



## **Siegener Symposium für Geomesstechnik** Aktuelle und zukünftige Herausforderungen - vom Vier-Augen-Prinzip zur KI -

09. & 10. März 2023

ISSN 1868-6613

**Siegener Symposium für Geomesstechnik**

**Aktuelle und zukünftige Herausforderungen - vom Vier-Augen-Prinzip zur KI**

Erscheinungsort: Siegen

Erscheinungsjahr: 2023

**Mitteilungen des Forschungsinstituts Wasser und Umwelt der Universität Siegen**

**Heft 15 | 2023**

Herausgeber:

Forschungsinstitut Wasser und Umwelt (fwu)

Universität Siegen, Dept. Bauingenieurwesen

Lehrstuhl für Geotechnik

Paul-Bonatz-Str. 9-11

57076 Siegen

Druck:

UniPrint, Universität Siegen

ISSN 1868-6613

DOI <https://doi.org/10.25819/ubsi/10387>

Beachten Sie bitte für alle Unterlagen das Copyright und Urheberrecht!

Die hier veröffentlichten Inhalte der Veranstaltung sind urheberrechtlich geschützt. Eine unautorisierte öffentliche Verbreitung stellt einen Rechtsverstoß dar.

Bildrechte Deckblatt – D. Weber

## Vorwort

Das Forschungsinstitut Wasser und Umwelt (fwu) der Universität Siegen wurde 1994 gegründet. Die Ergebnisse der Forschungsarbeiten werden seit 2010 in dieser Schriftenreihe veröffentlicht, bisher vorrangig Forschungsarbeiten aus dem Bereich Binnen- und Küstenwasserbau. Im Jahr 2022 hat sich das Forschungsinstitut Wasser und Umwelt (fwu) neu aufgestellt, die Lehrstühle Hydromechanik und Wasserbau, Geotechnik sowie Wasserwirtschaftliche Risikobewertung und Klimafolgenforschung kooperieren seitdem im fwu. Neben Promotionen werden in dieser Schriftenreihe die Ergebnisse von Institutsveranstaltungen, Konferenzen und Workshops sowie andere Forschungsergebnisse veröffentlicht.

Der Lehrstuhl für Geotechnik am Forschungsinstitut Wasser und Umwelt der Universität Siegen veranstaltete am 09. und 10. März 2023 unter der Leitung von Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Kerstin Lesny das Siegener Symposium Geomesstechnik „Aktuelle und zukünftige Herausforderungen – Vom Vier-Augen-Prinzip zur KI“.

Das Symposium widmete sich den Folgen der klimabedingt zu erwartenden Zunahme von Extremwetterereignissen und den daraus resultierenden Herausforderungen für die bebauten Umwelt. Der Geomesstechnik kommt bei der Entwicklung geeigneter Anpassungsstrategien eine besondere Bedeutung zu, denn verknüpft mit der mathematisch-mechanischen Modellbildung liefert sie die Grundlage für die Bewertung möglicher geomechanischer Risiken und für die daraus abzuleitenden Planungsmaßnahmen. In diesem Symposium haben rund 70 Teilnehmende aktuelle Entwicklungen, die Möglichkeiten und Grenzen der Geomesstechnik in einem interdisziplinären und thematisch breit angelegten Kontext diskutiert. Die vorliegende Veröffentlichung stellt die Beiträge der Veranstaltung zusammen.

Zudem nahm die Universität Siegen das Symposium Geomesstechnik zum Anlass, die Ehrendoktorwürde an Herrn Em.o. Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Dr. h.c. mult. Heinz Brandl zu verleihen. Heinz Brandl gilt international als einer der prägendsten Wissenschaftler der Geotechnik. Der österreichische Bauingenieur und Geotechniker sowie emeritierte Professor der TU Wien erhielt nun seinen 20. Ehrendokortitel. Leider konnte Brandl die Ehrendoktorwürde aus gesundheitlichen Gründen nicht persönlich in Empfang nehmen. Der 82-Jährige schickte aber eine Audiobotschaft. Darin bedankte er sich für die Auszeichnung und betonte die Bedeutung der langjährigen guten Zusammenarbeit mit der Universität Siegen sowohl in wissenschaftlicher als auch in praktischer Hinsicht und auch unter seinem Nachfolger an der TU Wien. Er schloss seine Botschaft mit besten Wünschen an die Universität Siegen und insbesondere an den Lehrstuhl für Geotechnik. Stellvertretend nahmen seine Ehefrau Annerose Brandl und sein Enkel Alexander, die beide aus Wien angereist waren, die Urkunde aus den Händen von Prof. Dr. Holger Foysi, dem stellvertretenden Dekan der Naturwissenschaftlich-Technischen Fakultät, entgegen. Die Laudatio hielt Prof. Dr. Rafiq Azzam von der RWTH Aachen, diese ist nachfolgend abgebildet. Unser besonderer Dank gilt allen Beteiligten.

# Laudatio zur Verleihung des Grades eines Dr. honoris causa an Herrn Em.o. Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Dr. h.c. mult. Heinz Brandl

*Prof. Dr. rer. nat. h. c. Rafiq Azzam*

Sehr geehrte Familie Brandl, Magnifizenz, Honores, liebe Kolleginnen und Kollegen, meine sehr verehrten Damen und Herren.

Die Verleihung der Ehrendoktorwürde beabsichtigt normalerweise, bedeutende Personen für ihre herausragende Leistung in Wissenschaft, an einer Universität oder einer bestimmten Institution zu ehren.

Bei der heutigen Verleihung bin ich mir sicher, dass die Ehrung nicht nur Prof. Brandl, sondern auch der Universität Siegen zuteilwird.

Es ist zweifelsohne eine große Ehre für mich die Laudatio halten zu dürfen und mit Ihnen dieses Ereignis zu feiern.

Ich möchte heute in meiner Laudatio nicht auf den Lebenslauf von Prof. Brandl eingehen, denn sein Curriculum Vitae ist allen gut bekannt. Ich möchte seine hervorragenden wissenschaftlichen und akademischen Leistungen hervorheben und würdigen.

Ich beginne mit seiner Berufung 1981 an die Technische Universität Wien zum Universitätsprofessor am Institut für Grundbau und Bodenmechanik, das Prof. Dr. Karl Terzaghi im Jahr 1928 gegründet hat. Von dort aus erstreckte sich seine berufliche Tätigkeit auf zahlreiche Länder und umfasste eine Vielzahl wissenschaftlicher Projekte und Ingenieurleistungen auf dem gesamten Gebiet der Geotechnik.

Ich persönlich habe Prof. Brandl vor vielen Jahren kennengelernt, als er eine Kommission leitete, die ein Sanierungskonzept für das Salzlager Asse II bewerten sollte. Dieses Konzept habe ich mit zwei weiteren Kollegen im Auftrag des Amtes für Strahlenschutz ausgearbeitet. Sein souveränes Auftreten und seine objektive wissenschaftliche Bewertung haben mich beeindruckt.

Seine berufliche Tätigkeit erstreckte sich auf viele Gebiete der Geotechnik. So hat er sich intensiv mit schwierigen Gründungsverhältnissen auseinandergesetzt, vor allem im Bereich Kraftwerksbau, Dammbau und Hochwasserschutz, Lawinen und Murengalerien, Straßen- und Eisenbahnbau, Tunnel- und U-Bahnbau, Bauwerksunterfangungen, Brückenbau, Industrieanlagen, etc.

Bei großen nationalen und internationalen Ingenieurbauwerken mit höchstem Schwierigkeitsgrad und diffizilen Gründungsproblemen hat Prof. Brandl es immer verstanden, Theorie und

Foto: Familie Brandl



Praxis geschickt zu verbinden unter voller Berücksichtigung der Wirtschaftlichkeit und des Risikos. Kalkulierbares Risiko setzt eine treffsichere Bewertung der Problemstellung und der Lösung voraus und verlangt eine höchste fachliche Kompetenz.

Seine stets fachübergreifende, interdisziplinäre Sichtweise unter Berücksichtigung von Langzeitverhalten und Nachhaltigkeit zeichnen ihn besonders aus. Prof. Brandl hat es auch verstanden, nach Schadensfällen fair zwischen Auftraggeber und Auftragnehmer zu vermitteln, da er stets faktenbasiert und objektiv verhandelte.

Schon früh hat sich Prof. Brandl mit der Planung und Bau von Verkehrswegen, insbesondere Autobahnen entlang steiler, instabiler Hänge befasst. Er entwickelte in den 1970er Jahren die „semi-empirische Dimensionierung mit kalkuliertem Risiko“. Er praktizierte diese Dimensionierungsphilosophie mit kalkuliertem Risiko in den Jahren danach sehr erfolgreich. Diese Planungsphilosophie und sein Mut zum kalkulierten Risiko führten seit Jahrzehnten zu technisch-wirtschaftlich optimalen Lösungen.

Prof. Brandl ist ein typischer, breit aufgestellter, interdisziplinär denkender Wissenschaftler. Er schaut gerne über den Tellerrand hinaus und lässt sich von fremden Fachgebieten inspirieren und hat keine Angst unkonventionelle Lösungen anzubieten.



Arbeitszimmer an der TU Wien mit beherrschtem Chaos. Foto: Familie Brandl

Mit dieser Kompetenz wurde Prof. Brandl zu einem Feuerwehrmann der Geotechnik. Immer wenn es brennt, etwas schiefeht, wurde er gerufen. Zahlreiche spektakuläre Bauwerke wurden vor einem Kollaps von ihm bewahrt.

Auch hat sich Prof. Brandl mit den ökologischen Aspekten in der Geotechnik befasst und erweiterte sein Wirkungsgebiet auf die Umweltgeotechnik, speziell die Deponie- und Altlastenproblematik.

Prof. Brandl hat seinen Beruf stets als Berufung verstanden. Er hat seine Fachdisziplin in vielfacher Weise national und international vertreten und bekleidete ehrenamtlich viele Ämter innerhalb der Geotechnik Societies.

In seiner akademischen Karriere hat Prof. Brandl eine ganze Generation von Wissenschaftlern geprägt. Mit etwa 550 wissenschaftlichen Publikationen, die teilweise in 19 Sprachen erschienen sind, darunter 21 Büchern und philosophischen Beiträgen, nahezu 600 Fachvorträgen, überwiegend „Keynote Lectures“, in allen Kontinenten ist er ein hervorragender und vielseitiger Wissenschaftler.

Seine Forschungsschwerpunkte bezeugen seine interdisziplinäre Ausrichtung. Dazu zählen folgende Fachgebiete:

- Ermittlung von Auslaufbereichen und Einwirkungen auf Schutzbauwerke infolge fließ-ähnlicher gravitativer Massenbewegungen,
- Untersuchung der Erosionsproblematik im Dammbau,
- Stoffmodell in der Geotechnik,
- Standsicherheit von Böschungen unter Wasser,
- Nachweis in der tiefen Gleitfuge (Untersuchung alternativer Ansätze),
- Strength reduction (Einfluss verschiedener Materialmodelle),
- Validierungen geomechanischer Modelle und analytischer Ansätze im Tunnelbau.

Prof. Brandl erhielt zahlreiche Ehrungen im In- und Ausland. Darunter 19 Ehrendokorate, Honorarprofessur, Ehrenmedaillen, Wilhelm Exner Medaille, Österreichisches Ehrenkreuz für Wissenschaft und Kunst 1. Klasse, Großes Silbernes Ehrenzeichen für Verdienste um die Republik Österreich, Silbernes Komturkreuz des Ehrenzeichens für Verdienste um das Bundesland Niederösterreich etc.

Beim Weltkongress der ISSMGE 2013 in Paris wurde ihm als erstem Wissenschaftler des deutschen Sprachraumes die „Kevin Nash Gold Medal“ verliehen. Diese höchste Auszeichnung der ISSMGE wird nur alle vier Jahre an eine international renommierte Persönlichkeit vergeben.

Im September 2014 ernannte ihn die Deutsche Gesellschaft für Geotechnik als ersten Ausländer zum Ehrenmitglied, und zwar mit folgenden Worten: „Mit zahllosen Projekten, Veröffentlichungen und Vorträgen prägte er Lehre, Forschung und Praxis der Geotechnik Österreichs, Europas und der Welt“.

Ein Höhepunkt war 1992 die Ernennung zum Mitglied der Königlichen Akademie der Wissenschaften, Literatur und schönen Künste Belgiens durch König Baudouin I.

Prof. Brandl ist Past-President für Europa der International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Mitglied der New York Academy of Science, der European Academy of Sciences and Arts, der International Academy of Engineering (Moskau) und Mitglied zahlreicher nationaler sowie internationaler Fachgremien. Und noch vieles mehr!

Wenn ich zusammenfassen darf, Prof. Brandl hat über Jahre hinweg die Verbindung von Theorie und Praxis erfolgreich betrieben und dabei eine eigene Philosophie im Umgang mit schwierigen Projekten entwickelt. Er hat auch ethische und philosophische Aspekte des Bauingenieurwesens angesprochen. Ich zitiere einen Satz aus seiner Veröffentlichung: „The Civil Engineer should be a civilized Engineer“

Er war ein im In- und Ausland sehr geschätzter Kollege, vor allem war er ein Vermittler zwischen Ost und West lange vor den Ereignissen um 1989. Er hatte sich stets persönlich dafür eingesetzt, Grenzen zu überwinden, Kontakte zwischen Fachkollegen aus Ost und West aufzubauen und diese Kontakte im Rahmen der begrenzten Möglichkeiten zu pflegen. Prof. Brandl war und ist ein Garant einer engen Kooperation der Geotechnik-Gesellschaften Österreichs und Deutschlands.

Seine stets fachübergreifende, interdisziplinäre Sichtweise unter Berücksichtigung von Langzeitverhalten und Nachhaltigkeit zeichnen ihn besonders aus.

Und zum Schluss, last but not least: hinter jedem erfolgreichen Mann steckt eine kluge und großartige Frau.

Vielen Dank

Rafiq Azzam



Annerose Brandl und ihre Enkel Alexander nahmen die Urkunde der Ehrendoktorwürde stellvertretend für den erkrankten Prof. Dr. Heinz Brandl, entgegen. Es gratulierten (von links): Prof. Dr. Richard Herrmann, Prof. Dr. Rafiq Azzam, Prof.'in Dr. Kerstin Lesny, Prof. Dr. Holger Foyssi und Prof. Dr. Jürgen Jensen. Foto: Universität Siegen

# Inhaltsverzeichnis

## **Beiträge zum Siegener Symposium Geomesstechnik „Aktuelle und zukünftige Herausforderungen – vom Vier-Augen-Prinzip zur KI“ am 09. und 10. März 2023**

### **RAHMENBEDINGUNGEN & EMPFEHLUNGEN**

Bedeutung der Geomesstechnik im Kontext des zukünftigen Eurocode 7 - Prof.‘in Kerstin Lesny (Lehrstuhl für Geotechnik)	1
Herangehensweise an geomesstechnische Fragestellungen, Beitrag der Ingenieurgeodäsie - Holger Rosenkranz (Tractebel Hydroprojekt GmbH)	14
Anwendung in der Geotechnik - Verfahren – Beispiele - Prof. Richard A. Herrmann (GEOTECHNIK GmbH)	20
Das „Vier-Augen-Prinzip“ in der Stauanlagenaufsicht - Friedhelm Garbe (Bezirksregierung Arnsberg)	55

### **MESSTECHNIK**

Der Einsatz von Drohnen bei Überwachung und Kontrolle von geotechnischen Konstruktionen - Andreas Herold, Peter Cobon (IBH Herold & Partner)	64
Neue Messsysteme als Brücke zwischen digitalem Zwilling und künstlicher Intelligenz - Joachim Schneider-Glötzl, Uwe Heide (Glötzl GmbH)	84
Geomesstechnik für alpine Infrastruktur im Zusammenhang mit Permafrost - Daniel Naterop (SISGEO)	89

### **ERD- UND GRUNDBAU**

Aufsteigendes und Absinkendes - Besonderheiten im Untergrund - Martin Happel (Comdrill)	103
Beschreibung der Wirkungsweise von unrunder Walzenverdichtern auf Basis ihrer Kinematik - Rosa Elena Ocaña Atencio (HWTK Leipzig)	104
Gründung von Windparks in schwierigem Gelände / Constructing Wind Farms in difficult terrain - Christian Schümann (TÜV Nord), George Ballard (FRICS GB Geotechnics Ltd.)	111
Entwicklung eines Geoverbundsystems für Sicherheitsflächen an Start- und Landebahnen - Prof. Norbert Meyer, Mathias Martin (TU Clausthal)	121

## **KLIMA, WASSER & BODEN**

- High-Performance Modellierung zur impactbasierten Vorhersage von Sturzfluten 132  
- Julian Hofmann (RWTH Aachen)
- Vergleich eines datengetriebenen KI-Modells mit einem konventionellen Oberflächenabflussmodell zur Vorhersage von Wasserständen 139  
- Jan Erik Kunze, Marcel Simon (Universität Duisburg-Essen)
- Starkregeneinfluss auf erdberührte Bauwerksteile 147  
- Sonja Letzelter, Bernhard Odenwald (BAW Karlsruhe)
- Instationäre Porenwasserdruckbelastung im Boden unter Wasser 154  
- Hans Jürgen Köhler, Ralf Rath (ehem. BAW Karlsruhe)
- Waldflächen im Kontext der Überflutungsvorsorge - Projekt Waldaktiv 166  
- Prof. Jürgen Jensen, Sebastian Gürke (Universität Siegen)

## **HANGSTABILITÄT & HANGRUTSCHUNGEN**

- Rutschungen in NRW - Flächenhafte Analyse von Massenbewegungen 177  
- Dominik Hafkesbrink, Mathias Knaak, Roland Strauß (Geologischer Dienst NRW)
- Die permanente dreidimensionale Datenerfassung alpiner Hangrutschungen - Raumzeitliche Segmentierung multitemporaler Datensätze mit Methoden des unüberwachten maschinellen Lernens 178  
- Daniel Czerwonka-Schröder (DMT)
- Numerical Investigations of Debris Flow using a Combination of FSLAM model and RAMMS: A Case Study of Upper-Svaneti, Georgia, 179  
- Prof. Jens Engel, Aida Mehrpajouh (HTWK Dresden)

# Bedeutung der Geomesstechnik im Kontext des zukünftigen Eurocode 7

Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Kerstin Lesny, Lehrstuhl für Geotechnik, Universität Siegen

## 1 Einleitung

Derzeit befindet sich die nächste Generation der Eurocodes in Bearbeitung. Eine erste Entwurfsfassung des zukünftigen Eurocode 7 (DIN EN 1997) war im letzten Quartal 2022 Grundlage für eine europaweite formale Umfrage unter den zukünftigen Anwenderinnen und Anwendern der Norm, bei der Gelegenheit zur Einreichung von Kommentaren bestand. Der neue Eurocode 7 formuliert klarer als bisher als Hauptziel der Bemessung die Gewährleistung der Zuverlässigkeit der zu bemessenden geotechnischen Struktur. Zur Zielerreichung dient jedoch nicht nur ein normkonformer Nachweis der Einhaltung von Grenzzuständen. Vielmehr soll die Zuverlässigkeit auch durch Einhaltung von Mindestanforderungen an bspw. die Baugrunderkundung, die Validierung der der Bemessung zugrundeliegenden Modelle und an die Beaufsichtigung und Überwachung der baulichen Ausführung sichergestellt werden. Anhand dieser Strategie ergeben sich wichtige Aufgabenbereiche der Geomesstechnik, die im vorliegenden Beitrag diskutiert werden sollen.

## 2 Europäische Grundlagennorm Eurocode 7

### 2.1 Aktueller Stand

Bisher basiert die geotechnische Bemessung normativ auf zwei Säulen, dem Eurocode 7, Teil 1 mit nationalem Anhang und den ergänzenden Regelungen in DIN 1054 für die geotechnische Bemessung einerseits sowie dem Eurocode 7, Teil 2 mit nationalem Anhang und den ergänzenden Regelungen in DIN 4020 für die Baugrunderkundung andererseits (vgl. Abb. 2-1). Diese jeweils dreiteilige Struktur beruht darauf, dass nationale Normen grundsätzlich den übergeordneten Regelungen der Eurocodes nicht widersprechen dürfen. Nationale Normen dürfen nur ergänzende Regelungen vorsehen oder nur dort Regelungen treffen, wo dies im Eurocode ausdrücklich über so genannte *Nationally determined parameters* (NDP) erlaubt ist. Die deutschen nationalen Anhänge zu Eurocode 7, legen dabei fest, zu welchen dieser NDP konkrete nationale Regelungen getroffen werden. Sie enthalten aber ansonsten keine konkreten Regelungsinhalte, da für diese auf DIN 1054 und DIN 4020 zurückgegriffen werden konnte, welche jedoch seinerzeit an die genannten Anforderungen angepasst werden mussten. Zur leichteren Handhabung wurden die Normenpakete in jeweils ein Normenhandbuch zusammengefasst.



Abbildung 2-1: Bisherige Struktur der Grundlagennormung für die geotechnische Bemessung.

Die nationalen Normen DIN 1054 und DIN 4020 verweisen bekanntlich auf weitere Normen zur Berechnung geotechnischer Strukturen (z.B. DIN 4017 Berechnung des Grundbruchwiderstands einer Flachgründung) sowie auf die Empfehlungen der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik (z.B. EAP, 2012 oder EAB, 2021).

Bauaufsichtlich eingeführt in allen Bundesländern wurde nur das in Tabelle 1-1 aufgeführte Normenpaket zur geotechnischen Bemessung, nicht aber das Normenpaket zur Baugrunderkundung. Die Einföhrungserlasse zu DIN 1054 machen jedoch über einen Hinweis klar, dass DIN 1054 auf Ergebnisse von Baugrunduntersuchungen verweist, die den Anforderungen der DIN 4020 genügen, und dass diese vor der konstruktiven Bearbeitung einer baulichen Anlage vorliegen müssen. Damit ist de facto auch DIN 4020 und darüber Eurocode 7, Teil 2 verbindlich. Über entsprechende normative Verweise in DIN 1054 erlangen auch die genannten Empfehlungen einen verbindlichen, normungsgleichen Charakter.

## 2.2 Nächste Generation des Eurocode 7

Wie alle Normen unterliegt auch der Eurocode 7 einer regelmäßigen Überprüfung. Verantwortlich dafür ist das Technische Komitee TC 250 „Structural Eurocodes“ des Europäischen Komitees für Normung CEN (Comité Européen de Normalisation) mit seinem Subkomitee SC7. So genannte Evolution Groups haben zunächst zwischen 2011 und 2016 mögliche Themen und Eckpfeiler einer Revision identifiziert. Auf dieser Grundlage wurde 2014 unter dem Mandat M/515 der Europäischen Kommission die Entwicklung und Finanzierung der nächsten Generation des Eurocodes 7 beschlossen.

Die Revision sollte vor allem folgende Ziele verfolgen:

- Harmonisierung bei gleichzeitiger Verminderung von NDPs (d.h. weniger unterschiedliche nationale Regelungen)
- einfache Handhabung des Regelwerkes (klare Regelungen, klare Struktur, keine Lehrbuchinhalte)

- transparente Regeln für die Sicherstellung der Zuverlässigkeit

Außerdem wurde beschlossen, Themen aufzunehmen, zu denen bisher Regelungen fehlen. Dazu zählen:

- numerische Methoden
- Fels
- Pfahlgruppen/Kombinierte Pfahl-Plattengründungen (KPP)
- Bewehrte Erde Konstruktionen/Baugrundverbesserung/Nagelwände o.ä.
- Grundwasserhaltung

Die konkreten Normungsinhalte wurden in so genannten Project Teams erarbeitet. In thematisch strukturierten Task Groups, die wiederum übergeordneten Working Groups zugeordnet waren, wurden die von den Project Teams erstellten Inhalte diskutiert und kommentiert. Im Ergebnis wurde 2020 ein erster Gesamtentwurf vorgelegt.

Nachfolgend wurden die Task Groups für eine zweite Phase umstrukturiert, die zum Ziel hatte, die praktische Anwendbarkeit und Praxistauglichkeit des vorliegenden Entwurfs zu testen. So wurden für die Task Groups B1 und B2 pro Land Experten aus der Baupraxis hinzugezogen, die den Entwurf entweder anhand von Projektbeispielen aus ihrer eigenen praktischen Tätigkeit oder anhand von vorgegebenen Beispielen geprüft haben. In den Task Groups D1 bis D4 wurden und werden bis heute die Folgen der in dem vorgelegten Entwurf enthaltenen Regeln für die geotechnische Bemessung (im Vergleich zur vorliegenden Fassung) sowie die Harmonisierung der Regelungen innerhalb des Entwurfs analysiert. Parallel dazu erarbeiten die Task Groups C1 bis C4 Leitfäden zu den Themen:

*„Vom abgeleiteten Wert zum Bemessungswert“*

*„Aufbau eines Baugrundmodells“*

*„Anwendung zuverlässigkeitsbasierter Methoden“*

*„Implementierung der Bemessung während der Ausführung“*

Die vorgenannten Arbeiten werden von zwei übergeordneten Task Groups (TG A1 und TG A2) gesteuert, welche schlussendlich die Aufgabe der Finalisierung der Dokumente haben. In allen Task Groups sind Mitwirkende aus Deutschland aktiv, die zum Teil seit Jahren und mit hohem Einsatz die deutschen Anliegen vertreten. Koordiniert wird diese Mitarbeit durch den Spiegelausschuss DIN - NA 005-05-01 AA „Sicherheit im Erd- und Grundbau“.

Die Arbeit in der zweiten Phase mündete in einen zweiten Entwurf, der im Oktober 2022 im Rahmen einer formalen Umfrage (*Formal Enquiry*) über die Normungsinstitutionen der beteiligten Nationen als prEN 1997 veröffentlicht wurde. Bis 31.12.2022 bestand auch für künftige Anwendende aus der Praxis die Möglichkeit, Änderungsvorschläge (Change Requests) einzureichen. Insgesamt sind rd. 3900 Kommentare eingegangen, die zurzeit in den Task Groups A und D bearbeitet werden und in einen endgültigen Entwurf einfließen sollen.

Dieser Entwurf wird Grundlage für die entscheidende formale Abstimmung (*Formal Vote*) der beteiligten Mitgliedsstaaten Anfang 2024 sein. Da hier nur mit Ja/Nein gestimmt werden kann, ist man in der derzeit stattfindenden Überarbeitungsphase besonders bestrebt, einen möglichst breiten Konsens unter den beteiligten Nationen zu erzielen. Im Anschluss an diese Abstimmung folgt nach Veröffentlichung eine Phase der Einführung auf nationaler Ebene und

des Zurückziehens der derzeitigen Fassung des Eurocode 7. Diese Phase soll nach derzeitigem Stand etwa Anfang 2028 abgeschlossen sein. Parallel zu diesen Arbeiten müssen auf nationaler Ebene die derzeitigen Normenhandbücher und zum Eurocode 7 überarbeitet werden.

## 3 Struktur des zukünftigen Eurocode 7

### 3.1 Grundstruktur

Im Gegensatz zur bisherigen Version wird der zukünftige Eurocode 7 aus drei Teilen bestehen:

- Teil 1: Allgemeine Regeln (*General rules*)
- Teil 2: Baugrundeigenschaften (*Ground properties*)
- Teil 3: Geotechnische Strukturen (*Geotechnical structures*)

Zudem sind alle Teile eng mit dem Eurocode 0 verknüpft, der in der aktuellen (bereits überarbeiteten) Fassung DIN EN 1990:2021-10 auch Ausführungen zur geotechnischen Bemessung enthält (vgl. Abb. 3-1).

In Teil 1 des Eurocode 7 sind die Grundlagen der Bemessung zusammengestellt. Dazu zählen u.a. die Grundprinzipien der Bemessung (vgl. Abschnitt 3.2), Regelungen zur Bestimmung von Lasteinwirkungen, Materialkenngrößen, zur Festlegung der Grundwasserrandbedingungen und der Baugrundeigenschaften als Eingangsgrößen für die geotechnische Bemessung sowie Regelungen zu Berechnungsmodellen und zum Nachweis von Grenzzuständen der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit. Weiterhin enthält Teil 1 Vorgaben zur Implementierung der Bemessung in der Bauausführung, zum Testen als ein mögliches Format zum Nachweis der Standsicherheit sowie zum Berichtswesen.

Teil 2 trägt den Titel „Bodeneigenschaften“ (*Ground properties*) und nicht mehr „Baugrunderkundung“ (*Ground investigation*). Dies macht deutlich, dass der Fokus nunmehr auf der Bestimmung abgeleiteter Baugrunderkennwerte als Eingangsgrößen für die geotechnische Bemessung liegt. Dementsprechend gliedert sich dieser Teil in die Themenkomplexe Grundlagen und Erkundung, Parameterbestimmung und Berichtswesen (vgl. Weihrauch et al., 2022).

Teil 3 behandelt die Bemessung verschiedener geotechnischer Strukturen. Neben den bisher in DIN EN 1997-1 behandelten Strukturen wurden die oben bereits erwähnten Themen

*Reinforced fill structures*

*Ground reinforcing structures*

*Ground improvement*

*Groundwater control*

neu aufgenommen. Die Struktur der einzelnen Abschnitte in Teil 3 ist einheitlich und entspricht der Struktur in Teil 1 (siehe Abb. 3-2). Das heißt, die in Teil 1 definierten Regelungen werden in Teil 3 für die jeweilige geotechnische Struktur konkretisiert.

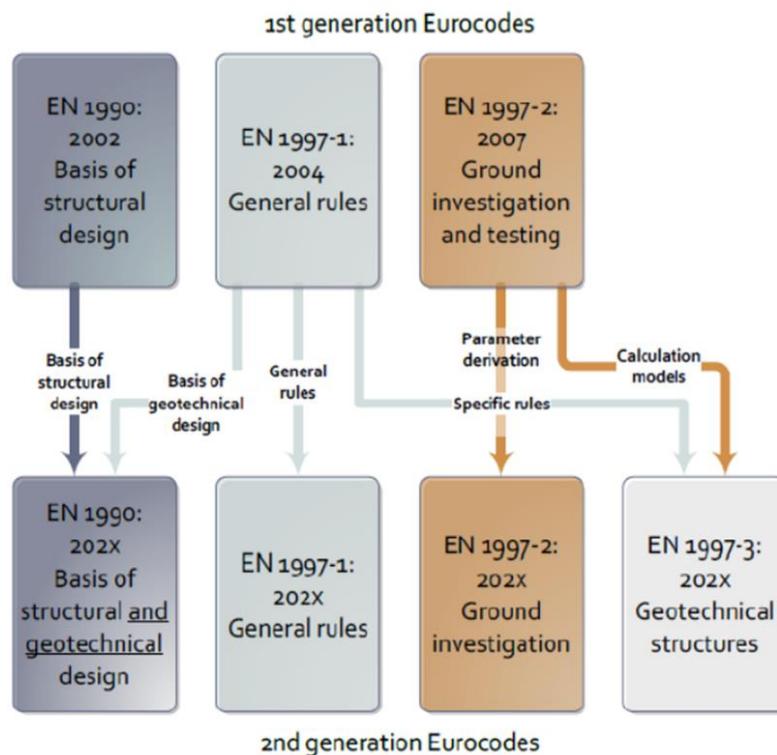


Abbildung 3-1: Aufbau der neuen Generation des Eurocode 7 und Verknüpfung mit Eurocode 0 (van Seeters, 2021).

Auf eine konkretere Darstellung der Inhalte und etwaige Neuerungen im Vergleich zur bisherigen Version des Eurocode 7 wird an dieser Stelle verzichtet und diesbezüglich auf Franzén et al. (2019) und Weihrauch et al. (2022) verwiesen.

Im Folgenden soll vielmehr auf die dem Eurocode 7 zugrundeliegende Bemessungsphilosophie eingegangen werden, aus der sich die wichtigsten Anknüpfungspunkte und Aufgabenbereiche der Geomesstechnik ableiten lassen.

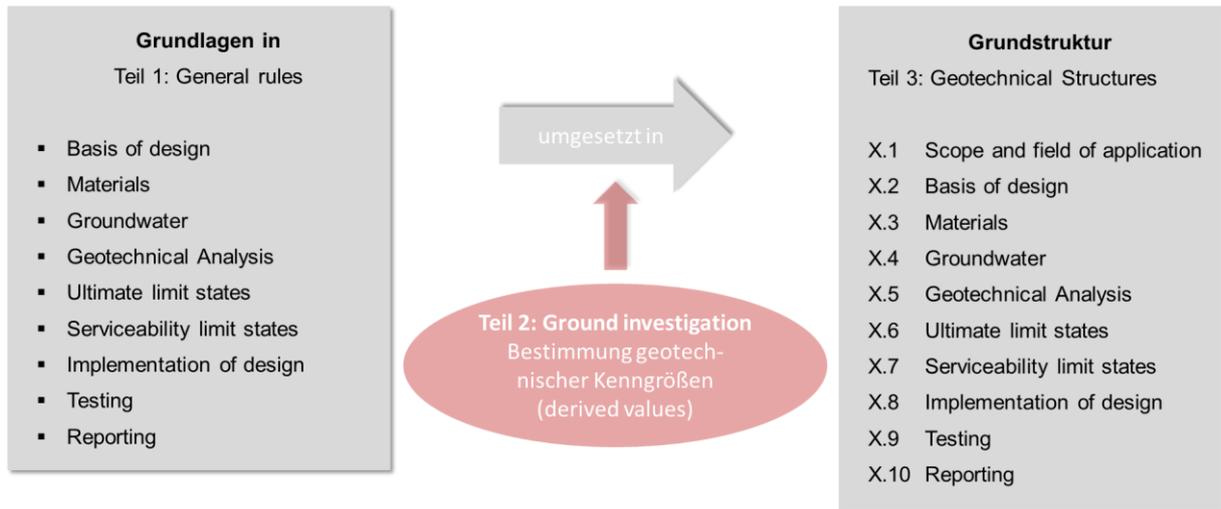


Abbildung 3-2: Gliederung der Abschnitte in Teil 3 in Anlehnung an die Inhalte in Teil 1.

### 3.2 Bemessungsphilosophie

Nach Abschnitt 2.1 des Eurocode 0 sind Tragwerke so zu planen, dass sie über ihre Nutzungsdauer mit angemessener *Zuverlässigkeit* und *Wirtschaftlichkeit* allen möglichen Einwirkungen und Einflüssen bei der Errichtung und Nutzung standhalten und die festgelegten Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit erfüllen. Der Begriff der Zuverlässigkeit wird definiert als:

*Fähigkeit eines Tragwerks oder eines tragenden Bauteils, die festgelegten Anforderungen innerhalb der geplanten Nutzungsdauer zu erfüllen.*

Der Nachweis der Zuverlässigkeit ist damit oberstes Ziel der Bemessung. Eurocode 0 führt aus, dass die Zuverlässigkeit sichergestellt wird, indem das Bauwerk nach den Regeln der Eurocodes, also für geotechnische Strukturen nach Eurocode 7, entworfen und bemessen, entsprechend der Bemessung ausgeführt und dies durch geeignete Qualitätsmanagementmaßnahmen begleitet wird.

Wie dies für geotechnische Bauwerke gewährleistet werden soll, ist im Eurocode 7, Teil 1, Abschnitt 4.1 geregelt. Die wichtigste Grundlage bildet dabei die Definition der *Geotechnischen Kategorie* zu Beginn einer Bauaufgabe, aus der sich je nach Einordnung dann ein jeweils definiertes Maß an Mindestanforderungen ergibt an:

- Maßnahmen in Bezug zur Festlegung der Eingangsgrößen für die Bemessung
- Maßnahmen in Bezug auf die Eignung der Berechnungsmodelle
- Maßnahmen zur Vermeidung von Fehlern bei Bemessung und Ausführung
- Maßnahmen zur adäquaten Umsetzung der Bemessung in die Bauausführung

Die geotechnische Kategorie wird definiert anhand der so genannten Schadensfolgeklasse (*Consequence Class*) und der Geotechnischen Komplexitätsklasse (*Geotechnical Complexity Class*). Über die Schadensfolgeklassen soll die Bedeutung des Bauwerks berücksichtigt werden. Das Sicherheitsniveau kann (aber muss nicht) darüber angepasst werden. Die geotechnischen Komplexitätsklassen berücksichtigen die mit der Beschreibung der Baugrund- und Grundwasserverhältnisse verbundenen Unsicherheiten sowie die Komplexität der Baugrund-

Bauwerk-Interaktion. Allerdings besteht auf nationaler Ebene die Möglichkeit, die Geotechnischen Kategorien direkt zu bestimmen, wovon Deutschland voraussichtlich – wie bisher – Gebrauch machen werden wird. Tabelle 3-1 fasst zusammen, welche Maßnahmen in Abhängigkeit von der jeweiligen Geotechnischen Kategorie zu treffen sind, um die Zuverlässigkeit sicherzustellen.

Tabelle 3-1: Maßnahmen zur Gewährleistung der Zuverlässigkeit in Abhängigkeit von der Geotechnischen Kategorie.

<p><b>Maßnahmen in Bezug auf die Festlegung der Eingangsgrößen für die Bemessung</b></p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Angemessener Umfang der Baugrunderkundungen</li> <li>• Validierung der Informationen aus dem Geotechnischen Bericht (Geotechnical investigation report – GIR)</li> <li>• Validierung des Geotechnischen Bemessungsmodells (Geotechnical design model – GDM)</li> </ul>
<p><b>Maßnahmen in Bezug auf die Eignung der Berechnungsmodelle</b></p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Validierung der Berechnungsmodelle</li> </ul>
<p><b>Maßnahmen zur Vermeidung von Fehlern bei Bemessung und Ausführung</b></p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Qualifikation und Erfahrung der Person, die die Bemessung durchführt (Design Qualification and Experience Level)</li> <li>• Qualitätssicherungsmaßnahmen (Design Check Level, Inspection Level)</li> <li>• Art und Umfang des Berichtswesens (Reporting)</li> </ul>

Unabhängig von der Geotechnischen Kategorie sieht der Eurocode 7, Teil 1 Maßnahmen zur Begleitung der Bauausführung (Supervision), zur Prüfung der Übereinstimmung zwischen Entwurf und Ausführung (Inspection), zur Überwachung des Bauwerksverhaltens (Monitoring) sowie zur Wartung/Unterhaltung (Maintenance) vor, um eine adäquate Umsetzung der Bemessung in der Bauausführung zu gewährleisten. Übergeordnete Kriterien zur Sicherstellung der Zuverlässigkeit sind überdies Robustheit, Dauerhaftigkeit und Nachhaltigkeit der Bemessung. Abb. 3-3 stellt das Gesamtkonzept nochmals dar.

Abgesehen von den begleitenden Maßnahmen und Anforderungen ist Kern der geotechnischen Bemessung, wie bisher, der Nachweis, dass Grenzzustände (*Limit states*) der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit nicht eintreten (*Limit State Design*). Dies ist nach Abschnitt 4.2 von Eurocode 7, Teil 1 durch Anwendung **eines oder mehrerer** der folgenden Verfahren nachzuweisen:

- Rechnerisch auf Basis des bekannten Teilsicherheitskonzepts ODER durch andere zuverlässigkeitsbasierte Verfahren
- Nutzung von festen Bemessungsregeln (z.B. zulässige Sohlspannungen)
- Bemessung durch Tests/Versuche (z.B. Pfahlprobelastungen)
- Beobachtungsmethode

Insbesondere bei großen Unsicherheiten im Geotechnischen Bemessungsmodell (bspw. in Bezug auf die Baugrundeigenschaften oder die Berechnungsmodelle) ist also eine Kombination mehrerer Verfahren sinnvoll. Der Nachweis nur auf Basis des Teilsicherheitskonzepts ist

hier oft nicht ausreichend, da die (festen) Teilsicherheitsbeiwerte nur typische Bemessungsrandbedingungen abdecken.

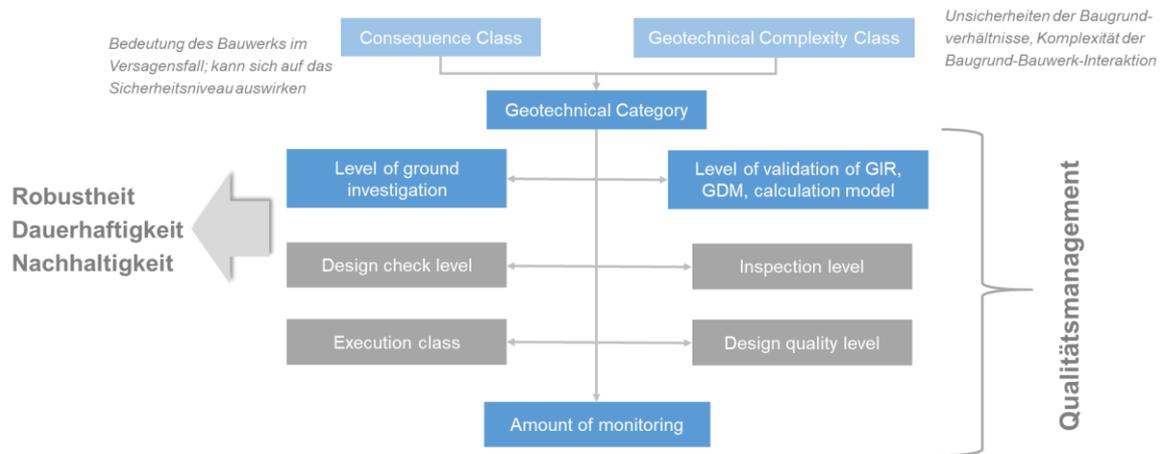


Abbildung 3-3: Konzept zur Sicherstellung der Zuverlässigkeit der geotechnischen Bemessung nach dem zukünftigen Eurocode 7.

## 4 Anwendungsbereiche der Geomesstechnik

Aus den Ausführungen in Abschnitt 3.2 lässt sich ein breites Anwendungsfeld der Geomesstechnik von der Grundlagenermittlung über die Bemessung bis hin zur Bauausführung ableiten. Die Geomesstechnik leistet hier einen wichtigen Beitrag zur Gewährleistung der Zuverlässigkeit einer geotechnischen Konstruktion. Nachfolgend seien diesbezüglich ausgewählte Aspekte dargestellt.

### 4.1 Grundlagenermittlung

Anwendungsbereiche für die Geomesstechnik liefert hier in erster Linie die Baugrunderkundung. Punktuelle Baugrundaufschlüsse durch Bohrungen und Sondierungen hinterlassen Unsicherheiten vor allem über den Baugrundaufbau innerhalb der Einflusszone (Zone of influence, vgl. Abschnitt 4.1.2.1 des prEN 1997-1) und die räumliche (und ggf. zeitliche) Variabilität der bemessungsrelevanten Baugrundeigenschaften. Hinzu kommen die Unsicherheiten aus der Ableitung (Transformation) dieser Eigenschaften aus Messergebnissen (z.B. die Ableitung der Lagerungsdichte aus Drucksondierungen auf Basis von Korrelationsbeziehungen). Erfahrungen mit den geologischen und geotechnischen Randbedingungen der anstehenden Fest- und Lockergesteine gelten allgemein als entscheidend, um diese Unsicherheiten zu beherrschen. Wo diese aber fehlen oder nicht ausreichend sind, um komplexe Baugrundverhältnisse zuverlässig einschätzen zu können, können flächenhaft generierte Informationen aus der Geomesstechnik (z.B. die Topographie aus einer Drohnenüberfliegung oder die Stratigraphie aus seismischen Messungen) mit den punktuellen, aber tiefenbezogenen Informationen aus den geotechnischen Aufschlüssen verknüpft werden. Ziel ist die Erstellung eines geomet-

rischen 3D-Baugrundmodells, wie beispielhaft in Abb. 4-1 gezeigt, welches jedoch auch Informationen zu den Baugrundeigenschaften enthalten sollte. Dies ist jedoch schwierig, weil die Eigenschaften oft nur qualitativer Natur sind und stets einer Interpretation unterliegen. Mit Hilfe geostatistischer und probabilistischer Methoden können jedoch Aussagen für die Bereiche zwischen den Aufschlusspunkten abgeleitet und auch mit Erfahrungswerten verknüpft werden. Auf diese Weise lassen sich synthetische Baugrunddaten generieren, die den vorhandenen Datensatz ergänzen (z.B. Projekt SynCore [Web1]). Die in Abschnitt 2.2 erwähnte TC250/SC 7 Task Group C3 erarbeitet derzeit Empfehlungen für die Anwendung zuverlässigkeitsbasierter Methoden, in der geeignete Verfahren vorgestellt werden (TG C3, 2022).

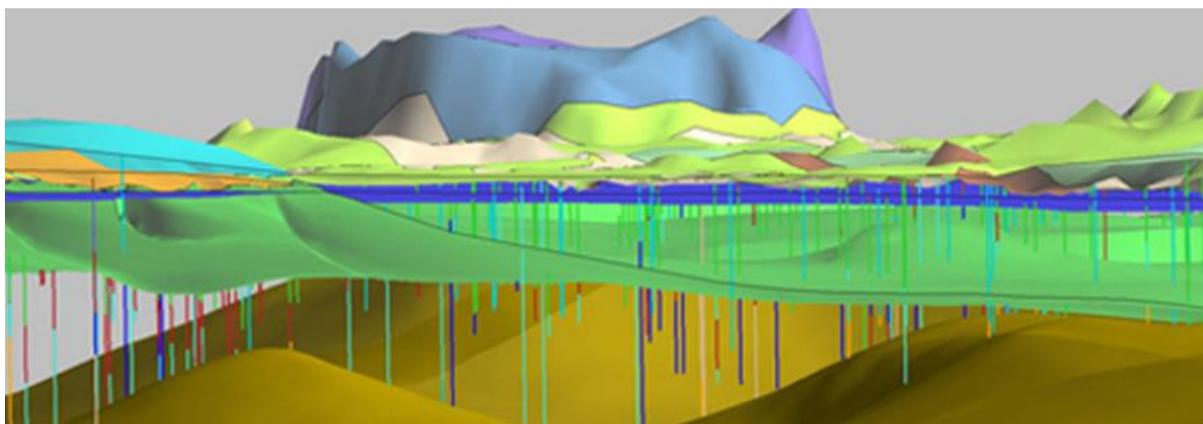


Abbildung 4-1: Beispiel für ein 3D Baugrundmodell (Grafik: Geologischer Dienst, NRW).

Letztendlich ist es aber nicht nur eine Frage der Datenerhebung oder der Dateninterpretation. Bei allen Bestrebungen zu mehr Digitalisierung in der Geotechnik, wie z.B. Building Information Modelling (BIM) oder datengetriebene Zustandsbewertung von Bestandsbauwerken, muss auch bedacht werden, wie Daten aufbereitet und archiviert werden. Bisher fehlt es dafür an einheitlichen Standards, um auch geotechnische Daten langfristig und auch für andere Anwendungen nutzbar zu machen (vgl. auch Bauer et al., 2022). Daten haben hier einen Wert an sich und müssen viel mehr als Asset begriffen werden (dazu auch Phoon et al., 2019).

Neben der Baugrunderkundung leistet die Geomesstechnik ihren Beitrag auch bei der Ermittlung der Lasteinwirkungen und Umweltrandbedingungen. Beispielhaft zu nennen sind hier die Ermittlung der Grundwasserstände und deren Schwankungen und daraus abzuleitende Wasser- und Porenwasserdrücke auf Bauwerke, die Ermittlung der Einwirkungen aus Erddruck oder aus Bodenverformungen als passive Belastung auf eine Struktur.

Gerade hinsichtlich der Prognose bemessungsrelevanter Umwelteinwirkungen wie den Auswirkungen extremer Niederschlagsereignisse und den daraus abzuleitenden Lasteinwirkungen auf die geotechnische Struktur ist die Zusammenarbeit zwischen den Disziplinen Hydrologie, Wasserbau und Geotechnik besonders wichtig, zumal sich hier die Frage stellt, bis zu welchem Punkt die Bearbeitenden des Geotechnischen Entwurfs die Verantwortung für die zutreffende Annahme solcher Extremszenarios tragen können.

## 4.2 Bemessung und Bauausführung

Im Rahmen der Bemessung liegt der Einsatzbereich der Geomesstechnik vor allem bei dem Nachweis von Grenzzuständen mittels Versuchen (Ankerprüfungen, Pfahlprobelastungen) und bei Anwendung der Beobachtungsmethode, die sich auch auf die Phase der Bauausführung erstreckt. Unabhängig davon ist die Geomesstechnik im Rahmen der Bauausführung wichtiger Bestandteil der zu treffenden Qualitätsmanagementmaßnahmen und zwar als Monitoring (auch unabhängig von der Beobachtungsmethode, z.B. zur Beweissicherung), im Zuge der Unterhaltung/Wartung oder auch im Rahmen der Prüfung (Inspection), vgl. Abschnitt 3.2.

Die Beobachtungsmethode nach Abschnitt 2.7 der aktuellen DIN EN 1997-1 und DIN 1054 bzw. nach Abschnitt 4.7 des prEN 1997-1 ist ein Verfahren, welches sich insbesondere für Bauwerke mit ausgeprägter Baugrund-Bauwerk-Interaktion, für Bauwerke mit erheblicher Beanspruchung aus Wasserdruck oder potenzieller Gefährdung durch Porenwasserdrücke oder für Systeme mit komplexen Randbedingungen z.B. aus Nachbarbebauung eignet. Typische Beispiele sind innerstädtische tiefe Baugruben, Wasserbauwerke, Tunnel aber auch Baumaßnahmen an Hängen (vgl. DIN 1054 und bspw. Herten, 2010).

Die Beobachtungsmethode kommt zur Anwendung, wenn das Bauwerksverhalten allein auf Basis vorab durchgeführter Baugrunderkundungen und rechnerischer Nachweise nicht zuverlässig prognostiziert werden kann. Allerdings darf sie **nicht** angewendet werden, wenn die Gefahr eines plötzlichen Versagens ohne messbare Vorankündigung besteht, das Bauwerk sich also nicht ausreichend duktil verhält.

Die messtechnische Begleitung der Bauausführung ist allerdings nur eine von mehreren Komponenten der Beobachtungsmethode. Zu Beginn der Bemessung steht nach wie vor die Baugrunderkundung sowie die geotechnische Berechnung auf Basis des Geotechnischen Bemessungsmodells. Aufgrund der Komplexität der betrachteten Systeme kommt hier meist eine numerische Analyse bspw. mittels der Finiten Elemente Methode in Betracht. Aus dieser Berechnung ist eine Prognose des Bauwerksverhaltens abzuleiten. Ferner werden auf dieser Grundlage Kriterien für die Bewertung der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit und zugehörige Messgrößen sowie deren zulässige Bandbreiten festgelegt, woraufhin das Messprogramm geplant werden kann. Essenziell ist darüber hinaus bereits in diesem Schritt die Planung von Gegenmaßnahmen, wenn später die zulässigen Bandbreiten der Messgrößen überschritten werden sollten. Ggf. muss dafür ein Alarmsystem konzipiert und installiert werden.

Die messtechnische Begleitung des Bauablaufs dient primär der fortlaufenden Kontrolle der Messgrößen. Weicht allerdings das gemessene Verhalten von dem zuvor prognostizierten Verhalten ab, müssen die Prognose angepasst und das Bauwerksverhalten in Bezug auf das Eintreten möglicher Grenzzustände neu bewertet werden. Abb. 4-2 fasst die Komponenten der Beobachtungsmethode zusammen.

Voraussetzung: Bauwerk ist ausreichend duktil, d.h. es tritt kein plötzliches Versagen ohne Vorankündigung auf!

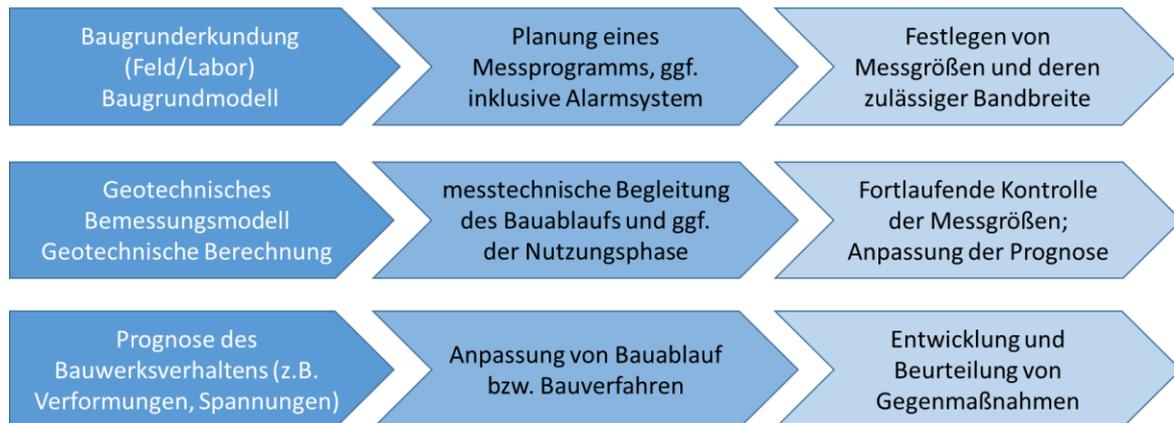


Abbildung 4-2: Komponenten der Beobachtungsmethode nach aktueller und zukünftiger Normung.

## 5 Schlussfolgerung

Die Geomesstechnik ist auch im zukünftigen Eurocode 7 in allen Phasen von der Grundlagenermittlung, über die Bemessung bis hin zur Bauausführung verankert. Sie ist ein wichtiges Instrument, um die Zuverlässigkeit einer geotechnischen Konstruktion nachzuweisen und dauerhaft zu gewährleisten. Um dieses Ziel zu erreichen, sieht der Eurocode 7 neben dem eigentlichen Nachweis der Einhaltung von Grenzzuständen der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit verschiedene Instrumente und Level der Qualitätssicherung abhängig von der festzulegenden Geotechnischen Kategorie vor.

Anwendungsbereiche für die Geomesstechnik ergeben sich primär bei der Baugrunderkundung und der Festlegung der maßgebenden Grundwasserbedingungen, insbesondere um Aussagen über die Qualität der Daten, ihre räumliche und/oder zeitliche Variabilität treffen und ggf. den Datensatz aus der klassischen Baugrunderkundung ergänzen zu können. Eine bedeutende Rolle kommt der Geomesstechnik auch bei der Bestimmung bemessungsrelevanter Umwelteinwirkungen zu. Hier gilt es, klimabedingte Einwirkungen zu prognostizieren und bemessungstechnisch adäquat abzubilden wie bspw. die Auswirkungen von Hochwasserszenarien auf die zu planende geotechnische Struktur. Innovativen, datengetriebenen und messtechnisch validierten Prognosemodellen gehört hier sicherlich die Zukunft, wobei diese jedoch stets durch das physikalische Verhalten legitimiert werden sollten.

In der Bemessung und der Bauausführung spielt die Geomesstechnik vor allem bei zunehmend komplexeren Bauvorhaben im Rahmen der Beobachtungsmethode eine wichtige Rolle. Allerdings ist sie nur eine Komponente der Beobachtungsmethode; sie muss mit der rechnerischen Prognose verknüpft werden, die auf Basis der Messdaten während des Bauablaufs anzupassen ist.

Zu beachten ist, dass der neue Eurocode für die Bemessung neuer geotechnischer Strukturen gilt. Die Überprüfung und Überwachung von Bestandsbauwerken ist damit nicht (primär) ab-

gedeckt. Gerade hier liegt jedoch ein erhebliches Potenzial für den Einsatz von Geomesstechnik. Folgerichtig ist für den Eurocode 0 ein Teil 2 geplant, der sich mit dieser Thematik beschäftigt. Daraus wären zukünftig entsprechende Regelungen für den Eurocode 7 abzuleiten.

## 6 Quellenverzeichnis

### Literatur

- Bauer, J.; Molzahn, M.; Henke, S.; Tilger, K. (2022): Digitalisierung in der Geotechnik – Zum Arbeitsstand des Arbeitskreises 2.14 der DGGT. Tagungsband der 37. Baugrundtagung, Wiesbaden, S. 211-220.
- Franzén, G.; Arroyo, M.; Lees, A.; Kavvas, M.; van Seeters, A.; Walter, H.; Bond, A.J. (2019): Tomorrow's geotechnical toolbox: EN 1997-1:202x General rules. Proceedings of the XVII European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Reykjavik, doi: 10.32075/17ECSMGE-2019-0944
- Herten, M. (2010): Anwendung der Beobachtungsmethode. In: Bundesanstalt für Wasserbau (Hg.): Tiefe Baugruben an Bundeswasserstraßen. Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau. S. 83-90.
- Phoon, K.K.; Ching, J.; Wang, Y. (2019): Managing risk in geotechnical engineering – from data to digitalization. Proceedings of the 7<sup>th</sup> International Symposium on Geotechnical Safety and Risk (ISGSR), Editors: Jianye Ching, Dian-Qing Li and Jie Zhang, Research Publishing, Singapore.
- Wehrauch, S.; Moormann, C.; Wudtke, R.-B.; Vogt, N. (2022): Aktuelle Entwicklungen zur Finalisierung der zweiten Generation des Eurocode 7. Tagungsband der 37. Baugrundtagung, Wiesbaden, S. 245-256.
- TG C3 (2022): Reliability-based methods for geotechnical design and assessment. Guideline document for the next-generation Eurocodes, Working draft TC250/SC7/TG-C3, draft November 2022.
- Van Seeters, A. (2021): Introduction to Second Generation of Eurocode 7. 1<sup>st</sup> ERTC10 Seminar on "Second Generation of Eurocode 7 - Improvements and Challenges", 28.09.2021. Abrufbar unter: <https://www.nen.nl/bouw/constructieve-veiligheid/eurocodes/webinar-eurocode-7-de-nieuwe-generatie> (zuletzt abgerufen am 04.03.2023).

### Normen und Regelwerke

- DIN 1054:2021-04: Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau - Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1. Hrsg. Deutsches Institut für Normung e.V.
- DIN 4020:2010-12: Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke - Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-2. Deutsches Institut für Normung e.V.
- DIN EN 1990:2021-10: Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung. Hrsg. Deutsches Institut für Normung e.V.

DIN EN 1997-1:2014-03: Eurocode 7 - Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln. Hrsg. Deutsches Institut für Normung e.V.

DIN EN 1997-2:2010-10: Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds. Hrsg. Deutsches Institut für Normung e.V.

Eurocode 7 - Geotechnical design - Part 1: General rules; English version prEN 1997-1:2022. Hrsg. Deutsches Institut für Normung e.V.

Eurocode 7 - Geotechnical design - Part 2: Ground properties; English version prEN 1997-2:2022. Hrsg. Deutsches Institut für Normung e.V.

Eurocode 7 - Geotechnical design - Part 3: Geotechnical structures; English version prEN 1997-3:2022. Hrsg. Deutsches Institut für Normung e.V.

EAB (2021): Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“. Hrsg. Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT), Verlag Ernst & Sohn, Berlin.

EAP (2012): Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“. Hrsg. Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT), Verlag Ernst & Sohn, Berlin.

Handbuch Eurocode 7 Geotechnische Bemessung – Band 1: Allgemeine Regeln. Hrsg. Deutsches Institut für Normung e.V.

Handbuch Eurocode 7 – Geotechnische Bemessung - Band 2: Erkundung und Untersuchung. Hrsg. Deutsches Institut für Normung e.V.

### Internet

[Web 1] <https://www.iwes.fraunhofer.de/de/forschungsprojekte/aktuelle-projekte/syn-core.html> (zuletzt aufgerufen am 04.03.2023)

# Herangehensweise an geomesstechnische Fragestellungen – Beitrag der Ingenieurgeodäsie

*Dipl.-Ing. Holger Rosenkranz, Tractebel Hydroprojekt GmbH*

## 1 Arbeitskreis „Geomesstechnik“

Der Arbeitskreis „Geomesstechnik“ hat sich als Interessengemeinschaft Geomesstechnik im Jahr 2002 zusammengefunden und wird sowohl durch die Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT) als auch die Gesellschaft für Geodäsie, Geoinformation und Landmanagement e.V. (DVW) getragen. Seine Ziele sind:

- Förderung des Wissens um die Notwendigkeit und den Nutzen eines zielgerichteten und zielführenden Einsatzes der Geomesstechnik: Erforderlich ist hierzu auch die Sensibilisierung der am Bau Beteiligten im Hinblick auf die besonderen Leistungen beim Einsatz messtechnischer Verfahren.
- Inhaltliche und konzeptionelle Aufarbeitung des in dem EC 7 als „Beobachtungsmethode“ regeltechnisch eingeführten Konzeptes: Dabei sieht der Arbeitskreis eine wesentliche Aufgabe darin, dieses Konzept methodisch umzusetzen und in der Praxis stärker zu verankern. Der AK will für diese Aufgaben entsprechende inhaltliche und fachliche Hilfestellung geben.
- Entwicklung von Grundlagen für eine qualifizierte Ausschreibung, in der die Messtechnik, Messwertanalyse und -interpretation zu einer vergüteten ingenieurtechnischen Leistung werden.
- Koordination der öffentlichen und fachlichen Aktivitäten im Bereich der Geomesstechnik (z. B. Initiierung und Koordination von Veranstaltungen, Entwicklung von Regelwerken).
- Stärkung des deutschen Engagements im Bereich der Geomesstechnik auf internationaler Ebene: Die auf nationaler Ebene existierenden, sehr umfangreichen Erfahrungen sollen durch eine verstärkte Vertretung in internationalen Gremien und eine intensivere internationale Sichtbarkeit (Publikationen) nach außen getragen werden.
- Förderung der Lehre auf dem Gebiet der Messtechnik: Die Grundlagen der Messtechnik sollten dabei zukünftig verstärkt im Studium vermittelt werden. Dazu sollen im Studium die „Grundlagen der Messtechnik“ frühzeitig gelehrt werden, da diese ebenso zu den Grundlagen der Ingenieurausbildung gehören wie z. B. die Mechanik oder Mathematik.
- Entwicklung von Empfehlungen für die sachgerechte Auswahl und den Einbau von Sensoren und Messsystemen, für die qualitätsgesicherte, fachgerechte Durchführung der Messungen und für die Messwertauswertung und -analyse.

Im September 2021 wurde ein wichtiger Meilenstein in der Arbeit des Arbeitskreises erreicht: Die „Empfehlungen des Arbeitskreises Geomesstechnik“ wurden als Buch und e-bundle veröffentlicht (EAG, 2021).

Damit soll dem Praktiker ein Leitfaden in die Hand gegeben werden, der sowohl die Herangehensweise an geomesstechnische Fragestellungen erläutert, Messverfahren und -prinzipien beschreibt als auch typische Anwendungsfälle der Geomesstechnik vorstellt.

Die Erläuterungen zur Planung von Messprogrammen nehmen einen zentralen Platz in den Empfehlungen (EAG, 2021) ein.

## 2 Erstellen von Messprogrammen

### 2.1 Keine Messung ohne Fragestellung

Geotechnische Messungen sind niemals Selbstzweck. Die dienen der Verringerung der Unsicherheiten durch die Bereitstellung von Informationen. Um dieses Ziel erreichen zu können, müssen Ziel, Art und Umfang der Messungen herausgearbeitet und in einem Messprogramm definiert werden. Dieses dient somit einerseits der strukturierten Aufarbeitung und andererseits als Leistungsbeschreibung für Durchführung und Auswertung der Messungen sowie der Dokumentation der Ergebnisse.

*„Die Erstellung von Messprogrammen ist ein konzeptioneller Prozess, der einem allgemein gültigen Ablauf folgt, jedoch auf das speziell zu betrachtende Projekt abgestimmt werden muss. Die einzelnen Schritte der Entwicklung von Messprogrammen laufen in der Praxis nicht streng nacheinander ab. Vielmehr handelt es sich um einen iterativen Gestaltungsprozess auf Basis von vorangegangenen Projekterfahrungen.“ (EAG, 2021).*

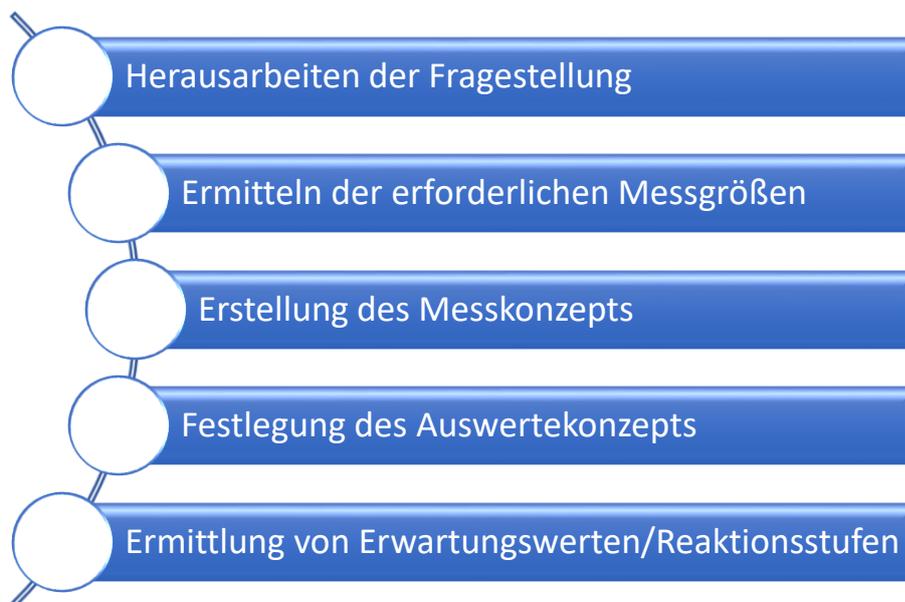


Abbildung 2-1: Arbeitsschritte bei der Erstellung geomesstechnischer Messprogramme

Trotz der Verschiedenheit der Aufgabenstellungen sind in der Regel alle der in Abbildung 2-1 genannten Schritte für die fachgerechte Erstellung von Messprogrammen erforderlich. Ausführliche Hinweise zu den für die Erstellung von Messprogrammen empfohlenen Prozessschritten sind in (ICE, 2021, Chapter 94) zu finden.

Die Festlegung der Instrumentierung bezüglich Typs, Lage und Anzahl steht dabei nicht am Anfang des Prozesses, sondern ist eines der Ergebnisse und ergibt sich auf Basis der benötigten Messgrößen aus den Erfordernissen u. a. an Messunsicherheit, räumlicher und zeitlicher Auflösung.

Komplettiert werden Messprogramme durch Festlegungen zur Aufbereitung, Veröffentlichung, Präsentation und Archivierung der Messergebnisse.

## 2.2 Reaktionsstufen

Messungen haben Konsequenzen: Aufbauend auf den Messergebnissen müssen zuweilen weit reichende Entscheidungen getroffen werden. Dies gilt nicht nur, aber in besonderem Maße bei der Anwendung der Beobachtungsmethode. Im Falle von signifikanten Abweichungen des beobachteten Objekts vom Normalverhalten müssen als Konsequenz aus den Messergebnissen gegebenenfalls Änderungen im Bauprozess oder sogar Maßnahmen zur Abwehr einer Gefährdung eingeleitet werden.

Dazu reicht es nicht aus, dass in der richtigen Art und Weise, am richtigen Ort, zur richtigen Zeit gemessen wurde, die Ergebnisse richtig berechnet und kontrolliert sind und zeitnah vorliegen. Es ist erforderlich, die Messergebnisse in kurzer Zeit bezogen auf das erwartete Verhalten des betrachteten Objekts bewerten zu können. Diesem Zweck dient die Bereitstellung von Reaktionsstufen, also abgestuften Messwertebereichen, bei deren Überschreitung schrittweise bestimmte Reaktionen ausgelöst werden. Diese Reaktionen wiederum sind sehr individuell bzw. projektspezifisch und in der Regel Teil des Projektrisikomanagements.

*„Für alle wichtigen Messstellen sollten – unabhängig von der Notwendigkeit einer Meldung oder Alarmierung – Erwartungsbereiche ermittelt und im Messprogramm dokumentiert werden, da sie eine Sofortbewertung der Messergebnisse ermöglichen.“* (EAG, 2021, S. 203)

Die Anwendung der Beobachtungsmethode (nach DIN EN 1997-1:2009-09) setzt die Ermittlung von Erwartungsbereichen zwingend voraus, zusammen mit dem Nachweis, dass die ermittelte Bandbreite des Verhaltens unter realistischen Annahmen erfolgte. Der Erwartungsbereich wird häufig als Schwellenbereich verwendet, bei dessen Erreichen besondere Aufmerksamkeit erforderlich ist und Zusatzmaßnahmen vorzubereiten sind.

Außer dem Erwartungsbereich können verschiedene, eskalierende Reaktionsstufen wie Eingreifwerte oder Alarmwerte definiert sein, wobei die Bezeichnungen nicht verbindlich genormt sind (vgl. Abbildung 2-2). Allen ist gemeinsam, dass die notwendigen Reaktionen beim Erreichen bzw. Über- oder Unterschreiten in einem Messprogramm oder Havarieplan beschrieben und die Mittel zur Reaktion stets verfügbar sind.

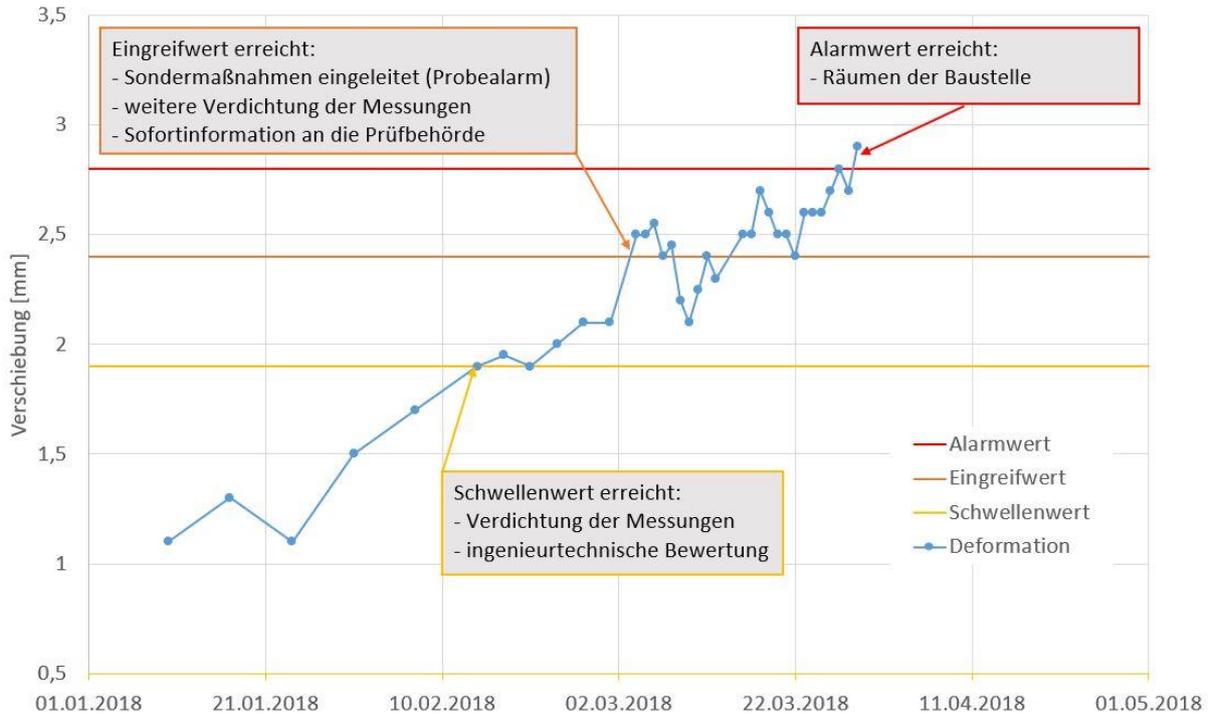


Abbildung 2-2: Beispiel für Schwellen-, Eingreif- und Alarmwerte bei kontinuierlichen Messgrößen (aus: EAG, 2021, Seite 205)

### 3 Beitrag der Ingenieurgeodäsie

#### 3.1 Ingenieurgeodäsie – nur oberflächlich?

Ingenieurgeodätische Messverfahren sind aus der Geomesstechnik nicht wegzudenken, in praktisch jedem Projekt werden die durch die Geodäsie bereitgestellten geometrischen Informationen benötigt. Wie in Abbildung 3-1 angegeben, geht der Betrag der Ingenieurgeodäsie dabei weit über die eigentliche, meist auf die Oberfläche von Objekten beschränkte Geometrieerfassung hinaus.



Abbildung 3-1: Beiträge der Ingenieurgeodäsie im Rahmen der Geomesstechnik

Hervorzuheben ist der integrative Aspekt der geodätischen Methoden durch die Bereitstellung von Bezugs- (Referenz-) systemen (vgl. Abbildung 3-2). Dies umfasst sowohl die Definition dieser Systeme als auch die Bereitstellung der notwendigen Werkzeuge, um die Ergebnisse hybrider Messverfahren in ein einheitliches System zu überführen und darin Informationen über das Messobjekt abzuleiten.

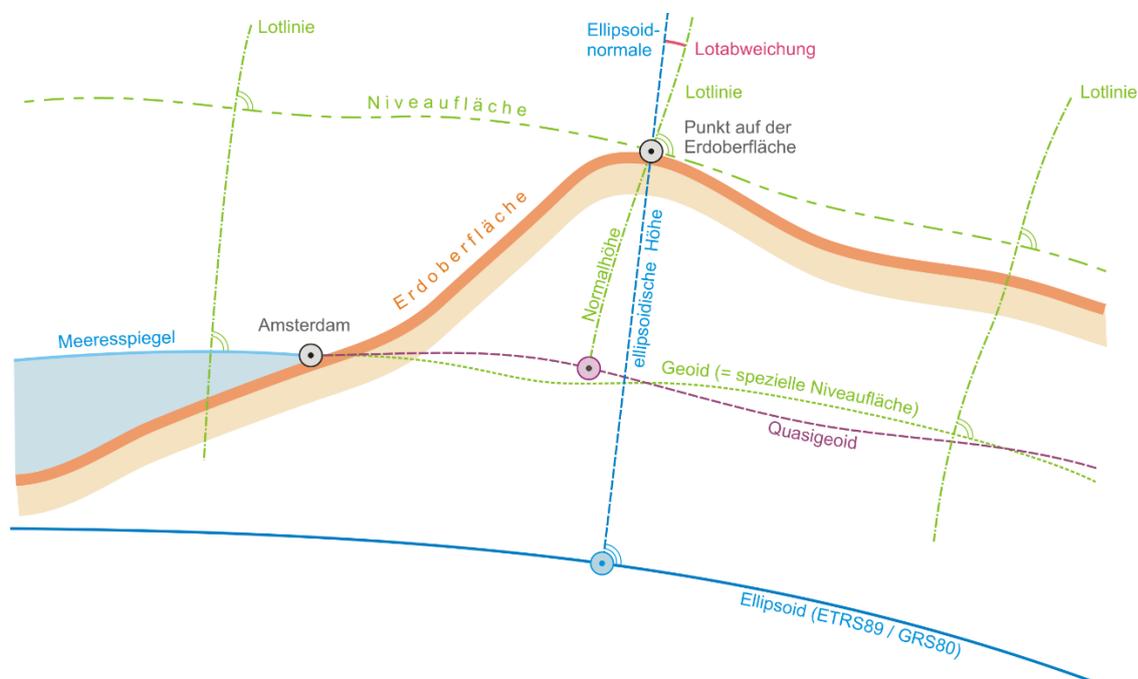


Abbildung 3-2: Zusammenhang zwischen verschiedenen Referenzsystemen (aus EAG, 2021)

### 3.2 Bereitstellung räumlicher Informationen

Wenige geomesstechnische Messverfahren sind bezüglich der Größe des Messraums so weit skalierbar wie die Verfahren der Ingenieurgeodäsie, eine Voraussetzung für die breite Anwendbarkeit. So lassen sich Informationen über Punkte mit einem Abstand von wenigen Dezimetern genauso bestimmen wie in kilometergroßen Projektgebieten, und dies oft berührungslos und mit hoher Genauigkeit. Diese reicht – je nach Verfahren – vom Submillimeterbereich bis zu einigen Zentimetern und deckt damit sehr viele Anforderungsprofile und Fragestellungen ab.

Folgende Messverfahren der Ingenieurgeodäsie werden in der Geomesstechnik – über die klassischen Vermessungsverfahren mittels Tachymeter und Digitalnivellier hinaus - angewandt:

- hydrostatisches Nivellement (Schlauchwaage)
- GNSS (satellitengestützte Vermessung)
- Laserscanner
- Radarinterferometrie (terrestrisch oder satellitengestützt)
- digitale Photogrammetrie

Je nach Aufgabenstellung können die Ergebniswerte punktweise, linienhaft oder flächig bereitgestellt werden, und das je nach Messverfahren zu diskreten Messepochen oder mit hoher Messfrequenz quasi kontinuierlich.

Für die mit ingenieurgeodätischen Verfahren gewonnenen Messergebnisse können in vielen Fällen neben den eigentlichen Ergebniswerten auch Angaben zu deren Zuverlässigkeit bereitgestellt werden, eine wesentliche Informationsquelle zu deren Bewertung und Interpretation.

## **4 Zusammenfassung und Ausblick**

Nach einer kurzen Vorstellung des Arbeitskreises Geomesstechnik der DGGT und des DWV werden im Beitrag Grundsätze zur Erstellung von Messprogrammen vorgestellt. Dabei wird besonders auf die Notwendigkeit der Ermittlung von Erwartungsbereichen und Reaktionsschwellen eingegangen, die eine schnelle Bewertung von Messergebnissen ermöglichen.

Autor:

Dipl.-Ing. Holger Rosenkranz

Tractebel Hydroprojekt GmbH

Rießnerstr. 18

99427 Weimar

## **5 Quellenverzeichnis**

### **Literatur**

EAG (2021): Empfehlungen des Arbeitskreises Geomesstechnik. Verlag Ernst und Sohn, ISBN 978-3-433-03343-2.

ICE (2012): Dunnycliff, J., Marr, W.A. und Standing, J. (2012). Principles of Geotechnical Monitoring. ICE Manuel of Geotechnical Engineering: (Hrsg. J. Burlan, T. Chapman, H.D. Skinner und M. Brown). London: ICE Publishing.

### **Normen und Regelwerke**

DIN 18710-1:2010-09 (2010). Ingenieurvermessung – Teil 1: Allgemeine Anforderungen mit Berichtigung 1 (2011-01). Berlin: Beuth.

DIN EN 1997-1:2009-09 (2009). Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln; Deutsche Fassung EN 1997-1:2004 + AC:2009. Berlin: Beuth.

# GEOMESSTECHNIK – Anwendungen in der Geotechnik

*Univ.-Prof. Dr.-Ing. Richard A. Herrmann, Dipl. Ing. (FH) Thorsten Lauber,*

*GEOTECHNIK GmbH Prof. Dr.-Ing. Herrmann & Partner*

## 1 Empfehlungen des AK „Geomesstechnik“ – Ingenieurhandbuch zur Geomesstechnik

### 1.1 Allgemeines

Die Empfehlungen des AK Geomesstechnik resultieren aus einer Konstituierung und lang-jährigen Beratung, die in Verbindung mit den neu entstandenen Normen DIN EN ISO 18674-1 bis DIN EN ISO 18674-5 zur Geomesstechnik stehen.

