



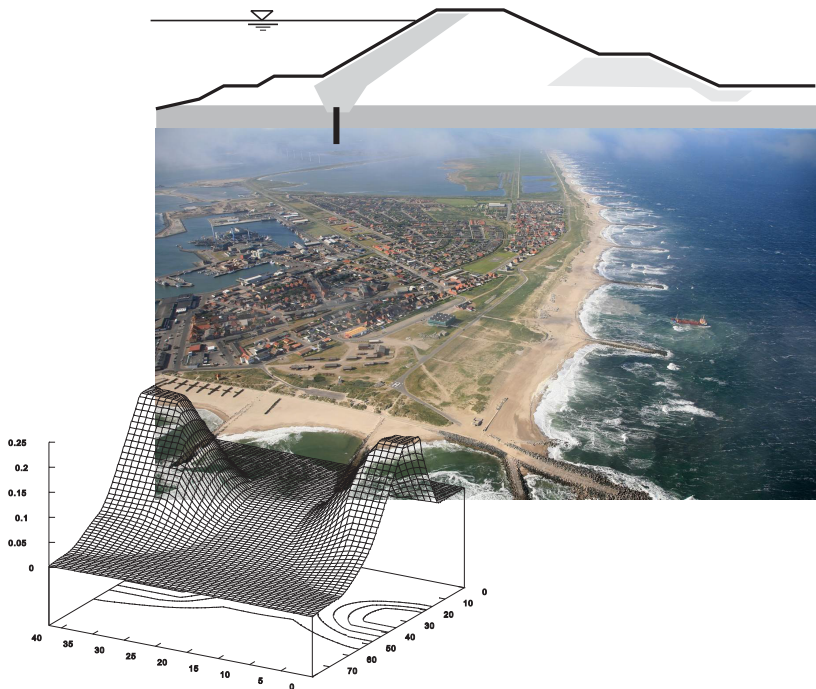
Institut für
Geotechnik



Forschungsinstitut
Wasser und Umwelt

Sicherung von Dämmen, Deichen und Stauanlagen

Handbuch für Theorie und Praxis
Vol. V - 2015



universi
UNIVERSITÄTSVERLAG SIEGEN

**UNIVERSITÄT
SIEGEN**

Herausgeber:

Richard A. Herrmann · Jürgen Jensen

Prof. Dr.-Ing. Richard A. Herrmann

Prof. Dr.-Ing. Jürgen Jensen

(Hrsg.)

Sicherung von Dämmen, Deichen und Stauanlagen

Handbuch für Theorie und Praxis

Vol. V - 2015

Impressum:

Prof. Dr.-Ing. Richard A. Herrmann
Prof. Dr.-Ing. Jürgen Jensen
(Hrsg.)

Sicherung von Dämmen, Deichen und Stauanlagen
Handbuch für Theorie und Praxis
Volume V - 2015

universi
UNIVERSITÄTSVERLAG SIEGEN

Siegen, Universitätsverlag – universi 2016

ISBN: 978-3-936533-67-5

Druck: Druckerei der Universität Siegen, Martin Schubert

© bei den Herausgebern
© bei den Autoren

Alle Rechte, auch die des auszugsweisen Nachdrucks und der fotomechanischen Wiedergabe, vorbehalten.

VORWORT

Das Siegener Symposium zur „Sicherung von Dämmen und Deichen“ ist in seiner Konzeption bereits Ende der 90er Jahre durch die interdisziplinäre Zusammenarbeit der beteiligten Institute entstanden. Damit beschäftigt sich die Universität Siegen seit über 15 Jahren wissenschaftlich und im Bereich der anwendungsorientierten Forschung mit diesem Thema und hat dazu mittlerweile fünf Symposien durchgeführt. Den zahlreichen Referenten und Teilnehmern dieser Symposien danken wir für ihre Vorträge und Diskussionsbeiträge.

Mit dem 5. Handbuch soll die langjährige Tradition als etablierte wissenschaftliche Plattform mit einem Wissensaustausch auf europäischer Ebene fortgesetzt werden. Die Bearbeitung dieser Thematik erfolgt auf der Basis der bewährten Kooperation zwischen Geotechnik und Wasserbau an der Universität Siegen. Aktuelle Ereignisse, wie z.B. die aus England oder Australien im Februar des Jahres 2014, machen uns aber auch deutlich, dass ein absoluter Schutz gegen Extremereignisse nicht möglich ist. Sie zeigen aber auch, dass dort wo technischer Hochwasserschutz konsequent umgesetzt wurde Schäden vermieden werden konnten. Wir sind nach den Ereignissen in den vergangenen Jahren aufgefordert wissenschaftlich noch leistungsfähigere und duktilere Systeme zu entwickeln. Weiter ist die Wissenschaft in der Pflicht, die Zivile Sicherheit im Hochwasser-schutz permanent zu bewerten, zu bearbeiten und ganzheitliche-interdisziplinäre und länderübergreifende Lösungen für die Zivilgesellschaft einzufordern. Neben den bewährten Programmpunkten, die bereits in den vorherigen Veranstaltungen bearbeitet wurden, bilden in diesem Jahr die internationalen Keynote-Lectures mit Beiträgen zu dem Küstenschutz in Dänemark und dem Binnenhochwasserschutz in Österreich einen weiteren Schwerpunkt der Veranstaltung.

Wir hoffen dass diese Veröffentlichung dazu dient, wissenschaftliche Ergebnisse zu sammeln und dokumentieren, aber vorrangig neue Wege im Hochwasser- und Küstenschutz aufzuzeigen.

Die Herausgeber danken den Teilnehmern, den beteiligten Referenten und Autoren dieser Veröffentlichung die zu dem Gelingen dieses Handbuches beigetragen haben, sehr herzlich.

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Richard A. Herrmann
Institut für Geotechnik

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Jürgen Jensen
Forschungsinstitut Wasser und Umwelt

Inhaltsverzeichnis

Keynotes

-1-

Water NOT Wanted – Coastal Floods and Flooding Protection in Denmark
M.Sc. Carlo Sørensen

-3-

Unterströmung und hydraulischer Grundbruch von Hochwasserschutzdämmen
Em.o.Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Dr.h.c.mult. H. Brandl, Dipl.-Ing. M. Szabo

-23-

Erfahrungsberichte zu aktuellen Ereignissen

-45-

Das Juni-Hochwasser 2013 in Sachsen und Sachsen-Anhalt
Univ.-Prof. Dr.-Ing. J. Stamm, Dr.-Ing. T. Heyer

-47-

Abwehrender Hochwasserschutz mit wassergefüllten Schlauchkonstruktionen
-Flutschutz-Quellkade und Flutschutz-Auflastfilter
Prof. Dr.-Ing. B. Koppe, B.Sc. C. Massolle, A. Krebs, K. Daedler

-61-

Flutmulde Rees – Ein Bypass für den Rhein
Dipl.-Ing. R. Neisser

-71-

Talsperren, HRB und Stauanlagen

-77-

Zwischenauslässe an Talsperren – Beispiele, Bemessung, Konstruktion,
Nachrüstung
Dr.-Ing. H. Haufe

-79-

Optimierung der Drosselabflüsse zweier im Verbundsystem gesteuerter
Hochwasserrückhaltebecken im Emschergebiet
Dipl.-Ing. M. Krüger, Dipl.-Hydr. G. Johann, Dipl.-Ing. C. Pohl

-95-

Dammabdichtungen im Königreich Bhutan – Spezialtiefbau in exponierten
Verhältnissen
Dipl.-Ing. M. Heinrich

-111-

Nicht invasive Untersuchungsmethoden zur Entwicklung von
Sanierungsmaßnahmen im Wasserbau
Dr.-Ing. H. Hellebrand, Dr. rer.nat. C. Müller, PD Dr. rer. nat. C. Kneisel,
Dr. rer. nat. T. Kreiter

-121-

Weltkulturerbe Oberharzer Wasserwirtschaft
Prof. Dr.-Ing. M. Doering

-135-

5000 Jahre Talsperren Prof. Dr.-Ing. M. Doering	-155-
<u>Fluss- und Seedeiche</u>	-177-
Überströmbar ausgebildete Erddammkonstruktion auf gering tragfähigem Untergrund Dr.-Ing. O. Düser	-179-
Bäume auf Deichen – Hochwasserschutz kontra ökologische Landschaftsplanung? Dr.-Ing. A. Kisse, Dipl.-Ing. M. Ellebracht	-189-
Verhalten eines Flussdammes unter wiederholter Hochwasserbelastung und wechselnder Witterung Dr. sc. P. A. Mayor	-203-
<u>Bemessungsgrundlagen und –modelle</u>	-217-
Wasserbauliche Modellversuche für die Hochwasserentlastung und den Grundablass des HRB Reinhardtsgrimma Prof. Dr.-Ing. habil. D. Carstensen, M.Eng. M. Heß, Dipl.-Ing. T. Vollweiler, B.Eng. R. Brünkmann, Dipl.-Ing. E. Belitz, Dipl.-Ing. E. Amani, Dipl.-Ing. F. Hering	-219-
Effects of system behaviour in the calibration of partial safety factors Dr.-Ing. M. Huber, Dr. A. Teixeira, Dr. T. Schweckendiek, Dr. W. ter Horst, K. Wojciechowska	-229-
Quantifizierung des Schutzstandards von Halligwarften Dipl.-Geogr. T. Wöffler, Dipl.-Ing. B. Matelski, Dipl.-Ing. F. Jensen, Prof. Dr.-Ing. H. Schüttrumpf, Prof. Dr.-Ing. J. Jensen	-233-
Anwendung und Nachweise mineralischer Materialien für Dämme und Ufer an Wasserstraßen Dipl.-Ing. C. Laursen, Dr.-Ing. J. Kayser	-249-
Bemessungshilfen zur vereinfachten Böschungsbruchberechnung und ihre Weiterentwicklung M.Sc. M.-T. van Keßel	-259-
New safety standards and assessment tools in the Netherlands Dr.ir. T. Schweckendiek, Ir. R. Slomp, Ir. drs. H. Knoeff	-269-
Stability Analysis based on the hydrological process simulation by the Programm PCSiWaPro® in a Chinese Earth Dam M.Sc. J. Guo, Prof. Dr.-Ing. P.-W. Graeber	-277-

Wasserbauliche Modellversuche zur Herstellung der Überflutungssicherheit der Talsperre Malter in Sachsen

Dipl.-Ing. J. Schmidt, Dipl.-Ing. J. Wieland, Prof. Dr.-Ing. J. Jensen,
Dipl.-Ing. B. Findeisen, Dr.-Ing. J. Haufe

-291-

Baustoffe – Geokunststoffe – Erkundung

-301-

Spundwand aus Kunststoff

Dr.-Ing. J. Schröder

-303-

Vertikal eingebrachtes Geotextil als probate Deichertüchtigungsmaßnahme gegen innere Erosion

Dipl.-Ing. U. Förster, Prof. Dr.-Ing. A. Bezuijen

-313-

Der Einsatz von polymerummanteltem Stahldrahtgeflecht zur Sicherung von Uferbereichen, Dämmen und Deichen

Dipl.-Ing. M. Arndt, Dipl.-Ing. P. di Pietro

-323-

Kontrollierbare Dichtung mit Bentonitmatten sichert den Damm eines großen HRB

Prof. Dr.-Ing. F. Sänger

-341-

Vergleichende Untersuchungen zur Reduktion der Strömung bei Hochwasserschutzdeichen

B.Sc. M. Seidl, Prof. Dr.-Ing. R.A. Herrmann, Dipl.-Ing. M. Löwen

-357-

Seismische Drucksondierung SCPT – ein innovatives Erkundungsverfahren

Dipl.-Ing. E. Dräger, Dipl.-Ing. T. Weiz, Dipl.-Geophys U. Heide

-365-

Keynotes

Water Not Wanted Coastal Floods and Flooding Protection in Denmark

M.Sc. Carlo Sørensen

Danish Coastal Authority, Højbovej 1, DK-7620, Lemvig, Denmark /
Technical University of Denmark, National Space Institute, DK-2800, Lyngby, Denmark

1 Introduction

For living and for leisure we see water as an asset. We are increasingly in favour of living close to water; be it a mountain stream, a tranquil lakeshore, a setting directly on the ocean foreshore or overlooking the ocean scenery. We use our proximity to water for many recreational purposes today. Water is nice!

There is a tendency for coastal migration, and a large part of the urbanisation and economic development is taking place in coastal regions throughout the world. This “coastal squeeze” means that we increasingly are exposing ourselves to the forces and hazards of nature in terms of coastal erosion, storm surges, coastal inundation, salination of aquifers etc. Whereas some regions already suffer today, challenges ahead seem immense with projections of sea level rise putting further pressure on our coasts.

Although Denmark is normally perceived as a country with a limited vulnerability towards coastal flooding, the country has experienced severe storm surges throughout history, and hitherto safe areas will become increasingly at risk this century as the climate changes. Historically a seafarers’ nation, Denmark has always been connected with the sea. From medieval time ports and quays have hosted activities related to maritime trades and harbour workers’ quarters. For the past two or three decades these areas have in many towns been rapidly transformed into high-end market housing and office facilities. With this transformation, more values have been put at risk and the local acceptance of floods has decreased from a “this is a natural consequence of living by the sea” to an explicit: Water Not Wanted!

This paper provides a brief overview of floods and flooding protection issues in Denmark (Ch. 2 & Ch. 3), the current legislation (Ch. 4), and discusses challenges in relation to climate change adaptation, risk reduction, and to potential ways of rethinking flooding protection in strategies that also incorporate other uses (Ch. 5).

2 Physical setting

Nestled in between Germany, Sweden, and Norway, Denmark faces the North Sea and the Baltic Sea. Kattegat, the Belts and the Sound act as transitional waters between the North Sea and the Baltic Sea, Fig. 1.

Except for the island of Bornholm in the Baltic Sea with some rocky shores, the country's coastline predominantly consists of soft cliffs and marine sediments. The 7,300km coastline exhibits a large diversity of wave energy levels, water level variations, and marine landscape elements, with the many islands, fiords and embayments adding to the coastal complexity (PIONTKOWITZ AND SØRENSEN, 2008). To a large extent the Danish coastal landscape thus is a result of glacial erosion and deposition and of the varying marine environmental impacts since the Litorina transgressions (9-6,000 years BP) with net glacio-isostatic land uplift towards north and east and net subsidence in the southern part of the country (MERTZ, 1924 in NOE-NYGAARD AND HEDE, 2006), Fig. 2.

Today a net land uplift of approximately 2mm/y is found for the northernmost parts of Denmark, Fig. 3, and the averaged 20th century net mean sea level rise for the Danish waters is close to the global average of 0.15-0.18 m (KNUDSEN ET AL, 2014).

A large part of the Danish coastline is unprotected and the natural processes are allowed to redistribute the sediments. Still, there are more than 20,000 individual erosion protection structures along the coastline (groins, breakwaters, revetments etc.) and more than 1,100km of dikes (DCA, 2015).

This, of course, points to the fact that many coastal stretches are liable to erosion and flooding to an undesired extent from the property owners' perspective. Dikes were until the mid-19th century mainly built to protect farmlands and only a few vulnerable towns had some kind of flood protection. Refer e.g. to SØRENSEN ET AL (1996) for an overview of the history of coastal engineering in Denmark.



