ ms, die Verschiebungen sind als mittlere Verschiebungen aus dem Zeitintervall $\Delta t = 10$ ms, skaliert auf 2 ms, zu verstehen, $t = 0$ ms, 4 ms, 10 ms und 22 ms nach Beginn des Impakts.

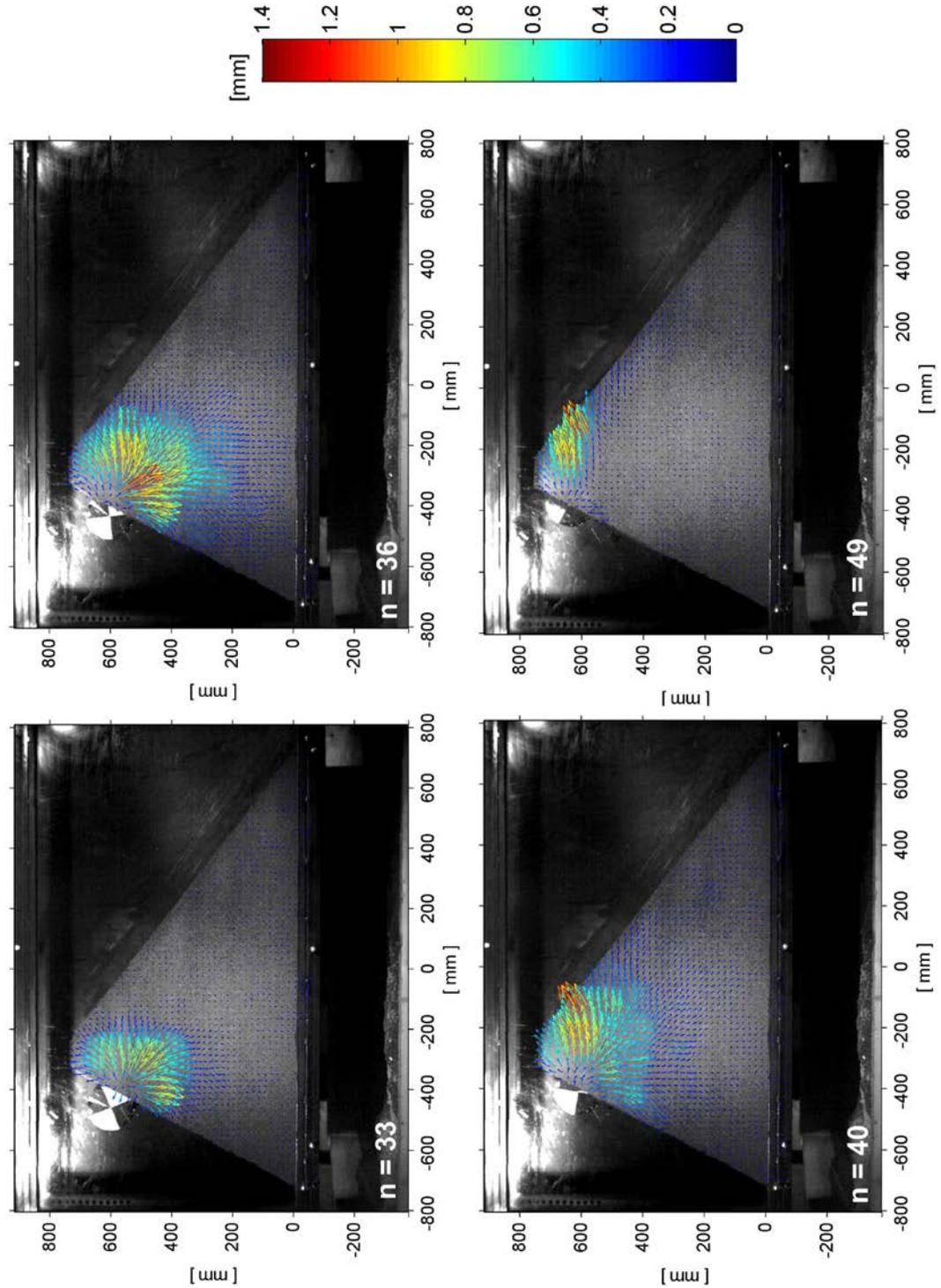


Abb. V.5 Temporäres Verschiebungsfeld beim Versuch G-2145-B-11-1, ermittelt aus den Bildern n und $n+1$. Das Bild zeigt jeweils die Blockposition am Beginn des Zeitintervalls $\Delta t = 2$ ms, die Verschiebungen sind als mittlere Verschiebungen aus dem Zeitintervall $\Delta t = 2$ ms zu verstehen, $t = 4$ ms, 10 ms, 18 ms und 36 ms nach Beginn des Impakts.

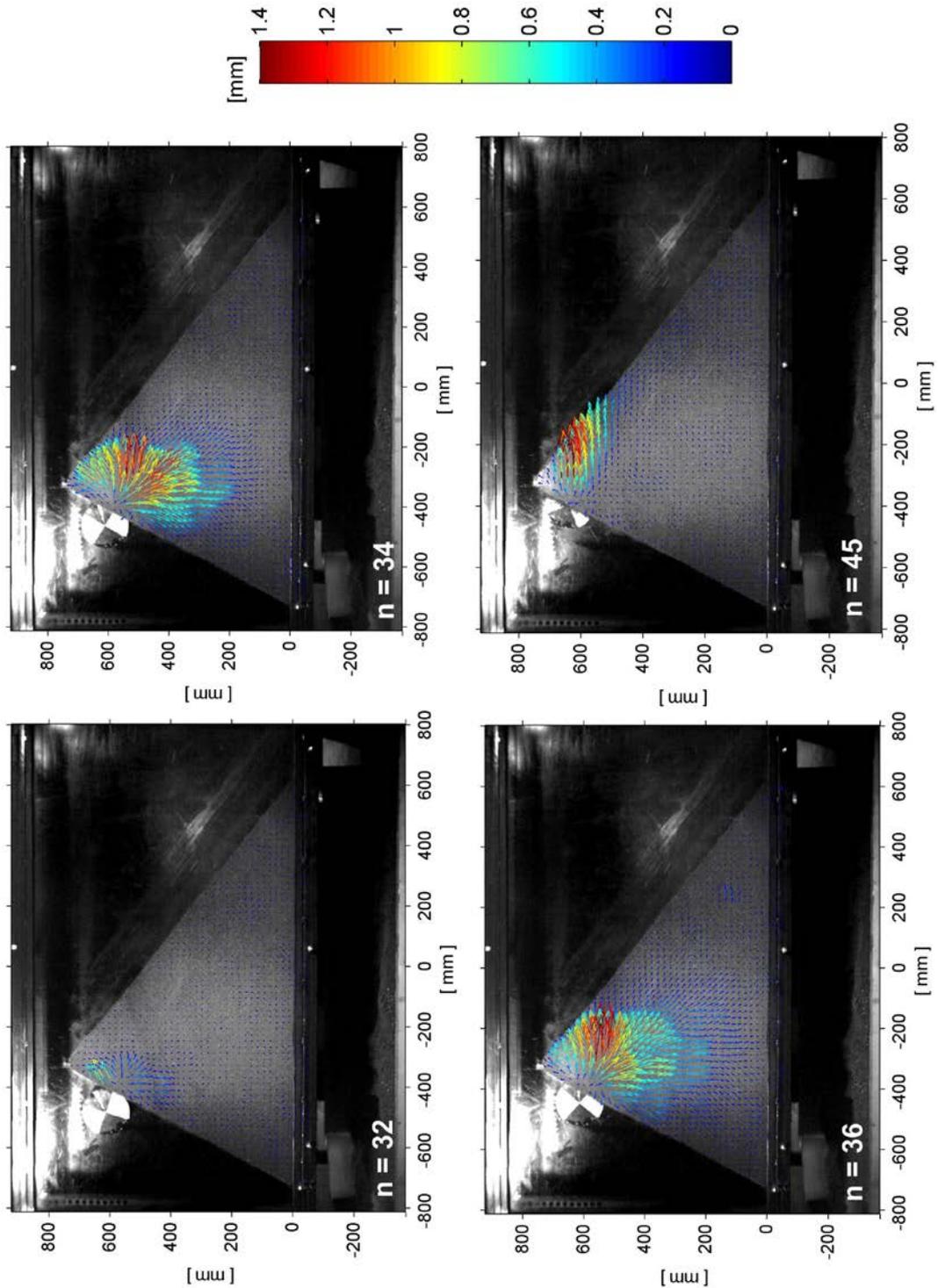


Abb. V.6 Temporäres Verschiebungsfeld beim Versuch G-2145-D-11-1, ermittelt aus den Bildern n und $n+1$. Das Bild zeigt jeweils die Blockposition am Beginn des Zeitintervalls $\Delta t = 2$ ms, die Verschiebungen sind als mittlere Verschiebungen aus dem Zeitintervall $\Delta t = 2$ ms zu verstehen, $t = 1$ ms, 5 ms, 9 ms und 27 ms nach Beginn des Impakts.

VI Ergebnisse 3D-Scan

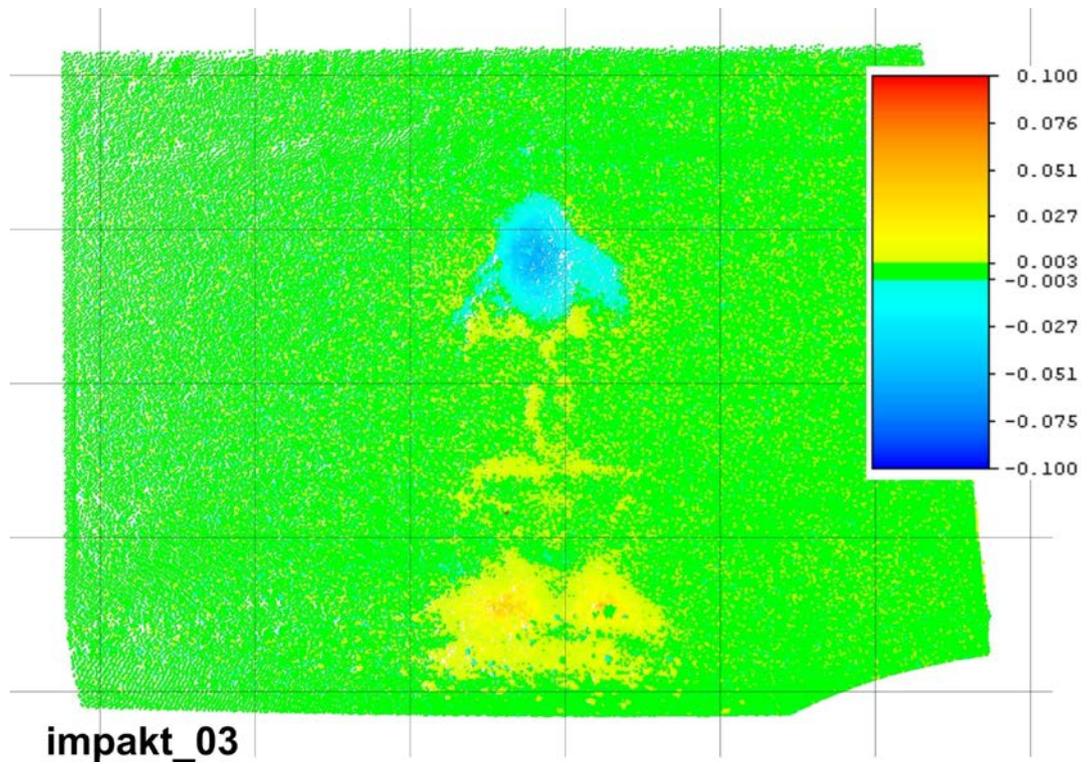


Abb. VI.1 Versuch *impakt_03*: Ergebnis der Aufnahme des Damms mit dem 3D-Scanner nach dem Impact.

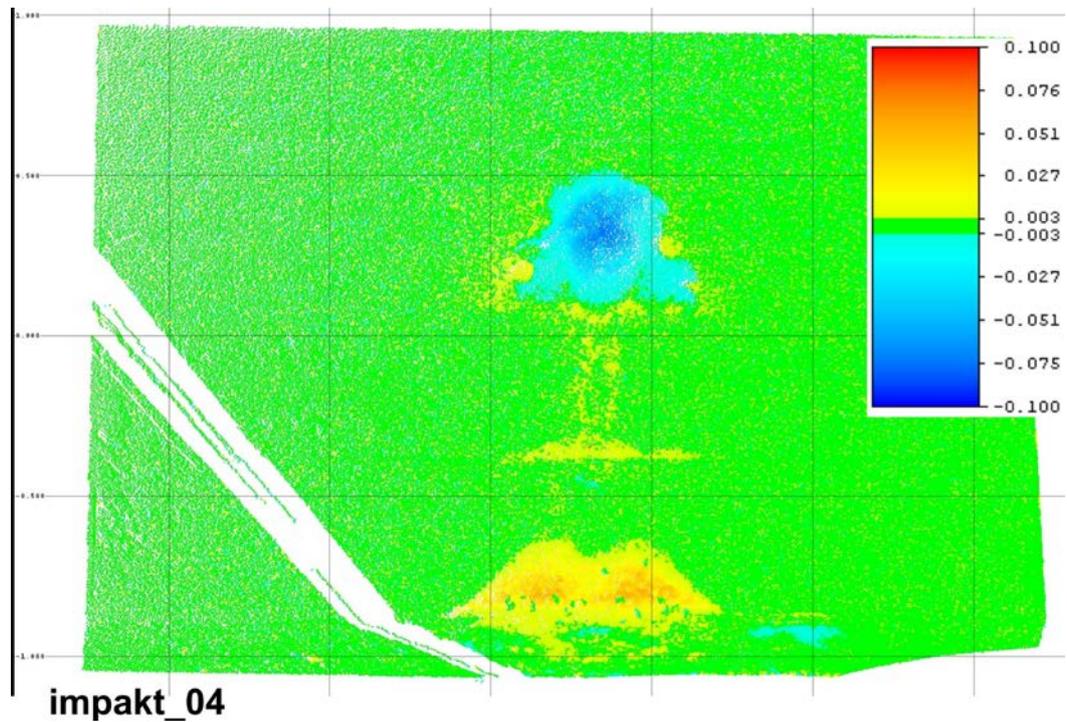


Abb. VI.2 Versuch *impakt_04*: Ergebnis der Aufnahme des Damms mit dem 3D-Scanner nach dem Impact.



impakt_03

Raster -
abstand:
5 cm

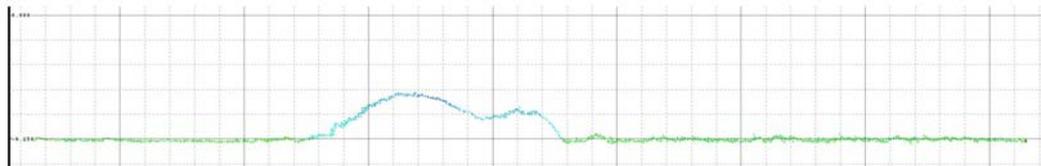


Abb. VI.3 Versuch *impakt_03*: Aufnahme der durch den Impact entstandenen Hohlform (oben) und Ergebnis der Aufnahme des Damms mit dem 3D-Scanner nach dem Impact, Horizontalschnitt (unten).



impakt_04

Raster -
abstand:
5 cm

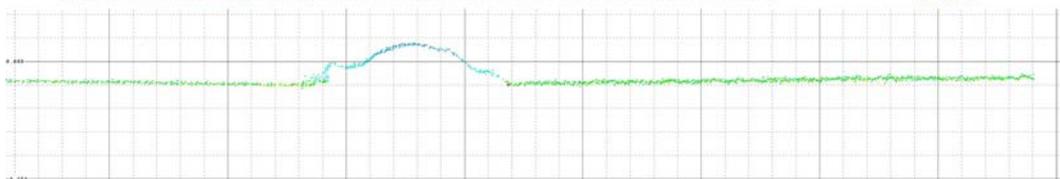


Abb. VI.4 Versuch *impakt_04*: Aufnahme der durch den Impact entstandenen Hohlform (oben) und Ergebnis der Aufnahme des Damms mit dem 3D-Scanner nach dem Impact, Horizontalschnitt (unten).

impakt_03

Raster -
abstand:
5 cm

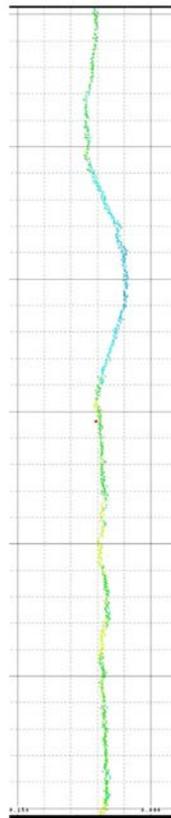


Abb. VI.5 Versuch *impakt_03*: Ergebnis der Aufnahme des Damms mit dem 3D-Scanner nach dem Impact, Vertikalschnitt (links) und manuelle Messung der Eindringtiefe (rechts).

impakt_04

Raster -
abstand:
5 cm

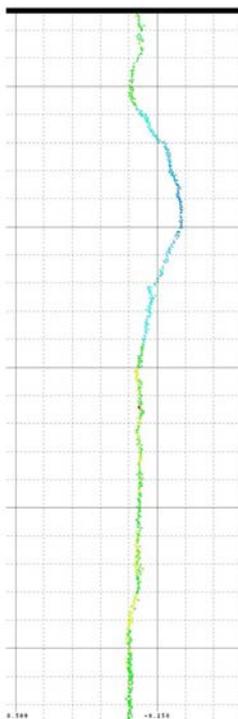


Abb. VI.6 Versuch *impakt_04*: Ergebnis der Aufnahme des Damms mit dem 3D-Scanner nach dem Impact, Vertikalschnitt (links) und manuelle Messung der Eindringtiefe (rechts).