Die Empfehlungen des AK Geomesstechnik setzen die Reihe der DGGT Empfehlungen, EA-Baugruben (EAB), EA-Pfähle (EAP), EB-Geokunststoffe (EBGeo), EA-Geothermie u.a. weiter fort. Die Konzeption liegt darin in Verbindung mit DIN/EN/ISO Anwendungsnormen mit Ingenieurhandbüchern -die auch nicht normative, informative und teils lehrbuchhafte Inhalte mit Handlungsanweisungen/-empfehlungen zum Inhalt haben- zu verknüpfen. Dieser Ansatz soll auch die Möglichkeit geben, Normeninhalte kürzer fassen zu können, da sich die Umsetzung in den Ingenieurhandbüchern (Empfehlungen) finden lässt.

Im Beitrag soll in Teilen dieses neu erschienene Handbuch in Verbindung mit Beispielen zur Geomesstechnik in der Praxis vorgestellt werden.

Verfahrensabläufe

Die Empfehlungen des AK Geomesstechnik stellen die Verfahrensabläufe wie folgt dar:

- **Geotechnische Messungen erfordern einen strukturierten Ablauf von der Projektinitiierung bis hin zum Messtechnischen Bericht und Projektabschluss**
- **Die Motivation ist mit der gutachterlichen Aufgabenstellung gegeben mit und zu(r):**
- **Beweissicherung**
- **Sicherheitstechnischen Fragen**
- **Havarie-Konzept**
- **u.a. Fragestellungen z.B. erfolgreiche Sanierung o.a.**

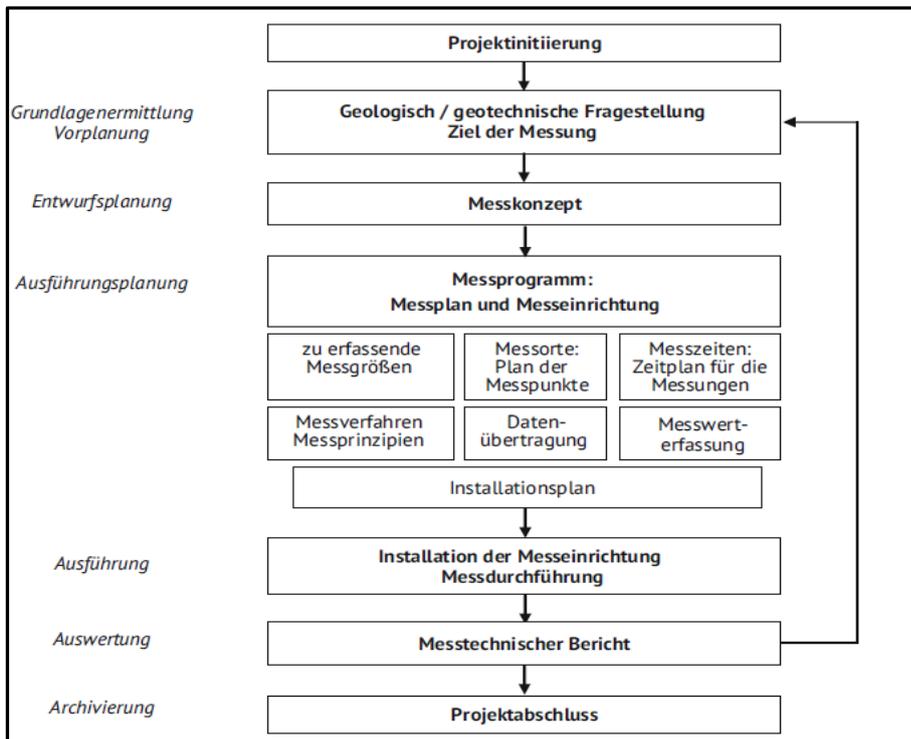


Abbildung 1-1: Inhalt und Ablauf eines Geomonitoringprojekts (in Anlehnung an DIN EN ISO 18674-1 und HOAI)

## 1.2 Risikomanagementverfahren

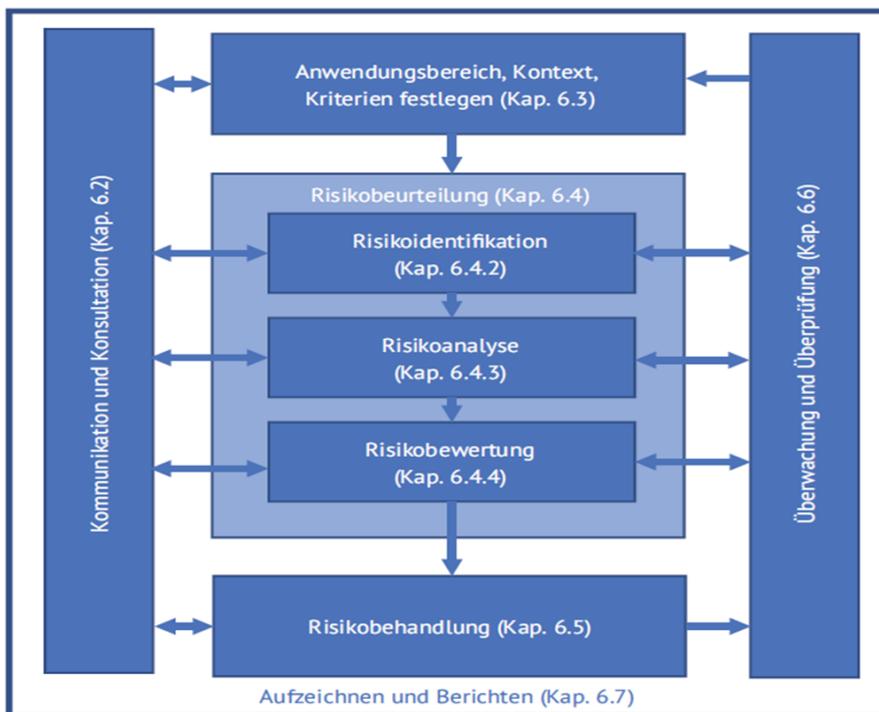


Abbildung 1-2: Prozess des Risikomanagements (nach DIN ISO 31000 – Empfehlungen des AK-GMT)

**Tabelle 1-1:** Prozessschritte beim Georisikomanagement (je Projektphase) – Empfehlungen des AK-GMT

Schritt 1	Sammeln von Informationen	Anforderungen, Istzustand, räumliche/zeitliche Abgrenzung
Schritt 2	Identifizieren geotechnischer Risiken	Erfassen aller für das Projekt relevanten geotechnischen Risiken
Schritt 3	Analyse geotechnischer Risiken	Betrachtung von Unsicherheiten, Risikoursachen, Wahrscheinlichkeit sowie Erfassung der Auswirkungen (Beschreibung des Schadenspotenzials für Menschen, Sachgüter und andere Schutzgüter in der räumlichen und zeitlichen Relation zu der erkannten Gefährdung und unter Berücksichtigung direkter Schäden und Folgeschäden)
Schritt 4	Bewertung geotechnischer Risiken	Bewertung der Risiken unter Einbeziehung der Ergebnisse der Risikoanalyse bezogen auf die Auswirkungen/Folgen
Schritt 5	Risikobehandlung	Festlegen und Umsetzen von Maßnahmen zur Beherrschung des Risikos
Schritt 6	Überwachung und Überprüfung	Auswertung der Wirksamkeit der getroffenen geotechnischen Maßnahmen zur Beherrschung des Risikos
Schritt 7	Kommunikation, Verbesserung	Übertragen aller geotechnischen Informationen zu Risiken in die nächste Projektphase (Beitrag zu Schritt 1 der nächsten Projektphase)
Beginn der nächsten Projektphase		

## 2 Methoden

### 2.1 Beobachtungsmethode

Die Beobachtungsmethode stellt ein wichtiges Element des Geotechnik- Design nach dem EC 7-1 dar, insbesondere bei Bauverfahren/ Methoden, bei denen Sicherheitsdefizite vorliegen. Die Anwendung ist nur zulässig in einer dualen Verbindung/ Verknüpfung mit einer Modellrechnung/ einer Prognose des Bauwerksverhaltens und einer Beobachtung mit festgelegten Warn-/ Eingreif- und Alarmwerten sowie einem Havariekonzept.

## 2.2 Messungen von vertikalen Verformungen des Baugrundes - Setzungen

### 2.2.1 Staatliche Bibliothek Ansbach

Die Messung von vertikalen Verformungen des Baugrundes in Form von Setzungen soll am Beispiel der Staatlichen Bibliothek Ansbach gezeigt werden. Im Rahmen eines 5-jährigen Messprogrammes wurden Ergebnisse erzielt, die mit den ausgewerteten Terra-Sat Daten abgeglichen wurden. Dabei zeigte sich mit dem Portal BGR Bodenbewegungsdienst, in dem diese Daten hinterlegt und verfügbar sind, dass für den Bereich der Stadt Ansbach umfangreiche Daten, im Bereich der Altstadt, des Schlossareals und im Bereich des Rezat-Ufers vorliegen. Im Bereich der Staatlichen Bibliothek liegen -infolge fehlender Kanten, die Radarsignale reflektieren- keine Daten vor. Die Daten des BGR Bodenbewegungsdienstes waren, bzw. sind trotzdem für das Projekt hilfreich, da damit die insgesamt 3 Festpunkte, die im nachfolgend dargestellten Messprogramm abgesichert wurden; Anmerkung: Das Ansbacher Schloss wurde in einer umfangreichen Sanierung von einer Holzpfahlgründung auf Ortbetonpfähle nachgegründet.



Abbildung 2-1: Ergebnisse aus dem Portal BGR Bodenbewegungsdienst

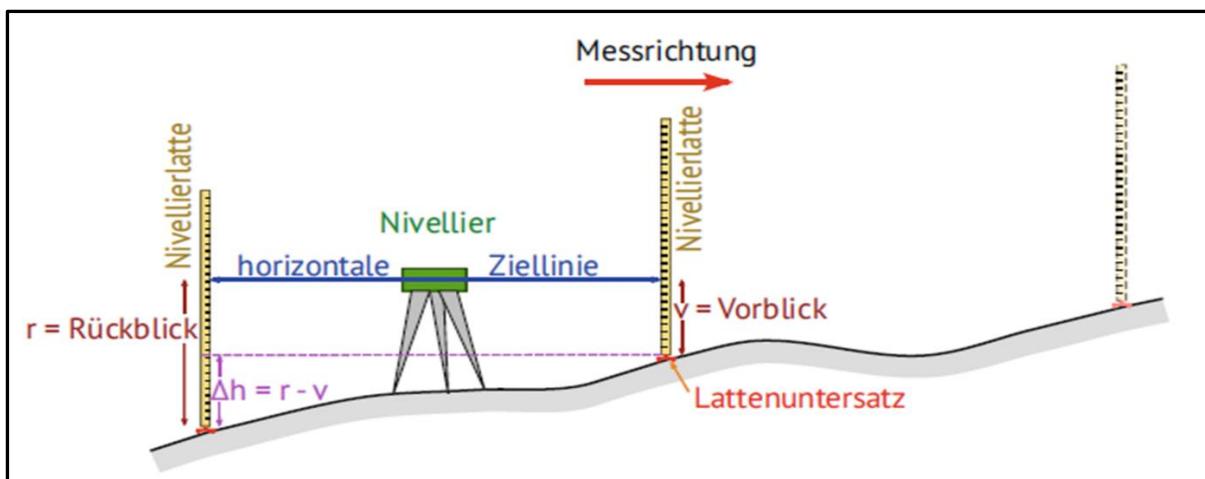
- nach der Darstellung liegen keine Daten im Bereich des betroffenen Objektes vor
- siehe Markierung des Gebäudes (in roter Umrandung)

Die Anwendung der Terra-Sat Daten kann deshalb wie im Beitrag *Schulze et.al. (2023)* zur Optimierung von Erkundungsprogrammen oder Geomessprogrammen. Im Weiteren ist vorgesehen, auch bei anderen Projekten parallel Messpunkte für Terra-Sat Messungen zu generieren.



**Abbildung 2-2:** Detailaufnahme für die Staatliche Bibliothek Ansbach

Die Messung von vertikalen Verformungen des Baugrundes in Form von Setzungen erfolgten an der Staatlichen Bibliothek Ansbach im Rahmen eines 5-jährigen Messprogrammes mit geodätischen Messungen in Form eines Präzisionsnivellements mit einem Nivellier DINI 10T mit kalibrierten Invarlatten, siehe Bild 2-4.



**Abbildung 2-3:** Prinzip des geometrischen Nivellements - aus den Empfehlungen des AK Geomesstechnik

Die Messung von vertikalen Verformungen des Baugrundes in Form von Setzungen mit geodätischen Methoden, hier in Form eines Präzisionsnivelements mit einem Nivellier DiNI 10 T mit kalibrierten Invarlatten stellt einen bewährten Ansatz dar, wenn zu klären ist, ob Verformungen aus dem Baugrund/ Gründung resultieren können. Die Anwendung im Bereich der Geotechnik resultiert aus den Messprogrammen der LGA-Bayern beim Bau großer Schleusen beim Rhein-Main-Donaukanal, mit Verformungen der Schleusenkammerwände. Die Umsetzung von geotechnisch/geodätischen Messprogrammen erfordert die Umsetzung einer „Geotechnischen – Geomesstechnik“, die in universitärem Curriculum nicht vermittelt wird, sondern in der Praxis und konkreten Projekten entwickelt werden muss. Dazu zählt die zielgerichtete Planung des Messprogrammes mit den vorgesehenen Festpunkten, dem Nivelliermesszug und den voraus festzulegenden Messpunkten sowie den möglichen Festpunkten, die in der Tat gesicherte Festpunkte darstellen müssen. Die handwerkliche Umsetzung des Messprogrammes erfordert, die fachgerechte Installierung der Messpunkte, besondere Messbolzen, Verwendung von industriellen Klebematerial und deren Einbringung für die kraftschlüssige Verbindung der Messbolzen mit der Tragkonstruktion. Bei Auswahl der Messpunkte ist bereits die Möglichkeit der „Messbarkeit“ mit welcher Invarlatte 1m/2m/3m gemessen werden kann und der Messzug zu prüfen und festzulegen.

### *Anmerkung:*

*Bei historischen Bauwerken (Kirchen/ Kathedralen / Basiliken u.a.) haben mittelalterliche Baumeister i. d. R. Mauerüberstände zur Abweisung von Niederschlagswasser auf die Außenmauern geplant und ausführen lassen, womit messtechnische Hindernisse vorliegen.*

Die hohen Anforderungen gelten weiter für die Wahl der Festpunkte  $n > 3$ , bei denen ggf. der eigene Festpunkt „absolut sicher“ sein sollte. Dies erfordert u.U. die Herstellung von eigenen Festpunkten, die bis zur Herstellung von Bohrpfählen reichen kann. Benachbarte Bauwerke mit Pfahlgründungen können besonders gut als Festpunkte genutzt werden. Im Weiteren stellt die Durchführung der s.g. „Nullmessung“ eine besondere Herausforderung dar. Messungen als geodätische Präzisionsmessungen können generell nur „ohne Wind“ und „ohne Regen (kein Regentropfen)“ erfolgen. Desweiteren sind die „Nullmessungen“ erst nach der Aushärtung und abgeklungenen Verformungen des -speziellen- Klebematerials der installierten Messbolzen und in einem zeitlichen Abstand von mind. 14 Tagen durchzuführen. Das Hilfspersonal muss so geschult sein und mit Hilfskonstruktionen versehen sein, dass die Invarlatte absolut senkrecht und ohne Bewegungen positioniert wird, um vom Nivellier DiNi 10T (ca.1.000 Messungen pro Messung) mit hoher Präzision bzw. messtechnisch hoher Qualität erfasst zu werden. Der Einsatz von temporären Festpunkten (Frosch) ist absolut obsolet, d.h. kann für Präzisionsnivelements nicht genutzt werden.

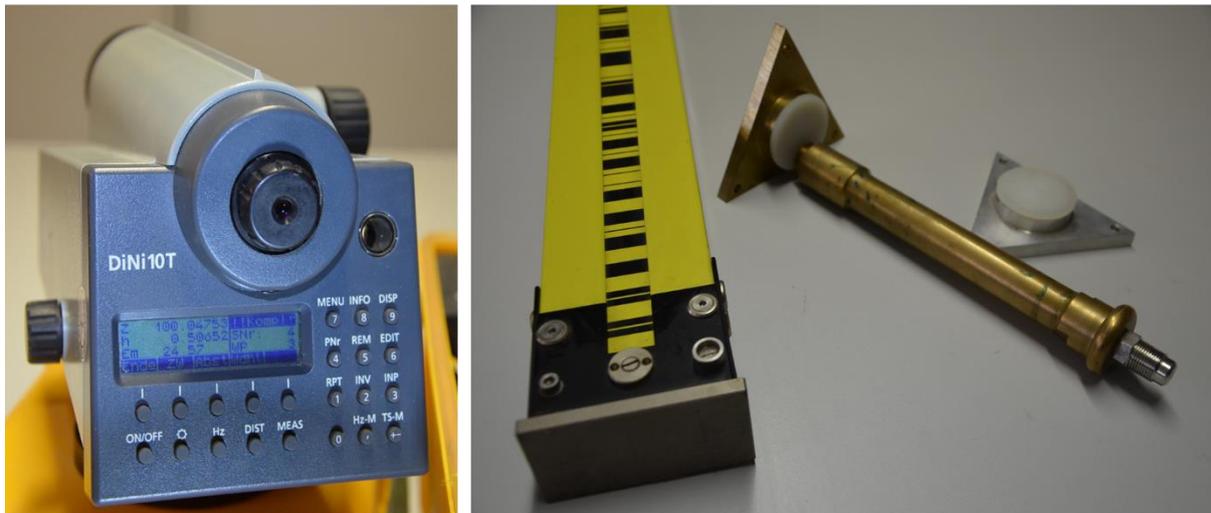


Abbildung 2-4: Präzisionsnivellement mit DiNi 10T mit Invarlatte

In messtechnischen Situationen, in den die tragende Konstruktion durch Verkleidungen von Stützen (z.B. mit vorgesetzter Granit-Verkleidung) o.a. nicht erreicht werden kann, sind besondere Lösungen, wie feinmechanische Sonderkonstruktionen, wie Halterungen für Einschraubbolzen u.a. erforderlich. Die Einschraub-Bolzen können -auch für Konvergenzmessungen- konfektioniert und genutzt werden, siehe Bild 2-4 b.

1 Ergebnisdarstellung/-gegenüberstellung der Präzisionsmessung „Feinnivellement“ mit Invarlatte (20.03.2020)						
Tabelle 1-1: Ergebnisse der Präzisionsmessung mit Invarlatte (20.03.2020)						
Höhenbolzen Nr.	1. Nullmessung	1. Folgemessung 18.04.2018	Differenz zwischen dem Mittelwert der 1. und 2. Nullmessung und der 1. Folgemessung	2. Folgemessung 07.11.2018	Differenz zwischen dem Mittelwert der 1. und 2. Nullmessung und der 2. Folgemessung	Differenz zwischen dem Mittelwert der 1. und 2. Folgemessung
	2. Nullmessung max. Differenz $x = \text{Mittelwert}$ (21.09.2017)					
	Messung (mNN) Differenz (mm)	(mNN)	Setzung/Hebung (-/+) (mm)	(mNN)	Setzung/Hebung (-/+) (mm)	Setzung/Hebung (-/+) (mm)
1. Höhenbolzen am Ansbacher Schloss (im Mauerwerk, fest) - außen						
Höhenfestpunkt 6629 0147	<b>400,39700</b> (Festpunkt)	<b>400,39700</b> (Festpunkt)		<b>400,39700</b> (Festpunkt)		
HP1	400,02778	400,02782	0,04	400,02791	0,13	0,09
HP2	400,35221	400,35216	-0,05	400,35226	0,05	0,10
HP3		400,52080	-	400,52075	-	-0,05
HP4	402,59983	-	-	402,59964	-0,19	-
Hb. 10	<b>402,30582</b>	<b>402,30566</b>	-0,16	<b>402,29925</b>	-6,57	-6,41

Abbildung 2-5: Messergebnisse aus Präzisionsnivellement – Ausschnitt Messprotokoll / Kopfzeile / Festpunkte

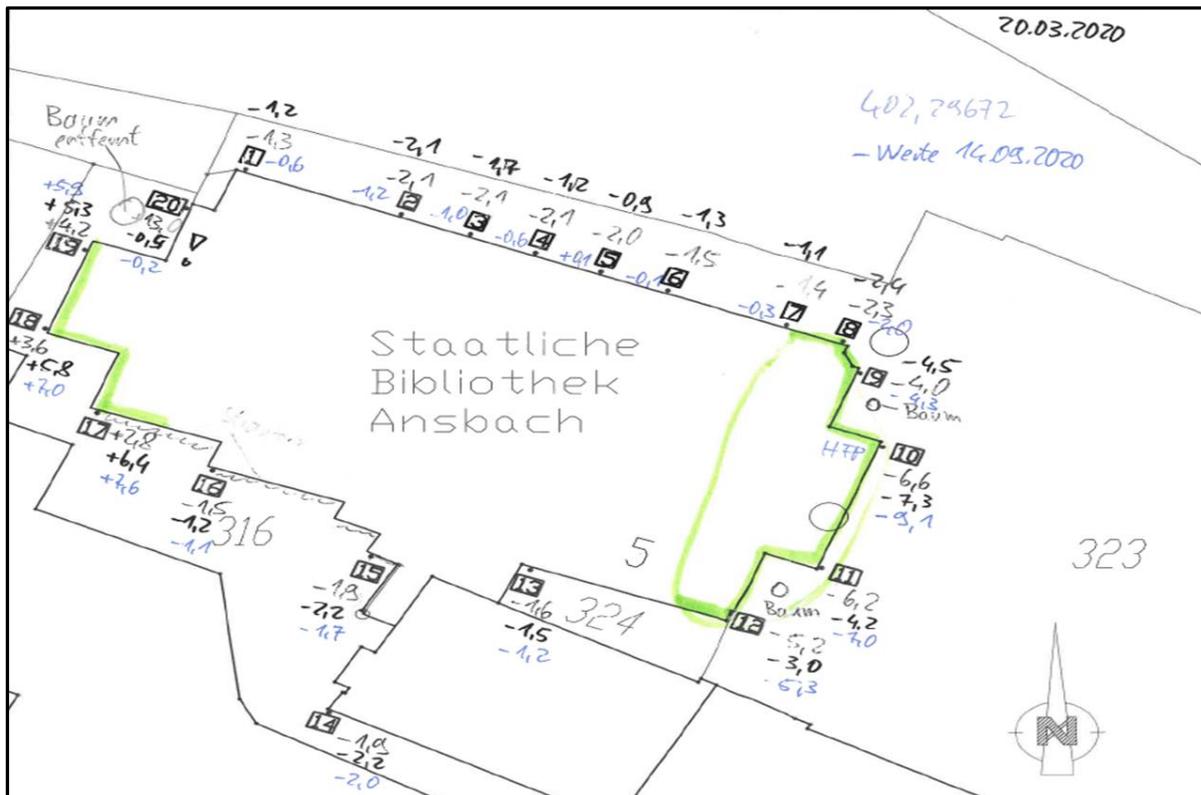


Abbildung 2-6: Auswertung der Nullmessungen zu den n-Folgemessungen (Staatliche Bibliothek Ansbach)  
 - mit Abgrenzung der betroffenen Schadensbereiche mit großen Setzungsinkrementen

## 2.2.2 Messungen an / in Aufschüttungen / Auffüllungen

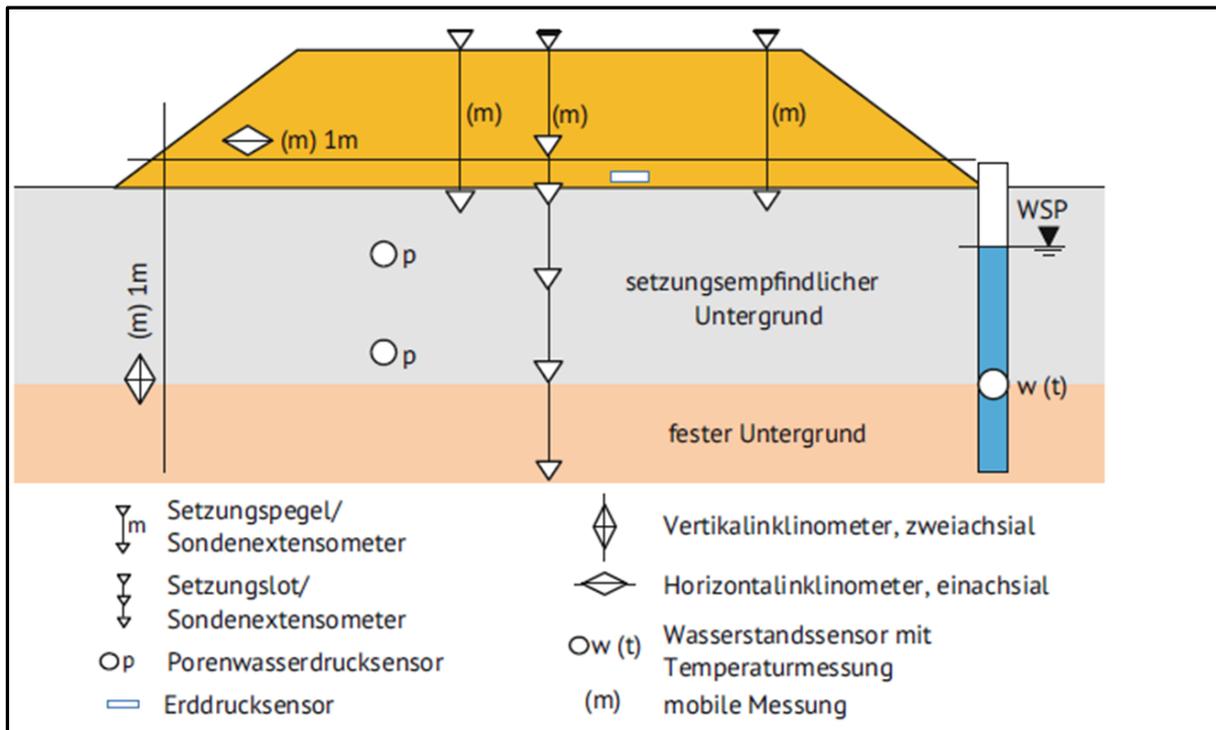
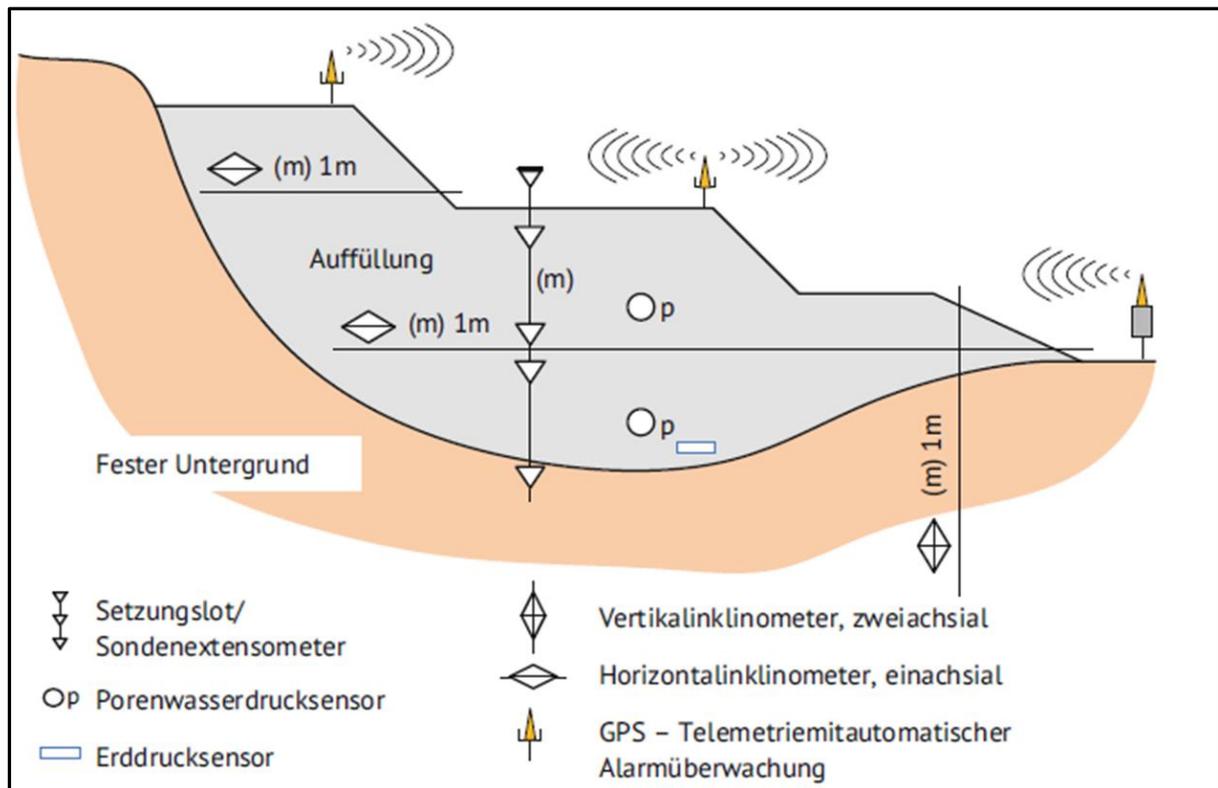


Abbildung 2-7: Instrumentierung in Aufschüttungen nach den Empfehlungen des AK Geomesstechnik



**Abbildung 2-8:** Instrumentierung in Auffüllungen nach den Empfehlungen des AK Geomesstechnik

Die v.g. Abbildungen aus den Empfehlungen stellen die verschiedenen Messsysteme in unterschiedlichen Aufschüttungen Dämme und Deponien u.a. Aufschüttungen dar, siehe DIN EN ISO 18674-1 bis DIN EN ISO 18674-5.

## 2.3 Messungen von vertikalen Verformungen des Baugrundes – Winkelverdrehungen / Horizontalverschiebungen

### 2.3.1 Massenbewegungen in Tongruben (Westerwald)

Im Beispiel dazu werden geotechnische Messungen zur Massenbewegung an der Tongrube Maria (Ww) mit der Sperrung der Straße K 101 über einem Zeitraum von ca. 1 Jahr vorgestellt, die zur Sanierung/ Sicherung die Gegenschüttung eines großen Basalt-Schüttkörpers erforderten, siehe auch: *Herrmann, R.; Töllers, B. Apfelbach, G. (1998).*

Die Sicherung von Tongruben erfordert, besondere geotechnische Fragestellungen und geotechnische Messprogramme, da mit der Ausbeutung der Tone große Entlastungen des gesamten Geländes und damit große Hebungen und Verschiebungen am Gelände großräumig auftreten. Daraus folgt, dass sich die nicht marinen Tone des Westerwaldes infolge der Hebungen entfestigen und s.g. Harnischflächen mit sehr geringen Scherwinkeln (spiegelglatt) ausbilden. Damit gehen Porenwasserdrücke einher, die als besondere TA Tone messtechnisch derzeit nicht erfasst werden können. Dies hat zur Folge, dass nur die primären Verformungen aus der oberflächennahen Massenbewegung ermittelt werden kann/ konnte.

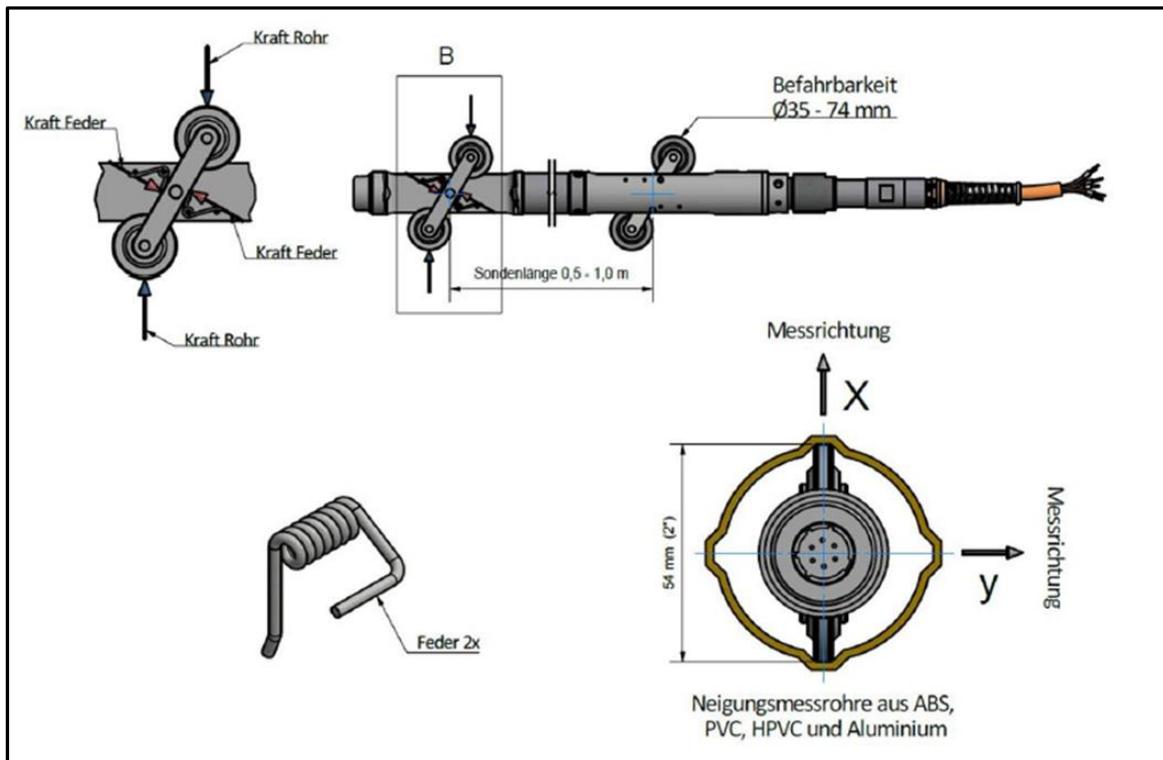


Abbildung 2-9: Inklinometersonde mit Messrohr nach den Empfehlungen des AK Geomesstechnik

Die hohe Qualität/ Genauigkeit der Inklinometrie wird in der Regel damit genutzt, dass die Inklinometerbohrungen sehr tief geführt werden, um den Fußpunkt als Festpunkt annehmen zu können. In sehr tiefen Tongruben würde dies sehr tief reichende Bohrungen zur Folge haben und trotzdem noch im Bereich von Verformungen liegen. Deshalb ist es hier ausreichend und auch möglich mit geringeren Bohrtiefen, die i. d. R. böschungsnahen Rutschkörper zu erfassen, wie dies in der nachfolgenden Abbildung dargestellt ist

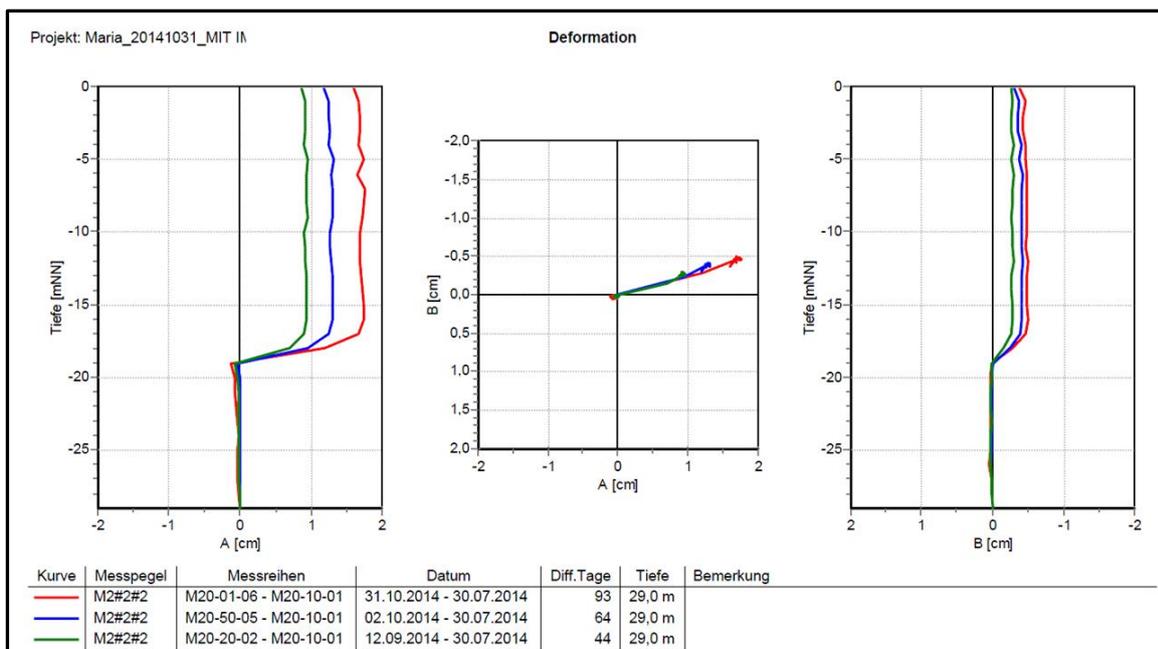
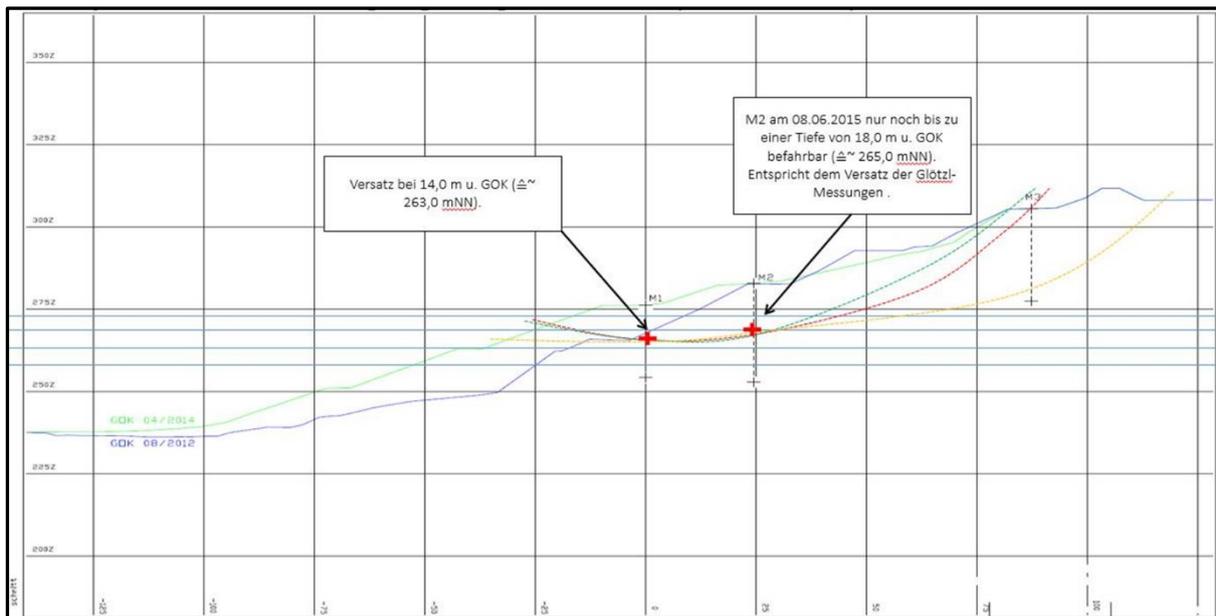


Abbildung 2-10: Ergebnisse der Inklinometermessstelle M2– Tongrube Maria Ww – nach DIN EN ISO 18674-



**Abbildung 2-11:** Profil Tongrube Maria – Standsicherheitsnachweise mit Hilfe der Inklinometermessungen

Die Abbildung 2-11 zeigt, dass es mit Hilfe der Inklinometermessungen, die den Aufbau einer Gegenschüttung mit Basalt-Abraummaterial begleiteten, die Gleitkreise definiert und in die Standsicherheitsuntersuchungen eingeführt werden konnten. Die Maßnahme, d.h. die Massenbewegung konnte nach über einem Jahr Bauzeit, sicher abgeschlossen und die K101 wieder für den Verkehr freigegeben werden.

Das Projekt Geotechnische Messungen zur Massenbewegung /Sicherung an der Tongrube Hohe Wiese (Ww) war infolge der hohen Gefährdung der BAB A3 und einer E-Hochspannungstrasse –siehe Bild 2-12- gegeben, siehe *Herrmann, R.; Töllers, B. Apfelbach, G. (1998)*. Die besonderen Anforderungen bestanden hier im Aufbau einer oder mehrerer Sickerlinien, die sich in den Klufflächen aufbauten und zu einer hydraulischen Belastung der Abbauböschung führten. Die Inklinometermessstellen mussten deshalb sowohl Bewegungen wie auch als Sickerwassermessstellen dienen. Dies erforderte besondere Anforderungen an die Messstellen und Messungen. Deshalb waren hohe Risiken bei der Sanierung infolge Porenwasserdruckaufbau und Gefahr des „Plötzlichen Versagens“ gegeben. Durch gezielte Maßnahmen wurde deshalb der Zufluss von Niederschlagswasser in die Tongrube hinein reduziert. In der Sanierung/ Sicherung erfolgte desweiteren eine Umstellung auf einen Kassetten-Abbau (räumlich) sowie eine Sicherung mit der Gegenschüttung eines großen Basalt-Schüttkörpers, siehe Lageplan/ Bild 2-12.

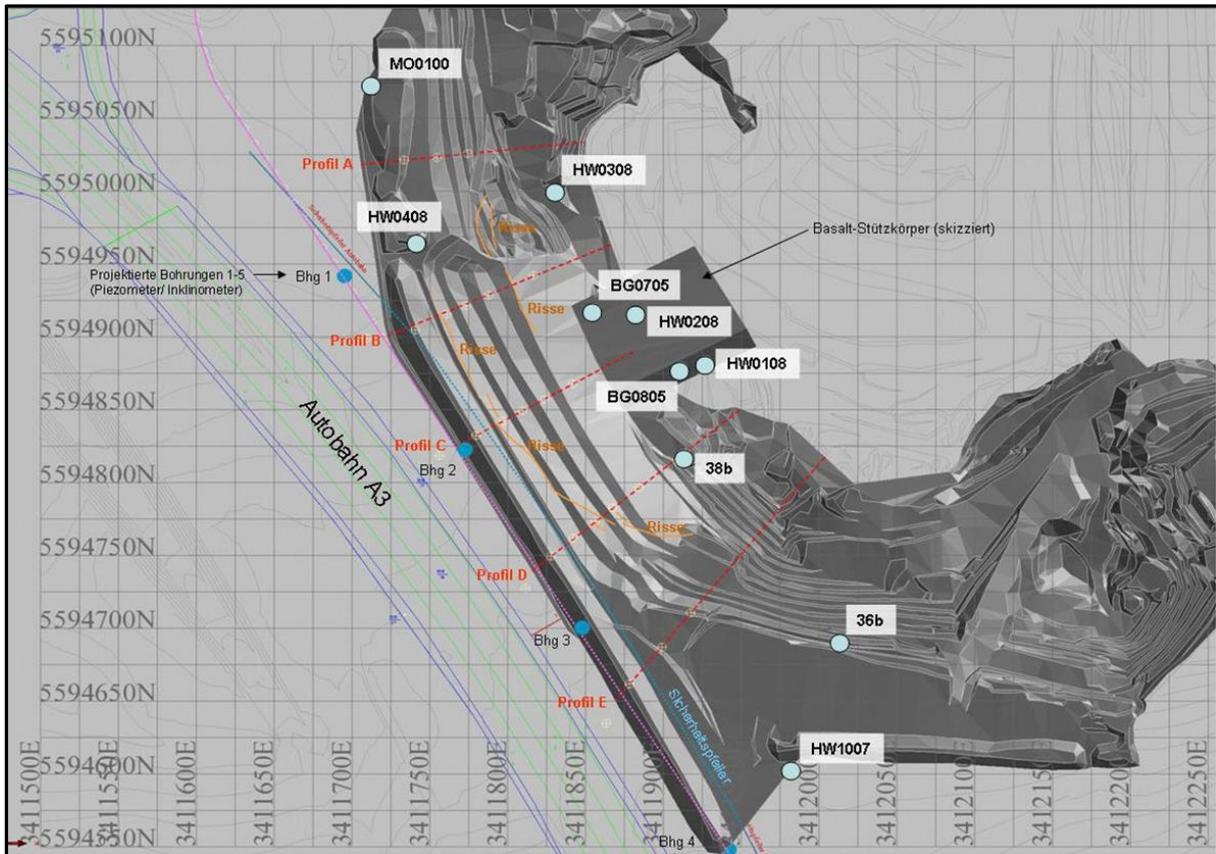


Abbildung 2-12: Tongrube Hohe Wiese – BAB A3, E-Hochspannungstrasse- Kassettenabbau - Stützkörper

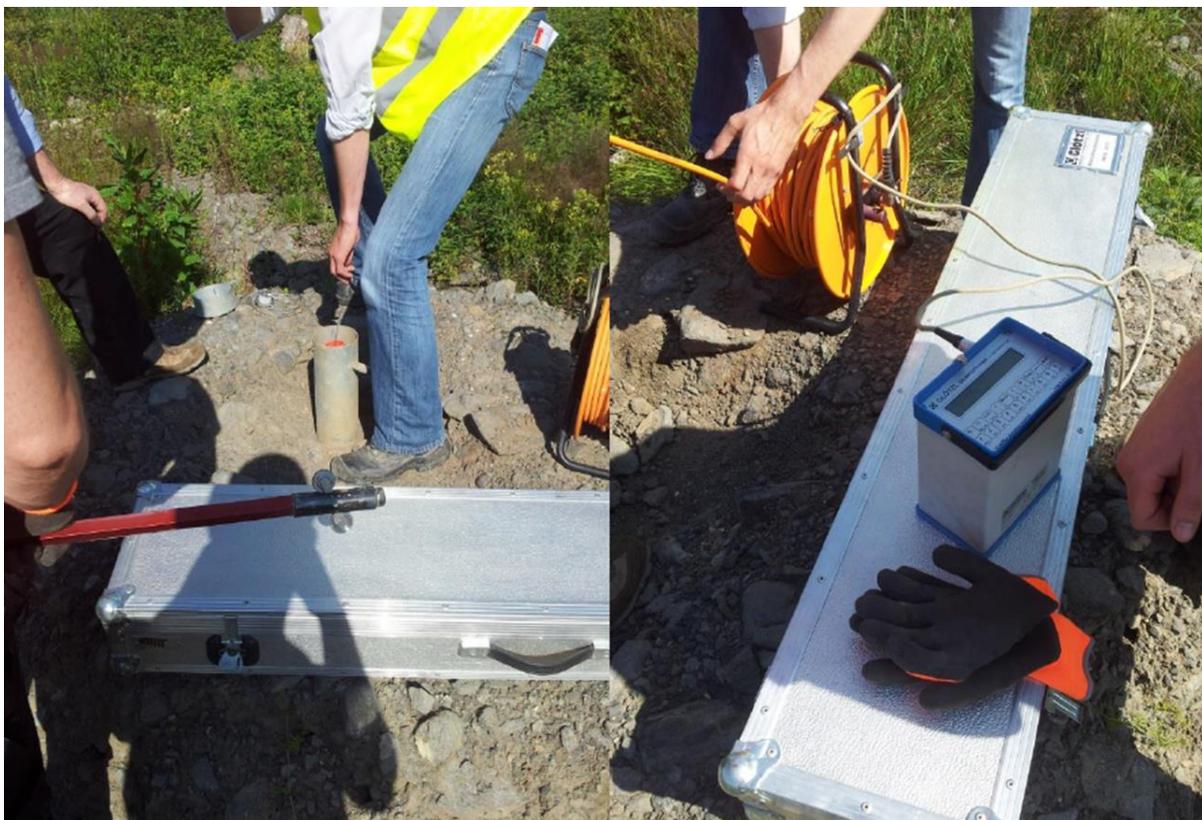


Abbildung 2-13: Durchführung einer Inklinometermessung - Tongrube Hohe Wiese Ww

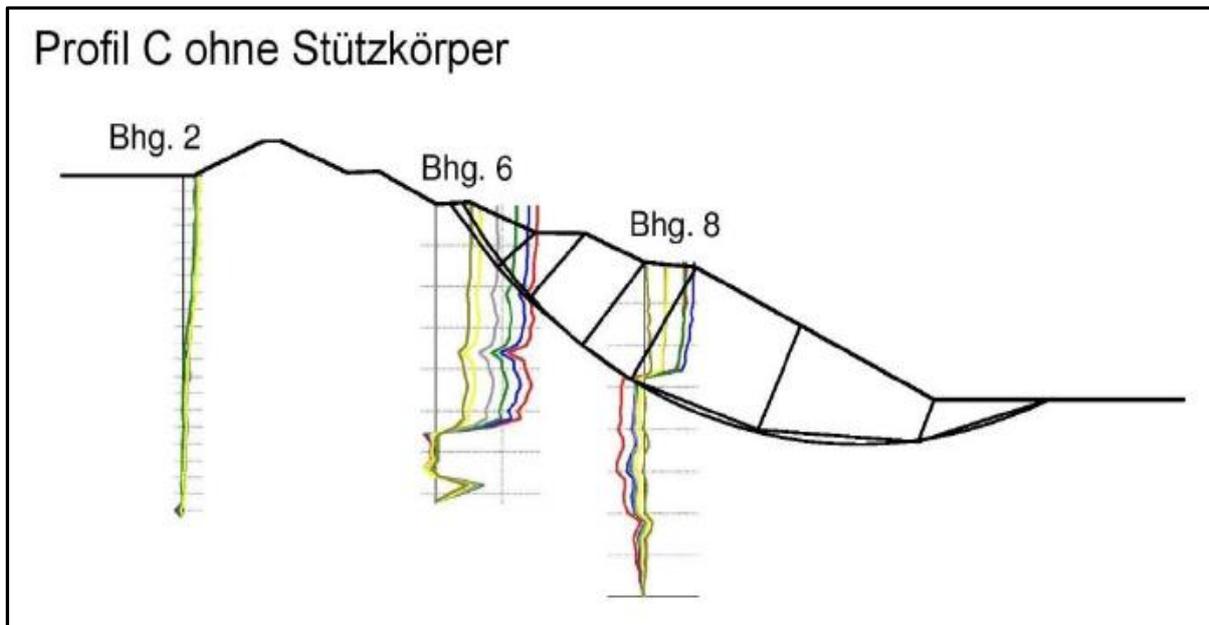


Abbildung 2-14: Profil c ohne Stützkörper - Tongrube Hohe Wiese Ww

Auf der Grundlage der Inklinometermessungen konnten auch hier die Bruchkörper abgegrenzt und in die Standsicherheitsberechnung eingeführt werden.

Die Berechnung, -insbesondere der räumliche Abbau (Kassettenabbau) wurde mit Hilfe der Kinematischen-Element-Methode nach *Gussmann, P. (1986), Gussmann, P. et.al. (1990)* mit pseudo 3D ermittelt.

Der Abbau an der gefährdeten Böschung und die Sanierung konnten erfolgreich abgeschlossen werden.

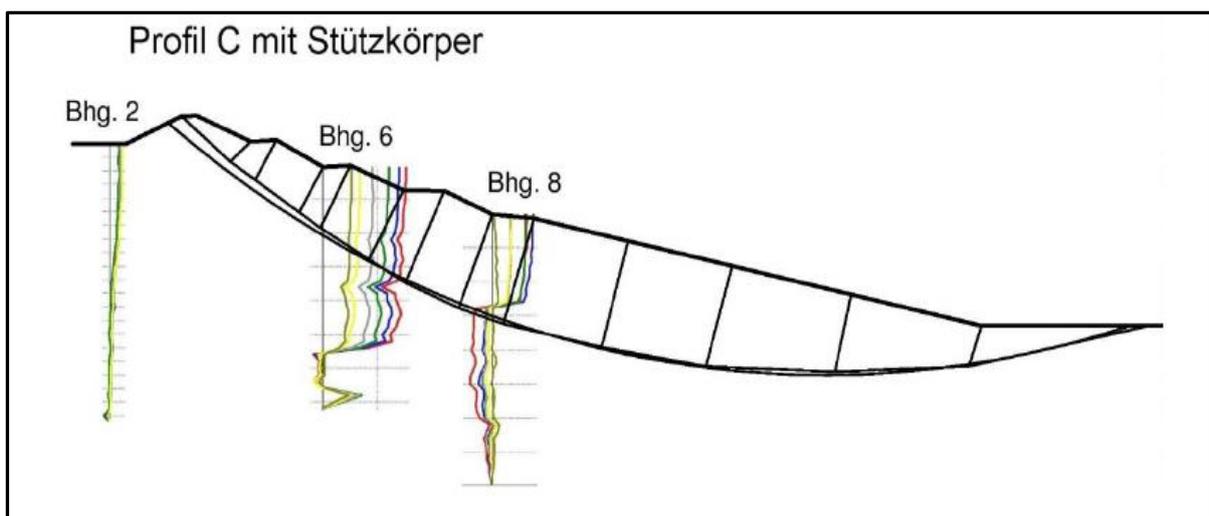


Abbildung 2-15: Profil c mit Stützkörper -Tongrube Hohe Wiese Ww

## 2.4 Messungen von Grund- und Porenwasserdrücken

Die Ermittlung von Grund- und Porenwasserdrücken nach -DIN EN ISO 18674-4- stellt ein wesentliches Element der geotechnischen Messungen dar. Dies gilt besonders für geotechnische Bauwerke, die unter einer hydrostatischen Belastung stehen, womit die Standsicherheit von dieser Art von Belastung maßgeblich bestimmt wird. Standsicherheitsnachweise ohne Kenntnis dieser Einwirkungen sind deshalb unvollständig bzw. fehlerhaft. Die Empfehlungen geben deshalb auch hier, mit den nachfolgenden Darstellungen zu Art und Umfang der Messungen in Abhängigkeit von der Bauweise der Staudämme (Zonendamm mit Dichtkern / Homogene Dämme). Der Umfang der Geomesssysteme in Dämmen ist abhängig von Stauhöhe und den Sicherheitsanforderungen, z.B. dichte Bebauung unterhalb der Talsperre, Erdbebenzone > 0, Bergsturzgefahr u.a.

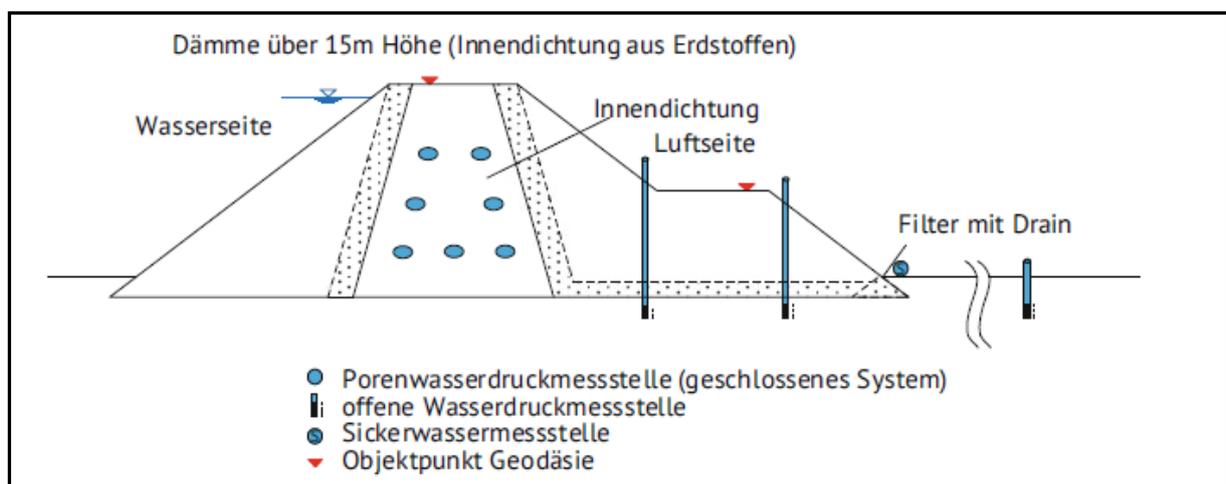


Abbildung 2-16: Anordnung der Messstellen an Staudämmen nach den Empfehlungen des AK Geomesstechnik

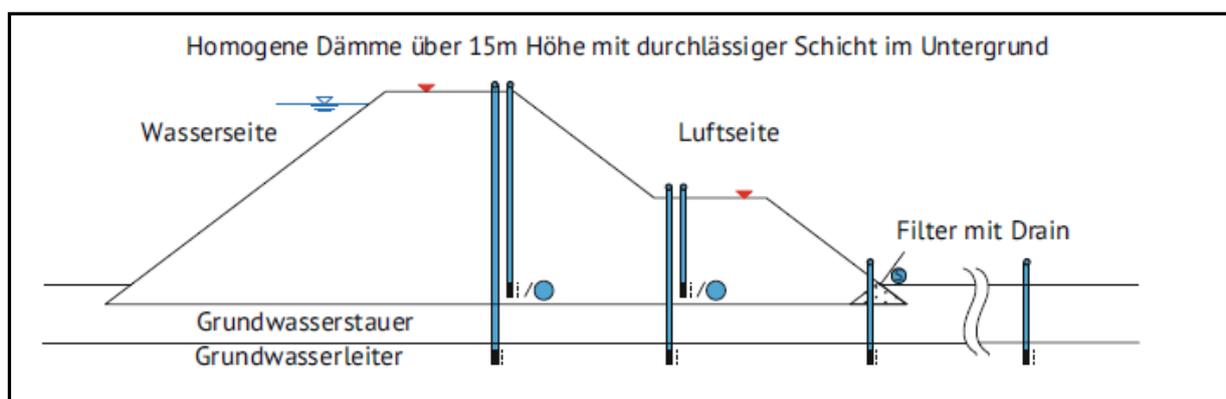


Abbildung 2-17: Anordnung der Messstellen an Staudämmen nach den Empfehlungen Geomesstechnik

Weitere Literatur zu Geomesssystemen in Dämmen, Deichen und Stauanlagen, siehe: Herrmann, R.; Jensen, J.; Schüttrumpf, H. (Hg.) (2019); Herrmann, R.; Jensen, J. (Hg.) (2013); Herrmann, R.; et. al. (2011); Herrmann, R.; Jensen, J. (Hg.) (2009; Herrmann, R.; Jensen, J. (Hg.) (2006).

## 2.4.1 Typische Messgrößen / Messverfahren an Dämmen und Staumauern

Tabelle 2-1: Typische Messgrößen an Dämmen und Stauanlagen

Bereich	Damm, Staudamm	Staumauer, massive Dichtungselemente in Dämmen
Absperrbauwerk	<p>Horizontal- und Vertikalverformungen im Stützkörper des Dammes und an dessen Oberfläche</p> <p>Setzungsunterschiede zwischen verschiedenen Bereichen der Dammkonstruktion oder innerhalb des Dichtungskerns</p> <p>Porenwasserdruckverteilung (Dichtungskern gegebenenfalls auch im Stützkörper)</p> <p>Wasserstand im Stützkörper des Dammes (Verlauf der Sickerlinie)</p> <p>Durchfluss von Sickerwasser (z. B. zum Nachweis der Wirksamkeit der Dichtungselemente)</p>	<p>Horizontal- und Vertikalverschiebungen der Stützmauer, insbesondere relativ zur Gründung</p> <p>Neigungen/Durchbiegung der Staumauer oder des Dichtungselements in Dämmen (z. B. Schmalwand)</p> <p>Relativbewegung an Feldfugen</p> <p>Dichtheit der Fugendichtungen</p> <p>Wirksamkeit der Drainage</p> <p>Temperaturverlauf im Mauerkörper</p>
Untergrund / Baugrund	<p>Horizontal- und Vertikalverformungen im Untergrund</p> <p>Setzungsunterschiede zwischen verschiedenen Bereichen</p> <p>Potenzialabbau im Untergrund (Wirksamkeit der Untergrundabdichtung, bzw. -drainage)</p> <p>Durchsickerung des Untergrundes</p>	<p>wie Staudamm, zusätzlich:</p> <p>Spannungen, besonders am wasserseitigen Mauerfuß oder am Fuß des Dichtungselements</p> <p>Sohlwasserdruck</p>
Umgebung	<p>Ober- und Unterwasserstand, Luft- und Wassertemperatur, Niederschlagsmenge, Beschleunigung</p> <p>Berg-/Grundwasserstand, ggf. Porenwasserdruck, vor allem an den Hängen luftseitig des Absperrbauwerks, Luftdruck</p> <p>Verformung der Stauraumhänge (insbesondere bei erstmaligem Einstau und im Lastfall „schnelle Spiegelsenkung“) zum Nachweis hinreichender Geländebruchsicherheit</p>	

**Tabelle 2-2:** Häufig an Talsperren eingesetzte Messverfahren

<b>Messziel</b>	<b>Häufig genutzte Messverfahren an Talsperren und Dämmen</b>
Horizontal- und Vertikalverschiebungen an der Oberfläche	Geodätische Messverfahren (Präzisionsnivellement, trigonometrische Netzmessung, Alignment, GNSS-Verfahren)
Potenzialabbau im Untergrund	Manometer / Grundwasserpegel / Wasserdrucksensor (offenes oder geschlossenes System)
Durchsickerung der Dichtungselemente oder des Untergrunds	Sickerwasser-Messwehr, Gefäßmessung
Ortung von Leckagen	Längenverteilte faseroptische Temperaturmessung
Erfassung von Beschleunigungen	Beschleunigungssensor, Seismometer

**Tabelle 2-3:** Zusätzlich an Dämmen eingesetzte Messverfahren

<b>Messziel</b>	<b>Häufig genutzte Messverfahren an Talsperren und Dämmen</b>
Horizontal- und Vertikalverformungen im Stützkörper	Hydrostatisches Setzungsmesssystem, Inklinometer, Sonden- und Stangenextensometer
Horizontal- und Vertikalverformungen im gründungsnahen Bereich und im Untergrund	Setzungsmessung in Messpegeln, Inklinometer
Porenwasserdruck in bindigem Material	Wasserdrucksensor (geschlossenes System)
Wasserstand im Stützkörper (Verlauf der Sickerlinie)	Offene Wasserdruckmessstelle, ggf. mit Wasserdrucksensor, an homogenen Dämmen oder bei sehr dichten Stützkörpermaterial auch geschlossenes System
Zur großräumigen Erfassung von Verformungen von z.B. Stauraumhängen werden zunehmend auch Verfahren der Fernerkundung eingesetzt, wie z.B. satellitengestützte oder terrestrische Radarinterferometrie (InSAR) oder Laserscans (LiDAR) aus der Luft oder vom Boden, wie das nachfolgende Beispiel zeigt.	

## 2.4.2 Neue Messverfahren an Dämmen und Staumauern

Im Rahmen der Sicherheitsüberprüfung ist bei Stauanlagen i. d. Regel mit 10jährigen Sicherheitsberichten die Sicherheit in Abhängigkeit der geltenden Normen und Regelwerke zu überprüfen. Im nachfolgenden Beispiel war dies für das Regenrückhaltebecken Alfhausen-

Rieste in Niedersachsen zwischen Osnabrück und Bremen erforderlich. Die Anlage wurde zwischen 1971 und 1982 erbaut und verfügt über eine Speicherkapazität von 20.8 Mm<sup>3</sup> und wird damit als s.g. großes Becken eingestuft, womit hohe Sicherheitsanforderungen vorliegen.

**Flood control reservoir Alfhausen-Rieste:**

- Located in the district of Osnabrück – between Bremen and Hannover
- Direction: *Lower Saxony Water Management, Coastal Defence and Nature Conservation Agency (NLWKN)*
- Built from 1971 to 1982
- Flood protection for 30-year flood
- Total storage capacity of 20.8 m m<sup>3</sup> → second largest reservoir in Lower Saxony
- Classified as large basin (DIN 19700-12 (German Institute of Standardisation))
- Requirement: Recessed safety report



Source: Google Maps



Source: NLWKN

**Abbildung 2-18:** Rückhaltebecken Alfhausen-Rieste

Zur Erstellung des Sicherheitsberichtes war es erforderlich, die gesamte Dammgeometrie mit dem anschließenden Gelände zu erfassen, um diese zur Erkundung von Veränderungen aus Durchströmungen, Bruchkörpern und u.a. mit den Bauunterlagen abzugleichen. Dazu wurde die Laser-Technologie mit dem LiDAR System und einer Copter-Vermessung eingesetzt, siehe Bilder 2-19 bis 2-21. Dabei konnten mit hoher messtechnischer Auflösung Anomalien am Dammkörper, siehe Bild 2-20 detektiert werden. Ebenso konnten die Ergebnisse der Profilaufnahmen in die Standsicherheitsberechnungen eingefügt werden, weiteres siehe in *Herrmann, R.; Löwen, M.; Hofmann, J. (2015)*.

## Photogrammetric measurement with Quadrocopter

- GPS Way Point Navigation System
- Camera: Sony Alpha 5100 with 24,3 MP and WiFi connection
- Autonomous control and route calculation by the software DJI Ground Station with Google Earth plugin
- Bundle adjustment : Longitudinal overlap of 80% and transversal overlap of 60%
- Georeferencing and point cloud generation by the software Trimble UAS Master

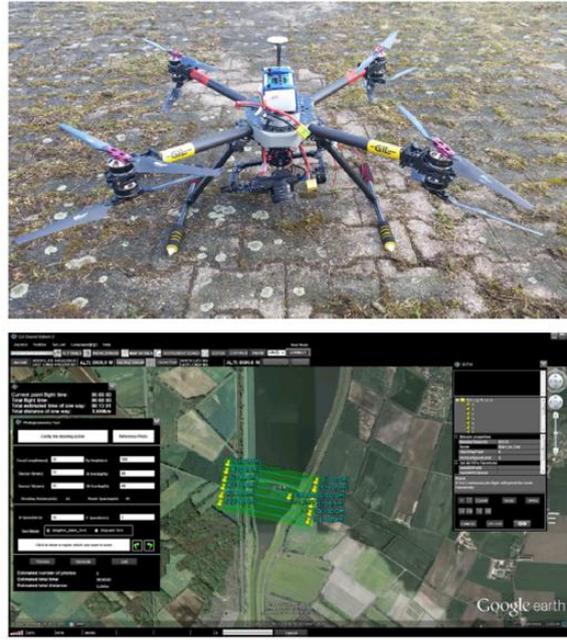


Abbildung 2-19: Laser-Vermessung und photogrammetrischer Copter-vermessung

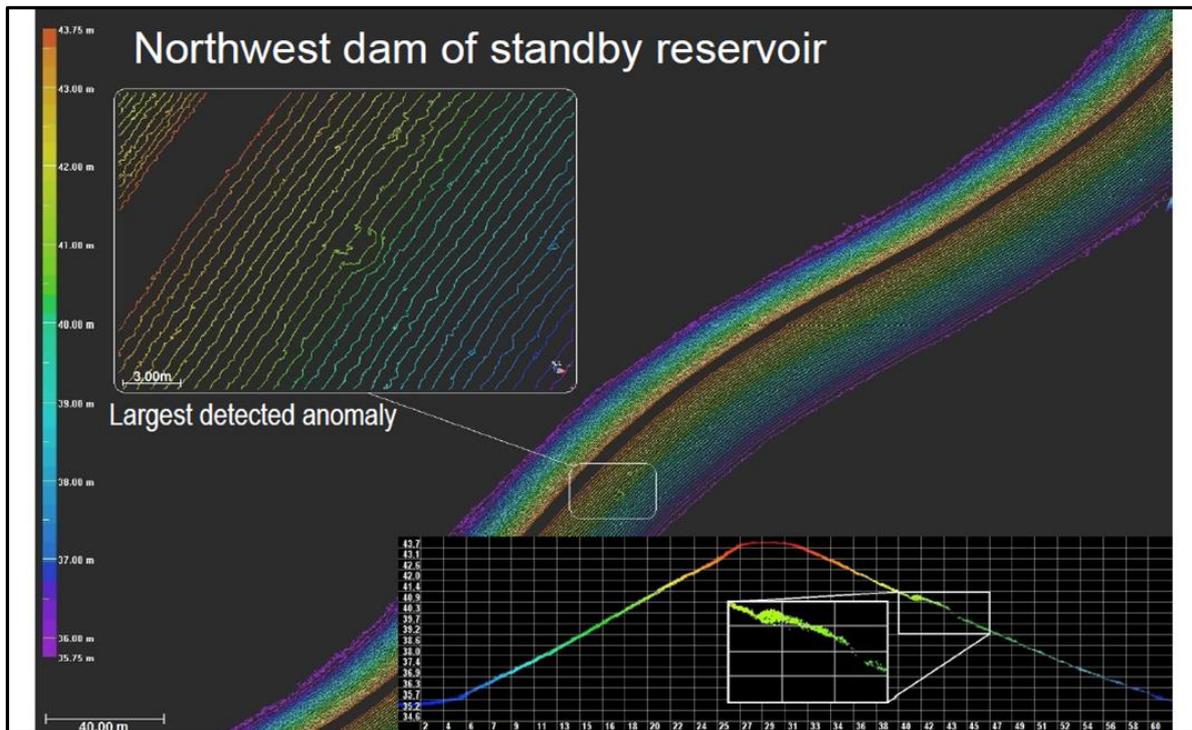


Abbildung 2-20: Lasermessungen von Deich-Anomalien



Naturwissenschaftlich  
Technische Fakultät  
Department IV



Institut für  
Geotechnik



UNIVERSITÄT  
SIEGEN

# LiDAR-systems for stability proof of a reservoir dam

## FMGM 2015

9-11 September

J Hofmann University of Siegen, Germany  
M Löwen University of Siegen, Germany  
 RA Hermann University of Siegen, Germany

Abbildung 2-21: Messungen zur Erstellung von Sicherheitsberichten an Stauanlagen

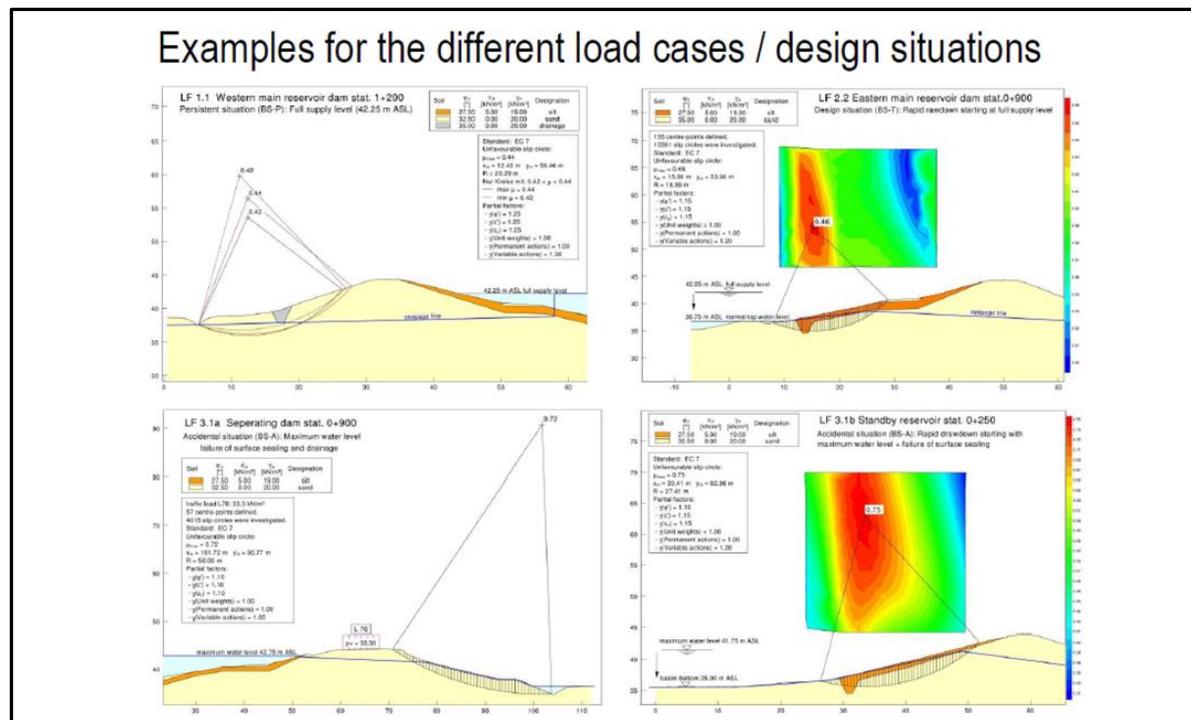
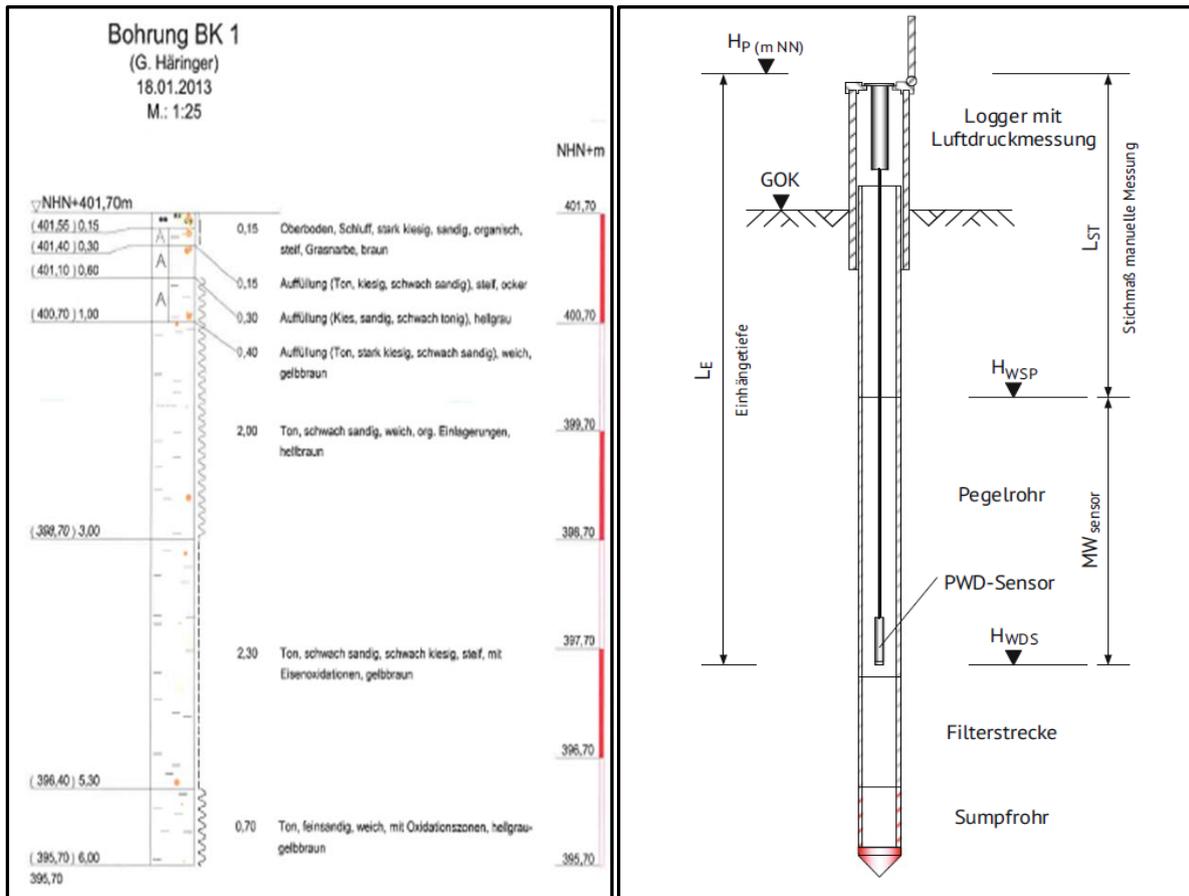


Abbildung 2-22: Standsicherheitsuntersuchungen auf der Grundlage der verwendeten Geomesssysteme

### 2.4.3 Poren und Grundwassermessstellen



**Abbildung 2-23:**  
Aufschlussbohrung BK 1

**Abbildung 2-24:**  
Aufbau eines Grundwassermesspegels (Glötzl)  
- aus Empfehlungen Geomesstechnik

Die Messung von Poren- und Grundwasserdrücken -DIN EN ISO 18674-4- stellt in vielen geotechnischen Projekten eine besondere Problemstellung, z.B. Dammschüttungen auf Seeton, Konsolidationsvorgänge, hydrostatische Belastungen in Dämmen und Deichen, siehe vorhergehende Kapitel Stauanlagen dar, diese Anforderungen gelten auch für andere Aufgabenstellungen. Dabei sind in der Regel primär die Messungen in s.g. offenen Systemen mit klassischer Lichtlotmessung Standard der Handlungsweise. Das Beispiel -in einem Verfahren vor dem Landgericht Regenburg- in dem zu einer gesicherten und dokumentierten Beweissicherung die hydraulische / hydrostatische Belastung auf eine Tiefgarage zu klären war- ergab sich folgende Situation: In der Aufschlussbohrung BK 1 wurde im Ortstermin kein Sicker- oder Grundwasser erkundet, womit das ausführende Bohrunternehmen den Ausbau einer „Luftmessstelle“ als nicht zielgerichtet ablehnte. Der geotechnische Sachverständige lies die Bohrung BK 1 -wie im Bild 2-24 dargestellt- nach den Empfehlungen Geomesstechnik ausbauen. Das Ergebnis der geomesstechnischen Auswertung zeigt, dass sich durch

s.g. Einschwingvorgänge nach ca. 14 Tagen das Grundwasser mit der Grenzbedingung Luftdruck an OK WS = atmosphärischer Luftdruck einstellte, siehe Bild 2-25.

Die Erfahrung aus diesem geomesstechnischen Projekt ist, dass nicht nur in Seetonen, die einen Stagnationsgradienten aufweisen, ein solcher Stagnationsgradient auch in anderen ausgeprägt plastischen Ton (TA) vorliegt und der Porenwasserdruck sich teils länger zeitverzögert einstellt.