Fig. 1: Denmark and surrounding waters

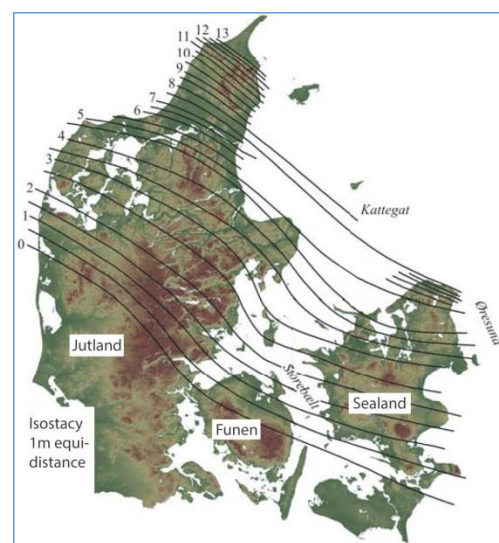


Fig. 2: Relative uplift since the Litorina transgressions

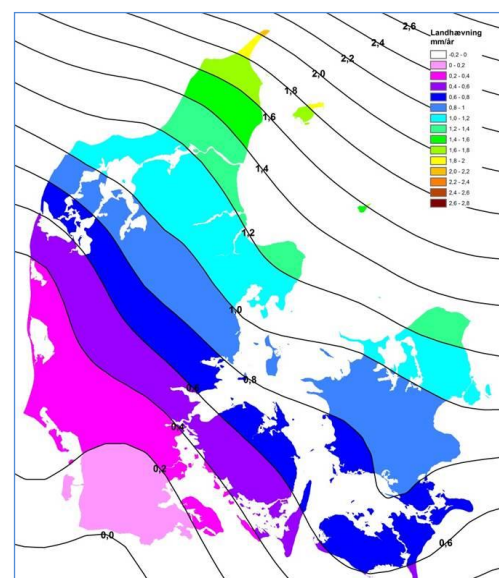


Fig. 3: Estimated current absolute land uplift (in mm/y)

3 Storm surges and flooding protection

Denmark and Germany do in many ways share cultural heritage and have a common storm surge history. In the Wadden Sea area storm surges and floods have been a part of life as long as these marshlands have been inhabited, and the local people built dikes that over time again and again proved insufficient to yield protection. Legends and written evidence tell of natural catastrophes destroying many towns and of people drowning by the thousands. The “man-drownings” in 1362 and in 1634 still exist in the collective Danish memory, too, as two of the worst floods on record, although information about their consequences seems sparse (GRAM-JENSEN, 1991; PIONTKOWITZ AND SØRENSEN, 2011). However, recent research on the morphological impacts shows that the 1634 storm surge did indeed have a large effect in the Danish Wadden Sea (FRUERGAARD ET AL, 2013).

Denmark avoided loss of lives in the 1953 and 1962 North Sea floods that caused devastation in the Netherlands and in Germany, respectively. Last time a sea flood in Denmark led to loss of life was during a rare summer storm surge 30 August 1923. 19 men working on construction of the Rejsby Dike on the Jutland Wadden Sea coast drowned.

On the North Sea coast of Jutland damages due to erosion and floods are not always separable in the historic records and have rarely led to loss of lives in this sparsely populated coastal area. Several events have had significant impacts on the coast like the 1825 and 1862 storm surges that led to breaches of the sandy barrier separating the Limfiord from the North Sea.

Along the shores of the western Baltic Sea the November 1872 storm surge still stands out with incredibly high extreme water levels in both Denmark and Germany (e.g. BAENSCH, 1875; BORK AND MÜLLER-NAVARRA, 2009; COLDING, 1881; JENSEN AND TÖPPE 1990; MUDERSBACH AND JENSEN, 2009). In Denmark, large low-lying areas of Sealand, Lolland, Falster, Funen and Jutland were flooded, and about 80 people drowned on Lolland and Falster where there were no higher grounds to escape to. Several studies have modelled the event or have given estimates of the return periods of the experienced water levels. From a sedimentological record in beach ridges, CLEMMENSEN ET AL (2014) interpreted the impacts and water levels to be unprecedented in 4000 years. Back in time the inner Danish waters have experienced severe floods. Little evidence exists of such events being even near the 1872 extreme water levels, however, or having any comparable impacts over wide areas.

In the following, the principles and extent of coastal flooding protection in the Wadden Sea, on the central North Sea coast, and in the inner Danish waters are presented together with selected regional storm surge accounts. Refer to PIONTKOWITZ AND SØRENSEN (2011), SØRENSEN AND PIONTKOWITZ (2013) and SØRENSEN ET AL (2013) for information on extreme water level statistics, and historical floods and their spatial variation in Denmark.

3.1 Wadden Sea coasts

Historically, the Danish Wadden Sea dikes have been notoriously badly kept leading to numerous flooding accounts e.g. in the town of Ribe. The dikes were mainly summer dikes protecting the marshlands and for centuries the inhabitants of Ribe were reluctant to financially support the construction of dikes for their protection. The constructions of proper dikes were dependent on external financing in other areas of the Wadden Sea as well.

After severe storm surges in 1909 and 1911, respectively, proper dike construction was initiated around Ribe and elsewhere in the Wadden Sea over the next two decades. Succeeding two storm surges in January 1976, Denmark and Germany agreed on the construction of an advanced second dike line in front of the Højer-Vidå area (original dike built 1861). The 1976 surges did not lead to dike breaches of the Højer-Vidå dike but inhabitants of the town of Tønder and other low-lying areas were evacuated. The 12.2km long Danish-German dike, consisting of approximately 5 Mio. m³ sand and clay (Da.: *klæg*), was inaugurated in May 1982 and is by far the largest dike in Denmark (ANDERSEN, 1998; ANDRESEN ET AL, 1982). The 24 November 1981 storm surge led to some dike breaches, and during the 3 December 1999 storm surge the Juvre dike breached and several other dikes were damaged, Fig. 4.

The construction of the Danish Wadden Sea dikes follows a classic design (PULLEN ET AL, 2007) with a sand core, a top layer of clay, and a grass cover, Fig. 5. Depending on the dike exposure to waves, the front slopes of individual dikes range from 1:2 to 1:10 and the back slopes between 1:2 and 1:3. Traditionally, the Danish Coastal Authority (DCA) has been in charge of yearly inspections of most of the Wadden Sea dikes giving maintenance advice to the local dike committees. Subsequent to storm surges dikes are also inspected for damages. DCA has published details of construction of all dikes including year of construction/reinforcement, price, information on sluices, photos etc. (PIONTKOWITZ ET AL, 2011) which together with information on water level statistics (SØRENSEN ET AL, 2013) and wave loads, enter an overall assessment of the dike safety (JENSEN, 2011), Fig. 6.

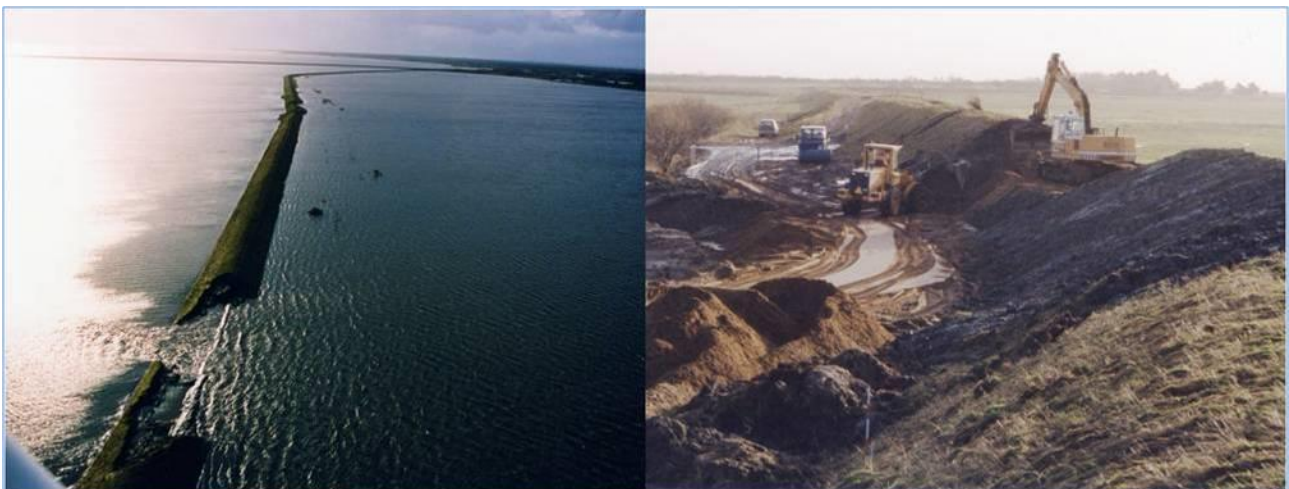


Fig. 4: Breach of the Juvre Dike (left) and repairs on the Rejsby Dike, 1999

3.2 Jutland west coast

On the central North Sea coast of Jutland coastal erosion protection dates back to around 1875 where the construction of groins was initiated south of Thyborøn to limit the erosion in front of the Limfiord barriers. Previously only low sand dikes that mainly served to decrease the Aeolian transport existed, Fig. 7.



Fig. 7: *An old sand dike on the Limfiord Barriers, 1896*

In Thyborøn and further south on the coast at Hvide Sande and Thorsminde, harbours were constructed in the late 19th and early 20th centuries. At Thyborøn there still is an open canal to the Limfiord, whereas at Thorsminde and Hvide Sande sluices regulate the water levels (and/or salinity) in the west Jutland fiords of Nissum and Ringkøbing that are only separated from the North Sea by narrow sandy barriers. For centuries people had to move further inland as the coastline receded, but mainly due the harbour constructions with increased erosion on some parts of the coast, large protection schemes were initiated to decrease natural erosion rates on the coast and to protect the low-lying hinterlands from flooding. Large flooding of houses has been avoided in the past with only minor recent dike and dune breaches in 1981 and 1999, respectively.

Today's erosion has ceded due to sand nourishments of 2-3 Mio. m³/y along the 110km coastline since the 1980s that work in combination with (mainly) artificial dunes and dikes for flood protection, Fig. 8. In front of Thyborøn, a large sea dike protects the town to an estimated 1000 year event and along the rest of the coast the safety is evaluated at 100 y. This of course means that there is a genuine risk of dike/dune breaches along parts of the coast. For many years the rhetoric/practice of the DCA was that only permanent residences were the aim of protection, but this has now changed. Along with the success in decreasing erosion rates, thousands of holiday houses with a high value have been built along the coast. Due to fairly strict regulations in Denmark most of the holiday houses are placed at some distance inland not in immediate threat from erosion, but they may pose a challenge to the flood protection.

The safety of the dunes is evaluated from a combination of sea elevations during storms and experiences of maximum erosion during past events which include wave run-up and alongshore variation in the position of the offshore bars. In general, a dune 40m wide and 5m high is used as minimum criteria for protection against flooding, provided that there is sufficient time for emergency repairs between consecutive storms, Fig. 9.



Fig. 8: Dike and artificial dunes north of Thorsminde (left), groins and sea dike at Thyborøn (top right), and storm erosion and dune repair north of Hvide Sande

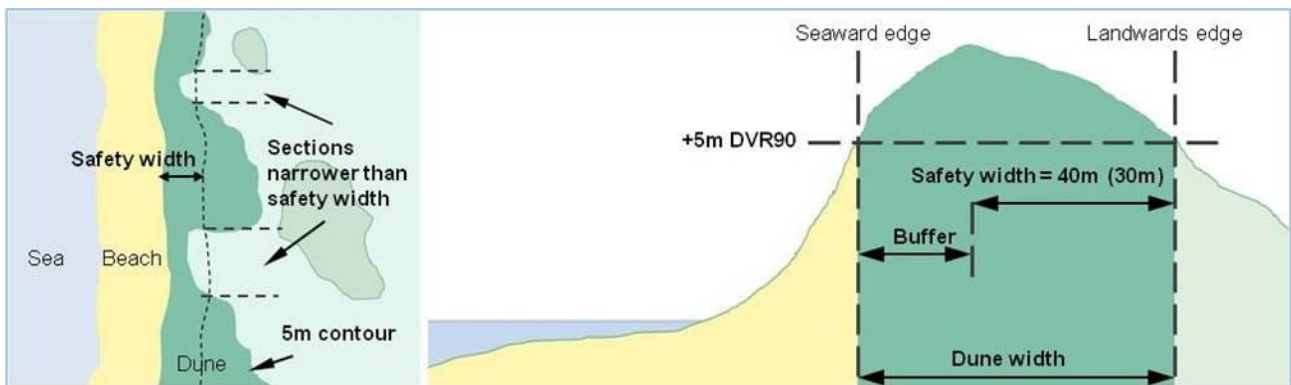


Fig. 9: Principles of dune safety against flooding, Jutland west coast

3.3 Inner Danish coasts

Along the inner Danish coasts, defined here as all except the Wadden Sea and North Sea coasts, flood occurrences are more complex and flood protection is more fragmented. Nevertheless, floods have occurred throughout history and have adversely affected people in many areas. By large, however, the inhabitants of the many coastal towns seem to have coped fairly well and with many of the medieval town centres placed wisely about a meter above the highest surge levels experienced. As previously mentioned many flood-prone parts of towns contained harbour workers' quarters and maritime related trades (HARNOW ET AL, 2008). With a rising sea level and local subsidence in some areas, many of the old town parts that hold the cultural heritage values and identity increasingly become at risk. In connection with the old town centres, areas have been urbanised in the last half-century in low-lying areas some of which contain flood protection and some do not. A comparison between the late 19th century and today often shows that much of this coastal urbanisation has taken place in previously unoccupied areas like bogs and meadows. In addition, since 1930s the Danes have been in favour of owning a holiday house, or a beach shack, by the coast, Fig. 10.



Fig. 10: *Holiday houses/beach huts on the island of Ærø*

With the increasing wealth in society these shacks have in many places transformed into more fashionable holiday houses. From a flooding point of view this is unfortunate since many of these lie behind beach ridges, being themselves a result of extreme events, as their only protection. In other places dikes have been built for protection. Some dikes are well constructed whereas others lack sufficient design measures and maintenance for flood protection. Only in the last decade or two, assisted by floods from extreme events, has the exposure and vulnerability in the inner Danish waters regained focus.

The 1872 Baltic Sea storm surge led to the construction of large dikes at the islands of Lolland and Falster in particular (e.g. BRANDT, 1997; COWI, 2010; HANSEN, 1879; JENSEN AND TÖPPE, 1990; LOVTIDENDE, 1873; OUMERACI ET AL, 2012), Fig. 11. Later the extreme water levels from the 1872 event have been used in design criteria for dikes around land reclamation south of Copenhagen for industrial purposes in 1964 and in relation to dike enforcement on the western part of the island of Amager, Copenhagen, in 2009-2012. In most other areas the protection level is much lower and the extremity of the event still puzzles the Danes in relation to flood protection. As a reply to a screening performed by DCA based on the 1872 flood levels and +0.25m of sea level rise, AABENRAA MUNICIPALITY (2011) stated: "With an extreme water level of 3.62m, as used in your screening, there is not much else to do than to save valuables - turn off the power and leave the exposed areas". Protection cannot be granted everywhere against any potential extreme event in the future!



Fig. 11: Section of the east coast of Falster where holiday houses were built behind the dike between 1964 (left) and 1985 (From BRANDT, 1997)



Fig. 12: High water levels in the town of Lemvig, the Limfiord, during Xaver 5 December 2013. Note the flood protection wall winding along the harbour front

Fairly extensive floods occurred in November 2006 leading to more than 4000 houses being damaged in the Kattegat and Belts areas. Floods were also experienced during the 5-6 December 2013 storm (Eng.: 'Xaver'; Da.: 'Bodil'), mainly in the Limfiord area (Fig. 12) and on the northern part of Sealand.