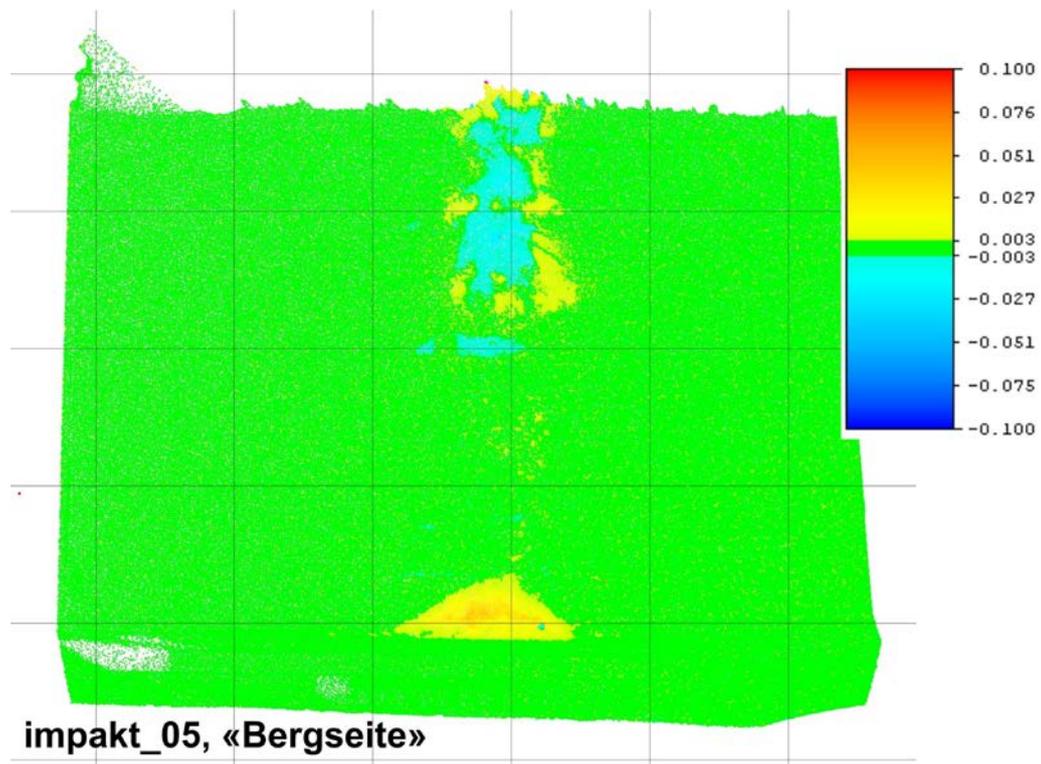


Abb. VI.7 Versuch *impakt_05*: Ergebnis der Aufnahme des Damms mit dem 3D-Scanner auf der „Bergseite“ nach dem Impact.

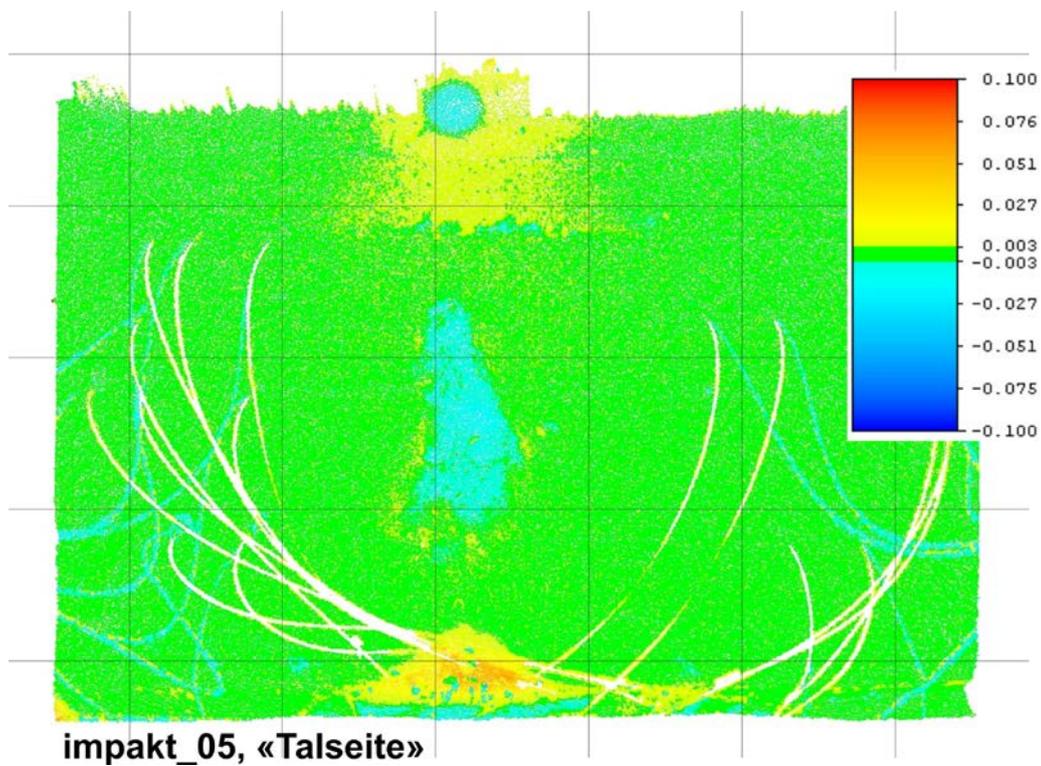


Abb. VI.8 Versuch *impakt_05*: Ergebnis der Aufnahme des Damms mit dem 3D-Scanner auf der „Talseite“ nach dem Impact.



impakt_05

Raster -
abstand:
5 cm

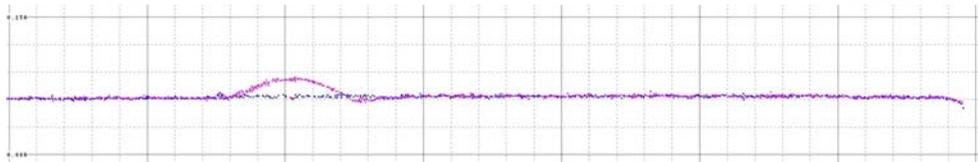
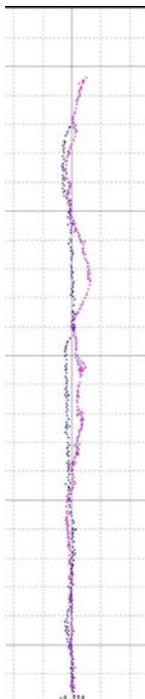


Abb. VI.9 Versuch *impakt_05*: Aufnahme der durch den Impakt entstandenen Hohlform (oben) und Ergebnis der Aufnahme des Damms mit dem 3D-Scanner nach dem Impakt, Horizontalschnitt (unten).



Raster -
abstand:
5 cm



impakt_05

Abb. VI.10 Versuch *impakt_05*: Ergebnis der Aufnahme des Damms mit dem 3D-Scanner nach dem Impakt, Vertikalschnitt (links) und manuelle Messung der Eindringtiefe (rechts).

VII Verschiebungsmessungen im Damminneren

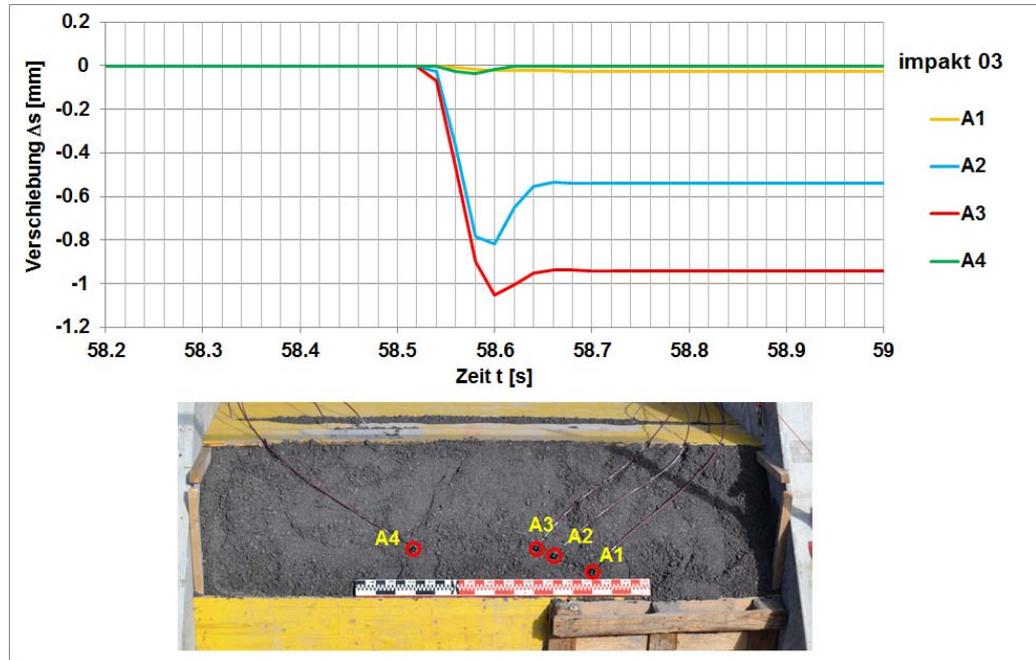


Abb. VII.1 Versuch *impakt_03*: Verschiebungsmessungen im Damminneren auf Mess-ebene A (vgl. Abb. 4.7).

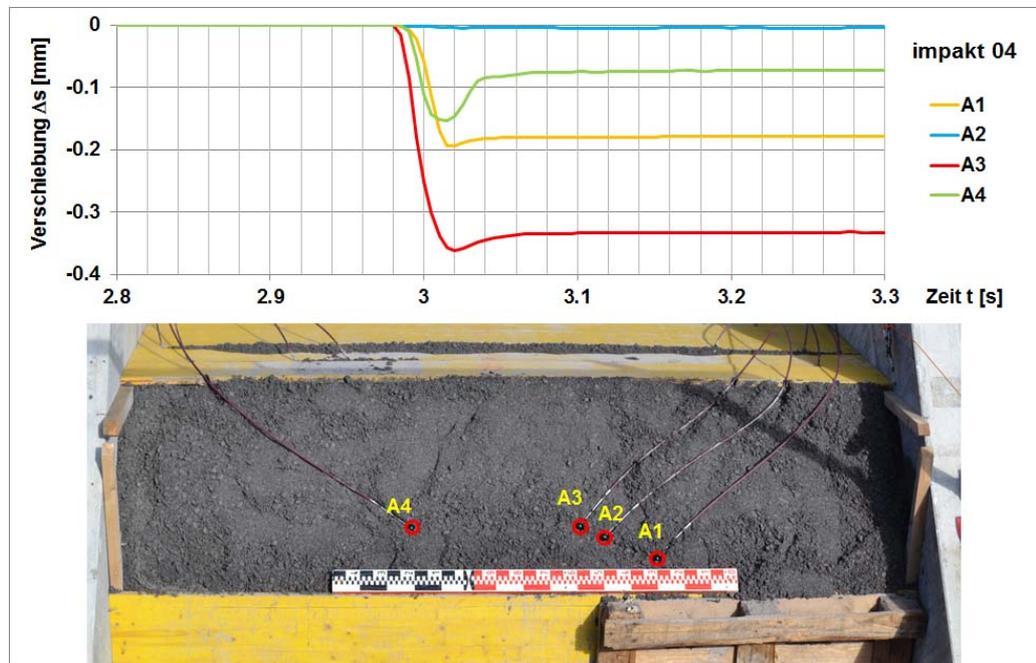


Abb. VII.2 Versuch *impakt_04*: Verschiebungsmessungen im Damminneren auf Mess-ebene A (vgl. Abb. 4.7).

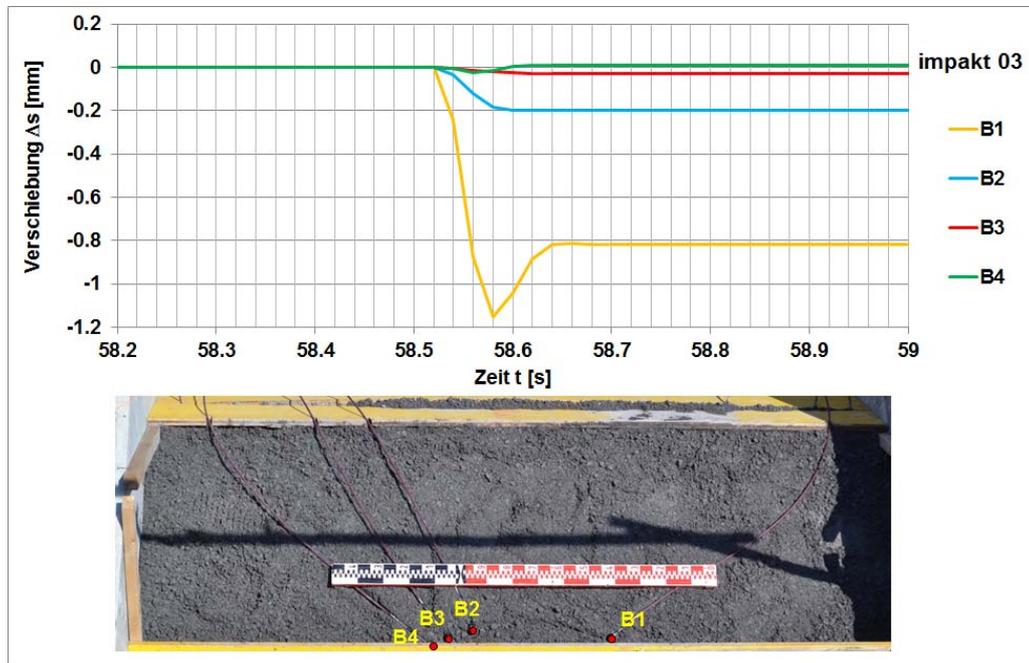


Abb. VII.3 Versuch *impakt_03*: Verschiebungsmessungen im Damminneren auf Mess-ebene B (vgl. Abb. 4.7).

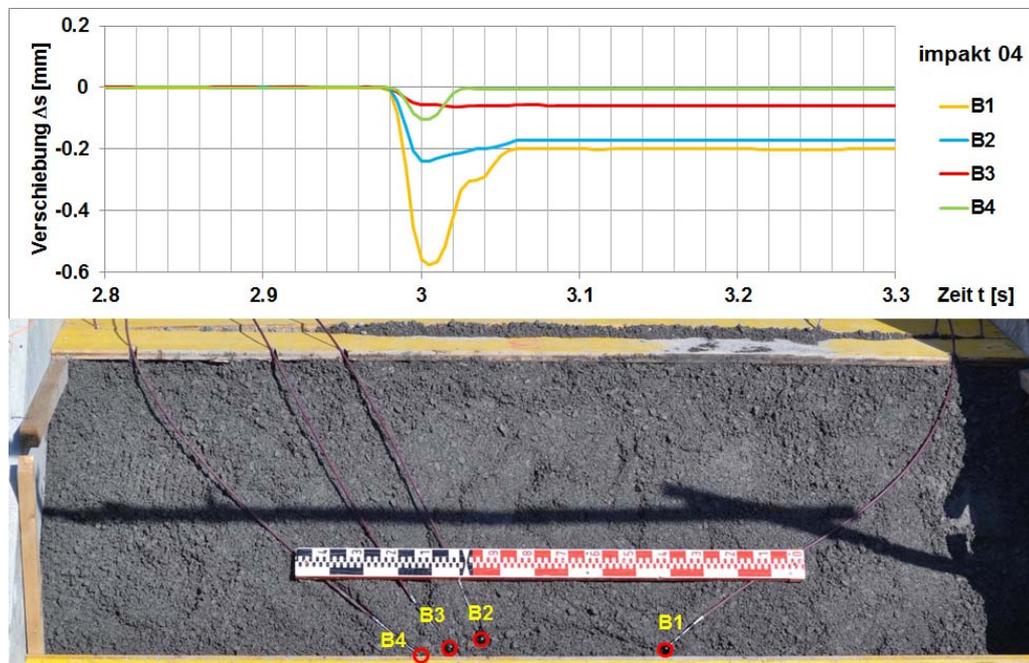


Abb. VII.4 Versuch *impakt_04*: Verschiebungsmessungen im Damminneren auf Mess-ebene B (vgl. Abb. 4.7).

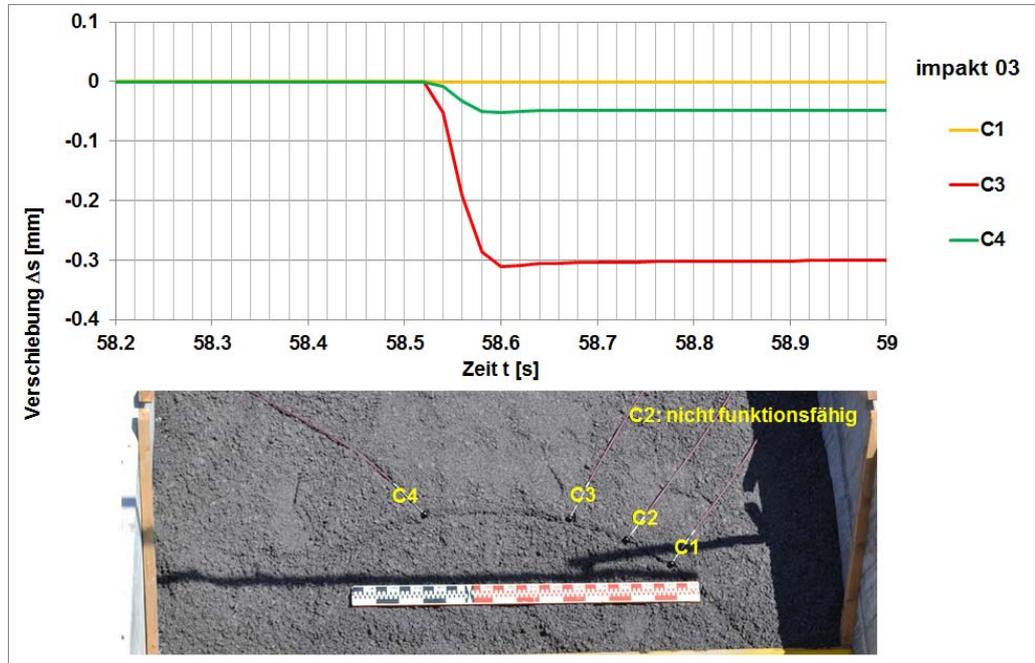


Abb. VII.5 Versuch *impakt_03*: Verschiebungsmessungen im Damminneren auf Mess-ebene C (vgl. Abb. 4.7), Messgeber C2 nicht funktionsfähig.