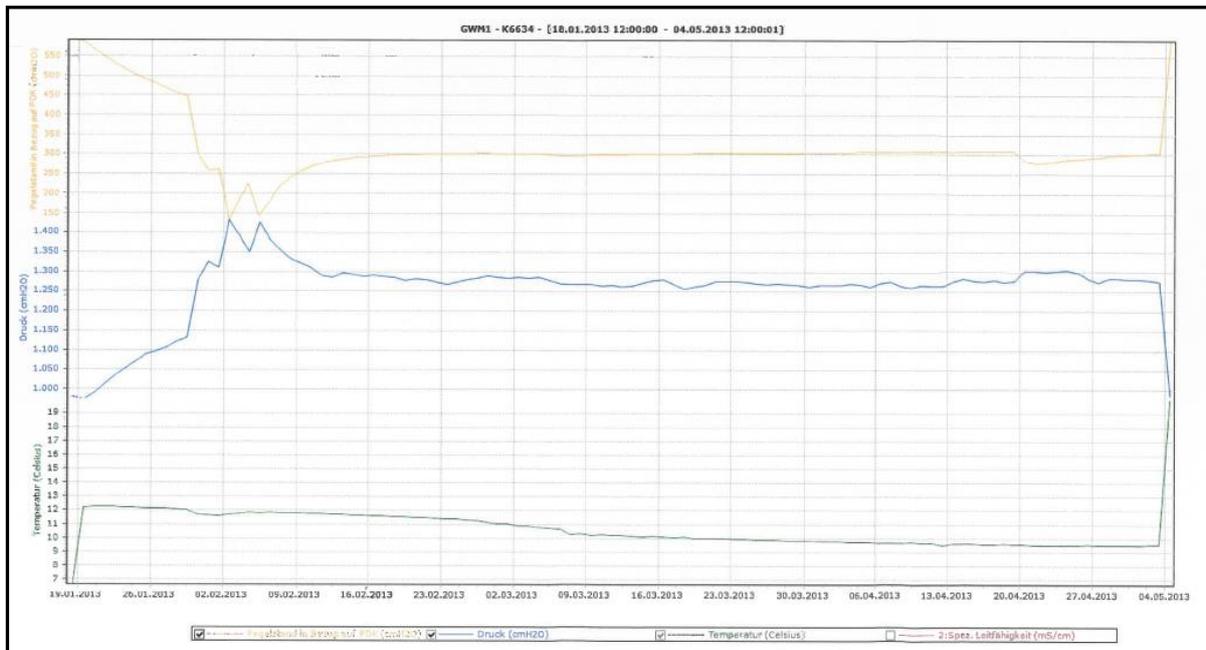


Abbildung 2-25: Beispiel einer Grundwasserpegelmessung (Fallbeispiel)

## 2.5 Messungen von Längen und Distanzen im Raum

Zur Bestimmung von relativen Distanzänderungen zwischen zwei Punkten kann ein Konvergenzmessgerät verwendet werden. Typische Anwendungsbereiche sind Verformungsmessungen in einem Tunnelquerschnitt und die Überwachung der Kopfverformung bei Baugruben und Schächten, siehe auch -DIN EN ISO 18674-2.

Der Abstand zwischen den Messpunkten wird entweder über einen Invar-Draht mit fester Länge und Kupplungen an den Enden für jede einzelne Messstrecke bzw. mit einem gelochten Konvergenzmessband aus Stahl überbrückt. Die Messpunkte bestehen aus Konvergenzmessbolzen, an denen das Messgerät beidseitig über Kreuzgelenke beweglich eingehängt und eingespannt ist. In der geotechnischen Praxis haben sich auch redundante mechanische Systeme, wie das Konvergenzmessgerät bewährt, wobei oft auch Fragestellungen zur Baukonstruktion, d.h. Veränderungen/ Verschiebungen von Gewölbereichen/ Dachkonstruktionen u.a. in historischen Gebäuden messtechnisch geklärt können. Hinsichtlich der Anwendung von Präzisionsmessungen (Nivellement) sind natürlich auch messtechnische Anforderungen zu diesen Messungen, wie Temperaturkorrektur u.a. zu beachten.

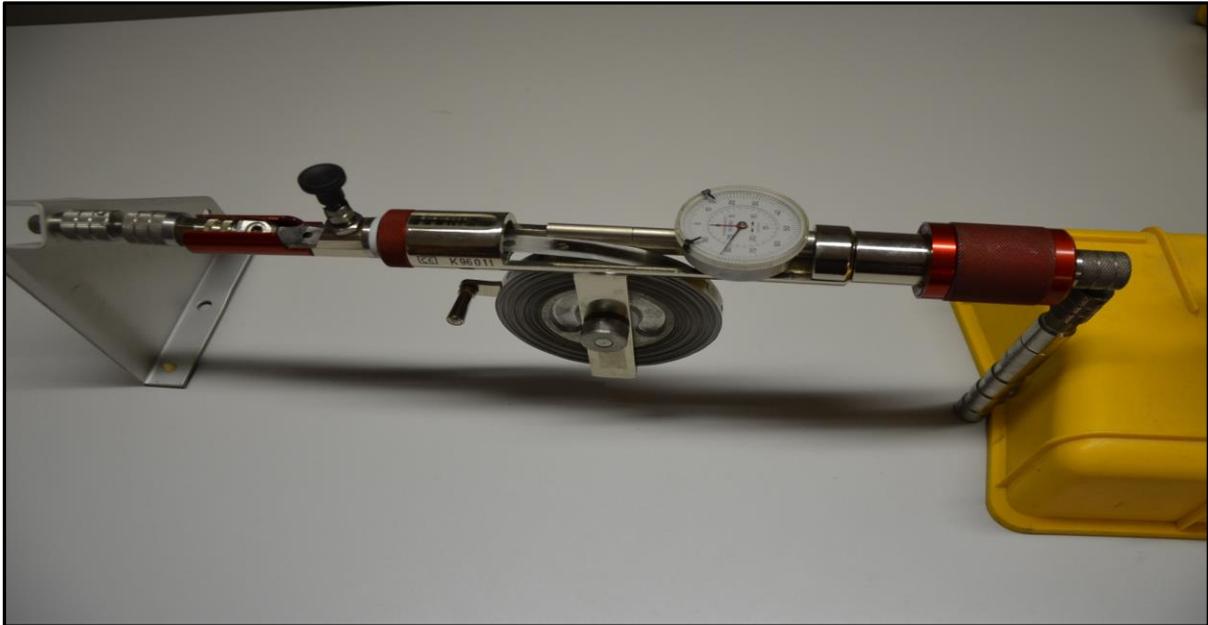


Abbildung 2-26: Konvergenzmessgerät

Sachbearbeiter:		Übertrag:		Prüfvermerk:		Kennung:		Messquerschnitt:		Blatt-Nr.:																										
Lfd			Datum			Uhrzeit			T			ΔT			T <sub>k</sub> <sup>(1)</sup>			Ablesewerte vor Ort in mm			K <sub>W</sub> <sup>(3)</sup>			M <sub>W</sub> <sup>(4)</sup>			M <sub>K</sub> <sup>(5)</sup>			ΔM <sub>k</sub>			Bearb.			
			[°C]			[°C]			[mm]			B <sub>W</sub>			U <sub>W</sub>			G <sub>WB</sub> <sup>(2)</sup>			[mm]			[mm]			[mm]			[mm]						
1-1	29.09.2016	15:00	11,8	0,0	0,000	925,00	16,334	908,67	497	1.405,67	1.405,67	0,00																								
			15	3,2	0,030	925,00	16,334	908,67	497	1.405,67	1.405,70	-0,03																								
1-1	04.07.2017	9:35	14,6	0,0	0,000	925,00	16,482	908,52	497	1.405,52	1.405,52	0,00																								
			15	0,4	0,004	925,00	16,482	908,52	497	1.405,52	1.405,52	0,00																								
1-1	20.11.2017	14:30	6,4	0,0	0,000	925,00	11,230	913,77	497	1.410,77	1.410,77	0,00																								
			15	8,6	0,080	925,00	11,230	913,77	497	1.410,77	1.410,85	-0,08																								
1-1	26.11.2017	14:10	3,6	0,0	0,000	925,00	11,608	913,39	497	1.410,39	1.410,39	0,00																								
			15	11,4	0,106	925,00	11,608	913,39	497	1.410,39	1.410,50	-0,11																								
1-1	28.06.2018	11:35	15	0,0	0,000	925,00	11,796	913,20	497	1.410,20	1.410,20	0,00																								
			15			925,00	11,796	913,20	497	1.410,20	1.410,20	0,00																								
Kalibrierung			Messung am Bauwerk			Temperaturkorrektur			Auswertung																											
R <sub>W</sub> Rahmenwert [mm]			B <sub>W</sub> Maßbandwert [mm]			α <sub>T</sub> = 10,2 × 10 <sup>-6</sup> m/m°C			ΔT > 0 = +T <sub>k</sub>			Messlänge absolut																								
G <sub>WK</sub> Gerätewert Kalibrierrahmen [mm]			U <sub>W</sub> Messuhrwert [mm]			T <sub>k</sub> Temperaturkorrektur [mm]			M <sub>W</sub> Messlänge absolut [mm]			M <sub>W</sub> = G <sub>WB</sub> + K <sub>W</sub> (4)																								
K <sub>W</sub> Korrekturwert [mm]			G <sub>WB</sub> Gerätewert am Bauwerk [mm]			T <sub>k</sub> = G <sub>WB</sub> × α <sub>T</sub> × ΔT (1)			M <sub>K</sub> Messlänge Temperatur kompensiert [mm]			M <sub>K</sub> = M <sub>W</sub> + T <sub>k</sub> (5)																								
K <sub>W</sub> = R <sub>W</sub> - G <sub>WK</sub> (3)			G <sub>WB</sub> = B <sub>W</sub> - U <sub>W</sub> (2)			T <sub>k</sub> = G <sub>WB</sub> × 0,0000102 × ΔT (1)			T <sub>0</sub> Nullmessung																											
						ΔT = T <sub>i</sub> - T <sub>0</sub>																														
						T <sub>i</sub> Folgemessung																														

Abbildung 2-27: Beispiel einer Konvergenzmessung mit Temperaturkorrektur

## 2.6 Erschütterungsmessungen nach DIN 4150 – Teil 3

In der Geomesstechnik sind Erschütterungs-/Schwingungsmessungen nach DIN 4150 ein wesentlicher Bestandteil. Während Teil 1 die allgemeinen Grundlagen der Wellenausbreitung, insbesondere der Rayleigh-Welle (Oberflächenwelle) und z.B. der Love-Welle (Kompressions- und Scherwellen) und Teil 2 die Wirkung von Erschütterungen auf Menschen beschreibt, ist Teil 3 der Erschütterungseinwirkungen auf Bauwerke gewidmet. Die DIN 4150-3 unterteilt die Grenzwerte bzw. Anhaltswerte/-kurven in die Zeile 1 Industrielle Gebäude, Zeile 2 Wohngebäude und Zeile 3 Denkmalsgebäude, womit die bauliche Sensitivität der Bauwerke abgebildet wird. Wesentlich bei der Anwendung der DIN 4150-3 ist die Beachtung des Anhangs zu v.g. Norm, in der darauf hingewiesen wird, dass mit den Grenzwertkurven die Duktilität des Bauwerkes gegen Erschütterungen erfasst wird. Die Anwendung dieser Norm stellt basiert auf der Grundlage, dass der Baugrund „integer“ gegen die in der Norm beschriebenen Erschütterung ist, z.B. keine Sackungssetzung/ Umlagerungen/ Liquefaktion u.a. auftreten können. Daraus resultiert, dass die Anwendung von Schwingungs-/Erschütterungsmessungen nur in Verbindung mit der geotechnischen Situation und dem geotechnischen Sachverständigen erfolgen sollte. Während in der Vergangenheit die Anwendung der Erschütterungs-/Schwingungsmessungen auf Nukleare Projekte (Atomkraftwerke) gerichtet war, stellen sich heute verstärkt Anforderungen bei Bauen in Urbanen Gebieten mit der Sensitivität der Anlieger bei Bauvorhaben dar. Zur Sicherheit von Rückbauten werden deshalb -neben der Bautechnischen Beweissicherung- Erschütterungsmessungen nach DIN 4150-3 eingesetzt, um mögliche Schäden bereits im Vorfeld des Rückbaues zu vermeiden.



Abbildung 2-28: Erschütterungen durch Meißelarbeiten

Zu Rückbauarbeiten kommen heute sehr häufig intermittierende, schlagende Arbeitsgeräte z.B. Bagger-Anbaumeißel zum Einsatz. Mit diesen Geräten wird u.a. das „Aufschwingen“, d.h. die Anregung von Bauteilen an Gebäuden vermieden (Resonanz). Zu beachten ist allerdings, dass Grenzwertkurven nach DIN 4150-3 für Zeile 1 bis 3 frequenzabhängig sind und sich für solche Arbeiten im Frequenzbereich von 0 bis ca. 40 Hz bewegen, in dem diese starke Frequenzabhängigkeit gegeben ist, siehe Abbildung 2-28 und 2-29.

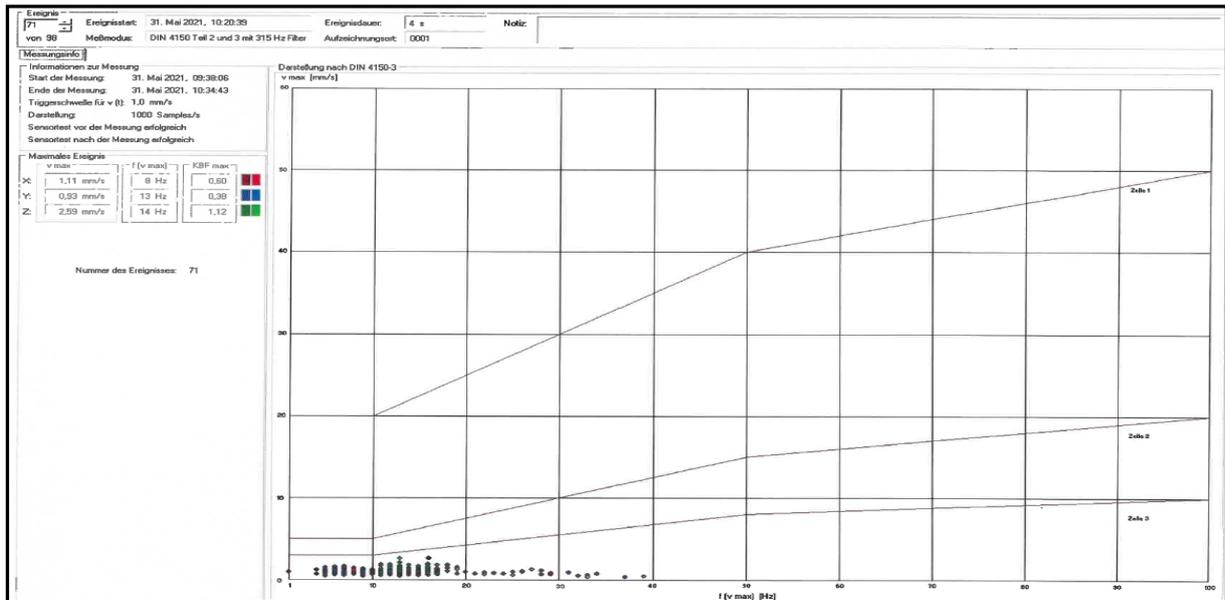


Abbildung 2-29: Beispiele für Messergebnisse von Meißelarbeiten



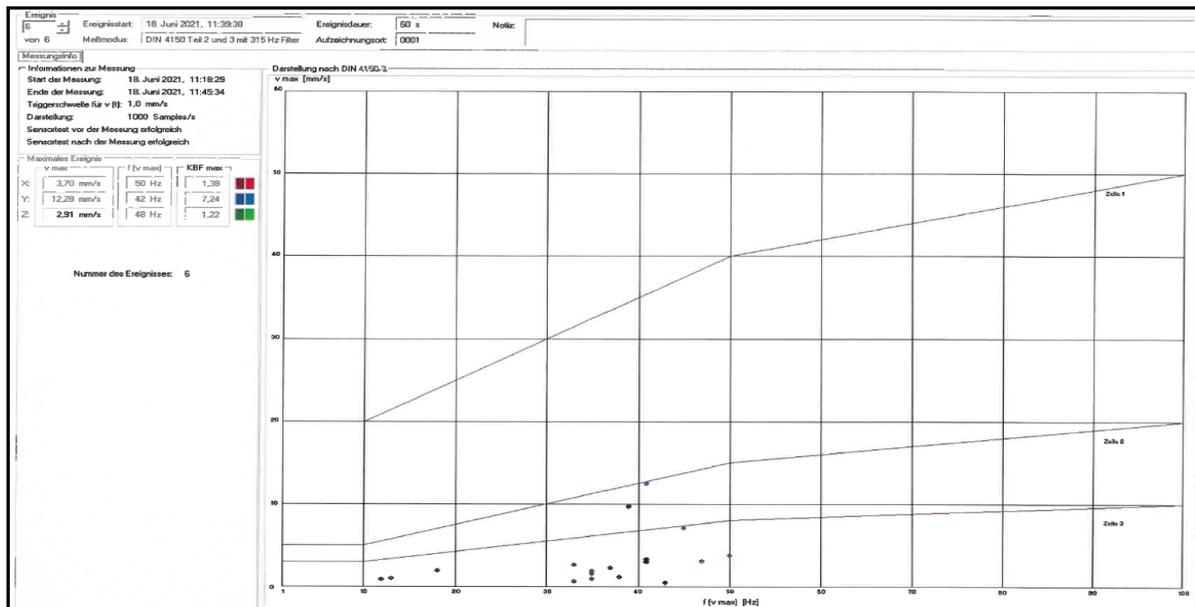
Abbildung 2-30: Erschütterungen durch Einbringen / Ziehen von Spundwänden

(rechts durch hohe Reibung erhitzte (glühende Doppelbohle)

Beim innerörtlichen/ urbanen Bauen ist -wie bereits ausgeführt- heute das Empfinden der Menschen besonders ausgeprägt, da bereits mit dem Erscheinen von Baumaschinen das „Klirren von Gläsern in Schränken“ und damit mögliche Bauschäden reklamiert werden. Die Empfindsamkeit des „Homo Sapiens“ ist ausgewiesen, das Empfinden von Erschütterungen stellt aber noch keine Beweisgrundlage für Schäden an Bauwerken dar. Aus diesem Grund hat sich in der geotechnischen Praxis etabliert, dass vor Beginn der Baumaßnahme an Probefeldern mit eng stehender Bebauung oder bei besonders erschütterungsempfindlichen Gebäuden (Denkmalsgebäude) Erschütterungsmessungen mit den für die Baumaßnahme vorgesehenen Verdichtungsgeräten -Bagger-Anbau-Verdichter, schwere Rüttelplatten, Grabenwalzen bis hin zu Walzenzügen  $G > 15$  t mit dynamischen Bandagen- erfolgen. Damit soll sichergestellt werden, dass das „Bauverfahren“ schadensfrei erfolgen kann. Neben den großen Walzenzügen, sind aber auch Grabenwalzen, aber auch Bagger-Anbau-Verdichter mit einem großen Grundgerät, d.h. hoher hydraulischer Leistung sehr erschütterungswirksam, womit häufig z.B. Schäden an den herzustellenden Kanalleitungen aufgetreten sind, aber auch Schäden an der Nachbarbebauung möglich sind. Deshalb werden z.B. bei Bagger-Anbau-Verdichtern nur technisch hochwertige Systeme, die die niedrigen Frequenzbereiche z.B. mit dem Modus M3 schnell durchfahren können, womit Resonanzerscheinungen vermieden werden. Diese Erfahrungen zeigen, dass auch im Zusammenhang mit dem Ansatz „schadensfreies Bauen“ die Art der Geomesstechnik nur vom geotechnischen Sachverständigen zu leisten ist; oft als „Dauermessungen“ ausgeschrieben Erschütterungsmessungen können diesen Ansatz nicht erfüllen. Die Abbildung 2-32 zeigt Ergebnisse solcher Erschütterungsmessungen unter Einhaltung der Grenzwert/ Kurve der Anhaltswerte nach Zeile 2 Wohngebäude.



**Abbildung 2-31:** Erschütterungen durch Bagger-Anbau-Verdichter auf einem Probefeld



**Abbildung 2-32:** Ergebnisse von Erschütterungsmessungen

Eine weitere Anwendung der Erschütterungsmessungen ist die Dauermessung bei Rückbauten, bei denen über den gesamten Bauzeitraum, jede Erschütterung, jedes abgestürzte Bauteil als Beweissicherung von 100 % der Grundgesamtheit der Erschütterungen aus dem Rückbau erfolgte, Fallbeispiel aus Nürnberg, mit engstehender Nachbarbebauung und Messung unmittelbar an der Kommunwand zur Nachbarbebauung Abb. 2-34 und Ergebnisse Abb. 2-35.



**Abbildung 2-33:** Erschütterungen beim Rückbau / Abbruch von Gebäuden in Nürnberg



Abbildung 2-34: Erschütterungsmessgerät ZEB SM-3C - Sensor am Standort benachbart zum Bahnhof Siegen

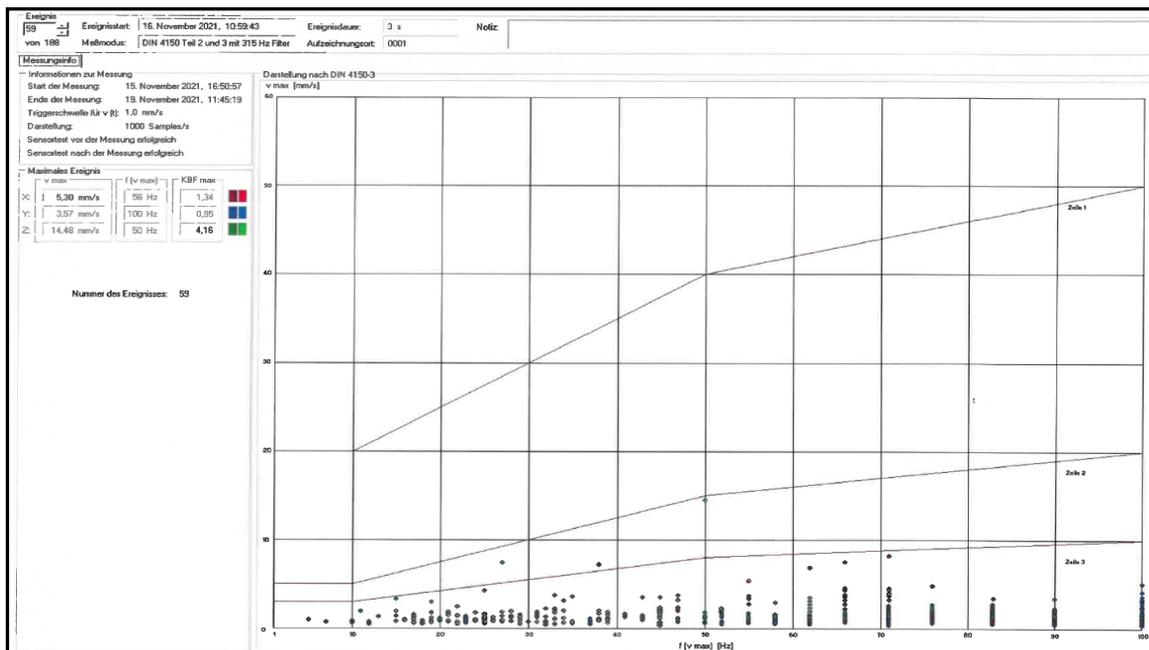


Abbildung 2-35: Langzeit-Erschütterungsmessungen aus Rückbau / Gebäudeabbruch mit Dauermessung

Besondere -wissenschaftliche- Herausforderungen ergaben sich mit Erschütterungsmessungen, die im Zusammenhang mit einem Start-Up Unternehmen mit der Neuaufstellung von Quanten-Computern, nachdem hierzu keine Erfahrungswerte zu den verträglichen Schwinggeschwindigkeiten  $v_x$ ,  $v_y$  und  $v_z$  vorliegen. Im vorliegenden Fall wurden am bestehenden Standort Erschütterungsmessungen durchgeführt zu den auftretenden Erschütterungen, die aber durch vertikale Dämpfersystemen in  $v_z$ -Richtung kompensiert werden, siehe Abb. 2-39. Im vorliegenden Fall sind aber die  $v_x$ ,  $v_y$  Komponenten aus Kompressionswellen von Bedeutung, für die bisher keine Dämpfersysteme vorliegen. Die dazu erforderlichen Untersuchungen sind deshalb noch nicht abgeschlossen.

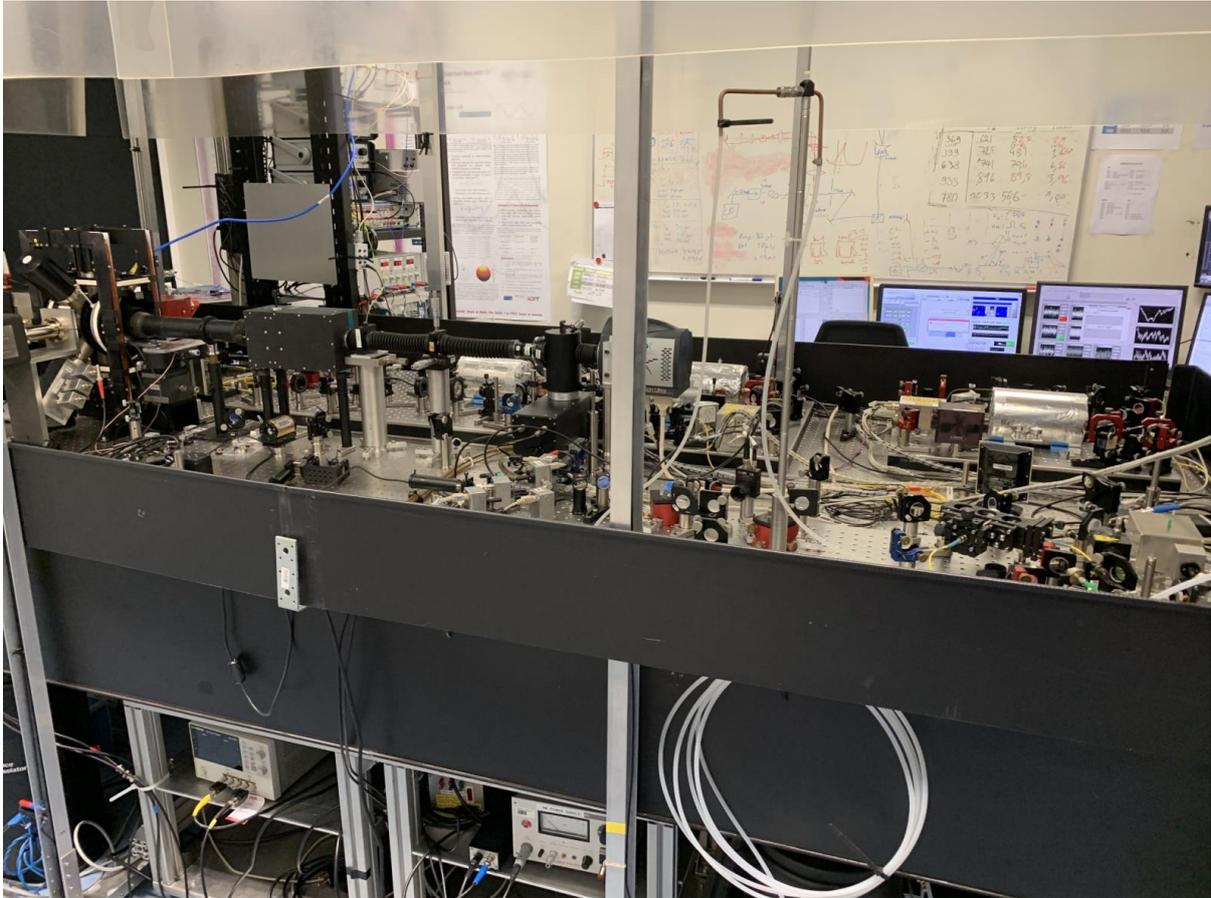
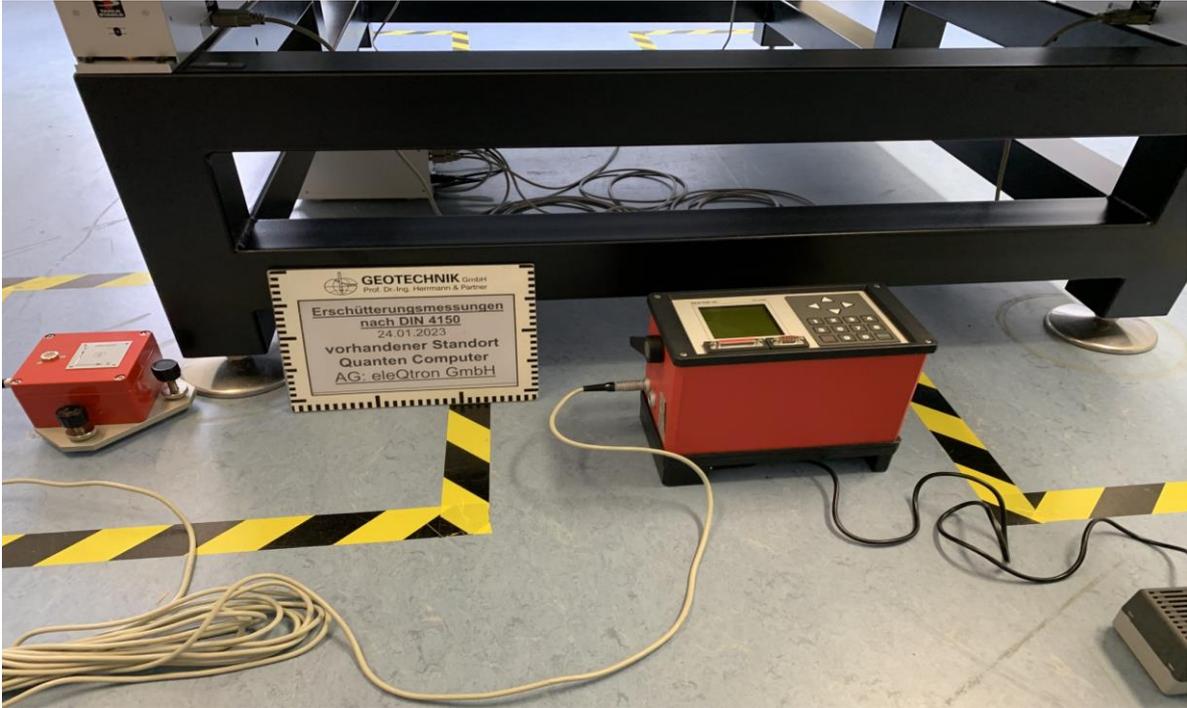


Abbildung 2-36: Erschütterungsmessungen am Standort des Quantencomputers der Universität Siegen



Abbildung 2-37: Erschütterungsmessungen am geplanten neuen Standort eines Quantencomputers benachbart zum Hauptbahnhof Siegen



**Abbildung 2-38:** Erschütterungsmessungen am neuen Standort eines Quantencomputers an der Universität Siegen



**Abbildung 2-39:** Dämpfersystem gegen vertikale Schwingungen am bestehenden Quantencomputer der Universität Siegen

### 3 Zusammenfassung und Ausblick

Im vorliegenden Beitrag werden die Empfehlungen Geomesstechnik der DGGT zusammen mit praktischen Beispielen vorgestellt, die den gesamten Umfang der Geomesstechnik nur in Auszügen darstellen kann. Neben diesen Beispielen und den in den v.g. Empfehlungen umfangreichen Erläuterungen und Beispielen ist die Geomesstechnik auch in anderen Bereichen der Geotechnik, wie der Laborversuchstechnik von besonderer Bedeutung und dieser der Geomesstechnik zuzuordnen, siehe *Herrmann, R. (2001)*. Dies gilt auch für die Bereiche der Feldmesstechnik, siehe *Herrmann, R.; Fox, D. (2009); Herrmann, R. (2003); Herrmann, R.; et al. (2011)* und weiteres, die im Schrifttum vertreten sind und fort zu entwickeln sind. Im Bereich des Erdbaus haben sich mit der Entwicklung der Flächendeckenden Verdichtungskontrolle vom Walzenzug bis zur Verdichtungsplatte Geomesssystem entwickelt, die auf die Einbindung und Nutzung in die KI vorbereitet sind und hier besondere Synergien mit der KI ermöglichen, siehe *Herrmann, R.; Kurzweg, A. (2004)* und *Herrmann, R. (2016)*, dies gilt auch für die Verknüpfung von numerischen Modellierung in Echtzeit mit den geotechnischen Bauwerken unter besonderen Beanspruchungen aus dem Klimawandel, womit virulenter Forschungsbedarf besteht.

**GEOTECHNIK**, wird sich in Gegenwart und Zukunft nur auf der Grundlage und in Verbindung mit der **Geomesstechnik** zusammen mit der **Künstlichen Intelligenz (KI)** weiter entwickeln; dies wird unser Handeln als Wissenschaftler und Gutachter bestimmen.

Nur so können wir neuen Herausforderungen, wie dem Klimawandel u.a. Aufgabenstellungen begegnen.

***Die KI kann jedoch nur so gut sein, wie die Daten, die wir ihr zur Verfügung stellen!***

#### **Autoren**

Univ.-Prof.Dr.-Ing. Richard A. HERRMANN

GEOTECHNIK GmbH Prof. Dr.-Ing. Herrmann und Partner

e-mail: GEOTECHNIK\_GmbH@t-online.de

e-mail: richard.herrmann@uni-siegen.de

Dipl.-Ing. (FH) Thorsten Lauber Sachverständiger für Geotechnik

GEOTECHNIK GmbH Prof. Dr.-Ing. Herrmann und Partner

e-mail: GEOTECHNIK\_GmbH@t-online.de

Lammelbach 5,

91567 Herrieden

e-mail: GEOTECHNIK\_GmbH@t-online.de

www.geotechnik-gmbh.com

## 4 Quellenverzeichnis – Schrifttum

### - verwendete Literatur

Ratering, S.; Wilden, U.; Neumann, M.; Nolte, N.; Herrmann, R.; Bublitz, O. et al. (2020): Risikoerkennung von Bodensenkungen infolge mikrobiellen Abbaus organischer Substanzen. In: GeoResources (3), S. 17–30. Online verfügbar unter <https://www.georesources.net/download/GeoResources-Zeitschrift-3-2020.pdf>.

Herrmann, R.; Jensen, J.; Schüttrumpf, H. (Hg.) (2019): D<sup>3</sup>, Deckwerke, Deiche und Dämme. Aachen.

Herrmann, R. (2016): Neue Innovationen zur Verdichtung und Prüfung der Verdichtung im Erdbau. In: Tiefbau (7), S. 23–29.

Herrmann, R.; Löwen, M.; Hofmann, J. (2015): LIDAR-System for stability proof of a reservoir dam and thermographic analysis for the identification of seepage paths, International Symposium Field Measurements in GeoMechanics FMGM Sydney.

Herrmann, R.; Wilden, U.; Löwen, M. (2014): Untersuchungen zum Setzungsverhalten und zur Klassifizierung von feinkörnigen Böden mit organischen Anteilen. In: Geotechnik (4).

Herrmann, R.; Jensen, J. (Hg.) (2013): Sicherung von Dämmen, Deichen und Stauanlagen Vol. 4. Siegen: Universitätsverlag Siegen.

Herrmann, R.; Löwen, M. (2012): Geotechnische Problemstellungen und Bauverfahren zur Nutzung einer Deponie am Pilotprojekt Inertstoffdeponie Leimbach, Siegen. In: R. Herrmann und D. Adam (Hg.): Baugrundverbesserung in der Geotechnik Teil II. Wien.

Herrmann, R.; et. al. (2011): Investigations and interpretation of results from Dynamic Probing DPH from the N10\*-values of an Data Acquisition. In: XV European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Athen.

Herrmann, R.; et. al. (2011): Measurement and Investigations on the Efficiency of Geothermal Storage of Solar Energy. In: 8. Internationales Symposium Field Measurements in GeoMechanics – FMGM. Berlin.

Herrmann, R.; et. al. (2011): Permanent Construction and Geo Monitoring Programs for Quality Assurance of the Construction and Operation of the Danube Harbour Straubing.

In: 8. Internationales Symposium Field Measurements in GeoMechanics – FMGM. Berlin.

Herrmann, R.; Fox, D. (2009): Determination of Internal Friction Angle and Cohesion in Earth Dams and Dikes for Quality Control and Stability Analysis. In: R. Herrmann und J. Jensen (Hg.): Sicherung von Dämmen, Deichen und Stauanlagen Vol. 3. 3. Aufl. Siegen: Universitätsverlag - universi.

Herrmann, R.; Jensen, J. (Hg.) (2009): Sicherung von Dämmen, Deichen und Stauanlagen Vol. 3., 3. Aufl. Siegen: Universitätsverlag - universi.

Herrmann, R.; Jensen, J. (Hg.) (2006): Sicherung von Dämmen, Deichen und Stauanlagen – 2. Handbuch für Theorie und Praxis, Volume II. Sicherung von Dämmen, Deichen und Stauanlagen. Siegen, 2006. 2. Aufl. Siegen: Eigenverlag Institut für Geotechnik.

Herrmann, R.; Kurzweg, A. (2004): Entwicklung einer flächendeckenden dynamischen Verdichtungskontrolle (FDVK) für Plattenverdichter. Glückauf-Verlag Essen. In: Tagungsbeiträge zur 28. Baugrundtagung der DGGT 2004: Glückauf GmbH.

Herrmann, R. (2003): DIN 4094 – Teil 4: Flügelscherversuch. In: R. Herrmann (Hg.): Erkundung und Felduntersuchungen in der Geotechnik. Tagungsband zum 2. Siegener Kolloquium: Erkundung und Felduntersuchungen in der Geotechnik. Siegen: Universitätsverlag Siegen.

Herrmann, R. (2001): Calcimeter PC 1.0 - Kalkgehaltsbestimmung an Boden und Fels. In: R. Herrmann (Hg.): Messtechnik im Erd- und Grundbau. 1. Siegener Symposium. Siegen: Universitätsverlag Siegen.

Herrmann, R.; Töllers, B. Apfelbach, G. (1998): Massenbewegungen in der Tongrube Maria (Westerwald) und deren Sanierung. In: R. Börger und R. Koch (Hg.): Neues Jahrbuch für Geologie und Paläontologie. Abhandlungen Herrn Prof. Dr. Kurt Gerhard Poll zur Vollenung des 65. Lebensjahrs gewidmet. Hefte 1-3 (208).

Herrmann, R. (1997): Untersuchungen zu Pfahlprobelastungen von vertikal belasteten Großbohrpfählen in Bangkok Clay. In: Ernst, U. Huch, T., Wienholz, B. (Hg.): Pfahl-Symposium 20./21. Februar 1997. Pfahl-Symposium. Institut für Grundbau und Boden-

mechanik; Fachseminar. Braunschweig: Inst. für Grundbau und Bodenmechanik Techn. Univ. Braunschweig (Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, 53).

Gussmann, P. et.al. (1990): Beiträge und Anwendung der KEM. Erddruck, Grundbruch, Standsicherheit von Böschungen, Institut für Geotechnik Stuttgart Mitteilung 32, Eigenverlag des Instituts für Geotechnik, Stuttgart 83-96

Gussmann, P. (1986): Die Methode der Kinematischen Elemente, Mitteilung 25 des Baugrundinstitut Stuttgart

Gussmann, P. (1986): Kinematical Element Method for 3D-Problems in Geomechanics, Proc. ECUNMIG 86, Vol. 2, Stuttgart

### **Normen und Regelwerke**

DIN EN ISO 18674-1 2015-09 Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Geotechnische Messungen Teil 1 Allgemeine Regeln (ISO 18674-1-2015) Deutsche Fassung EN ISO 18674-1; 2015

DIN EN ISO 18674-2 2017-03 Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Geotechnische Messungen Teil 2 Verschiebungsmessungen entlang einer Messlinie; Extensometer (ISO 18674-2-2016) Deutsche Fassung EN ISO 18674-2; 2016

DIN EN ISO 18674-3 2020-08 Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Geotechnische Messungen Teil 3 Verschiebungsmessungen quer zu einer Messlinie; Inklinometer (ISO 18674-3-2017 + Amd 1 2020; Deutsche Fassung EN ISO 18674-3; 2017 + A1:2020

DIN EN ISO 18674-4 2017-03 Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Geotechnische Messungen Teil 4: Porenwasserdruckmessungen: Piezometer (ISO 18674-4-2020) Deutsche Fassung EN ISO 18674-4; 2020

DIN EN ISO 18674-5 2017-03 Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Geotechnische Messungen Teil 5: Spannungsänderungsmessungen mittels Druckmessdosen (ISO 18674-5-2015) Deutsche Fassung EN ISO 18674-5; 2019

DIN 4150-1:2022-12 Erschütterungen im Bauwesen - Teil 1: Vorermittlung von Schwingungsgrößen; 2022

DIN 4150-2:1999-06 Erschütterungen im Bauwesen - Teil 2: Einwirkungen auf Menschen in Gebäuden; 1999

DIN 4150-3:2016-12 Erschütterungen im Bauwesen - Teil 3: Einwirkungen auf bauliche Anlagen, 2016

EAB (2012): Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“. Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT), 2012.

EA Pfähle (2012): Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“. Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT), 2012.

EA Geothermie (2014): Empfehlungen des Arbeitskreises „Geothermie“. Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT), 2014.

**Internet**

[Web ] [https://www. GEOTECHNIK-GmbH.com](https://www.GEOTECHNIK-GmbH.com)

# Das „Vier-Augen-Prinzip“ in der Stauanlagenaufsicht

*Dipl. Ing. Friedhelm Garbe, Dez. 54 – Wasserwirtschaft, Bezirksregierung Arnsberg*

## Kurzfassung

Stauanlagen besitzen je nach Größe und Lage ein hohes Gefährdungspotential. Im Fall eines Versagens des Absperrbauwerkes können für Menschen, Sachwerte und die Umwelt erhebliche Überflutungsschäden entstehen. Die Anforderungen zur Sicherheit und Aufsicht von Stauanlagen sind in Deutschland wasserrechtlich im Wasserhaushaltsgesetz sowie ergänzend auf Ebene der Bundesländer in den jeweiligen Landeswassergesetzen geregelt. Am Beispiel der Bezirksregierung Arnsberg wird der Inhalt und Umfang der staatlichen Stauanlagenaufsicht in NRW beschrieben. Dort ist die Aufsichtsbehörde im Sinne eines „Vier-Augen-Prinzips“ tätig, die die Eigenüberwachung des Betreibers durch Vorortkontrollen und durch Prüfung vorzulegender Unterlagen überprüft aber auch ergänzt. Sie wird als notwendiger Bestandteil eines redundanten Sicherheitsdenkens angesehen.

## The "four-eyes principle" in surveillance of dam plants

### Abstract

Large dam plants have a high hazard potential. A failure of a dam structure can result adverse consequences such as loss of life, economic loss (including property damage) and environmental impact. 371 dam plants in Germany meet the ICOLD criteria "Large Dam". 440 dams and flood control reservoirs have a storage capacity of more than 300 000 cubic meters. The surveillance and safety of dam plants is regulated in Germany on state and federal state level. The content and scope of official dam inspection in North Rhine-Westphalia is shown for the district government of Arnsberg. There the surveillance authority complets and checks the self-surveillance of the dam owners and operates on the four-eyes principle. The official dam inspection is considered a necessary part of a redundant dam safety culture.

# 1 Regelungen zur Stauanlagensicherheit in NRW

Stauanlagen besitzen je nach Größe und Lage ein hohes Gefährdungspotential. Im Fall eines Versagens des Absperrbauwerkes können für Menschen, Sachwerte und die Umwelt erhebliche Überflutungsschäden entstehen. In Deutschland sind die Sicherheitsanforderungen für Stauanlagen wasserrechtlich verankert. Die diesbezügliche Gesetzgebung befindet sich im Wasserhaushaltsgesetz und teils ergänzend in den Landeswassergesetzen der einzelnen Bundesländer. Gesonderte Sicherheitsgesetze (Abb. 1-1), wie in anderen Staaten (z. B. USA, Schweiz) üblich, bestehen in Deutschland nicht.

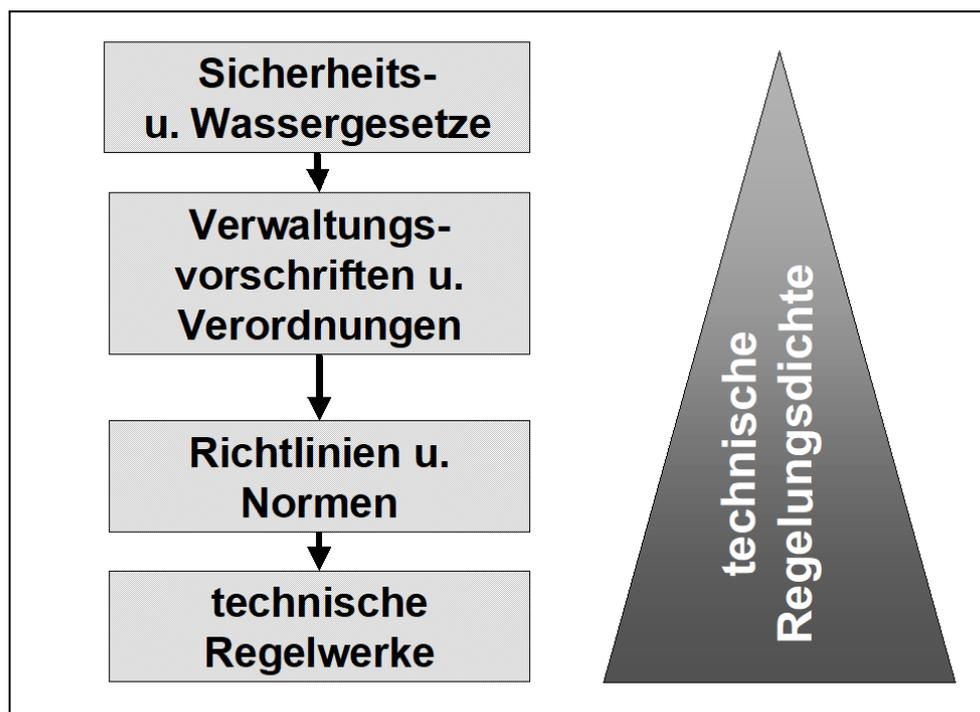


Abbildung 1-1: rechtliche und technische Regelungen für Stauanlagen

Für Stauanlagen enthält das Wasserhaushaltsgesetz die Anforderungen, dass diese nach den allgemein anerkannten Regeln der Technik (a. a. R. d. T.) zu bauen, zu betreiben und zu unterhalten sind. Erfüllen bestehende Anlagen diese Anforderungen nicht, so sind sie anzupassen (Anpassungsgebot). Nach dem Gesetz obliegt dem Stauanlagenbetreiber die Pflicht, den ordnungsgemäßen Zustand und Betrieb seiner Anlage auf eigene Kosten zu überwachen. Als a. a. R. d. T. ist in Deutschland speziell die Stauanlagennorm DIN 19700 (2004/19) in den Teilen 10 bis 15 anzusehen.

Durch Größenmerkmale im Landeswassergesetz setzt NRW für Stauanlagen gesonderte Anforderungen an den Bau und Betrieb fest. Diese Größenmerkmale können auf das preußische Wassergesetz von 1913 und die zugehörige Anleitung (1914) zurückgeführt werden. Als Größenmerkmale sind eine Absperrbauwerkshöhe  $H > 5$  m (gemessen von der Absperrbauwerkskronen bis zur tiefsten Stelle im Gewässer unterhalb / bis zur tiefsten Stelle im Speicher) und ein Beckenraum  $I_B > 100.000$  m<sup>3</sup> (Speicherinhalt bei Kronenstau) festgelegt (Abb. 1-2).

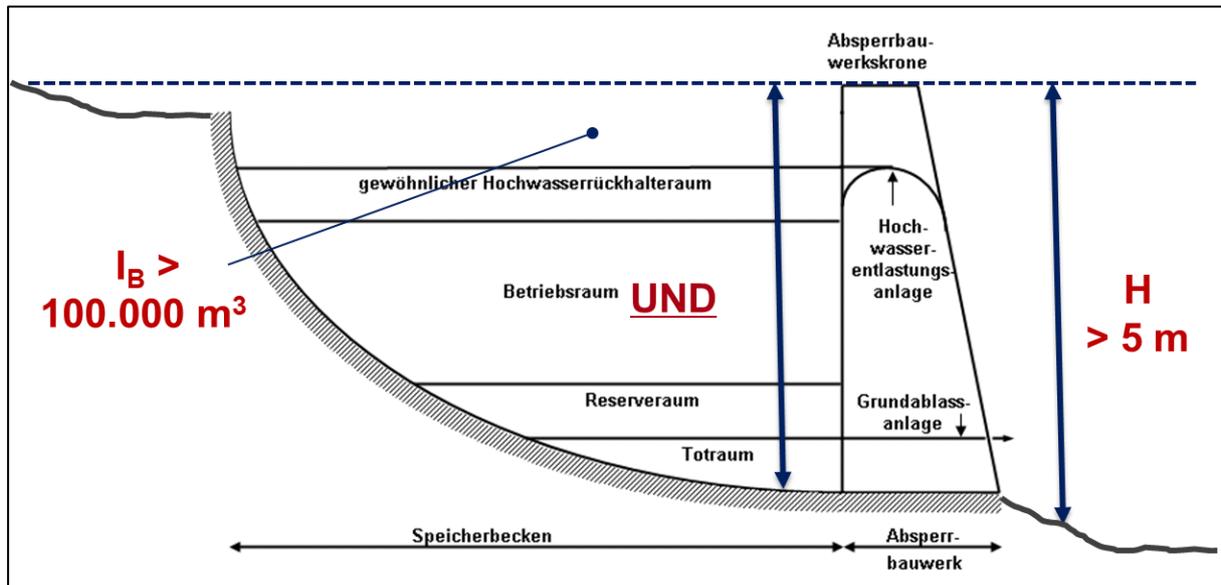


Abbildung 1-2: gesetzliche Stauanlagenklassifizierung nach dem Landeswassergesetz NRW.

An diese gesetzliche Klassifizierung knüpfen sich u. a. die Anforderungen, dass für diese Stauanlagen gesonderte Zulassungen (Änderungen, Becken außerhalb des Gewässers) und Vorgaben für Bau und Betrieb (z. B. Eigenüberwachung, Aufstellung des Sicherheitsberichts, Beauftragung von Gutachtern) erforderlich bzw. einzuhalten sind.

## 2 Stauanlagenbestand in Deutschland und NRW

Auf Länderebene bestehen Verzeichnisse der gesetzlich klassifizierten Stauanlagen (MULNV, 2017; LfUG, 2002). Ein Gesamtverzeichnis aller Bundesländer ist jedoch nicht vorhanden. Lediglich der gemeinsame Bestand der Talsperren und Hochwasserrückhaltebecken mit mehr als  $300\,000 \text{ m}^3$  Speicherraum wurde durch die Länderarbeitsgemeinschaft Wasser in LAWA (1996) erfasst. Danach besitzt Deutschland 291 Talsperren und 149 Hochwasserrückhaltebecken dieser Größenordnung.

Die Gesamtsumme des Speicherraums bei Vollstau beträgt demnach für die Talsperren  $3.900 \text{ hm}^3$  und die Hochwasserrückhaltebecken  $430 \text{ hm}^3$ . Bezogen auf diese Speicherräume befinden sich 70 Prozent des zugehörigen Anlagenbestandes in Nordrhein-Westfalen, Bayern, Thüringen und Sachsen (Bild 1). Mit 97 Anlagen besitzt Baden-Württemberg hingegen die größte Anzahl des erfassten Bestandes (22 Prozent, große Anzahl von Hochwasserrückhaltebecken) der betroffenen Bundesländer.

Mit rd.  $1,2 \text{ Mio. hm}^3$  Speicherraum befinden sich 86 von diesen Anlagen in NRW (64 Talsperren und 22 Hochwasserrückhaltebecken)

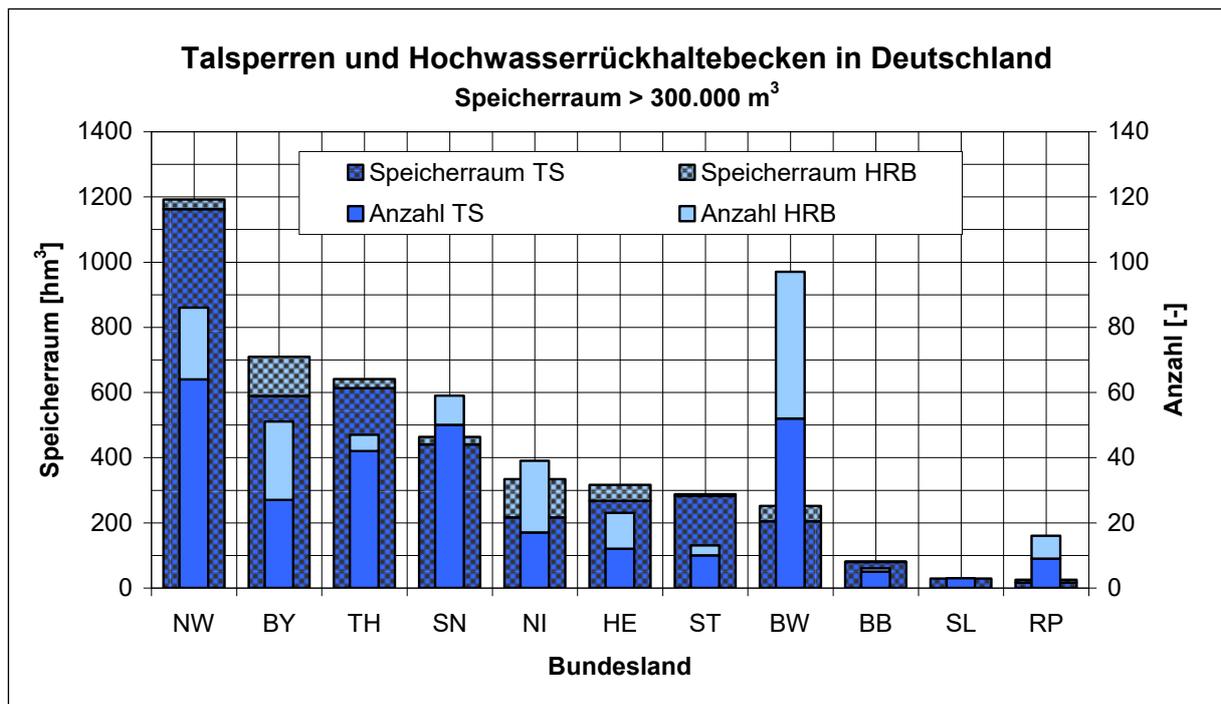


Abbildung 2-1: Talsperren und Hochwasserrückhaltebecken in Deutschland (LAWA, 1996).

Darüber hinaus besitzt Deutschland einen nicht in LAWA (1996) erfassten Bestand an Stau-  
stufen, Pumpspeicher- und Sedimentationsbecken mit entsprechender Bedeutung und Größe.  
Die Schwerpunkte der Stauanlagennutzung sind die Wasserversorgung, die Wasserkrafter-  
zeugung, der Hochwasserschutz und die Erholung. Bezogen auf den internationalen Kontext  
erfüllen nach DTK (2013) 371 Stauanlagen in Deutschland und davon 73 Stauanlagen in NRW  
die ICOLD-Kriterien „Große Talsperre“.

### 3 Stauanlagenaufsicht - Beispiel der BR Arnsberg

#### 3.1 Stauanlagen im Regierungsbezirk Arnsberg

In Nordrhein-Westfalen (NRW) unterstehen Stauanlagen mit einer Absperrbauwerkshöhe von  
mehr als fünf Metern und einem Beckenraum von mehr als 100 000 m³ (gesetzliche Klassifi-  
zierung) sowie Stauanlagen mit vergleichbarem Gefährdungspotential der staatlichen Auf-  
sicht. Diese umfasst einen Bestand von 210 Anlagen (LANUV, 2013). Die Aufsicht über diese  
Anlagen liegt seit 2007 bei den fünf Bezirksregierungen des Landes.

Die Bezirksregierung Arnsberg (BRA) ist staatliche Mittelbehörde in NRW. Sie ist Bindeglied  
zwischen der Landesregierung einerseits und den Kommunen, Unternehmen, Verbänden und  
Bürgern andererseits und nahezu in allen Verwaltungsbereichen tätig. Neben den südwestfä-  
lischen Kreisen (Sauer- und Siegerland, Hellwegböden) umfasst der Regierungsbezirk Arns-  
berg mit fünf Großstädten einen wesentlichen Teil des Ruhrgebiets. Wasserwirtschaftlich be-  
deutend sind die Einzugsgebiete der Ruhr, Lippe, Sieg, Eder und Emscher, die teils oder über-  
wiegend den Regierungsbezirk prägen.

Das Dezernat Wasserwirtschaft der BRA nimmt als Obere Wasserbehörde die Aufsicht über 78 gesetzlich klassifizierte Stauanlagen wahr. Von diesen Anlagen sind 35 Talsperren (einschließlich Vorsperren), 8 Staustufen, 27 Hochwasserrückhalte-, 6 Sedimentations- und 2 Pumpspeicherbecken. Zusätzlich befinden sich ein Sedimentationsbecken in Bau und 3 geplante Hochwasserrückhaltebecken im Zuständigkeitsbereich. Die Betreiber dieser Anlagen sind neben Wasserverbänden, Städte und Gemeinden, Energie- und Wasserversorger, Stadtwerke und Betriebe der Kalksteinindustrie. Der Ruhrverband ist im Arnsberger Bezirk mit 8 Talsperren und 3 Staustufen bedeutender Stauanlagenbetreiber.



Abbildung 3-1: Bild 2: Listertalsperre – Überlauf im Sommer 2012.

Der Großteil der Talsperren liegt im Ruhreinzugsgebiet, während die Mehrzahl der Hochwasserrückhaltebecken im Einzugsgebiet der Lippe und Emscher gebaut wurde. Von acht Staustufen befinden sich sieben an der Ruhr. Die vorhandenen 6 Sedimentationsbecken wurden im Zusammenhang mit der Rohstoffgewinnung der Kalksteinindustrie (Steinbrüche) errichtet. Die Gewichtstaumauern (Bruchstein) der Talsperren (Abb. 3-1) im Arnsberger Bezirk, die zwischen 1990 – 2005 grundlegend saniert wurden, stammen aus der Zeit vor 1914. Die ältesten dieser Anlagen, die Fuelbecke- und Heilenbecketalsperre, wurden bereits 1896 fertig gestellt. Nach 1913 wurden die Staubawerke vorwiegend in Dammbauweise ausgeführt. Von den beiden Pumpspeicherbecken im Bezirk gehörte das damalige Koepchenwerk (Bauzeit 1927-30) zu den ersten großen Pumpspeicherkraftwerken Deutschlands. Größter Speicher im Dienstbezirk ist die Biggetalsperre mit 172 Mio. Kubikmeter Stauraum. Das höchste Absperrbauwerk mit einer Dammhöhe von 69 m über der Gründungssohle besitzt die Sorpetalsperre.

### 3.2 Stauanlagenaufsicht der Bezirksregierung Arnsberg

Die Stauanlagenaufsicht der BRA umfasst die wasserrechtliche Zulassung und die behördliche Überwachung. Der Zulassungsbereich nach dem Wasserhaushalts- und Landeswassergesetz NRW betrifft besonders Genehmigungs- und Anzeigeverfahren bei Sanierungen, Erweiterungen und wesentlichen Änderungen sowie Planfeststellungsverfahren für Neubauten.



Abbildung 3-2: Oberbecken PSW Rönkhausen – Sanierung 2018

Schwerpunkte der Überwachungsaufgabe sind regelmäßige und anlassbezogene Betriebs- und Baustellenkontrollen sowie die Prüfung der jährlich vorzulegenden Sicherheitsberichte. Zur Überwachung zählt ferner die Veranlassung von vertieften Überprüfungen. Die Überwachung erfolgt auf Grundlage der Gewässeraufsichtspflicht nach dem Landeswassergesetz NRW, welche die Bauüberwachung und Zustandsbesichtigung der baulichen Anlagen einschließt. Die behördliche Überwachungsaufgabe beinhaltet ferner die Prüfung der gesetzlichen Anforderungen, dass Stauanlagen nach den a. a. R. d. T. zu bauen und zu betreiben (Anpassungsgebot) sind und dass das Betriebspersonal die erforderliche fachliche Qualifikation besitzt. Die regelmäßigen Betriebskontrollen (Anlagenschauen), sogenannte Umweltspektionen, werden in Abhängigkeit von der Stauanlage jährlich bzw. zweijährlich durchgeführt. Sie umfassen:

- Bauzustandsbesichtigungen der Bauwerke und Betriebseinrichtungen der Stauanlage,
- Funktionsprüfungen und Probetriebe der Betriebseinrichtungen (z. B. Verschlüsse von Entnahme- und Entlastungsanlagen, Mess- und Kontrolleinrichtungen, Notstromaggregate),
- Überprüfung der Einhaltung der betrieblichen Vorgaben der Zulassung (z. B. Mindestwasserführung, freizuhaltende Hochwasserschutzräume, Entnahmen),
- Kontrolle der Betriebs- und Überwachungsunterlagen (z. B. Betriebsvorschrift, Betriebstagebuch, Instandhaltungspläne).

Sie dienen zudem dem regelmäßigen Austausch mit den Stauanlagenbetreibern und fördern damit im Sinne der Stauanlagensicherheit eine kooperative Zusammenarbeit.

In Bezug auf das gesetzliche Anpassungsgebot sind vertiefte Überprüfungen nach DIN 19700 ein wesentliches Überwachungsinstrument. Diese werden von der BRA in Zeitabständen von etwa 10-15 Jahren oder nach außergewöhnlichen Ereignissen von den Stauanlagenbetreibern eingefordert. Sie dienen der Überprüfung der Bemessungsgrundlagen (Hydrologie, Hydraulik Statik), der betrieblichen Vorgaben, des Überwachungskonzepts und des Zustandes der baulichen Anlagen. Die Ergebnisse der vertieften Überprüfung und die daraus resultierenden Maßnahmen werden in einem Abschlussbericht dokumentiert. Um die Umsetzung notwendiger Maßnahmen sicherzustellen, sollen diese im Bericht nach Priorität der Dringlichkeit gestaffelt mit deren Realisierungszeitpunkt festgelegt werden.

Bei Neubauten, umfassenden Sanierungen (Abb. 3-2), Instandsetzungen und Erweiterungen führt die Bezirksregierung regelmäßige Baustellenkontrollen durch. Im Rahmen von Baubesprechungen und Bauzustandsbesichtigungen werden die Einhaltung der Vorgaben des Zulassungsbescheides und der baurechtlichen Vorschriften überprüft und wasserrechtliche Abnahmen durchgeführt. Im Einzelfall und bei Spezialfragen beauftragt die BRA Sachverständige (z. B. Massivbau, Geotechnik), die sie bei Ihren Überwachungsaufgaben unterstützen.

## **4 Aufsicht in Sinne des „Vier-Augen-Prinzips“**

Im Zusammenhang mit Strukturreformen der öffentlichen Verwaltungen stehen auch Aufgabengebiete der staatlichen Administration mit Aufsichtsfunktion im Blickfeld von Organisationsuntersuchungen. Mit dem Inhalt und Umfang von staatlichen Aufgaben wird regelmäßig auch die mit den Aufgaben verbundene Personalausstattung sowie der hieran geknüpfte Finanzbedarf für die öffentlichen Haushalte hinterfragt.

Die primäre Verantwortung für die Sicherheit einer Stauanlage trägt dessen Betreiber. Die Regelwerke (z. B. DIN 19700, 2004/19 und DVWK, 1995) sehen hierzu eine in Bezug auf die Zeitabstände dreistufige Eigenüberwachung vor:

- laufend (in engen Zeitabständen): Messungen und Beobachtungen und deren zeitnahe Auswertung, Funktionsprüfungen Betriebseinrichtungen, Bauzustandsbesichtigungen
- (in der Regel) jährlich: Beurteilung der Messungen und Beobachtungen im Rahmen der Sicherheitsberichte
- (etwa) alle 10-15 Jahre: vertiefte Überprüfungen als weitergehende Untersuchung mit Beurteilung des Sicherheitszustandes und Konzeption von Anpassungsmaßnahmen

Mittels Vorortüberwachungen als auch durch Prüfung vorzulegender Unterlagen führt die Aufsichtsbehörde sowohl eine Kontrolle der Eigenüberwachung des Betreibers als auch eine eigenständige, unabhängige Beurteilung des Stauanlagenzustandes durch. Die Stauanlagenaufsicht ist somit im Sinne eines „Vier-Augen-Prinzips“ tätig. Die dreistufige Eigenüberwachung des Betreibers wird durch die Aufsichtsbehörde überprüft und ergänzt (Abb. 4-1).

<b>Betreiber</b> Eigenüberwachung	<b>Stauanlagen</b> Sicherheitsüberwachung (abgestuft nach DIN 19700/10)	<b>Aufsicht</b> Fremdüberwachung behördliche Überwachung
laufend führt durch	<b>Zustand, Verhalten Betriebstüchtigkeit</b> Kontrollen, Messungen, Funktionsprüfungen	turnusmäßig führt durch
(i. d. R.) jährlich stellt auf	<b>Sicherheitsberichte</b> Beurteilung der laufenden Überwachung	(i. d. R.) jährlich prüft u. initiiert
(etwa) alle 10-15 Jahre stellt auf	<b>vertiefte Überprüfungen</b> weitergehende Untersuchung des Sicherheitszustandes	(etwa) alle 10-15 Jahre prüft u. initiiert

Abbildung 4-1: Eigen- und Fremdüberwachung

Im Hinblick auf die Erfahrungen im Regierungsbezirk Arnsberg wird die behördliche Aufsicht als notwendiger Bestandteil eines redundanten Sicherheitsdenkens und damit als Teil des Sicherheitskonzepts für Stauanlagen angesehen. Sie ermöglicht Sicherheitsanforderungen und fachliche Kriterien aus einer verschiedenartigen Sichtweise und Interessenlage zu betrachten und damit insbesondere der Gefahr einer möglichen Betriebsblindheit der Stauanlagenbetreiber entgegenzuwirken. Unter Berücksichtigung des heterogenen Anlagenbestandes und der zugehörigen Betreiber trägt die Stauanlagenaufsicht dazu bei, einen annehmbaren Ausgleich von Wirtschaftlichkeit und Sicherheit zu erreichen.

Stauanlagen sind standort- und nutzungsbezogene Einzelbauwerke mit einer häufig längeren Anlagenhistorie. Sie erfordern sowohl spezielles als auch grundlegendes Wissen in unterschiedlichen Fachbereichen. Stauanlagenaufsicht auf Augenhöhe erfordert entsprechend qualifiziertes, regelmäßig fortgebildetes Fachpersonal. Hierzu sind langjährige Erfahrung und Kontinuität notwendige Kriterien einer im Sinne der Stauanlagensicherheit zielgerichteten Aufgabenwahrnehmung.

Aufgabenkritik im Rahmen von Organisationsuntersuchungen der Aufsichtsbehörden sollte sich mit der Frage befassen, wie weit ein Abrücken vom bewährten Mehr-Ebenen-Prinzip im Hinblick auf das hohe Gefährdungspotential der größeren Stauanlagen und deren besondere Sicherheitsanforderungen annehmbar ist.

#### **Autor**

Dipl. Ing. Friedhelm Garbe  
 Bezirksregierung Arnsberg  
 Dez. 54 – Wasserwirtschaft  
 Hermelsbacher Weg 15  
 57072 Siegen  
 friedhelm.garbe@bra.nrw.de

## 5 Quellenverzeichnis

### Literatur

DTK (2013): Deutsches Talsperrenkomitee e. V., Talsperren in Deutschland, Springer Vieweg Verlag, Wiesbaden

MULNV (2017): Stauanlagenverzeichnis Nordrhein-Westfalen. Runderlass des Ministeriums für Umwelt, Landwirtschaft, Natur- und Verbraucherschutz – IV-6-4000-34828 vom 26. September 2017

LAWA (1996): Talsperren und Hochwasserrückhaltebecken mit mehr als 0,3 hm<sup>3</sup> Speicherraum. Länderarbeitsgemeinschaft Wasser. Kulturbuchverlag, Berlin.

LfUG (2002): Stauanlagenverzeichnis 2002, Talsperren, Wasserspeicher und Hochwasserrückhaltebecken im Freistaat Sachsen. Sächsisches Landesamt für Umwelt und Geologie.

### Normen und Regelwerke

Anleitung (1914) für den Bau und Betrieb von Talsperren (1914): Anhang B zum preußischen Wassergesetz vom 7. April 1913, Anhang III vom 29.04.1914.

DIN 19700 (2004/19): Stauanlagen, Teile 10 – 15 - Deutsche Norm. Beuth Verlag, Berlin, Normenausschuss Wasserwesen.

DVWK (1995): Sicherheitsbericht – Leitfaden. Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau, Heft 231, Bonn: Wirtschafts- und Verlags-Gesellschaft Gas und Wasser

# Der Einsatz von Drohnen bei Überwachung und Kontrolle von Geotechnischen Konstruktionen

*Andreas Herold, Peter Cobon, IBH Herold & Partner*

## 1. Kurzfassung

Der Einsatz von Drohnen in Verbindung mit photogrammetrischen Methoden (UAV-Photogrammetrie) hat mittlerweile im Bauwesen in fast allen Bereichen Einzug gehalten. Aufgrund der Fortschritte in der Rechentechnik ist es mittlerweile möglich auch große Datenmengen in vertretbarer Zeit zu verarbeiten. Dies eröffnet auch völlig neue Einsatzgebiete bei der Überwachung und Kontrolle von geotechnischen Bauwerken, wie z.B. Stützwänden, Felssicherungen und Erdfallüberbrückungskonstruktionen. Daher ist es möglich mit UAV-Photogrammetrie Überwachungs- und Kontrollaufgaben zu lösen und neue Anwendungsfelder zu erschließen. In der Veröffentlichung wird der Einsatz von UAV-Photogrammetrie bei der Überwachung und Kontrolle unterschiedlichster geotechnischer Bauwerke am praktischen Beispiel dargestellt. Vorgestellt wird der Einsatz von UAV-Photogrammetrie für die Bauwerksüberwachung (Monitoring), Bewegungsüberwachung und Verformungsbeobachtung sowie zur Mengen- und Massenüberprüfung während des Einbaus der Herstellung, der Dokumentation von Bauabläufen. An verschiedenen praktischen Beispielen, wie Baugruben, Stützkonstruktionen, Felssicherungen und Erdfallüberbrückungsbauwerken werden die Vorgehensweise bei dieser Art der Überwachung, deren Anwendungsrandbedingungen, die Vor- und Nachteile sowie die erreichbare Messgenauigkeit diskutiert. Vorgestellt wird zudem der Einsatz des Verfahrens zur Qualitätssicherung, hier speziell der Beantwortung der Fragestellung, ob die ausgeführten Konstruktionen die vom Bauherrn gewünschten Qualitätskriterien an Verformung, Toleranzen und Lage eingehalten werden. Die Veröffentlichung erläutert den Einsatz des Verfahrens als wirtschaftliche und kostengünstige sowie technisch anspruchsvolle Lösung. Messergebnisse, Erläuterungen zu praktischen Erfahrungen und die Darstellung von Beispielen ergänzen den Beitrag.

## 2. Einleitung

Der Einsatz von Drohnen im Bauwesen hat sich in den letzten Jahren zum einen etabliert, zum anderen sind neue Anwendungsfelder hinzugekommen. Insbesondere bei der Bauwerksüberwachung und dem Bauwerksmonitoring lässt sich die UAV-Photogrammetrie wirtschaftlich sinnvoll einsetzen. Gleichwohl sind Drohneneinsätze an rechtliche und technische Rahmenbedingungen gebunden. Ferner muss die erreichbare Messgenauigkeit und Reproduzierbarkeit der Messergebnisse ins Kalkül gezogen werden. Hier wird das Ergebnis von einer Vielzahl von Faktoren beeinflusst, die nicht unberücksichtigt bleiben dürfen. Grundlage ist für die vorgestellte Methodik das Verfahren der UAV-Photogrammetrie. Die nachfolgende Abbildung zeigt die grundsätzliche Funktionsweise.

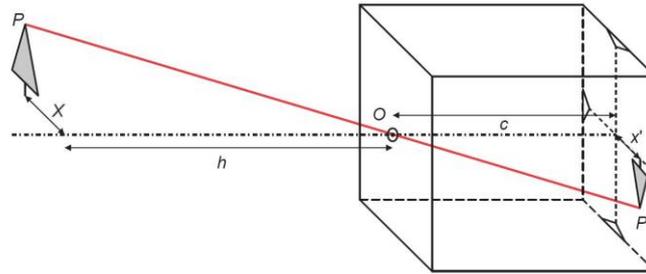


Abbildung 2-1: Funktionsweise Photogrammetrie nach [2].

Grundlage des Verfahrens ist die Aufnahme von digitalen Bildern, wobei hier aus den Aufnahmen über Winkelbeziehungen und Anwendung der Zentralprojektionsmethode die abgebildeten Objekte räumlich in 3D rekonstruiert werden können. Dies bietet die Vorteile einer:

- kontaktlosen / zerstörungsfreien Erfassung von Daten

Allerdings sind sehr große Datenmengen zu verarbeiten. Dies stellt erhebliche Anforderungen an die einzusetzende Rechentechnik.

## 2.1 Überwachungserfordernis von Bauwerken

Im deutschen Regelwerk ist die Überwachung von Bauwerken in der DIN 1076 geregelt. Grundsätzlich dient die Bauwerksüberwachung dazu, den Zustand von Bauwerken (insbesondere Ingenieurbauwerken) zu erfassen, in regelmäßigen Abständen zu bewerten und um hieraus das Erfordernis von Sanierungsmaßnahmen rechtzeitig ableiten zu können. Die Abläufe/Methodik sind in der DIN 1076 ausführlich hinterlegt. Hierbei erfolgt derzeit nur eine eingeschränkte Datenerfassung und Bewertung, da z.B. Verformungen nur punktuell und lokal an ausgewählten Punkten erfolgen. Hier bietet sich der Einsatz der UAV-Photogrammetrie mit maßgeblichen Vorteilen an:

- Möglichkeit der Betrachtung des Gesamtbauwerkes
- Neben Messwerten können auch belastbare Bilddokumentationen für die Auswertung herangezogen werden.
- Kontaktlose Datenerfassung unter Verkehr

### Ingenieurbauwerke ZTV-ING

BAB A3/A 73 Kreuz Fürth-Erlangen



Oberste Baubehörde im Bayrischen  
Staatsministerium des Innern :  
IID8-43420-008/94 + AS 10/2013

„Gabionen = Ingenieurbauwerk“  
(H > 1,50/2,00 m)

- PRÜFPFLICHT nach DIN 1076
- Bauwerksbuch/Benotung SIB-Bauwerke
- Unterhaltung + Überwachung

**PRÜFHANDBUCH RI-EBW-PRÜF 2013**

Abbildung 2-2: Erfordernis Bauwerksüberwachung/-prüfung nach DIN 1076.

Die Technologie ermöglicht eine umfassendere Betrachtung und Bewertung der Konstruktion und erweitert die Möglichkeiten der in der DIN 1076 hinterlegten Verfahren. Exemplarisch ist für Gabionenbauwerke die Methodik bereits in /1/ hinterlegt. Die folgende Abbildung 2-3 zeigt die Auszüge aus dem Prüfhandbuch.

Anlage 1 zum Prüfhandbuch für die Prüfung von Gabionen							
ifd. Nr.	Personal <sup>1*</sup>	Prüfungskategorie/Prüfungszeitraum		ifd. Beobachtung Besicht.	Einfache Prüfung (EP) 3 Jahre	Haupt-Prüfung (HP) 6 Jahre	
		Prüfverfahren	Prüfmittel	Zugangstechnik	Prüfumfang		
1	E/F	Verformung und Neigung der Gabione: Diese ist auf offensichtliche Veränderungen zu kontrollieren.	Visuelle Prüfung: Wasserrüge, Richtscheit, Richtschnur und Lot	Leiter/Steiger	2*	2, 3*	X
2	E/F	Verformungsmessung	Vermessungstechnik: Theodolith, ggf. Laserscanner und/ oder Drohneinsatz mit photogrammetrischer Auswertung				4*
3	E/F	Entwässerungen	Visuelle Prüfung auf Funktion		2*	2, 3*	X
4	E/F	Drahtkörbe: Prüfung auf Korrosion; Vollständigkeit und fester Sitz aller Verbindungsmittel	Visuelle Prüfung: Hammer, Zange und Schraubenzieher	Leiter/Steiger		2, 3*	X
5	E/F	Befüllung: Die Befüllung ist auf Gesteinsgröße, Verdichtung, Hohlstellen und Frostbeständigkeit zu kontrollieren.	Visuelle Prüfung Hammer	Leiter/Steiger		2, 3*	X
6	E/F	Ausstattung	Visuelle Prüfung auf Vollständigkeit	Leiter/Steiger			X

- <sup>1\*</sup> Gültig für F = Fremdpersonal und E = Eigenpersonal.  
<sup>2\*</sup> Bei Veränderung oder Verdacht Sonderprüfung nach 5.4 DIN 1076 als Grundlage für OSA veranlassen.  
<sup>3\*</sup> Mindestens stichprobenartige Überprüfung ohne Zugangstechnik.  
<sup>4\*</sup> In aller Regel erforderlich; ist die Verkehrsfähigkeit, die von der Wand im Versagensfall ausgeht, sehr gering oder gar nicht gegeben, kann hiervon abgewichen werden (begründeter Ausnahmefall).

Abbildung 2-3: Auszüge Prüfhandbuch RI-EBW-PRÜF 2013.

## 2.2 Anwendungsrandbedingungen

Das Verfahren der Photogrammetrie ist grundsätzlich nicht nur an den Einsatz von Drohnen gebunden, die Möglichkeit einer händischen Dokumentation mit Fotoapparat besteht ebenso. Allerdings lassen sich Messaufgaben mit unter Zuhilfenahme von Drohnen (UAV) wesentlich effizienter und mit besserer Qualität erledigen und sind der Standard.

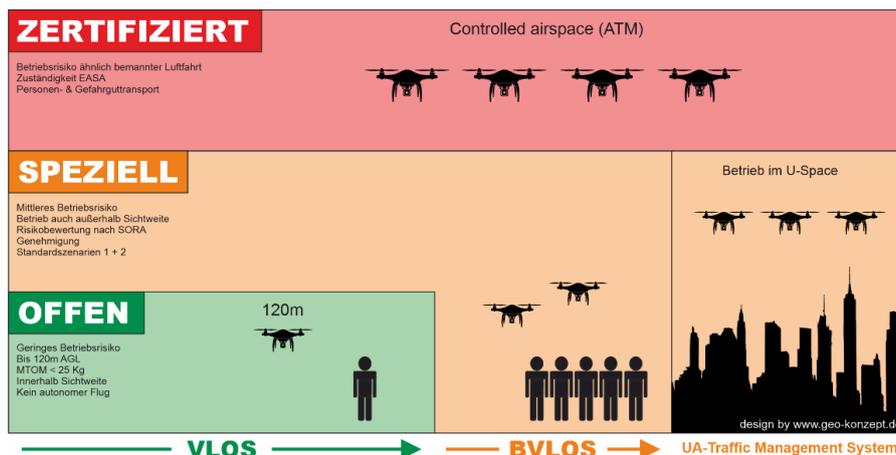


Abbildung 2-4: Anwendungsrandbedingungen für Drohnen gemäß /4/.