During both events the extreme water levels were record breaking in some long tide gauge records but the incidents were treated differently in the media and in public. There are of course several reasons for this. The 2006 flood event caused damage in many of the towns on Funen and in east Jutland and served as a warning about the nature of extreme events; about preparedness when warnings were issued, and about greater awareness of extremes and climate adaptation when planning at the coast. The event also produced many initial thoughts about flood protection and on how to minimize damages in society; and it led to flood protection efforts in many areas. In this sense, the obvious adverse effects of the flooding to

people, to property and to society were locally transformed into something positive in relation to addressing the exposure and vulnerability towards floods.

The Xaver-floods (and coastal erosion) mainly struck other parts of Denmark than in 2006 and were in some areas quite severe. The tide gauges at Hornbæk and Copenhagen recorded the highest ever water levels (series from 1890-2015). Many houses became uninhabitable for quite some time and some still are. Different to the 2006 event the floods

were perceived more as a consequence of climate change than being due to an extreme event; the pressure from inhabitants in the affected areas towards policy- and decision-makers was far more articulate and organized, and the call for fast actions has been very pronounced.

Which concrete solutions will follow and how large a part this incidence will play in the future regional and national flood protection policies is hard to say as the affected areas are still in the aftermath of this extreme event regarding recovery and negotiations of flood protection solutions.

Another part of the story is that most of the affected areas have experienced floods before. For instance, in 1921-1922 three storm surges struck the coasts during a two month period. These flood events are fairly well documented (MINISTERIET FOR OFFENTLIGE ARBEJDER, 1922), Fig. 13, but occurred a long time ago!



Fig. 13: Floods in identical locations in 1921 and during Xaver, 6 December 2013 at Frederikssund (left) and at Helsingore, Sealand. Sources: mx.dk (top left), helsingornetavis.dk (top right) and MINISTERIET FOR OFFENTLIGE ARBEJDER (1922)

4 Legislation



Fig. 14: A rare but awesome example of how not to protect the Danish coasts

For coastal flooding protection in Denmark a “those who benefit must pay” approach applies. Property owners pay for their own protection. For historic reasons, however, the Danish government has played a larger role in financing and maintaining dikes, dunes, revetments etc. along the central North Sea coast and in the Wadden Sea area. Two reasons are that storm surges are more violent in terms of extreme water levels and waves, and the aforementioned construction of ports along the North Sea coast a century ago.

Since 1983 the national government has had joint agreements with several municipalities along the North Sea coast regarding coastal protection with a share of up to 90% (app. 11 Mio. €/y) (DCA, 2013). The national engagement in Wadden Sea dikes, their reinforcement and maintenance are negotiated *ad hoc* and are currently limited to inspections and advice regarding their safety.

The coastal protection in Denmark is regulated through the Coast Protection Act (TRANSPORTMINISTERIET, 2009). Anyone interested in protecting his/her property must apply, and permission is granted only when constructions are technically optimised and negative effects on neighbouring stretches are minimised. Several additional conditions about the necessity for protection, economic considerations, respect to nature, and free passage along the coast must also be met; the property in Fig. 14 e.g. reflects conditions that are not met regarding economy and nature. Further conditions may be requested regarding maintenance etc. DCA (2011) outlines a national coastal protection strategy that favours joint solutions for longer stretches of coastline and the use of sand nourishments

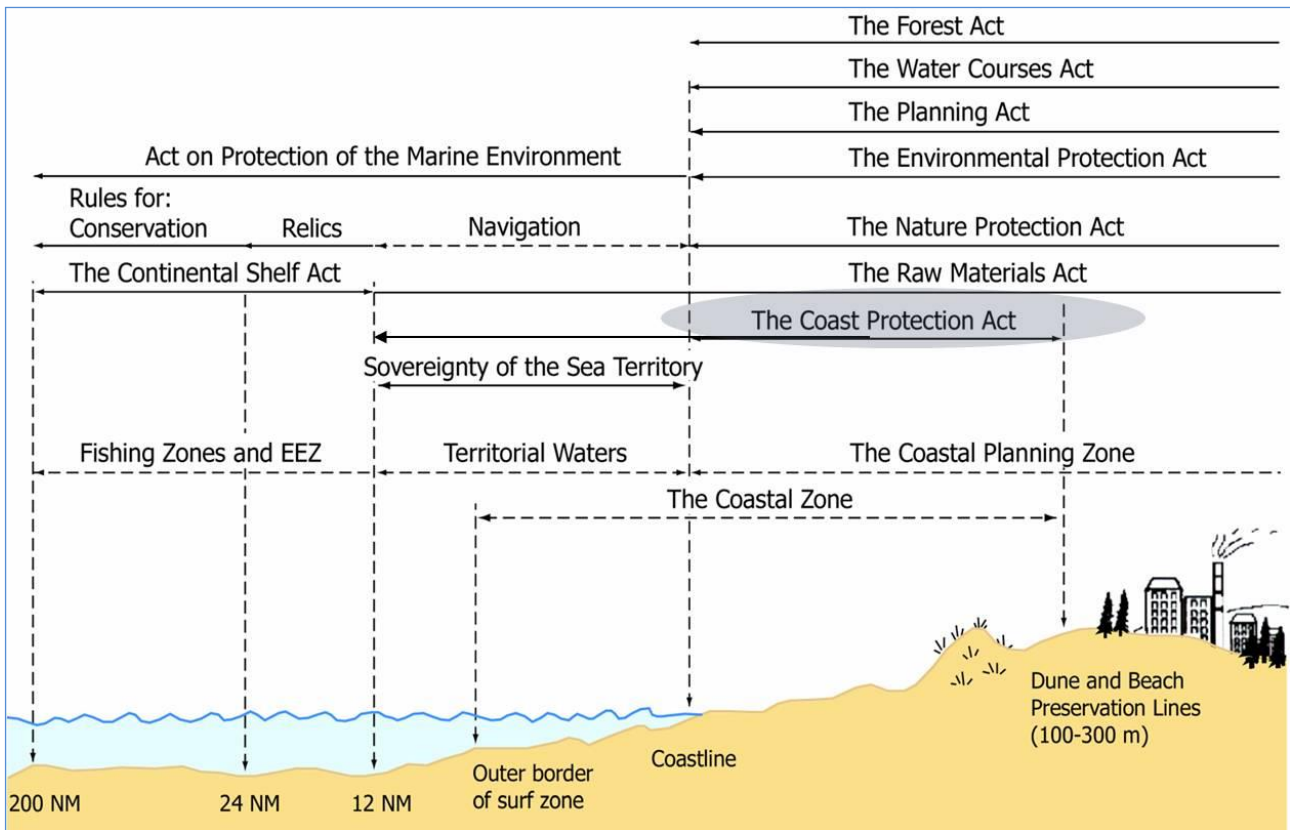


Fig. 15: Legislation in the Danish coastal zone (NM = Nautical Mile)

where appropriate. The Coast Protection Act is one of several laws regulating the coastal zone, Fig. 15.

To one owner, or several owners agreeing on a specific coastal protection scheme, the application procedure is fairly straightforward: If you have a need, a sound protection project, and finances available you may proceed. In relation to flood protection schemes (and larger erosion protection projects) disagreements are usually the case.

If interests about the coastal protection and the need, the design, the economic shares etc. differ between the land owners, the regional authority (76 of 98 Danish municipalities have a coastline) may be approached, Fig. 16. The municipality, which may be a land owner them self, then has to test the case; involving all land owners who may potentially benefit from the protection, and decide whether to proceed. The municipalities also have the opportunity to raise a case and can force a project upon the landowners. However, they are very reluctant to do so. Despite the intentions of the law, very few projects have come around this way without a very determined municipality or local capacities in mediation. In brief: The law does not really work in these cases.

In general, the municipalities are not to favour some residents ahead of others, meaning that some common interests for the entire community must be present: recreational values, infrastructure, cultural aspects etc. Hereby a few municipalities have been successful in the implementation of broader flood protection solutions, whereas the majority are still discussing what to do now and to whom the bill shall be addressed.

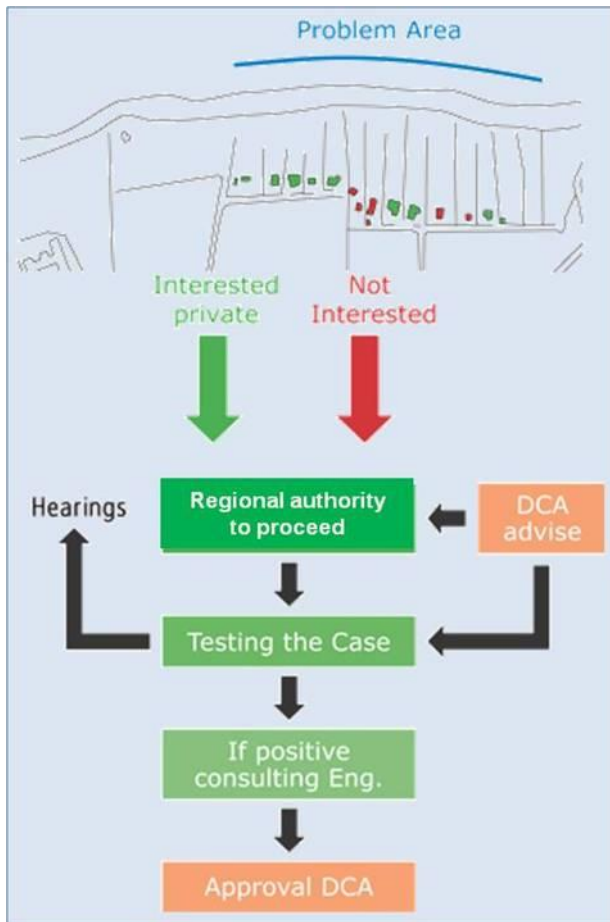


Fig. 16: Procedure when landowners do not agree about a coastal protection scheme; see text for further explanation

Currently a national coastal analysis is being prepared that looks into the hazards and risks of flooding and erosion for the entire country which, together with legal aspects, may initiate a political debate about the future of coastal protection, climate adaptation and risk mitigation in Denmark.

Concurrent to this the first period of implementation of the EU Floods Directive (2007/60/EC) is being finalized and preparations are being made for the second period. In Denmark, 9 coastal risk areas including 21 municipalities have made risk reduction plans based on hazard and risk maps produced using the XtremRisk-method for Danish conditions (BURZEL AND OUMERACI, 2012; DCA, 2013B; OUMERACI ET AL, 2015; PIONTKOWITZ AND SØRENSEN, 2011; PIONTKOWITZ ET AL, 2014). In addition, all 98 municipalities have made individual climate adaptation plans (DG, 2012) focusing on risk reduction from floods due to extreme precipitation, storm surges, and the sewer systems.

Regarding projections of sea level rise (SLR) (and other factors) due to climate change there are still no official Danish political statements for planning purposes. For the EU Floods Directive, SLR of 30cm (2060) has been used together with an unofficial 80cm scenario for 2100. For the climate adaptation plans, the advice is to apply 25cm (2050) but other numbers may be chosen by the individual municipalities. This, of course, yields a varied picture of the challenges ahead between municipalities. From the scientific community some central estimates for Denmark and the Baltic area were published recently (GRINSTED, 2015; OLESEN ET AL, 2014) which may over time align Danish approaches to SLR among decision- and policymakers.

Denmark has for decades had a storm surge emergency relief fund where every house owner pays app. 4 €/y through their insurance. Due to the floods experienced especially in 2006 and 2013, the payouts exceed the income to the fund. Voices have been raised politically about the fund's strict rules for funding as well as being too slow in paying out for flood damages etc. The relief fund is currently undergoing revision. Central to the revision of the relief fund, to the climate adaptation plans, to the EU Floods Directive, to the coastal analysis, and regarding flood protection under the Coast Protection Act lays the question: Who is to blame about floods and climate change impacts and who shall pay?

5 Discussions

The spatial division between the Wadden Sea, the North Sea coast and the inner Danish waters reflects fairly well the flood protection history and the different challenges faced today and in the future. Traditionally, the national emphasis has been on the protection of low-lying marshlands and on the combined erosion and floods protection along the Jutland west coast together with dikes on the islands of Lolland and Falster succeeding the 1872 Baltic Sea storm surge. The purposes of protection were more in favour of safeguarding agricultural and trades' interests than is the case today. Now the safety of the inhabitants, economic values of housing and infrastructure, and cultural assets are in focus. In general, the focus is currently turning towards values and assets along the coasts of the inner Danish waters. Whereas coastal protection on the abovementioned coasts dates back a century or more, only recently the lack of coastal flooding protection measures has gained attention due to several extreme events in the inner Danish waters in recent years. The incorporation of climate change factors is only slowly being made in planning procedures and regulations.

Currently a number of initiatives are on their way in order to deal with floods in Denmark (Ch. 4) which hopefully will advance Danish approaches and measures for flood protection, climate adaptation, risk reduction and provide a platform for better decision-making. Regarding the entire coastline, the country also needs to have the important discussions about what to protect and at which costs. This will include debates about potential planned retreats in some areas and the potential expropriation of properties. Denmark needs to address these matters, too, to overcome some of the tedious arguments about who has the responsibility and financial will to pay for flood protection and climate adaptation.

The risk awareness also needs to be raised in the public. To the unfortunate people being flooded it is too late. This may be built upon some of the good bottom-up initiatives that have surfaced in recent years from local groups and from specific municipalities.

With climate change Denmark will experience more severe storm surges in the future and must transform this knowledge into concrete solutions for flood protection. In the Wadden Sea and on the North Sea coasts this may translate into larger dikes and more sand, respectively, whereas the traditional engineering protection solutions do not seem sufficient at many inner Danish waters' coasts, and especially where old town centres become at risk. One may of course look towards e.g. Hamburg, Germany, for inspiration, but still the solutions must fit into a Danish context to preserve the cultural heritage values of the towns. And yes: the Danes also want the proximity to water in the future. The transformations of old harbour and quay areas also in many places are positive stories about opening the towns towards the sea. Lemvig, Fig. 12, is one small example where the renewal of the flood protection wall has immensely raised the aesthetic and recreational value of the area without jeopardising its purpose of protecting the town from flooding.