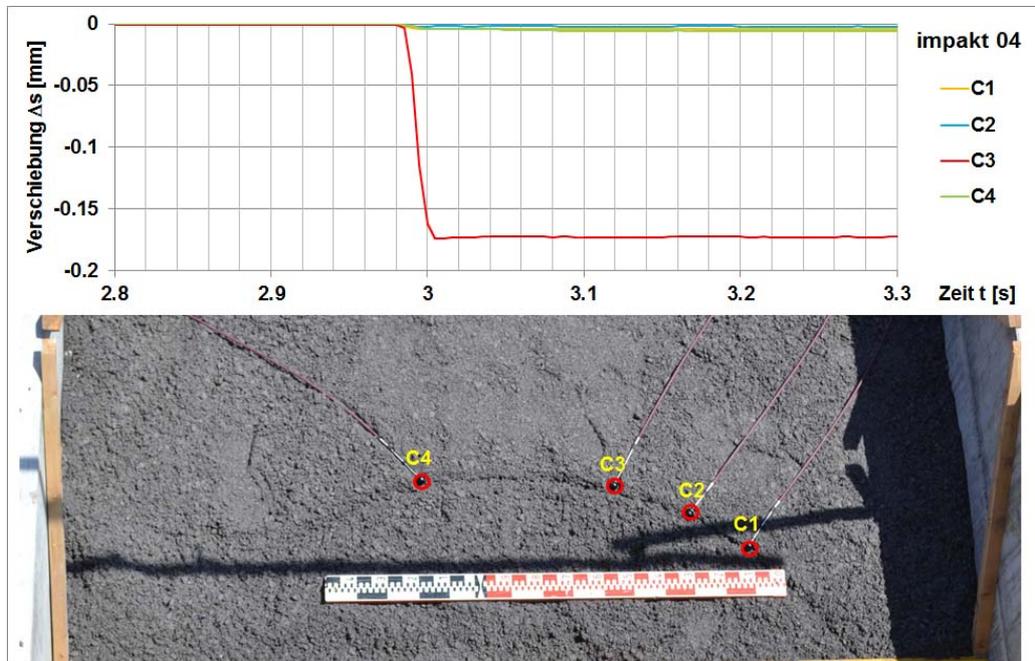


Abb. VII.6 Versuch *impakt_04*: Verschiebungsmessungen im Damminneren auf Mess-ebene C (vgl. Abb. 4.7).

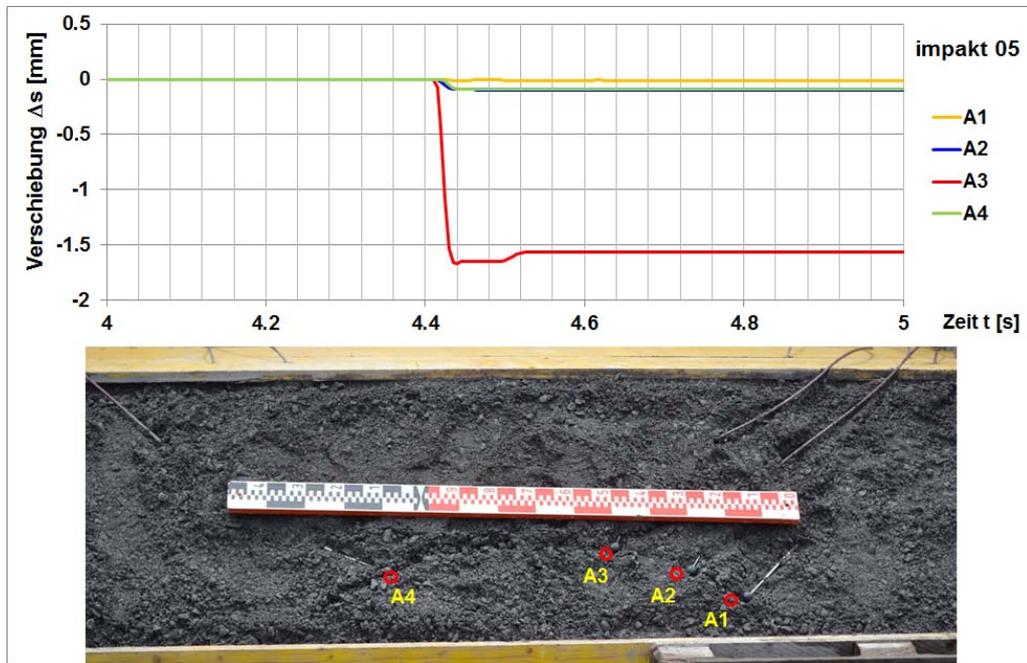


Abb. VII.7 Versuch *impakt_05*: Verschiebungsmessungen im Damminneren auf Mess-ebene A.

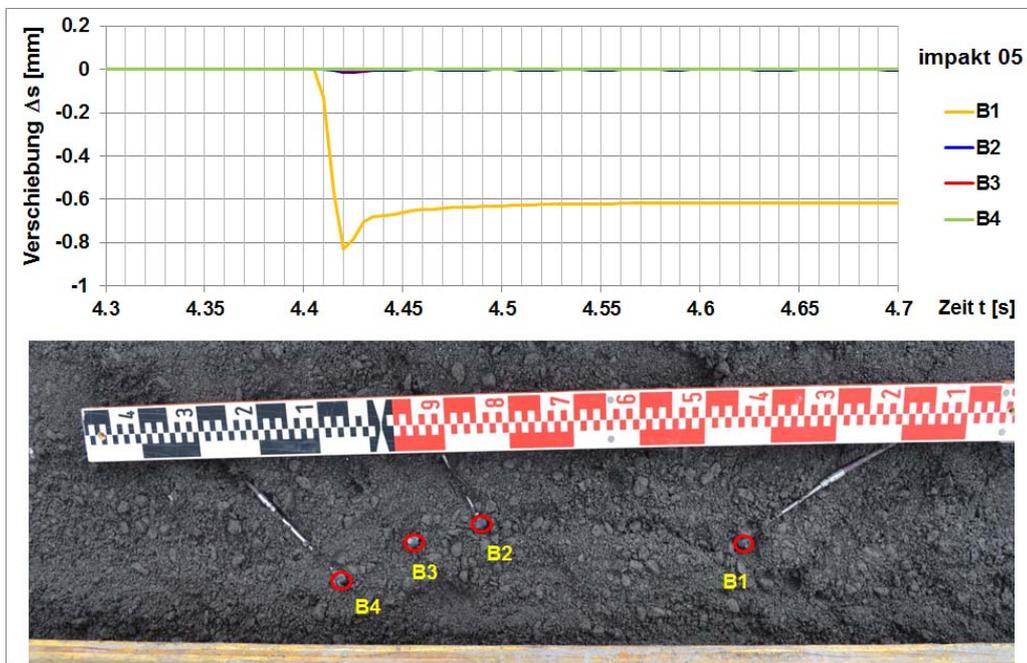


Abb. VII.8 Versuch *impakt_05*: Verschiebungsmessungen im Damminneren auf Mess-ebene B.

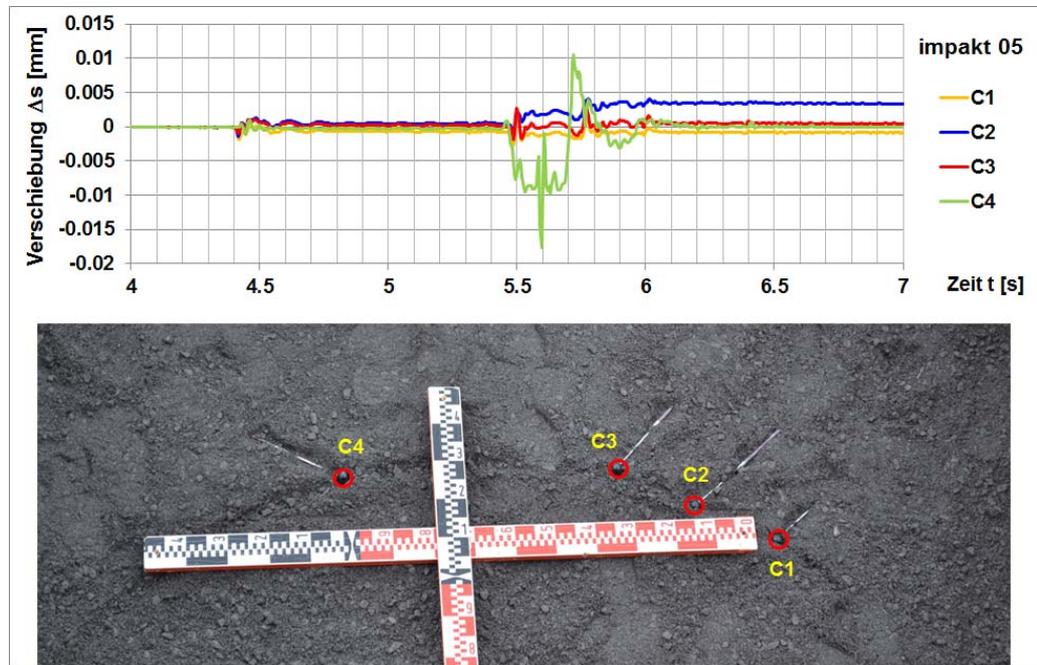


Abb. VII.9 Versuch *impakt_05*: Verschiebungsmessungen im Damminneren auf Mess-ebene C.

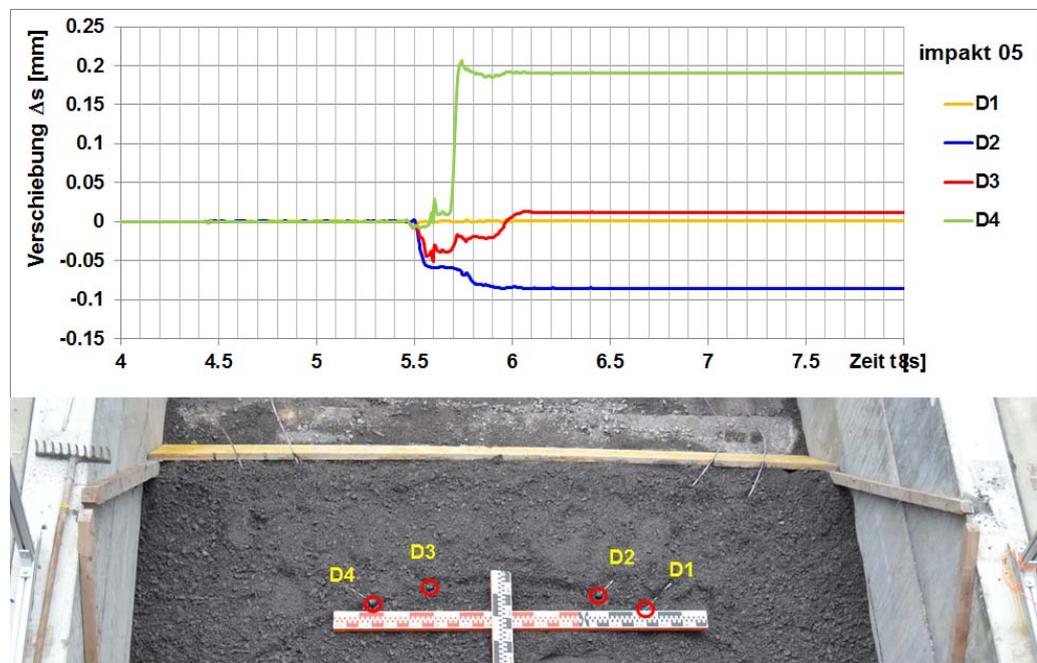


Abb. VII.10 Versuch *impakt_05*: Verschiebungsmessungen im Damminneren auf Mess-ebene D.

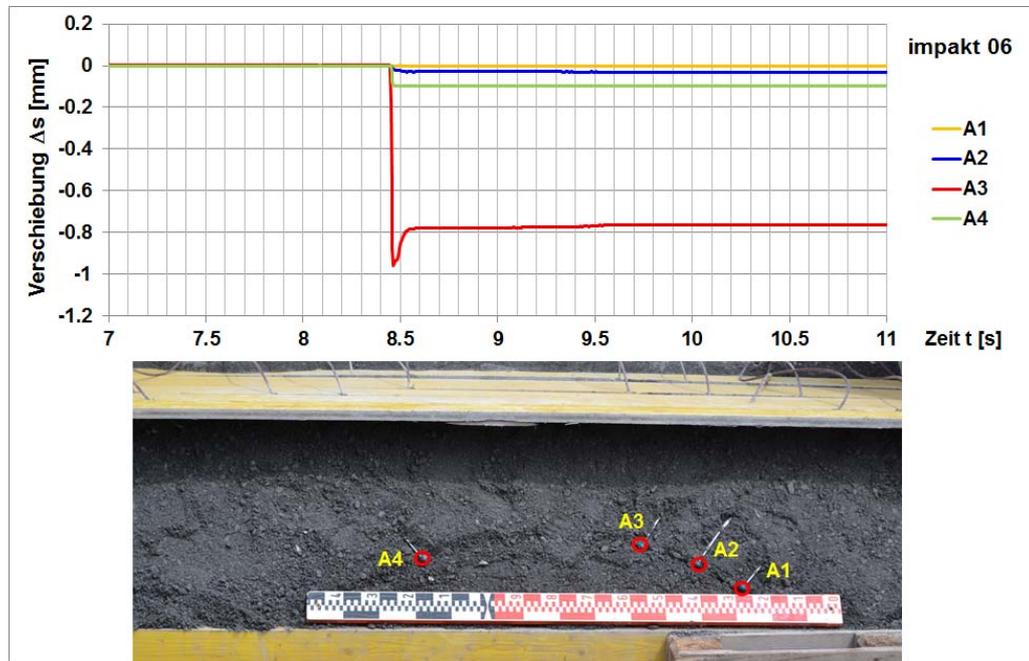


Abb. VII.11 Versuch *impakt_06*: Verschiebungsmessungen im Damminneren auf Mess-ebene A.

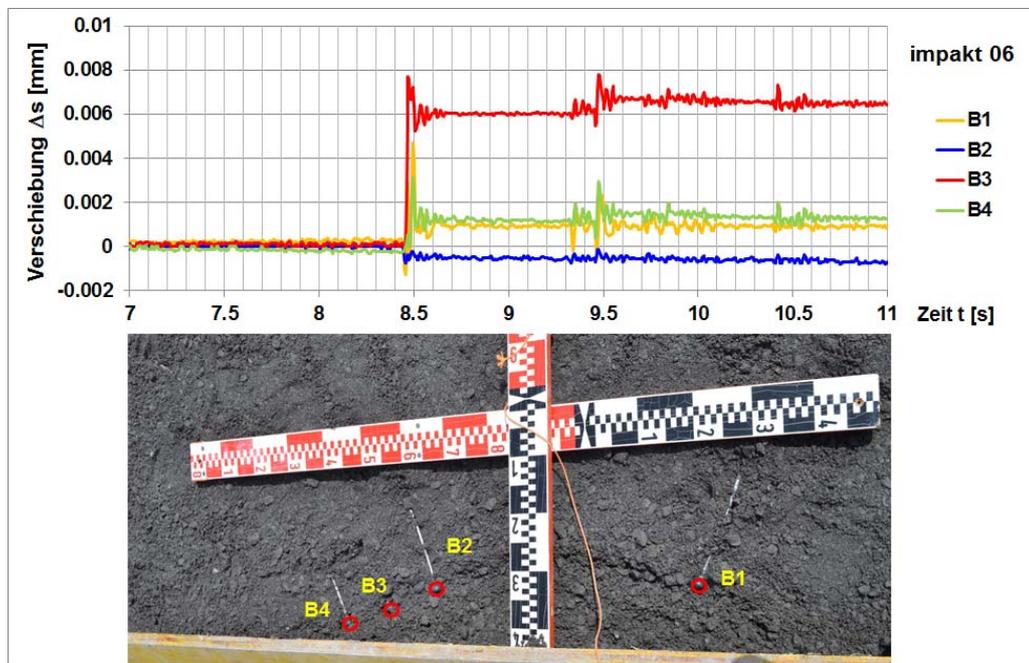


Abb. VII.12 Versuch *impakt_06*: Verschiebungsmessungen im Damminneren auf Mess-ebene B.

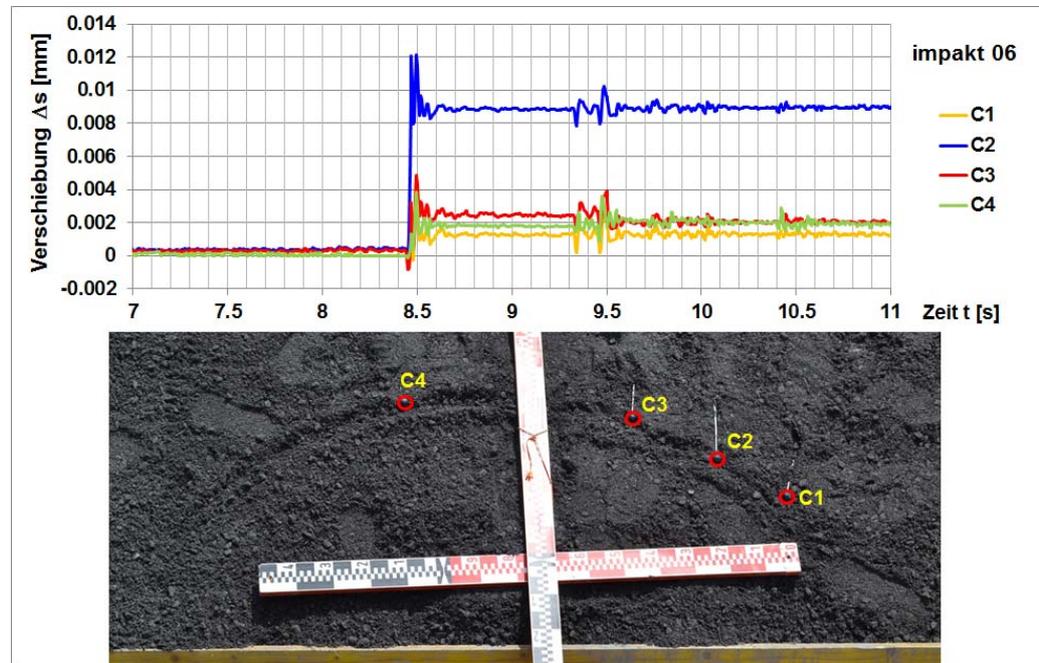


Abb. VII.13 Versuch *impakt_06*: Verschiebungsmessungen im Damminneren auf Mess-ebene C.