Die gesetzlichen Regelungen sind in der EU-Drohnenverordnung /4/ geregelt. Hier sind Versicherungspflicht, Anwendungsrandbedingungen und Auflagen, wie zum Beispiel Drohnenführerschein, geregelt. Die europäischen Gesetze werden hierbei von länderspezifischen Verordnungen ergänzt und untersetzt.



Abbildung 2-5: Equipment für UAV-Photogrammetrie.

## 2.3 Projektablauf und Planung

Für die Anwendung von UAV-Photogrammetrie existieren diverse Randbedingungen, die bei Projektvorbereitung und -umsetzung zu beachten sind. Maßgeblich sind hierbei zunächst die gesetzlichen Regelungen /4/. Insbesondere ist die Einholung einer Befliegungsgenehmigung notwendig. Sofern ein professioneller Einsatz geplant wird, empfiehlt sich, sofern nicht gesondert gefordert, der Erwerb eines Drohnenführerscheins. Dieser ist unter bestimmten Randbedingungen ohnehin gefordert /4/. Ferner müssen bei der Abwicklung des Projektes, neben den notwendigen Genehmigungen, auch die Wetterbedingungen berücksichtigt werden. Je nach Drohne und Drohnengröße, in Abhängigkeit der zu erwartenden Windgeschwindigkeit, sind Befliegungen nicht oder nur eingeschränkt möglich bzw. führen starke Winde auch zu einer starken Beanspruchung der Stromversorgung der UAV's. Hierdurch verkürzen sich unter Umständen die Flugzeiten drastisch. Zudem wirken sich Windböen negativ auf die Ergebnisqualität aus. Optimale Ergebnisse lassen sich bei Windgeschwindigkeiten  $\leq 5-10$  km/h und bei gutem Lichteinfall, d.h. starkem Kontrast erreichen. Zur Vorbereitung sind projektbezogene Passpunkte anzuordnen. Die Passpunkte sollten an den äußeren Rändern der Befliegungsbereiche liegen. Es empfiehlt sich mindestens 3, je nach Geometrie auch mehr, Passpunkte anzuordnen. Die Passpunkte sollten das Betrachtungsgebiet vollflächig umschließen. Die Passpunkte werden geodätisch eingemessen, üblicherweise mit GPS und SAPOS-Anbindung, um hier eine optimale Genauigkeit zu erzielen. Als Passpunkte können Bodenpunkte oder Bauwerkspunkte genutzt werden. In jedem Fall sollten die gleichen Passpunkte für Folgemessungen wieder verwendet werden, um hier Fehler ausschließen zu können. Die Befliegung selbst sollte anhand der Überwachungsaufgabe geplant werden. Maßgebend hierfür ist die Erstellung eines an die Aufgabe angepassten Flugplanes. Der Flugplan kann, wie die nachfolgende Abbildung 2-6 zeigt, linienförmig oder kreuzweise bzw. auch radial um punktförmige Konstruktionen herum erfolgen. Zielsetzung ist es hier während des Fluges die Fotos möglichst gleichmäßig mit konstanter Überlappung und in regelmäßigen Abständen zu erstellen. Dies vereinfacht die Erstellung der 3D-Modelle und deckt alle zu erfassenden Bereich möglichst genau ab. Neben dem Flugplan sind Entscheidungen im Hinblick auf den Bildwinkel, mit dem die Fotos erstellt werden, zu treffen. Bei der Erstellung von 3D-Objekten wird üblicherweise mit einem Winkel von  $60^\circ$  bei gleichbleibender Flughöhe erfasst. Sofern die Aufgabe nur die möglichst genaue Erfassung von vertikalen Daten beinhaltet, kann auch mit einem Winkel von  $90^\circ$  und gleichbleibender Flughöhe eine Erfassung erfolgen. In diesen Fällen muss

jedoch berücksichtigt werden, dass dann horizontale Distanzen nur mit geringerer Genauigkeit erfasst werden können. Es empfiehlt sich daher folgende Vorgehensweise:

**Zielsetzung:** Möglichst genaue Erfassung von vertikalen Messdaten

- Befliegung mit gleichbleibender Flughöhe und Neigungswinkel  $90^\circ$  (nach unten)

**Zielsetzung:** Erstellung 3D-Konstruktionen/Erfassung Verformung

- Befliegung mit gleichbleibender Flughöhe und Neigungswinkel bei Bilderfassung  $60^\circ$

Um eine vollflächige Abdeckung und eine gleichmäßige Qualität des 3D-Modells im Zuge einer Auswertung zu erreichen, ist eine Überlappung der erstellten Fotos notwendig. Letztere sollten mit einer Überlappung zwischen 40-60 % erfolgen. Die Auflösung der Fotos selbst spielt eine entscheidende Rolle. Im Minimum sollte eine Erfassung der Fotos mit  $\geq 6-12$  Megapixeln (optimal  $\geq 12$  Megapixel) erfolgen. Je nach Messaufgabe kann dies jedoch zu sehr großen Datenmengen, die teilweise nur schwer mit der üblichen Rechentechnik zu händeln sind, führen. Insofern muss vor Projektbeginn eine Abschätzung der zu erwartenden Datenmengen und die Wahl einer geeigneten Auflösung erfolgen.

Im Hinblick auf die Auswertesoftware stehen unterschiedliche Systeme zur Verfügung. Die im Rahmen des vorliegenden Artikels vorgestellten Auswertungen basieren auf dem handelsüblichen Softwaresystem von Agisoft. Hierbei werden aus den Fotos Punktwolken erstellt und bearbeitet. Die Punktwolken werden dann anhand der Passpunkte kalibriert und skaliert. Weitere handelsübliche Systeme wären Pix4d oder PointCab. Allen Programmsystemen ist eigen, dass der Hauptfokus hier auf einer Bearbeitung der Punktwolken liegt. Aus den Punktwolken selbst muss, sofern diese dann erstellt und kalibriert sind, eine Nachbearbeitung erfolgen. Eine Integration in die CAD-Systeme ist aufgrund der Datengröße dann mit gesonderten Modulen oder gesonderten Programmsystemen möglich. Teilweise sind die heutigen CAD-Programme auch in der Lage Punktwolken direkt zu verarbeiten. Hier bestehen jedoch zurzeit noch bei fast allen CAD-Systemen Einschränkungen im Hinblick auf die Datenmenge.



Abbildung 2-6: Mögliche Flugrouten.

## 2.4 Genauigkeiten

Die Genauigkeit des Verfahrens hängt von unterschiedlichsten Randbedingungen ab. Einerseits spielen die Wetterbedingungen eine maßgebliche Rolle, andererseits ist, bedingt durch

die Rechenverfahren, mit Abweichungen zwischen Soll- und Ist-Werten zu rechnen, wenn gleich letztere meist nur marginal sind. Unabhängig davon wird die Genauigkeit durch den Einsatz von RTK-Drohnen deutlich erhöht. In jedem Fall müssen jedoch stationäre Passpunkte, die möglichst bei jeden Einsatz an gleicher Stelle liegen (Festpunkte), zum Einsatz kommen. Es empfiehlt sich hier, die Passpunkte gesondert einzumessen und die Ergebnisse der Aufnahmen mit den Passpunkten in Übereinstimmung zu bringen. Üblicherweise werden die Passpunkte mit GPS eingemessen und kalibriert (z.B. SAPOS-System). Es gilt die Faustregel, dass die Genauigkeit maßgeblich von der Flughöhe beeinflusst wird:

- $\pm \text{Genauigkeit} = \text{Flughöhe in m} / 1000$

Es empfiehlt sich in jedem Fall, die Geräte und Verfahrenstechnik unabhängig von den Genauigkeitsanforderungen und Genauigkeitsangaben der Hersteller/Systemlieferanten in der Messkette zu überprüfen. Dies kann zum Beispiel, wie im vorliegenden Fall gezeigt, über eine einfache Messanordnung erfolgen. Nachfolgend wird ein Beispiel gezeigt. In einer ebenen / schrägen Fläche wurden unterschiedliche Körper, die sich in der Geometrie und in der Oberfläche unterscheiden, aufgestellt und mit den verwendeten RTK-Drohnen-System vermessen und ausgewertet. Zielsetzung war es hierbei, anhand der Abläufe die Einflüsse der Flughöhe auf die Genauigkeit zu eruieren. Die nachfolgende Abbildung 2-7 zeigt die Versuchsanordnung, Abbildung 2-8 die Ergebnisse auszugsweise und Tab. 2-1 enthält die Ergebnisse der Auswertung. Angegeben ist hier die erzielbare Genauigkeit in Abhängigkeit von der Flughöhe.

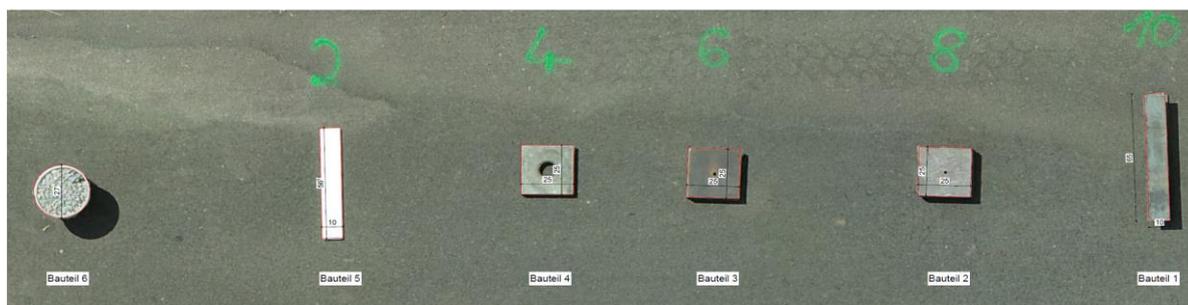


Abbildung 2-7: Versuchsanordnung.

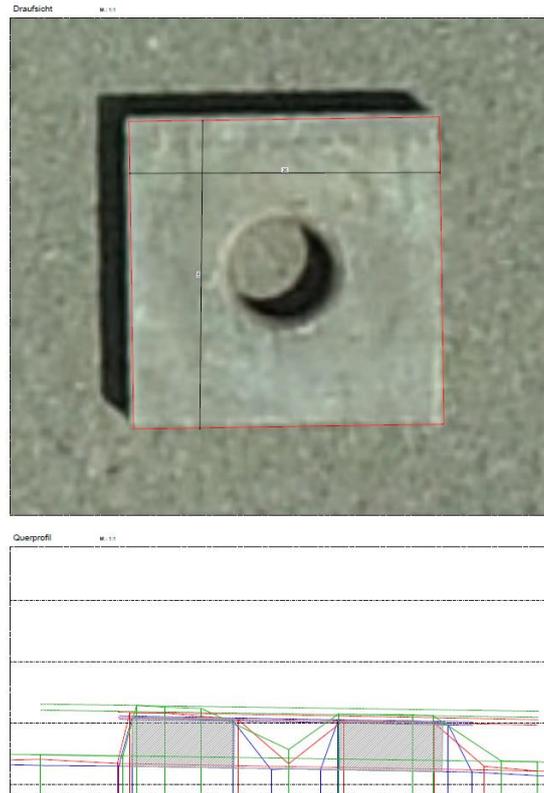


Abbildung 2-8: Ergebnisse.

Tabelle 2-1: Ergebnisse Toleranzmessungen (Neigungswinkel 90°).

Flughöhe	Lage auf Horizontale		Lage auf Schräge	
	Toleranz Höhe [mm]	Toleranz Lage [mm]	Toleranz Höhe [mm]	Toleranz Lage [mm]
≤10 m	± 3,4	± 2,2	± 8,6	± 3,3
≤15 m	± 5,9	± 5,6	± 5,7	± 4,8
≤20 m	± 12,0	± 8,8	± 9,1	± 7,2

### 3. Anwendungen / Praxisbeispiele

Die nachfolgenden Beispiele zeigen und erläutern die praktische Umsetzung der Methodik der UAV- Photogrammetrie für verschiedene Anwendungsfelder.

#### 3.1 Beispiel Volumenermittlung Aushub

Als einfachstes Beispiel der Anwendung des Verfahrens bietet sich die Mengen- und Massenermittlung, zum Beispiel von Aushub oder Abtrag auf. Am Beispiel einer Aushub-Mengenermittlung soll hier ein direkter Vergleich zwischen konventioneller (geodätischer) Aufnahme und der Anwendung der Drohnenbefliegung geführt werden. Aufgabenstellung war es hier, das Volumen eines aufgeschütteten Bereiches, in dem teilweise Müll abgelagert wurde,

zu ermitteln. Dies geschah auf konventionellem Wege durch einen Vermesser, der das Volumen über eine GPS-Aufnahme, nachträgliche Vermaschung und Volumenberechnung ermittelt hat und durch Befliegung mit einer RTK-gestützten Drohne. In Tabelle 3-1 werden die Ergebnisse gegenübergestellt.

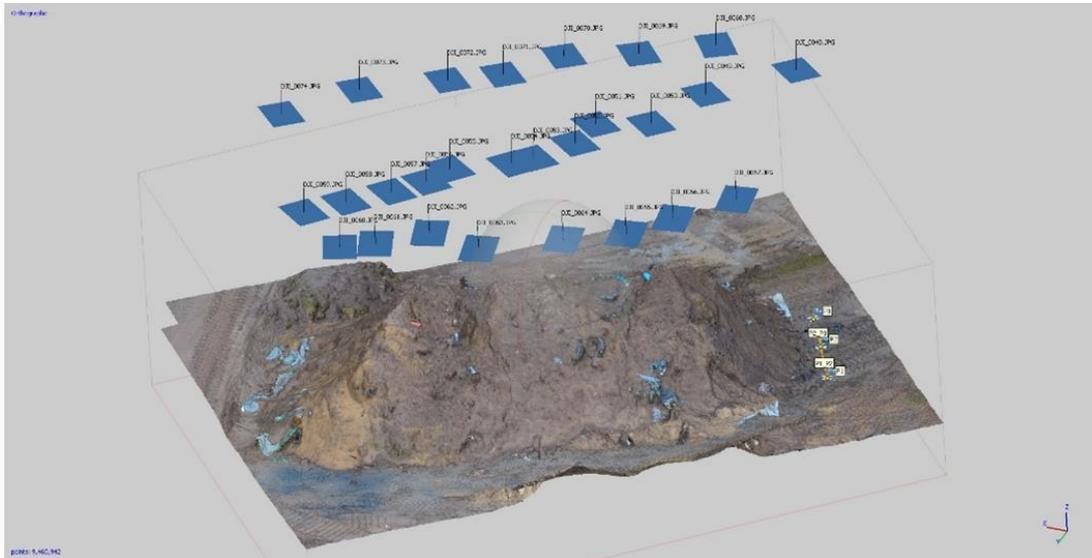


Abbildung 3-1: Grundlage 3D-Modell mit Bildanordnung (UAV-Photogrammetrie).

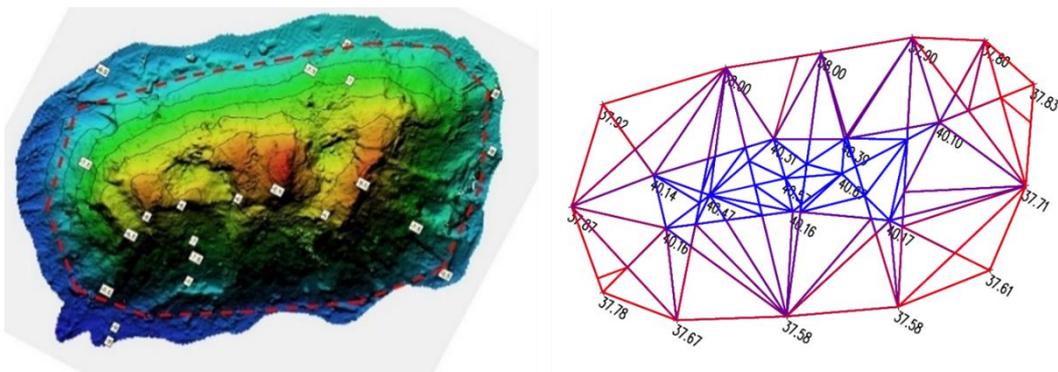


Abbildung 3-2: Vergleich vermaschtes 3D-Modell (UAV/konventionell).

Tabelle 3-1: Gegenüberstellung Ergebnisse.

Was	Verfahren UAV	Verfahren konventionell
Volumen	158,83 m <sup>3</sup>	154,19 m <sup>3</sup>
Kosten	1.500-1.700 €/Messtag	1.400-1.800 €/Messtag

Gegenübergestellt wurden in der Tabelle die ermittelten Mengen. Im direkten Vergleich ist festzustellen, dass mit dem konventionellen Verfahren ein etwas kleineres Volumen ermittelt wurde. Dies ist jedoch auf die wesentlich geringere Punktzahl, die für die Vermaschung des Modells verwendet werden, zurückzuführen. Konkret bedeutet dies, dass aufgrund der höheren Messpunktzahl ein deutlich genaueres 3D-Oberflächenmodell mit UAV-Photogrammetrie erzeugt werden kann. Volumenermittlungen können demzufolge hier wesentlich genauer

ermittelt werden. Unbenommen davon erfolgt die Erfassung berührungslos, sodass eine direkte Begehung, die unter bestimmten Randbedingungen schwierig oder nicht möglich ist, nicht erforderlich ist. Des Weiteren können die verwendeten Fotos zu einer detaillierteren Auswertung einzelner Bereiche (zum Beispiel Abgrenzung von Hausmüll) herangezogen werden, was mit einer konventionellen Messung nicht möglich ist. Im Hinblick auf die Kosten, die in der Tabelle gegenübergestellt sind, wird auch deutlich, dass hier eine Gleichwertigkeit zwischen beiden Verfahren gegeben ist, wenngleich der Mehrwert aus weiteren Auswerteooptionen für die tachymetrische Aufnahme mittels Drohnen deutlich höher ist.

### 3.2 Überwachung von Erdfallsicherungen

Neue Anwendungsbereiche des Verfahrens bieten sich insbesondere an, wenn eine flächendeckende großräumige Überwachung von Verschiebungen notwendig wird. Insbesondere sind hier Überwachungen von Infrastrukturbauwerken bei einer Erdfallgefährdung zu benennen. Im Rahmen eines Bauvorhabens in Senftenberg wurde diese Methode parallel zu einer konventionellen Überwachung mit Dehnmessstreifen getestet. Die konventionelle Überwachung bestand hier aus Dehnungssensoren, die in regelmäßigen Abständen innerhalb der Geokunststoffbewehrungslagen verlegt wurden. Der Nachteil dieser Methode liegt darin, dass, aufgrund der Anordnung der Sensoren, nur eine begrenzte Erfassung möglicher Erdfälle ermöglicht wird. Im vorliegenden Fall (die Lage und die Anzahl der Dehnmessstreifen waren vorgegeben) ergibt sich, dass von der gesamten zu beobachtenden Fläche mit der konventionellen Methode lediglich 4 % bis 15 % der Fläche überwacht werden können. Daher wurde parallel zu dieser Methodik der Einsatz von UAV-Photogrammetrie zur Aufnahme der Gesamtfläche angewendet. Hierbei erfolgt eine regelmäßige Befliegung mit Auswertung der Vertikalverschiebungen. Die nachfolgende Tabelle 3-2 zeigt die Gegenüberstellung beider Verfahren im Hinblick auf Kostengenaugigkeit und Randbedingungen.

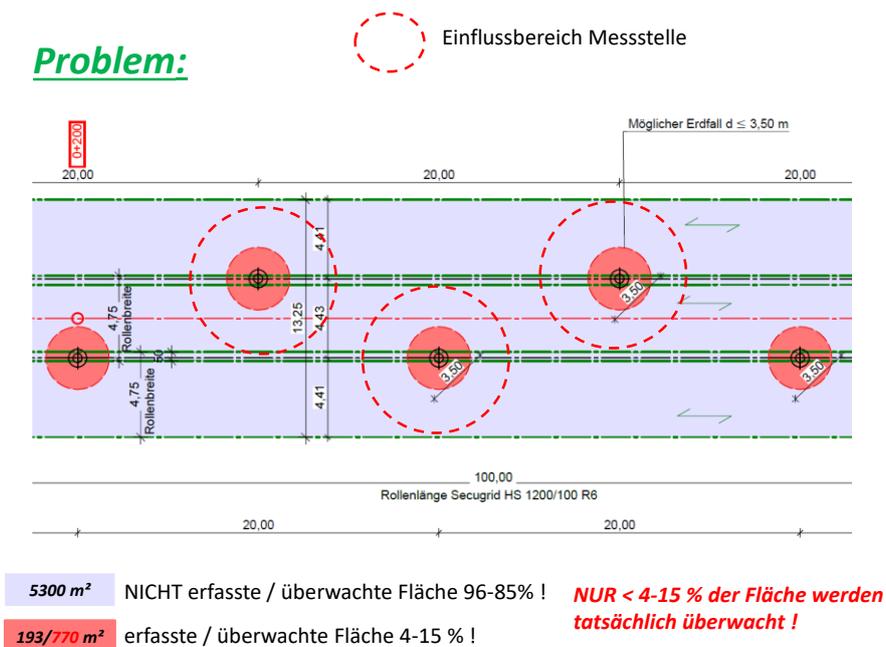


Abbildung 3-3: Konventionelle Messtechnik vs. Drohnentechnik.

Tabelle 3-2: Vergleich Messmethoden.

Was	Konventionell (Dehnmessstreifen)	UAV-Photogrammetrie
Abdeckung	4-15 % Fläche	100 % Fläche
Kosten (Gesamtfläche)	18,00 €/m <sup>2</sup>	16,00 €/m <sup>2</sup>
Kosten (überwachte Fläche)	448,00-119,50 €/m <sup>2</sup>	16,00 €/m <sup>2</sup>

Vorteilhaft wirkt sich hier aus, dass gegenüber der konventionellen Methodik mit der UAV-Photogrammetrie 100 % der gefährdeten Fläche überwacht werden können. Die Überwachung selbst ist fehlerunauffällig und auch nicht mit Einschränkungen im Messbereich bei größeren Verformungen betroffen, wie dies bei Dehnmessstreifen der Fall ist. Letztere sind zum Beispiel nicht in der Lage Dehnungen von mehr als 6-8 % zu erfassen. Insofern ist mit dieser Methodik eine höhere Überwachungs- und Aussagesicherheit.

### 3.3 Verformungsermittlung Verbaukonstruktion

Im folgenden Beispiel bestand die Aufgabenstellung darin, einen Baugrubenverbau für eine ca. 8 m tiefe Baugrube verformungstechnisch zu überwachen. Üblich wären hier einzelne geodätische Messpunkte an den Verbauträgern, die jedoch nur ein eingeschränktes Bild der tatsächlichen Verformungen direkt an den Messstellen ergeben. Unter Nutzung von RTK-gestützten Drohnen und einer tachymetrischen Auswertung ist im vorliegenden Fall eine Ermittlung der gesamten Verbaufäche und Verformungseinschätzung vorgenommen worden. Neben der Verformungsbeobachtung konnte hier gleichzeitig der Aushubzustand und die Volumenermittlung des Aushubes parallel mit überwacht werden. Die nachfolgenden Abbildungen 3-4 und 3-5 zeigen die Ergebnisse der Verformungsüberwachung an einen ausgewählten Abschnitt.

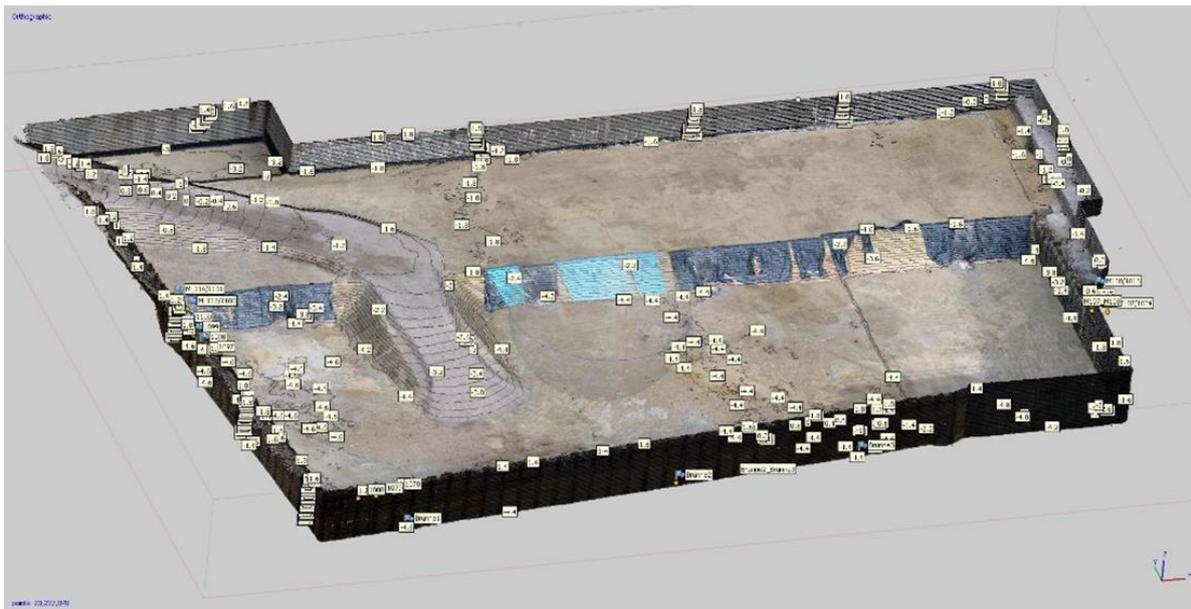


Abbildung 3-4: 3D-Modell Baugrube mit Verbau + Aushub.

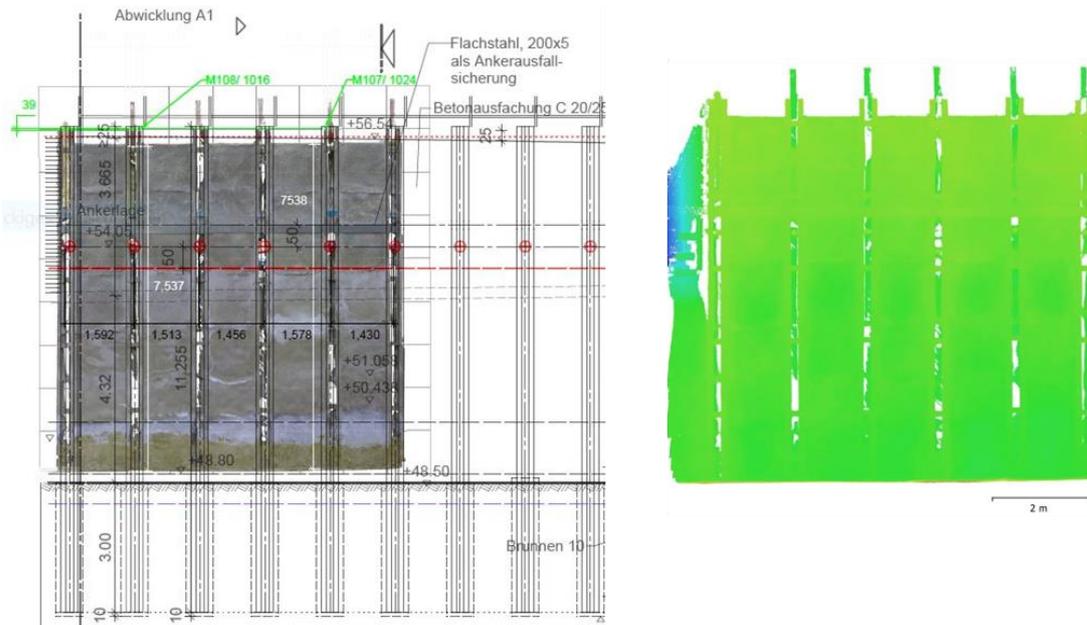


Abbildung 3-5: Vergleich Plan Soll-/Ist-Verformungen.

Dargestellt sind in Abbildung 3-5 die Horizontalauslenkungen des Verbaus. Insbesondere sind hier die Differenzverformungen zwischen der Nullmessung und der betrachteten Folgemessung als farblich gekennzeichnete Bereiche dargestellt. Neben den Horizontalverschiebungen können auch Vertikalverschiebungen oder Verschiebungsvektoren ermittelt werden. Der Vorteil besteht hier darin, dass sowohl eine Zuordnung der Verformungen zu einzelnen Bauwerksteilen möglich ist, andererseits, aufgrund der vollflächigen Ermittlung, Problemzonen früher und rechtzeitig erkannt werden können bzw. keine „unüberwachten“ Bereiche entstehen. Zudem ist das Verfahren unabhängig von den laufenden Arbeiten in der Baugrube einsetzbar. Bei konventionellen Verfahren sind hier teilweise, aufgrund Sichtbehinderung oder Erschütterungswirkung, Einschränkungen in der Messgenauigkeit zu erwarten. Dies kann bei einer Befliegung durch die Mehrfachaufnahmen und Überlappung der Fotos wirkungsvoll vermieden werden. Der Bauablauf wird hier für die Messung selbst nicht eingeschränkt.

### 3.4 Einbaukontrollen

Neben den bisher geschilderten Anwendungsbereichen bietet sich das Verfahren auch an, um Soll-/Ist-Vergleiche während der baulichen Umsetzung auszuwerten. Nachfolgend wird ein Beispiel vorgestellt, bei dem ein Soll-/Ist-Vergleich bei der Verlegung von statisch relevanten Geokunststoffbewehrungen beim Einbau einer KBE-Konstruktion überwacht worden sind. Die Abbildungen 3-6 bis 3-8 zeigen die Auswertung einer regulären Befliegung während eines Bauzwischenzustandes. Hierbei wird die Lage der verlegten Geokunststoffe erfasst. Im Zuge der Auswertung können hier detailliert Soll-/Ist-Vergleiche mit den Planunterlagen durch Überlagerung (Abbildung 3-8) hergestellt werden. Des Weiteren lässt sich die Höhenlage und die Verlegetoleranz über die gesamte Fläche nachweisen (Abbildung 3-7). Eine Kontrolle der statisch notwendigen Überlappung der Geokunststoffe ist damit möglich. Auch die Einhaltung der geforderten Mindestüberlappungsbreiten kann zweifelsfrei festgestellt werden. Damit kann

eine bauliche Dokumentation und Nachweisführung mit geringem Aufwand und sehr wirtschaftlich erfolgen.

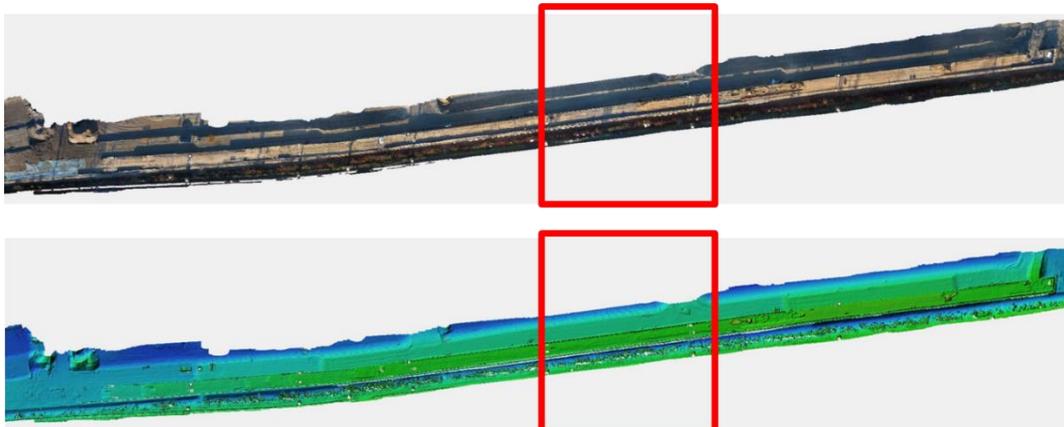


Abbildung 3-6: Lageplan mit Bereich für Auswertung.



Abbildung 3-7: Verlegung Geogitter / Höhenabweichungen.

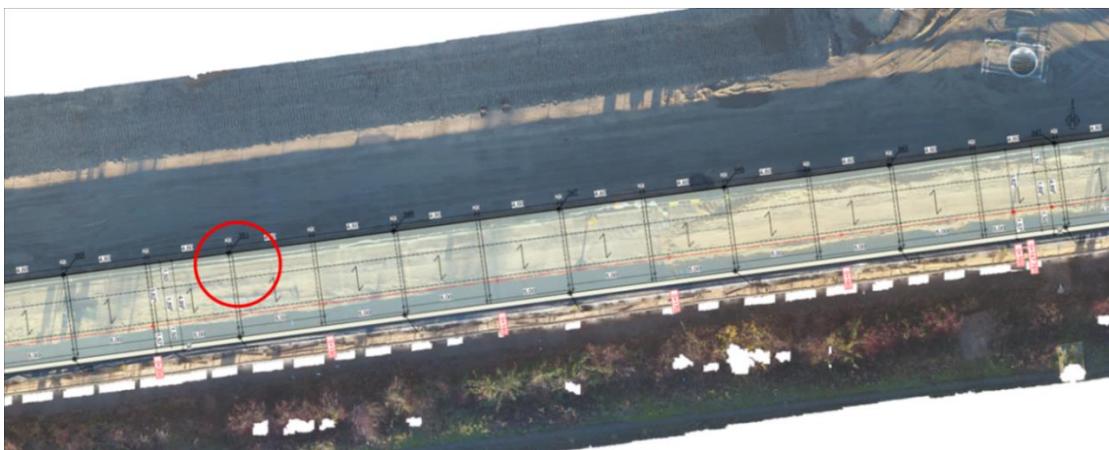


Abbildung 3-8: Kontrolle Geogitterverlegung Plan/Ist.

### 3.5 Verformungskontrolle / Beobachtungsmethode DIN 1054

Bei ausgewählten Bauwerken, meist jenen, die gemäß DIN 1054 der geotechnischen Kategorie 3 zuzuordnen sind, ist die Anwendung der Beobachtungsmethode notwendig. Die Beobachtungsmethode soll durch Ermittlung der tatsächlich eintretenden Verformungen und einem Vergleich mit den prognostizierten Werten aus den Standsicherheitsnachweisen sicherstellen, dass das Bauwerk während der Lebensdauer ausreichend gebrauchstauglich und ausreichend standsicher ist. Insbesondere bei geotechnisch komplizierten Konstruktionen ist

diese Methode anzuwenden, um eventuelle Versagenszustände rechtzeitig erkennen zu können. Im Rahmen des Bauvorhabens B 10 Godramstein wurde eine KBE-Stützkonstruktion mit einer Bauhöhe von 10 m und einer Länge von ca. 500 m errichtet. Vorgesehen war hier die Gründung auf geotechnisch schwierigem Untergrund, wobei Gesamtverformungen von ca. 10-16 cm durch den geotechnischen Fachplaner prognostiziert worden sind. Die Konstruktion wurde zum einen mit mehreren Messquerschnitten konventionell nach DIN 1076 überwacht. Andererseits wurde eine flächendeckende Verformungsermittlung mit einer RTK-gestützten UAV-Photogrammetrie und 3D-Modellierung sowie Auswertung der gemessenen Differenzverformungen ausgeführt. Die nachfolgenden Abbildungen zeigen die Ergebnisse.



Abbildung 3-9: 3D-Modell Bestandsbauwerk aus UAV-Photogrammetrie.

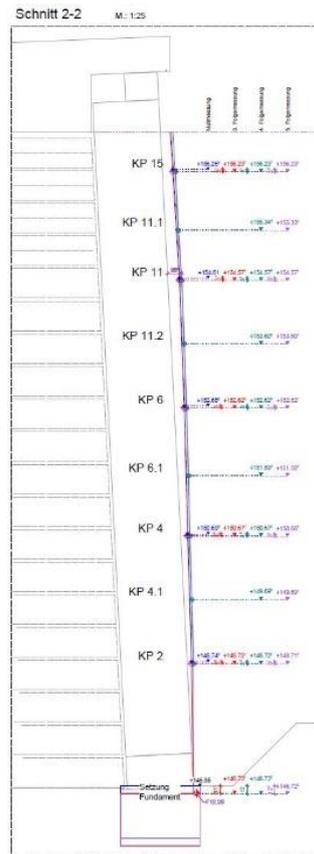


Abbildung 3-10: Querschnitt mit Verformungseckpunkten (konventionell).



Abbildung 3-11: Abwicklung Gesamtbauwerk Ergebnisse Vertikalverformungen (UAV).

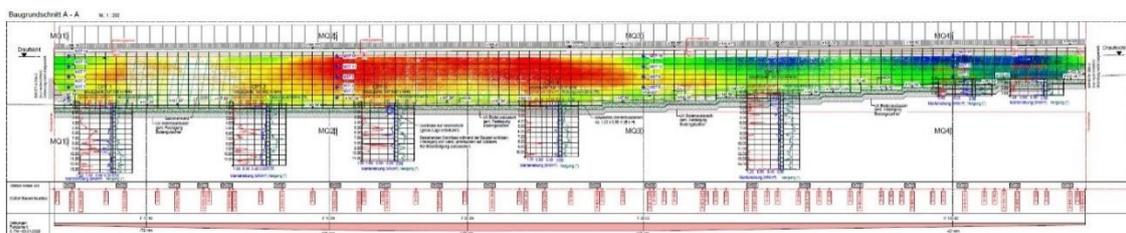


Abbildung 3-12: Abwicklung Gesamtbauwerk Ergebnisse Horizontalverformungen (UAV).

Der Vorteil der UAV-Photogrammetrie ist einer umfassenden Beurteilungsmöglichkeit des Gesamtbauwerkes zu sehen. Während bei der konventionellen Auswertung nur einzelne Messpunkte, zwischen denen im Regelfall interpoliert werden muss, für die Auswertung zur Verfügung stehen, gestattet die Methode der UAV-Photogrammetrie eine vollflächige Analyse und Bewertung der eingetretenen Verformungen in alle 3 Raumrichtungen. Hierdurch werden zum Beispiel Differenzverformungen oder Verformungsbereiche mit unterschiedlichen Bewegungsrichtungen sehr gut sichtbar.

### 3.6 Schadens Erfassung

Ein weiteres Anwendungsfeld der vorgestellten Methodik ist die Bauzustands- und Bauschadens erfassung. Insbesondere bei geschädigten Bauwerken, bei denen eine direkte Begehung, aufgrund einer möglichen Einsturzgefährdung, nicht mehr gegeben ist, ermöglicht die UAV-Photogrammetrie eine gefahrlose Erfassung der Konstruktion. Am Beispiel einer 12 m hohen Gabionenkonstruktion, die in Hamburg errichtet worden ist, sei dies nachfolgend verdeutlicht. Abbildung 3-13 und 3-15 zeigen die Verformungen des Bauwerkes ca. 1/2 Jahr nach Errichtung. Unklar war hier die Größe der Horizontalauslenkung. Aufgrund der vorhandenen Verformungen war der gesamte Bereich gesperrt. Die Fragestellung, die hier zu klären war, bestand darin, wie groß die Verformungen sind, ob diese vollflächig und in welchen Bereichen Letztere festzustellen sind und ob weitere Bewegungen stattfinden, um Maßnahmen und den Zeitpunkt möglicher Sanierungsmaßnahmen rechtzeitig festlegen zu können. Abbildung 3-14 zeigt das Orthofoto der aufgenommenen Konstruktion, die mit UAV-Photogrammetrie als 3D-Modell abgebildet und der geplanten Solllage gegenübergestellt worden ist. Hier zeigte sich, dass die Verformungen in einer Größenordnung von ca. 50-60 cm Kopfauslenkung lagen. Mit einer Differenzmessung konnte auch hier die Verformungsgeschwindigkeit festgestellt werden und so der Zeitpunkt des Versagens der Konstruktion taggenau vorausgesagt werden.



Abbildung 3-13: Ansicht / Foto Bauwerk.



Abbildung 3-14: 3D-Modell Bauwerk.



Abbildung 3-15: Bestandsaufnahme.

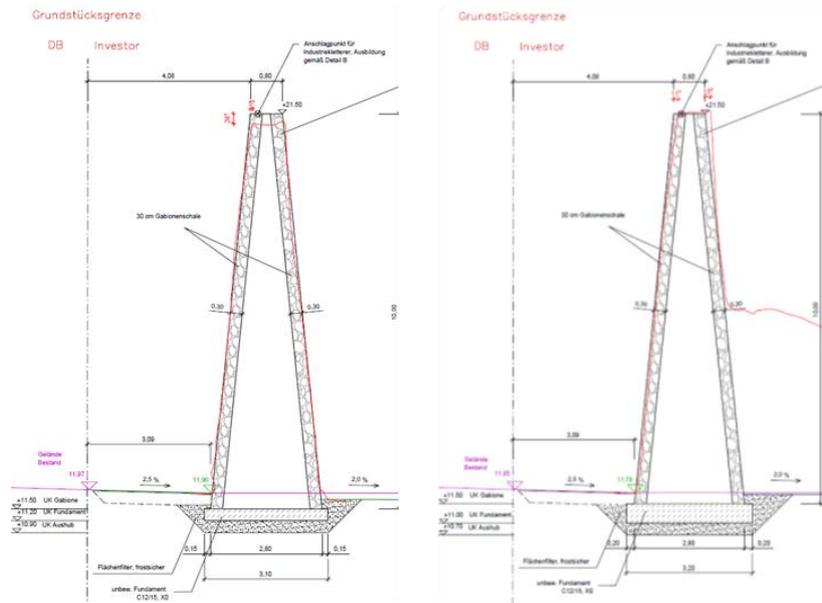


Abbildung 3-16: Vergleich Soll/Ist aus Plan.

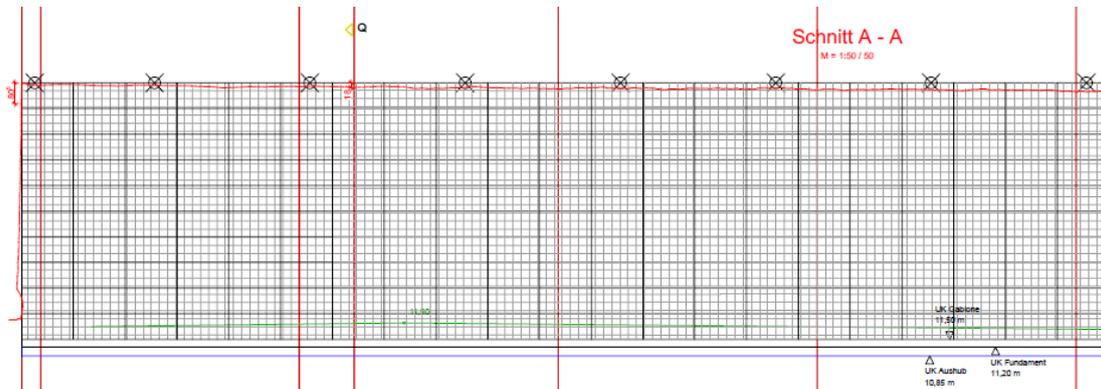


Abbildung 3-17: Auszug Abwicklung Soll-/Ist-Vergleich.

### 3.7 Sonstige Anwendungsbereiche

Die vorgenannten Beispiele zeigen mögliche Anwendungen und Anwendungsbereiche der Methode, die beliebig ergänzt werden könnten. Ein wesentlicher Anwendungsbereich wäre zum Beispiel die Erfassung von Oberflächen im Zuge der Herstellung von Spritzbetonoberflächen, die im Regelfall eine sehr unregelmäßige Geometrie beinhalten. Hieraus können exakte Mengen und Massen ermittelt werden, wenn zum Beispiel die 3D-Modellierung vor und nach Aufbringen der Spritzbetonschale erfolgt. Ferner kann eine Bestandsdokumentation nach Errichtung bei geometrisch schwierigen Strukturen, wie zum Beispiel Felssicherungen, erfolgen. Üblicherweise werden hier die Sicherungselemente in Abhängigkeit des Auftretens von Klüften, Kluftstrukturen oder möglichen Versagenskörpern während der Baumaßnahme selbst nach Vor-Ort-Beurteilung installiert und müssen dann in einer Bestandsdokumentation erfasst werden. Hierfür bietet sich die UAV-Photogrammetrie ebenso an, wie für Langzeituntersuchungen von z.B. Rutschhängen oder Kriechhängen, die Verformungen über größere und längere Zeiträume erwarten lassen. Die vorgestellten Beispiele stellen nur einen kleinen Auszug aus der möglichen Anwendungsvielfalt dar.



Abbildung 3-18: 3D-Modell – UAV-Photogrammetrie BAB A73, BW 21.

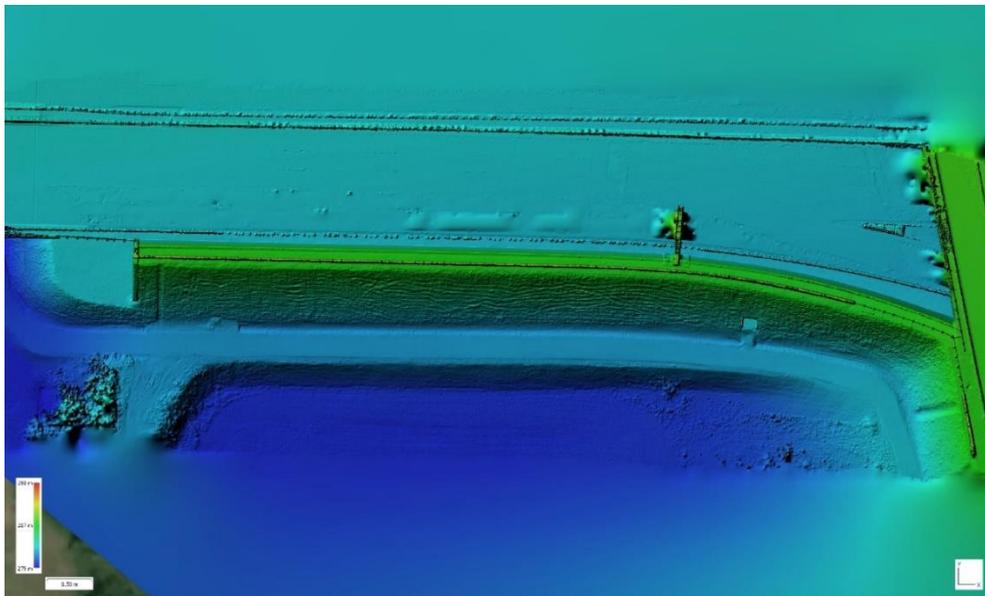


Abbildung 3-19: Höhenauswertung Bauwerk – UAV-Photogrammetrie BAB A73, BW 21.



## 4. Schlussbemerkungen und Ausblick

Anhand der vorgestellten Beispiele wurde gezeigt, welches Potential die UAV-Photogrammetrie in der Geotechnik hat. Maßgebende Vorteile der Methode sind:

- Einfaches und sehr schnelles sowie wirtschaftliches Messverfahren.
- Hohe Genauigkeit und kontaktlose und zerstörungsfreie Messung.
- Erstellung von 3D-Volumenmodellen mit hinterlegten Bildbezügen.
- Die Ableitung von georeferenzierten CAD-Daten ist problemlos möglich. Dadurch wird eine Integration in BIM-Prozesse ermöglicht.
- Die Methode ist als Werkzeug für die Überwachung nach DIN 1076 (Bauwerksmonitoring) in allen Bereichen einsetzbar.
- Für eine Überwachung geotechnischer Bauwerke unter Nutzung der Beobachtungsmethode nach DIN 1054 ist eine Eignung zu attestieren.

Neben den Vorteilen seien an dieser Stelle jedoch auch die teilweise problematischen Anwendungsbedingungen benannt, die jedoch von den Vorzügen aufgewogen werden. Insbesondere wären hier die Abhängigkeit von Wetterbedingungen, aufwendige rechentechnische Voraussetzungen und Abläufe sowie eingeschränkte Genehmigungsfähigkeit (z.B. Flugverbotszonen) zu benennen. Schlussendlich kann jedoch ein positives Resümee gezogen werden und die Anwendung der Methode für eine Vielzahl von Aufgaben empfohlen werden.

## 5. Literatur

- /1/ Oberste Baubehörde im Bayerischen Staatsministerium des Innern, für Bau und Verkehr, 2015. Prüfhandbuch nach RI-EBW-PRÜF 2013.
- /2/ Čuboň, P., 2017. Einsatzmöglichkeiten und Anwendungsgebiete von Photogrammetrie/ Drohnen in der Geotechnik. Masterarbeit zur Erlangung des akademischen Grades "Master of Science" in Konstruktiver Ingenieurbau.
- /3/ Herold, A., 2019. Der Einsatz von Drohnen und Photogrammetrie in der Geotechnik. 18. Geotechnik-Tag - Geotechnik Zusammenwirken von Forschung und Praxis, München.
- /4/ EU-Drohnenverordnung, 2019/947 und 2020/746.

# Neue Messsysteme als Brücke zwischen Digitalem Zwilling und Künstlicher Intelligenz

*Joachim Schneider-Glötzl, Uwe Heide, Glötzl Gesellschaft für Baumesstechnik mbH*

## 1 Einführung und Aufgabenstellung

Der Hochwasserschutz gehört zu einer der großen Aufgaben, die als Folge von Klimawandel und zunehmender Oberflächenversiegelung zu bewältigen sind. Mit einem neu entwickelten Verfahren zur schnelleren Errichtung von Schutzdeichen oder auch der temporären Stabilisierung bestehender Deiche hat die Firma Topocare sich dieser Herausforderung gestellt. Mittels einer Maschine wird beliebiges Erdmaterial in fortlaufend gebänderte Geotextilschläuche gefüllt. Das so in Form gehaltene Bodenmaterial wird lagenweise zu einem Damm aufgebaut.

Zum Nachweis der Standsicherheit hat der Erfinder im Vorfeld Berechnungen in einem Finite Element Modell durchgeführt und verschiedene kritische Hochwassersituationen simuliert. Insbesondere für den Überströmungsfall verspricht der dank Geotextilummantelung bewehrte Erddamm eine höhere Stabilität als herkömmlich gebaute Deiche.



Abbildung 1-1: Herstellung eines Testdeichs

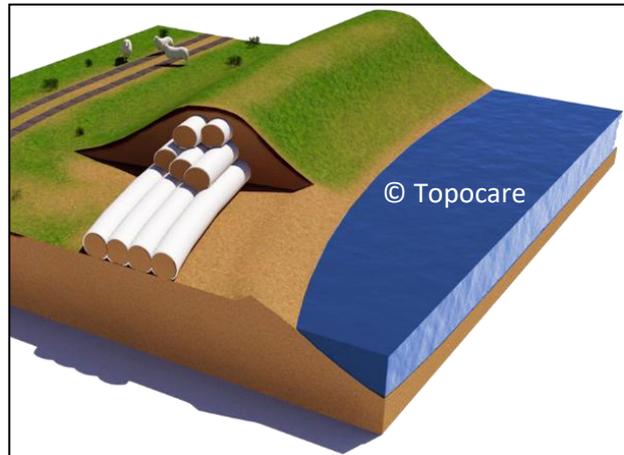


Abbildung 1-2: Visualisierung eines fertigen Deichs

Im Rahmen des ZIM-geförderten Forschungsprojekts „SmartDike“ galt es, das Rechenmodell mit Messdaten eines Testdeichs abzugleichen und durch Optimierungen des Modells einen digitalen Zwilling des realen Bauwerks abzubilden. Im Weiteren sollte eine KI entwickelt werden, die aus den Messdaten und den Simulationen des digitalen Zwillings Prognosen der statischen Sicherheit des Deichs ableitet.

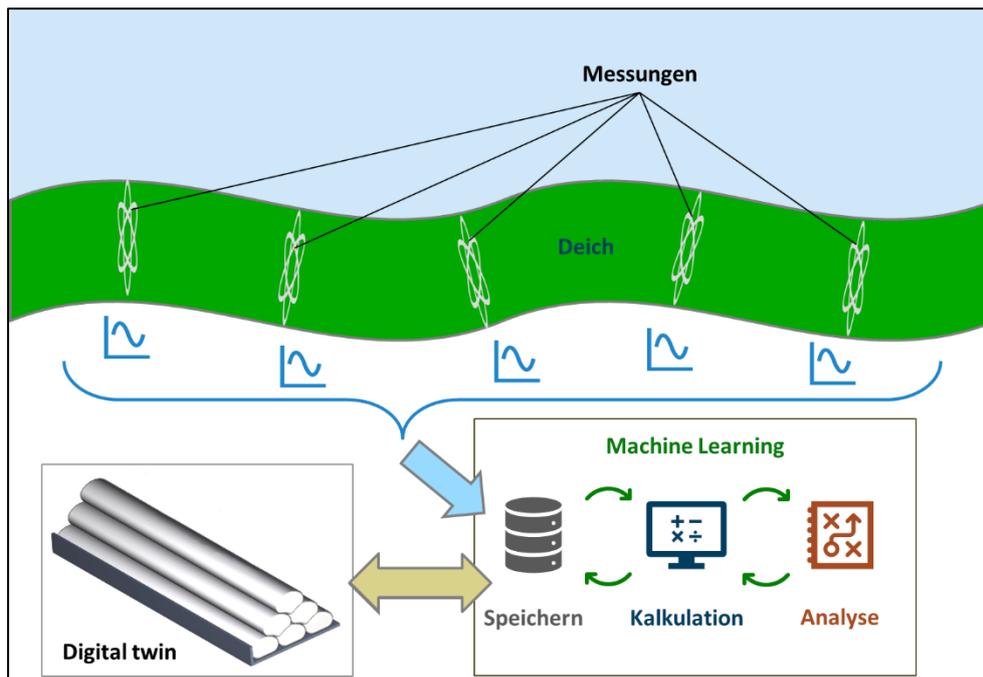


Abbildung 1-3: Schema des Austauschs zwischen Digitalem Zwilling und Messdaten

## 2 Realisierung

Das Forschungsprojekt „SmartDike“ wurde vom Ingenieurbüro Draier, der Fachhochschule der Wirtschaft, Paderborn (FHDW) und der Firma Glötzl begleitet. Für die Finite Element Berechnungen und die Modelloptimierung war das Ingenieurbüro Draier verantwortlich. Den Themenblock Machine Learning und künstliche Intelligenz bearbeitete die FHDW. Für die Entwicklung einer geeigneten Sensorik zur dreidimensionalen Verformungsmessung war die Firma Glötzl eingebunden. Im Folgenden wird im Schwerpunkt auf die Entwicklung der messtechnischen Lösung eingegangen.

Das Messsystem sollte, möglichst einfach zu installieren und wiedergewinnbar sein. Folglich wurde ein Leerrohr vorgesehen, in welches bei Bedarf die Sensorik eingeschoben bzw. aus diesem wieder herausgezogen werden kann. Im Rahmen der Machbarkeitsstudie wurde gemeinsam mit dem Büro Draier eruiert, wie das Leerrohr in den Deichkörper eingebaut werden muss, um etwaige Verformungen bestmöglich aufnehmen zu können.

Unser Team musste sich hierbei der Herausforderung stellen, dass die Sensorik in einem möglichst schlanken Schlauch mit zum Teil engen Biegeradien installiert werden sollte. Als Leerrohr sollte ein bewehrter und somit in sich formstabiler Schlauch dienen.

Parallel dazu wurde eine Messkette zur Lagebestimmung konzipiert. Für die Realisierung der als SINC (Smart Inclinomater Chain) bezeichneten Messkette wurden mikro-elektromechanische Systeme – kurz als MEMS bezeichnet – zur Neigungs- und Kompassmessung gewählt. Diese Sensorkombination liefert eine Vielzahl von Messwerten bestehend aus Neigung in drei Achsen, den drei Eulerschen Winkeln sowie Kompass-Richtungsangaben.

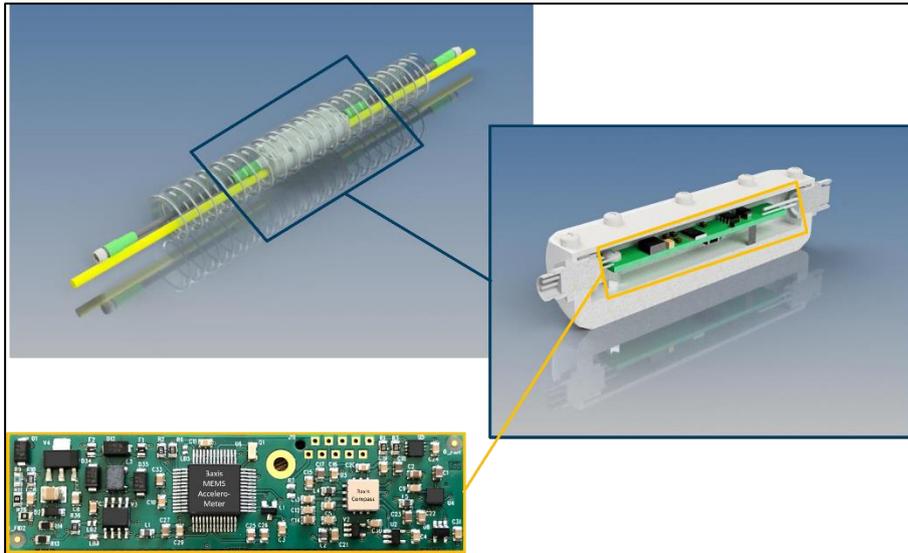


Abbildung 2-1: SINC-Messelement mit MEMS-Sensorik für Neigung und Richtung

Damit aus den komplexen Messwerten möglichst verlässliche Daten gewonnen werden konnten, brauchte es eine Messanlage die sowohl eine hohe Abtastfrequenz als auch interne Filterfunktionen bot. Die Rechenleistung der Glötzl-Messanlage vom Typ MCC war dazu in der Lage und wurde gemäß den Anforderungen erweitert und entsprechend an die neue Messaufgabe angepasst. Je nach Situation konnte bei Messausreißern oder Signalrauschen die jeweils geeignete Filterfunktion gewählt und nach Erfordernis angepasst werden. Dadurch war es möglich die Signalqualität und das Messergebnis erheblich zu verbessern. Die Abbildung 2-2 zeigt beispielhaft, welchen Einfluss unterschiedliche Filter auf das Messergebnis haben.

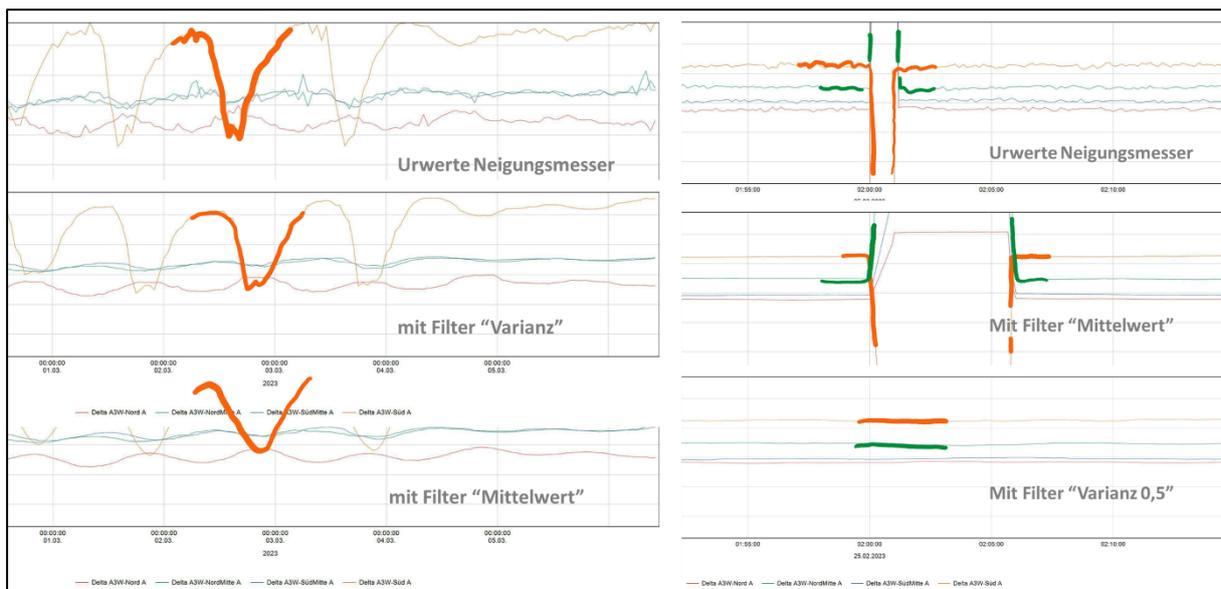


Abbildung 2-2: Vergleich der Filter Mittelwert und Varianz

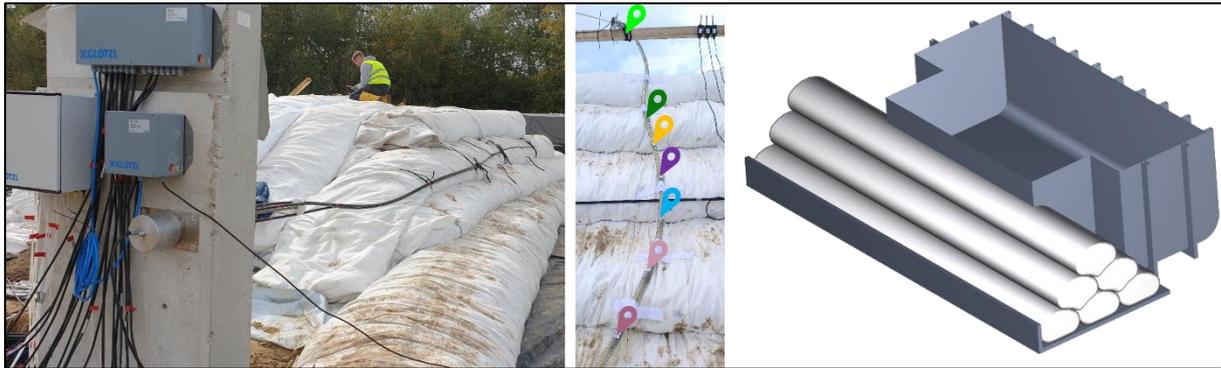


Abbildung 2-3: Instrumentierter Testdeich (links) mit SINC (mitte) und Skizze des Deichs mit Container

An dem eigens für Testzwecke errichteten Deich konnte die neue Messtechnik erstmals installiert und erfolgreich getestet werden. Durch gezielten Einstau eines an den Deich angebauten Containers war es möglich, das Bauwerksverhalten im belasteten Zustand zu untersuchen. Die MCC zeichnete während der Befüllung die Messdaten auf und übertrug diese unmittelbar nach erfolgter Messung zum Smart Data Center, einer cloudbasierten Monitoring-Software. Auf dem Server des Smart Data Centers wurden die Werte in einer Datenbank gesichert, verarbeitet und in Form von Tabellen und Diagrammen dargestellt.

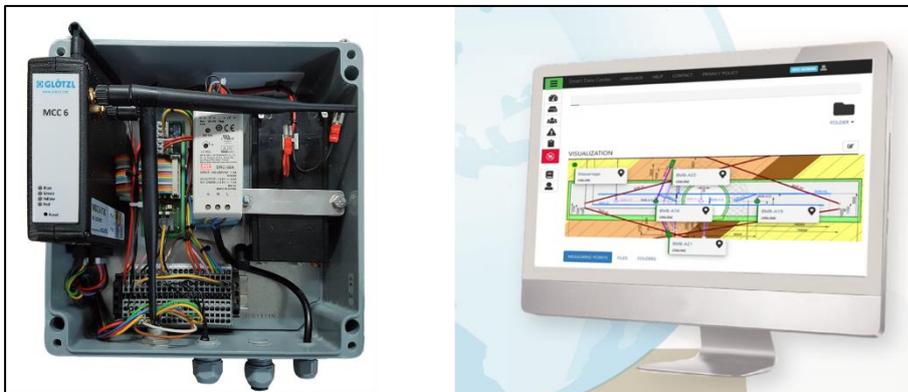


Abbildung 2-4: Messanlage MCC (links) und Smart Data Center (rechts)

### 3 Zusammenfassung und Ausblick

Im Zuge des Forschungsprogramms SmartDike wurde die SINC, ein neuartiges Messsystem zur dreidimensionalen Verformungsmessung, entwickelt. Die SINC nutzt moderne Neigungs- und Kompasssensoren, die dank ihres Miniaturformats einen Einsatz unter beengten Platzverhältnissen ermöglichen. Darüber hinaus wurde eine Schnittstelle geschaffen, die es ermöglicht, das Messsystem mit einer KI und einem digitalen Zwilling zu koppeln. In einem Feldversuch konnten erste Messdaten gesammelt werden, die zur Verfeinerung der KI-Algorithmen und der Optimierung des Finite-Element-Modells herangezogen wurden.

Mit dem Zusammenschluss von Modellrechnung, Messdaten aus dem Feld und einer KI soll im Weiteren ein Werkzeug geschaffen werden, das auf Basis aktueller Messwerte eine Prognose über den strukturellen Zustand eines Bauwerks gibt und bei Bedarf Alarmierungen auslöst. Durch die erfolgreiche Zusammenarbeit aller Projektbeteiligten ist ein großer Schritt getan, um diesem Ziel näher zu kommen.

Autoren

Joachim Schneider-Glötzl,

Uwe Heide

Glötzl Gesellschaft für Baumesstechnik mbH

Forlenweg 11

76287 Rheinstetten

# Geomesstechnik für alpine Infrastruktur im Zusammenhang mit Permafrost

*Daniel Naterop, SISGEO*

## 1 Einleitung

Infrastrukturbauten im alpinen Raum, wie Stationen und Stützen von Seilbahnen, Lawinverbauungen, Eisenbahnanlagen, militärische Schutzbauten, sind durch den tauenden Permafrost in ihrer Stabilität gefährdet. Verkehrsanlagen wie Strassen, Eisenbahnlinien aber auch Talsperren und Stauseen können durch gravitative Felsstürze und Bodenbewegungen, welche auch von auftauendem Permafrost ausgelöst sind in Ihrer Sicherheit möglicherweise stark beeinträchtigt. Eine erfolgreiche Realisierung und Erhaltung eines Bauwerkes in Gebieten mit Permafrost stellt für die beteiligten Bauherren und Planer eine technische und finanzielle Herausforderung dar.

Beim Planen eines Tragwerkes müssen spezielle Lastfälle und Gefährdungsbilder berücksichtigt werden, welche potentielle Veränderungen des Permafrost-Baugrunds berücksichtigen. Durch die Erfassung der relevanten Grössen im Baugrund, können durch Permafrostveränderungen beeinflusste Risiken erkannt und überwacht werden um im Rahmen eine Frühwarnsystems, die Sicherheit zu verbessern.

## 2 Einige spezifische Begriffe und Phänomene im Zusammenhang mit Bauwerken Stabilität

**Auffrieren** Hebung bis zu Auswerfung von Objekten (z.B. Fundamente) im Baugrund durch Frostwirkung.

**Auftaubedingte Lockerung** Die Verminderung der Lagerungsdichte und damit der Druck- und Scherfestigkeit beim Auftauen eines Permafrostbodens.

**Auftaubedingte Verfestigung / Konsolidation** Eine durch Schmelzen und Abfluss des überschüssigen Porenwassers provozierte, zeitabhängige Verdichtung des Baugrunds (Vergrößerung der Lagerungsdichte).

**Auftaubedingtes Rutschen Hanginstabilität**, wird durch Auftauen von Bodeneis provoziert. Frosthebung Durch Eisbildung verursachte Aufwärts- oder Seitwärtsbewegung des Baugrunds oder von Objekten, die sich im / auf dem Baugrund befinden.

**Frostspaltung / -sprengung** Durch Druck erzeugte mechanische Zerstörung von Gestein, welche beim Gefrieren von Wasser in Felsdiskontinuitäten vorkommt.

**Hebungsdruck** Aufwärtsdruck der durch das Gefrieren des Baugrunds erzeugt wird. Der Hebungsdruck ist verantwortlich für die Hebung von Infrastrukturen.

**Permafrost-Degradation** Eine Abnahme der Mächtigkeit oder der Verbreitung des Permafrosts.

**Permafrost erhaltende Bauverfahren** Baumethoden, die den Erhalt von Permafrost ermöglichen.

Als Permafrost wird gefrorenes Bodenmaterial bezeichnet, das während des ganzen Jahres negative Temperaturen aufweist. Die Bodenschicht zwischen der Bodenoberfläche und dem Permafrostspiegel ist die Auftauschicht (Abb. 1), die im Sommer auftaut und im Winter gefriert. Der Permafrostspiegel ist die obere Grenze des Permafrostkörpers

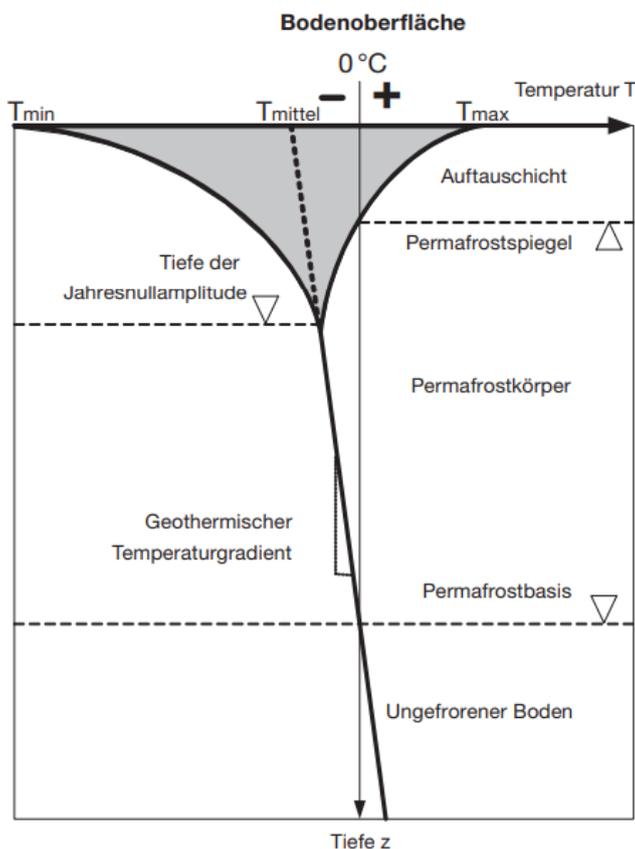


Abbildung 2.1: Wichtige Begriffe und typische Temperaturverteilung (schwarze Kurven) in einem Permafrostboden. Der graue Bereich zeigt die Spannweite der saisonalen Temperaturschwankungen im Untergrund.

Im Alpen Raum kann Permafrost ab einer Höhe von ca. 2000müM auftreten. Je nach Exposition und Hanglage kann diese Höhe stark variieren. In der Schweiz liegt eine Fläche von ca. 6% im Permafrost.

Abb. 24: Hinweiskarte der potentiellen Permafrostverbreitung in der Schweiz (Quelle: BAFU 2005).

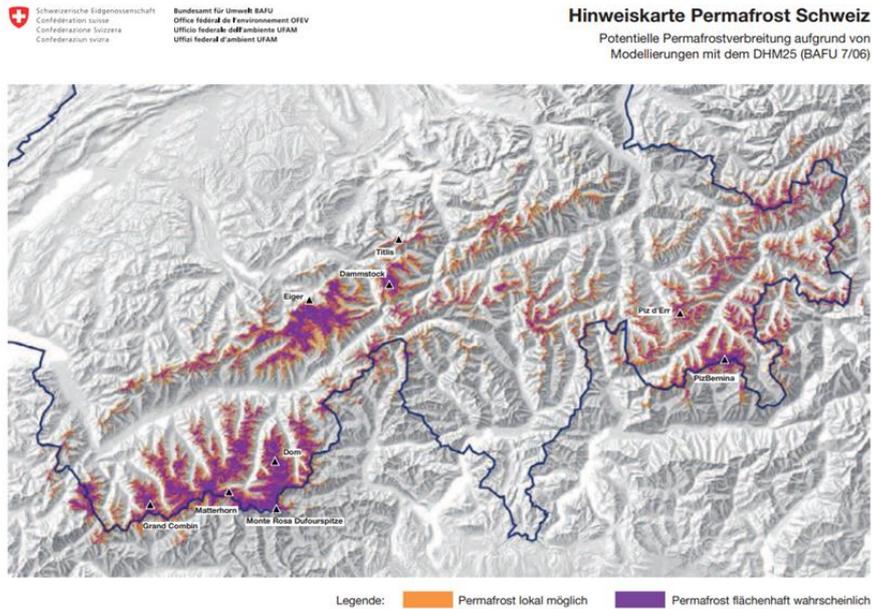


Abbildung 2.2: Hinweiskarte Permafrost Schweiz

Die Schneedecke, die Lufttemperatur, die Strahlung und die Topographie aber auch die Bodenbeschaffenheit (thermische Eigenschaften) und die lokale Hydrogeologie beeinflussen die Entwicklung des Permafrost stark. Die geotechnischen Eigenschaften, primär das Festigkeits- und Deformationsverhalten, eines Baugrundes sind vom Permafrost stark beeinflusst.

Die mechanischen Eigenschaften von Festgestein z.B. einer Felswand, Felsböschung) im Permafrost sind vorrangig durch von Frost verursachter Verwitterung (Frostsprennung) und die durch Frost unterstützte Stabilität des Gebirgsgefüges beeinflusst.

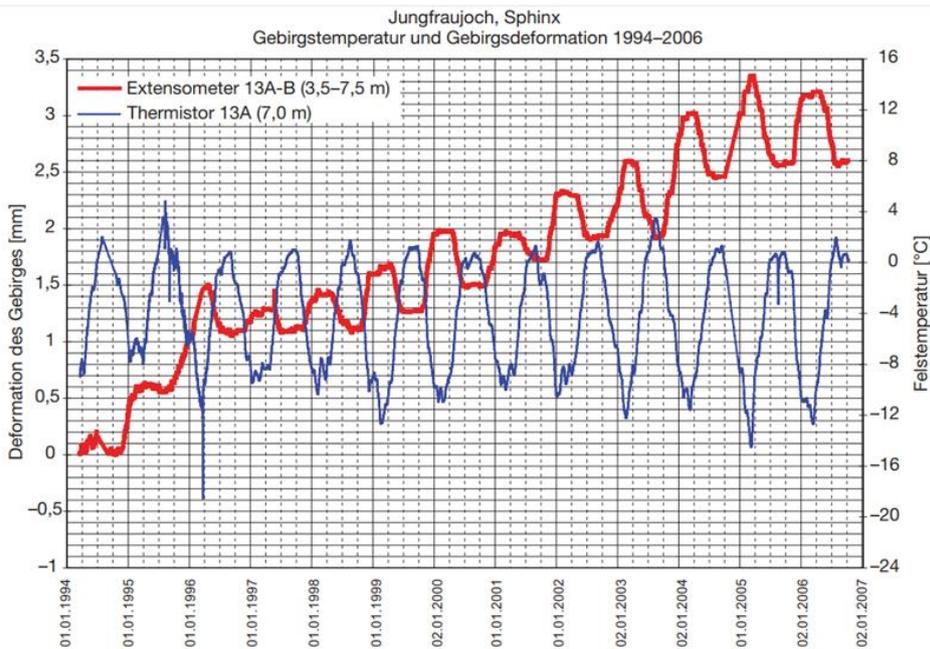


Abbildung 2.3: Gebirgstemperatur- und Gebirgsdeformationsverlauf am Jungfraujoch

### 3 Mess- und Überwachungskonzept bei geotechnischen Strukturen im Permafrost

Anhand einer Risikobetrachtung mit Felduntersuchungen allenfalls unterstützt durch Labortests für geplante aber auch bestehende Bauten und der Erhebung resp. Planung des Standortes und des Tragwerkes ergeben sich Parameter welche für ein Überwachungskonzept eingesetzt werden. Ein Kontrollplan bei Neubauten und bei Bauten m Bestand dokumentiert die auszuführenden Überwachungen und Messungen und definieren die daraus abzuleitenden Massnahmen.

Zur Vorauserkundung des Permafrostvorkommens stehen folgende Methoden im Vordergrund:

- Bodenoberflächentemperatur resp. Basis-Temperatur der Schneedecke ist eine einfache und effiziente Methode Informationen über die räumliche Verteilung des Permafrostes zu erhalten
- Mit einem Sonnenkompass wird die potentielle Sonneneinstrahlungsdauer für jeden Monat an einem beliebigen Punkt im Gelände festgestellt.
- Anhand von terrestrischen Vermessungen können allfällige Kriechbewegungen und deren Geschwindigkeiten, sowie Senkungen, Hebungen und Volumenänderungen an Fels- und Bodenoberflächen sowie an bestehenden Bauten festgestellt werden.
- Geophysikalische Messmethoden wie Geoelektrik, Georadar oder Seismik erlauben die Temperatur, der Wasser- und der Eisgehalt des Bodens, sowie die Stratigraphie zu bestimmen.

Permafrost kann mit folgenden Methoden nachgewiesen werden:

- Sondierschlitze bieten die Möglichkeit, direkte Informationen über die Eigenschaften des Baugrunds in den obersten Metern zu erhalten und es besteht die Möglichkeit, Messinstrumente wie Thermometer im Boden einzubauen.
- Bohrungen liefern direkte Angaben über die Baugrundeigenschaften bis in eine grosse Tiefe. Die Auftauschicht sollte auf jeden Fall durchbohrt und wenn möglich die Basis des Permafrostkörpers erreicht werden. In allen Fällen sollte vermieden werden, mit Wasser zu bohren, um den Permafrost möglichst wenig zu stören. Anstelle von Wasser sollte Luft zur Spülung des Bohrlochs eingesetzt werden. Um nachträglich Messungen zu ermöglichen werden die Bohrlöcher mit einem wasserdichten Rohr bestückt. Das Rohr sollte eingemörtelt und mit einem Schacht (mit Deckel) an der Oberfläche geschützt werden. Für Deformationsmessungen (Inklinometer- und oder Extensometermessungen) werden die Bohrlöcher mit Inklinometer- und Sondenextensometer- Rohren z.B. T-Rex oder Gleitdeformeter ausgerüstet und der Ringraum Messrohr-Boden ausgemörtelt.

In Bohrlöchern können verschiedene Messwerte um den Zustand des Baugrunds und allfällige Veränderungen im Permafrost festzuhalten, ausgeführt werden.

- Mittels Temperaturmessketten die mit einem Datenlogger betrieben sind, wird das Ausmass und die Lage über die Zeit des Permafrostkörpers erfasst und dessen Temperaturen präzise gemessen.