The author is in no doubt about the value of more transdisciplinary collaboration in relation to flood protection and climate adaptation. Urban development is not cheap, but the extra

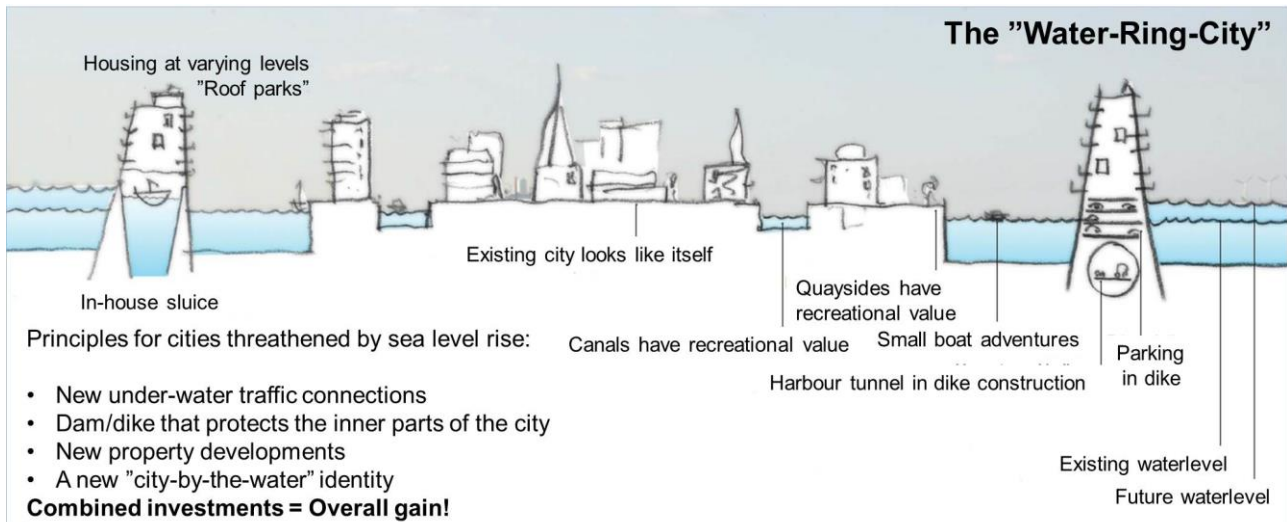


Fig. 181817: Sketch from *Visions for coastal protection – the Water-Ring-City* (translated from LETH AND SØRENSEN, 2013)

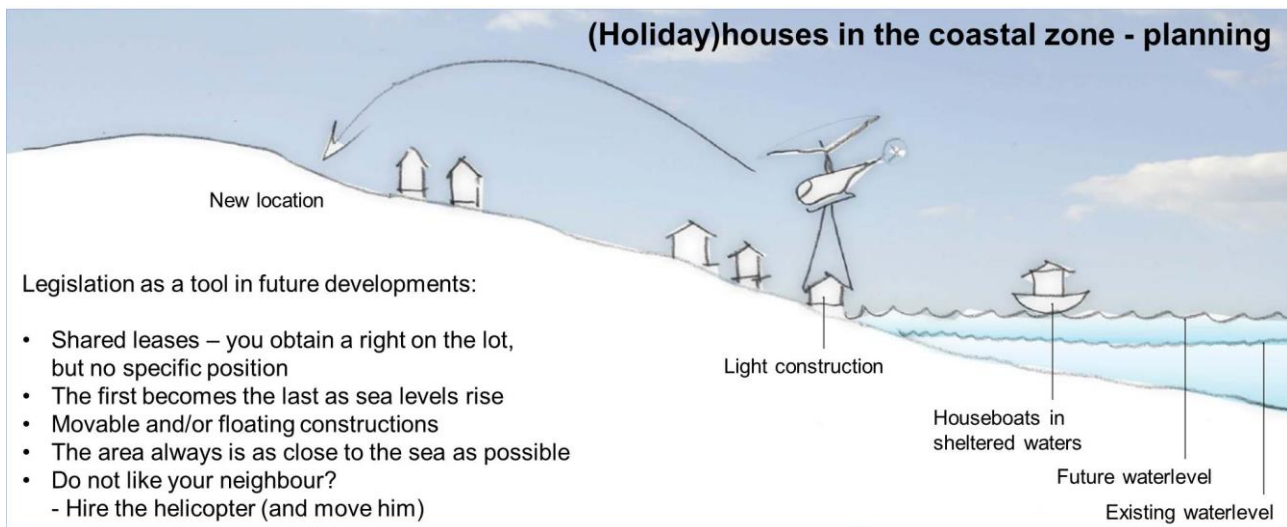


Fig. 171718: Sketch from *Visions for coastal protection – Planning for housing* (translated from LETH AND SØRENSEN, 2013)

investments for 'flood-proofing' Denmark will not be unaffordable if seeking the right solutions that involve more than just the erection of sea walls and flood protection walls.

Multipurpose solutions are slowly emerging in both Denmark and abroad. Due to the infrastructural complexity between e.g. the flood-prone Danish coastal towns, a 'one-size-fits-all' approach is not viable. Some risk reduction efforts are more urgent than others but, in general, there is time to seek the right solutions in collaboration between coastal and hydraulic engineers, town planners, architects, local residents etc. For inspiration and to challenge the usual engineering approaches, just a few sketches may point in a new direction, Figs 17 & 18. Other ideas like villas with pavements and sewers that all float during floods, or, giant (silicone) implants under the old town centre to lift it above future surge levels may sound too futuristic and crazy. Nevertheless, urban flood protection schemes are foreseen to transform into multipurpose uses and to include new and alternative solutions as waters encroach on our shores. This is a part of re-thinking the ways we may inhabit the coastal zone also in the future.

6 Literature

AABENRAA MUNICIPALITY: Høringssvar vedr. forslag til udpegning af risikoområder for oversvømmelser, 2011. Aabenraa Kommune, Teknik & Miljø, 29 May 2011.

ANDERSEN, J. O.: Flood Protection in the Danish Wadden Sea Area, 1998. Proceedings of the 26th Conference on Coastal Engineering (ICCE), Copenhagen (DK), 3542-3552.

ANDRESEN, F. H., BEYER, V., JENSEN, E., JENSEN, H. P., JENSEN, K., KELCH, R.-E., PANTEN, A., SÖNNICHSEN, K. D., SØRENSEN, H. B., WIENHOLDT, D.: Der Deutsch-Dänische Deich, 1982. Sønderjyllands Amtsråd und dem Minister für Ernährung, Landwirtschaft und Forsten des Landes Schleswig-Holstein.

BAENSCH, O.: Die Sturmfluth vom 12./13. November 1872 an den Ostseeküsten des Preussischen Staates, 1875. Zeitschrift für Bauwesen, 25, 156-220.

BORK, I., MÜLLER-NAVARRA, S. H.: Simulation und Analyse extremer Sturmhochwasser an der Deutschen Ostseeküste, 2009. Abschlussbericht 1.3 zum KFKI-Verbundprojekt Modellgestützte Untersuchungen zu extremen Sturmflutereignissen an der Deutschen Ostseeküste (MUSTOK), Hamburg. 76p.

BRANDT, P.: Det falsterske dige, 1997. Det Falsterske Digelag. Centraltrykkeriet (Nyk. F.).

BURZEL, A., OUMERACI, H.: Development of a Framework for the Spatial Modelling of Extreme Risks and the Consideration of Risk Acceptance: Progress Report 1: Cellbased Risk Assessment (CRA) Approach, 2012. LWI, Braunschweig.

CHRISTENSEN, B. B., DRØNEN, N., KLAGENBERG, P., JENSEN, J., DEIGAARD, R., SØRENSEN, P.: Multiscale modelling of coastal flooding, 2013. Proc. Coastal Dynamics, 339-350.

CLEMMENSEN, L. B., BENDIXEN, M., HEDE, M. U., KROON, A., NIELSEN, L. AND MURRAY, A. S.: Morphological records of storm floods exemplified by the impact of the 1872 Baltic storm on a sandy spit system in south-eastern Denmark, 2014. Earth Surface Processes and Landforms, 39(4), 499–508.

COLDING, A.: Stormen over Nord- og Mellem-Europa af 12te-14te November 1872 og over den derved fremkaldte Vandflod i Østersøen, 1881. Vidensk.Selsk.Skr, 6. rk., Naturvidenskabelig og Matematisk Afd. I. 4.

COWI: Styrkevurdering af Det Lollandske Dige fra Rødby Færge Havn til Store Bunddrag, 2010. COWI.

DANISH GOVERNMENT: Sådan håndterer vi skybrud og regnvand – Handlingsplan for klimasikring af Danmark, 2012. Danish Government.

DCA: Kystbeskyttelsesstrategi – en strategisk indsats for smukkere kyster, 2011. Danish Coastal Authority, Lemvig and the Danish Ministry of Transportation.

DCA: Strækningen Lodbjerg – Nymindegab. Bilag til Fællesaftale om kystbeskyttelsen for perioden 2014-18, 2013. Danish Coastal Authority, Lemvig.

DCA: Kortlægning af fare og risiko for oversvømmelse, 2013b. Metoderapport. EU's oversvømmelsesdirektiv (2007/60/EF), plantrin 2. Danish Coastal Authority, the Ministry of Transportation.

DCA: Digital register of coastal protection with the Danish Coastal Authority, 2015. Danish Coastal Authority, Lemvig.

FRUERGAARD, M., ANDERSEN, T. J., JOHANNESSEN, P. N., NIELSEN, L. H., PEJRUP, M.: Major coastal impact induced by a 1000-year storm event, 2013. Scientific Reports, 3, 1051. DOI:10.1038/srep01051.

GRAM-JENSEN, I.: Stormfloder, 1991. Danish Meteorological Institute (DMI), Scientific Report 91-1 (1985 version: Sea Floods in English).

GRINSTED, A.: Projected Change – Sea Level, 2015. In The BACC II Author Team (eds.): Second Assessment of Climate Change for the Baltic Sea Basin. Regional Climate Studies, Springer Open, 252-263. DOI 10.1007/978-3-319-16006-1

HANSEN, P.: 1879. Stormfloden af 13de November 1872 og de Arbejder, den har fremkaldt paa Laaland-Falster, 1879. Danish Journal of Geography, 3, 7-12.

HARNOW, H., CHRISTENSEN, R. S., HAASTRUP, G., WEDELL, F.: Industrisamfundets havne 1840-1970. Bygninger, miljøer og bevaringsværdier på danske havne, 2008. Clausen Offset. Kulturarvsstyrelsen og Odense Bys Museer. 352p.

JENSEN, J.: Opdatering af digestykker, Vadehavet, 2011. Danish Coastal Authority.

JENSEN, J., TÖPPE, A.: Untersuchungen über Sturmfluten and der Ostsee unter spezieller Berücksichtigung des Pegels Travemünde, 1990. Deutsche Gewässerkundliche Mitteilungen DGM, Jahrgang 34, H.1/2.

KNUDSEN, P., ENGSAGER, K. E., KHAN, S. A.: Dokumentation for beregning af ny uplift-model, 2014. DTU Space.

LETH, C., Sørensen, C.: Fremtidstanker om erosion og oversvømmelse & kyst-sikringsvisioner, 2013. Hasløv & Kjærsgaard Architects, hogk.dk, and Danish Coastal Authority.

LOVTIDENDE: Lov om Digearbejder paa Lolland og Falster, 1873. Lov no. 69 af 23. Mai.

MERTZ, E. L.: Oversigt over de sen- og postglaciale niveauforandringer i Danmark, 1924. Danmarks Geologiske Undersøgelse, II Rk., Nr.41.

MINISTERIET FOR OFFENTLIGE ARBEJDER: Betænkning afgivet af Stormflodsskadeudvalget af 1921 angaaende Havne og Kystsikringsværker m.v., 1922.

MUDERSBACH, C., JENSEN, J.: Statistische Extremwertanalyse von Wasserständen an der Deutschen Ostseeküste, 2009. Abschlussbericht 1.4 zum KFKI-Verbundprojekt Modellgestützte Untersuchungen zu extremen Sturmflutereignissen an der Deutschen Ostseeküste (MUSTOK), Universität Siegen.

NOE-NYGAARD, N., HEDE, M. U.: The first appearance of cattle in Denmark occurred 6000 years ago: An effect of cultural or climate and environmental changes, 2006. *Geografiska Annaler*. 88 A (2). 87-95.

OLESEN, M., MADSEN, K. S., LUDWIGSEN, C. A., BOBERG, F., CHRISTENSEN, T., CAPPELEN, J., CHRISTENSEN, O. B., ANDERSEN, K. K., CHRISTENSEN, J. H.: Fremtidige klimaforandringer i Danmark, 2014. Danmarks Klimacenter Rapport, 6(2014) (Summary in English).

OUMERACI, H., KORTENHAUS, A., BURZEL, A., NAULIN, M., DASSANAYAKE, D. R., JENSEN, J., WAHL, T., MUDERSBACH, C., GÖNNERT, G., GERKENSMEIER, B., FRÖHLE, P., UJEAYL, G.: XtremRisk — Integrated Flood Risk Analysis for Extreme Storm Surges at Open Coasts and in Estuaries: Methodology, Key Results and Lessons Learned, 2015. *Coastal Engineering Journal*, 57(1). DOI: 10.1142/S057856341540001X

OUMERACI, H., KORTENHAUS, A., SCHÜRENKAMP, D.: Assessment of the Falster Dike Reliability, 2012. Technische Universität Braunschweig. Leichtweiß-Institute for Hydraulic Engineering and Water Resources. Report no. 1028, 47p.

PIONTKOWITZ, T., MADSEN, H. T., SØRENSEN, C.: Digeoversigt, Syd- og Sønderjylland, 2011. Danish Coastal Authority, 132p.

PIONTKOWITZ, T., SØRENSEN, C.: Consequences of climate change along the Danish coasts, 2008. EU SAFECOAST Action 5A. Danish Coastal Authority. 119p.

PIONTKOWITZ, T., SØRENSEN, C.: Forslag til udpegning af risikoområder på baggrund af en foreløbig vurdering af oversvømmelsesrisikoen fra havet, fjorde eller andre dele af søterritoriet, 2011. Technical background report, Danish Coastal Authority, 108p + App.

PIONTKOWITZ, T., SØRENSEN, C., JEBENS, M., SCHÜRENKAMP, D., BURZEL, A., KORTENHAUS, A.: Hazard and Risk Maps for the EU Floods Directive in Denmark, 2014. Nordic Adaptation 2014, Copenhagen, Denmark.

PULLEN, T., ALLSOP, N. W. H., BRUCE, T., KORTENHAUS, A., SCHÜTTRUMPF, H., VAN DER MEER, J.: EurOtop - Wave overtopping of Sea Defences and Related Structures: Assessment Manual, 2007. Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen (KFKI), D. Die Küste, 73. <http://www.overtopping-manual.com>

SØRENSEN, C., MADSEN, H. T., KNUDSEN, S. B.: Højvandsstatistikker 2012, 2013. Danish Coastal Authority. 165p.

SØRENSEN, C.; PIONTKOWITZ, T.: Impacts of morpho-dynamics and SLR on extreme water level statistics and implications for climate change adaptation strategies in coastal Denmark, 2013. Proceedings EVAN2013, Mitteilungen des Forschungsinstituts Wasser und Umwelt der Universität Siegen, Heft 6, 77-86.

SØRENSEN, T., FREDSE, J., JAKOBSEN, P. R.: History of coastal engineering in Denmark, 1996. In KRAUS, N. C (ed.) History and heritage of coastal engineering. American Society of Civil Engineers (ASCE), New York, 103-141.

TRANSPORTMINISTERIET: Bekendtgørelse af lov om kystbeskyttelse, 2009. LBK nr 267 af 11/03/2009. Danish Ministry of Transportation

Unterströmung und hydraulischer Grundbruch von Hochwasserschutzdämmen (Deichen)

Em.o.Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Dr.h.c.mult. H. Brandl

Institut für Geotechnik, Technische Universität Wien, Karlsplatz 13, A-1040 Wien,
Österreich

Dipl.-Ing. M. Szabo

Institut für Geotechnik, Technische Universität Wien, Karlsplatz 13, A-1040 Wien,
Österreich

1 Einleitung

Eine Vielzahl von Hochwasserschutzanlagen ist auf einem zweischichtigen Untergrund aus oberflächennahen, gering durchlässigen Deckschichten und den darunter folgenden grundwasserleitenden Sedimenten gegründet. Im Hochwasserfall bildet sich infolge der Unterströmung ein Überdruck im Grundwasserleiter aus, der ein hydraulisches Versagen (hydraulischer Grundbruch bzw. Aufschwimmen) des Untergrundes zur Folge haben kann. Wenn die statische und dynamische Stabilität der landseitigen Deckschicht nicht ausreichen, ist der Druck mittels Druckentlastungsdrainagen („Entspannungsdrainagen“) zu entspannen. Um eine optimierte Bemessung zu ermöglichen, wurden im Rahmen eines Forschungsprojektes an der TU Wien umfangreiche klein- sowie großmaßstäbliche Modellversuche durchgeführt und durch numerische Strömungssimulationen ergänzt. Der vorliegende Beitrag soll die einzelnen Modelle erläutern und anhand ausgewählter Fallbeispiele das Risiko bei einer Dammunterströmung beschreiben.