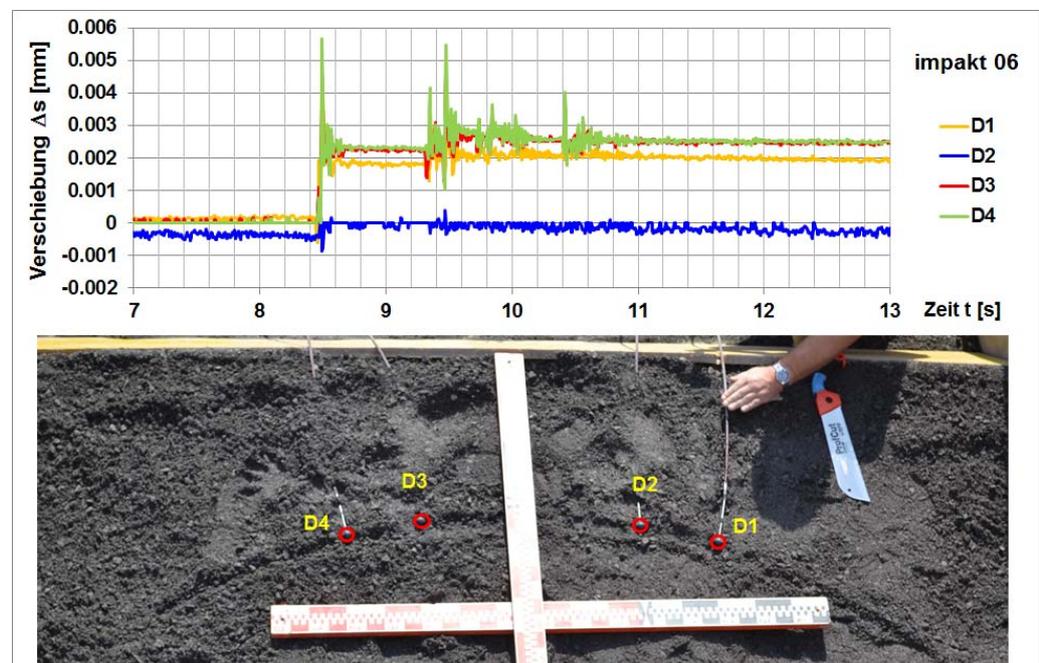


Abb. VII.14 Versuch *impakt_06*: Verschiebungsmessungen im Damminneren auf Mess-ebene D.

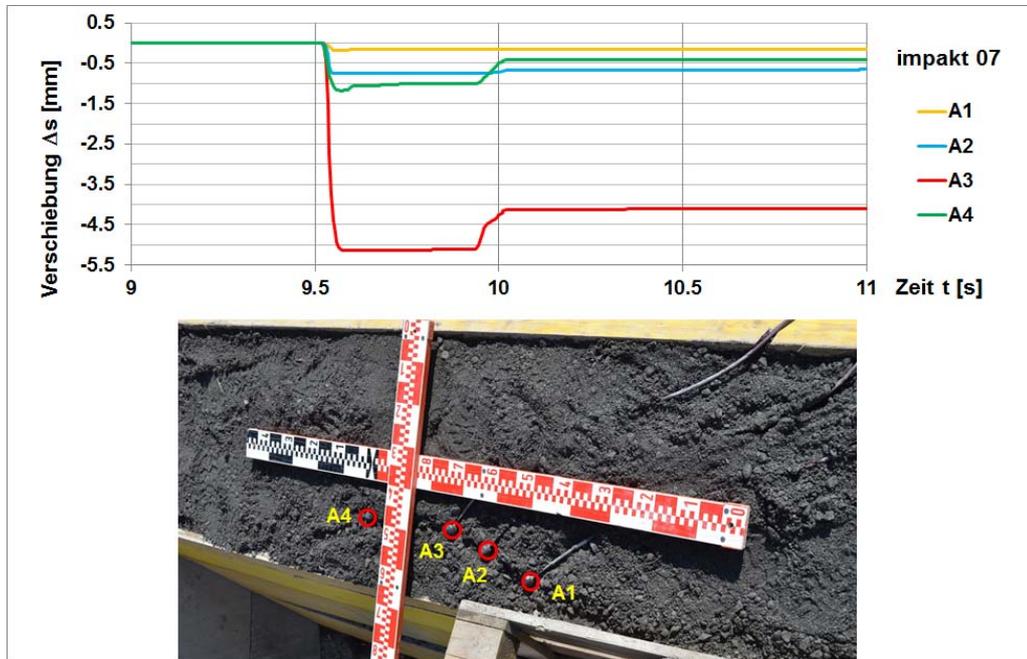


Abb. VII.15 Versuch *impakt_07*: Verschiebungsmessungen im Damminneren auf Mess-ebene A.

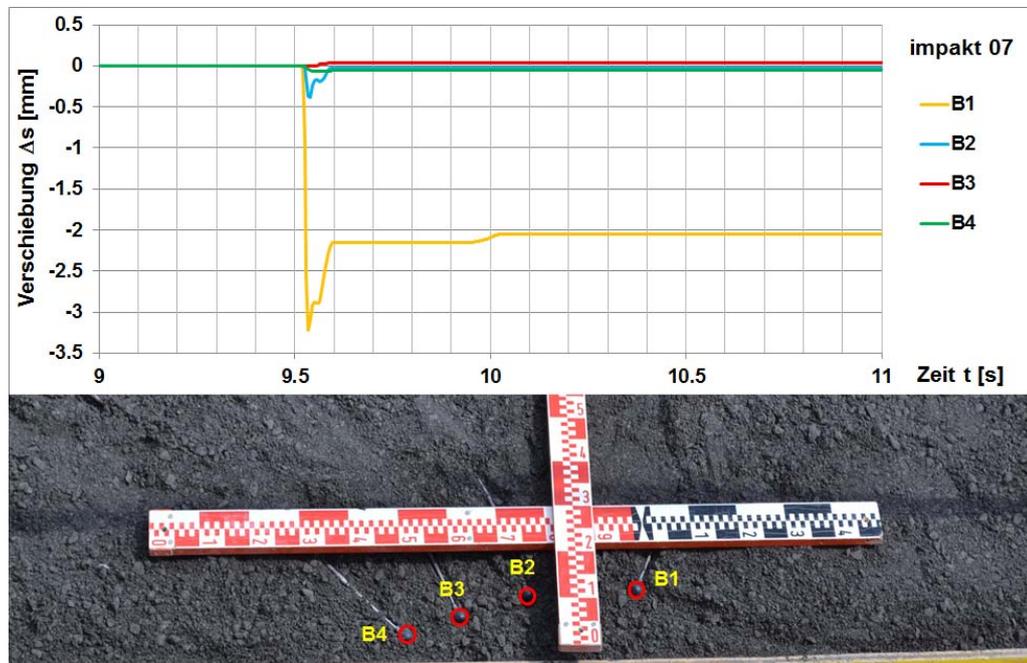


Abb. VII.16 Versuch *impakt_07*: Verschiebungsmessungen im Damminneren auf Mess-ebene B.

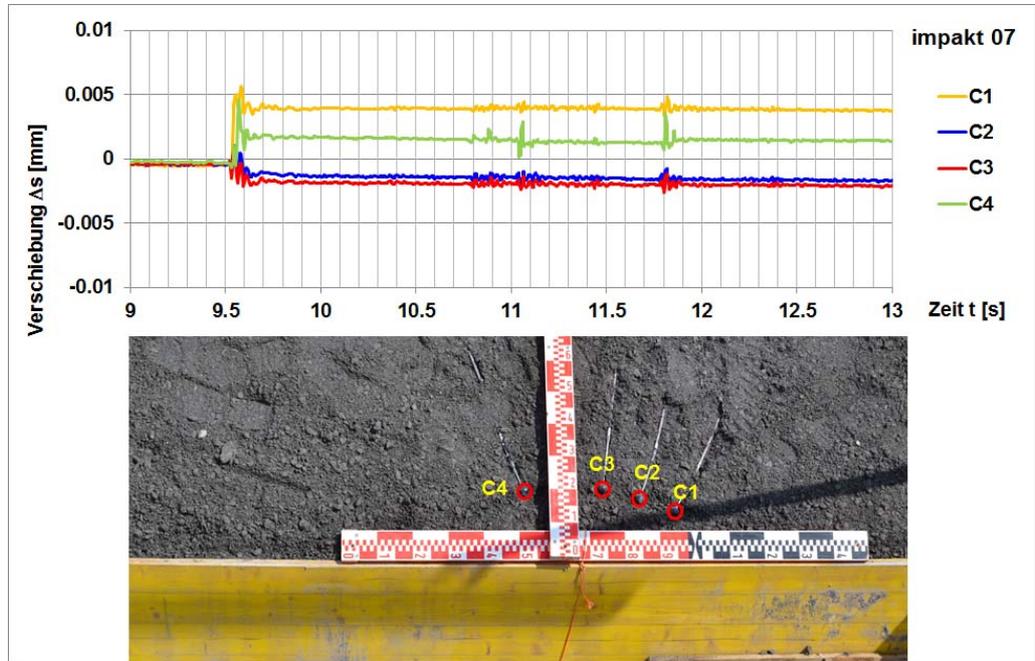


Abb. VII.17 Versuch *impakt_07*: Verschiebungsmessungen im Damminneren auf Mess-ebene C.

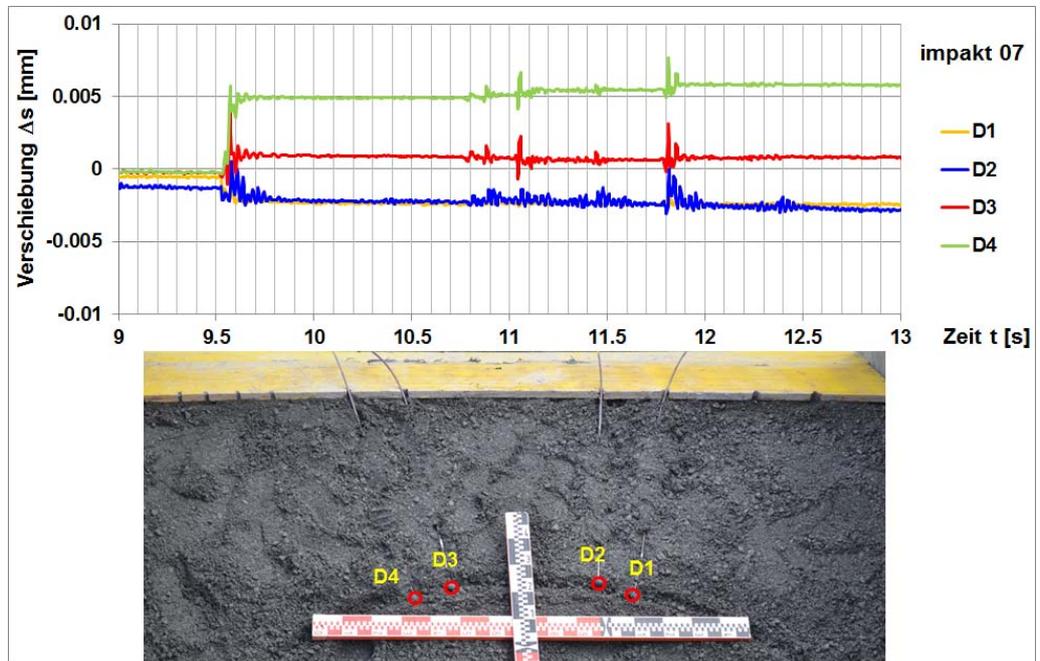


Abb. VII.18 Versuch *impakt_07*: Verschiebungsmessungen im Damminneren auf Mess-ebene D.

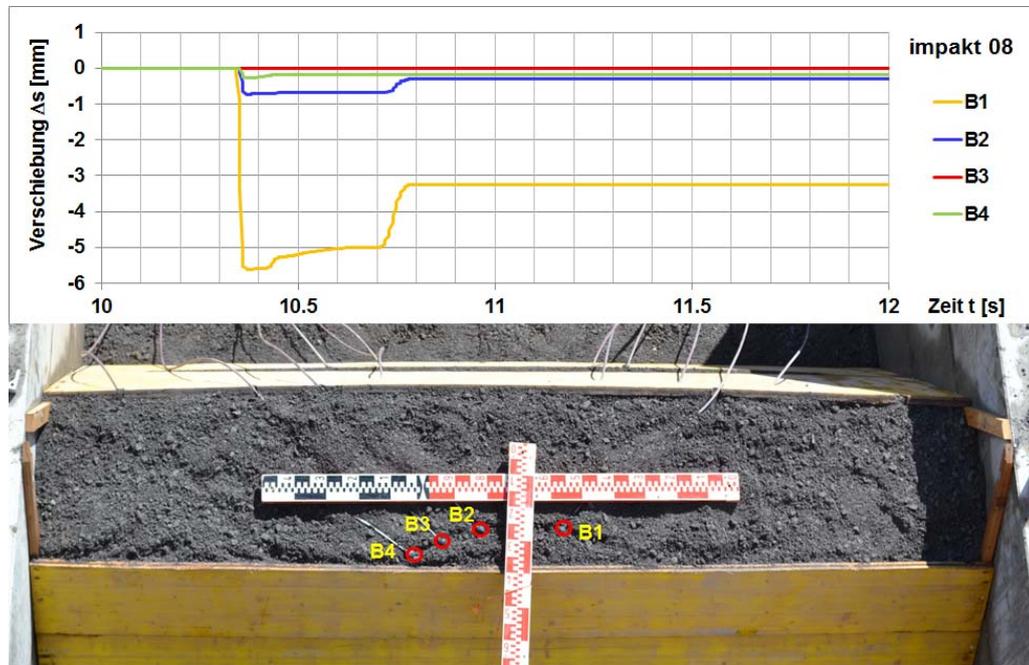


Abb. VII.19 Versuch *impakt_08*: Verschiebungsmessungen im Damminneren auf Mess-ebene B.

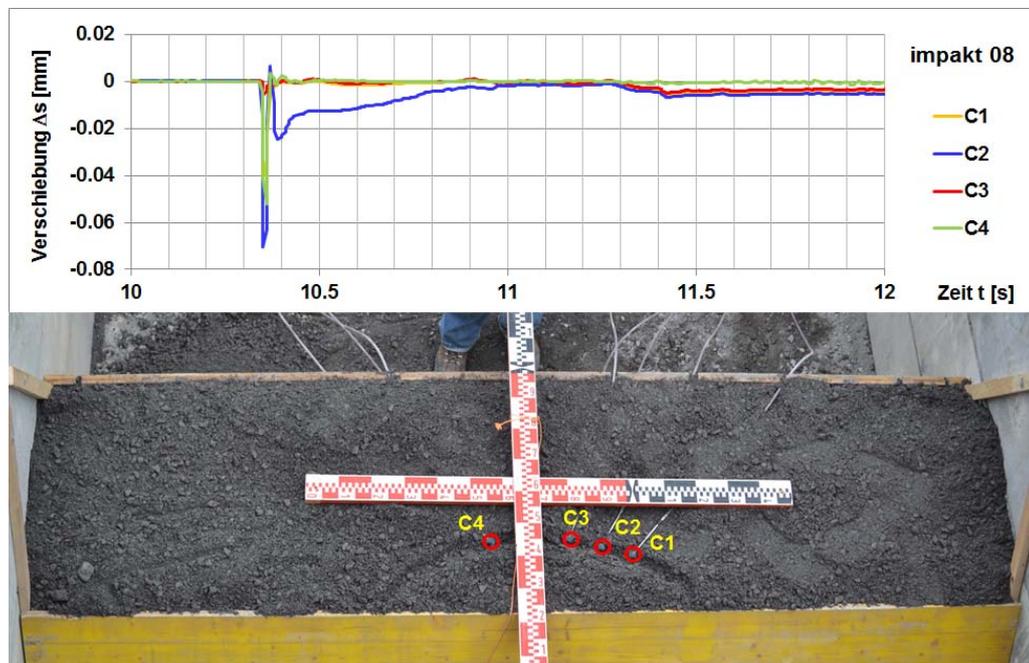


Abb. VII.20 Versuch *impakt_08*: Verschiebungsmessungen im Damminneren auf Mess-ebene C.

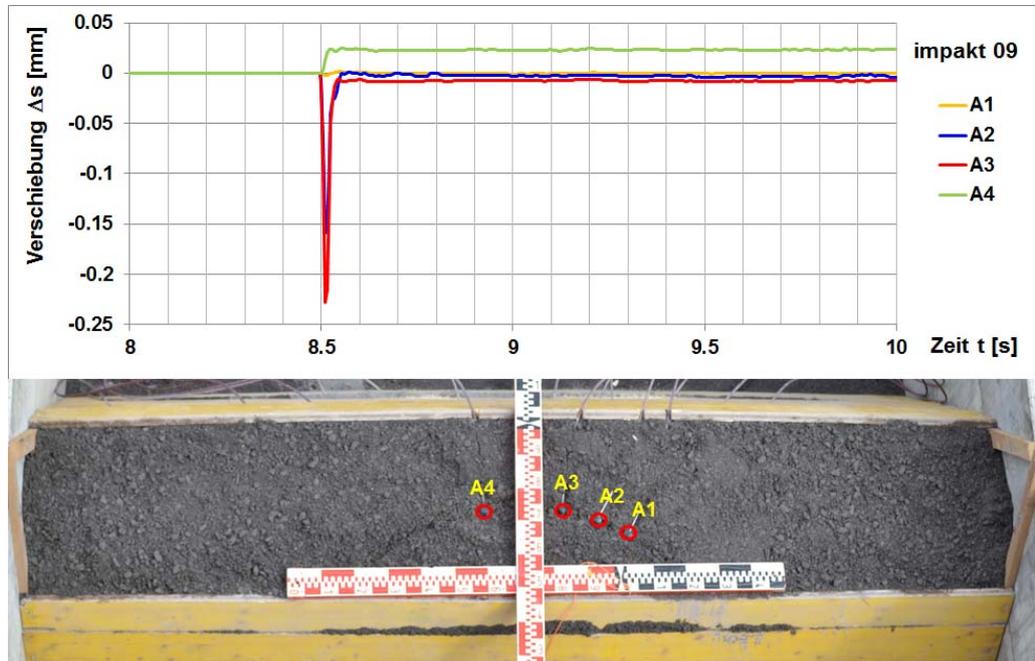


Abb. VII.21 Versuch *impakt_09*: Verschiebungsmessungen im Damminneren auf Mess-ebene A.