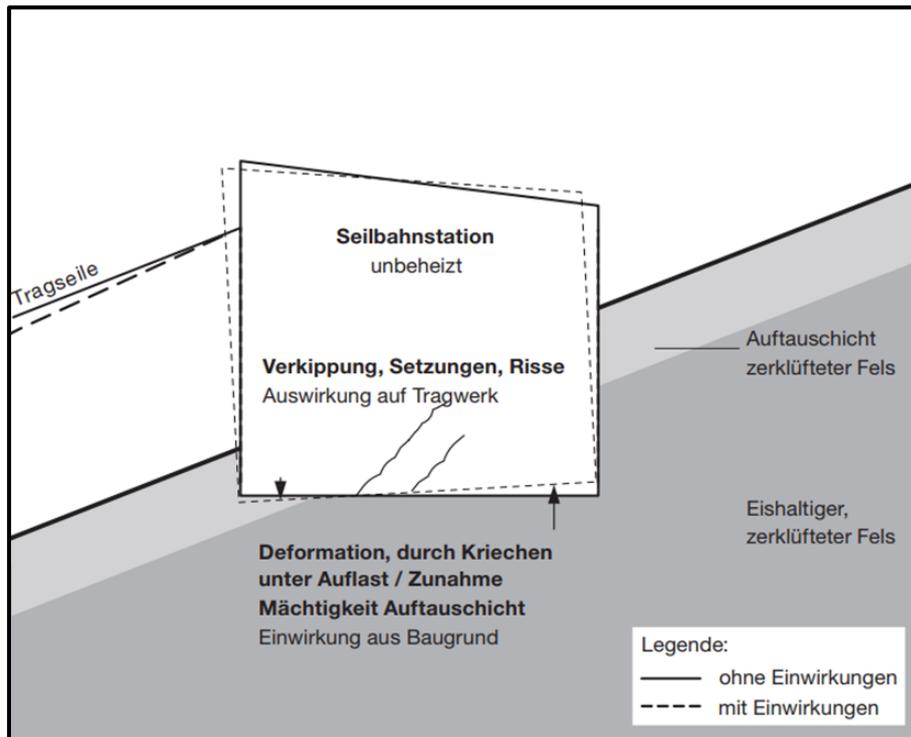


Abbildung 3.1: Schematische Darstellung einer Seilbahnstation teilweise im Permafrost gegründet

### 3.1 Vorbereitung des Überwachungssystems

Die Überwachung mit Messsystemen erfolgt optimalerweise vor dem Baubeginn. Eine systematische Planung der Messungen und Überwachungen basiert auf einer Risikobetrachtung welche folgende Elemente aufweist:

- Risikoermittlung
- Risikobewertung
- Risikobeeinflussung (-Minderung) durch Überwachungsmessungen

Eine optimale Überwachung von Baugrund und Bauwerk beginnt mit der einer systematischen Planung der Messsysteme und deren Betrieb:

- a) Problemstellung, Fragen die es zu beantworten resp. zu bearbeiten gilt
- b) Welche physikalischen Parameter sollen erfasst werden Meter, °C, Newton, Pascal, Zeit in welcher Grösse und Genauigkeit
- c) Messprinzip (punktweise, linienweise, räumlich)
- d) Welche Messsysteme sollen eingesetzt werden (technische Eignung, Kosten, Verfügbarkeit, Robustheit, Austauschbarkeit Messsystem bei langen Messzeiträumen, Redundanz)
- e) Messprogramm (Periode, Messhäufigkeit, Grenzwert-Behandlung, Darstellung der Daten und Schnittstelle zu Anwendern)

- f) Datenauswertung und Informationsverarbeitung (Verantwortlichkeit,
- g) Massnahmen im Normalbetrieb und Ereignisfall (z.B. bei Grenzwertüberschreitung, Informationsfluss, etc.)

Messungen wie z.B. Temperatur- und Deformationsmessungen, die frühzeitig, d.h. genügend lange vor Baubeginn starten, wenn möglich ein Jahr vorher, beginnen, zeigen durch die Bauarbeiten verursachte Veränderungen möglicherweise auf.

Können Schäden am Bauwerk schon bei kleinen Deformationen entstehen, sind, um aussagekräftige Schlüsse zu ziehen, genaue und empfindliche Messsysteme einzusetzen.

### 3.2 Überwachungssysteme während der Ausführung

Die folgende Zusammenstellung listet verschiedene Überwachungssysteme und Methoden auf:

- a) Visuelle Überwachung Einsehbarkeit Täglich, Wöchentlich
  - Risse, Hohlräume, Eis, Änderungen allgemein
- b) Automatische Boden- / Luft-Temperaturmessungen Zugänglichkeit Stündlich Täglich
  - Entwicklung der Temperatur auf Oberflächen, in Bohrlöchern und an Tragwerken
- c) Geodätische Vermessung
  - Verschiebungen auf der Geländeoberfläche und an Bauwerken kontinuierlich Wöchentlich / Monatlich
- d) 3D Laserscanning – Verschiebungen des Geländes
  - Grosse Volumenänderungen im Gelände (z.B. durch Felsbewegungen, Eisschwund, Eisbildung, usw.)
  - Verschiebungen von Infrastrukturen Vermessene Referenzpunkte im Gelände
- e) Bohrloch-Sondenextensometer- Messungen (z.B. T-Rex, Gleitdeformeter, DEX)
  - differentielle Hebungen Setzungen im Baugrund (Verschiebungsprofile entlang der Bohrung)
- f) Bohrloch-Inklinometer Messungen
  - Horizontale Verschiebungen im Baugrund Inklinometer-Rohr in Bohrloch
  - Monatlich während kritischer Bauphasen automatische Messung mit Inklinometer-Messkette
- g) Extensometermessungen Zugänglichkeit Täglich – Wöchentlich, während kritischer Bauphasen automatische Messung
  - Verschiebungen von Felsklüften
  - Verschiebungen von Bauten
- h) Kraftmessung an Ankerkraftmessdosen Zugänglichkeit Monatlich bis 1 Mal / Jahr während kritischer Bauphasen automatische Messung
  - Bodenpressungen unter Foundationen
  - Ankerkräfte von Felsverankerungen
- i) Ankerzugversuch – bei Installation der Anker

## 4 Monitoring zur Beurteilung und Überwachung der Stabilität von Seilbahn-Bergstationen Kleinmatterhorn und Berggipfel in der Ostschweiz,

Das Projekt Alpin X, das durch die Zermatt Bergbahnen realisiert wird, hat zum Ziel eine Touristen-Verbindung zwischen Zermatt (Schweiz) und Cervinia (Italien) über den Gipfel des Kleinmatterhorns zu realisieren. Dazu werden am Gipfel in 3820m Höhe, an den 50° bis 70° geneigten Felswänden, zwei neue Seilbahn-Bergstationen gebaut. In diesen Serpentinite-Felswänden mussten umfangreiche Felsausbruchsarbeiten von ca. 10000m<sup>3</sup> und Felsstabilisierungen auf einer Länge von 60m und einer Höhe von ca. 50m ausgeführt werden. Spezielle Herausforderungen ergaben sich durch oberflächennahe instabile Felspartien und die herrschenden Permafrost-Bedingungen. Ein felsmechanisches Monitoring, mit dem einerseits die Felsverschiebungen, Felstemperaturen und die Lasten der Felsverankerungen erfasst werden, bilden einen wichtigen Bestandteil um die Sicherheit während den Bauarbeiten und in den folgenden Betriebsjahren zu gewährleisten.



Abbildung 4.1: Strongly foliated serpentinite at the excavation front. (b) Typical superficial undulated rock flakes. Stark blättriger Serpentinitt an der Ausbruchfront. Typische oberflächliche gewellte Gesteinsschuppen.

Aufgrund der großen Höhe der Baustelle sind innerhalb des Felsmassivs vorherrschende Permafrostbedingungen zu berücksichtigen. Dies führt zu einer durchgehend negativen Gesteinstemperatur ab einer Tiefe von etwa 2 m, während die Gesteinstemperaturen in den oberflächennahen Schichten starken jahreszeitlichen Schwankungen unterliegen und im Sommer positiv werden und die so genannte aktive Zone bilden. Diese Gesteinstemperaturkonfiguration führt zur Existenz von Eisfüllungen mit geringer Ausdehnung innerhalb der Schichtung oder der Risse der flachen und oberflächennahen Schichten von denen einige um Mitte Juni auftauen und abfließen. Die Ausdehnung des Permafrostkörpers innerhalb des Klein Matterhorns

nimmt aufgrund der Klimaerwärmung und lokaler Aktivitäten im Zusammenhang mit bestehenden Einrichtungen und Bauwerken tendenziell ab. Dies führt zu einer fortschreitenden Vergrößerung der Auftauschicht verbunden mit einer Zunahme von Felsinstabilitäten in den oberflächennahen Schichten.

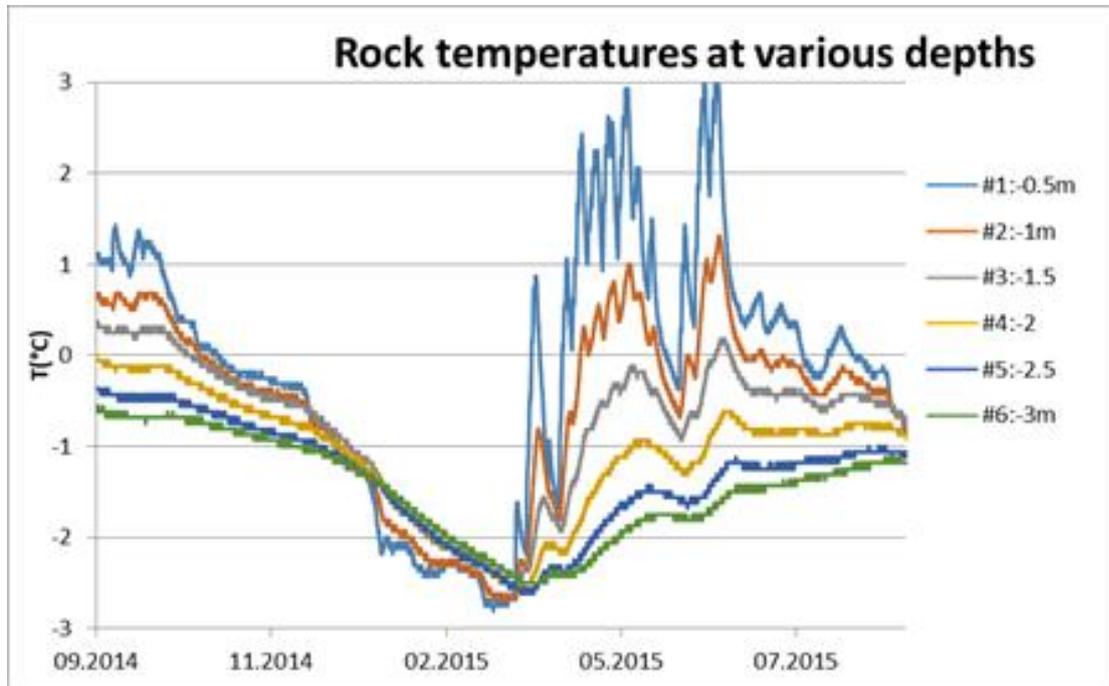


Abbildung 4.2: Felstemperatur in verschiedenen Tiefen

Um mögliche Gebirgsinstabilitäten in den tiefen Gesteinsschichten unter und hinter der Station zu erkennen, werden Verschiebungen beiderseits von vorhandenen kreuzenden Diskontinuitäten sowie eine mögliche Erwärmung der Gebirgstemperaturen mit Hilfe von 4 Stück 3-fach Bohrlochextensometern mit Stahlgestänge (E1-E4) und 4 Stück 3-fach Bohrloch-Thermistoren (TH1-TH4) überwacht. Diese Instrumente wurden in um 10° nach unten geneigten Bohrlöchern installiert, die in den untersten Ebenen der Aushubplattform sowie direkt unter den Stützbereichen der Dächer gebohrt wurden. Sie liefern Messungen in 3 verschiedenen Tiefen zwischen 5 und 30 m. Bisher wurden keine signifikanten Verschiebungen festgestellt, während die Temperaturen im Gestein immer noch unter 0°C liegen, aber eine leichte Erwärmung aufzeigen.



Abbildung 4.3: Alpin X

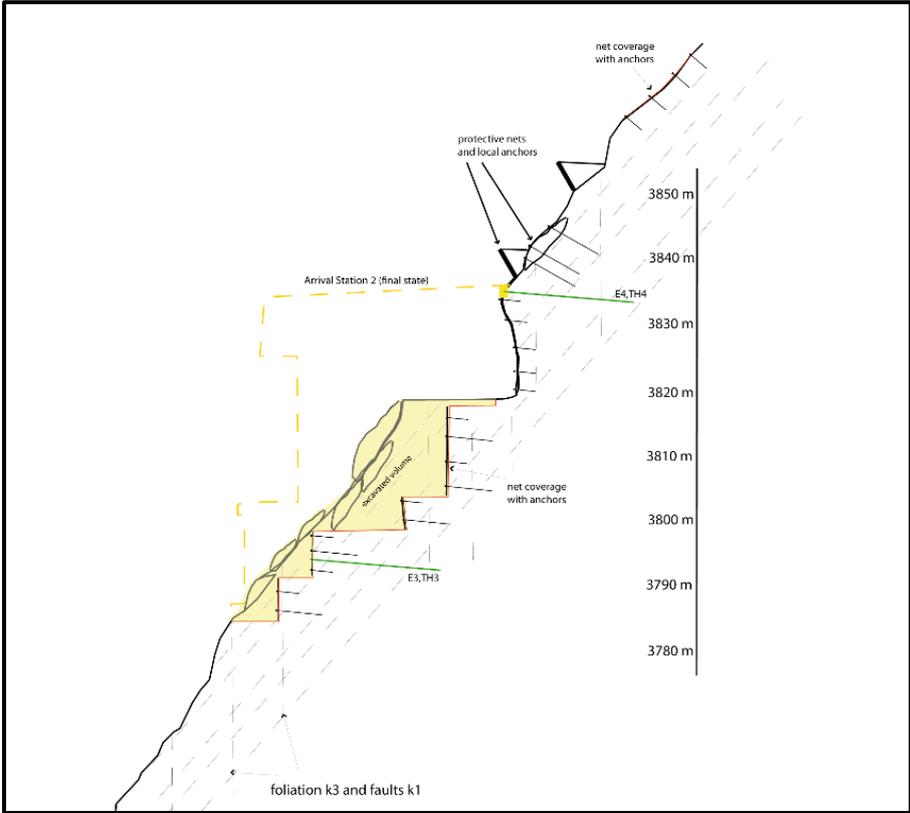


Abbildung 4.4: Bohrloch-Extensometer und Thermistoren-Messkette grün eingezeichnet

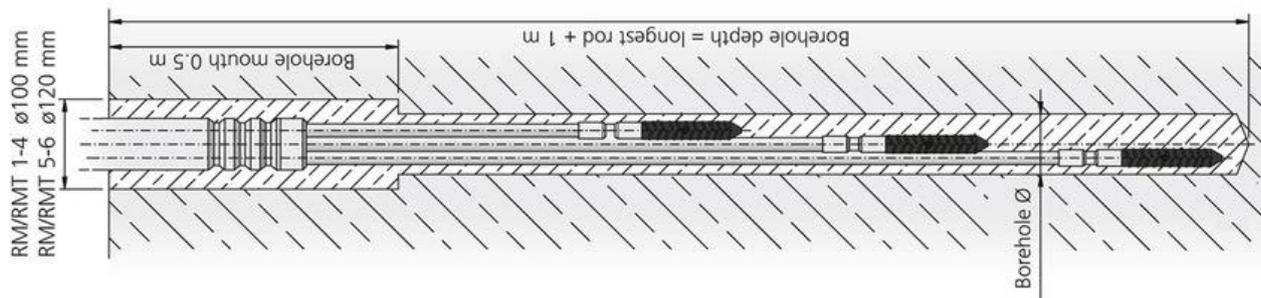


Abbildung 4.5: Bohrloch-Extensometer



Abbildung 4.6: Extensometer-Messkopf mit elektrischen Wegaufnehmern

## 5 Seilbahn-Bergstation Ostschweiz

Ein weiteres Projekt zeigt das Felsmechanik-Monitoring auf einem Berggipfel in der Ostschweiz auf. Die auf ca. 3100 m Höhe gelegene Bergstation ist auf Fels (Serpentinit) im Permafrost verankert. Durch die sich ändernden klimatischen Verhältnisse kann sich die Frostzone verändern und somit die Stabilität des Widerlagers beeinträchtigen. In Bohrungen eingebaute Systeme zur 3-D Verschiebungsmessung und Temperaturmessung werden in den nächsten Jahren wichtige Hinweise und Informationen im Hinblick auf eventuell notwendige Stabilisierungsmassnahmen geben. Der dort vorhandene Serpinit ist stark erodiert. Diese erodierte Zone reicht bis in grössere Tiefen von ca. 5-8m. Bei der Degradation des Permafrostes nimmt die Scherfestigkeit und die Druckfestigkeit massiv ab und es treten Setzungen und Horizontalverschiebungen auf.



Abbildung 5.1: Rückwärtiger Bereich der Gipfelstation



Abbildung 5.2: Einbau von -Inklinometer-Extensometermessrohren bei  $-20^{\circ}\text{C}$  und heftigem Schneesturm



Abbildung 5.3: Inklinometer-Extensometer-Messrohre an die die Thermistoren-Messketten befestigt wurden

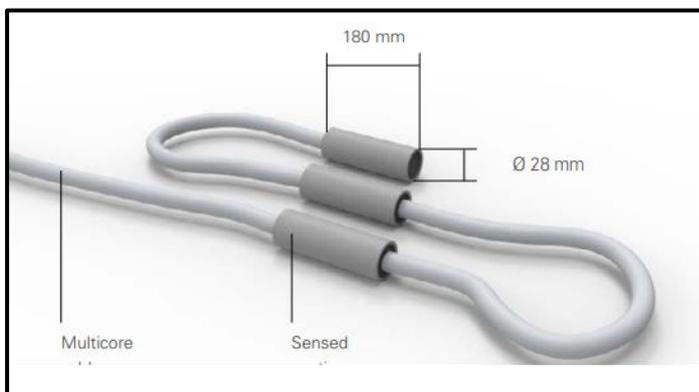


Abbildung 5.4: Thermistor-Messkette

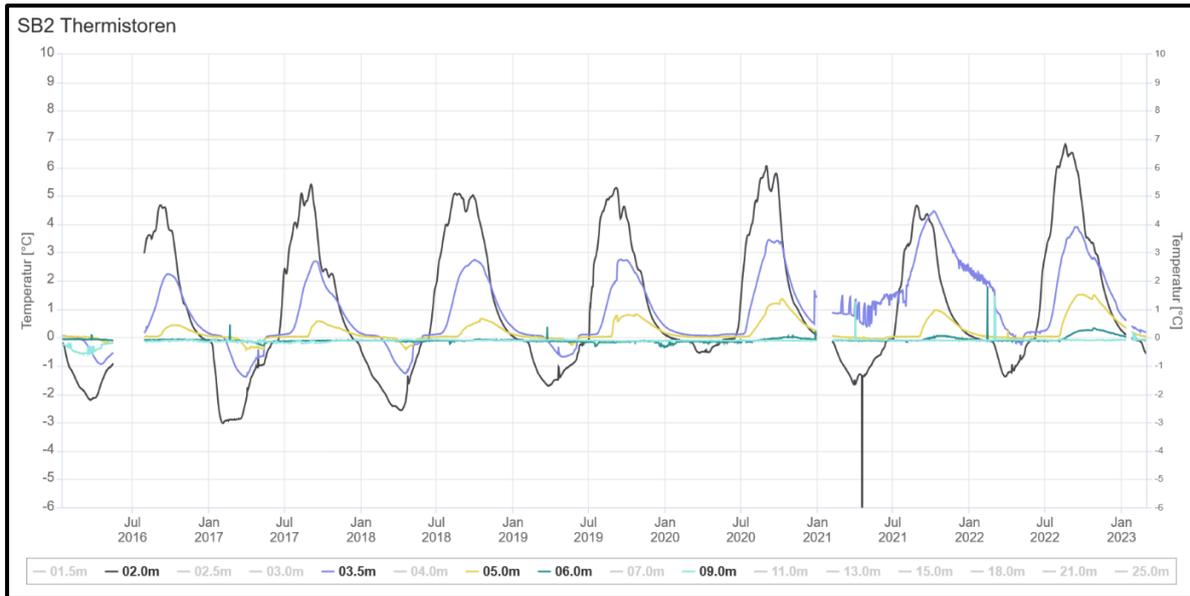


Abbildung 5.5: Felstemperaturen Furchellas über 8 Jahre

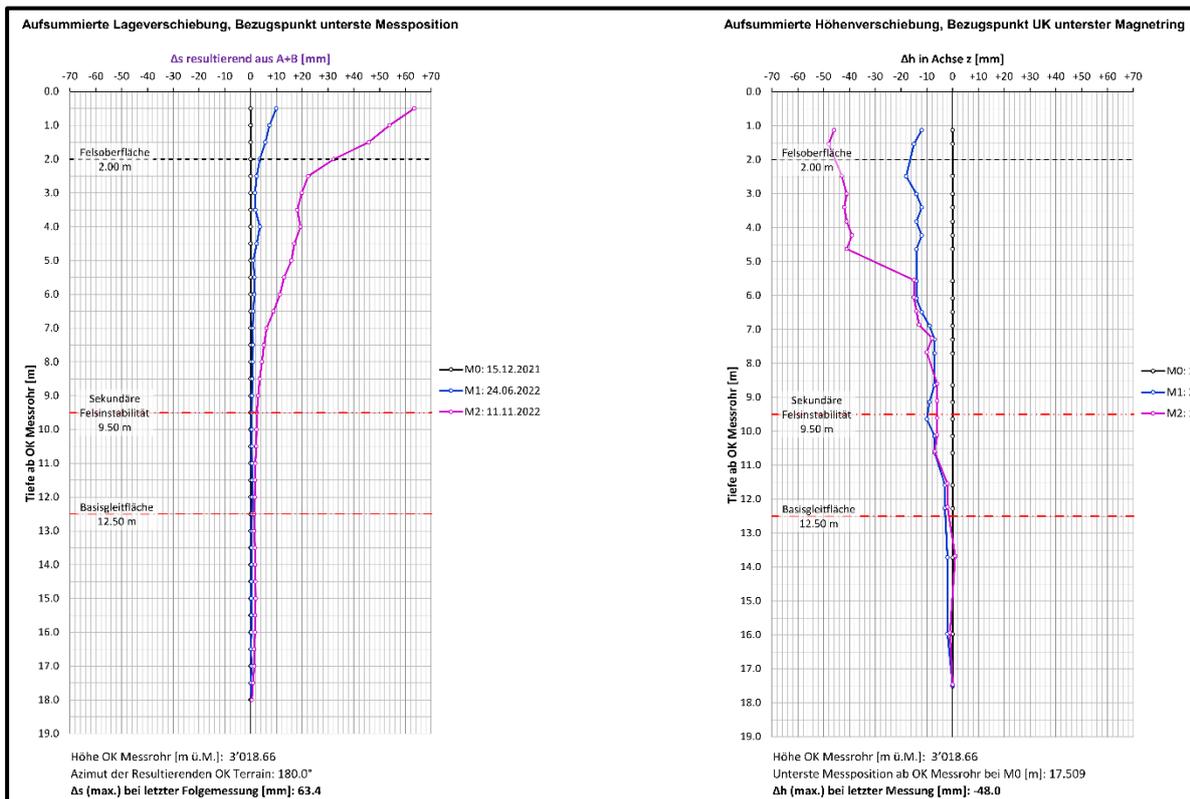


Abbildung 5.6: Horizontale und vertikale Boden- Felsverschiebungsprofile

Autor:

Daniel Naterop

SISGEO

CH-8708 Männedorf, Switzerland

## 6 Literatur

**Bauen im Permafrost Ein Leitfaden für die Praxis.** Bommer, C.; Phillips, M.; Keusen, H.-R.; Teyssere, P., 2009: Bauen im Permafrost: Ein Leitfaden für die Praxis. Birmensdorf, Eidg. Forschungsanstalt für Wald, Schnee und Landschaft WSL. 126 S. J: 2009

**Rock mechanics and engineering for the Klein Matterhorn glacier paradise (Zermatt, Switzerland),** P. Dalban (Geotest AG, CH-3052 Zollikofen), R. Haas (Gasser Felstechnik AG, CH-6078 Lungern), M. Lauber ( LABAG, CH-3920 Zermatt), D. Naterop (Huggenberger AG, CH-8810 Horgen resp. Sisgeo srl. IT-20060 Masate)

# Aufsteigendes und Absinkendes – Besonderheiten im Untergrund

*Dipl.-Geol. Martin Happel, Comdill Bohrausrüstung GmbH*

## 1 Kurzfassung

Ein spannendes Thema! Staunen und Schrecken zugleich! Die Ahnung von Gefahr ist dabei und das Wissen um Verlust, finanziellen Verlust. „Vor der Hacke ist es duster!“, und vor dem Bohrmeißel ebenso. Bohren ist das Eindringen in die Erdkruste, in das Unbekannte. Auch wenn noch so sehr das Archivwissen Unsicherheit für den anzutreffenden Untergrund erahnen lässt: Überraschungen gibt es immer wieder. Seien es ein Arteser wie in Wiesbaden im Jahr 2009 oder Tagesbrüche, wie im Jahr 2000 in der Emilstrasse in Bochum. Der Mensch als Geräteführer muss die Kräfte der Natur und der vergessenen Zivilisationshinterlassenschaften nur wecken, und sei es, wenn er mit einem Bohrwerkzeug in die Tiefe vordringt, um gespanntes Wasser freizusetzen. Der Mensch als Bergmann höhlt seit Jahrhunderten die Erdkruste aus. Schafft Hohlräume in Kohle und Erzlagerstätten, die im Lauf der Jahrhunderte in sich zusammenbrechen. Darüber bildet sich an der Erdoberfläche eine Einsenkung. Im Ruhrgebiet sind das 10, 20, 30 Meter. Senkungen, die Gebäude in Schiefelage bringen und Rißbildung verursachen. Menschengemachtes, abflußloses Tiefland. Nur energieaufwändiges Abpumpen hilft. Kosten für die Ewigkeit. Bewältigbar. Vorerst. Hunderte Millionen, Milliarden Euro stehen bereit, um Regionen bewohnbar zu erhalten. Spezialtiefbau und Bergsicherung: Diese Fachrichtungen sind gefragt. Bohren, Hohlräume suchen, finden. Dann verfüllen, verpressen. Ventilrohre, Manschettenrohre, Doppelpacker, Injektionspumpen, Mischanlagen. Datenerfassung zur Dokumentation und Abrechnung: Arbeit ohne Ende. Für die Ewigkeit. Der Beitrag gibt einen Einblick in dieses spannende Thema.

Autor:

Dipl.-Geol. Martin Happel

Comdrill Bohrausrüstung GmbH

# Beschreibung der Wirkungsweise von unrunder Walzenverdichtern auf Basis ihrer Kinematik

*M.Sc. Rosa Elena Ocaña Atencio, M.Eng. Alexander Knut, M.Eng. Ansgar Oltmanns, Prof. Dr.-Ing. Ralf Thiele, HTWK Leipzig*

## 1 Einleitung

Unrunde Walzenverdichtern, auch bekannt als Rolling Dynamic Compaction (RDC), bestehen aus einer unrunder Walze, die von einer Zugmaschine gezogen wird. Während des Fahrens kippt die Walze von einer auf die nächste Seite und schlägt dabei auf den Boden. Baupraktisch werden drei unterschiedliche Walzengeometrien eingesetzt. Diese haben drei, vier bzw. fünf Seiten und Gewichte zwischen acht und zwölf Tonnen (Avalle, 2004; LANDPAC; Broons). Die Arbeitsgeschwindigkeit liegt zwischen 9 und 15 km/h. Wirtiefen werden typischerweise zwischen zwei und drei Metern angegeben (Jalili, 2015; Ranasinghe & Jaksa, 2016; Scott et al., 2021). Obwohl sich das RDC-Verfahren international in der praktischen Anwendung etabliert hat (Avalle et al., 2009; Jaksa et al., 2012), fehlt Wissen zu ihrer Funktions- bzw. Wirkungsweise und den damit verbundenen bodenmechanischen Prozessen. Daraus resultiert, dass Verfahrensparameter wie die Anzahl an Überfahrten auf Basis von Erfahrung festgelegt werden.

Um das RDC-Verfahren zu optimieren, sind Studien über den Einfluss der verschiedenen Verfahrensparameter auf die Verdichtungswirkung unerlässlich. Derzeit wird nur die Anzahl der Überfahrten als Steuerungsparameter für den Verdichtungsprozess betrachtet. Die Fahrgeschwindigkeit der Zugmaschine (Zuggeschwindigkeit) bleibt unberücksichtigt, obwohl dieser Parameter die Kinematik des Systems maßgeblich beeinflusst. Die Kinematik der RDC-Walze definiert die in den Boden eingebrachte Verdichtungsenergie. Diese wird von der Walzengeometrie, der Zuggeschwindigkeit und der Bodensteifigkeit beeinflusst. Darüber hinaus gibt es nur einen Feldversuch, bei dem die Kinematik gemessen und die Verdichtungsenergie berechnet wurde (Bradley et al., 2019). Geotechnische oder geodätische Untersuchungen wurden bei diesem Versuch jedoch nicht durchgeführt.

## 2 Experimentelle Untersuchung

### 2.1 Versuchsbeschreibung und Ausgangsbedingungen

Im ehemaligen Tagebau Greifenhain des Lausitzer Braunkohlereviere wurde im Zuge einer Sanierungsmaßnahme baubegleitend ein Probefeld eingerichtet. Ziel des Versuches war es, den Einfluss der Zuggeschwindigkeit  $v_T$  und der Anzahl an Überfahrten  $N$  auf die Verdichtungswirkung zu ermitteln. Weiterhin sollten Möglichkeiten zur Optimierung des Verfahrens durch ein besseres Verständnis seiner Wirkungsweise aufgezeigt werden. Um die vorgenannten

Ziele zu erreichen, wurde auf dem anstehenden Kippenboden eine Versuchsfläche mit ausreichend großem Grundwasserflurabstand von mindestens 5,0 m ausgewählt. Die Versuchsfläche wurde in zwei Messbereiche aufgeteilt, um den Einfluss von  $v_T$  auf die Verdichtungswirkung zu erfassen. Jedem Messbereich wurde eine Fahrspur (FS) zugewiesen, auf der die dreiseitige RDC-Walze den Untergrund mit einer konstanten Geschwindigkeit verdichten sollte. Die während des Feldversuchs erreichten mittleren Zuggeschwindigkeiten wurden für jede FS in Abb. 2.1 dargestellt. Die Fahrspuren wurden jeweils 40-mal überfahren.

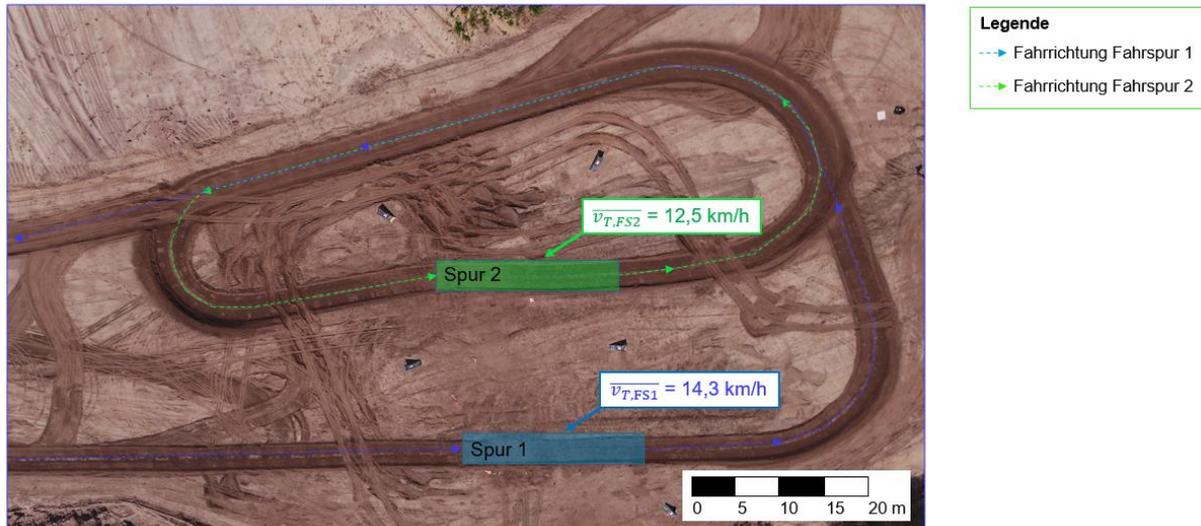


Abbildung 2-1: Versuchsfläche auf dem ehemaligen Tagebau Greifenhain. Hervorgehoben sind die beiden Fahrspuren, auf denen mit jeweils unterschiedlichen Zuggeschwindigkeiten verdichtet wurde.

Der vorhandene Kippenboden in der Versuchsfläche wurde im Vorfeld durch Rammkernsondierungen und Rammsondierungen mit der leichten Rammsonde untersucht. Bei allen Rammkernsondierungen lag bis zur Endteufe bei 5,0 m unter GOK eine Schicht aus schwach kiesigen, schwach schluffigen Fein- bis Mittelsanden mit geringen Anteilen an Kohle an. Bei den Rammsondierungen wurden sehr lockere bis mitteldichte Lagerungsverhältnisse erkundet. Aufgrund dieses Ergebnisses wurde beschlossen, den Boden in den Fahrspuren mit Hilfe eines Baggers bis zu einer Tiefe von 2,0 m aufzulockern und dann die Oberfläche mit einer Planierraupe zu ebnen. Aus Zeitgründen konnte der anstehenden Boden jedoch nur bis zu einer Tiefe von 1,0 m aufgelockert werden.

Um die Wirkungsweise der RDC-Walze besser zu verstehen, wurde die Kinematik des Systems mit Hilfe von einer Hochgeschwindigkeitskamera bei einer Bildrate von 700 Hz ermittelt. Die Kinematik wurde für eine vollständige Umdrehung der Walzenbandage aufgezeichnet.

## 3 Ergebnisse der experimentellen Untersuchung

### 3.1 Kinematik der Walze

Die Bilder der Hochgeschwindigkeitskamera wurden mit der Compute Vision Toolbox™ der MATLAB®-Software analysiert. Die hier berechneten Translations- und Rotationskomponen-

ten wurden anschließend differenziert, um die Geschwindigkeitskomponenten der Bandageachse in vertikaler  $v_y$  und horizontaler Richtung  $v_x$  sowie die Winkelgeschwindigkeit  $\omega$  zu bestimmen. Außerdem wurde  $v_T$  ermittelt.

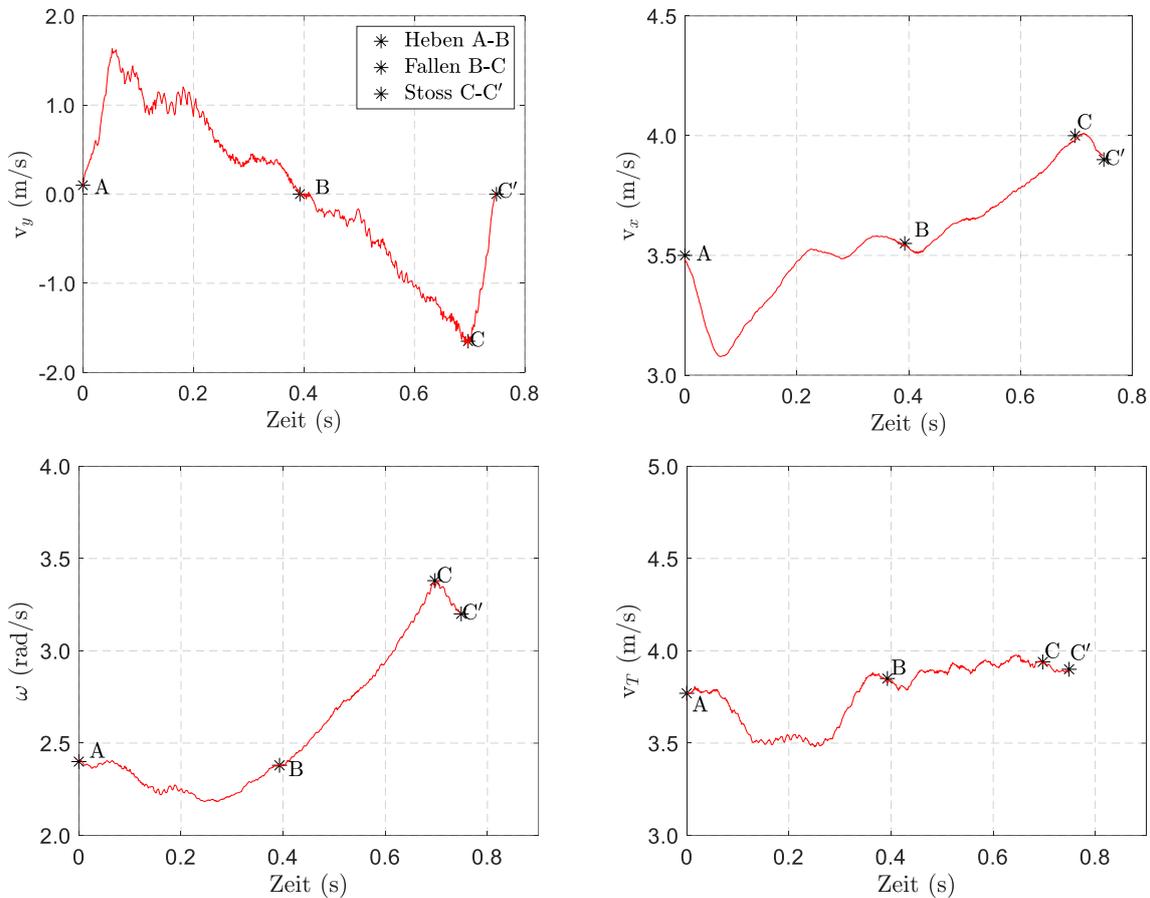


Abbildung 3-1: Geschwindigkeitskomponenten für eine Drittelumdrehung bei der ersten Überfahrt der FS 1.

Basierend auf  $v_y$  lässt sich die Bewegung der Walze für eine Drittelumdrehung in drei Phasen unterteilen: *Heben*, *Fallen* und *Stoß*. Ausgehend von der Nulllage (Punkt A), die dem Ende des vorherigen Stoßes entspricht, erfolgt als erstes ein *Heben* der Walzenachse. Dabei steigt  $v_y$  in positiver Richtung bis zu einem Maximalwert an. Nach dem Erreichen des Maximums von  $v_y$  in positiver Richtung wird die Vorwärtsbewegung und das Anheben der Walzenachse durch die Walzengeometrie begünstigt, was eine Reduktion von  $v_y$  verursacht. Nach dem Erreichen der maximalen Hubhöhe der Walzenachse kippt diese um (Punkt B). Dadurch ändert  $v_y$  seine Richtung und die Walzenachse beginnt zu *Fallen*. Der *Stoß* ist gekennzeichnet durch eine Änderung von  $v_y$  innerhalb kurzer Zeit (Punkt C zu Punkt C'). Kurz vor dem *Stoß* der Walzenbandage auf den Boden (Punkt C) wird das Maximum von  $v_y$  erreicht.

### 3.2 Verdichtungsenergie

Die gesamte mechanische Energie eines Systems  $E$  wird als die Summe der kinetischen und der potenziellen Energie beschrieben. RDC-Systeme erreichen ihre maximale Verdichtungs-

wirkung beim Stoß der Bandage auf den Boden. Somit wird angenommen, dass die Verdichtungsenergie maßgeblich in der Phase des Stoßes (C-C') übertragen wird. Bei einem Aufprall sind die potentiellen Energien der Stoßpartner im Vergleich zu den kinetischen Energien vernachlässigbar. Bei RDC-Systemen ergibt sich die kinetische Energie aus den kinematischen Komponenten  $v_x$ ,  $v_y$ , und  $\omega$  der Walzenbandage (siehe Abbildung 3-1). Bei einem plastischen Stoß geht ein Teil der kinetischen Energie der beiden Stoßpartner  $\Delta E$  verloren, da sie sich u. a. in plastischer Verformung umwandelt. Es wird angenommen, dass diese  $\Delta E$  die Verdichtung beeinflusst. Weiterhin wird davon ausgegangen, dass sich der Boden vor und nach dem Stoß in Ruhe befindet, so dass dessen kinetische Energie Null ist. Unter diesen Annahmen kann die Verdichtungsenergie des RDC-Systems  $\Delta E$  wie folgt berechnet werden:

$$\Delta E = \frac{1}{2} m_R (v_{R,y}^2 - v_{R,y}'^2) + \frac{1}{2} m_R (v_{R,x}^2 - v_{R,x}'^2) + \frac{1}{2} I_R (\omega_R^2 - \omega_R'^2) \quad (3-1)$$

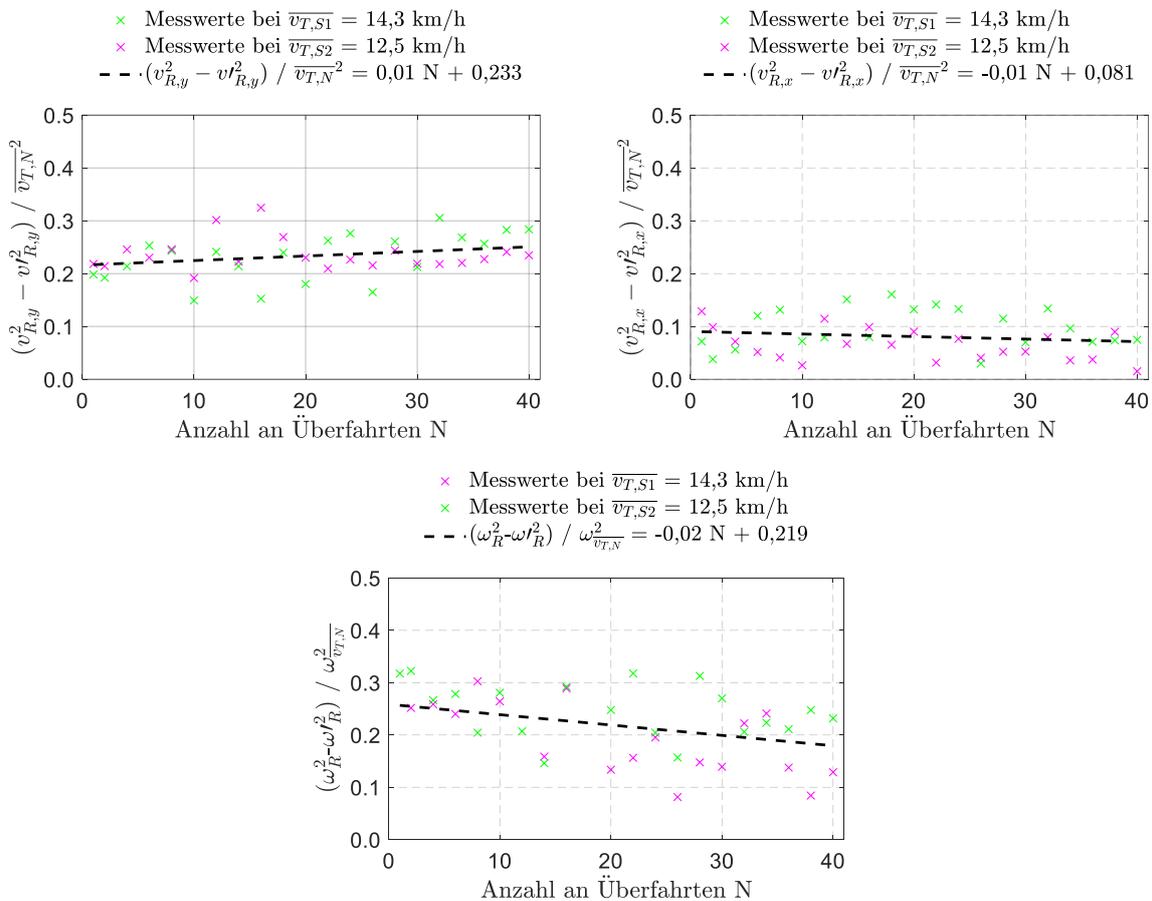


Abbildung 3-2: Quotient aus der mittleren Geschwindigkeitsänderung im Stoßintervall durch das Quadrat der mittleren Zuggeschwindigkeit für jede Überfahrt.

Um den Einfluss von  $v_T$  auf  $\Delta E$  besser beurteilen zu können, wird folgend eine Normierung der Änderung der translatorischen Geschwindigkeitskomponenten  $(v_{R,y}^2 - v_{R,y}'^2)$  und  $(v_{R,x}^2 - v_{R,x}'^2)$  sowie der rotatorischen Geschwindigkeitskomponente  $(\omega_R^2 - \omega_R'^2)$  auf  $v_T$  diskutiert. In Abbildung 3-2 wurde der Mittelwert der Geschwindigkeitsänderung aus den drei Stößen der aufgezeichneten Umdrehung durch das Quadrat der mittleren Zuggeschwindigkeit für jede Überfahrt aufgetragen. Für jede Geschwindigkeitskomponente wurde eine lineare Funktion in Abhängigkeit von  $N$  berechnet.

Bei der Änderung der Winkelgeschwindigkeit wurde die ermittelte  $v_T$  auf eine ideale Winkelgeschwindigkeit  $\omega_{\overline{v_{T,N}}}$  umgerechnet, um bei der Normierung einheitengerecht zu sein. Dabei wurde ein ideales Abrollverhalten angenommen. Die Abrolllänge der Bandage beträgt 6,96 m. Die idealisierte Winkelgeschwindigkeit ergibt sich somit in Abhängigkeit von  $v_T$  zu:

$$\omega_{\overline{v_{T,N}}} = 2 \pi \overline{v_T} 6,96 \text{ m}^{-1} \quad (3-2)$$

In Abbildung 3-2 wird deutlich, dass der Quotient der translatorischen Geschwindigkeitskomponenten von einem konstanten Faktor dominiert wird. Dieser ist für die hier präsentierte Untersuchung 0,233 für die vertikale und 0,081 für die horizontale Geschwindigkeitskomponente. Mit zunehmender  $N$  steigt die Änderung der vertikalen translatorischen Komponente ( $v_{R,y}^2 - v'_{R,y}{}^2$ ) leicht an, wohingegen die horizontale Komponente ( $v_{R,x}^2 - v'_{R,x}{}^2$ ) leicht abnimmt. Die normierte Winkelgeschwindigkeitsänderung sinkt mit zunehmender  $N$ . Im Vergleich zur Änderung der translatorischen Komponenten streuen die Werte der Quotienten der Winkelgeschwindigkeitsänderung stärker.

Im Hinblick auf die Verdichtungsenergie kann gezeigt werden, dass  $v_T$  ein geeigneter Normierungsfaktor für die translatorischen und rotatorischen Geschwindigkeitsänderungen im Stoßintervall ist. Unter der Annahme, dass  $N$  keinen Einfluss auf die Geschwindigkeitsänderung während des Stoßes hat, kann Gleichung 3-1 als Funktion von  $v_T$  wie folgt umgeformt werden:

$$\Delta E = 0,16m_R v_T^2 + F I_R v_T^2 \quad (3-3)$$

mit  $F = 0,09m^{-2}$ .

Der Einfluss von  $N$  wird in den Funktionen von Abbildung 3-2 für die Änderung der translatorischen Geschwindigkeitskomponenten durch die Terme  $0,01N$  und  $-0,01N$  ausgedrückt. Da beide Terme ungefähr den gleichen Betrag, aber unterschiedliche Vorzeichen haben, können sie vernachlässigt werden. Die Abnahme der Winkelgeschwindigkeitsänderung mit zunehmender  $N$ , ausgedrückt durch den Term  $-0,02 N$ , beeinflusst  $\Delta E$  ab der zwanzigsten Überfahrt maßgeblich.

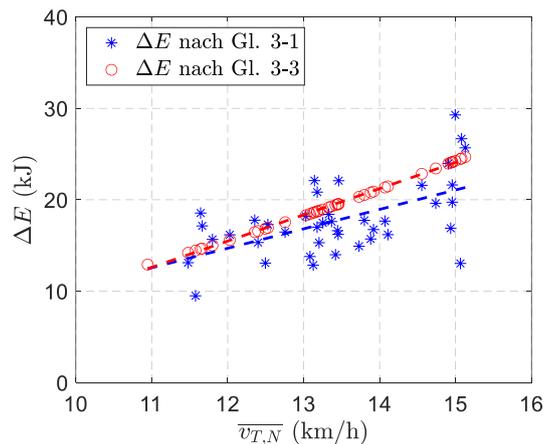


Abbildung 3-3: Vergleich der berechneten Verdichtungsenergien für unterschiedlichen Zuggeschwindigkeiten.

Für die aufgezeichneten mittleren Zuggeschwindigkeiten jeder Überfahrt  $\overline{v_{T,N}}$  wurde die Verdichtungsenergie nach Gleichung 3-3 berechnet und in Abbildung 3-3 dargestellt. Dabei wurde die Masse eines Walzenmoduls  $m_R$  mit 6000 kg und einen Massenträgheitsmoment  $I_R$  von 4860 kgm<sup>2</sup> angenommen. Die nach Gleichung 3-1 berechneten Verdichtungsenergien wurden

ebenfalls aufgetragen. Für jede der beiden Datenreihen wurde eine Trendlinie berechnet. Der Vergleich der beiden Trendlinien zeigt, dass mit zunehmender  $v_T$  die Verdichtungsenergie nach Gleichung 3-3 überschätzt wird.

Berechnet man die Verdichtungsenergie anhand von Gleichung 3-3 für verschiedene Massen und die entsprechenden Massenträgheitsmomente, so wird deutlich, welchen Einfluss eine Steigerung von  $v_T$  auf die Verdichtungsenergie haben kann. So führt beispielweise eine Erhöhung von  $v_T$  um 2 km/h zu einer etwa gleich hohen Steigerung der Verdichtungsenergie wie eine Erhöhung der Masse um zwei Tonnen. Im Gegensatz zur Erhöhung der Masse führt die Erhöhung von  $v_T$  zu einer geringeren Prozessdauer. Unter dem Aspekt der Wirtschaftlichkeit ist das RDC-System bei der höchsten  $v_T$  immer das effizientere System.

## 4 Fazit

In diesem Beitrag wurden erste Ergebnisse aus einem Feldversuch mit dem dreiseitigen RDC-System vorgestellt und ausgewertet, um Möglichkeiten zur Optimierung des Systems aufzuzeigen. Mit Hilfe einer Hochgeschwindigkeitskamera wurde die Kinematik des Systems für eine komplette Umdrehung der Bandage bei jeder zweiten Überfahrt aufgezeichnet. Anhand der Ergebnisse wurde die Funktionsweise des Systems in drei Bewegungsphasen beschrieben. Es wurde ein Ansatz zur Bestimmung der Verdichtungsenergie auf der Grundlage der Kinematik von RDC-Systemen vorgestellt. Die Analyse der Veränderungen der Geschwindigkeitskomponenten der Walze während des Stoßes zeigt, dass diese von der Zuggeschwindigkeit maßgeblich abhängig sind. Auf dieser Grundlage wurde eine Gleichung vorgeschlagen, die eine einfache Schätzung der Energie ohne kinematische Analyse ermöglicht. Die Untersuchung zeigt auch, dass die Zuggeschwindigkeit mit der Anzahl an Überfahrten zunimmt und dieser Anstieg einen Zuwachs der Verdichtungsenergie bewirkt. Wird die Zuggeschwindigkeit als Steuerungsparameter des Verdichtungsprozesses betrachtet, kann die Effizienz durch eine Erhöhung der Zuggeschwindigkeit und nicht nur durch eine Erhöhung der Masse der Walze verbessert werden. Der hier vorgeschlagene Ansatz zur Bestimmung der Verdichtungsenergie erfordert weitere Untersuchungen. Der Ansatz wurde für einen engen Geschwindigkeitsbereich zwischen 11 und 15 km/h unter Berücksichtigung einer einzigen Walzengeometrie entwickelt. Eine Validierung der Ergebnisse für andere Geometrien oder Versuchsbedingungen ist an dieser Stelle erforderlich.

Die vorliegenden Ergebnisse wurden im Rahmen des RoDyCom-Forschungsprojekts erzielt, das vom Bundesministerium für Bildung und Forschung (BMBF) gefördert wird (Förderkennzeichen: 13FH678IX6).

Autoren:

M.Sc. Rosa Elena Ocaña Atencio

HTWK Leipzig

Rosa.ocana@htwk-leipzig.de

M.Eng. Alexander Knut

HTWK Leipzig

Alexander.knut@htwk-leipzig.de

M.Eng. Ansgar Oltmanns

HTWK Leipzig

Ansgar.oltmanns@htwk-leipzig.de

Prof. Dr.-Ing. Ralf Thiele

HTWK Leipzig

Ralf.thiele@htwk-leipzig.de

## 5 Quellenverzeichnis

### Literatur

Avalle, D. (2004). Use of the Impact Roller to Reduce Agricultural Water Loss. 9th ANZ Conference on geomechanics.

Avalle, D., Scott, B., & Jaksa, M. (2009). Ground energy and impact of rolling dynamic compaction - results from research test site. Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. doi:10.3233/978-1-60750-031-5-2228

Bradley, A., Jaksa, M., & Kuo, Y.-L. (2019). Examining the kinematics and energy of the four-sided impact roller. Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Ground Improvement 172(4): 297-304.

Jaksa, M., Scott, B., & Syamsuddin, E. (2012). Quantifying the Zone of Influence of the Impact Roller. ISSMGE - TC 211 Internationale Symposium on Ground Improvement IS - GI Brussels 31 May 1 June 2012.

Jalili, D., Nohani, E., Mirazizi, S., & Mirzaei, H. (2015). Examining the effect of the interaction of soil and momentum resulted from the trihedral impact roller in the improved depth. Applied Research Journal, S. 373-377.

Ranasinghe, R., & Jaksa, M. (2016). Application of Artificial Intelligence Techniques for Rolling Dynamic Compaction. Proceedings of the 11th ANZ Young Geotechnical Professionals Conference - 11YGPC, Queenstown, New Zealand.

Scott, B., Jaksa, M., & Mitchell, P. (2021). Depth of influence of rolling dynamic compaction. Proceedings of the Institution of Civil Engineers –Ground Improvement 174(2), S. 85-94.

### Internet

[Web 1] <https://www.broons.com/product-category/impact-rollers/> (zuletzt aufgerufen am 17.02.2023)

[Web 2] <http://landpac.com/features-benefits/> (zuletzt aufgerufen am 17.02.2023)

# Gründung von Windparks in schwierigem Gelände

Dipl.-Geol. Christian Schümann (TÜV NORD EnSys GmbH & Co. KG, Essen) &  
M.A. George Ballard (FRICS GB Geotechnics Ltd., Cambridge, UK)

## Windpark Winscales Moor / Cumbria

### 1. Einleitung und geologische Standortsituation

In der Gemeinde Workington, Grafschaft Cumbria, UK, etwa 50 km südwestlich der Ortschaft Carlisle, wurde im Jahr 2008 in einem verfüllten Braunkohletagebau der Windpark Winscales Moor errichtet, der insgesamt sieben Vestas-Anlagen vom Typ V52 mit einer Nennleistung von jeweils 850 kW umfasst. Insgesamt sechs der sieben WEA-Standorte befinden sich im Bereich einer locker gelagerten, wenig tragfähigen Tagebauverfüllung, während ein WEA-Standort im natürlich anstehenden Boden positioniert ist.

Durch geotechnische Untersuchungen der Firma GB Geotechnics Ltd., Swaffham Bulbeck, Cambridge (nachfolgend GBG genannt), die u.a. mehrere Baggerschürfe, verschiedene geophysikalische Untersuchungsverfahren (Geoelektrik, Mikrogravimetrie und Georadar), Drucksondierungen, Handflügelsondierungen, jeweils zwei 22,5 m tiefe Bohrungen je WEA-Standort sowie bodenmechanische Laborversuche beinhaltete, wurde der Aufbau der Tagebaukippe erkundet.

Der ehemalige Tagebau umfasst eine Fläche von etwa 90 ha, auf der in den 1960er und 1970er Jahren Kohle im offenen Abbauverfahren gewonnen wurde. Aus Akten des National Coal Board (NCB) geht hervor, dass die maximale Verfüllmächtigkeit 50 – 60 m erreichen kann, wobei neben dem Abraum aus der Kohleförderung auch verschiedene Bodenarten und organische Inhaltsstoffe verkippt wurden. Nach Beendigung des Kohleabbaus wurde der Tagebau mit verkippten Lockermassen verfüllt und in den Jahren 1980 / 1981 abschließend profiliert. Den Abschluss der Verfüllung bildet gemäß NCB-Akte eine Schlackelage, die noch mit einem Horizont aus steifem Lehm / Ton (Geschiebelehm) überzogen wurde. Nach der Wiederverfüllung wurde das nur gering tragfähige Areal landwirtschaftlich (als Schafweide) genutzt.



Abbildung 1-1: Blick auf die sehr gering tragfähige Erdandeckung des ehemaligen Tagebaus Winscales Moor, die ohne umfangreiche Baugrundverbesserungsmaßnahmen keine Bebauung erlaubt.

Die Verfüllmächtigkeit im Bereich der geplanten WEA-Standorte variiert zwischen etwa 7 m am Standort WEA 2 und etwa 30 - 35 m am Standort WEA 6. Die Verfüllung selbst besteht aus einer überwiegend weichen Matrix aus bindigen Tonen und Schluffen, durchsetzt mit Sandstein- und Schluffstein-Bruchstücken. Innerhalb der weichen Matrix wurden in Baggerschürfen mehrere große Blöcke / Findlinge mit Durchmessern von teils > 1,5 m vorgefunden.



Abbildung 1-2: Blick auf mehrere Blöcke / Geschiebe, die im Rahmen der ausgeführten zusätzlichen Baggerschürfe in der Verfüllung angetroffen wurden. Diese Blöcke hätten bei einer Pfahlgründung zu Pfahlschäden, Zeitverzögerung und damit einhergehenden hohen Kosten führen können.

## 2. Ergänzende Erkundung des Standortes Winscales Moor

Zusätzlich zum Abteufen einer umfangreichen Anzahl an Bohrungen (Kernbohrungen) und Sondierungen (Flügelsondierungen zur Bestimmung der in-situ-Scherfestigkeit sowie Penetrometersondierungen zur Bestimmung der Festigkeit der Schichten über die Tiefe) sowie der Ausführung einer Vielzahl von bodenmechanischen Laborversuchen (Bestimmungen der Kornverteilung, Fließ- und Ausrollgrenzen, Wassergehalte und Scherversuche), auf die an dieser Stelle nicht näher eingegangen werden soll, wurden am Standort Winscales Moor ergänzende Baggerschürfe und verschiedene geophysikalische Erkundungsverfahren (Geoelektrik, Mikrogravimetrie sowie Georadar) ausgeführt, um die Ausdehnung der Verfüllbereiche des ehemaligen Tagebaus näher einzugrenzen.

Die geoelektrischen Widerstandsmessungen in zwei verschiedenen Elektrodenanordnungen wurden zur Unterscheidung der Verfüllbereiche bzw. des ungestörten Untergrundes eingesetzt. Durch einen Elektrodenabstand von etwa 2,5 m wurde ein Detailbild des Untergrundes bis in etwa 15 m Tiefe erzielt, während die Anordnung der Elektroden in einem größeren Abstand von 5 m eine maximale Eindringtiefe von etwa 50 m ermöglichte.

Die mikrogravimetrischen Messungen des lokalen Schwerfeldes der Erde dienten der Suche nach eventuellen Hohlräumen oder signifikanten Dichteschwankungen der Verfüllmassen.

Das Georadar wurde zur Suche nach Schlackelagen in den oberflächennahen Verfüllbereichen bis etwa 3 m Tiefe verwendet.

Ursprünglich geplante Schwere Rammsondierungen (DPH) sowie Standard Penetration Tests (SPT) wurden aufgrund der vorhandenen Hindernisse (Blöcke, Geschiebe) im Untergrund als ungeeignet eingestuft und daher nicht ausgeführt.

Die Auswertung der aufgezeichneten geophysikalischen Ergebnisse ergab, dass es sich um insgesamt zwei verfüllte Tagebaubereiche handelt, die durch eine Störungszone getrennt sind. Der nordwestliche Tagebau weist eine maximale Verfüllmächtigkeit von ca. 35 m auf, während der östliche Tagebau eine maximale Verfüllmächtigkeit von ca. 15 m erreicht. Ferner wurde im Rahmen der vertiefenden Baugrunderkundung eindeutig nachgewiesen, dass sich der geplante Standort WEA 7 außerhalb des Verfüllungsbereiches in natürlich gelagerten Schichten befindet.

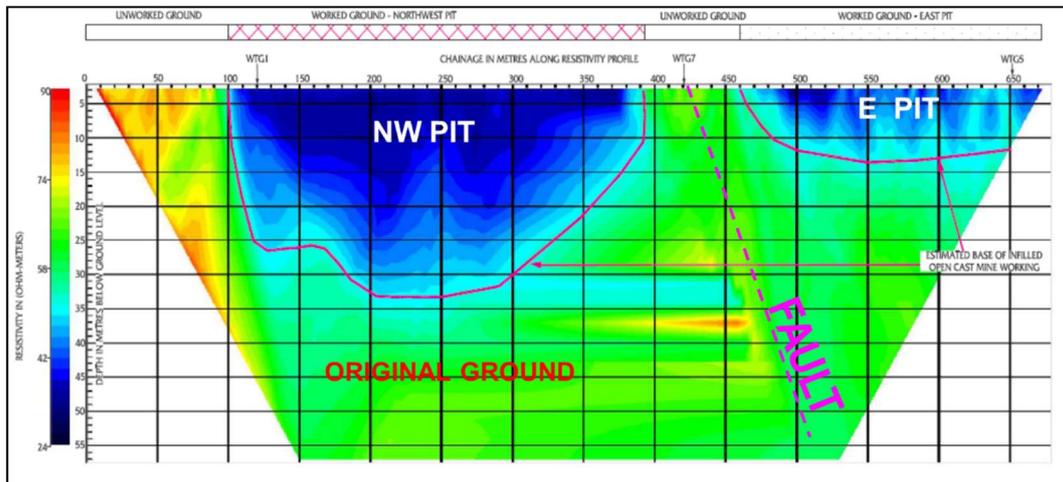


Abbildung 2-1: Darstellung und Interpretation der geoelektrischen Messergebnisse. Die blauen Farben in der Abbildung stellen geringere elektrische Widerstände dar, die die Verfüllung symbolisieren, während die grünen Farben höhere spezifische Widerstände darstellen, die den anstehenden Baugrund symbolisieren.

Sowohl in den Erkundungsschürfen als auch in den Kernbohrungen wurde der im gründungsrelevanten Tiefenbereich angetroffene Baugrund als Matrix aus einem weichen, wassergesättigten Ton-Schluff-Gemisch (Geschiebelehm), in das gröbere Gesteinsanteile (vorwiegend Tonstein- und Sandsteinstücke) eingelagert sind, angesprochen. Die Festigkeit der bindigen Auffüllung wird vorrangig von deren Wassergehalt und den daraus resultierenden Zustandsgrenzen (von breiig, über weich, bis zu steif und halbfest) geprägt. Der in der vorhergehenden Erkundung beschriebene oberflächennah anstehende „feste Tonstein-/Schlackehorizont“ konnte an keiner Ansatzstelle nachgewiesen werden.

Die Spanne der Scherfestigkeiten der im gründungsrelevanten Tiefenbereich anstehenden Bodenschichten reicht gemäß den GBG-Ergebnissen von < 10 kPa im Tiefenbereich von etwa 3,5 m unter Geländeoberkante (u. GOK) der WEA-Standorte 2, 4 und 5, über ca. 40 kPa im Tiefenbereich von etwa 4,0 m u. GOK am WEA-Standort 3 und etwa 80 - 90 kPa im Tiefenbereich von 2,0 bis 2,5 m u. GOK der WEA-Standorte 1 und 6, bis zu einer Größenordnung von 125 kPa für die anstehenden Böden und > 250 kPa für den natürlich gelagerten Geschiebelehm am WEA-Standort 7.

Die höchsten Wassergehalte der bindigen Auffüllung wurden sowohl in den Schürfen und Bohrungen als auch im Verlauf der geophysikalischen Versuchsergebnisse (Widerstandsmessungen) in den obersten 10 m festgestellt. Der obere Bereich der Auffüllung ist als stark setzungsempfindlich einzustufen, da hier der hohe Lasteintrag mit vorwiegend weichen Zustandsgrenzen der angetroffenen wassergesättigten Tone / Schluffe einhergeht. Das zu entwerfende Fundament-/Gründungsdesign musste dieser Tatsache ausreichend Rechnung tragen.

Ein Flachfundament wurde in der ersten Gründungsberatung nur für den natürlich gelagerten Standort WEA 7 empfohlen, während für die sechs im Verfüllungsbereich gelegenen Standorte WEA 1 - WEA 6 ursprünglich Pfahlgründungen angedacht waren. Aufgrund der Vielzahl an

Blöcken / Geschieben innerhalb der Tagebauverfüllung konnten jedoch Schäden bei der Pfahlherstellung nicht ausgeschlossen werden, was zu sehr hohen Gründungskosten und einem Zeitverzug geführt hätte. Somit musste für diese WEA-Standorte eine andere Gründungsvariante gefunden werden.

Im März 2008 wurde die DMT GmbH & Co. KG, eine 100 % Tochtergesellschaft innerhalb der TÜV NORD Group, eingeschaltet, um Gründungsvorschläge zu erarbeiten, die eine sichere und wirtschaftliche Gründung der Windenergieanlagen in Winscales Moor gewährleisten.

### **3. Entworfenene Flachgründung für die Standorte WEA 1 – WEA 6**

Eine einfache WEA-Flachgründung, ohne baugrundverbessernde Maßnahmen, hätte ein hohes Risiko für die innerhalb der Auffüllmassen gelegenen Standorte WEA 1 - WEA 6 bedeutet und zu sehr großen, ungleichmäßigen Setzungen (Differenzsetzungen) geführt, die das zulässige Maß der Fundamentschiefstellung von max. 3 mm/m deutlich überschritten hätten. Eine klassische Tiefgründung, bei der die Bauwerkslasten mittels Pfählen bis in den gewachsenen Baugrund geführt und dort abgetragen werden, wäre aufgrund der erforderlichen großen Pfahllängen (> 35 m) sowie der zu erwartenden technischen Schwierigkeiten (Stichwort: Blöcke innerhalb der Auffüllung) und den damit verbundenen Mehraufwendungen für die Standorte WEA 1 - WEA 6 aber unwirtschaftlich. Daher musste eine andere Gründungsvariante für die Windenergieanlagen im Windpark Winscales Moor gefunden bzw. speziell für dieses Windpark-Projekt entwickelt werden. Die nachfolgenden Abschnitte skizzieren die von den beiden Autoren entwickelte und in den Jahren 2008 / 2009 realisierte Gründungsvariante.

Das standardisierte, quadratische Flachfundament der Vestas-Anlage vom Typ V52 mit einer Kantenlänge von 12 m x 12 m, das eine maximale Kantenpressung von 250 kN/m<sup>2</sup> verursacht, hätte die Tragfähigkeit des Baugrundes am Standort Winscales Moor, auch nach jeder wirtschaftlichen, vorhergehenden Baugrundverbesserung vermutlich noch überfordert. Um die Bauwerkslasten zu reduzieren und ein günstigeres Tragverhalten im Vergleich zum Standardfundament zu erzielen, wurde statt des quadratischen Flachfundamentes ein achteckiges Flachfundament mit einem Schlüsselmaß von 13,80 m entworfen. Die maximale Bauwerkspressung / Kantenpressung des oktagonalen WEA-Fundamentes reduziert sich auf nur 150 kN/m<sup>2</sup>.

Im nächsten Bearbeitungsschritt wurden mittels erdstatischer Computer-Programme für jeden WEA-Standort die erforderlichen verschiedenen Standsicherheitsberechnungen (Grundbruchsicherheitsnachweis, Setzungsberechnungen, Nachweis der Drehfedersteifigkeit) durchgeführt. Dabei wurde der Baugrund am Computer / im Modell durch eine Kombination verschiedener Baugrundverbesserungsverfahren (Geogitter-bewehrtes Tragschichtpolster, Rüttelstopfsäulen) so lange optimiert, bis die anfallenden Bauwerkslasten des oktagonalen Flachfundamentes vom ertüchtigten Baugrund sicher aufgenommen und abgetragen werden. Für alle Standorte, inklusive des außerhalb des Tagebaus gelegenen WEA-Standes 7, wurde ein Tragschichtpolster (variierende Stärke in Abhängigkeit der Tragfähigkeit der angetroffenen Schichten) als zwingend erforderlich erachtet, um ggf. vorhandene Inhomogenitäten des Untergrundes auszugleichen.

In verschiedenen Iterationsschritten wurden sowohl die Mächtigkeit des Tragschichtpolsters als auch die Länge der benötigten Rüttelstopfsäulen rechnerisch ermittelt und optimiert. Die Anzahl der Schottersäulen ( $\varnothing$  60 cm) wurde auf 154 Stück je WEA-Fundament festgelegt und nicht weiter variiert, da eine der Zielfunktionen ein Flächenanteil der zu installierenden Schottersäulen zwischen 25 und 30 % war (und die geplanten 154 Schottersäulen einen Flächenanteil von 27,5 % darstellen) und andererseits für das Tragverhalten der Gründung auch die Gruppenwirkung der Schottersäulen in das Gesamtkonzept miteinbezogen wurde. Eine Ausnahme stellt lediglich der Standort WEA 7 dar, der sich außerhalb des verfüllten Tagebaus befindet und ausschließlich mit Hilfe eines Geogitter-bewehrten Tragschichtpolsters ertüchtigt wurde. Die derart am Computer berechneten und optimierten Baugrundverbesserungsmaßnahmen (Tragschichtmächtigkeiten zwischen minimal 1,0 m und maximal 2,5 m, Schottersäulenlängen im Bereich des verfüllten Tagebaus zwischen 6,0 m und 10 m) wiesen rechnerisch die Standsicherheit der geplanten WEA-Gründung nach. Da die Zieltiefe der gesamten Baugrundverbesserung, bestehend aus Schottersäulen + lastverteilende Schottertragschicht, zwischen minimal 7,0 m und maximal 12,5 m betrug, bei einer maximalen Mächtigkeit der nur gering tragfähigen Tagebauverfüllung von etwa 35 m, handelt es sich bei dem im Projekt Winscales Moor entworfenen WEA-Fundament somit um eine „schwimmende Flachgründung“.

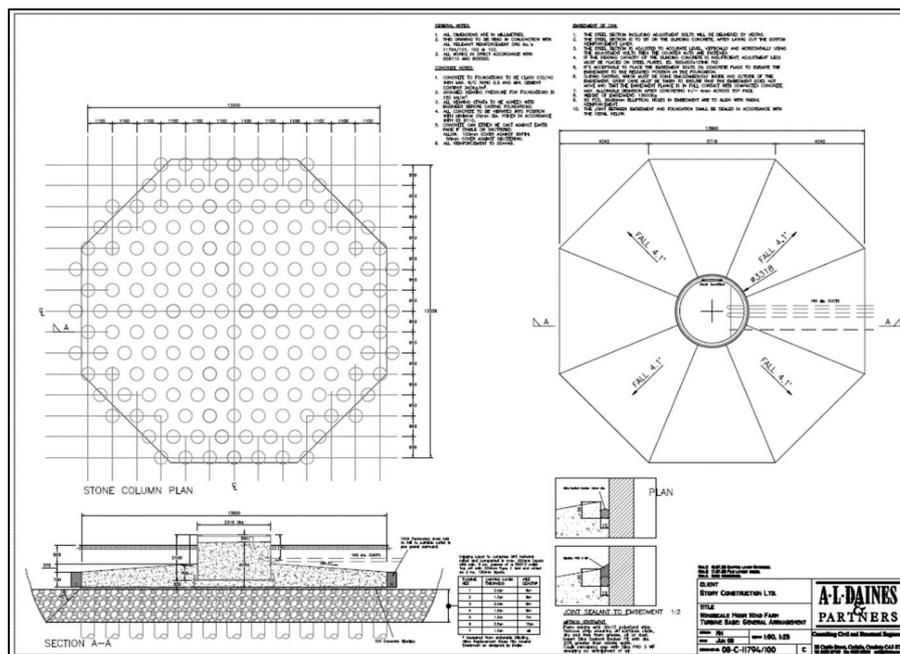


Abbildung 3-1: Darstellung des für das Projekt Winscales Moor entworfenen achteckigen WEA-Fundamentes. Gut zu erkennen ist die hohe Anzahl der Schottersäulen unterhalb der Fundamentaustandsfläche sowie die große Mächtigkeit des lastverteilenden Schotterpolsters.

Zusätzlich musste das zu entwickelnde WEA-Gründungssystem in Winscales Moor aber noch zwei Besonderheiten ausreichend berücksichtigen:

- Die im Rahmen der Baugrundverbesserungsmaßnahmen rechnerisch ermittelten Längen der Rüttelstopfsäulen sind überwiegend als schwimmende Schottersäulen einzustufen, da aufgrund der großen Verfüllmächtigkeiten an fünf der sieben WEA-Standorte

der natürlich gelagerte Baugrund nicht erreicht wird. Zukünftige Sackungen des Anschüttungskörpers sind daher nicht auszuschließen und könnten ggf. zu unzulässig großen Setzungsdifferenzen der WEA-Flachfundamente führen.

- Die Tragfähigkeit der bindigen Anschüttung wird vorrangig von deren Wassergehalt und den daraus resultierenden Zustandsgrenzen bestimmt. Das Eindringen versickernder Oberflächenwässer über die gut wasserdurchlässigen Schottersäulen in den tieferen bindigen Baugrund und die damit einhergehende Aufweichung des Untergrundes, muss daher dauerhaft und zuverlässig vermieden werden.

Es verblieb das Risiko von möglichen problematischen Setzungsdifferenzen infolge von Sackungen / Setzungen der Auffüllung. Unzulässig hohe Setzungsdifferenzen wurden beim Fundamentdesign in Winscales Moor durch ein integriertes System von 120 Leerrohren (Außendurchmesser  $\varnothing \leq 50$  mm, Innendurchmesser  $\varnothing \geq 32$  mm) je WEA-Fundament begegnet. Die Kunststoffrohre wurden vor dem Betonieren vertikal durch das Flachfundament geführt, reichen von der Fundamentoberkante bis in die unterlagernde Tragschicht und ermöglichen so eine ggf. erforderliche Justierung / Hebung des Fundamentes durch punktgenaue, gezielte Injektionen von Expansionsharzen, wobei Ausdehnungskräfte von über 400kPa erreichbar sind. Hebungsinjektionen werden seit Jahren erfolgreich bei der Sanierung abgesackter Hallen- und Gebäudefundamente praktiziert, wobei Hebungsbeträge von 20 - 30 cm keine Seltenheit sind. Die benötigten Injektionslanzen werden normalerweise durch nachträgliche Bohrlöcher ( $\varnothing$  15 bis 20 mm) in den Untergrund eingeführt. Bei den WEA-Fundamenten in Winscales Moor wurde die Möglichkeit einer späteren gezielten Hebungsinjektion bereits im Planungsprozess vorgesehen. Nachträgliche Bohrungen durch das WEA-Fundament zur Einbringung der Injektionslanzen sind nicht mehr erforderlich und eine Beschädigung der Stahlarmierung der Fundamente wird vermieden.



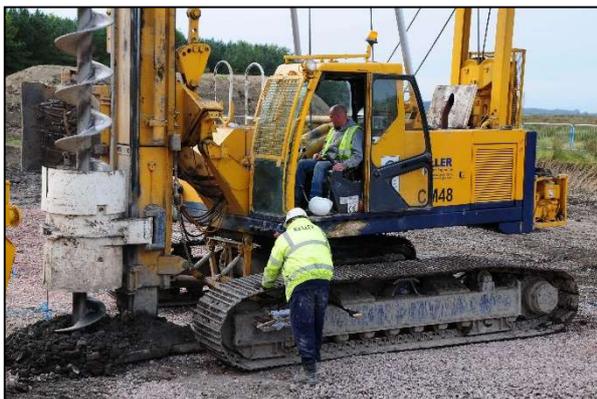
Abbildungen 3-2a und 3-2b: Blick auf die zur Setzungskorrektur installierten Leerrohre innerhalb des WEA-Fundamentes.

Das Eindringen von Sickerwasser in die Rüttelstopfsäulen und eine damit einhergehende Aufweichung der bindigen Auffüllungsmassen wird konstruktiv sowohl durch eine wasserundurchlässige Ausführung der Sauberkeitsschicht, als auch vorrangig durch die Herstellung einer

wassersperrenden Tonschürze am Rand des WEA-Fundamentes begegnet. Die lagenweise verdichtet eingebaute Tonschürze hat eine Mindestmächtigkeit von 75 cm und reicht seitlich mindestens 2 m weit über den äußeren Rand der Rüttelstopfsäulen und mindestens 1 m weit über das unterhalb der Tonschürze angeordnete Tragschichtpolster hinaus. In Kombination mit einer definierten Profilierung der Erdandeckung über dem WEA-Fundament, die dafür sorgt, dass anfallendes Niederschlagswasser zeitnah umlaufend in alle Richtungen von der Windenergieanlage weggeführt wird, schützt die Tonschürze das Tragschichtpolster sowie die Rüttelstopfsäulen vor dem Eindringen von Oberflächenwasser. Auf diese Weise wird das unerwünschte Aufweichen der tieferen Auffüllungsschichten dauerhaft verhindert.

### 4. Projektrealisierung

Im Zeitraum zwischen Juni 2008 und Januar 2009 wurden die Gründungsarbeiten für den geplanten Windpark Winscales Moor realisiert. Mittels eines Soilmec R412 CFA Schneckenbohrgerätes wurden von der Fa. Keller Ground Engineering die Löcher für die Rüttelstopfsäulen hergestellt, die anschließend mittels eines Schleusenrüttlers lagenweise verdichtet wieder verfüllt wurden. Das Vorbohren der Rüttelstopfsäulen war in Winscales Moor erforderlich, da erhebliche grobkörnige Festgesteinsanteile in den Verfüllmassen des ehemaligen Tagesbaus erwartet wurden. Für das eigentliche Einbringen des Schotters und seine anschließende Verdichtung wurde ein VIBROCAT Schleusenrüttler verwendet, der in die vorgebohrten Löcher eingeführt wurde und von unten nach oben die Rüttelstopfsäulen herstellte. Mit dieser Technik sind Rüttelstopfsäulen bis zu einer Länge von etwa 18 m herstellbar, allerdings waren am Standort Winscales Moor nur Rüttelstopfsäulen mit Längen zwischen minimal 6,0 m und maximal 10 m vorgesehen.