2 Übersicht

Permanent aber auch temporär hydraulisch beanspruchte Dammbauwerke, wie Rückstaudämme im Bereich von Flußkraftwerken und Hochwasserschutzdämme, die keine bzw. nur eine unvollkommene Abdichtung des durchlässigen Untergrundes besitzen, sind zufolge Unterströmung langfristig durch Erosionsprozesse der Untergrundschichten gefährdet. Bei mangelnder Beachtung können diese der Auslöser für eine Vielzahl von Schäden sein. Neben dem Erosionsversagen ist stets auch die Auftriebssicherheit zu berücksichtigen.

In den meisten Flusslandschaften weist der Untergrund ein zweischichtiges Bodenprofil auf: Unter der gering durchlässigen Deckschicht folgt ein sandig-kiesiger Grundwasserleiter. Der darunter anstehende Grundwasserstauer ist in der Regel hydraulisch nicht maßgebend, es sei denn, er liegt relativ hoch. In solchen Fällen sind allfällige Dichtwände als „Tauchwände“ mit gezielter Unterströmung auszubilden, um die Grundwasserkommunikation nicht zu unterbinden. Auch in solchen Fällen kann es zu inneren Erosionen kommen.

Im Zuge von Hochwasserereignissen bzw. beim Rückstau stellt sich zufolge der Dammunterströmung in dem durchlässigen Grundwasserträger landseitig eine Druckhöhe des Wassers ein, welche über die Geländeoberfläche reicht (artesischer Druck) und somit ein unkontrolliertes Versagen der Deckschicht verursachen kann.

Das hohe Risiko eines Untergrundversagens von unterströmten Dammbauwerken belegen beispielsweise die Studien von RICHARDS et REDDY (2007) oder MÖLLMANN et al. (2007), wonach in ungefähr 15 % bis 24 % der untersuchten Schadensfälle die Untergrunderosion (innere Erosion bzw. Piping) zum Dammversagen führte (Abb. 1). Allerdings dokumentieren mehrere Dammbüche in Essex und Kent an der Ostküste Englands (COOLING und MARSLAND, 1953) sowie in Holland (BAUDUIN et al, 1989), dass das Aufschwimmen der gering durchlässigen, feinkörnigen Deckschichten auf der Landseite in gleichem Maße kritisch zu bewerten ist.

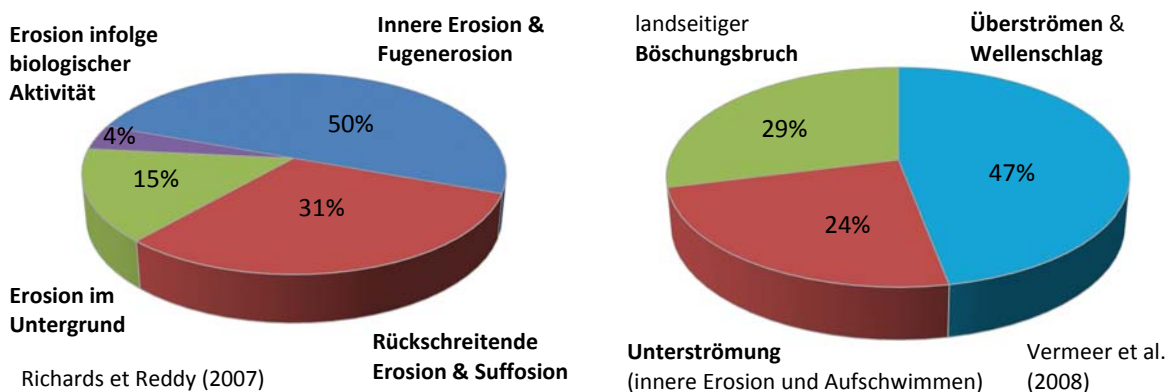


Abb. 1: Statistische Auswertung der Ursache für Dammversagen nach: Möllmann et al. (2007) und Richards et Reddy (2007) (adaptiert nach Ahlinhan, 2011).

3 Versagensmechanismen zufolge Unterströmung

3.1 Hydraulischer Grundbruch, Aufschwimmen und Piping

Die statistischen Analysen zeigen, dass Überströmen und innere Erosion zu den häufigsten Ursachen von Dammbüchen zählen. Während „klassische“ Brüche relativ rasch erfolgen, entwickeln sich die Erosionsprozesse zufolge Unterströmung über Jahre meist unauffällig. In der Praxis werden sie daher oftmals unterschätzt, da ihre Folgen erst während Extremereignissen sichtbar werden.

Bei Aufrechterhaltung der Grundwasserkommunikation unter einem Dammbauwerk kann der Untergrund durch (un)regelmäßig wiederkehrende hydraulische Beanspruchung (Einstau, Hochwasserereignisse etc.) progressiv geschwächt werden. Für die Dammstabilität ist es besonders kritisch, wenn aufgrund des ausströmenden Wassers im Bereich des landseitigen Dammfußes ein Feinteilaustrag stattfindet und zur Ausbildung von Erosionsröhren führt. Ein unkontrolliertes hydraulisches Versagen stellt somit oftmals das Anfangsstadium einer Kettenreaktion von Mechanismen dar, die einen Dammbuch verursachen können.

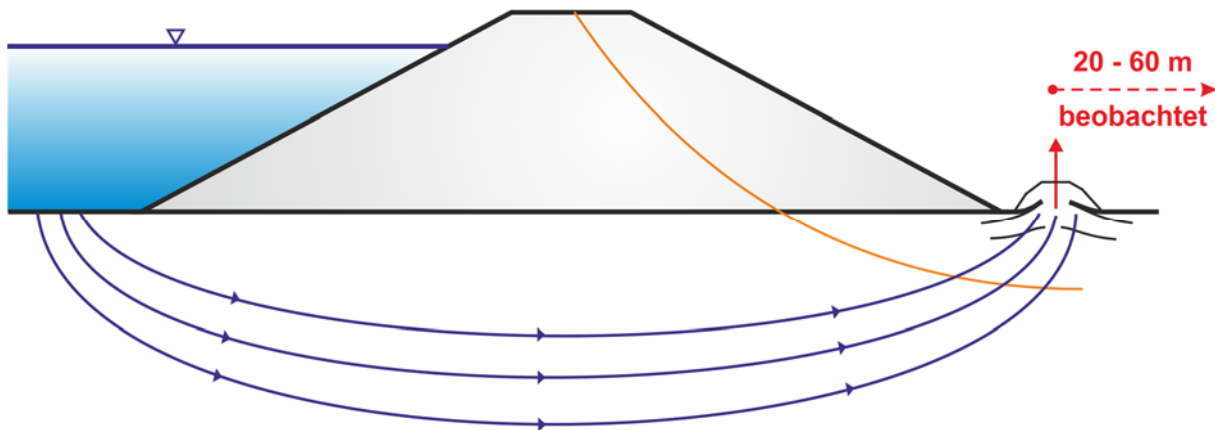


Abb. 2: Dynamischer Vorgang des hydraulischen Versagens infolge hydraulischen Grundbruches des Untergrundes (schematisch).

Generell sind temporär beanspruchte Hochwasserschutzdämme kritischer zu bewerten als Rückstaudämme von Flusskraftwerken oder Kanaldämme, die ständig dem Wasserdruck ausgesetzt sind und bei Hochwässern nur eine Zusatzbeanspruchung erleiden.

Der **hydraulische Grundbruch** tritt primär in kohäsionslosen, sandig-kiesigen bzw. schluffig-sandigen Böden auf, wenn die aufwärtsgerichteten Strömungskräfte gegen das Eigengewicht des Bodens wirken, sodass die effektive Spannung auf null reduziert wird (Abb. 2). Nach Überschreiten dieses Gleichgewichtszustandes, bei dem der vertikale hydraulische Gradient i_{vorh} mit dem kritischen hydraulischen Gradient i_{krit} ($i_{\text{krit}} = \gamma' / \gamma_w$) ident ist, werden die feinen Bodenpartikel aus der Kornstruktur herausgetragen und zugleich die Durchlässigkeit stark erhöht. Das sogenannte „Kochen“ („boiling“) tritt als begleitender Effekt des hydraulisch verursachten Versagens des Untergrundes infolge konzentrierter vertikaler Sickerwasserausströmung auf.

$\eta = i_{\text{krit}} / i_{\text{vorh}}$ wird üblicherweise als (klassischer) Sicherheitsfaktor definiert.

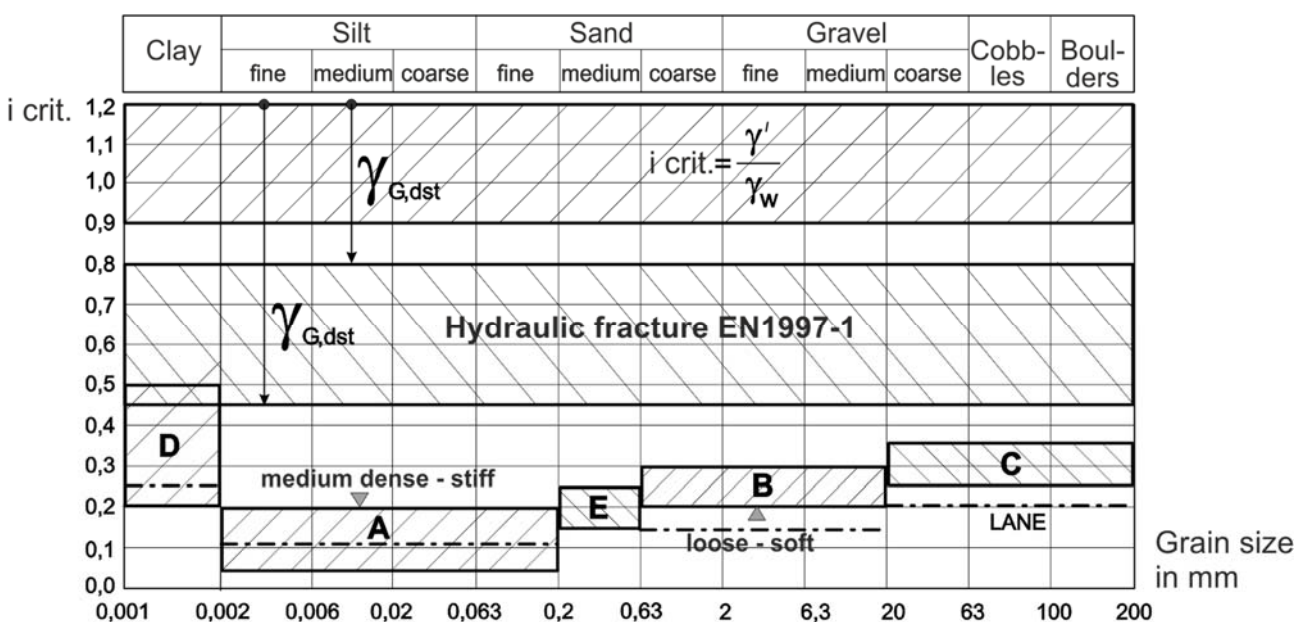


Abb. 3: Zusammenstellung der kritischen hydraulischen Gradienten für innere Erosion in Abhängigkeit von der Bodenart (Brandl/Hofmann, 2016).

Da die Untergrundverhältnisse nur selten homogen sind, hat die Beurteilung der Sicherheit gegenüber hydraulischem Grundbruch im Einzelfall an die vor Ort angetroffenen Böden zu erfolgen. Allerdings bestätigen Beobachtungen aus der Praxis, dass der Erosionsvorgang bei hydraulischen Gradienten beginnt, die deutlich unter dem kritischen hydraulischen Gradienten liegen. Dies zeigt sich auch anhand der auf Feldmessungen, Erfahrungen und Literaturrecherchen basierenden Zusammenstellung der kritischen Werte (Abb. 3). Bei der Erosionsstabilität ist jedoch stets zwischen dem vertikalen und horizontalen hydraulischen Gradienten zu unterscheiden.

Das **Aufschwimmen** ist oftmals maßgebender Versagensmechanismus im Falle von zweischichtigem Untergrundaufbau mit gering durchlässiger, bindiger Deckschicht an der Oberfläche. Wenn der hydrostatische Überdruck die Größe der Auflast der feinkörnigen Deckschicht erreicht, wird der Boden praktisch gewichtslos. Dadurch werden die Stützkkräfte für die Auftriebssicherheit stark reduziert. Nach Überschreiten des kritischen Wasserdruckes bricht die Deckschicht meist im Bereich des landseitigen Dammfußes unkontrolliert auf und kann durch fortschreitende innere Erosion bzw. Piping progressiv zum Stabilitätsverlust des Dammes führen; „Vulkane“ bilden sich oft weit landeinwärts (Abb. 4).

Beim Nachweis gegen Versagen durch Aufschwimmen wird die Sicherheit über die Gleichgewichtsbedingung zwischen den Kräften aus Bodeneigengewicht der Deckschicht und dem wirksamen Porenwasserdruck ermittelt. Die Nachweisführung kann entweder mit dem Ansatz der totalen oder mit effektiven Spannungen erfolgen; gemäß EN 1997-1 wird die erstgenannte Methode empfohlen:

$$\eta_{\text{tot}} = \gamma_r \cdot t / \gamma_r \cdot (t + h)$$

Unabhängig von der Wahl der Berechnungsmethode gilt der mathematische Ansatz zur Beurteilung der Sicherheit gegen Aufschwimmen der feinkörnigen Deckschicht als konservativ. Die Kohäsion bzw. die inneren Spannungen zwischen den feinen Bodenpartikeln (Binnendruck) werden dabei als stille Reserve betrachtet. Der in Modellversuchen beobachtete Vorgang des Aufschwimmens ist sehr komplex, was auch die genaue Festlegung des Bruchzustandes erschwert.

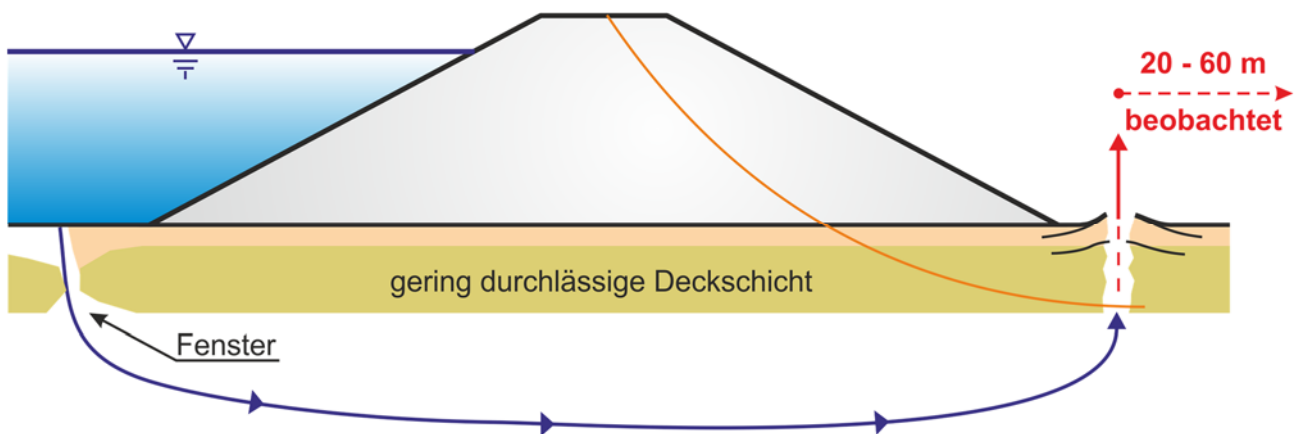


Abb. 4: Statischer Vorgang des hydraulischen Versagens infolge Aufschwimmen bzw. Aufbrechen der feinkörnigen Deckschicht (schematisch).