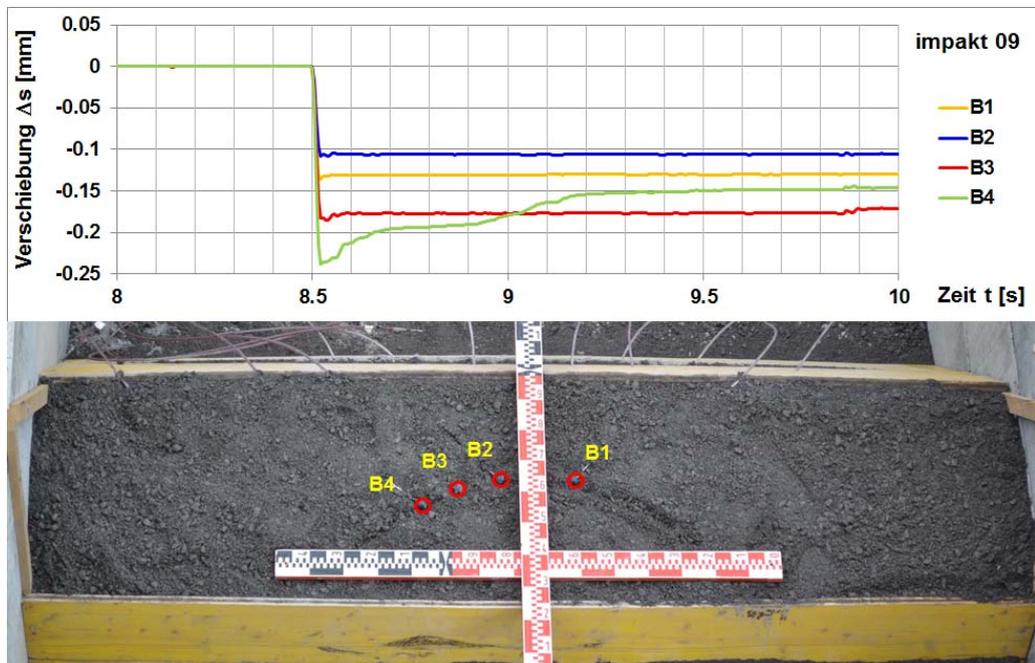


Abb. VII.22 Versuch *impakt_09*: Verschiebungsmessungen im Damminneren auf Mess-ebene B.

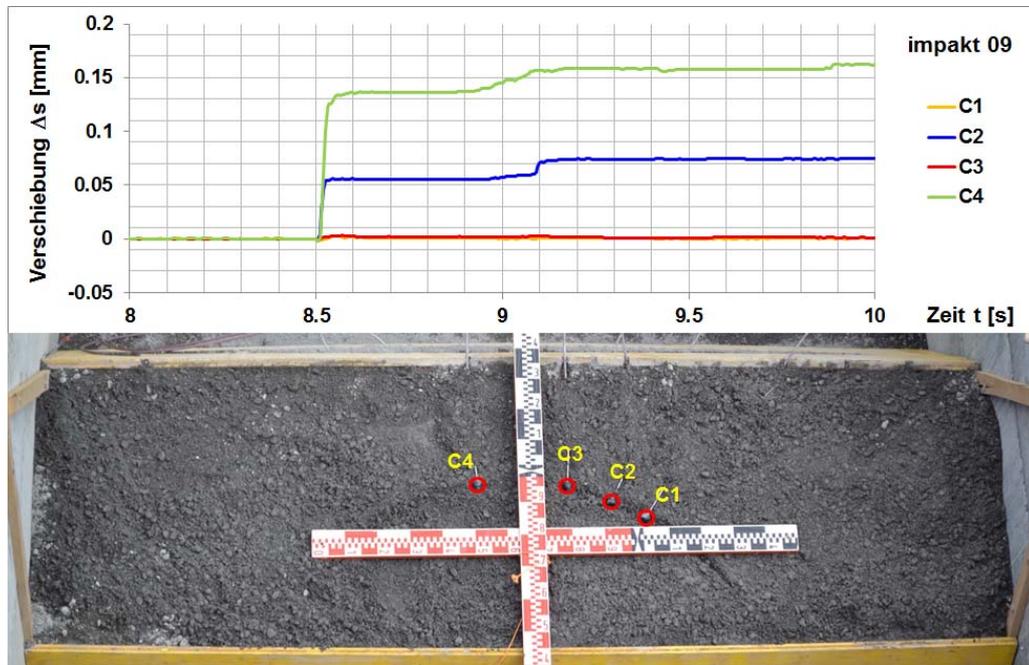


Abb. VII.23 Versuch *impakt_09*: Verschiebungsmessungen im Damminneren auf Mess-ebene C.

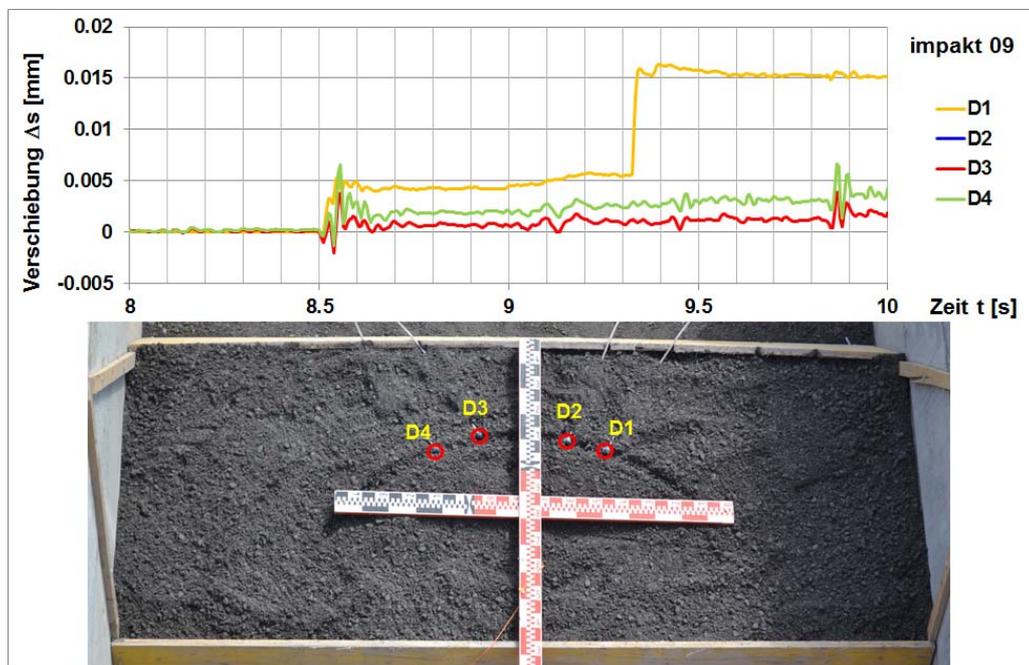


Abb. VII.24 Versuch *impakt_09*: Verschiebungsmessungen im Damminneren auf Mess-ebene D.

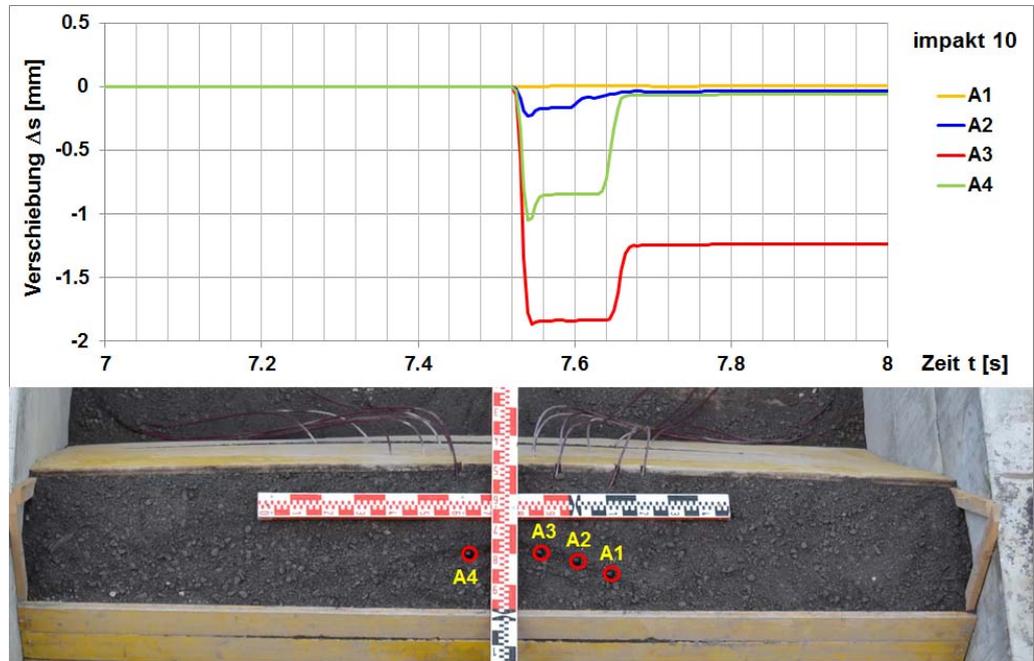


Abb. VII.25 Versuch *impakt_10*: Verschiebungsmessungen im Damminneren auf Mess-ebene A.

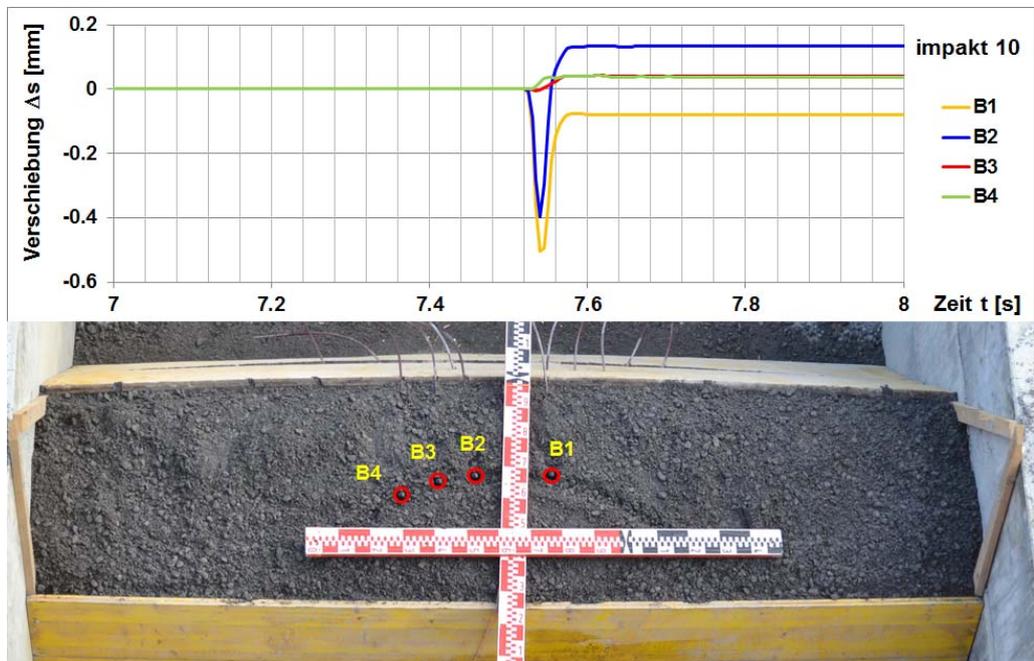


Abb. VII.26 Versuch *impakt_10*: Verschiebungsmessungen im Damminneren auf Mess-ebene B.

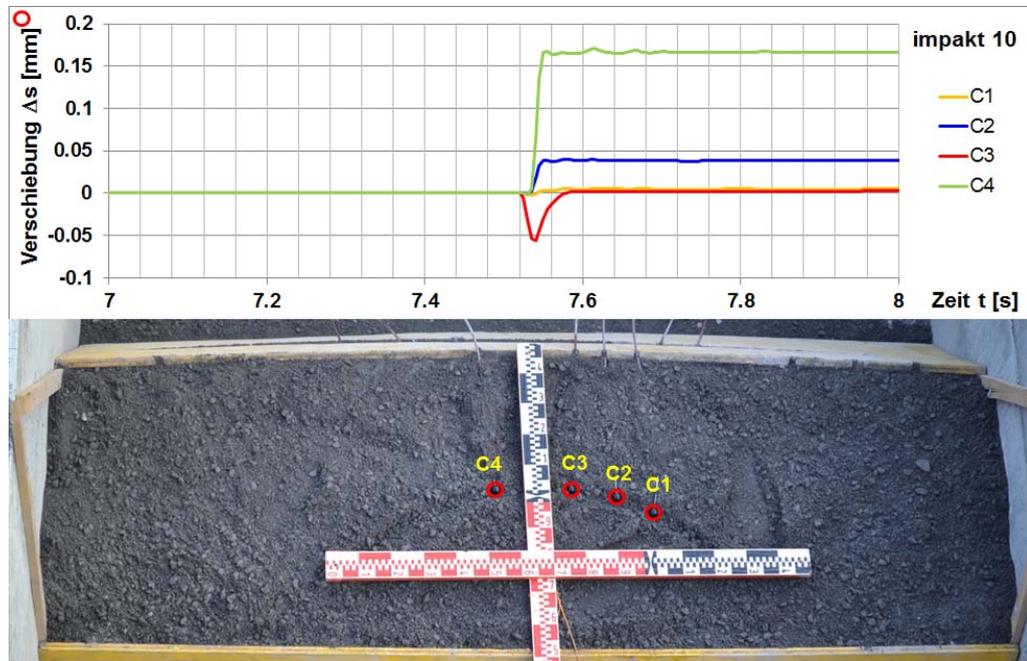


Abb. VII.27 Versuch *impakt_10*: Verschiebungsmessungen im Damminneren auf Mess-ebene C.

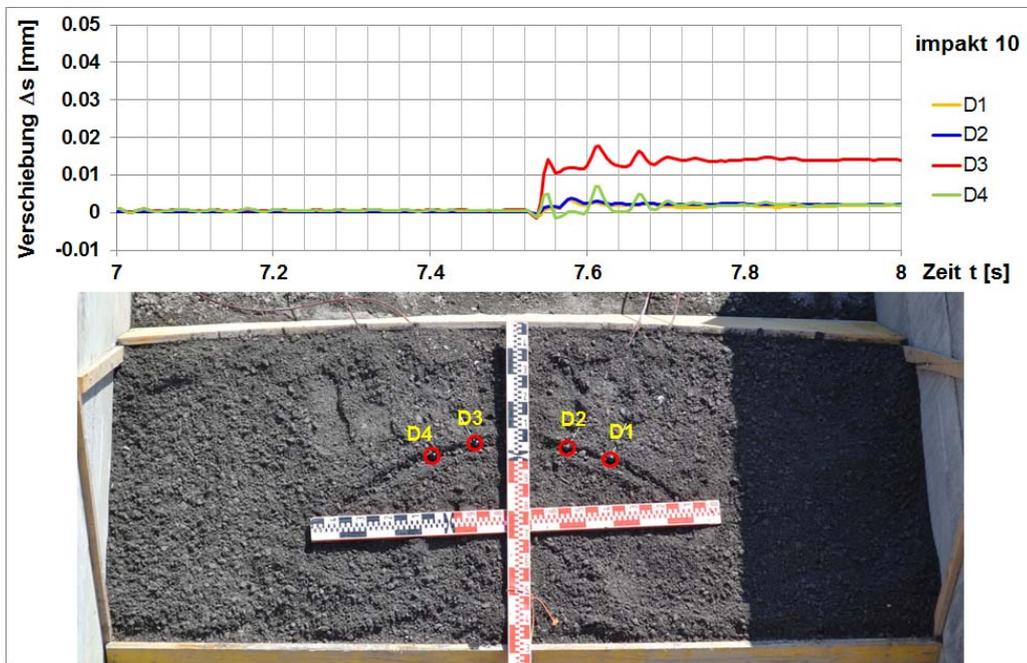


Abb. VII.28 Versuch *impakt_10*: Verschiebungsmessungen im Damminneren auf Mess-ebene D.

VIII Resilient modulus aus Rammsondierungen

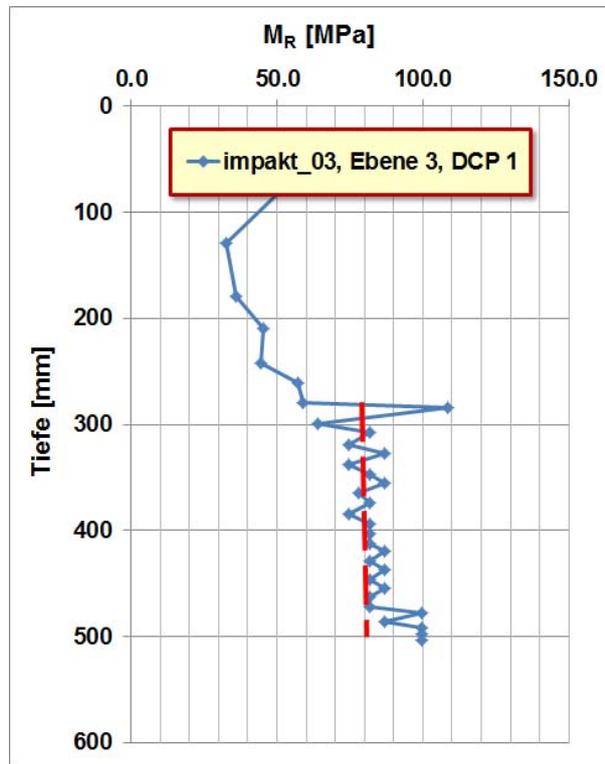


Abb. VIII.1 Ergebnis der Rammsondierung mit der leichten Rammsonde Kessler K-100 beim Versuch *impakt_03* auf Messebene E3, Ansatzpunkt DCP 1 (vgl. Abb. 4.11).