Abbildungen 4-1a und 4-1b: Herstellung der Rüttelstopfsäulen mittels eines Soilmec R412 CFA Schneckenbohrgerätes.

In einem Zeitraum von etwa 3 Monaten wurden in Winscales Moor an sechs der sieben WEA-Standorte insgesamt 7.293 lfdm. Rüttelstopfsäulen (924 Stück) hergestellt. Hierzu wurden insgesamt 4.450 t Schotter (Körnung 0/63) für die Säulen, sowie weitere 8.000 t Schotter innerhalb der lastverteilenden Tragschichtpolster, zusammen mit 2.300 m<sup>2</sup> Geogitter vom Typ Naue Secugrid 30/30 verbaut.

An jedem der sechs WEA-Standorte innerhalb des verfüllten Tagebaus wurde eine statische Probelastung durchgeführt, wobei auf einer Fläche von 2 m x 2 m eine Probelast von 300 kPa (entspricht dem zweifachen der Gebrauchslast) aufgebracht wurde. Die resultierenden Setzungen betragen zwischen 7,2 mm und 10,1 mm und wiesen die ausreichende Tragfähigkeit des realisierten Gründungssystems nach.



Abbildung 4-2: Blick auf die statische Probelastung auf einer Fläche von 2 m x 2 m mit einer Probelastung von 300 kPa, was der zweifachen Gebrauchslast entspricht.

Zur Überwachung der Schiefstellung der WEA-Fundamente wurden jeweils drei Messmarken an der untersten Turmsektion im Abstand von 120° Grad angebracht und ein Monitoring-Programm aufgelegt, bei dem die Neigung der WEA-Türme anfänglich alle drei Monate, später dann halbjährlich bzw. im jährlichen Rhythmus von einem Vermessungsingenieur eingemessen und ausgewertet wurde. Seit der Errichtung der WEA-Gründungen in Winscales Moor im Jahr 2009 wurden nur sehr geringe Differenzsetzungen, von weniger als 0,1 mm/m ermittelt, die im zulässigen Bereich liegen, obwohl eine vertikale Gesamtsetzung von 5 mm aufgetreten ist.

Aufgrund der extrem schwierigen Bodenverhältnisse in Winscales Moor betrugen die zusätzlichen Gründungskosten für diese sechs Windenergieanlagenstandorte etwa 255.000 Pfund Sterling. Seit der Errichtung des Windparks Winscales Moor sind 14 Jahre vergangen und bis heute hat es weder Fundamentschäden an den Windenergieanlagen gegeben, noch war eine Nachjustierung / Anhebung der WEA-Fundamente durch Hebungsinjektionen bisher erforderlich.

## 5. Zusammenfassung und Ausblick

Trotz der geringen Tragfähigkeit des Baugrundes im locker verfüllten ehemaligen Tagebau Winscales Moor, der für die geplante Bebauung mit Windenergieanlagen einen denkbar schwierigen Standort darstellt, konnte mit Hilfe der realisierten schwimmenden Rüttelstopfsäulengründung eine innovative und vergleichsweise kostengünstige Gründungsvariante erfolg-

reich realisiert werden. Das gewählte Gründungs-/Fundamentdesign vermeidet die am Standort Winscales ansonsten erforderlichen großen Pfahllängen einer klassischen Tiefgründung und bietet gegenüber der Pfahlherstellung auch noch Vorteile hinsichtlich der Toleranz beim Antreffen großer Blöcke / Findlinge innerhalb der Anschüttung. Während bei einer Pfahlgründung die Lastverteilung nicht mehr gegeben ist, wenn nur einer der projektierten Pfähle nicht annähernd seine Zieltiefe erreicht, ist das in Winscales Moor realisierte Gründungssystem mit 154 Stück schwimmenden Rüttelstopfsäulen verhältnismäßig unempfindlich gegen derartige Störungen, da sich die abzutragenden Lasten auf eine deutlich höhere Anzahl an baugrundverbessernden Elementen verteilen und das Versetzen einiger weniger Ansatzpunkte der Rüttelstopfsäulen somit unkritisch ist.

Durch die kleinräumige Installation vertikal das WEA-Fundament durchstoßender Leerrohre ist eine schnelle und einfache Handhabung ggf. aufgrund von Setzungen des Anschüttungskörpers erforderlicher zukünftiger Hebungsinjektionen gewährleistet. Die hierfür angedachten Injektionen von Expansionsharzen haben sich im Bereich der Sanierung abgesackter Hallen- und Gebäudedefundamente bereits vielfach bewährt und ermöglichen problemlos Hebungsbeträge bis in Größenordnungen von 20 - 30 cm.

Die Realisierung dieses innovativen Gründungssystems war nur durch einen intensiven und kontinuierlichen Gedankenaustausch zwischen Auftraggeber (Your Energy Ltd.), Baugrundgutachter (DMT / TÜV NORD), Statiker (A.L. Daines & Partners), der örtlichen Bauüberwachung (GBG) und den ausführenden Fachfirmen (Story Construction Ltd. & Keller Ground Engineering) während der gesamten Projektbearbeitung möglich. Darüber hinaus muss sowohl Story Construction Ltd. als insbesondere auch Your Energy Ltd. jeweils für ihren Mut gedankt werden, auf einem derartig schwierigen Baugrundstandort wie Winscales Moor auch ein „ungewöhnliches Gründungsdesign“ zu akzeptieren. Hierfür wird an dieser Stelle ausdrücklich allen Beteiligten nochmals gedankt.

### **Autoren dieses Beitrags**

Dipl.-Geol. Christian Schümann, TÜV NORD EnSys GmbH & Co. KG, Am TÜV 1, 45307 Essen; cschuemann@tuev-nord.de

M.A. George Ballard, GB Geotechnics Ltd., Downing Park Swaffham Bulbeck Cambridge, CB5 0NB England; gballard@gbg.co.uk

# Entwicklung eines Geoverbundsystems für Sicherheitsflächen an Start- und Landebahnen

M. Sc. M. Martin, Prof. Dr.-Ing. N. Meyer, Institute of Geo-Engineering, TU Clausthal-Zellerfeld

## 1 Kurzfassung

Den begrünten Nebenflächen der Start- und Landebahn kommt eine Vielzahl an sicherheitsrelevanten Aufgaben zu, welche auch ein definiertes Last-Verformungsverhalten des Bodens unter Radeinwirkung durch Luft- bzw. Bodenrettungsfahrzeuge bei unterschiedlichen Randbedingungen einschließt. Um diesen komplexen, vorrangig auf die Sicherheit für Passagiere und Maschine ausgelegten, internationalen Vorgaben der Flugsicherheitsbehörden nachzukommen, hat das Institute of Geo-Engineering mit der Soiltec GmbH, gefördert vom Bundesministerium für Bildung und Forschung, ein innovatives Geoverbundsystem entwickelt. Der folgende Beitrag zur Boden-Bugrad-Interaktion fokussiert den zielgerichteten Einsatz ausgewählter Geomesstechnik bei der Forschungs- und Entwicklungsarbeit innerhalb großmaßstäblicher Modellversuche am Überfahrversuchsstand der TU Clausthal sowie an deutschen Flughäfen.

## 2 Problemstellung

Die internationale Flugsicherheitsbehörde ICAO (*International Civil Aviation Organization*) definiert das seitliche Abkommen bzw. das Überfahren der Start- und Landebahn eines Flugzeugs als *runway excursion* (Runway Safety Programme, 2017). Der internationale Dachverband von Fluggesellschaften der Passagier- und Luftfrachtbeförderung IATA (*International Air Transport Association*) gab im Sicherheitsbericht für das Jahr 2019 vor der Coronavirus-Pandemie an, dass jeder dritte Zwischenfall im zivilen Luftverkehr weltweit diesem Havarieereignis zuzuordnen ist (Safety Report, 2019). Zugleich ist dem Aktionsplan der Europäischen Organisation zur Sicherung der Luftfahrt EUROCONTROL (*European Organisation for the Safety of Air Navigation*) zu entnehmen, dass die Anzahl an *runway excursion* seit Jahrzehnten stabil hoch liegt (European Action Plan, 2013). Das Online-Portal für Zwischenfälle in der Luftfahrt *Aviation Herald* berichtet aktuell für den Januar 2023 von 4 Ereignissen. Das Gefährdungspotential eines solchen Szenarios variiert für die Passagiere stark, geht aber meist zumindest mit einem hohen wirtschaftlichen Schaden der Betreibergesellschaft einher (Abbildung 1).



Abbildung 1: Beispiel einer *runway excursion* am Flughafen Maastricht Aachen 2017 (Dutch Safety Board, 2020)

Um das Risiko einer Beschädigung abkommender Flugzeuge zu reduzieren, befinden sich entlang bzw. vor der Start- und Landebahn die Streifen bzw. die RESA-Flächen (*Runway End Safety Areas*). Diese haben die Aufgabe durch eine kontrollierte Radeinsenkung, Flugzeuge schadensfrei zu entschleunigen (Abbildung 2). Durch das Einsinken des Flugzeugrads wird vor diesem ein Abbremswiderstand generiert (Ewert et al., 2015). Die Agentur der Europäischen Union für Flugsicherheit EASA (*European Aviation Safety Agency*) gibt auf Empfehlung der Flugzeughersteller aufgrund einer erhöhten Knickgefahr für Bugräder eine maximale Einsinktiefe von 15 cm vor (CS-ADR-DSN, 2022). In Anlehnung an Doc 9157 (*ICAO Aerodrome Design Manual-Runways*, 2020) fordert die FGSV (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen) im Merkblatt für Planung und Bau von Flugbetriebsflächen zugleich, dass diese Flächen jederzeit eine sichere Befahrbarkeit gegenüber Rettungs- und Brandbekämpfungsfahrzeuge vorzuhalten haben (MB PB FBF, 2020). Diese teils divergierenden Vorgaben zur Radeinsenkung sind für alle Flugzeugbelastungen und Witterungsverhältnisse (bspw. Frost, Starkregen, Trockenheit) einzuhalten (Rajewski, 2020).

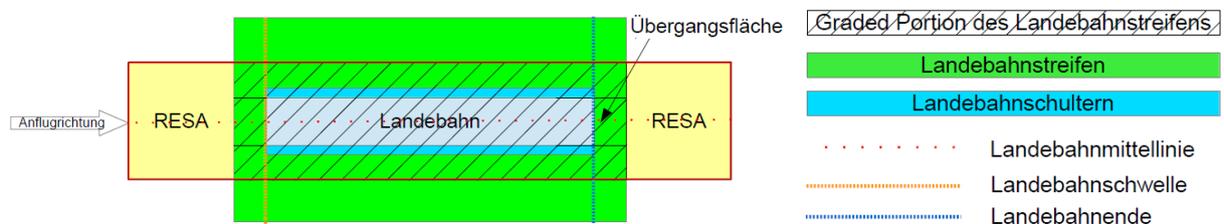


Abbildung 2: Streifen und RESA-Flächen (Runway End Safety Area) entlang einer Start- und Landebahn

Konventionelle RESA-Flächen und Streifen, bestehend aus gewachsenem Oberboden bzw. mineralischen Böden, können diese Anforderungen nicht immer bedienen. Vorversuche der TU Clausthal mit einem Bugrad eines A320 konnten nachweisen, dass sich durch einen heftigen Starkregen (40 l/m<sup>2</sup> innerhalb einer Stunde) die Abbremswirkung der Streifen um Zweidrittel reduziert, bei gleichzeitiger Verdreifachung der Radeinsinktiefe. Problematisch erscheint vor allem, dass bei den Witterungsbedingungen, mit denen ein erhöhtes Risiko einer *runway excursion* einhergeht (Sturm und Starkregen mit Aquaplaning, Frost mit Blitzeis), gleichzeitig eine Änderung der Bodenfestigkeit stattfindet (ATSB-Verkehrssicherheitsbericht, 2008).

### 3 Wirkungsweise

Die geschwindigkeitsabhängige Boden-Bugrad-Interaktion auf nachgiebigen Untergrund differenziert beim Bodenverhalten im "low speed-Bereich" nach Abbildung 3 zwischen den Modellvorstellungen des *displaceable material* (DMS) und dem *crushable material system* (CMS).

DMS-Systeme gründen zumeist auf künstlich hergestellten Tragschichten oder einem stark verdichteten Untergrund hoher Festigkeit (CBR-Wert > 15 bzw.  $E_{v2} > 75 \text{ MN/m}^2$ ). Auf diesem wird ein bis zu 20 cm mächtiges Schichtsystem, zumeist bestehend aus bindigem Oberboden, mit geringerer Festigkeit ausgebildet. Im Falle eines Abkommens des Flugzeugs von der Start- und Landebahn sinkt das Fahrgestell idealerweise in diesen Oberboden ein, wird jedoch durch die darunterliegende Tragschicht an einem weiteren Eindringen gehindert. Der vom Flugzeugrad verdrängte Oberboden wird unterhalb des Rades verdichtet, wobei sich eine Fahrspur ausbildet. Der Boden vor dem Rad türmt sich auf ("Bugwelle" bzw. "bow wave") und ist zusätzlich für das Entschleunigen des Flugzeugrads verantwortlich (FAA - ACRP Report 29, 2009).

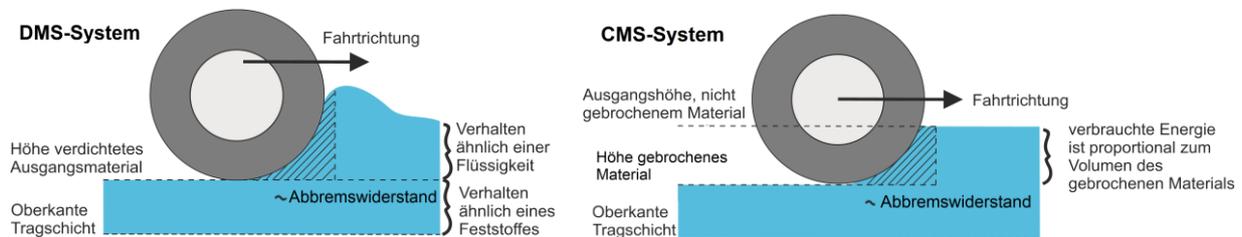


Abbildung 3: Unterschied zwischen *displaceable material system* (links) und *crushable material system* (rechts)

CMS-Systeme sind vom Aufbau her grundsätzlich mit den DMS-Systemen vergleichbar. Anstelle eines zumeist bindigen Oberbaumaterials wird hierbei jedoch ein zementgebundenes unter Beanspruchung brechendes Material verwendet (bspw. *crushed concrete*). Die für das Zerschneiden des Materials benötigte Energie wird dem Flugzeugrad entzogen, welches dadurch abgebremst wird. Entsprechend entwickelte Systeme werden im Bereich verkürzter Start- und Landebahnen eingesetzt, wo aufgrund topographischer (Gewässer, Geländesprünge) oder infrastruktureller (Straßen, Siedlung, weitere Start- und Landebahn) Gegebenheiten die Einhaltung der RESA-Abmessungen nicht möglich ist. Solch ein *Engineered Materials Arrestor System* (EMAS) dient als Notstopp-Bodenbelag und wird von der amerikanischen Bundesluftfahrtbehörde FAA (*Federal Aviation Administration*) im Einzelfall zertifiziert.

Die Leistungsfähigkeit beider Wirkungsweisen kann über den *Drag Ratio* beschrieben werden. Dieser dimensionslose Quotient aus Reifenwiderstandskraft und Vertikalkraft (Abbildung 4, links) ergibt sich aus der normierten Superposition der Rollreibrbeitsarbeit sowie der Bodenverdrängungs- und Bodenverdichtungsarbeit des Flugzeugrads für eine betrachtete Entschleunigungsstrecke. Der nach KRAFT (1968) in Abhängigkeit der Flugzeuggeschwindigkeit in 3 Bereiche unterteilte *Drag Ratio* (Abbildung 4, rechts), wird im Bereich I und II vor allem von der Belastungsrate (Impuls) und der Bodenreaktion (Trägheitswiderstand) beeinflusst. Ansätze eines klassischen Rollwiderstands auf fester Fahrbahn, wie es im Straßenverkehrswesen üblich ist, sind nicht mehr zulässig (Gibbesch, 2003).

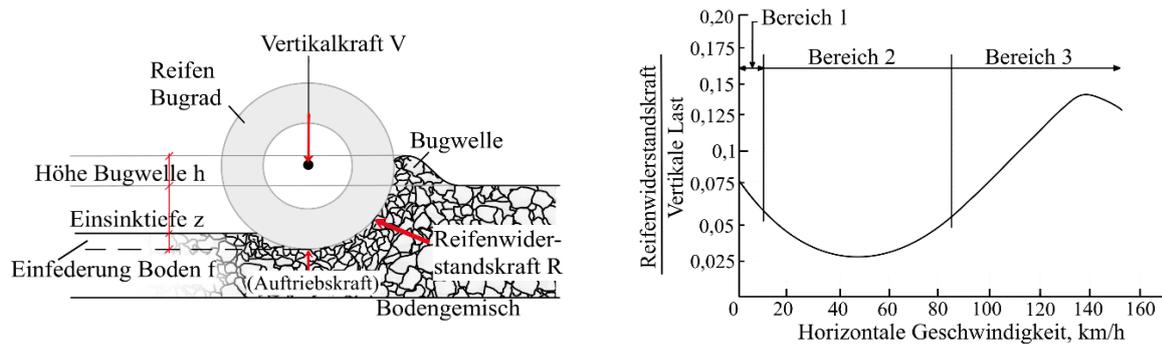


Abbildung 4: Boden-Bugrad-Interaktion (links) und Geschwindigkeitsabhängigkeit des  $Drag Ratio$  (rechts)

Basierend auf umfangreichen Untersuchungen, u.a. durch das US-Militär in den 50er bis 70er Jahren, besteht die Möglichkeit in Abhängigkeit der Bodenart, der Reifenparameter, der Radlast sowie der Flugzeuggeschwindigkeit auf Grundlage eines analytisch-empirischen Ansatzes, den  $Drag Ratio$  und die dazugehörige Radeinsinktiefe eines Flugzeugs rechnerisch näherungsweise für einen homogenen Boden zu bestimmen (Fricke et al., 2019).

## 4 Aufgabenstellung

Aufgrund der speziellen Anforderungen an die Streifen und RESA-Flächen entlang der Start- und Landebahn haben das Institute of Geo-Engineering der TU Clausthal (IGE), der Geosystemanbieter Soiltec GmbH sowie mehrere deutsche Flughäfen sich zur Aufgabe gemacht, ein innovatives Geoverbundsystem zu entwickeln, welches ein witterungsunabhängiges Verformungs- und ein spannungsabhängiges Versagensverhalten aufweist. Diese aus modifizierten Geokunststoffen und ausgewählten Leichtbaustoffen entwickelte Struktur, galt es im Überfahrversuchsstand der TU Clausthal systematisch für die Eignung als zuverlässige und zukunftsfähige Sicherheitsfläche für Flughäfen zu analysieren. Gegenüber den mitunter über Wochen anhaltenden Überfahrversuchen oberhalb konventioneller Straßenaufbauten, mussten für die Untersuchungen an Flugbetriebsflächen entsprechende Spezifikationen vorgenommen werden: Einbau eines Bugrads ( $D = 100 \text{ cm}$ , 12 bar), Herstellung eines ICAO konformen Unterbaus (CBR-Wert = 15-20 %), Erhöhung Messfrequenz, Ansaat Verbundstruktur (Abbildung 5).



Abbildung 5: Überfahrversuchsstand mit Einbau eines begrünten Streifens (links) und Bugrad eines A320 (rechts)

## 5 Überfahrversuche Bugrad

### 5.1 Messtechnik

Die Versuchsanlage erfasst über eine Messtrecke von 6 m die Radlast, die Radeinsenkung, die Fahrtgeschwindigkeit sowie die Antriebskraft. Über eine Front- und eine Seitenkamera (*GoPro*) wird die Bugwelle vor und neben dem Rad aufgezeichnet. Über die gemessenen Versuchsgrößen kann der *Drag Ratio* mit dazugehöriger Fahrspurtiefe für jedes System ermittelt werden.

Mit Hilfe eines Laserscanners an der Hallendecke über dem Versuchsfeld werden 3D-Modelle vor und nach einem Überfahrversuch des Bugrads von dem eingebauten Bodensystem erzeugt (Abbildung 6, links). Bei mehrmaliger Überfahrt (Tandemkonfiguration bei Hauptfahrwerken) wird für jede Epoche ein räumliches Oberflächenmodell erzeugt. Durch Differenzbetrachtung der 3D-Modelle können die räumlichen Oberflächenveränderungen auf unter einen halben Millimeter genau ausgegeben werden (Abbildung 6, rechts). Für ausgewählte Quer- und Längsschnitte, bspw. die Radeinsenkung in der Fahrtachse, können die Höhenprofile über eine Farbskala oder zahlenmäßig ausgegeben werden.

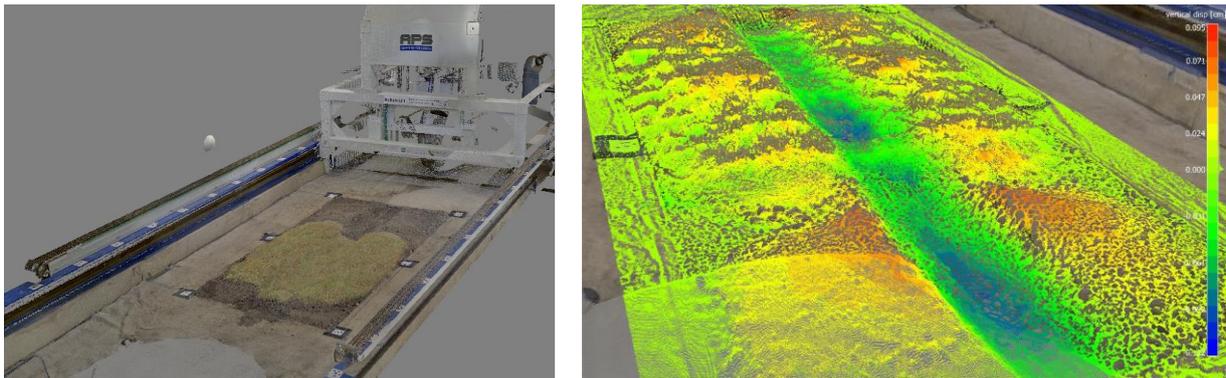


Abbildung 6: eingefärbte Punktwolke Überfahrversuchsstand (links) Oberflächenverformung Versuchsfeld (rechts)

### 5.2 Parameterstudie und Interaktionsverhalten

Der *Drag Ratio* (Abbremswiderstand) eines mineralischen Bodens kann durch die experimentelle Variation bspw. der Einbaudichte, des Wassergehalts, der Korngrößenverteilung, der Kornfestigkeit oder der Kornform gezielt eingestellt werden. Dabei gilt nicht der Grundsatz, dass eine hohe Radeinsenkentiefe zugleich eine große Rückhaltewirkung auf das Flugzeug besitzt bzw. ein locker gelagerter, gering tragfähiger Boden mit hohen Radabbremswiderständen einhergeht, wie es beispielsweise bei den in Kapitel 4 vorgestellten analytischen Ansatz Berücksichtigung findet (Abbildung 7, links). Ähnlich verhält es sich mit den Scherparametern, die bei den hohen Spannungsgradienten in Wechselwirkung mit einem ausgeprägten Kornbruchverhalten stehen. Numerische bzw. rheologische Bodenmodelle, die zur Beschreibung der Boden-Bugrad-Interaktion herangezogen werden, können dieses komplexe Verhalten gegenüber den durchgeführten 1:1 Überfahrversuchen nicht mehr ausreichend genau abbilden.

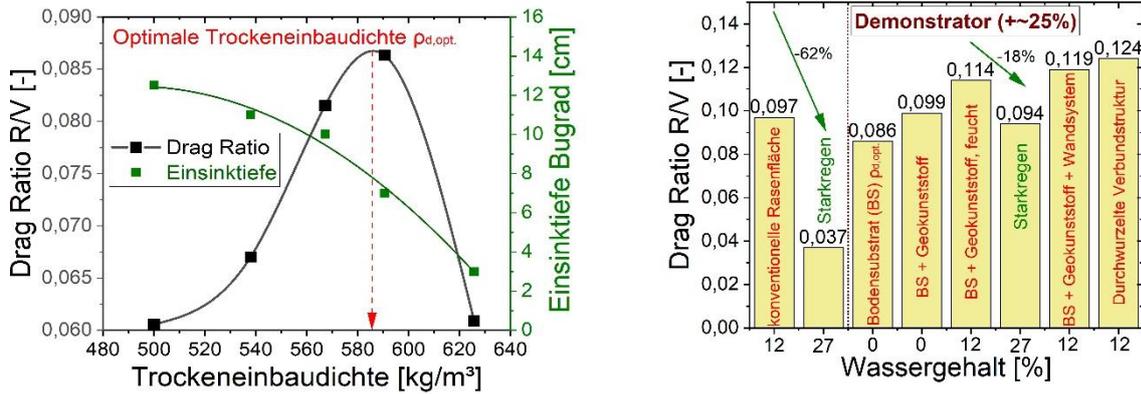


Abbildung 7: Drag Ratio in Abhängigkeit der Einbaudichte u. Radeinsinktiefe für ein Bodensubstrat (links), Interaktionsverhalten und Strukturoptimierung des Geoverbundsystems (rechts)

Durch gezielte Erweiterungen eines zuvor festgelegten Bodensubstrats um eine Wandstruktur, ein Trägersystem und einer Vegetationsebene (Wurzeleinwirkung) wurden weitere Abbremswiderstände in das Geoverbundsystem versuchstechnisch implementiert. Da eine Superposition der einzelnen Zuwächse des Drag Ratio nicht zulässig waren, wurde das Geoverbundsystem zur Analyse des Interaktionsverhaltens versuchstechnisch stückweise erweitert (Abbildung 7, rechts). Gegenüber konventionellen Sicherheitsflächen bzw. Streifen entlang der Start- und Landebahnkonnte konnte somit ein Zuwachs der Rückhaltewirkung bzw. in Anlehnung an SHARP (1969) eine rechnerische Verkürzung der Abbremsstrecke um 25 % erzielt werden.

### 5.3 Strukturoptimierung

Neben der räumlichen Bestimmung der Radeinsinktiefe wurden die visualisierten Oberflächenverformungen auch dafür herangezogen, um Bruchmechanismen zu identifizieren und entsprechende Optimierungen an der Geoverbundstruktur vorzunehmen: Ein Bodensubstrat bestehend aus abgerundeten Körnern verhält sich bei der Raddurchfahrt fluidartig, ein verdichtetes und verzahntes Korngemisch versagt dagegen vorrangig auf Abscheren, eine periodische Wandstruktur erzeugt durch das wiederholte Einbrechen des Bugrads gezielt Bruchmischeln, denen ein konkreter Abbremswiderstand messtechnisch zugeordnet werden kann (Abbildung 8). Wandstrukturen können zugleich ein fluidartiges Bodenverhalten unterbinden.

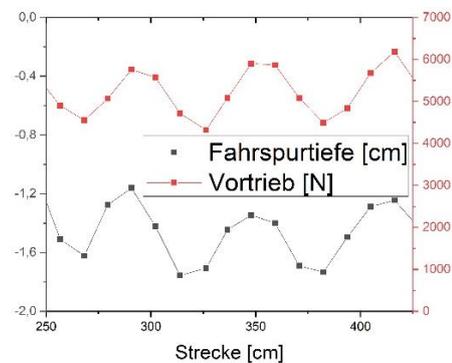
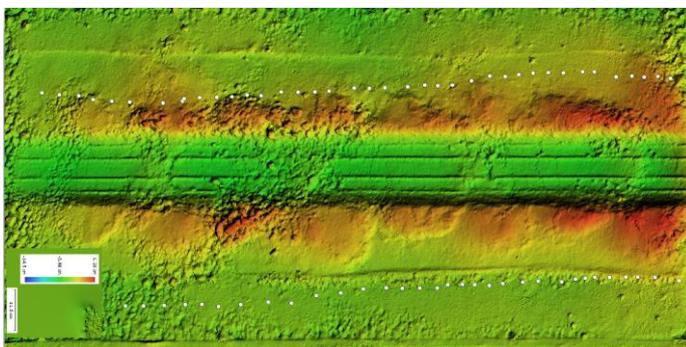


Abbildung 8: Bruchmuscheln Verbundsystem infolge Bugraddurchfahrt (links), gemessene Parameter (rechts)

Durch die Einflussnahme auf das Füllmaterial, die Öffnungsweite und die Dehnsteifigkeit der Wandstruktur, konnte somit eine Geoverbundstruktur mit einem möglichst hohen Abbremswiderstand erzeugt werden. Ziel der Anpassungen war es einen Zustand zu erreichen, bei dem das Rad immer wieder ohne Verweilzeit am tiefsten Punkt der Fahrspur erneut, wie ein Eisbrecher, gegen die Wandstruktur arbeitet und Energie absorbiert (vgl. Abbildung 8, rechts).

## 6 Geoverbundstruktur

### 6.1 Witterungsunabhängigkeit

Einhergehend mit der experimentellen Erhöhung des Abbremswiderstands (*Drag Ratio*) gegenüber konventionellen Nebenflächen der Start- und Landebahn, galt es diesen auch bei Trockenheit, Frost oder Starkregen nachweislich und möglichst verlustfrei vorzuhalten. Entsprechend wurde das entwickelte und begrünte Geoverbundsystem bei normaler Bodenfeuchte, bei einem Extremstarkregenereignis (45 l/m<sup>2</sup>\*h), bei Bodenfrost (Stickstoffvereisung) und anhaltender Trockenheit (10 Wochen) erprobt. Tabelle 1 ist zu entnehmen, dass gegenüber einem gewachsenen Oberboden, der je nach Wassergehalt aufweicht bzw. sich verfestigt, die Einsinktiefe des Bugrads annähernd konstant bleibt. Zugleich liegt der geringste Abbremswiderstand von 0,098 (Bodenfrost) immer noch höher als der Messwert von 0,097 einer konventionellen Sicherheitsfläche bei normalem Wassergehalt von 12 % (Abbildung 7, rechts).

Tabelle 1: Einsinktiefe und Drag Ratio des Bugrads in Abhängigkeit unterschiedlicher Witterungsszenarien

Szenario	Basismodell	Starkregen	Bodenfrost	Trockenheit
gemittelte Einsinktiefe [cm]	6	7	5	7,5
gemittelter Drag Ratio [-]	0,124	0,113	0,098	in Bearbeitung

### 6.2 Kontrollierte Radeinsenkung

Basierend auf einer Analyse der Reifenkontaktspannung von derzeit auf Flughäfen eingesetzten Rettungs- und Brandbekämpfungsfahrzeugen sowie ausgewählten Flugzeugen der Codezahl C bis F (ICAO Annex 14, 2022), wurde ein Grenzkriterium zum Versagensverhalten der Geoverbundstruktur definiert.

Ziel der Parameterstudie und der Untersuchungen zum Interaktionsverhalten in Kapitel 5 war es auch, ein Substratgemisch, ein Trägersystem und eine Wandstruktur so zu entwickeln, dass dieses in Kombination bei Radeinwirkungen durch Bugfahrwerke zuverlässig Einsinktiefen kontrolliert bis maximal 15 cm generiert, zugleich aber bei Radeinwirkungen durch Bodenrettungsfahrzeuge verformungsarm performt und somit eine sichere Befahrbarkeit dieser gewährleistet.

Diesen Ansatz, eines spannungsabhängigen Versagensverhaltens der Geoverbundstruktur, galt es anschließend in Kombination eines zugleich witterungsunabhängigen Verformungsverhaltens im Reallabor unter Beweis zu stellen.

## 7 Reallabor

### 7.1 Reallabor Flughafen Braunschweig-Wolfsburg

Am Flughafen Braunschweig-Wolfsburg wurde ein 20 m langes Testfeld, bestehend aus mehreren aneinander gereihten Geoverbundstrukturen, erstellt. Der hintere Streckenabschnitt (10 m) und die sich anschließende Rasenfläche wurde mit 60 l/m<sup>2</sup> innerhalb einer Stunde von der Flughafenfeuerwehr bewässert (Simulation Extremstarkregenereignis). Anschließend ist ein breitbereifter Panther 6x6 mit 39 t und ein schmalbereifter Buffalo 6x6 mit 27 t Gesamtgewicht die Teststrecke und die sich anschließende Rasenfläche abgefahren (Abbildung 9). Die gemittelten Fahrspurtiefen liegen der Differenzberechnung der vor und nach den Überfahrten bildbasiert erstellten 3D-Modellen (Photogrammetrie) zugrunde und können Tabelle 2 entnommen werden. Die Fahrspurtiefe hat im bewässerten Streckenabschnitt beim Panther von 2,5 cm auf 3,2 cm und beim Buffalo von 4,2 cm auf 4,9 cm zugenommen. Ein witterungsunabhängiges Verformungsverhalten und eine sichere Befahrbarkeit konnte für dieses Szenario nachgewiesen werden. Zugleich zeigte sich bei der konventionellen Rasenfläche im bewässerten Bereich eine bis zu 20 cm tiefe Fahrspur beim Buffalo, welcher drohte sich festzufahren.



Abbildung 9: Überfahrversuche Panther 6x6 und Buffalo 6x6 auf Teststrecke bestehend aus Geoverbundstrukturen

### 7.2 Reallabor Flughafen Stuttgart

Am Stuttgarter Flughafen wurde eine ca. 80 t schwere Tupolew mit einem Schlepper über 3 Testfelder gezogen. Es wurden neben der erstmaligen Durchführung einer Überfahrt mit einem Zwillingsreifen (Abbildung 10) auch das Materialverhalten eines stark bewässerten Testfelds untersucht. Abschließend erfolgte eine Überfahrt mit einem ca. 35 t schweren Hauptfahrwerk.

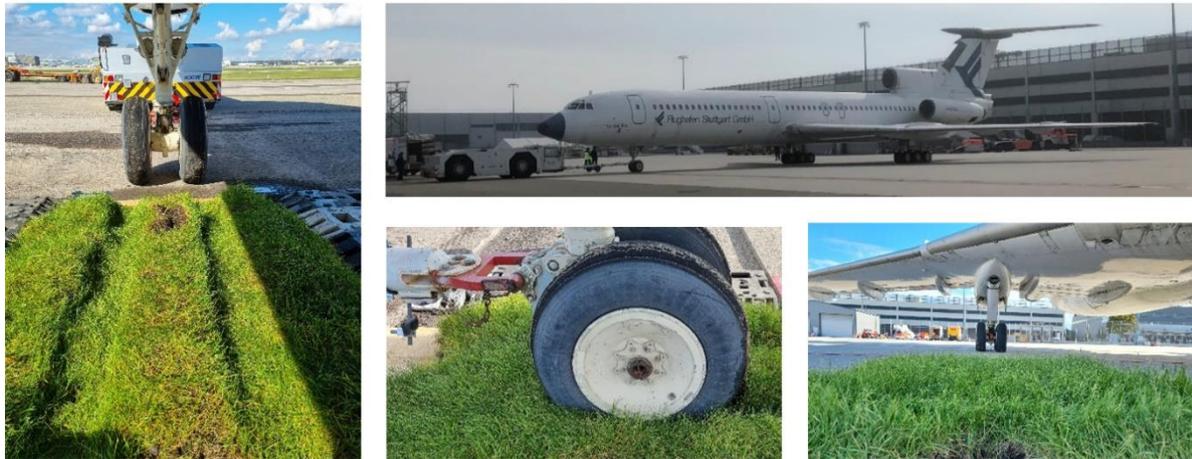


Abbildung 10: Überfahrversuche mit Geoverbundstruktur am Stuttgarter Flughafen mit einer Tupolew B-154

Tabelle 2 ist zu entnehmen, dass eine Bewässerung des Testfelds keinen größeren Einfluss auf die Einsinktiefen des Zwillingsfahrwerks genommen hat. Zugleich wird aber ersichtlich, dass gegenüber der Einsinktiefen der Fahrzeuge der Flughafenfeuerwehr ein entsprechend spannungsabhängiges Versagensverhalten mit einhergehender Fahrspurbildung beim Bugfahrwerk eingetreten ist. Gegenüber den Rädern des Panthers 6x6 liegt die Einsinktiefen des Bugfahrwerks über 4-mal so hoch. Eine im Anschluss durchgeführte Schadensanalyse an der Geoverbundstruktur bestätigte die zuvor entwickelte Funktionsweise des Grenzkriteriums.

Ca. 95 % der Flugzeuglast verteilt sich auf die Hauptfahrwerke. Folglich entsprachen die bei der Überfahrt des Hauptfahrwerks erzeugten 15 cm Spurtiefen des Verbundsystems fast der Gesamtaufbauhöhe und zeigten auf, dass es dort weitere Analysen/Ertüchtigungen bedarf.

Tabelle 2: Vergleich der Radeinsinktiefen Flugzeug und Feuerwehrfahrzeug bei unterschiedlichen Szenarien

Szenario	Versuch Flugzeug Bugrad		Versuch Flughafenfeuerwehr <u>Panther 6X6/Bufalo6X6</u>			
	entwickeltes Geoverbundsystem		konventionelle Rasenfläche			
[cm]	Basis	bewässert	Basis	bewässert	Basis (trocken)	bewässert
gemittelte Einsinktiefen	11	11,5	<u>2,5/4,2</u>	<u>3,2/4,9</u>	<u>1/1</u>	<u>bis 9/19,5</u>

## 8 Zusammenfassung und Ausblick

Das Gedankenmodell, das durch ein spezielles Bodensubstrat in Kombination mit ausgewählten Geokunststoffen ein schlagartiges sowie spannungsabhängiges Versagensverhalten und zugleich ein witterungsunabhängiges Verformungsverhalten erzeugt werden kann, wurde im Einklang der internationalen Anforderungen grundsätzlich nachgewiesen. Im Rahmen der Forschungs- und Entwicklungsarbeit an der Geoverbundstruktur konnte zusätzlich ein um 25 % höherer Abbremswiderstand gegenüber konventionellen Sicherheitsflächen an Start- und Landebahnen generiert und die Funktionsfähigkeit im Reallabor nachgewiesen werden.

Darauf aufbauend soll das System in einem nächsten Schritt in Hinblick auf die Lasteinwirkung durch Hauptfahrwerke (Lastniveau und Widerbelastung Tandemfahrwerk) optimiert werden. Im Anschluss gilt es die Boden-Rad-Interaktion des Geoverbundsystems auch im höheren Geschwindigkeitsbereich (*low static*) zu analysieren, um abschließend einen geschwindigkeitsabhängigen Bemessungsansatz zur Bestimmung der Abbremsstrecke und der dazugehörigen Radeinsenkung für ein beliebiges Flugzeug angeben zu können.

### **Autoren**

M. Sc. M. Martin, Prof. Dr.-Ing. N. Meyer

Institute of Geo-Engineering

Erzstraße 18, 38678 Clausthal-Zellerfeld

## **9 Quellenverzeichnis**

### **Literatur**

Ewert, W. F.; von Maubeuge, K. und Werner, R. (2015): *Befestigte Flugbetriebsflächen als Basis von Hazard Analyses am Beispiel des Flughafens Berlin-Brandenburg International*. Beitrag Tagungsband zum Vortrag der FS-KGEO, 2015. Informations- und Vortragstagung der Fachsektion "Kunststoffe in der Geotechnik" am 26.3.2015 in München.

Fricke, H.; Schlosser, M., Garcia, M. A. und Kaliske, M. (2019): *Embedding aircraft system modeling to ATM safety assessment techniques. The runway excursion safety case for runway strips with reduced strength*. Transportation Research Interdisciplinary Perspectives, Artikel 100026, 3/2019, <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2590198219300260>

Gibbesch, A. (2003): *Reifen-Boden Interaktion von Flugzeugen auf nachgiebigen Landebahnen bei hohen Geschwindigkeiten*. Deutsches Zentrum für Luft- und Raumfahrt, Institut für Aeroelastik, Fahrzeug-Systemdynamik, Weßling.

Kraft, D. C. (1968): *Analytical Landing Gear - Soils Interaction - Phase I*. Technical Report AFFDL-TR-68-88. Wright-Patterson Air Force Base, Ohio.

Rajewski, G. (2020): *Straßen- und Flugbetriebsflächen – ein himmelweiter Unterschied*. Straße und Autobahn 71 (4), S. 307-317.

Sharp, A. L. (1969): *Computer Programs for the Prediction of Aircraft Take-Off Performance on Clay and Sand Airfields*. Technical Report AFFDL-TR-68-115. Wright-Patterson Air Force Base, Ohio.

### **Normen und Regelwerke**

EASA - European Aviation Safety Agency (2022): *Certification Specification (CS) and Guidance Material (GM) for Aerodromes Design (CS-ADR-DSN)*, Annex to ED Decision 2022/006/R, 6. Auflage, Köln.

FGSV - Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (2020): *Merkblatt für Planung und Bau von Flugbetriebsflächen (M PB FBF)*, 1. Auflage, Bergisch Gladbach.

ICAO - International Civil Aviation Organization (2020): *Aerodrome Design Manual –Runways (Doc 9157 - Part 1)*, 4. Auflage, Montréal.

ICAO - International Civil Aviation Organization (2022): *Annex 14 – Aerodromes – Volume I – Aerodromes Design and Operations*, 9. Auflage, Montréal.

## Internet

ATSB – Australian Transport Safety Bureau (2008): *Runway excursions – Part 1: A world-wide review of commercial jet aircraft runway excursions*, Abschlussbericht zur Sicherheit im Luftverkehr AR-2008-018(1), Civic Square. <https://skybrary.aero/sites/default/files/bookshelf/665.pdf> (zuletzt abgerufen am 24.3.2023)

DSB - Dutch Safety Board (2020): *Runway excursion after loss of thrust at low speed*, Untersuchungsbericht, Den Haag. <https://www.onderzoeksraad.nl/en/page/4875/runway-excursion-maastricht-aachen-airport-11-november-2017> (zuletzt abgerufen am 24.3.2023)

EUROCONTROL - European Organisation for the Safety of Air Navigation (2013): *European Action Plan for the Prevention of Runway Excursions*, Edition 1, Brüssel. <https://www.eurocontrol.int/publication/european-action-plan-prevention-runway-excursions> (zuletzt abgerufen am 24.3.2023)

FAA - Federal Aviation Administration (2009): *ACRP Report 29 - Developing Improved Civil Aircraft Arresting Systems*, Abschlussbericht vom Airport Cooperative Research Program des Transportation Research Board, Washington. <https://nap.nationalacademies.org/catalog/14340/developing-improved-civil-aircraft-arresting-systems> (zuletzt abgerufen am 24.3.2023)

IATA - International Air Transport Association (2019): *Safety Report 2019*, Ausgabe vom April 2020, Edition 56, Montréal. <https://www.iata.org/contentassets/4d18cb077c5e419b8a888d387a50c638/iata-safety-report-2019.pdf> (zuletzt abgerufen am 24.3.2023)

ICAO - International Civil Aviation Organization (2017): *Runway Safety Programme – Global Runway Safety Action Plan*, 1. Auflage, Montréal. <https://www.icao.int/safety/runwaysafety/Pages/default.aspx> (zuletzt abgerufen am 24.3.2023)

# High-Performance Modellierung zur impactbasierten Vorhersage von Sturzfluten

*Dr.-Ing. Julian Hofmann, Prof. Dr.-Ing. Holger Schüttrumpf, Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, RWTH Aachen University*

## 1 Einleitung

In den letzten Jahren haben Starkregen und dadurch ausgelöste Sturzfluten enorme Schäden an Personen und baulicher Infrastruktur verursacht. Die sturzflutartigen Ereignisse in Braunschweig und Simbach (2016), Berlin (2017), Nordharz (2017) sowie insbesondere das Hochwasserereignis im Juli 2021 haben gezeigt, wie zerstörerisch die Auswirkungen extremer Niederschläge sein können. In urbanen Gebieten übersteigen Starkniederschlagsereignisse schnell die Abflusskapazität der lokalen Entwässerungssysteme und führen zu urbanen Überflutungen, welche insbesondere durch ihr plötzliches und hochdynamisches Auftreten charakterisiert sind (EC and WGF 2016). Verstärkt durch den Klimawandel, sowie die zunehmende Urbanisierung und veränderte Flächennutzung stellen Sturzflutereignisse eine zunehmende Herausforderung für die zivile Sicherheit dar (Martel et al. 2020; Stephen Blenkinsop et al. 2021)

Warnungen vor starkregeninduzierten Überflutungen stützen sich bislang hauptsächlich auf die Vorhersage meteorologischer Parameter oder auf das Monitoring einzelner Gewässerpegel. Jüngste Ereignisse zeigen jedoch, dass diese Informationen unzureichend sind, um die Bevölkerung vor den lokalen topografiebedingten Überflutungsgefahren zu warnen. Mikroskalige Überflutungsmodelle auf Basis hydrodynamischer (HD) Verfahren sind zwar vorhanden und liefern detaillierte Ergebnisse, weisen derzeit aber zu hohe Rechenzeiten für operationelle Warnsysteme auf (Teng et al. 2017; Mudersbach et al. 2022). Bisherige Forschungsmethoden erfordern den Gebrauch von Supercomputern oder basieren auf einfachen datengetriebenen Modellen, erfüllen jedoch nicht die notwendige Anforderung eines praxistauglichen Vorhersagemodells. Weiterhin wird bislang lediglich versucht die hydrologische Gefahr vorherzusagen, wobei das Schadenspotenzial kritischer Infrastrukturen meist völlig außer Acht gelassen oder nur unzureichend in den Warnungen berücksichtigt wird (Hofmann 2018).

Dieser Beitrag zeigt die Entwicklung eines impactbasierten und intelligenten Vorhersagesystems zur Echtzeitberechnung starkregeninduzierter Überflutungsereignisse. Hierzu werden Verfahren der hydrodynamischen Modellierung mit neusten Verfahren der Künstlichen Intelligenz gekoppelt innerhalb des sogenannten floodGAN-Modells kombiniert. Das floodGAN-Modell stellt die Kernkomponente des konzipierten Vorhersage- und Warnsystems dar. Es bezieht sowohl die hydrologische Gefahr als auch das Schadenspotenzial der Infrastrukturen in seine Warnung mit ein und lokalisiert jene urbanen Bereiche, die im Starkregenfall besonders betroffen sind und gesonderte Maßnahmen erfordern. Das integrative System bietet zudem die Möglichkeit weitere (Geo)-Komponenten in die Vorhersage miteinzubeziehen, um eine Prognose von möglichen Kaskadeneffekten zu ermöglichen.

Das Verfahren sowie Berechnungsergebnisse des Systems werden am Beispiel der Stadt Aachen sowie dem Starkregenereignis am 29.05.2018 dargestellt, welches signifikante Schäden in der Stadt Aachen verursacht hat.



Abbildung 1: Starkregenereignis am 29.05.2018 in Aachen (Hofmann, 2018)

## 2 Methodik und Modellkonzept

Im Ereignisfall einer Sturzflut hat der Schutz der Bevölkerung sowie der kritischen Infrastruktur höchste Priorität. Vorhersage- und Warnsysteme für Sturzflutereignisse müssen schnell und effektiv vor den Gefahren der Überflutungsfolgen warnen. Starkregeninduzierte Abflussprozesse weisen i.d.R. sehr kurze Reaktionszeiten sowie hohe Dynamiken in Abhängigkeit der örtlichen Topographie, Gewässerbedingungen, sowie städtischen Strukturen auf. In diesem Zusammenhang ist nicht nur die reine Vorhersage der hydraulischen Strömungs- und Überflutungsprozesse, sondern auch die Abschätzung der Betroffenheit der Zivilbevölkerung und kritischer Infrastrukturen von großer Bedeutung. Stromausfälle, betroffene Krankenhäuser oder abgeschnittene Rettungswege schaffen zusätzliche Risiken und müssen daher für ein effektives Risiko- und Katastrophenmanagement berücksichtigt werden.

Ziel des entwickelten impactbasierten Vorhersagesystems ist es daher sowohl die Überflutungsgefahr als auch die Anfälligkeit der städtischen Infrastruktur innerhalb der Prognose und Warnung mit einzubeziehen. Das Modellkonzept beinhaltet die Kopplung der folgenden drei Modelle (Abbildung 2-1):

- Niederschlagsvorhersagemodell (z.B. Deutschen Wetterdienst)
- KI-basiertes Überflutungsmodell floodGAN
- Risiko-Modell zur Abschätzung der Auswirkungen und Betroffenheit

Im Folgenden wird das Kernmodell „floodGAN“ näher beschrieben. Das Modell wurde speziell für die Echtzeitberechnung von zweidimensionalen Überflutungsprozessen entwickelt und basiert auf neusten Verfahren der künstlichen Intelligenz (KI). Primäres Ziel ist hierbei die Über-

tragung des rechenintensiven Problems der Überflutungsvorhersage in eine hochdimensionale mathematische Operation. Dies bedeutet, dass komplexe, nichtlineare Zusammenhänge der physikalischen Niederschlags-Überflutungsprozesse analysiert, erlernt und in innerhalb des floodGAN-Modells einfachere Rechenoperationen transferiert werden.

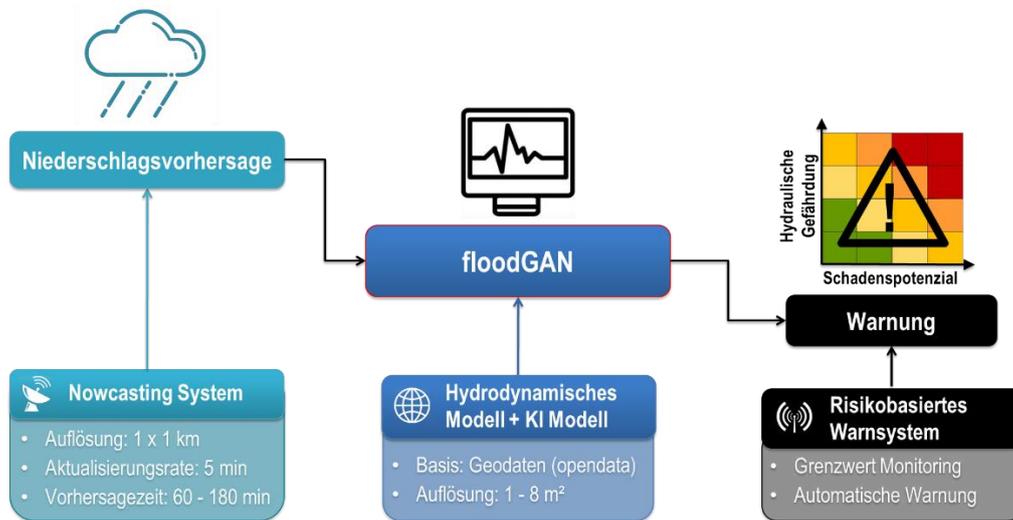


Abbildung 2-1: Modellkonzept des impactbasierten Vorhersage- und Warnsystems

Das floodGAN Modell besteht aus zwei KI-Modellen, dem Generator (G) sowie dem Diskriminator (D). Der Workflow zum Aufbau und Training des floodGAN-Modells ist in Abbildung 2-2 dargestellt. Die Pipeline besteht aus drei Prozessphasen: (1) Datenerzeugung, (2) Offline-Training, Validierung und Test und (3) Online-Vorhersage.

In Phase 1 werden zahlreiche räumlich variable synthetische Niederschlagsereignisse auf Grundlage eines entwickelten Niederschlagsgenerators erzeugt. Anschließend wird ein hydrodynamisch-numerisches 2D-Modell zur Berechnung der szenarienspezifischen Überflutungsprozesse genutzt. Als Ergebnis wird ein kombinierter Datensatz bestehend aus Niederschlagsszenarien und dazugehörigen Überflutungsprozessen erstellt. Zur Gewährleistung einer effektiven und kontinuierlichen Generation der Trainingsdaten, wurde ein automatisiertes Batch-Berechnungsverfahren entwickelt.

In Phase 2 wird der kombinierte Datensatz in einen Trainings-, einen Validierungs- und einen Testdatensatz aufgeteilt. Während der Trainings- und der Validierungsdatensatz zum Anlernen des floodGAN-Modells sowie zur Optimierung der Modellparameter verwendet werden, dient der Testdatensatz zur abschließenden Evaluierung der Performance des Modells. Während des Trainingsprozesses werden sowohl der Diskriminator (D) als auch der Generator (G) trainiert und optimiert. In Phase (c) ist das trainierte floodGAN-Modell in der Lage durch eine Live-Kopplung zum Niederschlagsvorhersagesystem (Stufe c) Überflutungsprozesse in Echtzeit berechnen.

Aufbauend auf dem entwickelten Modell in Hofmann und Schüttrumpf (2021) wurde das floodGAN-Modell insofern weiter modifiziert, dass es eine dynamische Sequenz von Niederschlagsvorhersagen verarbeiten kann. Im Trainingszustand erhält das Modell alle 5 Minuten sowohl einen definierten Niederschlagsinput als auch die dazugehörigen berechnete Überflutungssimulation zum Zeitpunkt  $t$ . Auf diese Weise erlernt das Modell die kontinuierlichen Überflutungsprozesse, welche auf ein Niederschlagsereignis folgen.

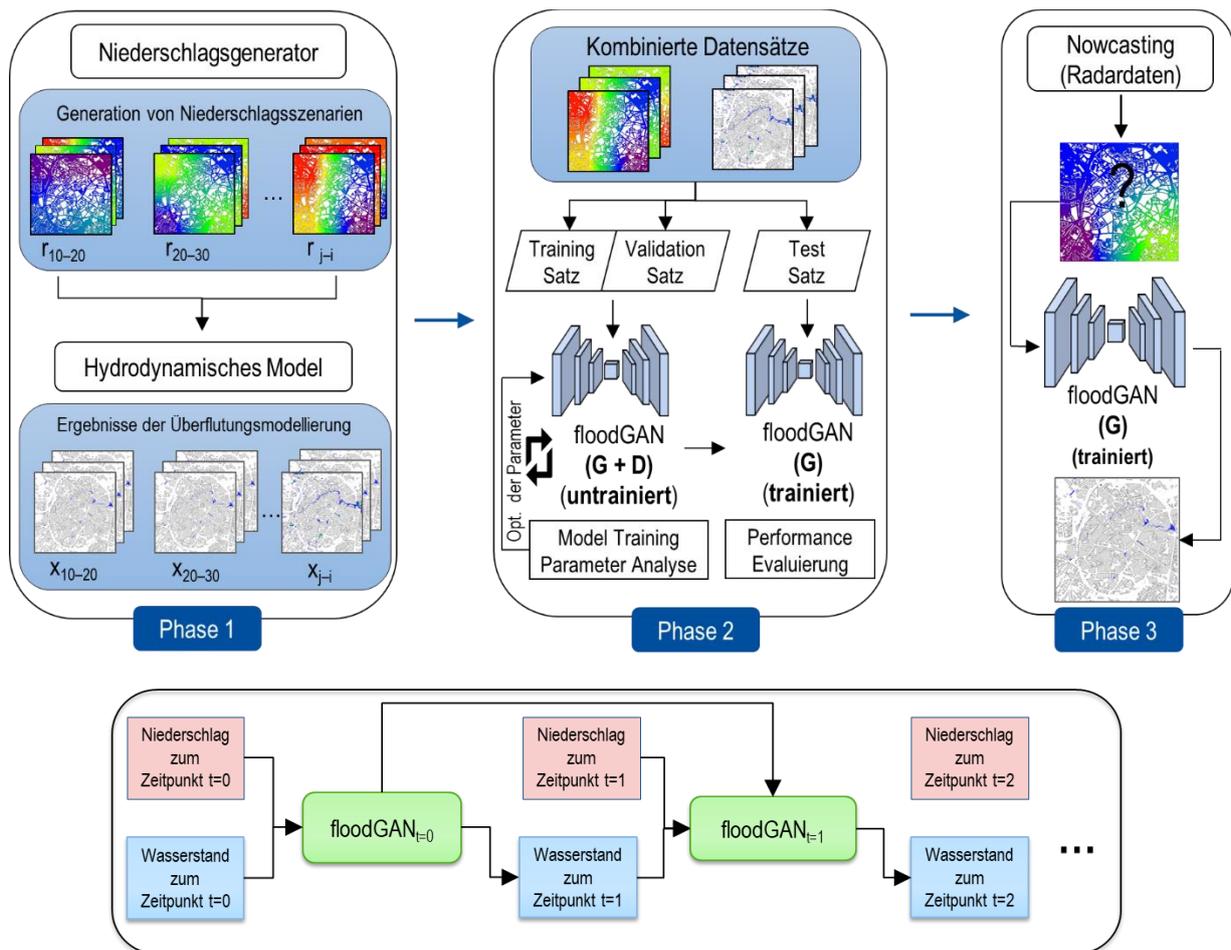


Abbildung 2-2: Pipeline und Workflow zum Training und Einsatz des floodGAN Modells sowie Architekturmodifizierung zur dynamischen Berechnung von sequentiellen Niederschlagsdaten

### 3 Ergebnisse

Zur Evaluierung der Prognosequalität wurde das floodGAN-Modell auf Grundlage des Starkregenereignisses am 29. Mai 2018 in Aachen getestet und validiert. Hierzu wurden die gemessenen Niederschlagsdaten des Ereignisses als Input für das HD-Modell und das floodGAN-Modell verwendet. Die Evaluierung der Performance des floodGAN Modells wurde unter den folgenden drei Aspekten durchgeführt:

- 1) Abweichung der floodGAN Simulation im Vergleich zum HD-Modell
- 2) Abweichungen der Vorhersagen mit den in-situ Aufnahmen
- 3) Gegenüberstellung der Rechenzeit von floodGAN Modell mit HD-Modell

Abbildung 3-1 zeigt den Vergleich zwischen den Überflutungssimulationen beider Modelle sowie deren Gegenüberstellung mit den abgeschätzten Wasserständen aus den Überflutungsbildern. Die Auswertung zeigt, dass die Berechnungen des floodGAN-Modells sehr hohe Übereinstimmungen mit den Simulationen des HD-Modells hinsichtlich der Überflutungstiefe und

der Überschwemmungsausdehnung aufweisen. Insgesamt werden alle Überflutungsbereiche durch das floodGAN-Modell sehr gut erfasst.

Tabelle 4.2 zeigt die Ergebnisse der Vorhersagen und Simulationen in Bezug auf die in-situ geschätzten Überflutungstiefen an vier Standorten. Im direkten Vergleich mit den in-situ Aufnahmen zeigt sich folgendes: Position 1 und 2 zeigen Abweichungen von 3 - 5 cm zwischen Simulation und Realität, sowohl für HD-Modell als auch floodGAN Modell. Dahingehend zeigt Position 3 höhere Wasserstandsdifferenzen zwischen Simulation und Realität. Zurückzuführen ist dies hauptsächlich auf die fehlende Modellanbindung an das örtliche Kanalnetzmodell. Die Kapazität der Entwässerungssysteme aufgrund nicht vorhandener Daten nur pauschal abgeschätzt werden. An zwischen Simulationen und Vorhersagen scheinen im Vergleich zu den Differenzen zu den In-situ-Beobachtungen sehr gering zu sein. Somit sind die Vorhersagen des floodGAN-Modells im Rahmen von Frühwarnsystemen präzise genug für die Anwendung in operationellen Systemen.

Die Rechengeschwindigkeit des floodGAN-Modells zeigt einen enormen Beschleunigungsfaktor. Das floodGAN-Modell berechnet Überschwemmungsvorhersagen  $10^6$ -mal schneller als das HD-Modell und ermöglicht damit Echtzeitprognosen für große Gebiete. Zudem ermöglicht es die Berechnung von verschiedenen Wettervorhersagen (Esemblevorhersagen). Im Idealfall basiert eine robuste Vorhersage auf zahlreichen Modellläufen, die verschiedene Ensembles von Niederschlagsvorhersagen abdecken, um probabilistische Hochwassergefahrenkarten zu erstellen.

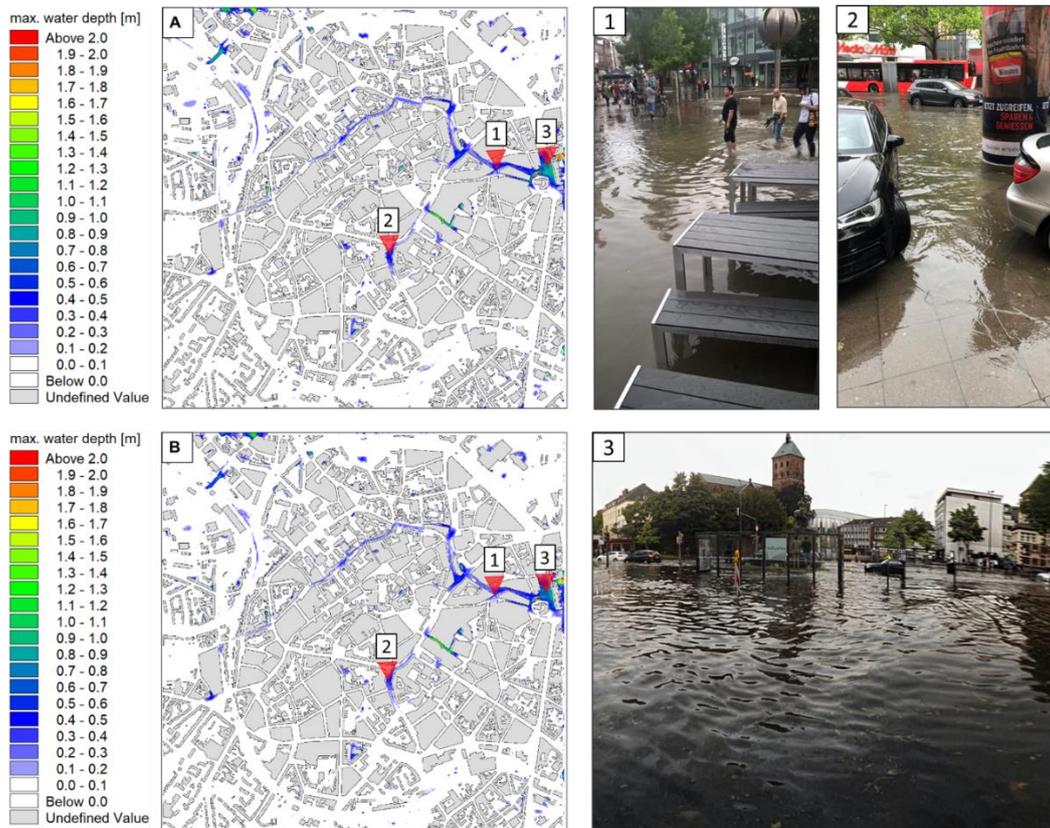


Abbildung 3-1: Berechnung des räumlichen aktiven Erddruckes aus Bodeneigengewicht mit Formbeiwerten nach DIN 4085:2017.

Tabelle 3-1: Vergleich der Wasserstandsabschätzungen zwischen hydrodynamischen (HD)-Modell und dem floodGAN-Modell

Foto	Abschätzung In-situ Aufnahme	HD Model (m)	floodGAN (m)	Abweichung (m)
1	0.25	0.28	0.29	0.01
2	0.30	0.35	0.35	0
3	0.55	0.70	0.65	0.05

## 4 Zusammenfassung und Ausblick

Derzeit existiert kein Hochwasservorhersage- und Frühwarnsystem, das Sturzfluten und ihre Konsequenzen in der Fläche in Echtzeit vorhersagen kann. Bestehende Systeme beschränken sich auf Vorhersagen von Pegelständen, da die raumzeitliche Echtzeitberechnung des flächenhaften Ausmaßes von Überflutungen weiterhin als ungelöste Herausforderung gilt. Klassische hydraulische Hochwassermodelle scheitern am immanenten Rechenzeitproblem: Sie basieren auf physikalisch-basierten Simulationsverfahren und stellen extreme Anforderungen an Computersysteme.

Zur Lösung dieser Problematik stellt dieser Beitrag das KI-basierte Überflutungsmodell floodGAN dar. floodGAN vereint zwei Convolutional Neuronal Networks, die sich auf gegenseitig auf Grundlage synthetischer Daten aus Niederschlagsgeneratoren und HD-Modellen trainieren. Es überträgt das Problem der Hochwasservorhersage in eine optimierte Rechenoperation und ermöglicht damit erstmalig die sekundenschnelle Berechnung Überflutungsprozessen. Die Resultate zeigen, dass ein Beschleunigungsfaktor von  $10^6$  unter Beibehaltung einer hohen Modellgüte sowie Generalisierungsfähigkeit für stark variable Starkniederschlagsereignisse erreicht werden kann.

Die Ergebnisse dieser Arbeit stellen wichtige Erkenntnisse und Entwicklungsschritte in der Hochwasservorhersageforschung und insbesondere der Echtzeitmodellierung urbaner Überflutungsereignisse dar. Künftig soll das floodGAN-Modell hinsichtlich Genauigkeit und Skalierbarkeit verbessert sowie für die Echtzeitmodellierung von fluvialen Sturzflutereignissen übertragen werden. Weiterer Forschungsbedarf ist im Bereich der gekoppelten Niederschlags-Überflutungs-Modellierung sowie im Kommunikationsprozess erforderlich, um Unsicherheiten innerhalb der Warnung effektiv zu kommunizieren und zielgerichtete Handlungsanweisungen abzuleiten

Abschließend sollten die Haupt- und Mitautoren des Beitrages genannt werden.

Hauptautor: Dr.-Ing. Julian Hofmann

Mitautor: Prof. Dr.-Ing. Holger Schüttrumpf

Institution: Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, RWTH Aachen University

Anschrift: Mies-van-der-Rohe-Str. 17, 52074 Aachen

## 5 Quellenverzeichnis

EC and WGF (2016): Pluvial Flooding: An EU Overview. Hg. v. European Commission (EC) and Water Group Floods (WGF). Berlin.

Hofmann, J. (2018): Entwicklung eines risikobasierten Frühwarnsystems auf Grundlage hydronumerischer Modelle für Starkniederschlagsereignisse. Kurzfassung des Dissertationsthemas inklusive Arbeits- und Zeitplan.

Hofmann, Julian; Schüttrumpf, Holger (2021): floodGAN: Using Deep Adversarial Learning to Predict Pluvial Flooding in Real Time. In: *Water* 13 (16), S. 2255. DOI: 10.3390/w13162255.

Martel, Jean-Luc; Mailhot, Alain; Brissette, François (2020): Global and Regional Projected Changes in 100-yr Subdaily, Daily, and Multiday Precipitation Extremes Estimated from Three Large Ensembles of Climate Simulations. In: *Journal of Climate* 33 (3), S. 1089–1103. DOI: 10.1175/JCLI-D-18-0764.1.

Mudersbach, Christoph; Leandro, Jorge; Reggiani, Paolo (2022): Verbesserung der Hochwasservorhersage für mittlere und kleine Fließgewässer, insbesondere im Mittelgebirge von Nordrhein-Westfalen. Hg. v. Landtag Nordrhein-Westfalen, PUA V - Hochwasserkatastrophe.

Stephen Blenkinsop; Lincoln Muniz Alves; Adam J.P. Smith (2021): Climate change increases extreme rainfall and the chance of floods. Unter Mitarbeit von C. Le Quéré, P. Liss & P. Forster. Hg. v. In: *Critical Issues in Climate Change Science*.

Teng, J.; Jakeman, A. J.; Vaze, J.; Croke, B.F.W.; Dutta, D.; Kim, S. (2017): Flood inundation modelling: A review of methods, recent advances and uncertainty analysis. In: *Environmental Modelling & Software* 90, S. 201–216.

# Vergleich eines datengetriebenen KI-Modells mit einem konventionellen Oberflächenabflussmodell zur Vorhersage von Wasserständen

M.Sc. Marcel Simon, M.Sc. Jan Erik Kunze, Dr.-Ing. Thorsten Mietzel, Fachgebiet Siedlungswasser- und Abfallwirtschaft, Universität Duisburg-Essen

## 1 Einleitung

„Am 13. und 14. Juli 2021 fielen über dem Westen Deutschlands sowie in Teilen Belgiens und in Luxemburg enorme Regenmengen von 100 bis 150 mm. Ein Großteil des Niederschlags ging innerhalb von 15 bis 18 Stunden nieder. Besonders betroffen waren die beiden Bundesländer Nordrhein- Westfalen und Rheinland-Pfalz. Die Folge war, dass beispielsweise der Pegel an der Ahr (Altenahr) seinen bisherigen Rekord von 2016 (3,71 m, Abfluss: 236 m<sup>3</sup>/s) deutlich übertraf, wobei die Messstation überflutungsbedingt bei einem Wert von 5,05 m (Abfluss: 332 m<sup>3</sup>/s) komplett ausfiel. Aktuelle Schätzungen vermuten für dieses Ereignis einen Pegelstand zwischen 7 bis 8 m mit einem Abfluss zwischen 400 bis 700 m<sup>3</sup>/s.“ (Schäfer et al., 2021).



Abbildung 1: Hochwasser in Altenahr (Rheinland-Pfalz), Juli 2021, Martin Seifert.

Das Hochwasserereignis im Ahrtal 2021, wie es in Abbildung 1 zu sehen ist, hat gezeigt, wie unverzichtbar Vorhersagen der Wasserstände für den Bevölkerungsschutz sind – und wo die Grenzen konventioneller Oberflächenabflussmodelle liegen, wenn keine Echtzeitüberwachung der Wasserstände stattfindet, bzw. nicht mehr stattfinden kann.

Eine weitere Methode zur Vorhersage von Wasserständen stellt die Verwendung eines IoT-datengetriebenen KI-Modells dar. Als Datengrundlage dienen dafür neben den Niederschlagsdaten der Regenschreiber, die Wasserstandsmessungen der IoT-Sensoren. Auf deren Grundlage kann das Modell anhand von zur Verfügung gestellter Niederschlagsdaten, die zugehörigen Wasserstände vorhersagen. Die Vorteile eines solchen Systems sind vielfältig. Aufgrund der geringen Beschaffungs- und Betriebskosten wird eine flächendeckende Fließgewäs-

serüberwachung effizienter umsetzbar als dies bis jetzt der Fall ist. Des Weiteren sind datengetriebene Modelle kostengünstiger zu implementieren als klassische Ansätze, vor allem da der personelle Einsatz geringer ist.

## 2 Setting

### 2.1 Aufbau eines KI-Modells auf Grundlage von IoT-Sensoren zur Wasserstandsbestimmung

Seit Beginn 2022 werden insgesamt acht Wasserstandsmessungen, sechs an Emscher, zwei am Mündungsbereich Hörder Bach, im Bereich des Phoenix-Sees in Dortmund-Hörde mittels IoT-Ultraschallsensoren durchgeführt. Die Abstände zwischen den IoT-Sensoren sind geringer als 700 m und stellen damit eine datentechnische Verdichtung des bestehenden Messnetzes der Emschergenossenschaft und Lippeverband (EGLV), die zwei Pegelmessungen in dem entsprechenden Gebiet betreiben (vgl. Abbildung 2). Die IoT-Sensoren nutzen die Übertragungsprotokollen LoRa und NB-IoT, die für den Einsatz in Langstrecken-Funkkommunikationsnetzwerken mit geringem Stromverbrauch (LPWAN) ausgelegt sind. Über diese Protokolle werden die Daten an eine zeitreihenbasierte Datenbank (InfluxDB) übermittelt und gespeichert. Zur Qualitätssicherung der gesammelten Daten werden Plausibilitätskontrollen und Korrekturen durchgeführt. Um diese Herausforderungen in einer verdichteten Sensorlandschaft, in welcher die anfallenden Datenmengen nicht mehr manuell überprüft werden können, kommt eine Toolbox zur automatisierten Überprüfung der Daten zum Einsatz. Diese Toolbox wird u.a. im Rahmen des BMBF-geförderten Verbundprojekts KIWaSuS (KI-basiertes Warnsystem vor Starkregen und urbanen Sturzfluten) erstellt. Es kommen hierbei sowohl konventionelle als auch KI-gestützte Verfahren zur Datenqualitätssicherung zum Einsatz.

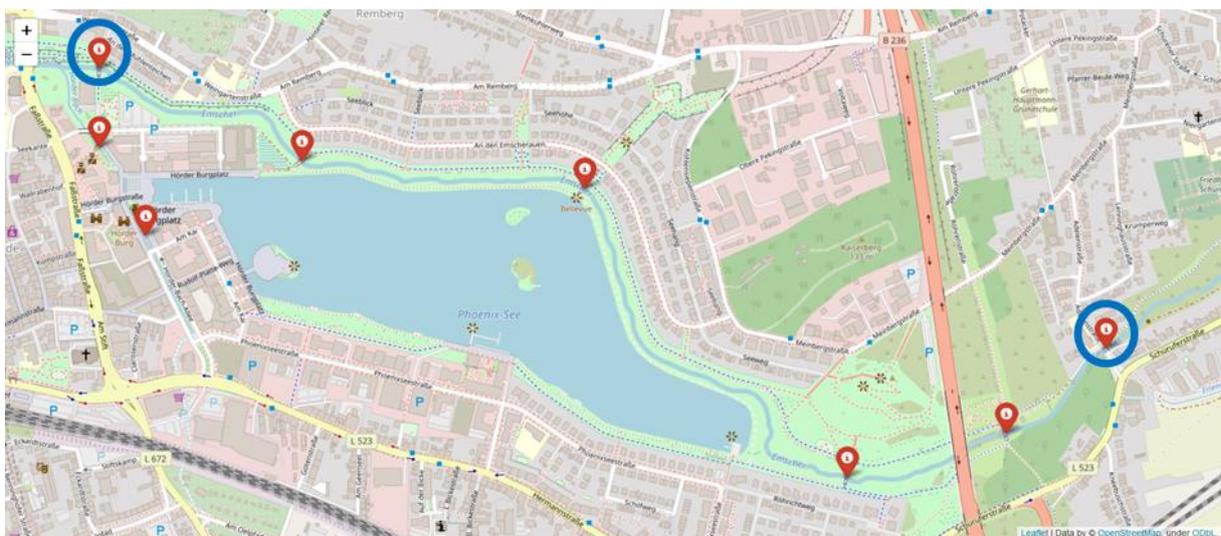


Abbildung 2: Standorte der IoT-Ultraschallsensoren am Phoenix-Sees in Dortmund-Hörde.

## 3 Aufbereitung der IoT-Sensormessungen

### 3.1 Entwicklung einer Toolbox zur Plausibilisierung zeitreihenbasierter Sensordaten

Eine manuelle Prüfung der Daten wird mit wachsender Zahl der Messsensoren stetig aufwendiger. Mittels einer Toolbox zur automatisierten Datenqualitätssicherung soll die Steigerung des Aufwands möglichst klein gehalten werden. Zur Anwendung kommen sowohl konventionellen Verfahren wie auch KI-gestützte Methoden. Zentrale Applikationen sind die Detektion von Anomalien und Fehlern in Zeitreihen, die Bildung von Ersatzwerten für Zeitreihen sowie die Bestimmung der Zuverlässigkeit eines Sensors. Des Weiteren ist es möglich Daten von öffentlichen Datenquellen abzurufen und für Berechnungen zu verwenden sowie Fehler zu visualisieren und Stationsdaten in Karten anzuzeigen. Ein Vorteil der automatisierten Plausibilisierung ist, dass viele Anwendungen in Echt- bzw. Nahzeit durchgeführt werden können. Die Toolbox wird in der Programmiersprache Python entwickelt und allgemeinverfügbar sein.

### 3.2 Plausibilisierung der zeitreihenbasierten IoT-Sensordaten

Um die Daten für die Verarbeitung nutzen zu können, muss sichergestellt werden, dass die Datenqualität hoch ist. Fehlerhafte Daten können zu verzerrten Ergebnissen führen, die zu falschen Schlussfolgerungen führen können. Für das weitere Vorgehen wurden die Daten der Messstation Adelenstraße verwendet, welche in Abbildung 2 unten rechts eingekreist zu sehen ist. Für das weitere Vorgehen wurden die Daten der Messstation Adelenstraße verwendet, welche in Abbildung 2 unten rechts eingekreist zu sehen ist.

Nach dem Abruf der Daten aus der Datenbank, besitzen die Messungen keine äquidistanten Zeitschritte. Denn ein Messwert wird zwar wiederholt in festgelegten Intervallen gespeichert, doch Ungenauigkeiten von einigen Sekunden sowie Ausfällen der Übertragung führen zu unregelmäßigen Zeitpunkten der Messdaten. Die Messungen der IoT-Ultraschallsensoren finden alle fünf Minuten statt. Kleine Intervalle sind für viele Untersuchungen von Vorteil, da auch kurzzeitige Änderungen aufgezeichnet werden. Die vom EGLV bereitgestellten Niederschlagsdaten befinden sich in fünfminütiger Auflösung und das zu vollen Minuten. Um die Wasserstandsmessungen mit den Niederschlagsdaten für die weiteren Berechnungen der Vorhersagemodelle verwenden zu können, wurden die Wasserstandsmessungen in das entsprechende Format überführt. So wird bspw. der Zeitstempel 2022-10-31 21:19:04 in 2022-10-31 21:15:00 überführt, wobei der Messwert unverändert bleibt. Ist innerhalb eines Messintervalls mehr als ein Wert verzeichnet, so wird der Median dieser Werte für dieses Intervall verwendet, da dieser im Gegensatz zum Mittelwert robust (Hampel et al., 1986) gegenüber Ausreißern ist. Für entstandene Zeitstempel ohne Messungen wurden Fehlwerte (NaN) eingefügt.

Um einen möglichst großen Datensatz zu erhalten, wurden anschließend eine Interpolation von Fehlwerten mit Hilfe zeitlicher Interpolation durchgeführt. Diese Methode interpoliert die Werte unter Berücksichtigung des vorherigen und nachfolgenden Zeitstempels. Für äqui-

distante Zeitschritte führt dieses Verfahren zu den gleichen Ergebnissen wie eine lineare Interpolation. Datenlücken, die vor der Interpolation länger als vier Stunden andauern, wurden aus dem Datensatz entfernt und nicht für die weitere Verarbeitung verwendet. Es gab vier große Datenlücken, die diesen Schwellenwert überschritten: eine am 26.04.2022 (vier Stunden), eine von Ende Juli bis Anfang August (6 Tage und 4 Stunden) und zwei weitere von Mitte November bis Anfang Dezember (16 Tage und 15 Stunden), die durch 15 Messungen am 02.12.2022 unterbrochen werden. Die ersten zwei Datenlücken sind auf Verbindungsprobleme zurückzuführen. Die anderen beiden Lücken sind aufgrund einer leeren Batterie aufgetreten, wobei die 15 Messungen zwischen den Lücken durch die entsprechende Wartung des Gerätes entstanden sind.

Für die verwendeten Daten wurde eine Ausreißerdetektion mittels eines Hampel-Filters durchgeführt. Bei diesem Verfahren handelt es sich um einen Identifikator, der den Median zur Schätzung der Datenlage und die mittlere absolute Abweichung vom Median zur Schätzung der Standardabweichung der Daten verwendet (Liu et al., 2004). Die abschließende Interpolation der detektierten Ausreißer wurde mit einem Kalman-Filter durchgeführt. Der Kalman-Filter unterstützt Schätzungen vergangener, gegenwärtiger und zukünftiger Zustände, und zwar auch dann, wenn die genaue Beschaffenheit des modellierten Systems unbekannt ist (Welch et al., 1995). Die entsprechenden Zeitreihen werden in der Abbildung 3 dargestellt.