Dem unkontrollierten Aufbrechen geht meist ein Anheben der bindigen Deckschicht voraus, das kurzzeitig die Ausbildung eines schmalen Hohlraumes an der Schichtgrenze zum Grundwasserleiter ermöglicht. Dies wiederum begünstigt eine Umlagerung auch relativ grobkörniger Bodenpartikel, wie in Großversuchen bestätigt werden konnte. Ein derartiger Zustand setzt jedoch eine ausreichende Schichtmächtigkeit und vor allem Homogenität hinsichtlich der Bodenparameter voraus, was nicht immer gegeben ist. Im Gegensatz dazu weisen insbesondere gering mächtige Deckschichten natürliche oder künstlich verursachte Fehlstellen auf, welche bei hydraulischer Beanspruchung die Gesamtstabilität schwächen. Das unter Druck stehende Grundwasser strömt meistens entlang der Inhomogenitäten (Risse, Trennflächen etc.) zur Oberfläche und weitet diese auf, sodass der darunter liegende grobkörnige Grundwasserleiter erodiert und die Bodenpartikel ausgetragen werden können. Bei diesem Vorgang findet das Versagen nicht alleine infolge Aufschwimmens statt, sondern es handelt sich dabei vielmehr um eine Überlagerung mit der inneren Erosion.

Die **innere Erosion** beschreibt die Umlagerung bzw. den Transport von Bodenpartikeln innerhalb der Bodenstruktur infolge der Wasserströmung und kann langfristig durch die Auswaschung der Bodenkörner zum Grundbruch des Dammes führen (Abb. 5).

Rückschreitende Erosion (Piping) stellt eine Form der inneren Erosion dar, bei der sich rückschreitend von der Landseite zur Wasserseite eine durchgehende Erosionsröhre ausbildet. Das Versagen tritt ein, nachdem diese den Fluss bzw. den Wasserspeicher erreicht hat.

Obwohl aus geotechnischer Sicht die einzelnen Versagensmechanismen zufolge Unterströmung sehr gut bekannt sind, liegt den meisten Dammversagen jedoch eine Überlagerung zugrunde, was deren genaue Abgrenzung zueinander deutlich erschwert. Dies bestätigen zahlreiche Schadensfälle sowie auch die Dammbrüche an der March und insbesondere an der Sava in slawonischem Dreiländereck – vgl. Kap. 8.1.



Abb. 5: Nach Dammbruch an der March (2006) infolge innerer Erosion eingeleitete Ausspülung des zum Hochwasserschutzdamm parallel verlaufenden Bahndammes (Fotos: G. Frei, S. Blovsky, 2006). Dauer der Flut: 36 Tage; max. HQ₂₀₀

4 Stand der Technik

Nach dem derzeitigen Stand der Technik sind bei Unterströmung zufolge hydraulischer Beaufschlagung im Bereich des landseitigen Dammfußes die vorhin genannten Nachweise der Sicherheit gegenüber hydraulischem Grundbruch bzw. unkontrolliertem Aufbrechen allfälliger feinkörniger Deckschichten zu führen.

Hydraulische Druckentlastungen wie Drainagegräben oder – im Falle nicht standfester, weicher Bodenschichten und bei hohem Grundwasserspiegel – mit filterstabilem Geotextil ummantelte Kiessäulen stellen neben Gegengewichtsschüttungen („Auflastfiltern“) eine gängige (bau)technische Sicherungsmaßnahme dar, um ein unkontrolliertes Aufbrechen/Erodieren feinkörniger Deckschichten zu verhindern. Letztere müssen aber oftmals weit ins Hinterland reichen, was nicht nur mit hohen Kosten verbunden ist, sondern von Grundeigentümern vielfach abgelehnt wird. Darüber hinaus sind derartige Lösungen in ökologisch sensiblen Gebieten entlang von Flüssen aufgrund des erhöhten Platz- und Materialbedarfs häufig nicht vertretbar (Abb. 6a).

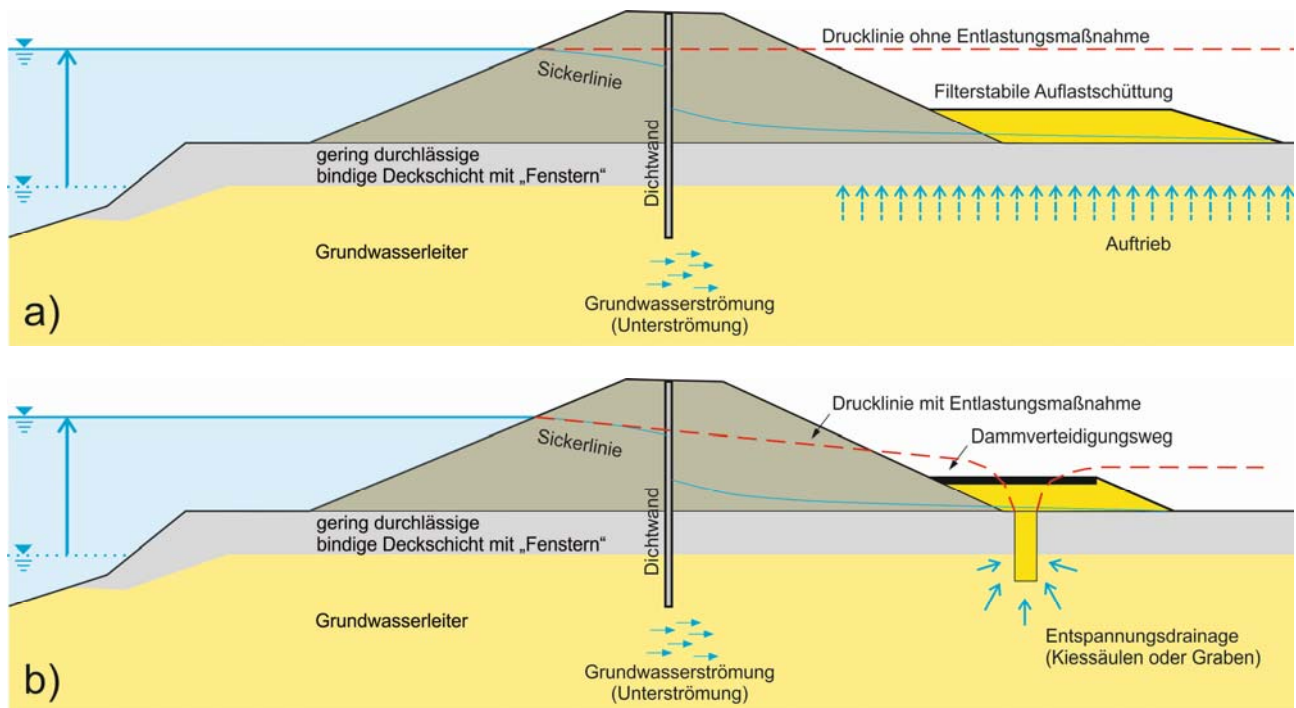


Abb. 6: a, b: Sicherungsmaßnahme von unterströmten Dämmen mit filterstabilen Auflastfiltern und Druckentlastungsdrainagen.

Im Gegensatz dazu sind die filterstabilen Entlastungsdrainagen in den Dammkörper integriert und bewirken eine gezielte Entspannung des bei Hochwasser erosionsgefährdeten Untergrundes (Abb. 6b). Aus diesem Grund wurden in den letzten Jahren im Rahmen von Sanierungsprojekten (z.B. HWS March, HWS Donau etc.) Druckentlastungen in Form von Drainagegräben oder Kiessäulen ausgeführt. Letztere bekamen unter Berücksichtigung der geotechnischen Aspekte bei der Herstellung vermehrt den Vorzug. Eine Anpassung jener Bemessungsparameter (Durchmesser, Abstand, Einbindung etc.), welche die Wirkungsweise des Entspannungssystems maßgebend beeinflussen, erfolgte jedoch nicht. Die Dimensionierung war wegen unzureichender

theoretischer Grundlagen nur unter der Annahme starker Idealisierungen, gekoppelt mit Erfahrungswerten, möglich. Für die Quantifizierung der Sickerwasseraustritte stehen ebenfalls nur auf Näherungen basierende numerische Berechnungsansätze zur Verfügung. Obwohl die Entwicklung der numerischen Berechnungsmethoden große Fortschritte erfahren hat, sind gewisse Fragestellungen bei komplexen Strömungsvorgängen lediglich mithilfe von physikalischen Modellen zu beantworten. Hierzu wurden im Rahmen eines Forschungsprojektes in einer Kombination von klein- und großmaßstäblichen Modellversuchen mit numerischen Vergleichsrechnungen die Vorteile beider Techniken zur Erlangung möglichst genauer Erkenntnisse über die Wirkungsweise von Druckentlastungsdrainagen genutzt.

Im Hinblick auf die Erhöhung der Stabilität gegenüber hydraulischem Versagen sollen auch die Sofortmaßnahmen nicht unerwähnt bleiben. Diese sind vor allem dann unumgänglich, wenn beim Hochwasser bereits erste Anzeichen einer möglichen Erosion des Untergrundes beobachtet werden. „Vulkane“ in einer Größe, wie in Abb. 7 gezeigt, sollten tunlichst vermieden werden. Dabei finden meist lokale Feinkornauspülungen statt, welche im Hinterland je nach vorherrschenden Druckverhältnissen im Grundwasserleiter und der Inhomogenität des Untergrundes erfahrungsgemäß bis zu 60 m vom Dammfuß entfernt auftreten können (Brandl, 2012 und Abb. 2, 4). Zur Reduktion des hydraulischen Gradienten hat sich die Errichtung von Quellkaden bzw. kleinen Sandsackbecken um die Aufbruchstelle bewährt, innerhalb dieser der Wasserspiegel kontrolliert angehoben und das vorhandene Druckpotential verringert wird (Abb. 8). Wenn die Sickerwasseraustritte unmittelbar am landseitigen Dammfuß auftreten, werden die Sandsäcke häufig auch zur Stützung der Böschung herangezogen. In solchen Fällen kann die Dammverteidigung ebenfalls durch das Aufbringen von Auflastschüttungen aus filterstabilem Material auf einem Filtergeotextil erfolgen (Brandl, 2012).



Abb. 7: *Extremer Feinkornaustrag („Vulkan“) infolge Dammunterströmung (Foto L. Nagy). Sollte bereits im Anfangsstadium durch Auflage eines filterstabilen Geotextils und Auflastschüttung verhindert werden.*



Abb. 8: *Sofortmaßnahmen am landseitigen Dammfuß durch Errichtung von Sandsackbecken um die Aufbruchstelle zwecks Reduktion des hydraulischen Gradienten (Foto L. Nagy).*

5 Druckentlastungssysteme

5.1 Grundlagen der Druckentlastung

Mit dem Begriff „Druckentlastung“ wird das kontrollierte Ausströmen eines Fluids zur Begrenzung oder nach Überschreiten des kritischen Überdrucks in einem unter Druck stehendem System bezeichnet. Durch diese gezielte Entspannung wird ein ausreichender Schutz vor möglichen Beschädigungen gewährleistet. Im Falle von Rückhalte- und Hochwasserschutzdämmen, Staudämmen etc. baut sich zufolge der Unterströmung ein Überdruck unterhalb der Gründungselemente bzw. der gering durchlässigen Deckschichten auf, der vor allem auf der Landseite zu unkontrolliertem hydraulischen Versagen führen kann. Insbesondere bei geringem Abstand zur Quelle (Fluss, Speicherraum etc.) sowie reduzierter Grundwasserströmung ins Hinterland findet zwischen der Wasser- und Landseite nahezu kein natürlicher Abbau des hydrostatischen Druckes statt. Bei (gewünschter) unbehinderter Grundwasserkommunikation unter den Dammbauwerken sind daher Maßnahmen zur Druckentlastung oftmals die einzige technische Lösung.

Die Druckentlastungssysteme im Dammbau sind primär wand- oder zylinderförmige Drainageelemente mit hoher Durchlässigkeit, welche von der Geländeoberfläche aus unterschiedlich stark in die grundwasserführenden Schichten einbinden und somit eine genau definierte hydraulische Wegigkeit bilden. Beim Anstieg des Porenwasserdruckes im Grundwasserleiter wird dieser bei gleichzeitigem Sickerwasseraustritt kontrolliert abgebaut und die Sicherheit gegenüber einem hydraulischen Grundbruch bzw. Aufbrechen der feinkörnigen Deckschicht in bedeutendem Maße erhöht.



Abb. 9: Herstellung des Entlastungsgrabens mit Vliesummantelung und eingebautem Drainagerohr zur gezielten Ableitung der Sickerwässer.

5.2 Drainagegräben

Der Entlastungsgraben ist eine am landseitigen Dammfuß verlaufende, mit Drainagematerial verfüllte Künette, welche die Geländeoberfläche mit dem Grundwasserleiter hydraulisch verbindet. Bei Hochwasser können der Überdruck in dem durchlässigen Untergrund gezielt über die Sohlfläche entspannt und die dabei anfallenden

Sickerwässer innerhalb des Grabenkörpers bzw. direkt ins angrenzende Hinterland abgeleitet werden. Damit jedoch die Entlastungsfunktion infolge von Kolmation nicht beeinträchtigt wird, muss der Graben filterstabil ausgeführt sein. Hierzu stellt die Geotextil-Ummantelung eine erprobte technische Maßnahme dar, mit der eine Trennung des Drainagekieses vom umliegenden Boden und gleichzeitig auch eine langzeitliche Filterfunktion gewährleistet werden (Abb. 9).

Die Grabenbreite richtet sich an die Abmessungen der Aushubwerkzeuge und beträgt erfahrungsgemäß zwischen 40 und 60 cm. Die Tiefe des Drainagegrabens wird in erster Linie von der Lage der grundwasserführenden Schichten beeinflusst, da eine hydraulische Verbindung mit der Geländeoberfläche stets sicherzustellen ist. Derartige linienförmige Entlastungselemente werden in der Regel ohne Einbindung in den stark durchlässigen Untergrund ausgeführt, müssen jedoch die Deckschicht zur Gänze durchhörtern.

5.3 Drainagesäulen (Kiessäulen, Kiespfähle)

Drainagesäulen sind meistens im Bereich des landseitigen Dammfußes hergestellte zylinderförmige Druckentlastungselemente aus stark durchlässigem Drainagekies mit einer Geotextilummantelung (meist Vliese), welche die Trenn- und Filterfunktion erfüllt. Diese Kiespfähle durchhörtern die oberflächennahen feinkörnigen Deckschichten und bilden eine hydraulische Wegigkeit zwischen der Geländeoberfläche und den grundwasserführenden Schichten. Die Herstellung erfolgt mittels Rüttelstopfverdichtung oder mit einer modifizierten Methode der verrohrten Drehbohrung (Abb. 10). Beide Verfahren ermöglichen eine gute Anpassung der Säulenlänge an die lokalen Untergrundeigenschaften und damit auch eine Optimierung der hydraulisch erforderlichen Einbindung in den Grundwasserleiter. Der Säulendurchmesser beträgt in der Regel zwischen 60 und 70 cm.



Abb. 10: Herstellung von Kiessäulen („Kiespfähle“) mittels Rüttelstopfverdichtung (links) und verrohrter Drehbohrung (Mitte); fertige Säulen (rechts).

Zur kontrollierten Druckentspannung des durchlässigen Untergrundes werden die einzelnen Kiessäulen, welche mit dem hydraulisch notwendigen Achsabständen und Einbindelängen ausgeführt werden, am Kopf zu einem durchgehenden, übergeordneten Entlastungssystem zusammengefasst (Abb. 6b).

6 Dammmodelle

Experimentelle Techniken zur Nachbildung der natürlichen Strömungsprozesse anhand von physikalischen Modellen bilden seit Jahrzehnten ein wertvolles Werkzeug in der Hydromechanik und im Wasserbau. Dabei handelt es sich vorwiegend um Modelle, deren korrespondierende Größen in einem bestimmten Bezug (Maßstab) zur Natur stehen und dabei definierte physikalische Gesetzmäßigkeiten einhalten.