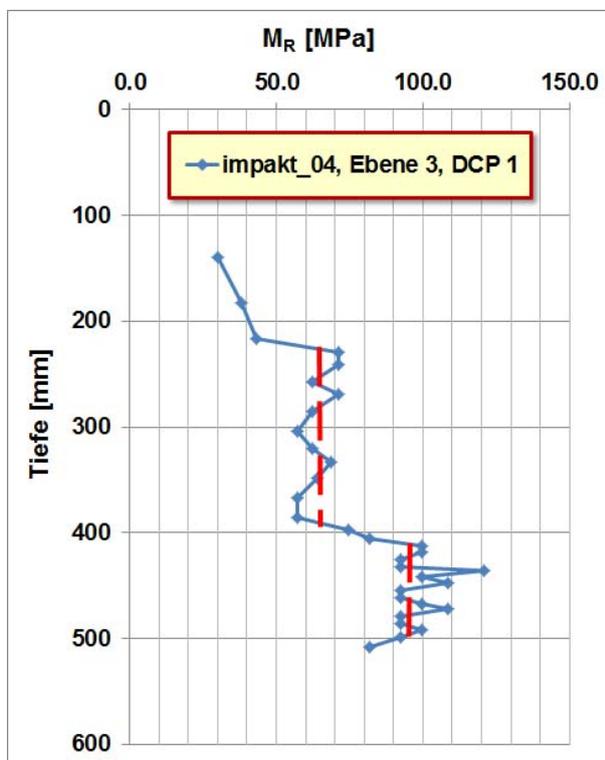


Abb. VIII.2 Ergebnis der Rammsondierung mit der leichten Rammsonde Kessler K-100 beim Versuch *impakt_04* auf Messebene E3, Ansatzpunkt DCP 1 (vgl. Abb. 4.11).

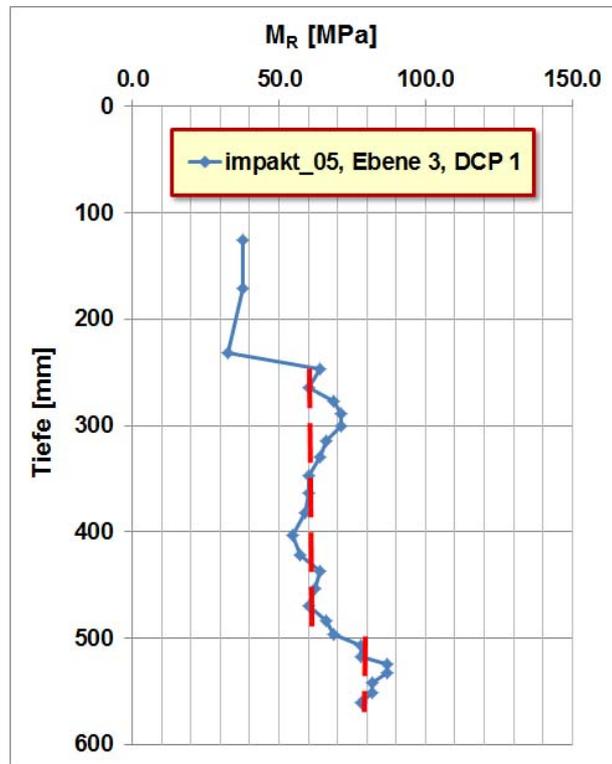


Abb. VIII.3 Ergebnis der Rammsondierung mit der leichten Rammsonde Kessler K-100 beim Versuch *impakt_05* auf Messebene E3, Ansatzpunkt DCP 1 (vgl. Abb. 4.11).

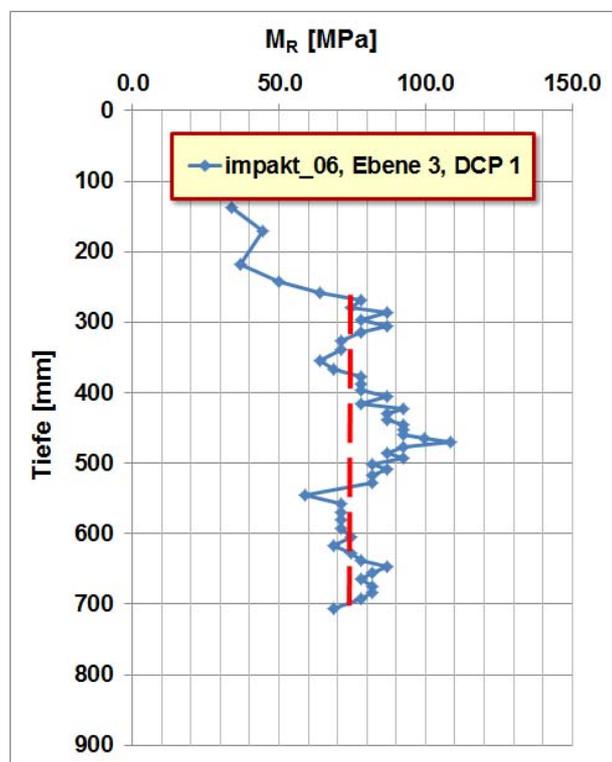


Abb. VIII.4 Ergebnis der Rammsondierung mit der leichten Rammsonde Kessler K-100 beim Versuch *impakt_06* auf Messebene E3, Ansatzpunkt DCP 1 (vgl. Abb. 4.11).

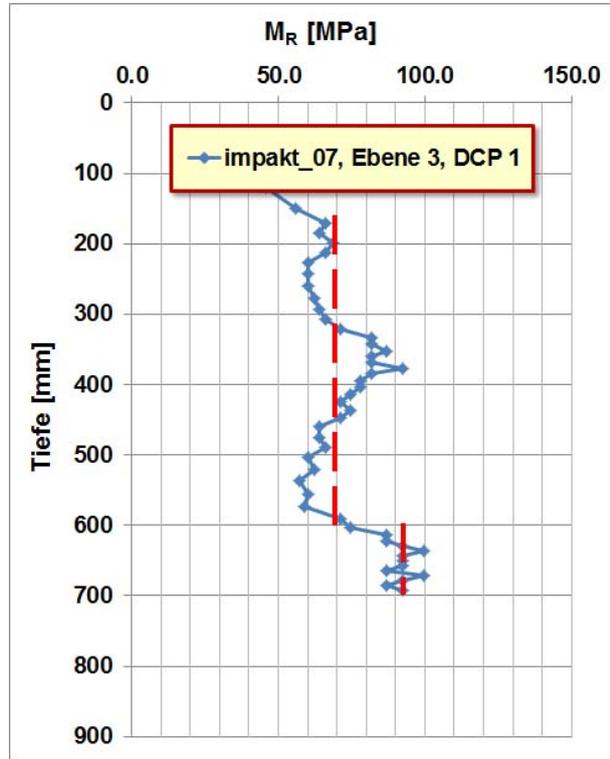


Abb. VIII.5 Ergebnis der Rammsondierung mit der leichten Rammsonde Kessler K-100 beim Versuch *impakt_07* auf Messebene E3, Ansatzpunkt DCP 1 (vgl. Abb. 4.11).

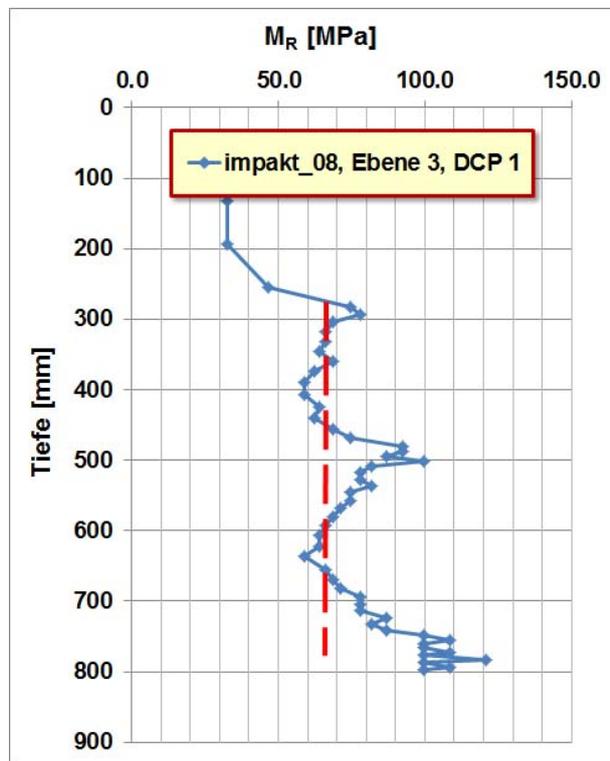


Abb. VIII.6 Ergebnis der Rammsondierung mit der leichten Rammsonde Kessler K-100 beim Versuch *impakt_08* auf Messebene E3, Ansatzpunkt DCP 1 (vgl. Abb. 4.11).

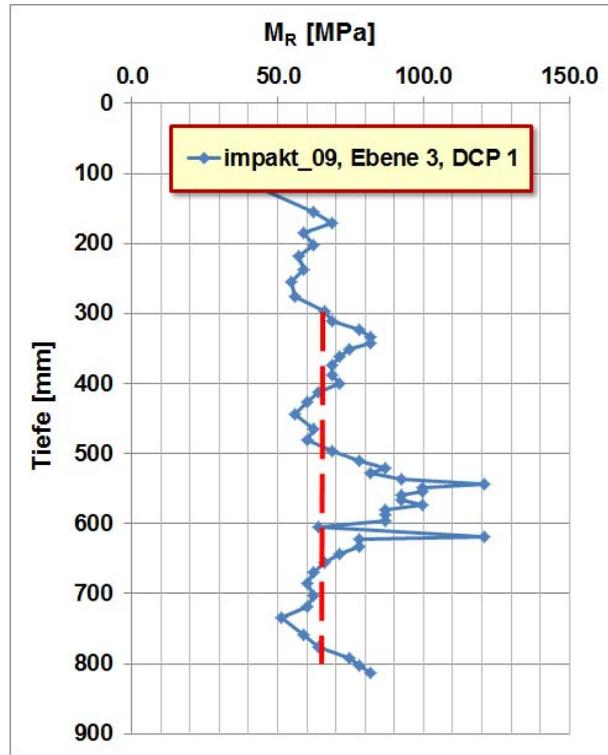


Abb. VIII.7 Ergebnis der Rammsondierung mit der leichten Rammsonde Kessler K-100 beim Versuch *impakt_09* auf Messebene E3, Ansatzpunkt DCP 1 (vgl. Abb. 4.11).

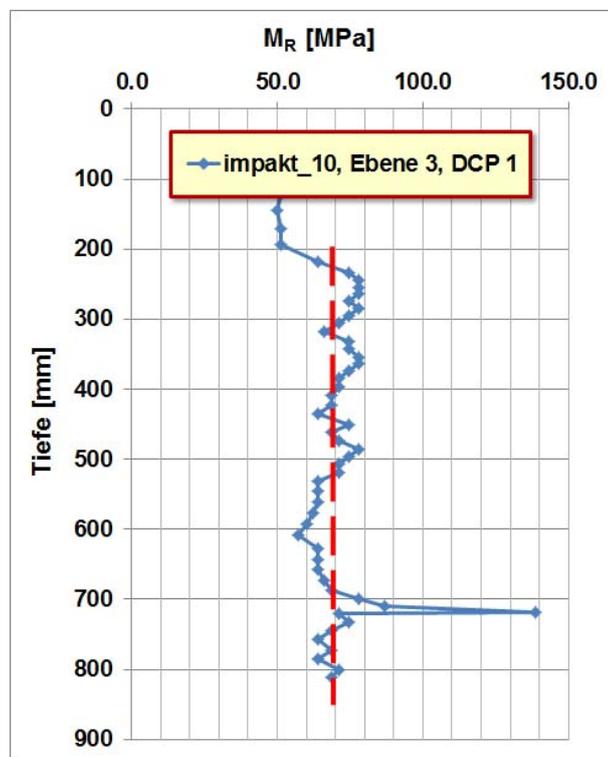


Abb. VIII.8 Ergebnis der Rammsondierung mit der leichten Rammsonde Kessler K-100 beim Versuch *impakt_10* auf Messebene E3, Ansatzpunkt DCP 1 (vgl. Abb. 4.11).

IX Spektralanalyse von Oberflächenwellen

Die Spektralanalyse von Oberflächenwellen (Spectral Analysis of Surface Waves: SASW) ist ein Verfahren, welches dazu verwendet wird, die Schichtmächtigkeiten in horizontal geschichteten Böden sowie deren elastische Eigenschaften zu bestimmen. Beim SASW-Verfahren werden mit einem Hammer oder einem Fallgewicht Rayleigh-Wellen erzeugt. In einem gewissen Abstand d_n werden die durch diese Wellen erzeugten vertikalen Oberflächenbewegungen mit Geophonen oder Accelerometern gemessen. Beim klassischen SASW-Verfahren werden 2 dieser Signalaufnehmer verwendet (Abb. IX.1). Werden mehr als 2 Signalaufnehmer verwendet spricht man auch von Multichannel Analysis of Surface Waves (MASW).

Beim Schlag mit dem Hammer bzw. durch das Fallgewicht wird ein ganzes Paket von Rayleigh-Wellen mit unterschiedlichen Wellenlängen erzeugt. Die Wellengeschwindigkeit einer Rayleigh-Welle v_R hängt im Wesentlichen von den Materialeigenschaften des Untergrunds ab durch den sich die Welle bewegt (Dichte und Scherwellengeschwindigkeit bzw. Elastizitätsparameter). In einem homogenen Untergrund breiten sich daher alle durch den Schlag erzeugten Wellen mit der gleichen Geschwindigkeit aus. Ist der Untergrund jedoch geschichtet und weisen diese Schichten in ihren Eigenschaften signifikante Unterschiede auf, so erreichen die Wellen, je nach ihrer Wellenlänge, unterschiedliche Eindringtiefen und ihre Ausbreitungsgeschwindigkeit wird von den tieferliegenden Schichten beeinflusst. Man spricht hier vom dispersiven Charakter der Rayleigh-Wellen und die jeweilige Geschwindigkeit mit der sich eine Welle ausbreitet, wird als Phasengeschwindigkeit bezeichnet.

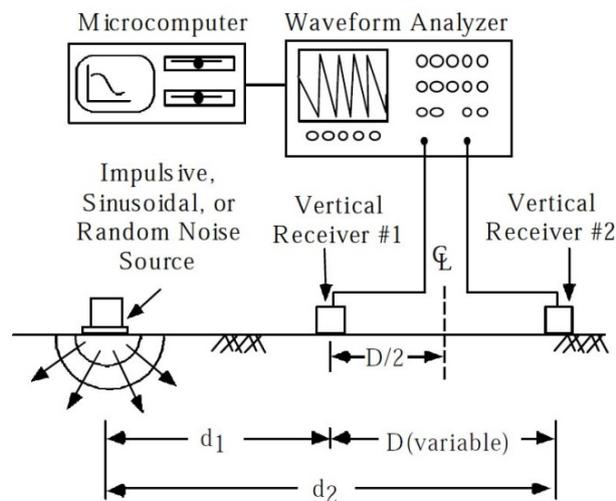


Abb. IX.1 Schema einer SASW-Messanordnung mit 2 Sensoren, common-receivers midpoint geometry [65].

Trägt man die Wellengeschwindigkeit v_R über der Wellenlänge λ oder der Frequenz f auf, erhält man die sogenannte Dispersionskurve. Abb. IX.2 zeigt eine solche Dispersionskurve für einen homogenen Halbraum (gestrichelte Linie) sowie für einen Halbraum, der von einer Schicht mit der Schichtdicke 1 überlagert wird und deren Scherwellengeschwindigkeit nur halb so gross ist, wie die des Halbraums (durchgezogene Linie). Aus der Graphik lässt sich ablesen, dass die Phasengeschwindigkeiten v_R der Wellen mit Wellenlängen grösser 1, in zunehmendem Masse von dem darunter liegenden Halbraum mit der höheren Wellengeschwindigkeit v_s beeinflusst werden. Umgekehrt lässt sich schliessen, dass die Mächtigkeit der Schicht, die den Halbraum überlagert, der Wellenlänge entspricht, an der die beiden Kurven auseinanderlaufen (vgl. auch [66]). Das SASW-Verfahren nutzt so die dispersiven Eigenschaften der Rayleigh-Wellen, um die Mächtigkeiten von geschichteten Medien zu bestimmen.

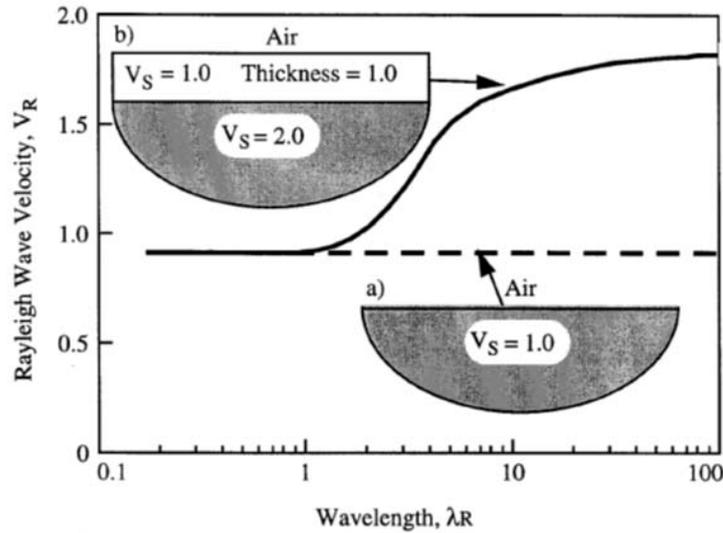


Abb. IX.2 Dispersionskurve für die Ausbreitung einer ebenen Rayleigh-Welle in a) einem homogenen Halbraum und b) einem homogenen Halbraum, der von einer Schicht mit der Schichtdicke 1 überlagert wird und deren Scherwellengeschwindigkeit nur halb so gross ist, wie die des Halbraums [66].

Um die Mächtigkeit einer Schicht mit dem SASW-Verfahren bestimmen zu können, müssen also Wellen mit Wellenlängen λ erzeugt und gemessen werden, die sowohl grösser als auch kleiner sind als die Mächtigkeit der Schicht. Weiterhin ist zu beachten, dass aufgrund verschiedener Faktoren, wie z.B. Dämpfung, räumliches Aliasing, Nahfeldeffekte, etc., mit einer bestimmten Schlagpunkt-Signalaufnehmer-Konfiguration lediglich Informationen zu einem begrenzten Frequenzbereich gewonnen werden können. Da die Mächtigkeit der Schicht jedoch nicht bekannt ist und mit Hilfe der Messungen erst ermittelt werden soll, folgt daraus, dass bei SASW-Messungen gegebenenfalls mehrere Signalquellen mit unterschiedlichem Frequenzumfang und mehrere Schlagpunkt-Signalaufnehmer-Konfigurationen verwendet werden müssen, um die experimentelle Dispersionskurve zu erhalten.