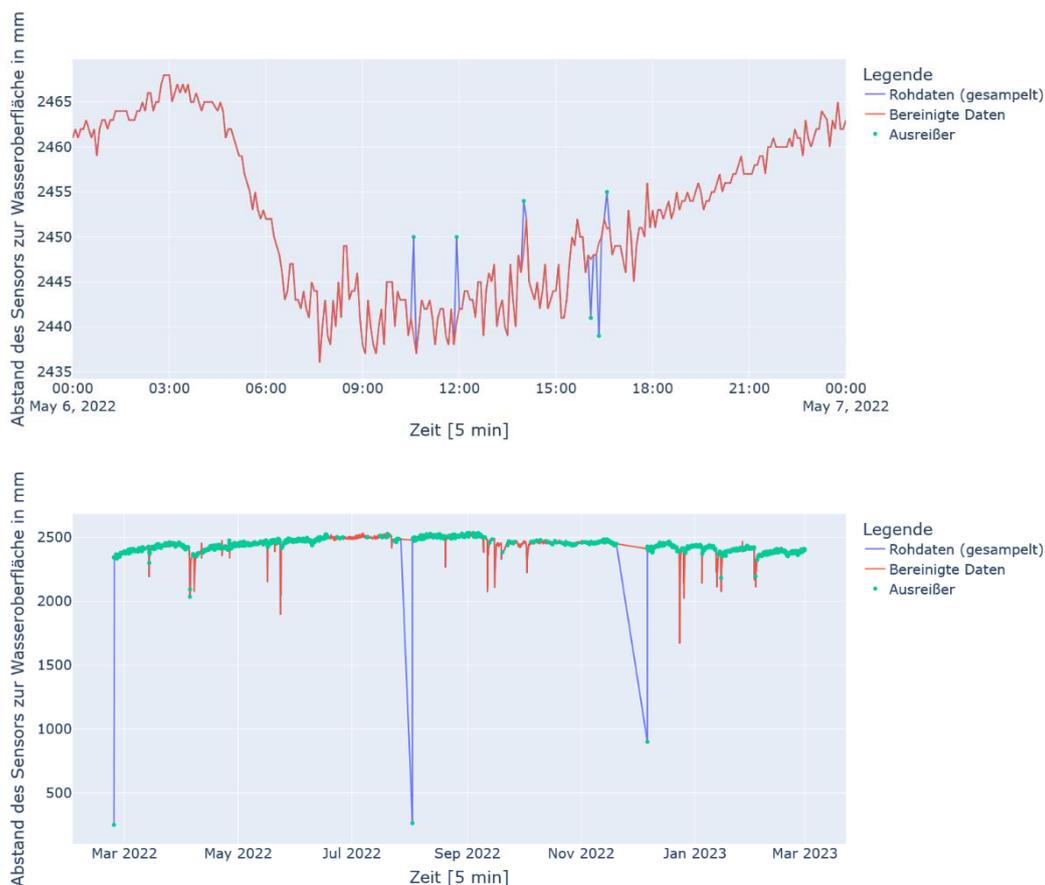


Abbildung 3: Visualisierung der auf fünf Minuten gesampelten Rohdaten, die als Ausreißer gekennzeichneten Punkte sowie die bereinigten Daten (o.), vergrößerter Ausschnitt (u.)

## 4 Erstellung und Ergebnisse der Vorhersagemodelle

### 4.1 Aufbau des KI-Vorhersagemodells

Für das Anlernen des KI-Modells wurde ein rekurrentes neuronales Netz auf Basis eines LSTM genutzt. Die Auswahl der LSTM-Architektur erfolgte, da diese besonders gut geeignet ist, um langfristige Abhängigkeiten einer Zeitreihe zu erlernen. Die Rückkopplungsverbindungen des übergeordnete rekurrente neuronale Netz werden durch die Eigenschaft der langfristigen Abhängigkeiten von LSTM-Netzen ergänzt (Bengio et al., 1994). LSTM-Modelle sind damit in der Lage Prognosen für zukünftige Zeitpunkte durchzuführen.

Für das genutzte KI-Modell heißt dies, dass die Architektur des LSTM-Modells die Erstellung eines Vorhersagemodells ermöglicht, welches in der Lage ist, die Abhängigkeiten zwischen den Niederschlagsdaten und den gemessenen Wasserabständen zu erlernen und Vorhersagen für die Wasserabstände von nicht bekannten Niederschlagsereignissen zu treffen.

Dabei wurde zum Trainieren des KI-Modells der Gesamtdatensatz in einen Trainingsdatensatz von 90% und einen Testdatensatz von 10% aufgeteilt, wobei der Gesamtdatensatz die Niederschlagsdaten und die gemessenen Wasserabstände des IoT-Sensors von ca. neuneinhalb Monaten zwischen Februar '22 und Februar '23 umfasst.

### 4.2 Ergebnisse der Vorhersagemodelle

Nachdem das datengetriebene KI-Modell auf Basis eines LSTM trainiert wurde, um Wasserstände auf Basis von Niederschlagsdaten vorherzusagen, wurden die Ergebnisse mit den tatsächlich gemessenen Wasserständen verglichen (vgl. Abbildung 4).



Abbildung 4: Vergleich gemessener und vorhergesagter Wasserstände für die Testdaten

Das Modell wurde dabei mit den Daten von etwa achteinhalb Monaten trainiert und im Testdatensatz über einen Zeitraum von rund einem Monat evaluiert. Dabei konnte eine durchschnittliche Abweichung von knapp 1 cm Höhe erreicht werden. Dies zeigt, dass das datengetriebene KI-Modell mit dem LSTM-Ansatz eine vielversprechende Methode zur Vorhersage von Wasserständen auf Basis von Niederschlagsdaten darstellt.

Um die Grenzen der konventionelle Oberflächenabflussmodelle zu untersuchen, und zu zeigen, wo datengetriebene Modelle Vorteile bieten können, wurde auch ein Vergleich zwischen den Vorhersagen des KI-Modells und den Vorhersagen des Oberflächenabflussmodells (OAM) durchgeführt, um die Leistungsfähigkeit des KI-Modells zu evaluieren. Die Ergebnisse dieses Vergleichs sind in der Abbildung 5 dargestellt.

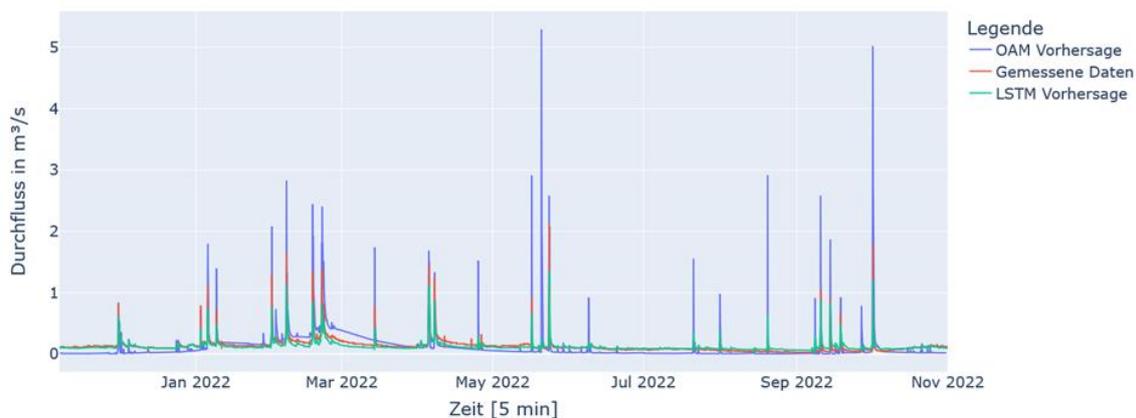


Abbildung 5: Vergleich der zwei Abflussvorhersagen mit den gemessenen Daten

Im Vergleich der beiden Modelle zeigt sich, dass die Abweichungen zu den tatsächlichen Wasserständen beim KI-Modell geringer sind als beim OAM.

## 5 Zusammenfassung und Ausblick

Die vorgestellten Ergebnisse zeigen die Funktionsfähigkeit des Verfahrens. Die Verwendung von IoT-Sensoren und KI-Modellen zur Vorhersage von Wasserständen kann ihren Beitrag zur Überwachung von Gewässern und zum Hochwasserschutz leisten. Eine frühzeitige Vorhersage von Wasserständen und potenziellen Überschwemmungen kann helfen, die Bevölkerung und Infrastruktur zu schützen und Schäden zu minimieren.

Die Anwendung eines IoT-datengetriebenen KI-Modells zur Vorhersage von Wasserständen kann somit als vielversprechender Ansatz zur Ergänzung oder sogar zum Ersatz konventioneller Oberflächenabflussmodelle angesehen werden. Durch die kontinuierliche Überwachung und Vorhersage der Wasserstände kann frühzeitig auf drohende Hochwassergefahren reagiert werden, was insbesondere in hochwassergefährdeten Regionen von großer Bedeutung ist. Es bleibt jedoch zu untersuchen, inwieweit sich das Modell in verschiedenen hydrologischen Bedingungen bewährt und welche Grenzen es gibt, um eine sichere und zuverlässige Anwendung zu gewährleisten.

Für das erstellte Vorhersagemodell wurde nur einer der sechs Ultraschallsensoren entlang der Emscher genutzt. Die Kopplung der IoT-Sensoren zur Erstellung eines KI-Modells, kann bessere Ergebnisse liefern.

Des Weiteren sollte das erstellte KI-Modell auch an anderen Standorten getestet werden, um eine Übertragbarkeit auf andere Gewässer zu gewährleisten. Für die Anwendung des Modells im Langzeiteinsatz werden nun weitere Ergebnisse gesammelt. Ebenfalls kann eine weiterführende Fragestellung sein, wie adäquat Starkregenereignisse abgebildet bzw. vorhergesagt werden, da ein solches Ereignis von den Sensoren bis dato nicht erfasst wurde.

Es ist jedoch auch wichtig zu beachten, dass IoT-Sensoren und KI-Modelle nur Teil einer umfassenden Strategie zur Vorhersage und Überwachung von Wasserständen sein können. Es ist immer noch notwendig, konventionelle Oberflächenabflussmodelle und manuelle Messungen als zusätzliche Quellen zu verwenden, um die Genauigkeit der Vorhersagen zu maximieren und potenzielle Fehlerquellen zu reduzieren.

Autoren

M.Sc. Marcel Simon

Fachgebiet Siedlungswasser- und Abfallwirtschaft

Universität Duisburg-Essen

Universitätsstr. 15

45141 Essen

M.Sc. Jan Erik Kunze

Fachgebiet Siedlungswasser- und Abfallwirtschaft

Universität Duisburg-Essen

Universitätsstr. 15

45141 Essen

Dr.-Ing. Thorsten Mietzel

Fachgebiet Siedlungswasser- und Abfallwirtschaft

Universität Duisburg-Essen

Universitätsstr. 15

45141 Essen

## 6 Literaturverzeichnis

### Literatur

Bengio, Yoshua; Simard, Patrice; Frasconi, Paolo, (1994): Learning long-term dependencies with gradient descent is difficult, IEEE transactions on neural networks 5 (2), S. 157–166.

Hampel, Frank R.; Ronchetti, Elvezio M.; Rousseeuw, Peter; Stahel, Werner A., (1986): Robust statistics: the approach based on influence functions, Wiley-Interscience; New York.

Liu, Hancong; Shah, Sirish; Jiang, Wei, (2004): On-line outlier detection and data cleaning, Computers & chemical engineering 28 (9), S. 1635–1647.

Schäfer, Andreas; Mühr, Bernhard; Daniell, James; Ehret, Uwe; Ehmele, Florian; Küpfer, Katharina et al., (2021): Hochwasser Mitteleuropa, Juli 2021 (Deutschland): 21. Juli 2021-Bericht Nr. 1 „Nordrhein-Westfalen & Rheinland-Pfalz“.

Welch, Greg; Bishop, Gary; others, (1995): An introduction to the Kalman filter.

# Starkregeneinfluss auf erdberührte Bauwerksteile

*M. Sc. Sonja Letzelter, Dr.-Ing. Bernhard Odenwald, Bundesanstalt für Wasserbau Karlsruhe*

## 1 Veranlassung und Problemstellung

Eine der zentralen Aufgaben des Referates Grundwasser der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) ist die Ermittlung von charakteristischen Werten der in den unterschiedlichen Bemessungssituationen maßgebenden Grundwassereinwirkungen beim Neubau oder der Grundinstandsetzung von Wasserbauwerken der Bundeswasserstraßen, z. B. Schleusen oder Wehre. Dabei ergibt sich die Fragestellung, ob durch Starkniederschläge erhöhte Grundwasserdrücke auftreten können, die maßgebend für die Beanspruchung der erdberührten Bauwerksteile sind. Ggfs. können bei temporär auftretenden Stau- oder Grundwasserdrücken Maßnahmen zur Reduzierung des Wasserdruckes getroffen werden, z. B. durch Dränanlagen.

Einige Angabe zu Wassereinwirkungen werden in der aktuellen Fassung der DIN 4095 zur Dränung baulicher Anlagen aus dem Jahr 1990 gegeben. Genaue Vorgaben für die Festlegung von Wassereinwirkungen bietet diese Norm allerdings nicht, sondern es handelt sich lediglich um Beispiele für verschiedene Konstellationen. Derzeit wird die DIN 4095 überarbeitet, wobei ein neuer Teil 1 der Norm eine möglichst genaue Beschreibung der Wassereinwirkungen auf erdberührte Bauteile in Abhängigkeit der maßgebenden hydraulischen, geohydraulischen und geometrischen Bedingungen enthalten soll. Dazu wurden von der BAW numerische Berechnungen gesättigt-ungesättigter, instationärer Grund- und Sickerwasserströmungen mit einem auf Basis der Modellierungsplattform OpenFoam neu entwickelten numerischen Programmsystems zur stabilen Berechnung derartiger Strömungen durchgeführt. Diese umfassen auch die in diesem Beitrag vorgestellten Berechnungen zum Einfluss von Starkregen auf erdberührte Gebäudeteile. Wesentliche Inhalte dieses Beitrags wurden auch bereits von Odenwald und Letzelter (2022) beschrieben.

## 2 Grundlagen

Im Untergrund treten unterschiedliche Erscheinungsformen von Wasser auf. In der wassergesättigten Bodenzone befindet sich das Grundwasser, das die Hohlräume des Bodens zusammenhängend ausfüllt (DIN 4049-3). In der wasserungesättigten Bodenzone gibt es mehrere Arten von Wasser, zu denen das Sickerwasser, das Haftwasser und das Kapillarwasser gehören. Genauere Beschreibungen des Kapillar- und des Haftwassers sind in Odenwald und Letzelter (2022) gegeben.

Sickerwasser entsteht durch die Infiltration von oberirdischem Wasser (z. B. Niederschlags- oder Schmelzwasser) und bewegt sich mit der Schwerkraft abwärts (DIN 4049-3). Dabei füllt es die Hohlräume im wasserungesättigten Bereich eines Bodenkörpers nur teilweise aus. Stauwasser kann durch einen zeitlich befristeten Aufstau von Sickerwasser im Untergrund über einer lokal ausgeprägten, geringer durchlässigen Bodenschicht entstehen (DIN 4049-3).

Der Wasserdruck im wasserungesättigten Bodenbereich nimmt mit zunehmender Höhe über dem Grundwasserspiegel ab, während der Luftdruck in der Bodenmatrix unverändert bleibt (Odenwald et al., 2017). Dementsprechend ist der Wasserdruck in der wasserungesättigten Bodenzone kleiner als der Luftdruck. Bezieht man, wie allgemein üblich, den Wasserdruck innerhalb der Poren auf den Luftdruck, ergibt sich ein negativer Porenwasserdruck, dessen negative Druckhöhe als Saugspannung oder Saughöhe bezeichnet wird. Der Wassergehalt  $\theta$  des Bodens im wasserungesättigten Bereich ist abhängig von der jeweils wirkenden Saugspannung und der Bodenart (Odenwald et al., 2017).

Der funktionale Zusammenhang zwischen der Druckhöhe  $h_D$  (bzw. der Saugspannung) und dem Wassergehalt  $\theta$  des Bodens ist in

Abbildung 1 für verschiedene Bodenarten qualitativ dargestellt. Daraus ist ersichtlich, dass der Wassergehalt mit steigender Saugspannung bis auf einen Restwassergehalt abnimmt, bei welchem nur noch das fest an die Bodenpartikel und nicht durch Schwerkraft entwässerbare Porenwasser vorhanden ist. Bei feinkörnigen Böden ist die Abnahme des Wassergehaltes mit steigender Saugspannung deutlich geringer als bei Sanden oder gar Kiesen, die im ungesättigten Zustand bereits bei geringen Saugspannungen nur noch einen Restwassergehalt aufweisen (Odenwald et al., 2017).

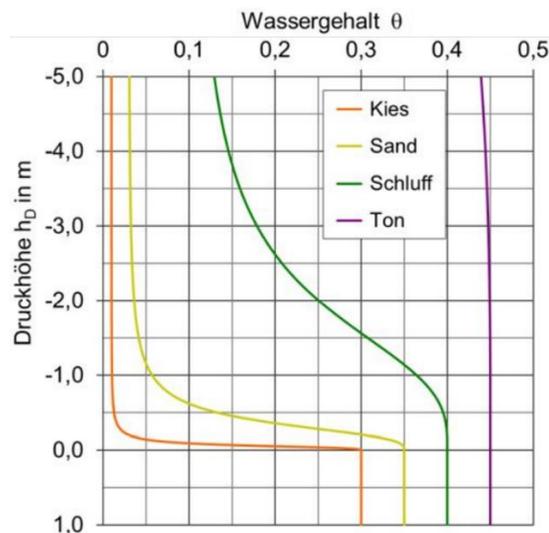


Abbildung 1: Funktionaler Zusammenhang zwischen dem Wassergehalt ( $\theta$ ) des Bodens und der negativen Porenwasserdruckhöhe ( $h_D$ ) für verschiedene Bodenarten (qualitativ)

## 3 Einfluss von Starkregen auf erdberührte Bauwerksteile

### 3.1 Starkregen

Ein Starkregen ist ein Niederschlagsereignis mit einer hohen Regenmenge innerhalb kurzer Zeit. Der Deutsche Wetterdienst (DWD) definiert als unterste (erste) Starkregenwarnstufe Ereignisse mit einer Regenmenge von 15 – 25 l/m<sup>2</sup> in einer Stunde oder 20 – 35 l/m<sup>2</sup> in sechs

Stunden (DWD, 2023). Die zweite Warnstufe reicht von 25 – 40 l/m<sup>2</sup> in einer Stunde oder 35 – 60 l/m<sup>2</sup> in sechs Stunden. Die höchste (dritte) Starkregenwarnstufe ist bei > 40 l/m<sup>2</sup> in einer Stunde oder > 60 l/m<sup>2</sup> in sechs Stunden erreicht. Die hier verwendete flächenbezogene Zuflussrate des Niederschlags in l/m<sup>2</sup> entspricht der Niederschlagshöhe in mm.

Die Intensität und Menge der Regenereignisse in Deutschland werden vom DWD in einer koordinierten Starkniederschlagsregionalisierung und -auswertung (KOSTRA) für Regendauern zwischen 5 Minuten und 72 Stunden und Jährlichkeiten von 1 – 100 Jahren statistisch ermittelt. Die Jährlichkeit des Regenereignisses entspricht dabei dem mittleren, statistischen Wiederkehrintervall (in Jahren), in dem das Regenereignis mit der betrachteten Dauer erreicht bzw. überschritten wird. Diese Daten werden vom DWD im Internet mit den regionalisierten Niederschlagsspenden R (Intensität) und Niederschlagshöhen N (Menge) der Niederschlagsereignisse zur weiteren Auswertung zur Verfügung gestellt (DWD, 2022).

Um den Einfluss von Starkregenereignissen auf die unterirdischen Strömungsverhältnisse für sehr ungünstige Verhältnisse beurteilen zu können, wurden beispielhaft für die Stadt Lübeck die 100-jährlichen Niederschlagsereignisse mit einer Dauer zwischen 5 min und 72 h ausgewählt (DWD, 2022). Zur Verdeutlichung des Einflusses der Niederschlagsdauer auf die Niederschlagsspende und die Niederschlagshöhe sind in Abbildung 2 für diese 100-jährlichen Niederschlagsereignisse die Intensität (R) und die Menge (N) in Abhängigkeit der Niederschlagsdauer aufgetragen. Daraus ist ersichtlich, dass bei gleicher Jährlichkeit kurze Regenereignisse eine hohe Intensität, jedoch eine vergleichsweise geringe Menge, und lange Regenereignisse eine große Menge, jedoch eine wesentlich geringere Intensität aufweisen.

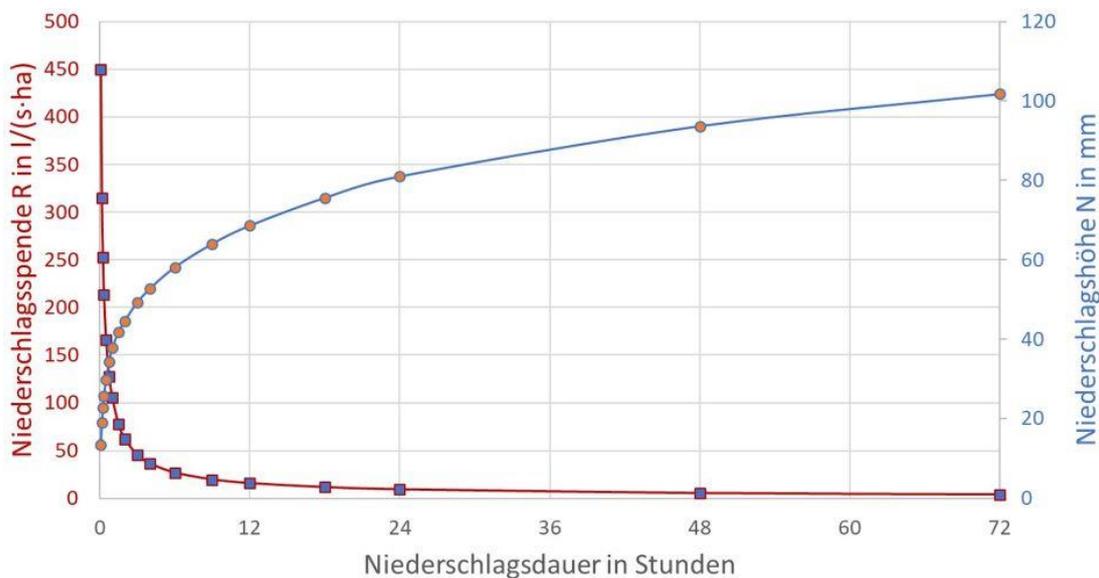


Abbildung 2: Niederschlagsdaten für Lübeck für 100-jährliche Niederschlagsereignisse (Grundlage: DWD, 2022)

Um den Einfluss von Niederschlagsspende und Niederschlagshöhe zu vergleichen, wurden in zwei Modellberechnungen ein 1-stündiges und ein 72-stündiges Niederschlagsereignis untersucht. Für das 72-stündige Niederschlagsereignis weist das 100-jährliche Niederschlagsereignis in Lübeck eine Niederschlagsmenge von  $N = 101,8$  mm und eine Niederschlagsintensität von ca.  $R = 4$  l/(s\*ha) aus. Für das 1-stündige Niederschlagsereignis wurde die dritte Starkre-

genwarnstufe verwendet, mit einer Niederschlagsmenge von  $N = 40 \text{ mm}$  und einer daraus resultierenden Niederschlagsspende von  $R = 111 \text{ l/(s*ha)}$ . Die dritte Warnregenstufe tritt statistisch in Lübeck seltener als alle 100 Jahre auf.

Anhand der zwei Modellberechnungen wird im Folgenden vereinfacht untersucht, zu welchen Wassereinwirkungen auf erdberührte Bauwerksteile die Versickerung infolge von Starkregenereignissen führen kann, wenn der Grundwasserspiegel dauerhaft unterhalb der Bodenplatte des Bauwerks ansteht.

### 3.2 Berechnungsmodell

Das für die numerischen, instationären Grund- und Sickerwasserströmungsberechnungen für wassergesättigte und wasserungesättigte Bodenverhältnisse verwendete, vertikal-ebene Modell, die zugrunde liegenden numerischen Gleichungen sowie die verwendeten Modellparameter zur Beschreibung der gesättigt-ungesättigten Bodeneigenschaften wurden bereits von Odenwald et al. (2021) und Odenwald und Letzelter (2022) beschrieben. Das Modell bildet den Baugrund mit einer Arbeitsraumverfüllung an einem unterirdischen Bauwerksteil ab (Abbildung 3). Der untere Modellrand befindet sich auf Höhe des unterhalb der Gründungssohle des Bauwerks liegenden Bemessungsgrundwasserstands.

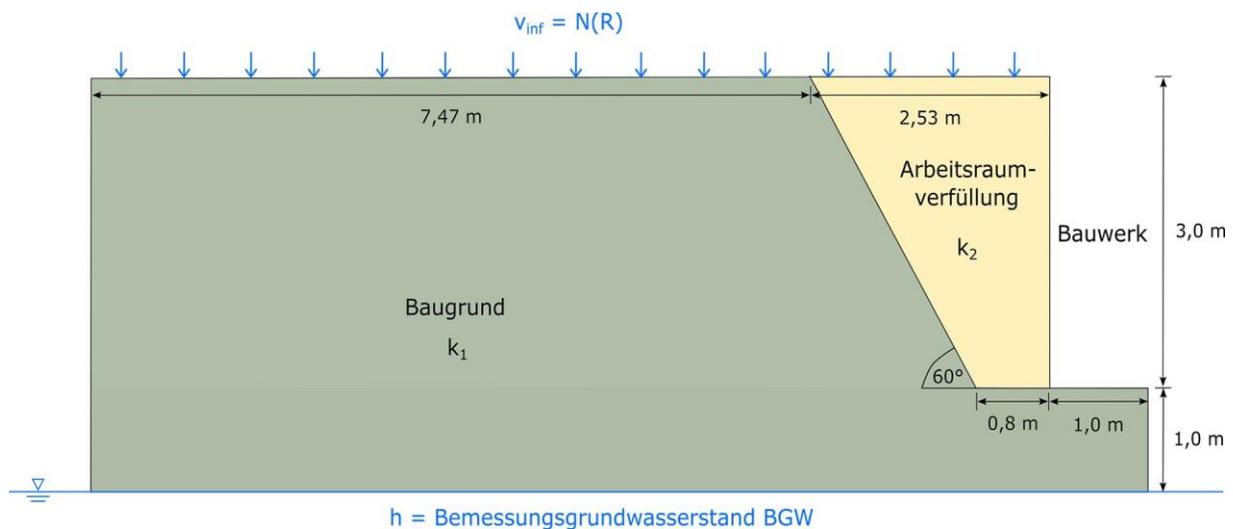


Abbildung 3: vertikal-ebenes Strömungsmodell für die Sickerwasserströmungsberechnungen

Die vertikalen Modellränder sowie die Berandung der Bauwerksteile stellen Randstromlinien dar (kein Fluss senkrecht zu diesen Modellrändern). Am unteren Modellrand wird ein konstanter Grundwasserstand vorgegeben (unabhängig von der Wasserströmung). Am oberen Modellrand wird ein über den Modellrand konstanter Zufluss (konstante Infiltrationsrate)  $v_{\text{Inf}}$  angesetzt.

In den Beispielrechnungen wurde für die Arbeitsraumverfüllung ein durchlässiger (sandiger) Boden mit einem Durchlässigkeitsbeiwert von  $k_2 = 10^{-4} \text{ m/s}$  berücksichtigt. Um ungünstige Verhältnisse für eine mögliche Stauwasserbildung an den erdberührten Bauwerksteilen zu simulieren, wurde für den Baugrund unterhalb des Bauwerks und der Arbeitsraumverfüllung sowie seitlich der Arbeitsraumverfüllung ein vergleichsweise gering durchlässiger (schluffiger) Boden mit einer wesentlich geringeren Durchlässigkeit von  $k_1 = 10^{-7} \text{ m/s}$  angesetzt.

Zusätzlich muss als Anfangsbedingung vor Beginn des betrachteten Niederschlagsereignisses die Wassersättigung des Bodens vorgegeben werden. Um zu Beginn des Starkniederschlags kein unrealistisch großes, auffällbares Porenvolumen vorauszusetzen, wurde in den Beispielberechnungen - ebenfalls auf der sicheren Seite liegend - eine Wassersättigung berücksichtigt, die sich aufgrund einer hohen mittleren, jährlichen Infiltrationsrate von  $v_{\text{Inf},0} = 400 \text{ mm/a}$  ergibt.

### 3.3 Modellierung 1-stündiger Starkniederschlag

Für die Berechnung des 1-stündigen Starkniederschlags ist in Abbildung 4 der über die Zeit berechnete Verlauf des Wasserdrucks an der erdberührten Bauwerkswand mittels Ganglinien der Wasserdruckhöhe für die Punkte 1 und 2 an der Gründungssohle und an der Geländeoberfläche der Arbeitsraumverfüllung dargestellt.

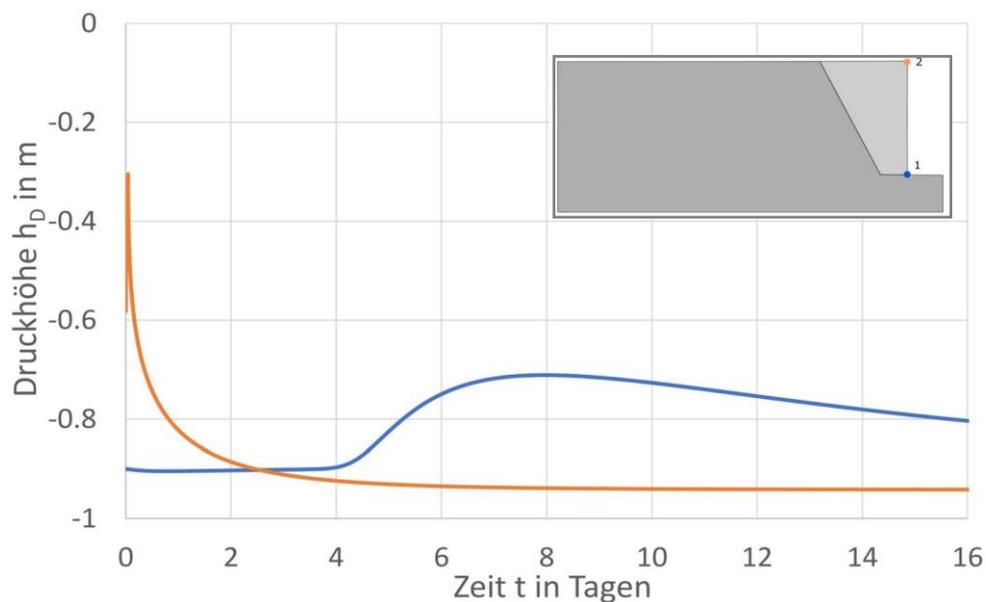


Abbildung 4: mittels Modellierung berechnete Wasserdruckganglinien für den 1-stündigen Starkniederschlag  
 Aus den Ganglinien ist der deutliche Anstieg der Wasserdruckhöhe an der Geländeoberfläche (Punkt 2) infolge der Zusickeung von Niederschlag ersichtlich. Nach Ende des Niederschlags nimmt die Druckhöhe aufgrund der nach unten in die Arbeitsraumverfüllung erfolgenden Versickerung des Wassers mit der Zeit hier wieder auf das Ausgangsniveau ab. An der Gründungssohle (Punkt 1) wird ein Wasserdruckanstieg erst ca. 4 Tage nach Beginn des Niederschlags ermittelt. Der berechnete maximale Anstieg der Druckhöhe nach ca. 8 Tagen beträgt lediglich ca. 0,2 m (von ca.  $h_D = -0,9 \text{ m}$  auf ca.  $h_D = -0,7 \text{ m}$ ). Ein Stauwasserdruck auf die erdberührten Bauwerksteile infolge der Niederschlagsversickerung wird demnach deutlich nicht erreicht, sondern lediglich eine zeitweilige Erhöhung der Bodenfeuchte.

### 3.4 Modellierung 72-stündiger Starkniederschlag

Für die Berechnung des 72-stündigen Starkniederschlags ist in Abbildung 5 der über die Zeit berechnete Verlauf des Wasserdrucks an der erdberührten Bauwerkswand mittels Ganglinien

der Wasserdruckhöhe für die Punkte 1 und 2 an der Gründungssohle und an der Geländeoberfläche der Arbeitsraumverfüllung dargestellt.

Die berechneten Wasserdruckganglinien zeigen den an der Geländeoberfläche (Punkt 2) niedrigeren Anstieg der Druckhöhe während der Regendauer aufgrund der geringeren Niederschlagsintensität. Die Wasserdruckganglinie an der Sohle der Arbeitsraumverfüllung (Punkt 1) zeigt ab ca. 4 Tagen nach Beginn des Niederschlags (ein Tag nach Ende des Niederschlags) einen relativ starken Anstieg der Druckhöhe um ca. 0,5 m von ca.  $h_D = -0,9$  m auf ca.  $h_D = -0,4$  m ca. 6,5 Tage nach Beginn des Niederschlags. Jedoch wird auch hier kein Stauwasserdruck auf die erdberührten Gebäudeteile ermittelt. Der berechnete Wasserdruck verbleibt ebenfalls deutlich im Saugspannungsbereich. Auch bei Ansatz eines noch längeren Regenereignisses mit gleicher Jährlichkeit ergibt sich kein Stauwasser an der Sohle der Arbeitsraumverfüllung, da in diesem Fall die anzusetzende Niederschlagsintensität geringer ist.

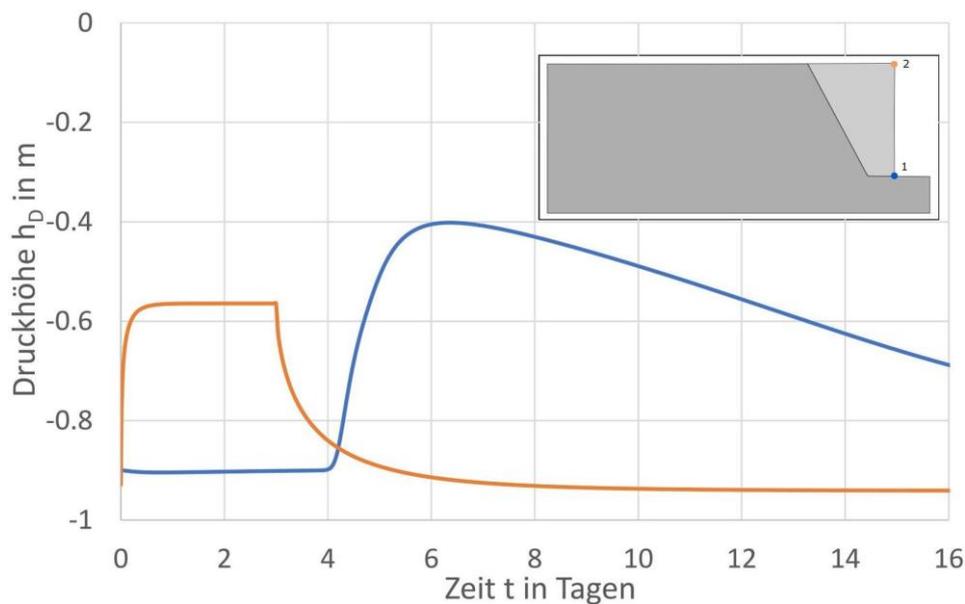


Abbildung 5: mittels Modellierung berechnete Wasserdruckganglinien für den 72-stündigen Starkniederschlag

## 4 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

Die Ergebnisse der Modellierung zeigen, dass bei gleicher Jährlichkeit Niederschlagsereignisse mit langer Regendauer und zwar vergleichsweise geringerer Intensität aber höherer Niederschlagsmenge maßgebend sind für eine mögliche Stauwasserbildung an der Sohle der Arbeitsraumverfüllung.

In den Modellierungen wurden einige auf der sicheren Seite liegende Annahmen getroffen: die Wahl eines 100-jährlichen Niederschlagsereignisses, eine vollständige Versickerung des auf der Geländeoberfläche auftreffenden Niederschlags sowie eine deutlich geringere Durchlässigkeit (um 3 Zehnerpotenzen) des schluffigen Baugrunds gegenüber der sandigen Arbeitsraumverfüllung. Trotz dieser Annahmen ergibt sich in der Berechnung keine Stauwasserbildung, durch die ein Wasserdruck auf das erdberührte Bauwerksteil wirken würde.

Voraussetzung hierfür ist aber der dauerhaft und sicher unterhalb der Bauwerksunterkante anstehende Grundwasserspiegel sowie eine homogene Arbeitsraumverfüllung. In der Realität sind Arbeitsraumverfüllungen jedoch oft heterogen, sodass lokal Sperrschichten mit geringerer Durchlässigkeit auftreten können. An diesen Stellen ist eine lokale Entstehung von Stauwasser mit Wasserdruck auf die erdberührte Gebäudewand möglich. Ein Wasserdruck auf die Unterseite der Bodenplatte wird dadurch im Allg. nicht verursacht. An der Geländeoberfläche ist bei Starkregeneignissen abhängig von der Durchlässigkeit des Bodens ein Aufstau von Wasser möglich.

M. Sc. Sonja Letzelter und Dr.-Ing. Bernhard Odenwald

Bundesanstalt für Wasserbau

Kußmaulstraße 17, 76187 Karlsruhe

## 5 Quellenverzeichnis

### Literatur- und Internetquellen

Deutscher Wetterdienst (DWD; 2022): [https://www.dwd.de/DE/leistungen/kostra\\_dwd\\_rasterwerte/kostra\\_dwd\\_rasterwerte.html;jsessionid=70E90867D7C0AE124C09C3498BD4A0A2.live11053](https://www.dwd.de/DE/leistungen/kostra_dwd_rasterwerte/kostra_dwd_rasterwerte.html;jsessionid=70E90867D7C0AE124C09C3498BD4A0A2.live11053) (zuletzt aufgerufen am 05.07.2022)

Deutscher Wetterdienst (DWD; 2023): <https://www.dwd.de/DE/service/lexikon/Functions/glossar.html?nn=103346&lv2=102248&lv3=102572> (zuletzt aufgerufen am 03.04.2023)

Odenwald, B.; Hekel, U.; Thormann, H. (2017): Kap. 9: Grundwasserströmung – Grundwasserhaltung. In: Witt, K. J. (Hrsg.) Grundbau-Taschenbuch, 8. Auflage, Teil 2: Geotechnische Verfahren, S. 635 - 819, Ernst & Sohn, Berlin.

Odenwald, B.; Letzelter, S. (2022): Hochwasser- und Starkregeneinfluss auf erdberührte Gebäudeteile. 32. Hanseatische Sanierungstage, Mängel-Schäden-Prävention, Tagungsband, S. 59-76.

Odenwald, B.; Letzelter, S.; Maier, D. (2021): Stauwasser nach künftiger DIN 4095-1: (seltene) Ausnahme von der Regel? Aachener Bausachverständigentage 2021, Tagungsband, S. 227-252.

### Normen und Regelwerke

DIN 4095:1990-06: Baugrund, Dränung zum Schutz baulicher Anlagen

DIN 4049-3:1994-10: Hydrologie, Teil 3: Begriffe zur quantitativen Hydrologie

# Instationäre Porenwasserdruckbelastung im Boden unter Wasser

Hans Jürgen Köhler, ehemals BAW; Dr. Ralf Rath, SAP SE

## 1 Einführung

In Abhängigkeit vom Sättigungszustand des Bodens unter Wasser können an Boden-Wasser-Grenzflächen Bodendeformationen entstehen, die durch äußere Druckänderungen ausgelöst werden. Sowohl das freie Oberflächenwasser wie auch das im Untergrund zirkulierende Porenwasser enthalten einen nicht zu vernachlässigenden Anteil von Gas, entweder gelöst oder in Form mikroskopisch kleiner Blasen. Schon geringe Mengen an Gas erhöhen die Kompressibilität des Wassers in der Weise, dass die Ausbreitungsgeschwindigkeit von Druckänderungen im Boden unter Wasser erheblich verzögert wird. So können zum Beispiel veränderliche Wasserspiegel, wie sie durch wind- oder schiffsinduzierte Wellen entstehen, Bodenpartikelbewegungen und Porenwasserdruckänderungen initiieren, die im wasserbelasteten Boden lokale Porenwasserfließzyklen auslösen und von instationären Porenwasserdrücken mit wechselnden Verteilungen und Wirkrichtungen begleitet sind. Oszillierende Druckänderungen aus wechselnden Belastungen, Wasserwellen, ja sogar auch aus wechselnden Atmosphärendrücken rufen gegenläufig gerichtete Druckänderungen im Porenwasser hervor, die durch die verzögerte Druckausbreitung im nicht vollständig gesättigten Boden unter Wasser zu gedämpften Porenwasserdruckreaktionen führen. Der hierdurch ausgelöste instationäre Porenwasserüberdruck kann das vorhandene Kräftegleichgewicht im Boden unter Wasser maßgeblich stören und Bruchzustände bewirken. Auch der Nachweis des hydraulischen Grundbruchs im instationären Zustand hat zwischenzeitlich Eingang in die EAU (2012) gefunden.

Die Gefahr der Destabilisierung des Bodens steigt mit zunehmender Geschwindigkeit der Laständerung, kleiner werdender Wasserdurchlässigkeit und abnehmendem Sättigungsgrad des Bodens unter Wasser. Auch die Bodensteifigkeit hat dabei einen gewissen Einfluss auf die Größe des hervorgerufenen Porenwasserüberdrucks.

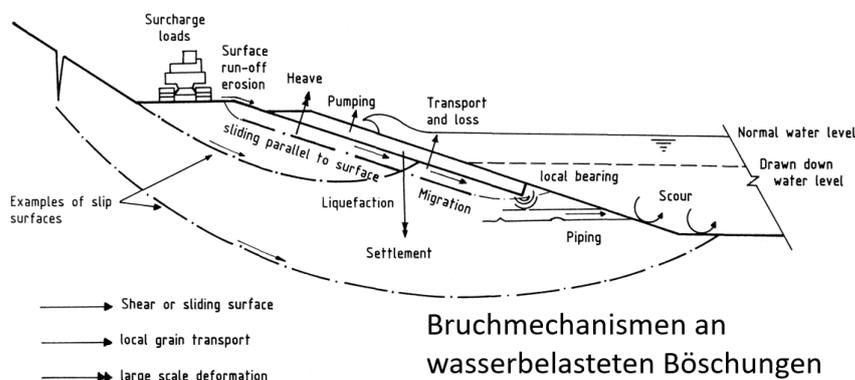


Abbildung 1: Rutschgefährdete Böschungen infolge Wellenangriff und Spiegelsenkung

Dieser Mechanismus wird in (Köhler, 1989, 1997a, 1997b, 2001) detailliert beschrieben. Eine weitergehende analytische Behandlung dieser Effekte bis hin zu einer möglichen Fluidisierung (Fluidisation) des Bodens finden sich zum Beispiel in (Roussell et al., 2000, Spies et al., 2000, Köhler & Koenders, 2003 sowie Jehle et al., 2004), →Web 1: Publikationsliste Köhler092013.

## 2 Porenwasserdruckdämpfung

Erste ingenieurmäßig ausgewertete Untersuchungen von großmaßstäblichen BAW-Modellversuchen zur Porenwasserdruckentwicklung unterhalb eines Deckwerks wurden von der BAW Karlsruhe in einer gutachterlichen Bewertung eines Deckwerks-Schadensfalls (Abweichung vom Sollprofil) im Los 1 der Ausbaustrecke Hünxe-Gahlen am Wesel-Datteln-Kanal (WDK-km 16,2 bis 18,4) für das Neubauamt Datteln im Jahre 1978/79 mit dem Schreiben der BAW 114/813014 vom 12.01.1979 dokumentiert (Abbildung 2-1). Diese erstmals vorgestellte Methode zur Berechnung der Standsicherheit eines Deckwerks unter Schifffahrtsbelastung wurde in den nachfolgenden Jahren in zahlreichen Veröffentlichungen detailliert beschrieben und in der nachfolgenden Praxis beim Deckwerksneubau angewendet.

In dem bei der WSD Süd gehaltenen Vortrag vom 01.07.1980 mit dem Titel "Verklammerung von Schüttsteindeckwerken, Anwendung von Kornfiltern und allgemeine Stabilitätsbetrachtungen an Deckwerken" wurde diese neue Berechnungsmethode eines Deckwerks gegen Abrutschen auf einer böschungparallelen Gleitfläche erstmals auch öffentlich vorgestellt.

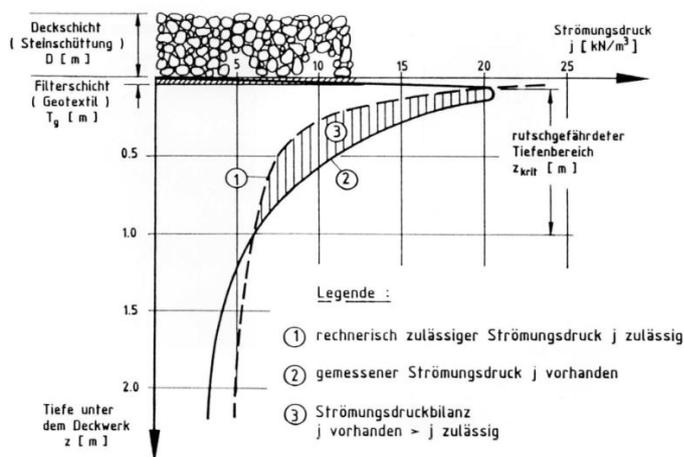


Abbildung 2-1: Grafik aus dem Beitrag H.-J. Köhler zur Vortragsveranstaltung zum Themenkreis "Uferbefestigung" bei der Wasserschiffahrtsdirektion Süd (WSD Süd) am 01.07.1980

Im Rahmen der Projektbearbeitung zur Bemessung von Deckwerksstandsicherheiten beim Ausbau der Saar als Schifffahrtsstraße war diese Berechnungsmethode auch schon im Frühjahr 1980 bei der Wasserschiffahrtsdirektion Südwest (WSD Südwest) in Mainz Thema eines intern gehaltenen Vortrags vor WSV-Angehörigen. Damals war es besonders wichtig gewesen, dieses Bemessungsverfahren vor den maßgebenden Mitgliedern der Planungsbehörden an der Saar ingenieurtechnisch zu belegen, weil es galt, den erhöhten Kostenaufwand für die Sicherung der teilweise tief einschneidenden Böschungssicherungen mit der im Planungsentwurf geforderten Neigung von 1:2 zu begründen (Abbildung 2-2).

Karlsruhe - Versuch Nr.4 vom 23.07.1980 (BAW-Forschungsbericht Köhler, 1983)

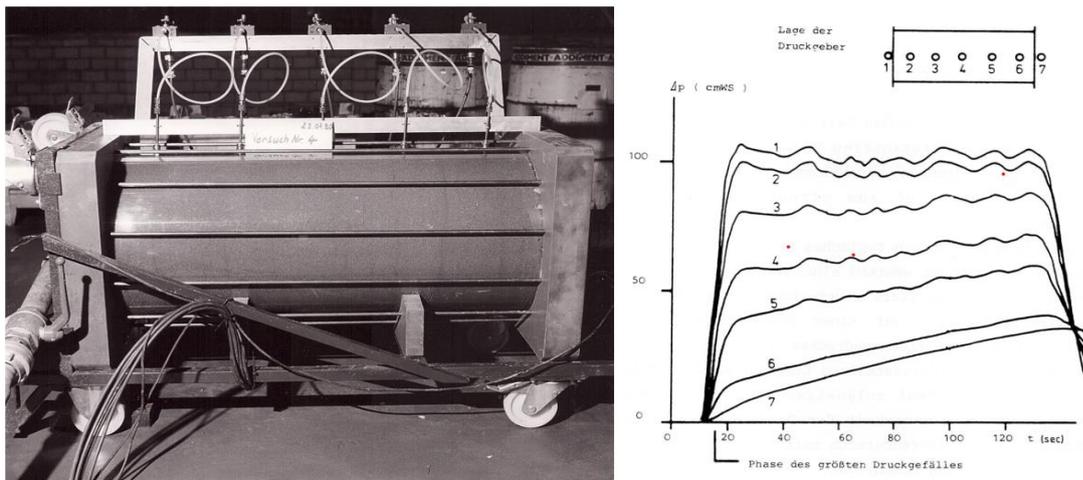


Abbildung 2-2: Porenwasserdruckmessungen 1979/80 im Druckversuchs-Zylinder der BAW

Weitergehende Natur- und Modellversuche im Maßstab 1:1 verdeutlichten den Einfluss der Porenwasserdruckdämpfung aus dem durch die Schiffspassage resultierenden Wasserdruckverlauf unterhalb eines Deckwerks, wie er in der folgenden Abbildung 2-3 beschrieben wird.

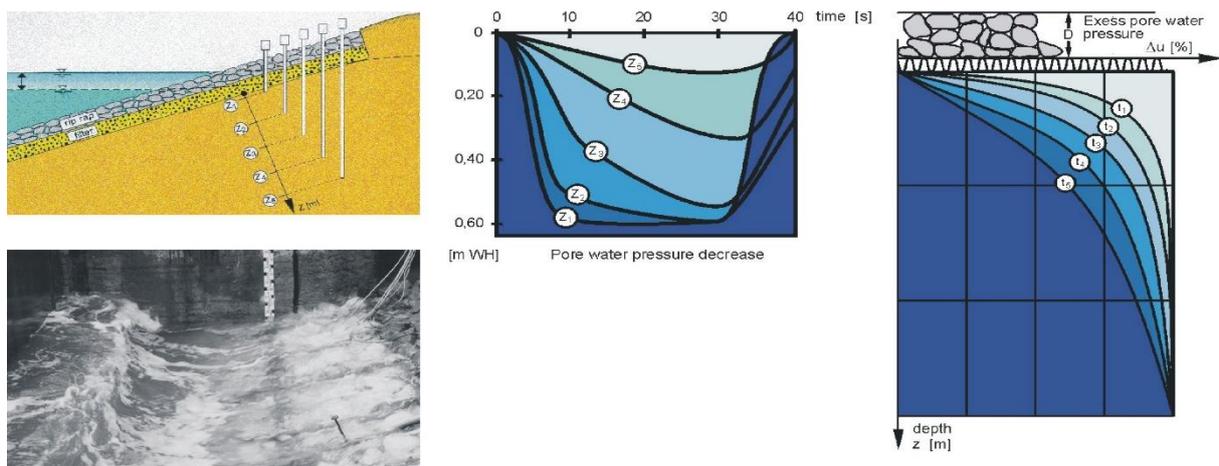


Abbildung 2-3: Messung der Porenwasserdruckdämpfung unter einem Deckwerk als Folge der aus der Schifffahrt resultierenden schnellen Wasserspiegelabsenkung in einem Binnenschiffahrtskanal (oben links) und Simulation in der BAW-Versuchsgrube (unten links) und deren zeitlicher Verlauf in unterschiedlichen Bodentiefen unterhalb des Deckwerks mittels des Einsatzes von Porenwasserdrucksensoren.

Weiterführende, spezielle Modellversuche wurden in den Folgejahren in der BAW Karlsruhe an unterschiedlichen Bodenmaterialien durchgeführt und im BAW-Forschungsbericht H.J. Köhler vom 03.10.1983 (BAW-Auftrags-Nr. 918010) mit dem Titel: 'Instationäre Wasserdrücke in porösen Medien' dokumentiert.

Wie aus der Abbildung 2-4 zu sehen ist, konnten in der Böschungsversuchsgrube der BAW die Porenwasserdruckreaktionen in einem kohäsionslosen, feinsandigen Untergrund im Jahre 1989 in vier senkrechten Schnitten unterhalb eines losen Schüttsteindeckwerks im Modellmaßstab 1:1 mittels Porenwasserdrucksensoren gemessen werden.

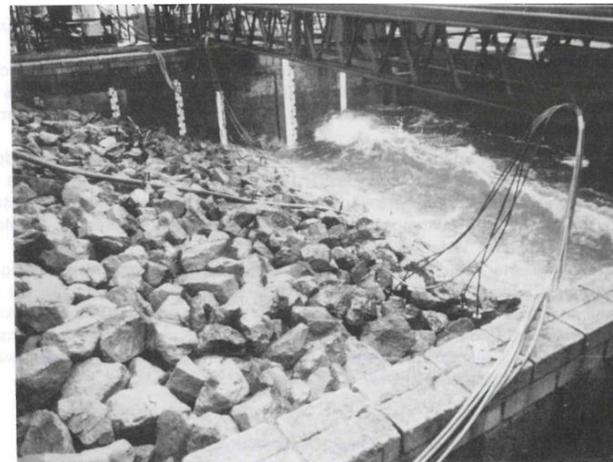
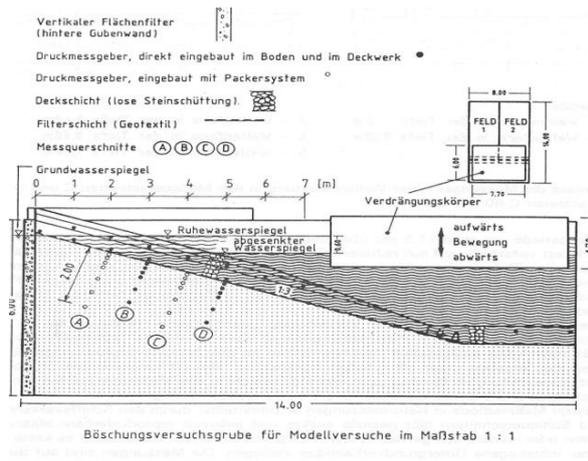


Abbildung 2-4: Wellenbelastungsversuche in der BAW-Böschungversuchsgrube von 1989 mit Messung der Porenwasserdruckreaktion unter dem Deckwerk im feinsandigen Untergrund. Ein typisches Ergebnis dieser Messungen zeigt die Auftragung der Porenwasserdruckdämpfung im Boden unterhalb des Deckwerks in der nachfolgenden Abbildung 2-5. Deutlich zu erkennen sind die zeitlich im Krümmungsverlauf abnehmenden Druckdämpfungskurven, die mit einem exponentiellen Verlauf vereinfacht als Exponentialfunktion mit dem die jeweilige Krümmung beschreibenden Porenwasserdruckparameter  $b(t)$  charakterisiert werden können.

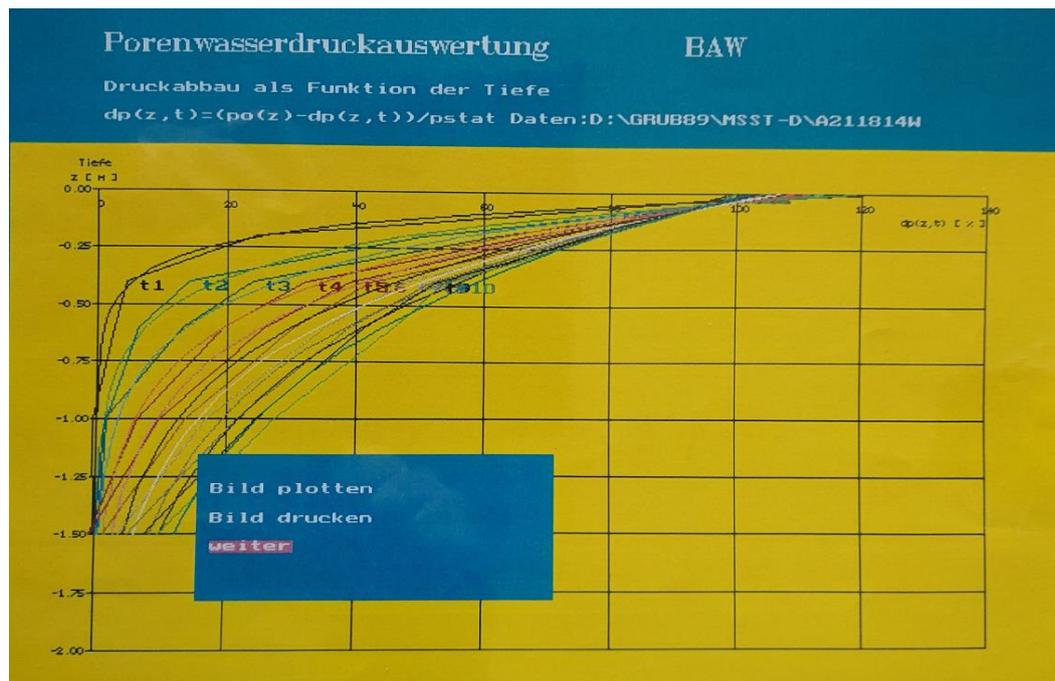


Abbildung 2-5: Ergebnis der gemessenen und ausgewerteten zeitlichen Dämpfungsverlaufskurven des Porenwasserüberdrucks am Messtellenschnitt D unterhalb des Deckwerk

Für den Fall einer homogenen Bodenschicht kann die maximal auftretende Porenwasserdruckdämpfung unmittelbar nach Erreichen der maximalen Absenkung  $z_a$  des äußeren Wasserspiegels oberhalb des Deckwerks zum Zeitpunkt  $t_1$  vereinfachend mit dem Verlauf eines exponentiell gekrümmten Kurvenverlaufs über die Bodentiefe  $z$  des Bodens für die Bemessung eines Deckwerks eingesetzt werden.

Grafische Darstellung der Auswertemethode zur Bestimmung zeitlicher Verlaufskurven der Porenwasserdruckparameter  $b(t)$  und  $a(t)$  für einen Absenk von 60 cm

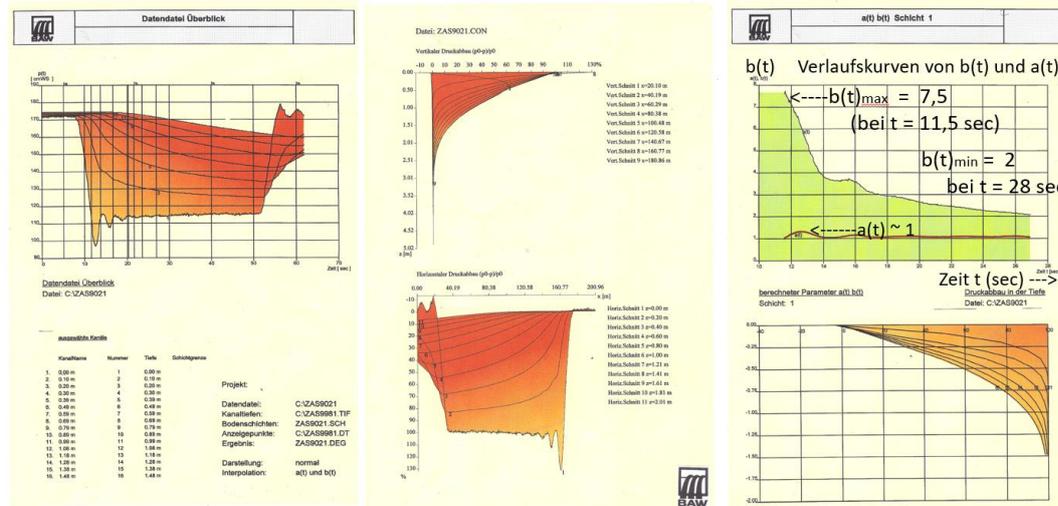


Abbildung 2-6: Auswertung von Porenwasserdruckmessungen am Deckwerk einer Bundeswasserstrasse oder am Versuchsdeckwerk im großmaßstäblichen BAW-Modellversuch

Der Parameter dieser exponentiellen Funktion wird in zeitlicher Abhängigkeit zum Zeitverlauf der Belastungseinwirkung als Porenwasserdruckparameter  $b(t)$  definiert (Abbildung 2-6). Die größte Krümmung zum Zeitpunkt  $t_1$  ist hierbei maßgebend.

### 3 Konsolidationsgleichung von Biot (1941) und Berechnung der Porenwasserdruckdämpfung

Das Phänomen der Porenwasserdruckdämpfung kann für praxisbezogene Anwendungen numerisch als ein- oder zweidimensionaler Belastungszustand sowohl mit dem Lösungsprinzip der finiten Differenzen als auch der finiten Elemente nachgebildet werden. Um die an Wasserstraßen oder allgemein wasserbelasteten Böschungen einwirkenden Druckänderungen in ihrem zeitlichen Verlauf ausreichend genau vorauszuberechnen, können mit verschiedenartigen Bodeneigenschaften unterschiedliche Schichtungshorizonte sowohl in horizontaler als auch vertikaler Ausdehnung zweidimensional erfasst werden. Aus den Berechnungen mit der Anwendung der eindimensionalen Konsolidierungsgleichung nach Biot (1941)

$$k \frac{\partial^2 \varphi}{\partial z^2} = n\beta' \rho g \frac{\partial \varphi}{\partial t} + \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \quad (3-1)$$

mit den Bodenparametern:

$\gamma_w$  = Wichte des Wassers [kN/m<sup>3</sup>],  $n$  = Porenvolumen des Bodens [-],

$\beta'$  = Kompressibilität der Wasser/Gas Mischung [m<sup>2</sup>/kN],  $\varepsilon$  = Dehnung des Bodengerüsts [-],

$k$  = Wasserdurchlässigkeit des Bodens [m/s],  $t$  = Zeit [s],  $\varphi$  = Potentialhöhe [m WS],

$z$  = Bodentiefe [m]

konnte seinerzeit ein Diagramm für den maßgebenden Porenwasserdruckparameter  $b(t)$  in Abhängigkeit von der Wasserdurchlässigkeit  $k$  und der vorherrschenden Steifigkeit des Bodens mit Ergebnisanwendungen und Erklärungen in (Köhler, 1997a, 1997 b) bestimmt werden. Hierbei wurden auch die vertikalen Volumendehnungen  $\varepsilon(z, t)$  des instationär belasteten Bodens berücksichtigt, die einen unmittelbaren Bezug zum Porenwasserdruckparameter  $B$  von Skempton (1954) besitzen. In einem parallel hierzu entwickelten Lösungsansatz einer quasi zweidimensionalen Berechnung der Porenwasserdruckdämpfung konnte dieser Verformungseffekt des Bodens aus Gründen der benötigten Berechnungsintensität damals nur auf einer Großrechenanlage erfasst werden. Mit dem jetzt vorgestellten erweiterten, zweidimensionalen Programm-Modul 'Excess2022' können nunmehr auch die Verformungen entsprechend dem von Skempton beschriebenen Porenwasserdruckparameter  $B$  auf einem normalen PC berücksichtigt werden. Die im Boden bei Einwirkung von Druckänderungen einhergehenden vertikalen Bodenverformungen (Hebungen und Senkungen des Bodens = „Atmen des Bodens“) führen zu reduzierten, instationären Porenwasserdruckverlaufskurven, wie sie mit dem Porenwasserdruckparameter  $B$  von Skempton zu begründen sind.

In der von Terzaghi (1925) erstmals vorgestellten Konsolidierungstheorie wird ein völlig gesättigter Boden mit  $S = 1$  angesetzt. Diese Voraussetzung wurde auch in seinem 1943 herausgegebenen Buch "Theoretical Soil Mechanics" so beibehalten, obwohl er die Theorie von Biot (1941) bereits kannte. Die Anwendung dieser neuen Theorie zur Konsolidierung war zu dieser Zeit auch praktisch noch gar nicht anwendbar, es fehlten die erforderlichen Verfahren, wie wir sie heute auf dem Computer mit 'Finiten Element' - Programm-Moduln und 'Finiten Differenzen' - Methoden numerisch anwenden. Daher war die Annahme von Terzaghi für vollständig gesättigten Boden seinerzeit völlig in Ordnung. Heute ist die Wirklichkeit mit  $B < 1$  für ungesättigten Boden nach der Theorie von Biot mit den neu entwickelten numerischen Berechnungsverfahren verifizierbar, wie es z. B. im Programm-Modul 'Excess2022' angewendet ist.

$$\frac{\partial}{\partial t} \varphi(x, z, t) = D(z, t) \left( \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2} \right) \varphi(x, z, t) + \varepsilon(z, t) \frac{\Delta}{\Delta t} \varphi(x, z, t) \quad (3-2)$$

mit  $\varepsilon(z, t) = \frac{\alpha E}{n \cdot \beta' + \alpha E} \equiv \frac{1}{\frac{n \cdot \beta'}{\alpha E} + 1} \equiv B$  (Porenwasserdruck-Parameter  $B$  von Skempton) (3-3)

für inkompressibles Wasser (Fluid) wird der Ausdruck

$$\frac{n \cdot \beta'}{\alpha E} \approx 0 \quad (3-4)$$

und damit gilt für völlig gesättigtes Fluid ( $S=1$ ):

$$\frac{\Delta u}{\Delta \sigma} = B \equiv 1 \quad (3-5)$$

Bishop & Eldin, (1950) und Bishop & Henkel, (1957) haben über die Bedeutung dieser von Skempton (1954) beschriebenen Porenwasserdruck-Parameter  $A$  und  $B$  bei der Boden-Untersuchung im Dreiaxialversuch berichtet, wie sie noch heute in der Laborpraxis in bodenmechanischen Untersuchungen zur Bestimmung der maßgebenden Scherfestigkeit des Bodens zur Anwendung kommen. Beim 'Back-Pressure'-Versuch wird mit dem sogenannten 'B-Test' die jeweils im Laborversuch erreichte Voll-Sättigung der zu untersuchenden Bodenprobe nach dem Prinzip der oben genannten Gleichungen (3-3) bis (3-5) vor dem Abscheren getestet.

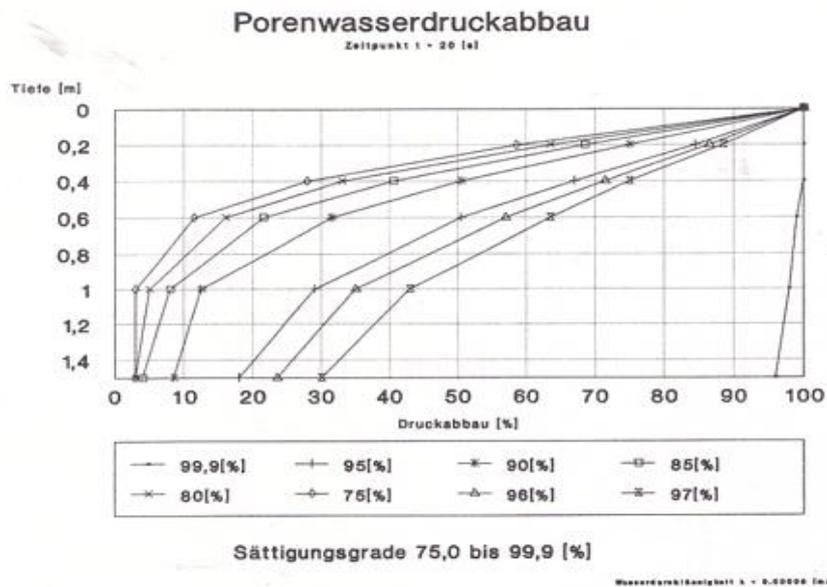


Abbildung 3-1: Mit dem seinerzeitigen eindimensionalen Programm-Modul 'BAW1992' berechneter Porenwasserdruckabbau für einen feinsandigen Boden mit der Wasserdurchlässigkeit  $k = 8,5 \times 10^{-5} \text{ m/s}$  und unterschiedlichen Sättigungsgraden  $S$  zwischen 75% und 99,9%

Nach den Porenwasserdruckmessungen in den klein- und großmaßstäblichen Labor- und Feldversuchen der Jahre 1979 bis 1989 wurde ab dem Jahre 1991 ein eindimensionales Rechenprogramm zur Lösung der von Biot im Jahr 1941 veröffentlichten Konsolidationsgleichung im Referat G4 der BAW Karlsruhe von H.-J. Köhler und Uwe Berkes entwickelt und anschließend auch schon für die Bemessung von Deckwerken in der Praxis eingesetzt. Ein Beispiel solcher Berechnungen zeigt die Abbildung 3-1 mit dem Rechen-Ergebnissen für einen feinsandigen Boden, wie er auch in den Labor- und Modellversuchen der BAW Karlsruhe zur Porenwasserdruckmessung eingebaut war.

Ab dem Jahre 1997 bis 2002 wurde im Referat G4 der BAW Karlsruhe ein weiteres Programm-Modul mit einer quasi zweidimensionalen Lösung der Biot-Konsolidationsgleichung von H.-J. Köhler und Ralf Rath erstellt. Das Programm wurde im Jahre 2002 auf die Großrechenanlage 'Cray' der BAW Karlsruhe portiert, um den enorm großen Rechenaufwand bei der Berücksichtigung der elastischen Bodenverformung  $\varepsilon(z, t)$  bei schneller Wasserdruckänderung in Form des von Skempton im Jahre 1954 vorgestellten Porenwasserdruck-Parameters  $B$  berücksichtigen zu können. Als die Vervollständigung des im 'Parallel-Processing' arbeitenden Programm-Moduls dann 2002 getestet werden sollte, konnte das Projekt leider nicht mehr zu Ende ausgeführt werden, weil die 'Cray'-Großrechenmaschine vorzeitig von Karlsruhe nach Hamburg verlegt werden musste. Jetzt, im Zeitraum von 2019 bis 2020, hat Herr Dr. Rath auf meine Bitte hin das Programm doch noch verändert, sodass jetzt auch auf einem handelsüblichen 'Personal Computer' (PC) der Skempton-Parameter  $B$  im neuen Programm-Modul 'Excess2022' berücksichtigt werden kann.

Die Ergebnisse bestätigen die seinerzeitigen Berechnungen mit dem in der BAW Karlsruhe aufgestellten, eindimensionalen BAW-Programm-Modul 'BAW1992'. Die damals 1997 im Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), Nr. 76, veröffentlichten 'b-Werte' zur Bemessung von Deckwerken an Bundeswasserstraßen werden nunmehr auch mit dem zweidimensionalen Programm-Modul 'Excess2022' bestätigt.

### 3.1 Berechnung maßgebender Porenwasserdruckparameter $b(t)$

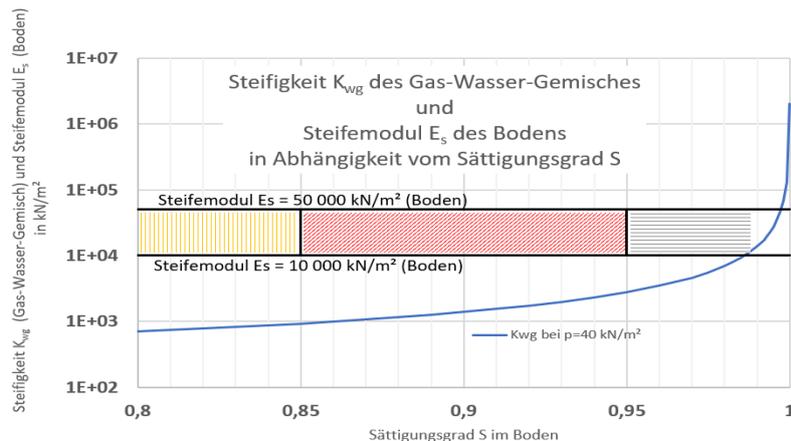


Abbildung 3-2: Maßgebende Steifigkeitsunterschiede zwischen Boden und Gas-Wasser-Gemisch im Sättigungsbereich des Bodens zwischen  $S = 80\%$  und  $S = 100\%$

Die Graphik in der Abbildung 3-2 beschreibt den Verlauf der Steifigkeitsverhältnisse vom belasteten Boden ( $E_s$ ) und des in seinem Porengerüst zirkulierendem Porenwasser ( $K_{wg}$ ), das als Gas-Wasser-Gemisch identifiziert werden muss, über dem jeweiligen Sättigungsgrad  $S$  des Bodens unter Wasser im Bereich von  $S=80\%$  bis  $S=100\%$ . Der mit roter Schraffur markierte Bereich verdeutlicht dabei die Streubreite der angesetzten Steifemoduli  $E_s$  des Bodens, für die im GBB2010 die maßgebenden 'b-Werte' für die Bemessung von Deckwerken in dem Bereichsintervall der Bodensättigung von  $S=0,85$  und  $S=0,95$  angesetzt werden dürfen. Je höher der Sättigungsgrad  $S$  des Bodens ausfällt, um so mehr erhält der von Skempton beschriebene Porenwasserdruck-Parameter  $B$  eine Bedeutung im Porenwasserdruckverlauf über die Einwirktiefe  $z$  im Boden unterhalb der Eintragsfläche der auf sie einwirkenden Wasserdruckänderung. Dieser Einfluss macht sich dann bemerkbar mit einer Reduktion der einwirkenden Druckänderung ab einem bestimmten Tiefenbereich des belasteten Bodens. Sie kann um so größer werden, je näher sie dem Bereich des Sättigungsgrad  $S > 95\%$  kommt. Mit Sättigungsgraden des Bodens von  $S=95\%$  bis  $S=100\%$  gewinnt dieser Einfluss des Porenwasserdruck-Parameters  $B$  von Skempton markant an Bedeutung auf die mögliche Porenwasserdruckreduktion im instationären Porenwasserüberdruckverlauf. Das erklärt sich leicht aus der Situation, dass die Steifigkeiten von Boden und Gas-Wasser-Mischung oberhalb von  $S=95\%$  nahezu gleichgroß werden. Ab dieser Sättigung eines Bodens unter Wasser mit  $S=95\%$  und größer kann der Porenwasserüberdruckverlauf nicht mehr genau genug mit der für die Praxis der Deckwerksdimensionierung vereinfachenden Abschätzung mittels der Festlegung durch eine Exponentialfunktion mit dem Porenwasserdruckparameter  $b(t)$  beschrieben werden. Hier ist die genauere Bestimmung des Verlaufs der Porenwasserdruckänderung nach der Konsolidierungstheorie von Biot empfehlenswert. Im Bereich unterhalb des Sättigungsgrades  $S=85\%$  ist dieser Einfluss des von Skempton beschriebenen Porenwasserdruck-Parameters  $B$  auf die Porenwasserdruckdämpfung nahezu völlig vernachlässigbar.

Betrachtet man den Einfluss der Bodensteifigkeit des Bodens auf die Größe des maßgebenden 'b-Wertes', so bleibt mit zunehmender Steifigkeit des belasteten Bodens dieser Einfluss ebenfalls vernachlässigbar, was in der nachfolgenden Abbildung 3-3 deutlich wird.

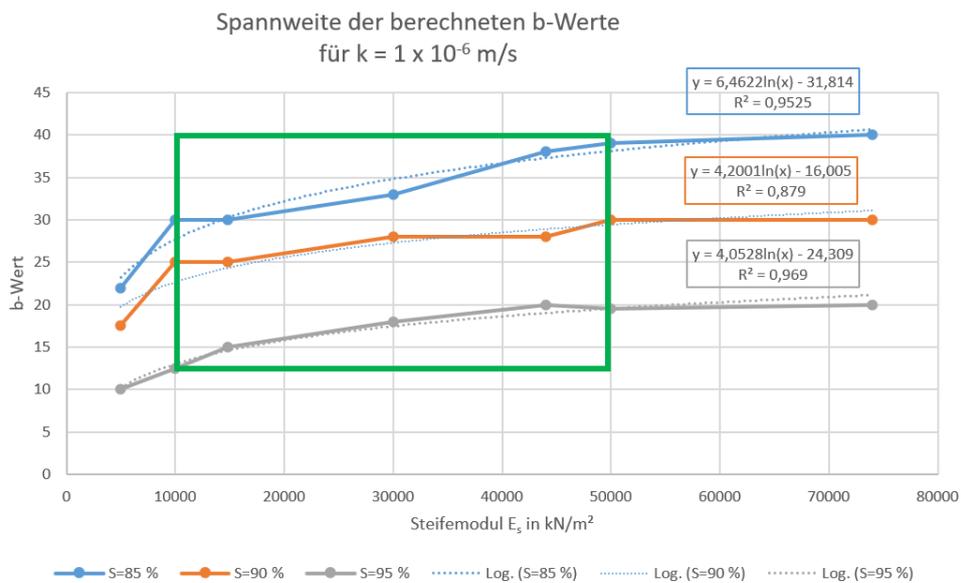
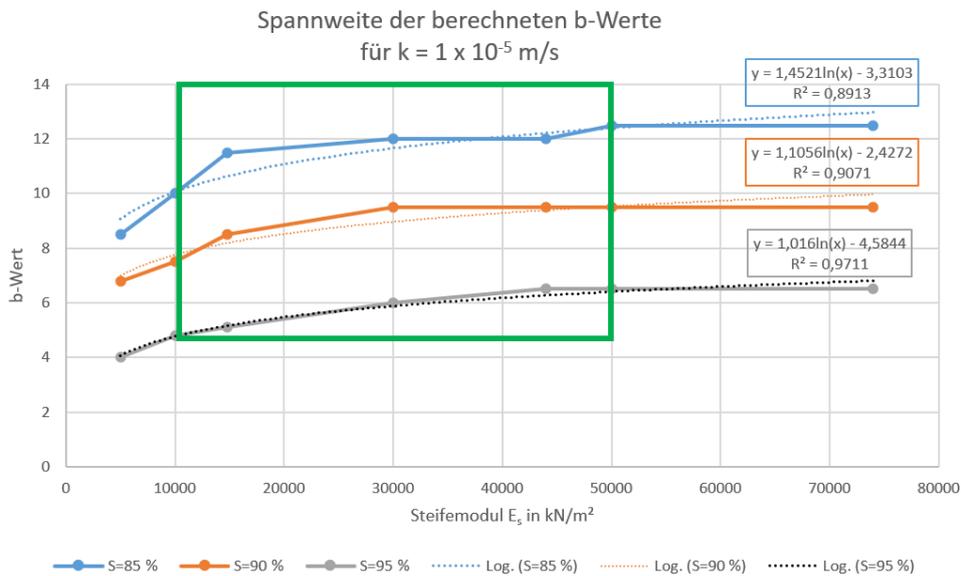
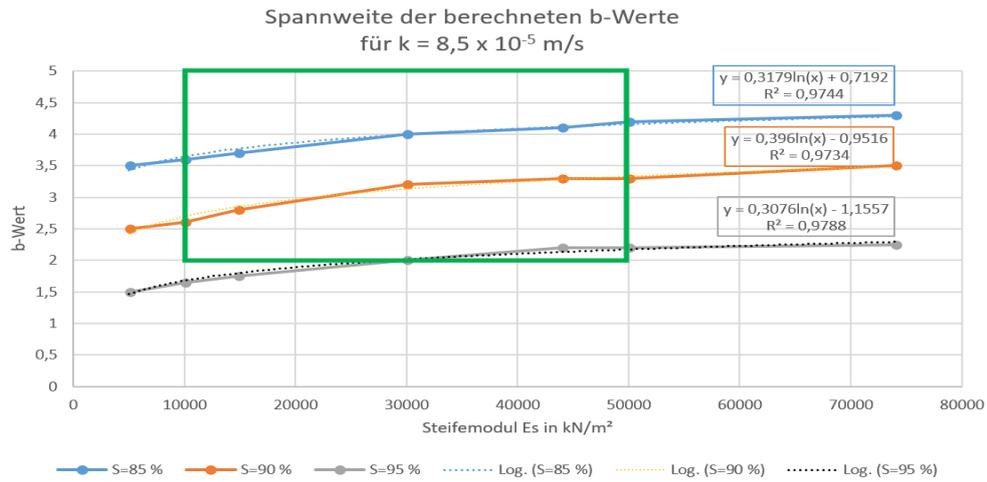
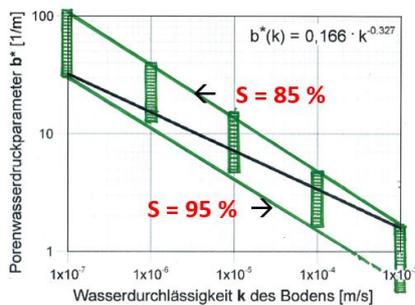


Abbildung 3-3: Berechnete b-Werte für den im GBB2010 angegebenen Gültigkeitsbereich zwischen den Steifemoduli  $E_s = 10\,000 \text{ kN/m}^2$  und  $50\,000 \text{ kN/m}^2$  für drei exemplarisch gewählte Durchlässigkeiten  $k$  und Sättigungsgrade  $S$  zwischen  $S = 85\%$  und  $95\%$

### 3.2 Berechnete Spannweite der Porenwasserdruckparameter b(t) und Verifizierung der Berechnungsergebnisse

Die Abbildung 3-4 zeigt die Spannweite der mit 'Excess2022' berechneten b-Werte für maßgebende Wasserdurchlässigkeiten k und Sättigungsgrade S des Bodens, aufgetragen über dem jeweilig in der Berechnung angesetzten Steifemodul  $E_s$  des Bodens im Vergleich zu den im GBB2010 angegebenen Gültigkeitsbereich zwischen  $E_s = 10\,000\text{ kN/m}^2$  und  $50\,000\text{ kN/m}^2$ .