Im Rahmen einer wissenschaftlich-experimentellen Studie (noch laufende Dissertation) des Zweitautors an der TU Wien, Institut für Geotechnik, wurden zum Zweck einer möglichst genauen Beschreibung der Wirkungsweise von Druckentlastungssystemen klein- und großmaßstäbliche Modellversuche zur Unterströmung von Dämmen durchgeführt. Mit Hilfe einer „quasi“ Modellfamilie konnten die im Naturmaßstab (M 1:1) beobachteten physikalischen Phänomene im Strömungsverhalten durch ergänzende Sandmodellversuche (M 1:10 – Abb. 11) verifiziert und damit zusätzliche Erkenntnisse gewonnen werden. Die exakt definierten Randbedingungen beider Modelle ermöglichten zudem durch die Minimierung der unbekannteren Einflussgrößen eine Kalibrierung des numerischen Berechnungsmodells anhand der gewonnenen Versuchsergebnisse.



Abb. 11: *Kleinmaßstäbliches Dammmodell im Maßstab 1:10 zur Untersuchung der Wirkungsweise von Druckentlastungsdrainagen.*

6.1 Kleinmaßstäbliches Dammmodell

Das kleinmaßstäbliche Dammmodell wurde inklusive Untergrund in einer Plexiglasrinne im Maßstab 1:10 aufgebaut. Die Versuchsrinne für das Schnittmodell besitzt eine Breite von 50 cm und eine Länge von 235 cm.

Der homogene Dammkörper weist eine Höhe von 25 cm und eine Kronenbreite von 30 cm auf. Die Böschungsneigungen (wasser- bzw. landseitig) betragen 1:2,5 bzw. 1:2. Den Untergrundaufbau bildet eine ca. 10,5 cm mächtige schluffig-tonige Deckschicht, welche

von einer ungefähr 18 cm starken, gut durchlässigen Schicht (Grundwasserleiter) aus Quarzsand unterlagert wird. Zur Abdichtung des Dammes diente eine innenliegende unvollkommene Dichtwand. Unmittelbar am landseitigen Dammfuß erfolgte die Druckentlastung der gering durchlässigen Schicht mit Hilfe einer Entlastungssäule bzw. eines Drainagegrabens. Zur Messung der Druckpotentiale in der gut durchlässigen Schicht wurden entlang der Modellachse bis zu 11 Beobachtungspegel angeordnet. Ergänzend zur Druckpotentialmessung wurde auch die am Entlastungselement austretende Sickerwassermenge gemessen.

6.2 Großmaßstäbliches Dammodell

Das naturmaßstäbliche Modell stellt in Anlehnung an die Hochwasserschutzdämme an der March (Grenzfluss zwischen Österreich und Slowakei) ein 4 m breites Schnittmodell des sanierten Dammes samt zweischichtigem Untergrund dar. Das speziell zu diesem Zweck errichtete Versuchsbecken, in dem das Modell mit einer Höhe von 4,5 m und einer Gesamtlänge von 25 m aufgebaut ist, ermöglicht unter laborähnlichen Bedingungen die Durchführung der Unterströmungsversuche im Maßstab 1:1 (Abb. 12). Aus Platzgründung und wegen einer günstigen Verfügbarkeit von Materialressourcen wurde die Versuchsanlage in der Kiesgrube der Firma Herzer Bau- und Transport GmbH (Gemeinde Markgrafneusiedl, Niederösterreich) errichtet, und zwar mit Unterstützung der via donau-Österreichische Wasserstraßen-Gesellschaft m.b.H..

Der homogene Dammkörper mit 1:2,5 geneigten Böschungen und einer innenliegenden Dichtwand (bzw. Tauchwand) besitzt eine Höhe von 2,5 m und eine Kronenbreite von 3 m; darunter folgen eine ca. 0,7 m mächtige sandig-schluffige bis tonig-schluffige Deckschicht und der sandig-kiesige Grundwasserleiter mit einer Mächtigkeit von etwa 1,3 m. Zur Entlastung des hydrostatischen Druckes auf die gering durchlässige Deckschicht bei simuliertem Hochwasser dient eine unmittelbar am landseitigen Dammfuß angeordnete Entlastungssäule (Abb. 12 und Abb. 13).



Abb. 12: Die Großversuchsanlage (Länge 25 m, Höhe 5 m und Breite 4 m) für die Versuche zur Unterströmung von Dämmen. Maßstab 1:1.

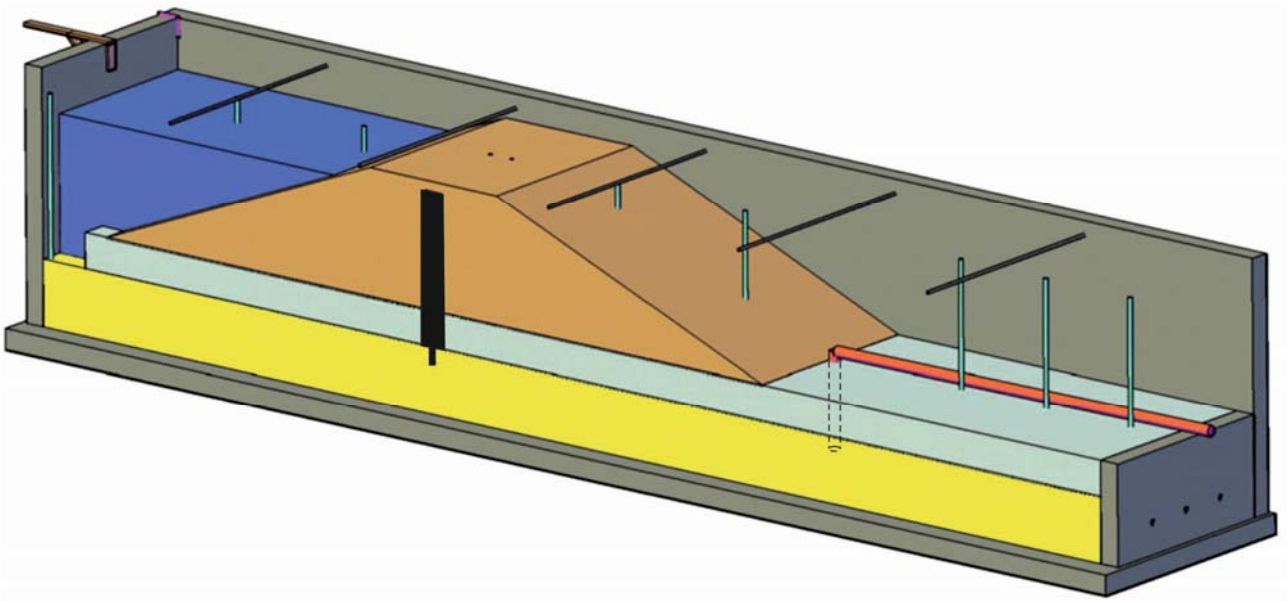


Abb. 13: Schematische Darstellung des naturmaßstäblichen Dammodells mit zentraler Dichtwand („Tauchwand“); auch Teil der Messsysteme und Beispiel einer Kiessäule angedeutet.

Für die Beobachtung der Strömungsvorgänge im Damm-Modell wurde ein detailliertes Messsystem eingesetzt (Beobachtungspegel, Porenwasserdruckgeber, Druckmessdosen, Feuchtesensoren und Temperaturfühlern), das eine kontinuierliche Erfassung der Druckpotentiale im Dammkörper bzw. im Grundwasserleiter sowie eine zeitsynchrone Aufzeichnung des Sickerwasserdurchflusses in der Entlastungsdrainage ermöglichte.

6.3 Numerisches Dammodell

Die numerischen Vergleichsmodelle (2D und 3D) wurden mit dem Programm GGU auf Basis der geometrischen Abmessungen der physikalischen Modelle erstellt und durch iterative Variation der Durchlässigkeitsbeiwerte eine Annäherung an die gemessenen Druckpotentialverläufe und Sickerwasseraustritte durchgeführt.

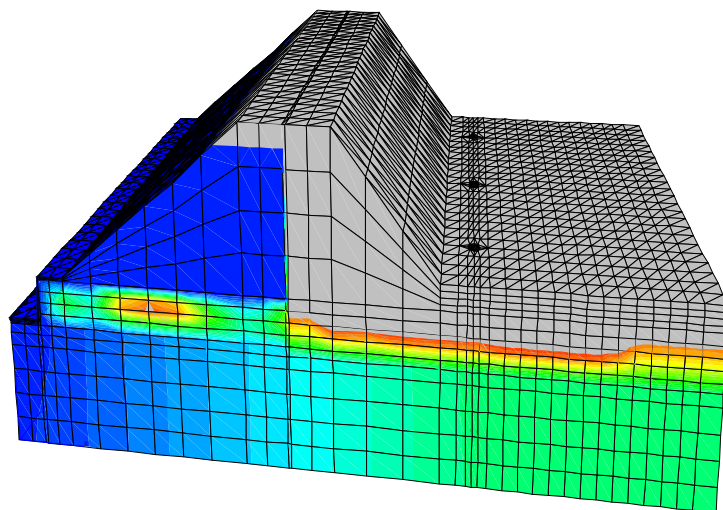


Abb. 14: Auf Basis von klein- und großmaßstäblichen Modellversuchen (M 1:10 und 1:1) kalibriertes dreidimensionales numerisches Modell.

Für die numerische Nachbildung von punktförmigen Entlastungsdrainagen (Kiessäulen) stellen zweidimensionale Modelle eine starke Vereinfachung der räumlichen Grundwasserströmung dar und sind daher primär nur für Strömungszustände anzuwenden, welche sich vorwiegend durch gradlinige Bewegung auszeichnen. Diese Bedingung wurde bei der Modellierung des (vollkommenen) Entlastungsgrabens erfüllt. Im Falle der gegenständlichen Studie diente die 2D-Kalibrierung als Basis für die Erstellung eines räumlichen Dammodells (Abb. 14), welches weiterführende Strömungssimulationen zur Beurteilung von punktförmigen Druckentlastungen ermöglichte.

7 Wirkungsweise von Druckentlastungen

Die Wirkungsweise von Druckentlastungen wird neben der Geometrie der Drainageelemente maßgebend von den geotechnischen und hydraulischen Projekttrandbedingungen beeinflusst. Unter Berücksichtigung dieser Einflussfaktoren hat stets auch eine Anpassung an die örtlichen Gegebenheiten (Abstand zum Fluss, Geländetopographie etc.) zu erfolgen. In der Praxis wird jedoch in vielen Fällen die Wahl zwischen einem Entlastungsgraben und einem System aus Drainagesäulen lediglich in Abhängigkeit von der Standsicherheit der feinkörnigen Deckschicht getroffen. Der Einfluss der Einbindetiefe wird dabei meistens nicht berücksichtigt. Im Regelfall weisen daher die Drainageelemente keine oder nur eine geringe Einbindung in den Grundwasserleiter auf, müssen aber die gering wasserdurchlässige Deckschicht durchörtern. Andernfalls kann es bei extremen Hochwasserereignissen zu signifikanten Auflockerungen unterhalb der Drainagesohle und/oder zu örtlichen Feinkornaustragungen („Vulkanen“) im Hinterland kommen, wie die Erfahrung lehrt.

Basierend auf den durchgeführten Modellversuchen werden im Folgenden mit Hilfe des kalibrierten numerischen Modells für den kleinmaßstäblichen Modelldamm (M 1:10) die wesentlichen Unterschiede in der Wirkungsweise beider genannten Entspannungselemente beschrieben.

7.1 Gegenüberstellung der Wirkungsweise von Drainagegräben vs. Kiessäulen

Das Ziel einer Druckentlastungsmaßnahme ist die Verringerung der hydraulischen Belastung auf die oberflächennahe, feinkörnige Deckschicht landseitig des unterströmten Dammbauwerkes. Im Hochwasserfall wird daher durch den kontrollierten Sickerwasseraustritt entlang definierter hydraulischer Wegigkeiten (Drainageelemente) ein gezielter Abbau des Überdruckes im Grundwasserleiter erzielt. Dabei nimmt das Druckpotential von der Quelle (Fluss, Speicherbecken etc.) bis zum Entspannungselement kontinuierlich ab und erreicht auf der Landseite mit zunehmendem Abstand von der Entlastungsstelle nach einem Anstieg den Endwert (Abb.15; siehe Druckverlauf für den Entlastungsgraben). Dies gilt jedoch nur, wenn kein sekundärer Druckabbau infolge natürlicher oder künstlicher Deckschicht-„Fenster“ (Bäche, Gruben etc.) im Hinterland erfolgt. Der dargestellte Druckverlauf mit einem konstanten Druckpotential hinter dem Entlastungselement wird zudem bei natürlich eingeschränkter Grundwasserbewegung begünstigt. Im Folgenden sollen daher für den beschriebenen Fall die Unterschiede zwischen den linien- und punktförmigen Druckentlastungselementen beschrieben werden.

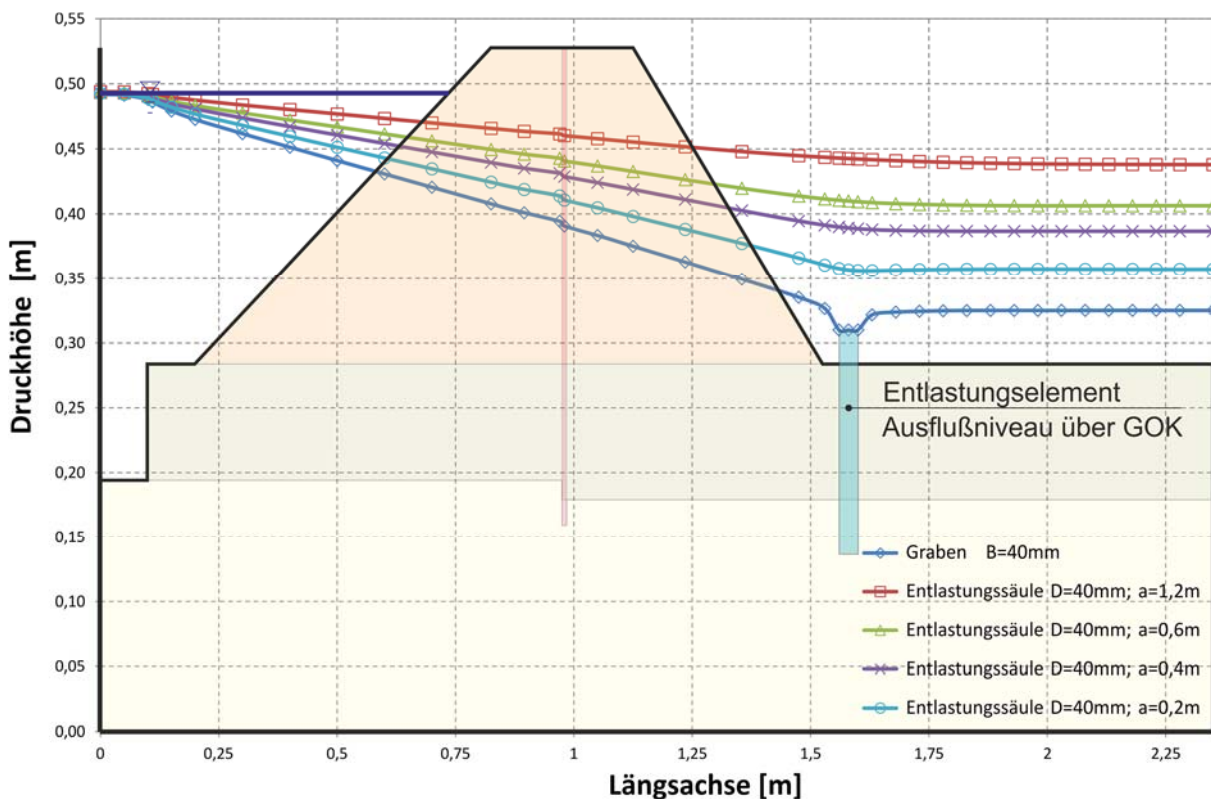


Abb. 15: Druckverläufe bei maximalem Wasserstand für den Entlastungsgraben und für die Kiessäulenreihe mit variierendem Achsabstand und einer Einbindung von 10% der Grundwasserleitermächtigkeit (Entlastungssäulen: Druckverlauf durch den Mittelpunkt des Druckgewölbes; siehe auch Abb. 16).