Zur Verbesserung des Verhältnisses von Nutzsignal zu Störsignal werden die Messungen an einer Stelle meist mehrfach ausgeführt und der Mittelwert der Signale gebildet. Die an den beiden Signalaufnehmern registrierten Zeitreihen $y_1(t)$ und $y_2(t)$ werden mit Hilfe einer Fouriertransformation in den Frequenzraum übertragen und man erhält die Spektren der Signale $Y_1(\omega)$ und $Y_2(\omega)$. Für jede Winkelfrequenz ω wird die Phasengeschwindigkeit v_R aus der Phasendifferenz $\Delta\Theta$ der beiden im Abstand D gemessenen Signale bestimmt.

$$v_R = \frac{\omega \cdot D}{\Delta\Theta} = \frac{2\pi \cdot D}{\Delta\Theta} \cdot f \quad (\text{IX.1})$$

Aus den Wertepaaren (v_R, f) ergibt sich dann die experimentelle Dispersionskurve. Eine detaillierte Beschreibung der einzelnen Bearbeitungsschritte beim SASW-Verfahren findet sich z.B. bei Foti [29].

In Abb. IX.4 a) ist die Phase des Kreuzleistungsdichtespektrums, welche für die Berechnung der Phasengeschwindigkeit v_R als Funktion der Frequenz verwendet wird, dargestellt. Eine Beurteilung der Qualität der gemessenen Signale kann über die Kohärenzfunktion vorgenommen werden (Abb. IX.4 b). Ein Wert der Kohärenzfunktion von nahezu 1 zeigt eine gute Korrelation der gemessenen Signale auf, d.h. der Einfluss von Störsignalen ist in diesem Fall gering.

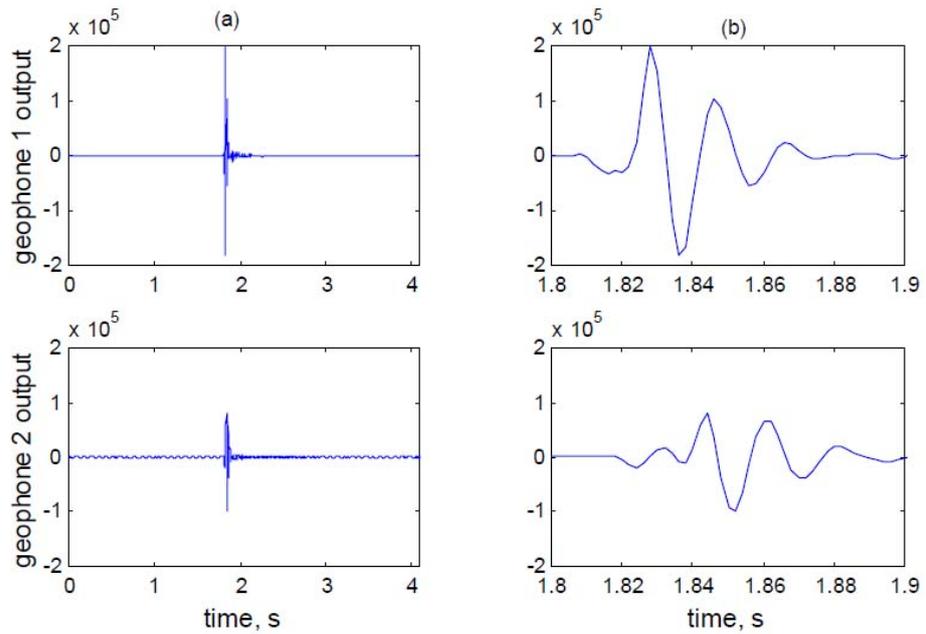


Abb. IX.3 Beispiel für mit einer SASW-Apparatur aufgenommene Signale im Zeitbereich: (a) vollständiges Signal; (b) Ausschnitt des Wellenzugs im Bereich des Ersteinsatzes. Quelle: 6 kg Hammer; $D = 2$ m [29].

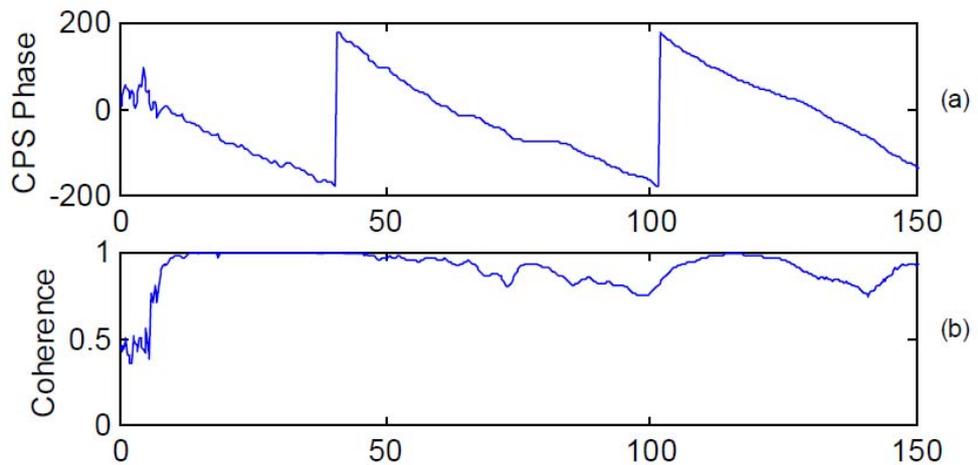


Abb. IX.4 Phase des Kreuzleistungsdichtespektrums (a) und Kohärenzfunktion (b) der Signale aus Abb. IX.3 [29].

X Verzeichnis der Filme auf der DVD

X.1 Kleinmassstäbliche quasi-2D-Versuche

X.1.1 Aufnahmen des Impakts

- G-1111-A-01-1_orig
- G-1111-B-01-1_orig
- G-1111-B-11-1_orig
- G-1111-D-01-1_orig
- G-2145-A-01-1_orig
- G-2145-B-01-1_orig
- G-2145-B-11-1_orig
- G-2145-D-11-1_orig

- K-1111-D-11-1_orig

- OKT-1111-A-01-1_orig
- OKT-2145-B-01-1_orig
- OKT-2145-B-11-1_orig
- OKT-2145-D-11-1_orig

- St-1111-A-11-1_orig
- St-1111-B-11-1_orig
- St-2145-A-11-1_orig
- St-2145-B-01-1_orig
- St-2145-B-11-1_orig

X.1.2 Zeitliche Entwicklung des Verschiebungsfeldes (PIV)

- G-1111-A-01-1_Displ-v
- G-1111-D-01-1_Displ-v
- G-2145-B-01-1_Displ-v
- G-2145-B-11-1_Displ-v
- G-2145-D-11-1_Displ-v

- OKT-1111-A-01-1_Displ-v
- OKT-2145-B-01-1_Displ-v
- OKT-2145-B-11-1_Displ-v
- OKT-2145-D-11-1_Displ-v

- St-1111-B-11-1_Displ-v
- St-2145-A-11-1_Displ-v
- St-2145-B-01-1_Displ-v
- St-2145-B-11-1_Displ-v

X.2 Halbmassstäbliche 3D-Versuche

- impakt_01
- impakt_02
- impakt_04
- impakt_04a
- impakt_04b
- impakt_05
- impakt_05a
- impakt_05b
- impakt_05c
- impakt_06
- impakt_07
- impakt_07a
- impakt_08
- impakt_09

Glossar

Begriff	Bedeutung
ASI	Austrian Standards Institute (Österreichisches Normungsinstitut)
ASTM	American Society for Testing and Materials
ASTRA	Bundesamt für Strassen
Bergseite	Bauwerksseite auf der der Impakt erfolgt
CEMAGREF	Centre d'Étude du Machinisme Agricole et du Génie Rural des Eaux et Forêts
CEN	Europäisches Komitee für Normung
DEM	Distinct Element Method
FEM	Finite Elemente Methode (Finite Element Method)
FGSV	Forschungsgesellschaft für Strassen- und Verkehrswesen
fps	frames per second (Bilder pro Sekunde)
Freibord	Abstand zwischen Block und Dammkrone beim Impakt auf einen Schutzdamm
IRSTEA	Institut national de recherche en sciences et technologies pour l'environnement et l'agriculture (früher CEMAGREF)
PIV	Particle Image Velocimetry
SBB	Schweizerische Bundesbahnen
SIA	Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein
SN	Schweizer Norm (SN)
Talseite	die dem Impakt gegenüberliegende Seite des Dammbauwerks
VSS	Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute (VSS)

Literaturverzeichnis

Weisungen und Richtlinien

- [1] ASTM American Society for Testing and Materials (2009): **Standard test method for use of the dynamic cone penetrometer in shallow pavement applications, D6951/D6951M-09**, ASTM international.
- [2] ASTM American Society for Testing and Materials (2011): **Standard test method for measuring deflections with a Light Weight Deflectometer (LWD), E2583 – 07** (Reapproved 2011), ASTM international.
- [3] ASTRA Bundesamt für Strassen (2008), **Einwirkungen infolge Steinschlags auf Schutzgalerien** Ausgabe V2.03.
- [4] Christchurch City Council (2013), **Technical guideline for rockfall protection structures** Version 2 March 2013.
- [5] FGSV Forschungsgesellschaft für Strassen- und Verkehrswesen (2012a): **TP BF-StB, Teil B 8.3, Dynamische Plattendruckversuche mit leichtem Fallgewichtsgesetz**, Technische Prüfvorschriften für Boden und Fels im Strassenbau, Ausgabe 2012.
- [6] FGSV Forschungsgesellschaft für Strassen- und Verkehrswesen (2012b): **TP BF-StB, Teil B 15.1, Leichte Rammsondierung DPL-5 und mittelschwere Rammsondierung DPM-10**, Technische Prüfvorschriften für Boden und Fels im Strassenbau, Ausgabe 2012.
- [7] Kantonale Gebäudeversicherungen (2006), **„Wegleitung Objektschutz gegen gravitative Naturgefahren“**.
- [8] Österreichische Forschungsgesellschaft Strasse – Schiene – Verkehr (2008): **Verdichtungsnachweis mittels dynamischen Lastplattenversuches, RVS 08.03.04**, Ausgabe 1. März 2008.

Normen

- [9] AASHTO T 307-99 (2012): **Standard method of test for determining the resilient modulus of soils and aggregate materials**, American Association of State Highway and Transportation Officials.
- [10] ASI Austrian Standards Institute (Österreichisches Normungsinstitut) (2013): **Technischer Steinschlagschutz – Begriffe, Einwirkungen, Bemessung und konstruktive Durchbildung, Überwachung und Instandhaltung, ONR 24810**, Ausgabe 15.01.2013.
- [11] CEN Europäisches Komitee für Normung (2004): **Ungebundene und hydraulisch gebundene Gemische – Teil 2: Laborprüfverfahren für die Trockendichte und den Wassergehalt – Proctorversuch, EN 13286-2**.
- [12] CEN Europäisches Komitee für Normung (2004): **Unbound and hydraulically bound mixtures – Part 2: Test methods for the determination of the laboratory reference density and water content – Proctor compaction, EN 13286-2**.
- [13] SIA Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein (2013), **Geotechnik, Norm SIA 267**.
- [14] SIA Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein (2013), **Geotechnik – Ergänzende Festlegungen, Norm SIA 267/1**.
- [15] VSS Vereinigung Schweizerischer Strassenfachleute (2006), **Verdichtung und Tragfähigkeit – Anforderungen, SN 640585b**.
- [16] VSS Vereinigung Schweizerischer Strassenfachleute (1981), **Verdichten – Maschinelles Verdichten, SN 640588a**.
- [17] VSS Vereinigung Schweizerischer Strassenfachleute (1998), **Böden – Plattendruckversuch E_v und M_e, SN 670317b**.

Dokumentation

- [18] ABAQUS (2009): **ABAQUS 6.12: Abaqus Online Dokumentation**, Dassault Systems Simulia Corp.
- [19] Bazhenov, V. G.; Bragov, A. M.; Kotov, V. L. (2009): **Experimental-theoretical study of the penetration of rigid projectiles and identification of soil properties**, Journal of Applied Mechanics and Technical Physics, Vol 50, No. 6, pp 1011-1019.
- [20] Berger, F.; Dorren, L. (2006): **Objective Comparison of Rockfall Models using Real Size Experimental Data**, Disaster Mitigation of Debris Flows, Slope Failures and Landslides, Universal Academy Press, Inc., Tokyo, Japan, pp 245–252.
- [21] Blovsky, St. (2002): **Bewehrungsmöglichkeiten mit Geokunststoffen**, Dissertation, TU Wien.
- [22] Buchanan, S. (2007): **Resilient modulus: What, Why, and How?**, Vulcan Materials Company, 08/31/07.

- [23] Carotti, A.; Di Prisco, C.; Vecchiotti, M.; Recalcati, P.; Rimoldi, P. (2004): **Modeling of geogrid reinforced embankments for rockfall protection**, EUROGEO3, München, pp 675-680.
- [24] Descoeurdes, F.; Montani, S. (1996): **Etude expérimentale de la chute de blocs impactant une dalle en béton armé recouverte par des matériaux amortissants**, Bundesamt für Strassenbau.
- [25] Dorren, L. K. A. (2012): **Rockyfor3D (v5.0) revealed – Transparent description of the complete 3D rockfall model**, ecorisQ paper, www.ecorisq.org.
- [26] Dorren, L. Berger, F.; Mermin, E.; Tardif, P. (2006): **Results of Real Size Rockfall Experiments on Forested and Non-Forested Slopes**, Disaster Mitigation of Debris Flows, Slope Failures and Landslides, Universal Academy Press, Inc., Tokyo, Japan, pp 223–228.
- [27] Dorren, L. K. A. Berger, F.; Putters, U. S. (2006): **Real-size experiments and 3-D simulation of rockfall on forested and non-forested slopes**, Natural Hazards and Earth System Sciences, 6, pp 145–153.
- [28] Floss, R. (2011): **ZTVE-StB**, Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Strassenbau, Ausgabe 2009, Kommentar und Leitlinien mit Kompendium Erd- und Felsbau, 4. Auflage, Kirschbaum Verlag, Bonn.
- [29] Foti, S. (2000): **Multistation methods for geotechnical characterization using surface waves**, Dissertation, Politecnico di Torino.
- [30] Forrestal, M. J.; Altman, B. S.; Cargile, J.D.; Hanchak, S. J. (1994): An empirical equation for penetration depth of ogive-nose projectiles into concrete targets. Int. J. Impact Eng., 15, pp 395–405.
- [31] George, K. P.; Uddin, W. (2000): **Subgrade characterization for highway pavement design**, Final Report, University of Mississippi.
- [32] Gerber, W.; Haller, B. (1997): **Neue Schutzbauwerke gegen Steinschlag**, Mitteilungen der Schweizerischen Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik, Heft 135, Herbsttagung, 7. Nov. 1997, Montreux, pp 25 - 29.
- [33] Hansbo, S. (1978): **Dynamic consolidation of soil by a falling weight**, Ground Engineering, Vol. 11, No. 5, July.
- [34] Haupt, W.; Herrmann, R. (1987): **Querschnittsbericht 1986 – Dynamische Bodenkennwerte**, Veröffentlichungen des Grundbauinstitutes der Landesgewerbeanstalt Bayern, Heft 48, Eigenverlag LGA.
- [35] Heidenreich, B. (2004): Small- and half-scale experimental studies of rockfall impacts on sandy slopes, thèse No. 3059, EPFL.
- [36] Hofmann, R.; Mölk, M. (2012): **Bemessungsvorschlag für Steinschlagschutzdämme**, geotechnik, 35, Heft 1, pp 22-33.
- [37] Japan Road Association (2000) Japanese Rockfall Protection Handbook (in Japanese).
- [38] Kar, A. K. (1978): **Projectile penetration into buried structures**, Journal of the Structural Division.
- [39] Kälin, A. (2006a): **Steinschlagverbauung Wilerwald, Gurtellen, Projektbasis, Bauprojekt**, 07.09.2006.
- [40] Kälin, A. (2006b): **Steinschlagverbauung Wilerwald, Gurtellen, Statische Berechnungen, Bauprojekt**, 07.09.2006.
- [41] Kézdi, Á. (1969): **Handbuch der Bodenmechanik, Band I - Bodenphysik**, VEB Verlag für Bauwesen Berlin.
- [42] Kister, B.; Fontana, O. (2011): **On the evaluation of rock fall parameters and the design of protection embankments – a case study**, Interdisciplinary Rockfall Workshop 2011, Innsbruck-Igls.
- [43] Kopf, F.; Adam, D.; Paulmichl, I. (2005): **Untersuchungen des dynamischen Lastplattenversuches mit dem leichten Fallgewichtsgerät unter Verwendung der Randelementmethode**, Österreichische Ingenieur- und Architektenzeitschrift 150 Jg., Heft 4-5, pp 116 - 125.
- [44] Laine, L.; Sandvik, A. (2001): **Derivation of mechanical properties for sand**, Proceedings of the 4th Asia-Pacific Conference on Shock and Impact Loads on Structures, CI-Premier PTE LTD, Singapore, November 2001, pp 361-368.
- [45] Li, Q.; Chen, X. (2003): **Dimensionless formulae for penetration depth of concrete target impacted by a non-deformable projectile**, Int. J. Impact Eng. 28 (1): pp 93–116.
- [46] Liao, T.; Massoudi, N.; McHood, M.; Stokoe K. H.; Jung, M. J.; Menq, F.-Y. (2013): **Normalized shear modulus of compacted gravel**, Proc. of the 18th Int. Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris, pp 1535 - 1538.
- [47] Linder W.-R.: **Zum Eindring- und Tragverhalten von Pfählen in Sand**, Dissertation, Fachbereich für Bauingenieur- und Vermessungswesen, TU Berlin, 1977.
- [48] Lorentz, J. (2007): **Etude de la capacité de dissipation sous impact d'une structure sandwich de protection contre les chutes de blocs rocheux**, thèse, Université Joseph Fourier, Grenoble.
- [49] Maccaferri (2009): **Rockfall embankments – in Cretaz (Cogne – Aosta)**, Reinforced soil with the Green Terramesh system, case history, Rev: 01, January 2009.