**Verifizierung** des im **GBB2010** für den bei der **Deckwerksbemessung** an Bundeswasserstraßen maßgebenden **Porenwasserdruckparameter b\*** mit dem neuen Programm-Modul **'Excess2022'**

Der **grün markierte Bereich** beschreibt die Streubreite der berechneten b-Werte für unterschiedliche Wasserdurchlässigkeiten k des Bodens (m/s) im Sättigungsbereich des Bodens (m/s) zwischen **S = 85 %** bis **S = 95 %**

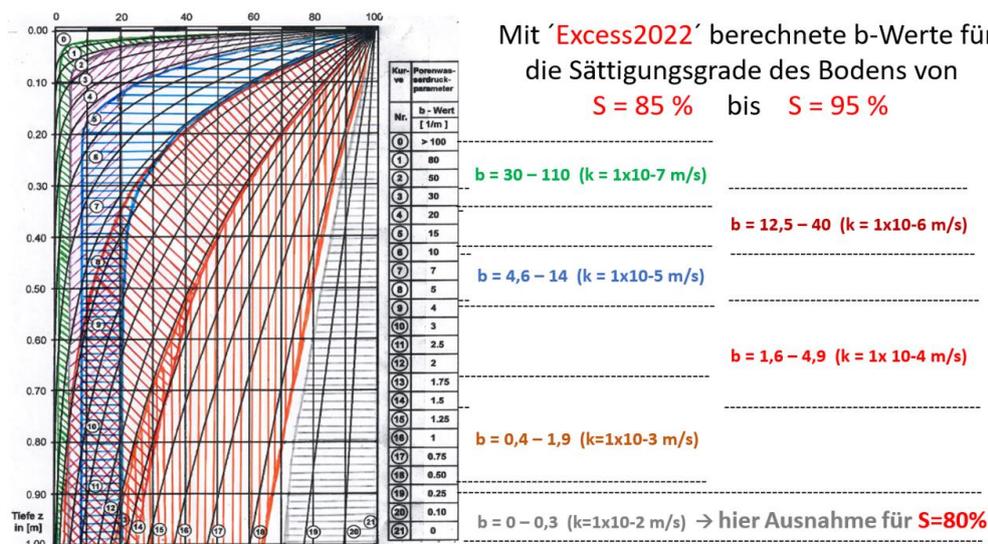
Bild 7.3 Porenwasserdruckparameter  $b^*$  in Abhängigkeit von der Durchlässigkeit des Bodens  $k$  für eine Absinkgeschwindigkeit  $v_{za} = 0,12\text{ m/s}$  (Köhler 1997) bzw. eine Absinkzeit von  $t_{sa}^* = 5\text{ s}$

k-Werte (m/s)	$1 \times 10^{-7}$	$1 \times 10^{-6}$	$1 \times 10^{-5}$	$1 \times 10^{-4}$	$1 \times 10^{-3}$	$1 \times 10^{-2}$
b-Werte (1/m)	30 - 110	12,5 - 40	4,6 - 14	1,6 - 4,9	0,4 - 1,9	0 - 0,3
b*-Wert (1/m)	32,3	15,2	7,2	3,4	1,6	-
B - Werte (-)	----- (0,38) 0,20 - 0,03 ----->					0

**Streubreite der mit 'Excess2022' berechneten b-Werte**

Abbildung 3-4: Mit dem Ausschnitt aus dem GBB2010 wird die Verifizierung der im GBB2010 maßgebend angesetzten  $b^*(k)$ -Wertekurve im Vergleich zur ermittelten Streubreite der mit 'Excess2022' berechneten  $b(t)$ -Werte für unterschiedliche Wasserdurchlässigkeiten  $k$  deutlich.

In der Abbildung 3-5 wird der berechnete b-Wertebereich für die jeweilig geltenden Porenwasserdruckverlaufskurven für unterschiedliche Wasserdurchlässigkeiten  $k$  und Sättigungsgrade des Bodens unter Wasser dargestellt.

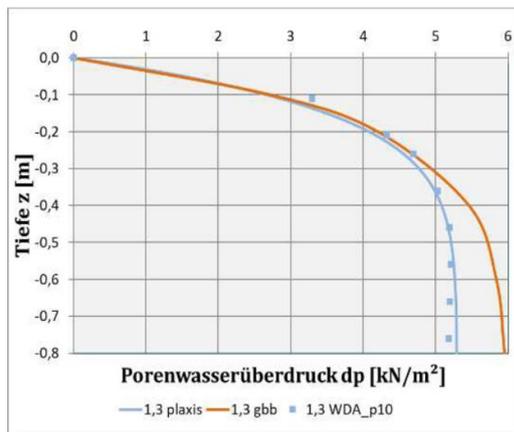


Mit **'Excess2022'** berechnete b-Werte für die Sättigungsgrade des Bodens von **S = 85 %** bis **S = 95 %**

Abbildung 3-5: Porenwasserüberdruckverlaufskurven der mit 'Excess2022' berechneten b-Wert-Bereiche für die maßgebenden Wasserdurchlässigkeiten  $k$  und Sättigungsgrade  $S$  des Bodens.

Die Abbildung 3-6 zeigt die in einer BAW-Laboruntersuchung (Julia Rothschink, 2020) angesetzten Berechnungs- und Bodenkennwerte des untersuchten Bodens sowohl die gemessene Porenwasserüberdruckreaktion als auch die Ergebnisse der Kontrollrechnung mit dem in der BAW eingesetzten Finite-Elemente-Programm 'Plaxis'.

Porenwasserdruckmessungen im BAW-Labor (Julia Rothschink, 2020)



Berechnungs- und Bodenkennwerte des untersuchten Bodens:

Wasserdurchlässigkeit  $k = 2,5e-5$  m/s,  
 Sättigungsgrad  $S = 88$  %, Porenvolumen  $n = 0,46$ ,  
 Elastizitätsmodul  $E = 13.514$  kN/m<sup>2</sup>,  
 Querkontraktionszahl  $0,33$ ,  
 (→ Steifemodul  $E_s = 20.000$  kN/m<sup>2</sup>),  
 Wassertiefe  $3$  m,  
 Wasserspiegelabsenk  $z_a = 0,60$  m,  
 Absenkezeit  $t_a = 5$  sec

----> **Untersuchungs-Ergebnisse:**

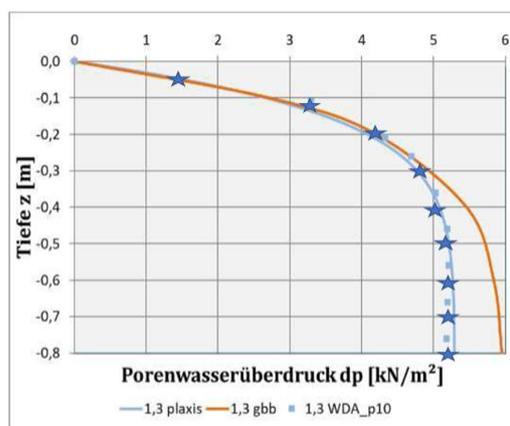
Porenwasserdruckparameter  **$b = 6$**   
 Skempton-Parameter  **$B = 0,12$**

Porenwasserüberdrücke einer Welle mit einem Wasserspiegelabsenk  $z_a = 0,6$  m in  $t_a = 5$  s und entsprechende Nachrechnung (Plaxis + GBB).  
 aus: [BAW-Forschungskompodium Verkehrswasserbau 2020, Julia Rothschink](#),  
 Auftragsnummer: B3952.04.04.70013

Abbildung 3-6: Porenwasserdruckmessungen an einer Bodensäule im BAW-Labor

Die in der Abbildung 3-7 in blau markierten jeweiligen Mess- und Berechnungsergebnisse zum Porenwasserüberdruckverlauf über die Tiefe  $z$  einer  $0,8$  m hohen Bodensäule, die mit einer Wasserspiegelabsenkung von  $z_a = 60$  cm innerhalb einer Absenkezeit von  $t_a = 5$  s belastet wurde, zeigen eine sehr gute Übereinstimmung der Berechnungsergebnisse, die sich sowohl aus dem Programm 'Plaxis' als auch aus dem Programm-Modul 'Excess2022' im Vergleich zu der im Laborversuch gemessenen Wasserüberdruckverlaufskurve ergeben haben.

Porenwasserdruckmessungen im BAW-Labor (Julia Rothschink, 2020)



★ Vergleichsberechnung zur Porenwasserüberdruckverteilung über die Bodentiefe  $z$  mit dem Programm-Modul 'Excess2022' mit dem Ergebnis:  
 Porenwasserdruckparameter  **$b = 6$**   
 Skempton-Parameter  **$B = 0,12$**

Porenwasserüberdrücke einer Welle mit einem Wasserspiegelabsenk  $z_a = 0,6$  m in  $t_a = 5$  s und entsprechende Nachrechnung (Plaxis + GBB).  
 aus: [BAW-Forschungskompodium Verkehrswasserbau 2020, Julia Rothschink](#),  
 Auftragsnummer: B3952.04.04.70013

Abbildung 3-7: Verifizierung der Ergebnisse aus dem BAW-Versuch 2020 mit 'Excess2022'

## 4 Schluss und Ausblick auf die Bau-Praxis

In diesem Beitrag wurden im Wesentlichen die Ergebnisse der Forschung zur Erfassung und Berechnung der Porenwasserdruckreaktionen im Boden unterhalb eines Deckwerks aus dem bei einer Schiffspassage eintretenden Wasserspiegelsunk an Binnenwasserstraßen vorgestellt. Das neue Programm-Modul 'Excess2022' wurde vorgestellt. Es dient zur Berechnung von instationären Porenwasserdruckreaktionen im ungesättigten Zustand des Boden unter Wasser bei Einwirkung von äußeren Laständerungen. Mit der Anwendung der von Biot im Jahre 1941 vorgestellten Konsolidationstheorie lassen sich diese instationären Druckzustände berechnen. Sie haben oft entscheidenden Einfluss auf die Standsicherheit von Bauwerksgründungen, wasserwechselbelasteten Erdbauten und sind in vielen Bereichen der klassischen Bodenmechanik in Praxis und Theorie bei instationär einwirkenden Belastungen anwendbar.

Autoren:

Hans-Jürgen Köhler, ehemals Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) in Karlsruhe, Beiertheimer Allee 20a, 76137 Karlsruhe, Dr. Ralf Rath, SAP SE, Benediktiner Straße 14, 68519 Viernheim

## 5 Quellenverzeichnis

### Literatur

Biot, 1941, General Theory of Three-Dimensional Consolidation, Journal of Applied Physics, 12 (2), pp. 155-164

Bishop & Eldin, 1950, Undrained Triaxial Test on Saturated Sand and their Significance in the General Theory of Shear Strength, Géotechnique, 2 (1), pp. 13-32

Bishop & Henkel, 1957, The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test, Edward Arnold Ltd, London

Skempton, 1954, The Pore Pressure Coefficients A und B, Géotechnique, Vol.4 (4), pp. 143-147

Terzaghi, 1925, Erdbaumechanik, Franz Deuticke-Verlag, Leipzig und Wien

Terzaghi, 1943, Theoretical Soil Mechanics, John Wiley and Sons, New York, London, Sydney

### Normen und Regelwerke

EAU (2012): Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“, Häfen und Wasserstraßen, Hafenbautechnische Gesellschaft e.V. und Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT), 2012, Hydraulischer Grundbruch und Geländebruch, pp. 63-69

GBB2010 (2011): Grundlagen zur Bemessung von Böschungs- und Sohlensicherungen an Binnenwasserstraßen, BAW-Merkblatt, Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), Kußmaulstraße 17, 76187 Karlsruhe, März 2011, ISSN2192-5380, pp. 1-155, www.baw.de

### Internet

[Web 1] <http://hj-koehler.de/public/PublikationslisteK%f6hler092013.pdf>, Literatur zum Thema ungesättigter Boden unter Wasser, (Köhler, 1997a, 1997 b) und andere

# Waldflächen im Kontext der Überflutungsvorsorge – Projekt WaldAktiv

*Prof. Dr. Ing. Jürgen Jensen, M.Sc. Sebastian Gürke, Lehrstuhl für Hydromechanik und Wasserbau, Universität Siegen*

## 1 Hintergrund und Veranlassung

Starkregenereignisse haben in den vergangenen Jahren zu erheblichen Schäden in urban geprägten Gebieten geführt. Dabei handelt es sich bei solchen Ereignissen nicht um regionale Phänomene. So hat deutschlandweit der Sommer 2021 deutlich gezeigt, dass diese grundsätzlich überall auftreten können. Gleichzeitig gilt eine Zunahme der Anzahl und Intensität von Starkregenereignissen in vielen Regionen in Deutschland als wahrscheinlich (Hänsel et al., 2023). Erfahrungen im Umgang mit den Folgen von Starkregenereignissen zeigen, dass das Überflutungsrisiko von Kommunen in der Regel nicht durch einzelne Maßnahmen verringert werden kann, sondern die Kombination vieler verschiedener Maßnahmen erforderlich ist. Bausteine im Katalog der vielfältigen Maßnahmen der kommunalen Überflutungsvorsorge sind beispielsweise Versickerungsanlagen oder die Zwischenspeicherung der Oberflächenabflüsse auf multifunktionalen Retentionsflächen. Die zur Verfügung stehenden Frei- und Grünflächen sind im Bestand allerdings oftmals begrenzt. Gleichwohl weisen viele Kommunen in den Randgebieten und zum Teil Innengebieten bewaldete Flächen auf. Untersuchungen zeigen (z. B. Puhlmann et al., 2013), dass Waldböden selbst bei großen Niederschlagsmengen und -intensitäten oftmals nicht an die Grenzen ihrer Aufnahmefähigkeit gelangen. Die Idee des Projekts WaldAktiv ist deshalb, die aus Starkregenereignissen resultierenden Fließwege an vorhandene Waldflächen anzuschließen. Hierdurch sollen Teilströme des Oberflächenabflusses in die Waldflächen geleitet und dort zur Zwischenspeicherung und Versickerung gebracht werden, sodass Überflutungen in bebauten Gebieten reduziert werden.

## 2 Das Projekt WaldAktiv

Aufgrund seines Mittelgebirgscharakters weist der im Südosten von Nordrhein-Westfalen gelegene Kreis Siegen-Wittgenstein, der das Untersuchungsgebiet im Projekt WaldAktiv darstellt (Abbildung 2.1), gegenüber Starkregen und daraus resultierenden Sturzfluten eine hohe Vulnerabilität auf. So hat es auch im Kreisgebiet und in Nachbarkommunen in den letzten Jahren bereits lokale Starkregenereignisse mit Überflutungsschäden gegeben. Gleichzeitig ist er mit einem Flächenanteil von 71 % der waldreichste Kreis Deutschlands (Wald und Holz NRW, 2017) und damit besonders gut geeignet, um entsprechende Potenziale zu ermitteln. Im Fokus steht dabei die Entwicklung einer Methodik bzw. geeigneten planerischen und technischen Werkzeugen, um das Rückhalte- und Versickerungspotenzial bestehender Waldflächen für die kommunale Starkregenvorsorge aktiv nutzbar zu machen.



Abbildung 2.1: Untersuchungsgebiet des Projekts WaldAktiv

### 3 Methodik

Für das gesamte Kreisgebiet wurde zunächst mit der MATLAB®-basierten TopoToolbox 2 (Schwanghart & Scherler, 2014) auf Grundlage eines digitalen Geländemodells mit einer Auflösung von 0,5 m eine Fließweganalyse durchgeführt und potenzielle Fließwege und Geländesenken ermittelt (Abbildung 3.1).

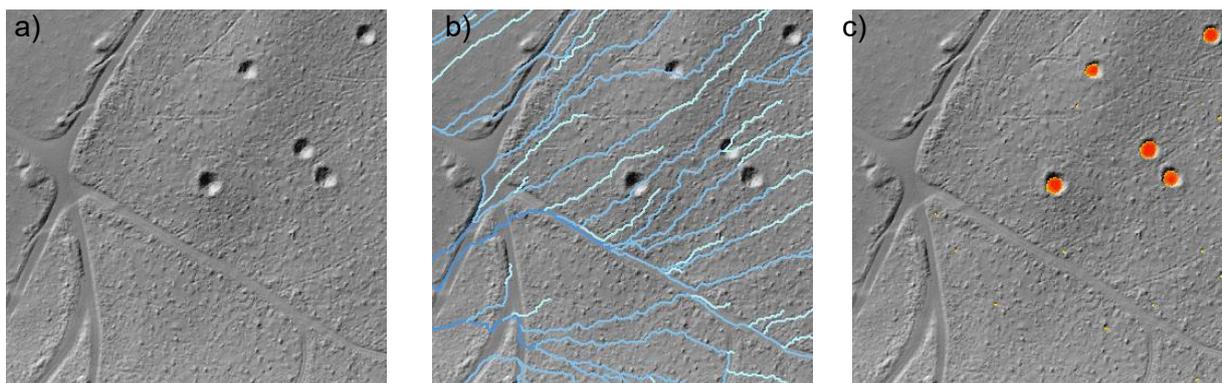


Abbildung 3.1: : a) Detailausschnitt des Geländemodells (Schummerungsdarstellung) überlagert mit b) potenziellen Fließwegen und c) Geländesenken (z. B. Bombentrichter).

Während die Fließwege Hinweise zum potenziellen Verlauf von Oberflächenabflüssen geben und die korrespondierenden Einzugsgebietsgrößen enthalten, stellen Geländesenken potenzielle Speichermöglichkeiten für Oberflächenabflüsse in den Waldflächen dar. Mithilfe der Fließweganalysen konnte gezeigt werden, dass Überflutungen in urbanen Gebieten oftmals

mehrere Ursprungsbereiche haben, die nur durch viele kleine ortsnahe Maßnahmen hinsichtlich der Überflutungsfolgen verhindert oder reduziert werden können. Durch die Verschneidung von Wegen mit den berechneten Fließwegen können innerhalb von Waldflächen zudem Bereiche ermittelt werden, die bei Starkregenereignissen zur Sammlung und Konzentration und somit der Ausbildung von sogenannten linearen Abflüssen sowie einem schnellen Abfluss aus der Landschaft führen können (Abbildung 3.2). Je steiler diese linearen Strukturen sind, desto größer ist Gefahr von Erosionen; insbesondere auf unbefestigten Wegen. Treten lineare Abflüsse nicht nur in vereinzelt Abschnitten auf, sondern münden unmittelbar in bebauten Gebieten, muss tendenziell von einer erhöhten Gefahr ausgegangen werden. Entsprechende lineare Abflüsse wirken somit dem Wasserrückhalt im Wald entgegen und sollten durch die Anlage regelmäßiger Querabschlagsmulden möglichst vermieden werden.

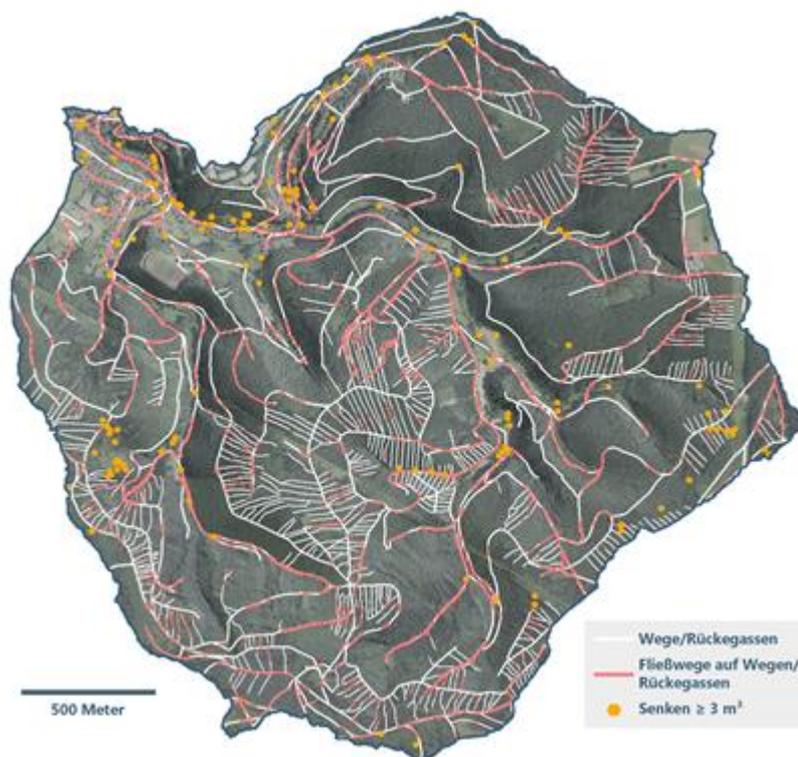


Abbildung 3.2: Verschneidung (rot) von Wegen und Rückegassen (weiß) mit Fließwegen zur Ermittlung von Bereichen, die bei Starkregenereignissen zur Ausbildung von linearen Abflüssen führen können

Des Weiteren wurden mit dem Niederschlag-Abfluss-Modell RoGeR der Universität Freiburg (Steinbrich et al., 2016) bodenhydrologische Modellierungen durchgeführt, um die Versickerungsfähigkeit der Waldböden zu ermitteln. Deutlich zeigt sich der Einfluss des Waldes auf den Boden, der vor allem bei selten auftretenden Ereignissen dazu führt, dass die Versickerung durch die Makroporen die Versickerung durch die Bodenmatrix übersteigt. Die Versickerungsfähigkeit des Bodens wird somit durch die Wälder erhöht, was insbesondere auf grundsätzlich wenig durchlässigen Böden eine wichtige Rolle spielt. Die Regenmenge, die bei einem bestimmten Ereignis in den Boden infiltriert, ist dabei örtlich sehr unterschiedlich (vgl. Abbildung 3.3). Gleichzeitig zeigt sich, dass dem Wasserrückhalt Grenzen gesetzt sind und maximale Versickerungskapazitäten von bis zu 80 Liter/m² in einer Stunde, wie von Puhmann et al. (2013) für ungestörte Waldböden genannt, im Kreis Siegen-Wittgenstein aufgrund der an-

stehenden Böden nicht erreicht werden können. Umso wichtiger ist es, das vorhandene Rückhaltepotenzial von Wäldern zu erhalten und aktiv zu stärken. Hierbei spielt die Zwischenspeicherung und Versickerung von Oberflächenabflüssen in Mulden eine wesentliche Rolle.

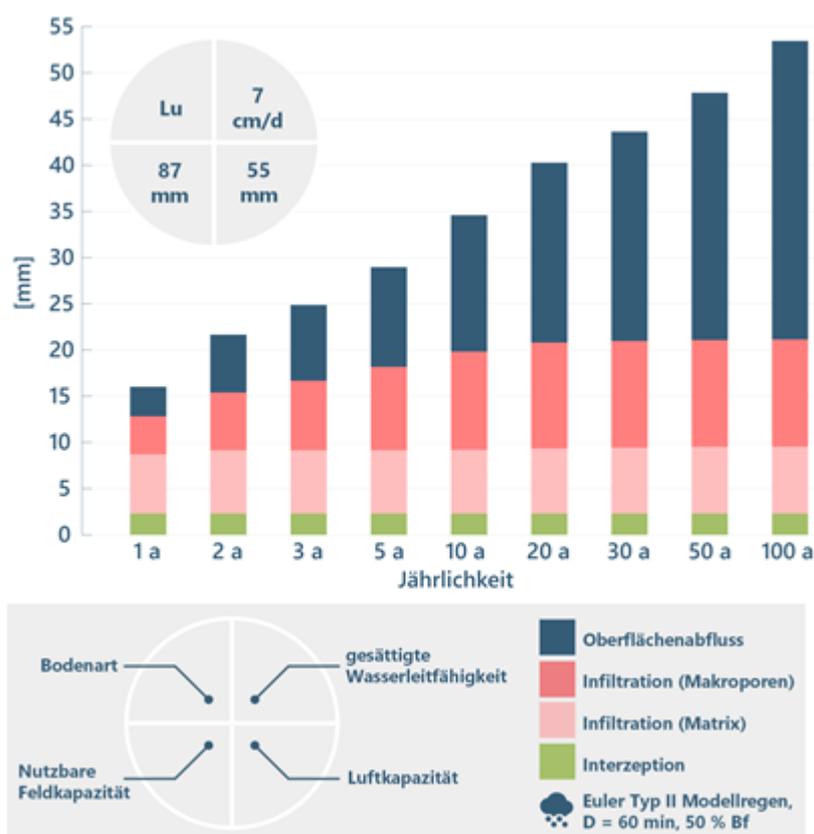


Abbildung 3.3: Anteil von Interzeption, Matrix-Infiltration, Makroporen-Infiltration und Oberflächenabfluss für Starkregenereignisse verschiedener Jährlichkeiten auf einem für das Kreisgebiet repräsentativem Waldstandort.

## 4 Ausblick

Die Erkenntnisse und Empfehlungen aus dem Projekt WaldAktiv werden zum Projektende im Juli 2023 in einem Leitfaden in kompakter Form zusammengefasst und veröffentlicht. Da Überflutungsvorsorge eine kommunale Gemeinschaftsaufgabe ist, richtet sich der Leitfaden im Besonderen an kommunale Fachämter und -abteilungen wie Stadt-, Verkehrs- und Bauleitplanung, Grün- und Freiflächenplanung sowie Tiefbau und Stadtentwässerung. Gleichwohl richtet er sich an die Forstwirtschaft, also Forstbehörden sowie forstwirtschaftliche Zusammenschlüsse, die die Waldflächen betreuen und bewirtschaften.

Durch den Leitfaden sollen Waldflächen einerseits stärker in den Fokus der Überflutungsvorsorge gerückt und andererseits die an dem Prozess Beteiligten bei der Planung von Maßnahmen unterstützt werden. Der Leitfaden hat dabei drei zentrale Empfehlungen:

1. Waldflächen müssen als elementare Bausteine der kommunalen Überflutungs- und Hochwasservorsorge verstanden und erhalten werden.

2. Der dezentrale Rückhalt von Oberflächenabflüssen in Waldflächen muss verbessert werden.
3. Bei Entwaldungen im Zuge von Bau- und Infrastrukturprojekten sollte der Verlust der natürlichen Retentionskapazität im Sinne eines Verschlechterungsverbots vor Ort kompensiert werden.

## 5 Förderung

Das Projekt WaldAktiv wurde im Förderschwerpunkt „Kommunale Leuchtturmvorhaben sowie Aufbau von lokalen und regionalen Kooperationen“ des Förderprogramms „Förderung von Maßnahmen zur Anpassung an den Klimawandel“ mit Mitteln des Bundesministeriums für Umwelt, Naturschutz, nukleare Sicherheit und Verbraucherschutz (BMUV) und vom Kreis Siegen-Wittgenstein unter dem Förderkennzeichen 67DAS179 gefördert.

## 6 Literatur

- Hänsel, S., Lengfeld, K., Walawender, E., Brendel, C., Palarz, A., Stanley, K., Jung-hänel, T., Rauthe, M., Winterrath, T., Weigl, E. (2023): Starkregen in Deutschland - Kein Thema in Trockenjahren?, *Korrespondenz Wasserwirtschaft*, 16 (2), S. 82–89.
- Puhlmann, H., v. Wilpert, K., Sucker, C. (2013): Können Wälder sicheren Hochwasserschutz bieten? In: *AFZ-DerWald*, 13/2013, S. 9–11.
- Schwanghart, W. & Scherler, D. (2014): TopoToolbox 2 – MATLAB-based software for topographic analysis and modeling in Earth surface sciences, *Earth Surface Dynamics*, 2 (1), DOI: 10.5194/esurf-2-1-2014, S. 1–7.
- Steinbrich, A., Leistert, H., Weiler, M. (2016): Model-based quantification of runoff generation processes at high spatial and temporal resolution, *Environmental Earth Sciences* (75), DOI: 10.1007/s12665-016-6234-9.
- Wald und Holz NRW (2017): Regionalforstamt Siegen-Wittgenstein, Wald und Holz NRW (Hrsg.), Münster.

# Rutschungen in NRW - Flächenhafte Analyse von Massenbewegungen

*Dominik Hafkesbrink, Prof. Dr. Roland Strauß, Mathias Knaak, Geologischer Dienst NRW*

## 1 Einleitung

Zur Kernaufgabe der Staatlichen Geologischen Dienste (SGD) gehört neben der geowissenschaftlichen Landesaufnahme und der Bereitstellung von Geodaten, die Identifikation und Bewertung möglicher geologischer Gefährdungspotentiale – sogenannter Georisiken. Um die im Geologischen Dienst NRW verfügbaren Daten über geolog. Gefährdungspotentiale der Öffentlichkeit zur Verfügung zu stellen, wurde 2009 eine leicht verständliche Gefahrenhinweiskarte für das Land NRW erstellt. Die Karte wurde inhaltlich überarbeitet und Anfang 2022 erneut im Internet unter [www.gdu.nrw.de](http://www.gdu.nrw.de) als Selbstauskunftsportale „GDU – Gefährdungspotentiale des Untergrundes in Nordrhein-Westfalen“ veröffentlicht. Aktuell werden die Gefährdungspotentiale Karst (Karstgebiete, Erdfälle und Subrosionssenken), Gasaustritte in Bohrungen, Erdbeben (Erdbebengefährdung und seismisch aktive Störungen) sowie Bergbau und Methanausgasung (bereitgestellt durch die Bezirksregierung Arnsberg) dargestellt.

Ein weiteres, im GDU-Portal nicht implementiertes Georisiko, stellen Rutschungen dar. Die Flutkatastrophe im Juli 2021 zeigte eindrücklich, welche Gefährdungen von Böschungen und Hängen ausgehen können. Um die Gefährdung abzuschätzen ist es einerseits notwendig, die auslösenden Faktoren zu bestimmen und zu bewerten. Auf der anderen Seite muss der Ansatz als Plausibilitätskontrolle mit bekannten Rutschereignissen verschnitten werden. Dadurch ist es möglich die gewählten Faktoren zu verifizieren oder weitere Einflussgrößen zu ermitteln.

## 2 Was sind Rutschungen?

In der Literatur gibt es unterschiedliche Definitionen von Rutschungen. Grundsätzlich zählen Rutschprozesse zu den gravitativen Massenbewegungen. Im Unterschied zu anderen gravitativen Massenbewegungen wie bspw. Erdfällen, sind Rutschungen durch eine an die Morphologie gebundene, hangabwärts gerichtete Bewegung gekennzeichnet (Balzer et al., 2020; Highland & Bobrowski, 2008). Rutschereignisse werden durch externe oder geogene Einflüsse ausgelöst. Eine falsche Modellierung einer Böschung oder eine externe Belastung können zum Versagen der Böschung führen. Des Weiteren sind Einflüsse durch Wasser (Hochwasser oder Regen) häufig als Ursache anzusehen. Geogene Einflüsse wie die Gesteinsverwitterung oder seismische Ereignisse sind in diesem Zusammenhang ebenfalls zu nennen. Rutschun-

gen kommen im Fest- und im Lockergestein vor. Die Bewegungsgeschwindigkeit der Rutschmassen variiert stark. Während Sturzprozesse abrupt auftreten und schnell zum Erliegen kommen, können andere Rutschungstypen wie bspw. Translationsrutschungen über Jahrzehnte mit geringen Bewegungsgeschwindigkeiten ablaufen (Prinz & Strauß, 2017).

Zur Klassifikation der Rutschungstypen werden im Folgenden Beispiele für zwei kinematische Grundtypen genannt (Balzer et al., 2020). Eine andere Einteilung kann fallbezogen zweckmäßig sein.

### 2.1 Rotations- und Translationsrutschungen

Rotationsrutschungen (Abb. 2-1) gehören zu den klassischen Rutschungstypen. Sie sind gekennzeichnet durch eine zur Geländeoberfläche hin, z. T. tief liegende, gekrümmte Gleitfläche. Beim Rutschvorgang vollzieht die wenig zerblockte Rutschmasse eine hangparallele Rotation. Sie treten häufig in homogen geschütteten Böschungen auf. Im Gelände sind Abrissbereich (links), Bewegungsbereich (mitte) und Akkumulationszone (rechts) deutlich zu erkennen.

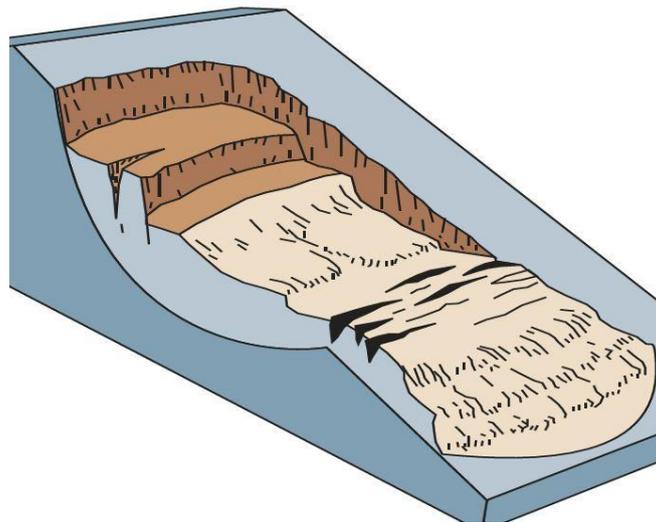


Abbildung 2-1 Rotationsrutschung (Highland & Bobrowski, 2008)

Im Gegensatz zu den häufig tief eingeschnittenen Rotationsrutschungen zeichnen sich Translationsrutschungen (Abb. 2-2) durch eine oft flach liegende, planare Gleitfläche aus. Die Rutschmasse ist insbesondere im Bewegungsbereich (mitte) stark zerblockt. Translationsrutschungen treten häufig entlang von Schwächezonen (Schichtflächen, Störungen) im Festgestein auf.

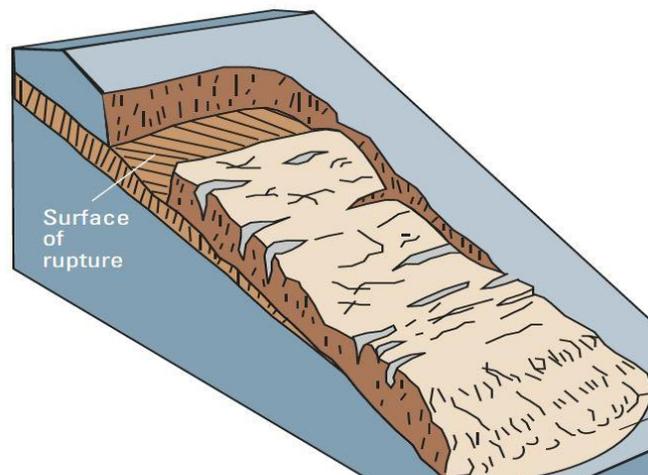


Abbildung 2-2 Translationsrutschung (Highland & Bobrowski, 2008)

## 2.2 Fallen und Stürzen

Zu den schnell ablaufenden Rutschtypen zählt Fallen. Der Versagensmechanismus ist gekennzeichnet durch abruptes Versagen von Locker- oder Festgesteinsmassen entlang einer stark geneigten Morphologie. Die abgelösten Massen fallen senkrecht nach unten. Dies tritt insbesondere an steilen Klippen auf. Auslösender Faktor ist häufig die fortschreitende Erosion unterhalb des Liefergebietes. Es entstehenden Überhänge, die progressiv Versagen. Die abgelösten Gesteinsbrocken können je nach morphologischer Situation auf geneigte Flächen treffen und rollen bzw. springen.

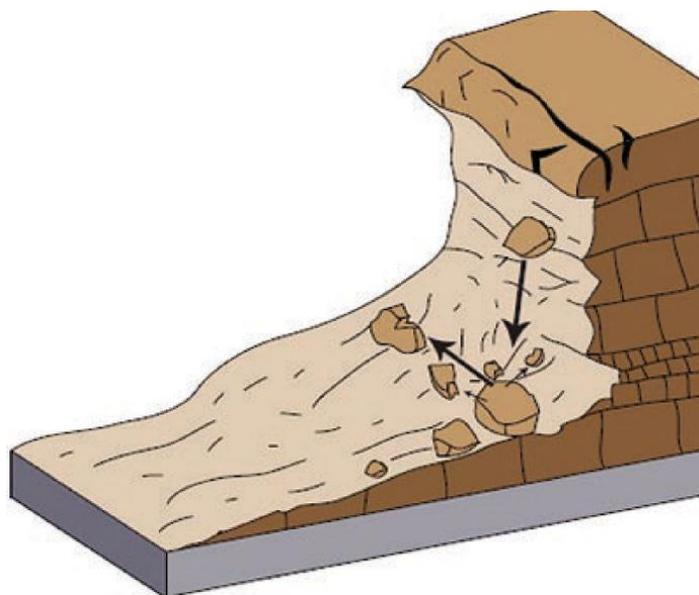


Abbildung 2-3 Fallen (Highland & Bobrowski, 2008)

Sturzprozesse ähneln den Fallprozessen, allerdings kippt der gefährdete (Locker-)Gesteinsblock aus dem Verbund und vollzieht eine Rotation unterhalb des Massenschwerpunkts. Auch hier können abgelöste Gesteinspartien je nach morphologischer Situation rollen bzw. springen und so auch weit entfernte Gebiete erreichen.

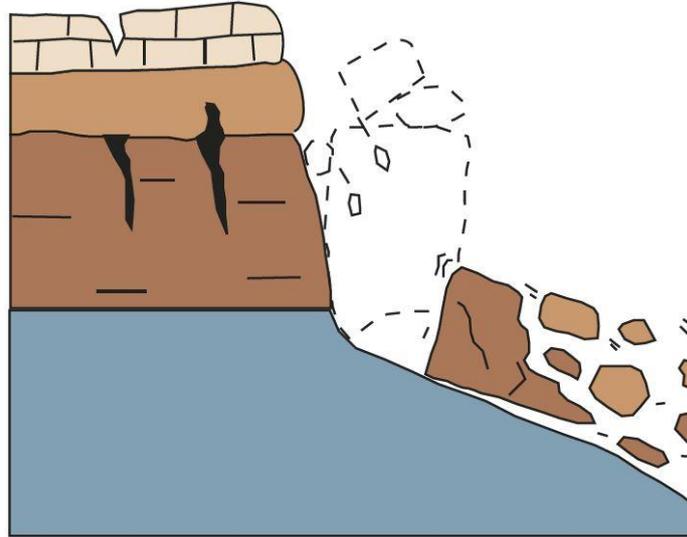


Abbildung 2-4 Stürzen (Highland & Bobrowski, 2008)

### 3 Rutschungskarte NRW 2010

Um flächenhafte Aussagen in Form von Gefahrenhinweiskarten über die Naturgefahr Rutschungen treffen zu können, müssen die auslösenden Faktoren identifiziert und bewertet werden. Ein Entwurf einer Gefahrenhinweiskarte wurde 2010 im Geologischen Dienst NRW erstellt. Anhand von verschiedenen auslösenden Faktoren wurden in einer Bewertungsmatrix Punkte vergeben, aus denen anschließend ein Gefährdungspotential ermittelt wurde (Tab. 3-1).

Als ein auslösender Faktor wurde die Hangneigung anhand des digitalen Geländemodell (DGM10) in fünf verschiedene Klassen unterteilt und entsprechend der Hangneigung durch 0 – 5 Punkte bewertet. Als weiteren Einflussfaktor wurde die Geologie auf Basis der Geologischen Karte von Nordrhein-Westfalen 1: 100.000 qualitativ nach ihrer Rutschanfälligkeit beurteilt und mit 0 – 2 Punkten bewertet. Zusätzlich wurde ein weiterer Punkt vergeben, wenn der Niederschlag im dreißigjährigen Mittel höher als 1100 mm lag.

Anhand der vergebenen Punkte wurden vier Gefährungsklassen erstellt und mit einer unterschiedlichen Farbcodierung flächenhaft dargestellt. Wenn bspw. über fünf Punkte vergeben wurden, ist das örtliche Gefährdungspotential durch Rutschungen, abhängig von geotechnischen Randbedingungen, als hoch zu betrachten.

Tabelle 3-1 Bewertungsmatrix

Neigung		2	1	0
		Geologie gefährdet	Geologie mäßig gefährdet	Geologie nicht gefährdet
4	> 30°	6	5	4
3	20 bis 30°	5	4	3
2	10 bis 20°	4	3	2
1	5 bis 10°	3	2	1
0	< 5°			

Klasse	Index	Gefährdungspotenzial durch Rutschungen ist
>= 5	3	in Abhängigkeit von den geotechnischen Randbedingungen örtlich <b>hoch</b>
4 und 3	2	in Abhängigkeit von den geotechnischen Randbedingungen örtlich <b>mittel</b>
2	1	in Abhängigkeit von den geotechnischen Randbedingungen örtlich <b>gering</b>
<= 1		nach bisherigem Kenntnisstand nicht vorhanden

## 4 Identifizierung von Rutschereignissen

Im urbanen Raum werden Rutschungen schnell erkannt und häufig den zuständigen Ämtern gemeldet. Eine weitere Informationsquelle können Nachrichtenmeldungen sein. Um flächenhafte Informationen zu sammeln, ist es notwendig, Ereignisse im ländlichen Raum zu identifizieren. Digitale Geländemodelle werden in NRW flächendeckend in einem 5-Jahresturnus erhoben und kostenfrei zur Verfügung gestellt. Aus diesen Informationen lassen sich Unterschiede in der Geländeoberfläche innerhalb eines Zeitintervalls ableiten, indem man die Höhen an ausgewählten Punkten vergleicht und eine Höhendifferenz bestimmt. Im sogenannten Differenz-DGM können Rutschereignisse anhand ihrer charakteristischen Geländeänderung (negative Geländebewegungen im Abrissbereich und positive Geländebewegungen im Akkumulationsbereich) visuell identifiziert werden (Prinz & Strauß, 2017).

Als Beispiel für eine dem Geologischen Dienst NRW bislang unbekannt Rutschung zeigt Abb 4-1. Auf der linken Seite ist das DGM vor dem Rutschereignis dargestellt, auf der rechten Seite sind anhand des neuen DGM bereits in dieser Darstellung Massenbewegungen erkennbar.

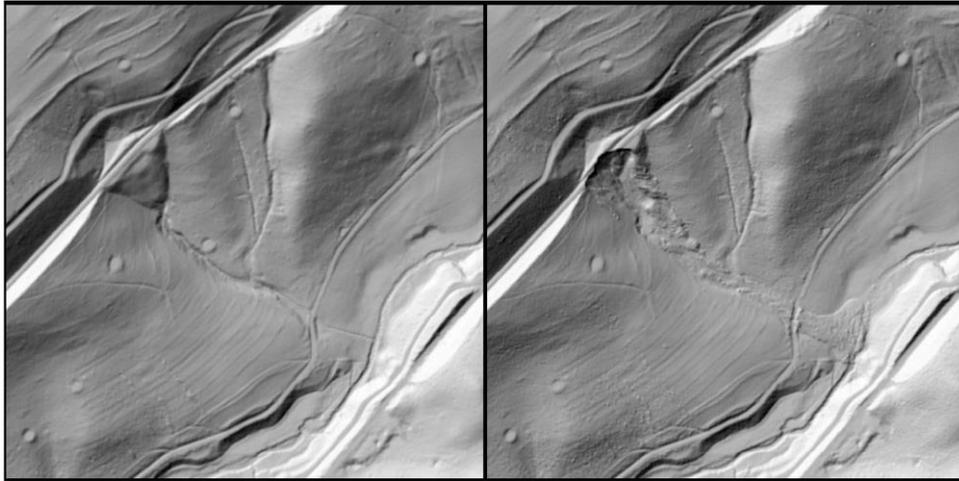


Abbildung 4-1 links: DGM vor Rutschung; rechts: DGM nach Rutschung

Berechnet man die Differenz der Geländehöhen anhand der vorliegenden Höheninformationen der beiden Datensätze, kann der Betrag der Höhenänderung bestimmt und visualisiert werden. In Abb. 4-2 erkennt man anhand der roten Farben (negative Geländebewegungen) und der grünen Farbe (positive Geländebewegung) die charakteristischen Abriss- und Akkumulationsbereiche der Rutschung.



Abbildung 4-2 Differenz-DGM der Rutschung; rot negative Geländebewegungen; grün positive Geländebewegungen

## 5 Zusammenfassung

Im einfachen Ansatz wurde 2010 eine Rutschungskarte erstellt, mit den Einflussfaktoren Hangneigung, gefährdete Geologie und Niederschlag. Bekannte Rutschereignisse wurden mit der Karte verschnitten, um eine erste Plausibilitätskontrolle durchzuführen und die Ergebnisse bzw. Annahmen zu verifizieren oder zu falsifizieren. Im weiteren Verlauf ist es zweckmäßig ein Ereigniskataster zu führen, um ggf. weitere, bislang unbekannte Einflussfaktoren zu bestimmen und mit in die Bewertung einfließen zu lassen.

Um Rutschungen auch im ländlichen Raum, die wahrscheinlich unbekannt geblieben wären, zu erfassen, können digitale Geländemodelle aus unterschiedlichen Aufnahmezeitpunkten verglichen und die Höhendifferenz bestimmt werden. In der Darstellung der sog. Differenz-DGM werden die charakteristischen Geländebewegungen von Rutschungen sichtbar.

Autoren

Dominik Hafkesbrink

Prof. Dr. Roland Strauß

Mathias Knaak

Geologischer Dienst NRW

De-Greiff-Str. 195

47803 Krefeld

## 6 Quellenverzeichnis

### Literatur

Prinz, H., Strauß, R. (2017): Ingenieurgeologie. Springer Spektrum, S. 469, 474-475, 478-479

Balzer, D., Dommaschk, P., Ehret, D., Fuchs, M., Glaser, S., Henscheid, S., Kuhn, D., Strauß, R., Torizin, J., Wiedenmann, J. (2020): Massenbewegungen in Deutschland (MBiD) – Beiträge zur Modellierung der Hangrutschempfindlichkeit, S. 43-44

Ruch, C., Möbus, H.-M. (2016): Gefahrenhinweiskarten geogener Naturgefahren in Deutschland, S.

Highland, L. M., Bobrowski, P. (2008): The landslide handbook – A guide to understanding landslides: Reston, Virginia, U.S. Geological Survey Circular 1325, S. 4, 7, 9, 11, 13

Ad-hoc-Arbeitsgruppe Geologie. (2016). Gefahrenhinweiskarten geogener Naturgefahren in Deutschland - ein Leitfaden der Staatlichen Geologischen Dienste (SGD). *Geologisches Jahrbuch, Reihe A, Heft 164, 83 S., Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe in Zusammenarbeit mit den Staatlichen Geologischen Diensten in der Bundesrepublik Deutschland; E. Schweizerbart'sche Verlagsbuchhandlung (Nägele u. Obermiller), Stuttgart.*

# Die permanente dreidimensionale Datenerfassung alpiner Hangrutschungen - Raumzeitliche Segmentierung multitemporaler Datensätze mit Methoden des unüberwachten maschinellen Lernens

*Daniel Czerwonka-Schäfer, DMT GmbH & Co. KG*

## 1 Kurzfassung

Ziel des Beitrages ist die Präsentation eines webbasierten Monitoringdienstes auf Basis eines permanent installierten Long Range Laser Scanners zur Identifizierung von Hangbewegungen im Zusammenhang mit der Abwehr von Naturgefahren und dem Schutz von Infrastrukturen. Grundlage dieser Arbeit sind Datensätze aus dem Valsertal in Tirol, wo im Sommer 2020 und 2021 ein fest installierter Laser Scanner im Bereich eines Felssturzes erfolgreich webbasiert betrieben wurde.

Der allgemeine Fokus der Forschungsarbeiten liegt auf der Integration in ein webbasiertes Risikomanagementsystem aus ingenieurgeodätischer Sicht. 4 wesentliche Prozessierungsschritte innerhalb eines Monitorings mittels TLS wurden identifiziert und in verschiedenen Arbeiten thematisiert:

- Die Datenerfassung innerhalb einer einzelnen Messepoche
- Ein redundantes Datenmanagement als auch eine sichere Datenkommunikation zu zentralen Datenservern
- Bi- und Multitemporale Datenanalyse
- Informationsextraktion, Reporting und Visualisierung

Dieser Beitrag thematisiert die letzten beiden Punkte unter Berücksichtigung verschiedener Aspekte wie die Echtzeitfähigkeit, Parametrisierung von Algorithmen zur multitemporalen Analyse, Praktikabilität der Anwendung und den Grad der Informationsextraktion. Der Autor setzt sich u.a. mit einer Case Study zur Featureextraktion aus 2D-Tiefenbildern inklusive einem erweiteren Clustering sowie ersten Ansätzen einer KI auseinander.

Autor:

Daniel Czerwonka-Schäfer

DMT GmbH & Co. KG

Essen

# Numerical analysis of debris flow using a combination of FSLAM model and RAMMS: A case study of Upper-Svaneti, Georgia

*Ms. Aida Mehrpajouh, Prof. Dr.-Ing. habil. Jens Engel, Division of geotechnical engineering, HTWK Dresden*

Since landslides and succedent phenomena like debris flow may leave drastic aftermath in residential areas, it is important to assess the prone area and predict the debris runout path to prevent the potential hazard to cities and villages. In this study, due to the lack of a complete landslide inventory, different scenarios of release area, erosion thickness, and flow properties were defined in order to simulate the critical debris flow events in Mestia, Georgia which jeopardize the residential area in the foothill. For that, two numerical simulation tools are used: the FSLAM (Fast Shallow Landslide Assessment Model) plugin tool of QGIS for the physically-based regional rainfall-induced landslide model, and RAMMS (Rapid Mass Movements Simulation) software for the debris flow runout model. The sensitivity analysis of runout parameters showed that the expansion of the influenced area and thickness as well as the dry-friction viscosity parameter of flow are the most influential among others.

## 1 Introduction

Landslides are increasingly occurring in mountainous areas due to global warming and torrential rainstorms, resulting in destructive consequences like property destruction, human deaths, and topographic changes. Thus, it is crucial to address the landslide hazard and gravity-driven flows due to the tourism industry rapid development in Georgia (Alcaraz et al. 2012). Shallow landslides are caused by topography, rainfall, and tectonic movement (Figure 1-1). Landslide susceptibility models include statistical, heuristic, physically-based, and machine learning models. Studies have focused on finding empirical relationships between debris flow occurrence and rainfall intensity (Guzzetti et al. 2007) which are only applicable to the same environment and should be calibrated for each event. Physically-based models, which use physical properties to assess slope stability and better depict the mechanism of landslide occurrences, are more suitable for landslide risk assessment than other models. The recently proposed FSLAM model by Medina et al. (2021) considers the effect of antecedent and event-triggering rainfall, soil parameters, and vegetation to calculate the factor of safety. In addition, numerical models have been developed to map debris flow movement, but they face uncertainty sources such as geometric complexities, soil properties distribution, vegetation influences, and soil water content, which require optimization of accuracy and computational cost based on the scale of the project. Shiu et al. (2022) have used a coupling model of RAMMS and PFC3D method to model the transportation behavior of debris material after detachment. The velocity and pressure field obtained by the RAMMS model was applied to the particles in the discrete element

model and the changes in seepage force are directly applied to the debris representative rigid balls in order to show the interaction between the bridge and the moving material. RAMMS is currently common as one of the strongest models in modelling debris flow movement, which employs finite volume principles to calculate the debris flow characteristics as a single-phase fluid. A two-phase fluid practical use is limited due to several uncertainties induced in the parameters involved in the model (Kowalski and McElwaine 2013; Iverson and George 2014).

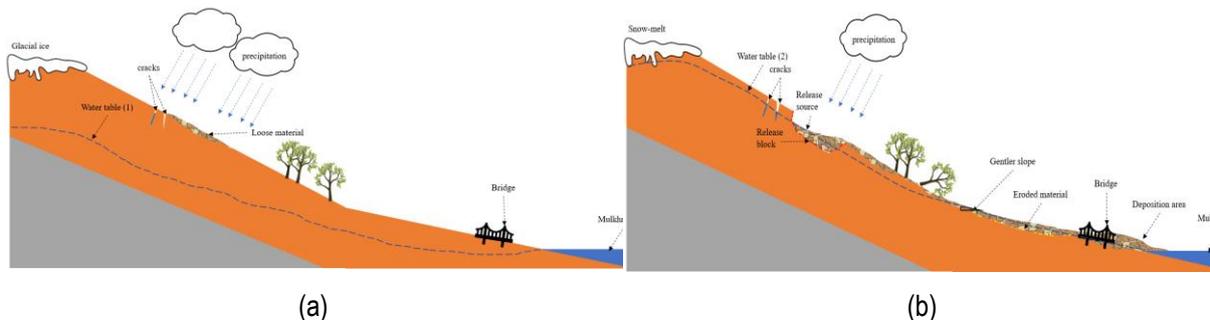


Figure 1-1. schematic illustration of plausible landslide in Georgia (a) before event (a) during event and debris flow triggering

Previous studies have effectively demonstrated that numerical models may be successfully utilized to analyze debris flow behavior. However, a verification needs a complete landslide inventory in order to calibrate the model. Therefore, in order to investigate the debris flow formation and the assessment of failure potential in some debris-flow-prone valleys near Mestia, Georgia, a series of numerical simulations including FSLAM and RAMMS models are conducted in this paper for landslide hazard assessment and debris flow propagation. A comparative sensitivity analyses is also carried out on involving parameters in order to investigate their effect on the potential scenarios for debris flows propagation and possible bridge failure in the area where the upstream is separated from the residential areas. A brief overview of the region of study, the numerical method used in FSLAM and RAMMS model, and the required factors is presented in the following sections and the results may provide a comprehensive overview for authorities and help them develop future risk reduction methods and restoration schemes.

## 1.1 Study area

Mestia is located in Upper Svaneti, Georgia ( $43^{\circ} 2'20.95''N$ ,  $42^{\circ}42'4.38''E$ ). Despite being part of a large catchment area, this study concentrated on the upstream catchment with an estimated area of  $610244 \text{ m}^2$ , which was shaped by an 800-meter high prehistoric glacial cirque. The average annual precipitation is over 900 mm. This work has been supported by the funding program of the German Federal Ministry of Education and Research as a part of the SwanRisk project. The maximum number of rainy days is observed in the months of April to July with an average of 14 days based on local rain gauge data. Upper Svaneti has been subjected to annual landslides and debris flows due to the mountainous topography and climate change. The Ministry of Environment and National Resources Protection of Georgia has published strategies to deal with the consequences of climate change, although short- and long-term actions are necessary. Figure 1-2 shows detail of the topography, geology, and land use map of the area of interest. The erosion of several gullies and drainage channels has created a historical cirque shape with an average detachment depth of 190 m. As compared to historical

aerial images of the area obtained from Google Earth since 1981, the cirque has not changed significantly. The upstream part of the mainstream consists of several steep gullies forming a V-shape cross-section with an average depth of 10 meters.

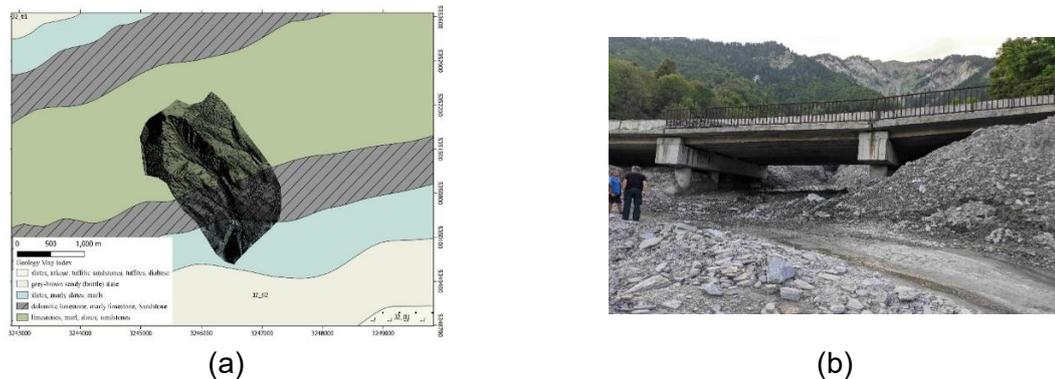


Figure 1-2: the area of interest (a) geological map, (b) the bridge area

The land cover, except for residential areas, is characterized by the presence of a mixture of trees and grassland. The regional geology of Upper Svaneti province is reflected in Figure 1-2. The interest locations are in Greater Caucasian terrane with a pre-Alpine crystalline basement exposure. This area of interest is located on upper Jurassic clays, argillites, sandstones, siltstones, basaltic, andesite lavas, lava breccias, volcanic tuffs, and tephroturbidites.

## 2 Methodology

### 2.1 FSLAM Model

It is a python-based plugin on the QGIS platform that combines physical modeling with the premise that rainfall is the primary source of landslides. This hypothesis is in accord with the nature of most landslide-based debris flows on steep slopes located in non-earthquake-prone areas. FSLAM can also generate landslide risk assessment maps for large regions in a matter of minutes (Guo et al. 2022). The FSLAM model consists of two primary components: stability modelling, which computes slope stability using two hydrological methods, and the infinite slope theory. For the hydrological model, by employing the lateral flow method, the increase in the water level is calculated in FSLAM as an effect of antecedent water recharge. The vertical flow method is also considered in order to determine the changes in the water table due to the event-triggering rainfall. The rainfall data is one of the important input parameters in rainfall-induced shallow landslide modelling. According to the local news, a debris flow was recorded on the 27th of April 2021, therefore, the precipitation related to this date is chosen in this study as event rainfall as shown in Figure 2-1.

It is widely accepted to use the infinite slope theory represented by Lamb and Whitman (1979) for shallow landslides, where the soil thickness is assumed to be negligible compared to the width and length of the release.

$$FoS = \frac{C_r + C_s}{g\rho_s z \cos\theta \sin\theta} + \left(1 - \left(\frac{h}{z}\right) \left(\frac{\rho_w}{\rho_s}\right)\right) \left(\frac{\tan\phi}{\tan\theta}\right) \quad (2-1)$$

here  $C_r$  and  $C_s$  are the cohesion parameters of vegetation root and soil, respectively.  $\rho_s$  and  $\rho_w$  are densities of (saturated) soil and water,  $\theta$  is the slope angle,  $\phi$  is the soil angle of friction,  $z$  and  $h$  are of the length unit which represents the soil and the water table depth, respectively.

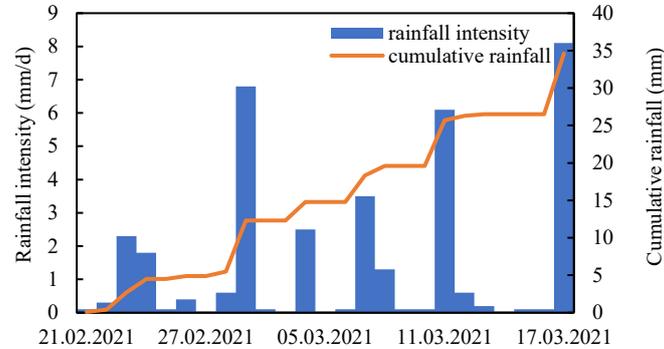


Figure 2-1: Antecedent and event precipitation (2-27 April 2021)

The field survey revealed the soil properties which is reflected in Table 2-1.

Table 2-1: Soil properties obtained from laboratory tests used in the FSLAM model

Index	Soil group	$K_s$	$\gamma$	$C_{max}$	$C_{min}$	$\phi_{max}$	$\phi_{min}$	HSG
unit		(m/s)	(kg/m <sup>3</sup> )	(kPa)	(kPa)	(°)	(°)	
1	GC	$1 \times 10^{-5}$	2000	8	1	45	40	C
2	SC	$1 \times 10^{-5}$	1800	16.5	8.3	32	27	D

## 2.2 RAMMS Model

This investigation used dynamic numerical simulation tools, such as RAMMS- Debris Flow (developed by the Swiss Federal Institute for Forest, Snow, and Landscape Research WSL and the WSL Institute for Snow and Avalanche Research SLF). Salm (1993) first presented the Voellmy-Salm equation, which underlies flow simulation. The debris flow is considered a single-phase model in the Voellmy friction model, and all components are regarded as a single flow without discriminating between fluid and solid phase components. For RAMMS, depth-averaged flow equations are solved in a fixed Eulerian framework to ensure mass and momentum balance (Christen et al. 2010; Hussin et al. 2012). Voellmy single-phase flow model for snow avalanches uses two frictional parameters to describe the flow's rheological behavior.

$$S = \mu \rho h g \cos\theta + \frac{\rho g u^2}{\xi} \quad (2-2)$$

Nevertheless, it has been successfully applied to debris flows in different real-world scenarios (Schraml et al. 2015; Gan and Zhang 2019).

Table 2-2: The variation of RAMMS model parameter

No. of simulation	250
Location	27
Depth (m)	0.25, 0.5, 0.75, 1, 1.25, 1.5, 2, 5
Volume (m <sup>3</sup> )	615.6 to 261657
Density (kg/m <sup>3</sup> )	1800-2500

Erosion entrainment is included (T/F)	Density (kg/m <sup>3</sup> )	2000
	Rate (m/s)	0.013,0.025,0.05
	Pot. Depth (m)	0.05, 0.1, 0.2
	Shear capacity (kPa)	0.2, 0.5, 1
	Max Erosion (m)	0.2, 0.5, 1, 1.5, 2
$\lambda$	0.9, 1, 1.1, 1.2, 1.4	
$\mu$	0.025-0.4	
$\xi$	50-800	

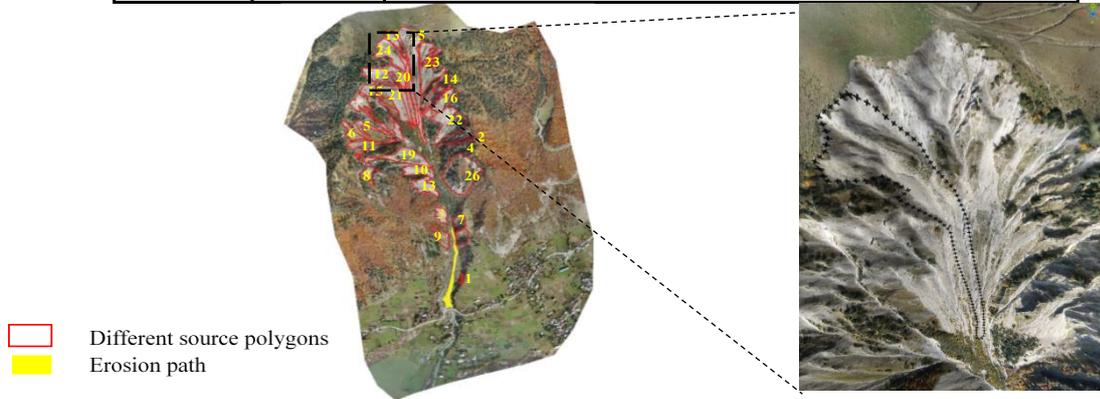


Figure 2-2: Different release blocks and erosion path assumption in RAMMS model

Figure 2-2 shows different release block areas estimated for RAMMS models. Different scenarios of parameter ranges assumed in RAMMS modeling based on the literature is also specified in Table 2-2.

### 3 Results and Discussion

The graphical results of FSLAM modelling is illustrated in Figure 3-1. It can be shown that the instability zone considering  $FS < 1$  as unstable, with a proportion of just 26%, concentrated mostly in the crown part of the historical glacial cirque where is more likely to fail during the precipitation. It was also anticipated by first visual field survey due to their steep slope and deep eroded gullies. It seems that apart from those areas, there is no critical section inside the path of the main stream. This model provides a good overview of the region in case of risk assessment. Although precipitation increases the probability of failure, the location of places with high possibility to fail has not been changed after precipitation. Clearly, the variation in the factor of safety due to the specific precipitation in April 2021 is insignificant.

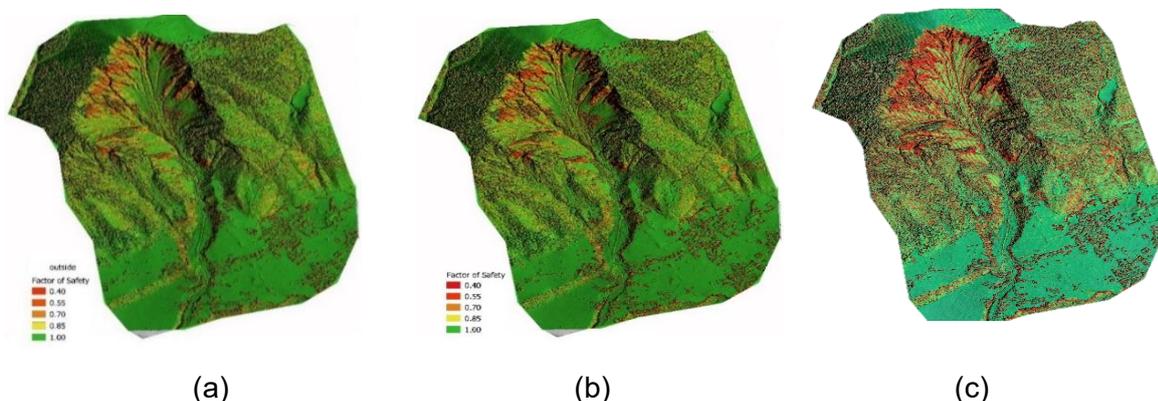


Figure 3-1. Factor of safety (a) without precipitation, (b) with event precipitation (c) with antecedent rain

Based on land-use curve numbers, the infiltration rate exceeds precipitation for those periods, while saturation increases the chance of failure globally up to 100%. The FSLAM model as the first component of the coupled model offers a scientific overview of the investigation of source materials during the initial phase of debris flow formation. According to the FSLAM model, the areas more prone to failure were defined separately as different scenarios for RAMMS modeling. The block release volume is determined between 0.25 and 5 meters for each pre-defined release area. The release blocks were integrated into some models to investigate the differences between the superposition of release regions and the impact of instantly releasing more than one block.

Figure 3-2 demonstrates the results of one of the simulations on a release block, where further analysis of different parameters is performed later. The debris flow in its movement deteriorated from the mainstream due to the volume of the material and its velocity through the path. In addition, the area of inundation did not outstrip its own floodplain. Since practically all resorts have been constructed outside of the floodplain, there is not much need for concern about this boundary. In order to evaluate the cases where debris flows overtop the channel banks and leaves debris on the bridges and nearby towns, the flow height/depth at the location of the bridge is a threshold to be measured. Additionally, flow height, pressure, and velocity are considered at two different locations, including farmland located upstream, which can be easily destroyed due to its proximity to the floodplain.

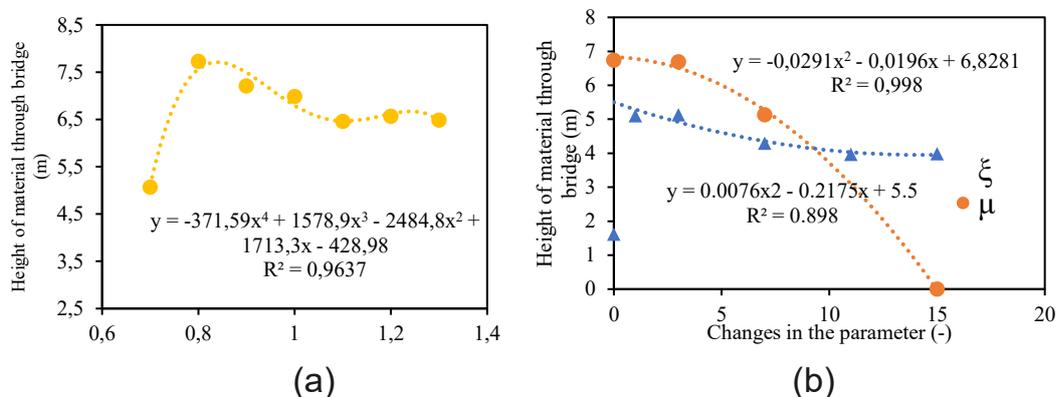


Figure 3-2. Relationship between different parameters of the model and the obtained height at bridge (a) the effect of  $\lambda$ , (b) the effect of  $\mu$  and  $\xi$

In contrast, the location where the forest ends and the path is delineated through a larger area, resulting in faster velocity variation. A combination of low dry friction and high turbulent friction (0.1, 800) leads to the highest debris in the bridge location. However, these two parameters are commonly calibrated by an event in debris modelling due to the complexity of the relation between those, the material properties and uncertainties. The value of  $\lambda$  is varied between 0.7 and 1.4, where the dilatant/compressive flow region is defined. The longitudinal pressure gradients controlling the flow are altered by the parameter  $\lambda$ . However, it is not recommended by the RAMMS manual to change the parameter from its default (i.e.1.0). Also, except for the value of 0.7, other values of Lambda change the height insignificantly. The debris material leaves its own path as the  $\lambda$  value increased. The entrainment algorithm is also completely analyzed by changing different relevant parameters. It is seen in Figure 3-3 that as the erosion

rate increases, the debris height at the bridge location is reduced. The reason is that the higher value leads to faster entrainment, therefore, the height of the material is reduced due to a larger area of spreading. By increasing the erosion rate, the height of the material reached the bridge is increased from 5. It is clear that by increasing the value of maximum erosion depth, the volume of erosion is increased, and the height of material reached the bridge increases. Figure 3-3 shows a strong inverted linear relationship between the critical shear stress and the maximum height reached by the bridge since the lower shear stress needed to be activated so that the erosion starts. Borstad and McClung (2009) also concluded that the friction coefficient has an impact on the run-out distance whereas the turbulence coefficient primarily impacts the flow velocity. Nevertheless, it is worth mentioning that the height of the material is not a sufficient criterion in order to find the best-fitted parameters for the model.

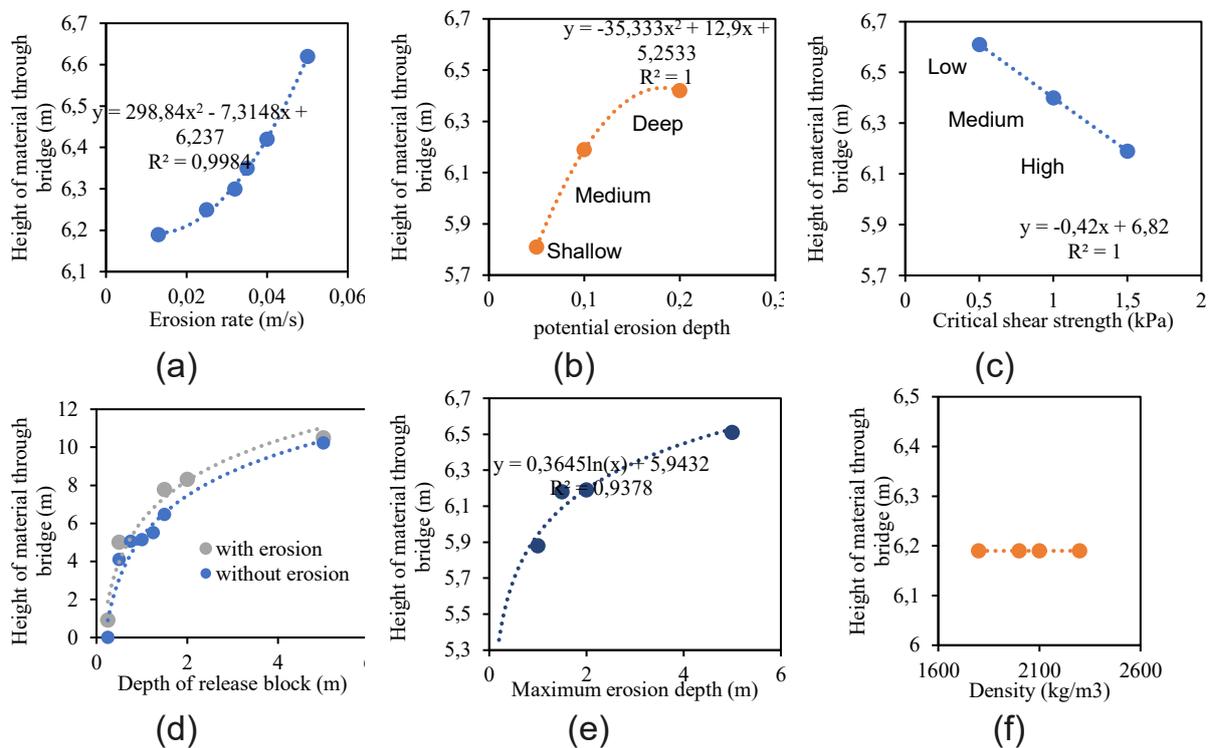


Figure 3-3. Effect of erosion properties on the material behavior (a) erosion rate (b) potential erosion depth (m), (c) bed critical shear stress (kPa), (d) depth of release block (with and without erosion) vs. the height of material through the bridge (m)

## 4 Conclusion and outlook

The FSLAM model estimates the locus of the highest probability of failure. Voellmy friction parameters are inversely related to critical position height, while release area location and depth have the most significant impact on output data. Entrainment pattern has some influence on material height, but not as much as other parameters. Reliable fieldwork data is necessary for successful simulation, and in-depth information such as in situ testing, borehole data, and laboratory experiments would improve results. Systematic laboratory tests will be conducted to investigate soil mechanical and flow properties of debris flow material. As part of this program, the three-dimensional stress state and the adaptation of the test equipment and the test

procedure is planned to exercise for this purpose. Moreover, a further information should be collected in order to capture a real-time debris flow measurement, and it is planned for the future of the SwanRisk project. After obtaining a series of real data, it is more accurate to complete the simulation and decrease the uncertainties in the current models.

**Authors:** Ms. Aida Mehrpajouh, Prof. Dr.-Ing. habil. Jens Engel

Department of Civil Engineering, Division of geotechnical engineering, Hochschule für Technik und Wirtschaft, Dresden, Germany

## 5 References

- Alcaraz Tarragüel A, Krol B, van Westen C (2012) Analysing the possible impact of landslides and avalanches on cultural heritage in Upper Svaneti, Georgia. *J Cult Herit* 13:453–461.
- Bathurst JC, Bovolo CI, Cisneros F (2010) Modelling the effect of forest cover on shallow landslides at the river basin scale. *Ecol Eng* 36:317–327.
- Borstad CP, McClung DM (2009) Sensitivity analyses in snow avalanche dynamics modeling and implications when modeling extreme events. <https://doi.org/10.1139/T09-042> 46:1024–1033.
- Durmaz M (2022) Physically-based modeling of rainfall-triggered landslides in kaptanpasa, Rize. Middle East technical university
- Gan J, Zhang YX (2019) Numerical simulation of debris flow runout using RAMMS: A case study of Luzhuang gully in China. *C - Comput Model Eng Sci* 121:981–1009.
- Guo Z, Torra O, Hürlimann M, et al (2022) FSLAM: A QGIS plugin for fast regional susceptibility assessment of rainfall-induced landslides. *Environ Model Softw* 150:105354.
- Guzzetti F, Peruccacci S, Rossi M, Stark CP (2007) Rainfall thresholds for the initiation of landslides in central and southern Europe. *Meteorol Atmos Phys* 98:239–267.
- Hauser D (2011) Interaction debris flow - forest: Reconstruction of events with the help of RAMMS. ETH Zurich
- Iverson RM, George DL (2014) A depth-averaged debris-flow model that includes the effects of evolving dilatancy. I. Physical basis. *Proc R Soc A Math Phys Eng Sci* 470.
- Kowalski J, McElwaine JN (2013) Shallow two-component gravity-driven flows with vertical variation. *J Fluid Mech* 714:434–462.
- Lamb TW, Whitman RV (1979) *Soil Mechanics*. Wiley, New York
- Medina V, Hürlimann M, Guo Z, et al (2021) Fast physically-based model for rainfall-induced landslide susceptibility assessment at regional scale. *Catena* 201:105213.
- Schraml K, Thomschitz B, Mcardell BW, et al (2015) Modeling debris-flow runout patterns on two alpine fans with different dynamic simulation models. *Nat Hazards Earth Syst Sci* 15:1483–1492.

Shiu WJ, Lee CF, Chiu CC, et al (2022) Analyzing landslide-induced debris flow and flow-bridge interaction by using a hybrid model of depth-averaged model and discrete element method. *Landslides* 1–19. <https://doi.org/10.1007/S10346-022-01963-Y/FIGURES/20>

Terlien MTJ (1998) The determination of statistical and deterministic hydrological landslide-triggering thresholds *Mark. Environ Geol* 35:124–130.

**Internet**

[Web 1] Esri Land Cover Atlas. <https://livingatlas.arcgis.com/landcover/>. Accessed 8 Nov 2022

Herausgeber:  
Forschungsinstitut Wasser und Umwelt (fwu)  
Universität Siegen, Dept. Bauingenieurwesen  
Lehrstuhl für Geotechnik  
Paul-Bonatz-Straße 9-11  
57076 Siegen