-
- [50] Mayne, P. W.; Jones, S.J. (1983): **Impact stresses during dynamic compaction**, Journal of Geotechnical Engineering, Vol 109, No. 10.
-
- [51] Montani, S. (1998): **Sollicitation dynamique de la couverture des galeries de protection lors de chutes de blocs**, Dissertation No. 1899, EPFL, Lausanne.
-
- [52] Ojanen, H. (1999): **Automatic Correction of Lens Distortion by Using Digital Image Processing**, Department of Mathematics, Rutgers University, Piscataway, USA.
-
- [53] Peila, D.; Oggeri, C.; Castiglia, C. (2007): **Ground reinforced embankments for rockfall protection: design and evaluation of full scale tests**, Landslides, 4.
-
- [54] Pichler, B.; Hellmich, Ch.; Mang, H. A. (2005): Impact of rocks onto gravel - Design and evaluation of experiments, International Journal of Impact Engineering 31 pp 559–578.
-
- [55] Plassiard, J.-P.; Donzé, F.-V. (2010): **Optimizing the design of rockfall embankments with a discret element method**, Engineering Structures, 32.
-
- [56] Plassiard, J.-P.; Donzé, F.-V. (2009): **Rockfall impact parameters on embankments: A discrete element method analysis**, Structural Engineering International, 3.
-
- [57] Plassiard, J.-P. (2007): **Modélisation par la méthode des éléments discrets d'impacts de blocs rocheux sur structures de protection type merlons**, thèse, Université Joseph Fourier, Grenoble.
-
- [58] Ploner, A.; Sönser, Th.; Tropper, W. (2000): **Planung von optimierten Steinschlag- und Felssturzschutzmassnahmen**, Felsbau, 18, Heft 1.
-
- [59] Raffel, M.; Willert, C.E.; Wereley, S.T.; Kompenhans, J. (2007): **Particle Image Velocimetry – A practical guide**, 2nd Ed., Springer Verlag.
-
- [60] Richefeu, V.; Said El Yousoufi, M.; Radjai, F. (2006): **Shear strength properties of wet granular materials**, Cornell University Library, arXiv:cond-mat/0604368 [cond-mat.mtrl-sci].
-
- [61] Ronco, C.; Oggeri, C.; Peila, D. (2009): **Design of reinforced ground embankments used for rockfall protection**, Natural Hazards and Earth System Sciences, 9.
-
- [62] Schellenberg, K.; Vogel, Th. (2009): **A dynamic design method for rockfall protection galleries**, Structural Engineering International, 3.
-
- [63] Selig, E. T.; McKee, K. E. (1961) **Static and dynamic behavior of small footings**, Journal of the soil mechanics and foundation division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers.
-
- [64] Smith, D. D.; Duffy, J. D. (1990): **Field tests and evaluation of rockfall restraining nets**, Report No. CA/TL-90/05, Transportation Materials and Research, California Department of Transportation, Final Report.
-
- [65] Stokoe, K. H.; Santamarina, J. C. (2000) **Seismic-wave-based testing in geotechnical engineering**, International Conference on Geotechnical and Geological Engineering, GeoEng 2000, Melbourne, Australia, pp 1490-1536.
-
- [66] Stokoe, K. H.; Wright, S. G.; Bay, J. A.; Roësset, J. M. (1994) **Characterization of geotechnical sites by SASW method**, ISSMFE Technical Committee # 10 for XIII ICSMFE, Geophysical characteristics of sites, A. A. Balkema Publishers/Rotterdam & Brookfield, Netherlands, pp 15-25.
-
- [67] Studer, J. A.; Koller, M. G. (1997): **Bodendynamik - Grundlagen, Kennziffern, Probleme**, Springer Verlag.
-
- [68] TGL 35 983/02 (1983): **Sicherung von Baugruben und Leitungsgräben – Böschung im Lockergestein**, Fachbereichsstandard der Deutschen Demokratischen Republik.
-
- [69] Tissieres, P. (1999): **Ditches and reinforced ditches against falling rocks**, Joint Japan-Swiss Scientific Seminar on impact load by rock falls and design of protection structures, Kanazawa, Japan.
-
- [70] Transportation Research Board TRB (2008): **Estimating stiffness of subgrade and unbound materials for pavement design – a synthesis of highway practice**, National Cooperative Highway Research Program, NCHRP Synthesis 382.
-
- [71] Usiro, T.; Kusumoto, M.; Onishi, K.; Kinoshita, K. (2006): **An experimental study related to rockfall movement mechanism**, Doboku Gakkai Ronbunshu FVOL. 62, No. 2, pp 377-386.
-
- [72] White, D. J.; Take, W. A.; Bolton, M. D. (2001): **Measuring soil deformation in geotechnical models using digital images and PIV analysis**, Proceedings of the 10th International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics, Tucson.
-
- [73] Yoshida, H.; Nomura, T.; Wyllie, D. C.; Morris, A. J. (2007): **Rock fall sheds - application of Japanese designs in North America**, 1st North American Landslide Conference, June 5th 2007, #98205 ASCE.
-
- [74] Yoshida, H. (1998): **Movement of boulders on slope and it's simulation**, in: Recent Studies on Rockfall Control in Japan.
-
- [75] Young, C. W (1997): **Penetration equations**, Contractor report SAND97-2426, UC-705, Sandia National Laboratories.
-

-
- [76] Zhang, J.; Andrus, R. D.; Hsein Juang, C. (2005): **Normalized shear modulus and material damping ratio relationships**, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, pp 453-464.
-

Projektabschluss



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für
Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK
Bundesamt für Strassen ASTRA

FORSCHUNG IM STRASSENWESEN DES UVEK

Version vom 09.10.2013

Formular Nr. 3: Projektabschluss

erstellt / geändert am: 31.07.2015

Grunddaten

Projekt-Nr.: ASTRA 2012/003
 Projekttitel: Erarbeitung von Grundlagen zur Bemessung von Steinschlagschutzdämmen
 Enddatum: 31.07.2015

Texte

Zusammenfassung der Projektergebnisse:

Die kleinmasstäblichen quasi-2D-Versuche haben zu den folgenden wesentlichen Ergebnissen geführt:

1. Der Blockrotation beim Impact auf einen Steinschlagschutzdamm kommt eine wesentliche Bedeutung zu. Auch kantige Blöcke, ohne oder mit sehr geringer Rotation vor dem Impact, bewegen sich während des Impacts hangaufwärts.
2. Die in den bisherigen Betrachtungen verwendeten einfachen Bruchkörper, die zur Bemessung von Steinschlagschutzdämmen herangezogen wurden, entsprechen nicht den Versuchsergebnissen mit einem rotierenden Block.
3. Wenn ein rotierender Block in den Dammkörper eindringt, bewegt er sich nicht in Flugrichtung, d.h. nach unten geneigt, oder horizontal weiter, sondern er bewegt sich auf einer aufwärts gerichteten Bahnkurve. Bei einem Durchschlag hat die Bahnkurve einen s-förmigen Verlauf.
4. Beim Impact erfolgt zunächst eine Verdichtung des Dammmaterials unmittelbar an der Aufprallstelle. Meist geschieht dies unterhalb der Aufprallstelle. Im folgenden Verlauf des Impactvorgangs nehmen die grössten Verschiebungen jedoch eine andere Richtung an und es entstehen dann Auflockerungszonen im Kronenbereich bzw. im Bereich der „talseitigen“ Böschung.
5. Bei Böschungsneigungen auf der Bergseite von kleiner 50° besteht auch bei einem Freibord von 2 Blockdurchmessern bei rotierenden Blöcken eine hohe Wahrscheinlichkeit, dass der Block den Schutzdamm überwindet. Einer Böschungsneigung grösser 60° auf der Bergseite ist daher der Vorzug zu geben.
6. Die Dammstärke am Aufprallort sollte bei unbewehrten Erdämmen so gewählt werden, dass sie mindestens dem 3.3-fachen Durchmesser des Bemessungsblocks entspricht.
7. Grössere Verschiebungen im Bereich der Dammaufstandsfläche und des „talseitigen“ Dammfusses konnten bei den durchgeführten Versuchen nicht festgestellt werden.
8. Die Rotationsenergie nimmt beim Impact innerhalb der ersten 0.05 s näherungsweise exponentiell ab. Wenn der rotierende Block nicht vollständig in den Dammkörper eintaucht und wieder aus dem Dammkörper austritt, gehen Rotationsgeschwindigkeit und Rotationsenergie nicht auf Null zurück, sondern nehmen einen annähernd konstanten Wert an. Die nahezu konstante Rotationsgeschwindigkeit eines Blocks während des Impacts ist abhängig vom Aufprallwinkel. Für höhere Werte des Aufprallwinkels stellt sich auch eine höhere Rotationsgeschwindigkeit rest ein.
9. Um die Versuchsergebnisse mit unterschiedlichen Blockgrössen und Blockmaterialien besser vergleichen zu können wurde als Bezugsgrösse die volumetrische Energiedichte eingeführt.

Die 10 ausgeführten halbmasstäblichen Versuche dienten im Wesentlichen dazu, die mit den quasi-2D-Versuchen ermittelten Sachverhalte im 3D-Fall zu verifizieren. Auch bei diesen Versuchen vollführte der Block, wie die Zylinder bei den 2D-Versuchen, eine aufwärts gerichtete Bahnkurve, wenn die Dammkrone durchschlagen wurde. Für sehr kleine Auftreffwinkel des Blocks auf die Dammböschung von ca. 5° bis 6°, d.h. wenn die Flugbahn des Blocks annähernd senkrecht zur Dammböschung stand, und bei einer Dammstärke von mindestens 2.5 Blockdurchmessern an der Aufschlagstelle, hat der Block den Damm weder durchschlagen noch übersprungen. Die 3D-Versuche bestätigen somit die Ergebnisse der kleinmasstäblichen quasi-2D-Versuche.

Aus den durchgeführten Untersuchungen konnten die folgenden Angaben zur Damngeometrie abgeleitet werden:

- Der Böschungswinkel auf der Bergseite sollte grösser 60° sein.
- Die Dammkrone sollte eine Stärke haben, die mindestens dem 1.2-fachen des Durchmessers des Bemessungsblocks entspricht.
- Die Dammstärke am höchsten Aufschlagpunkt sollte mindestens dem 3-fachen Durchmesser des Bemessungsblocks entsprechen.

Zwischen den „Blockgrössen“ volumetrische Energiedichte und Auftreffwinkel und den „Dammgrössen“ dynamischer Modul E_{vd} des Dammmaterials und maximale Eindringtiefe des Blocks in den Dammkörper d_{max} konnte ein Zusammenhang aufgezeigt werden. Für das verwendete Dammbaumaterial ergab sich zwischen dem dynamischen Modul E_{vd} und dem 'resilient modulus' MR ein Verhältnis von ca. 3.

Zielerreichung:

Das Ziel aufzuzeigen, dass die Blockrotation einen wesentlichen Einfluss auf den Impactprozess hat, wurde mit den ausgeführten Versuchen vollumfänglich erreicht und die These von Tissieres konnte widerlegt werden.

Die Untersuchungen haben zu neuen Erkenntnissen über den Impactprozess mit seinen unterschiedlichen Phasen geführt. Die Vorstellungen von einem einfachen Bruchkörper mit einer in Trajektorienrichtung nach unten geneigten oder mit einer horizontalen unteren Bruchebene wurden durch die Versuche eindeutig widerlegt. Vielmehr zeigen die Versuche, dass der Block infolge der Rotation eine nach oben gerichtete Bahnkurve einschlägt. Das Ziel untaugliche Bruchmodelle auszuschliessen wurde damit ebenfalls erreicht.

Für den Bau von Schutzdämmen konnten aus den Versuchsergebnissen konstruktive Regeln abgeleitet werden. Der jetzige Wissensstand reicht jedoch noch nicht, um einen mathematisch-physikalischen Bemessungsansatz für den Lastfall Impact auf einen Schutzdamm zu erstellen.

Mit drei Messmethoden, dem dynamischen Plattendruckversuch, der Rammsondierung mit einer leichten Rammsonde und Messungen mit akustischen Wellen, konnten bodenmechanische Parameter gewonnen werden. Bei den so gewonnenen Materialparametern handelt es sich um Parameter, die im wesentlichen das elastische Verhalten des Dammbaustoffs unter dynamischer Einwirkung wiedergeben.

Folgerungen und Empfehlungen:

Durch die Versuchsergebnisse konnte keiner der bisher verwendeten Bemessungsansätze bestätigt werden. Da andererseits wesentliche Parameter, wie das Verhältnis von Rotationsenergie zu Translationsenergie, die Kantenigkeit bzw. der Rundungsgrad des Blocks, die Eigenschaften des Dammbaustoffs, etc., im Rahmen dieser Untersuchungen nur bedingt untersucht werden konnten, lassen sich zurzeit nur einige konstruktive Regeln für den Bau von Schutzdämmen angeben:

- Bei Böschungseignungen auf der Bergseite von kleiner 50° besteht auch bei einem Freibord von 2 Blockdurchmessern bei rotierenden Blöcken eine hohe Wahrscheinlichkeit, dass der Block den Schutzdamm überwindet. Die Dammböschungseignung auf der Bergseite sollte daher grösser 50° sein. Solche Böschungseignungen bedürfen jedoch einer Stützung, die z.B. mit einer Natursteinmauer oder mittels Geogittern erfolgen kann. Der Einfluss solcher Konstruktionen ist noch näher zu untersuchen.

- Für eine Dammstärke am Aufschlagpunkt von mehr als 3 Blockdurchmessern ist die Wahrscheinlichkeit für einen Durchschlag gering. Für eine Dammstärke am Aufschlagpunkt von weniger als 2 Blockdurchmessern ist die Wahrscheinlichkeit für einen Durchschlag hoch. Bei einem Durchschlag liegt das Austrittsniveau eines rotierenden Blocks aus dem Damm über dem Eintrittsniveau.

- Bei stark rotierenden Blöcken und einem Aufprallwinkel grösser 10° können zusätzliche Massnahmen erforderlich sein, um ein Überrollen oder Überspringen des Damms zu verhindern. Um den Grenzwinkel genauer festlegen zu können sind jedoch weitere Untersuchungen notwendig.

- Es besteht eine Wissenslücke hinsichtlich des Verhaltens von Blöcken mit einem Verhältnis von Rotationsenergie zu Translationsenergie im Bereich zwischen von 0.1 bis 0.2, insbesondere was kantige Sturzkörper anbelangt. Diese Wissenslücke sollte, auch um Klarheit bezüglich der Abmessungen eines Freibords bzw. weiterer Massnahmen, die ein Überwinden des Damms durch Überrollen oder Überspringen verhindern, zu erhalten in weiteren Untersuchungen geschlossen werden.

Publikationen:

Kister, B.; Horat, P.; Berger, T. (2014): Quasi-2D-experiments - visualization of impacts on embankments, 5th Interdisciplinary Workshop on Rockfall Protection - RocExs 2014, Lecco, Italien

Kister, B. (2014): Structural design of rockfall protection embankments: Can a static approach solve a dynamic problem?, XII IAEG Congress - Engineering Geology for Society and Territory, Torino, Italien

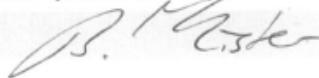
Kister, B. (2016): Der Einfluss der Blockrotation auf die Konstruktion von Steinschlagschutzdämmen, 10. Kolloquium "Bauen in Boden und Fels", TA Esslingen, in Vorbereitung

Der Projektleiter/die Projektleiterin:

Name: Kister Vorname: Bernd

Amt, Firma, Institut: Hochschule Luzern - Technik & Architektur, Competence Center Konstruktiver Ingenieurbau (CC KI)

Unterschrift des Projektleiters/der Projektleiterin:



FORSCHUNG IM STRASSENWESEN DES UVEK

Formular Nr. 3: Projektabschluss

Beurteilung der Begleitkommission:

Beurteilung:

Die folgenden wertvollen Erkenntnisse konnten mit den Untersuchungen gewonnen werden:

- Angaben zur konstruktiven Ausbildung der Dammkrone und der Wechselwirkung zwischen Auftreffwinkel des Blockes und der Dammgeometrie. Insbesondere zeigt sich, dass in den meisten Fällen der notwendige bergseitige Neigungswinkel des Dammes grösser sein muss, als der natürliche Böschungswinkel des verwendeten Dammmaterials.
- Der Einfluss der Rotation auf die zeitliche und räumliche Entwicklung der gestörten Zone im Damm und das Überrollen des Blocks konnten dokumentiert werden.
- Ein Abgleiten (Grenz Zustand Typ 3, SIA 260) im Bereich der Aufstandsfläche konnte nicht nachgewiesen werden.
- Die dynamischen Eigenschaften des Dammmaterials als Grundlage für die Bauwerk Bemessung konnten mit durchgeführten Versuchen nicht ausreichend bestimmt werden.

Umsetzung:

Die Versuche wurden zielorientiert, folgerichtig und gewissenhaft durchgeführt und analysiert. Der Versuchsbericht ist umfassend. Er erlaubt den Nachvollzug der durchgeführten Arbeiten.

weitergehender Forschungsbedarf:

Aufgrund der Erkenntnisse bezüglich der geometrischen Ausbildung, insbesondere was die Notwendigkeit einer recht steil verlaufenden bergseitigen Aufprallebene betrifft, liegt ein Forschungsbedarf für verkleidete und bewehrte Dammstrukturen vor.

Einfluss auf Normenwerk:

Bisher kein unmittelbarer Einfluss. Im Rahmen einer Empfehlung können erste Angaben bezüglich konstruktiver Ausbildung von Steinschlagschutzdämmen gegeben werden.

Der Präsident/die Präsidentin der Begleitkommission:

Name: Frey

Vorname: Rudolf P.

Amt, Firma, Institut: Dr. R. P. Frey Ingenieurbureau

Unterschrift des Präsidenten/der Präsidentin der Begleitkommission:



Verzeichnis der Berichte der Forschung im Strassenwesen

Ein Verzeichnis der in der letzten Zeit publizierten Schlussberichte befindet sich unter:

www.astra.admin.ch

Dienstleistung --> Forschung im Strassenwesen --> Downloads --> Formulare:

Verzeichnis der Berichte der Forschung im Strassenwesen