Drainagegräben werden entlang des Dammfußes als eine durchgehende Künette hergestellt, die in der Regel nur auf dem Grundwasserleiter aufsitzt, jedoch nicht in diesen einbindet. Demnach erfolgt die Druckentlastung lediglich über die Sohlfläche, was bei der Grundwasseranströmung eine Krümmung der Stromlinien verursacht und damit zur Verringerung der Entlastungswirkung führt. Aufgrund der großen Entlastungsfläche wird jedoch dieser Effekt teilweise kompensiert. Ein weiterer Nachteil ergibt sich infolge der lokalen Inhomogenitäten und der örtlich unterschiedlichen Durchlässigkeit des Untergrundes in der Grabensohle, was ebenfalls einen starken Einfluss auf den zu erzielenden Druckabbau besitzt. Trotzdem ist ein durchgehender Entlastungsgraben bei homogenen Untergrundverhältnissen eine wirkungsvolle Entlastungsmaßnahme.

Bei den Kiessäulen ermöglicht der Herstellungsvorgang eine nahezu uneingeschränkte Einbindung in den gut durchlässigen Grundwasserleiter, weshalb eine überwiegend horizontale Anströmung auftritt. Lediglich an der Sohle findet ein Übergang von horizontaler zu vertikaler Strömung statt. Betrachtet man die Entlastungswirkung eines punktförmigen Entlastungselementes, so reicht dieses alleine nicht aus, um einen Druckabbau entlang eines Dammschnittes zu erzielen. Aus diesem Grund werden die einzelnen Säulen mit einem bestimmten Achsabstand eingebaut und damit zu einem System zusammengefasst. Bei einer (unendlichen) Kiessäulenreihe entsteht um jedes zylinderförmige Element ein einfach symmetrischer Entlastungstrichter, der sein Maximum im Mittelpunkt zwischen zwei Nachbarsäulen erreicht. Dieser Scheitelpunkt des Druckgewölbes ist somit der

maßgebende Druck für die Festlegung des Säulenabstandes. Der Nachweis der hydraulischen Stabilität der Deckschicht kann vereinfacht mit den in Kap. 3 genannten klassischen Berechnungsansätzen geführt werden.

Die Diagramme in Abbildung 15 und 16 veranschaulichen den Einfluss der Variation des Achsabstandes auf die Größe der Entlastungswirkung und stellen für homogene Untergrundverhältnisse die Wirkungsweise des Entlastungsgrabens und einer unendlichen Reihe von Kiessäulen mit begrenzter Einbindung von nur 10% der Mächtigkeit des Grundwasserleiters gegenüber. Die gewählte geringe Eintauchtiefe der zylinderförmigen Entlastungselemente entspricht den zuletzt in der Praxis ausgeführten Projekten. Darüber hinaus gelten die vorhin genannten Randbedingungen einer eingeschränkten Grundwasserströmung ins Hinterland. Die entlang der Achse der Entlastungselemente dargestellte Druckverteilung (Abb.15) auf die Deckschicht zeigt qualitativ den prozentuellen Druckabbau. Lediglich für den Entlastungsgraben wurde die Drucklinie anhand des konstanten Druckpotentials im Hinterland ermittelt. Daraus ist ersichtlich, dass bei homogenen Untergrundverhältnissen, die den physikalischen Modellen (im Maßstab 1:10 und 1:1) zugrunde gelegt wurden, der Entlastungsgraben sehr effizient den Druck abbaut. Aufgrund der großen Entlastungsfläche (Grabensohle) fallen jedoch im Vergleich mit den Kiessäulenreihen die größere Sickerwassermengen an, die bei punktförmigen Entlastungselementen mit der Vergrößerung des Säulenabstandes nahezu exponentiell abnehmen.

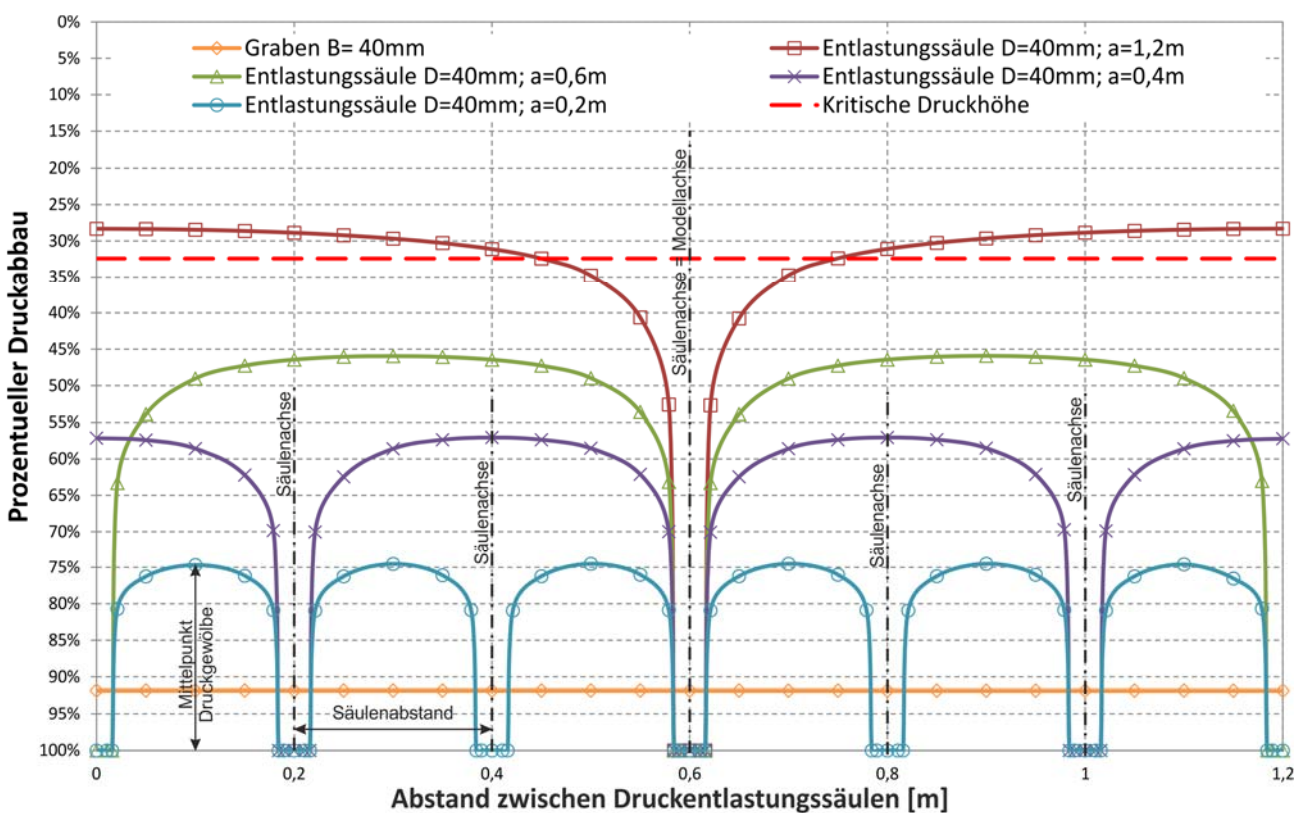


Abb. 16: Darstellung des prozentuellen Druckabbaus bei maximalem Wasserstand mithilfe von Drucklinien bzw. Druckgewölben in der Achse der Entlastungselemente (Entlastungsgraben und Kiessäulenreihe mit variierendem Achsabstand).

Für die Kiessäulen ist der Achsabstand ein maßgebender Parameter, da der Druck im Mittelpunkt des Druckgewölbes für die Dimensionierung herangezogen wird. Bei dieser exemplarischen Darstellung der Druckverläufe betrug der Säulenabstand 0,2; 0,4; 0,6 und 1,2 m. Dies entspricht unter Berücksichtigung des Maßstabs von M 1:10 Abständen von 2 bis 12 m. Demnach gehen mit der Verringerung des Säulenabstandes eine Abnahme der Druckbelastung auf eine feinkörnige Deckschicht und eine Zunahme der austretenden Sickerwassermenge einher.

8 Fallbeispiele

Die beispielhaft beschriebenen Schadensfälle an Hochwasserschutzdämmen veranschaulichen die Gefahr infolge der Unterströmung eines Dammes und die dadurch ausgelösten Versagensmechanismen. Die Beispiele zeigen außerdem, dass Erosionsvorgänge aufgrund der natürlichen Inhomogenitäten nicht zur Gänze kontrolliert bzw. verhindert werden können. Das (Rest-)Risiko eines Dammbrechens lässt sich jedoch durch geeignete Sicherungsmaßnahmen deutlich reduzieren.

In vielen Fällen, wenn die Grundwasserkommunikation unterhalb des Dammbauwerkes nicht beeinträchtigt werden soll, lässt sich im Hochwasserfall der statische bzw. hydraulische Sicherheitsnachweis nicht führen, wodurch Druckentlastungen oder Gegengewichtsschüttungen notwendig werden. Allerdings erfordern auch diese Maßnahmen eine gezielte Anpassung an die örtlich angetroffenen Untergrundverhältnisse, wie anhand des zweiten Fallbeispiels gezeigt wird.



Abb. 17: Luftbild der Dammbuchstelle am Save-Hochwasserschutzdamm in Rajevo Selo (Kroatien) mit eingezeichnetem Auskolkungsbereich.

8.1 Dambruch an der Save

Im Jahr 2014 kam es in ost-slawnischem Dreiländereck zwischen Kroatien, Serbien und Bosnien-Herzegovina auf Grund eines extremen Hochwasserereignisses an der Save zu Überflutungen mit katastrophalen Folgen für die gesamte Region. Während des Hochwassers brach in Kroatien an mehreren Stellen der nur wenige Jahre zuvor sanierte Hochwasserschutzdamm. An einer dieser Dambruchstellen, in Rajevo Selo, bildete sich ein 12 m tiefer Kolk aus, der sich auf einer Fläche von 300 m x 120 m erstreckte (Abb. 17, 18). Nach derzeitigem Wissensstand war dies einer der größten jemals beobachteten Kolke im Bereich eines Hochwasserschutzdammes.

Der homogene Damm wurde zwar entsprechend den nationalen Standards saniert, die durchgeführten Maßnahmen sahen jedoch nur eine Ertüchtigung des bestehenden Dammkörpers (Höhe ca. 5 m) als Schutz vor Überflutungen des Hinterlandes vor. Die Gefahr eines Untergrundversagens zufolge Unterströmung des Dammes wurde im Projekt nicht näher in Betracht gezogen. Wie in den meisten Flusslandschaften weist auch hier der Untergrund eine oberflächennahe, überwiegend tonig-schluffige Deckschicht mit variierender Mächtigkeit (zwischen 2 und 3 m) auf. Darunter folgen schluffig-sandige bzw. sandige Sedimente, die mit zunehmender Tiefe kiesige Anteile enthalten und den Grundwasserleiter bilden.



Abb. 18: *Dambruch mit landseitig weitreichender Auskolkung des Untergrundes.*

Für die betrachtete Bruchstelle ist außerdem charakteristisch, dass der Damm in einem geringen Abstand zum Save-Fluss verläuft. Damit stellt sich in dem durchlässigen Untergrund innerhalb kurzer Zeit eine hydrostatische Druckhöhe ein, welche über die Geländeoberfläche im Hinterland reicht (artesischer Druck). Ohne eine zusätzliche Druckentlastung oder Gegengewichtsschüttung erhöht sich das Risiko eines unkontrollierten Aufbrechens erheblich. Darüber hinaus lag der Wasserstand vor dem Versagen ca. 1 m über dem projektgemäßen Hochwasserstand (100-jährlichen Ereignis) und somit nur ungefähr 0,4 m unter dem Niveau der Dammkrone.



Abb. 19: Anfangsphase eines weiteren Versagens des Save-Dammes flussabwärts der großen Bruchstelle in Rajevo Selo (Kroatien).

Die Ursachenanalyse im Rahmen einer internationalen Expertenkommission ergab auf Grundlage von Begehungen, ergänzenden geotechnischen Feldmessungen und Erkundungen sowie umfangreichen Modellrechnungen zur Simulation des Dammbrechens ein durch die Unterströmung des Dammes ausgelöstes hydraulisches Versagen. Die voneinander zum Teil unabhängig durchgeführten Untersuchungen deuteten auf einen hydraulischen Grundbruch bzw. auf ein unkontrolliertes Aufbrechen der feinkörnigen Deckschicht zufolge Aufschwimmens als einleitender Versagensmechanismus. Um jedoch einen Dammbbruch zu verursachen, war in weiterer Folge eine progressive Erosion („Piping“) des Untergrundes notwendig, welche zunächst deutliche Setzungen des Dammkörpers hervorrief. Aufgrund des Stabilitätsverlustes, der auch an einer flussabwärts liegenden Bruchstelle beobachtet werden konnte (Abb.19), erfolgte schließlich eine Über- bzw. Durchströmung des Hochwasserschutzdammes, was zum Versagen mit der extremen Auskolkung führte.

Tabelle 1. Statistische Auswertung von Kolkbildungen in der Ungarischen Tiefebene (Nagy L., 2014).

Kolkbildung	Anzahl [%]	Kolk	Minimum	Mittelwert	Maximum
auf der Wasserseite	21	Tiefe [m]	0,4	5,7	15,0
unter dem Damm	39	Fläche [m ²]	100	8.260	40.700
auf der Landseite	40	Volumen [m ³]	200	43.600	216.000

Die außerordentliche Dimension des beschriebenen Kolkes lässt sich am besten anhand einer statistischen Auswertung von Kolkbildungen infolge Unterströmung von Hochwasserschutzdämmen in Ungarn beurteilen. Dort existieren allein aus der Ungarischen Tiefebene Unterlagen über ca. 2850 Damnbrüche (Nagy L., 2014). Tabelle 1 fasst die Ergebnisse von besonders aussagekräftigen Datensammlungen zusammen. Demnach bildete sich der Kolk in ca. 80 % der Schadensfälle auf der Landseite bzw. unter dem Damm aus. Dies bestätigt das hohe Risiko einer tiefreichenden Erosion des Untergrundes, die in der Regel durch einen hydraulischen Grundbruch ausgelöst wird.

8.2 Unterströmung eines Donaudammes

Dieses Beispiel veranschaulicht die Ursache einer Untergrunderosion zufolge Unterströmung des verstärkten alten Donau-Dammes östlich von Wien beim Juni-Hochwasser 2013. Die kurze Zeit davor fertiggestellte Sanierung umfasste eine wasserseitige Verbreiterung und Aufhöhung des aus dem 19. Jahrhundert stammenden Hochwasserschutzdammes sowie den Einbau einer innenliegenden, unvollkommenen Dichtwand („Tauchwand“). Zur Druckentlastung des Grundwasserleiters wurde entlang des landseitigen Dammfußes ein vliesummantelter Drainagegraben hergestellt (Abb. 20).

Während des 200-jährlichen Hochwassers traten am landseitigen Dammfuß örtlich starke Ausspülungen von Feinsand auf, die in der Folge zur Ausbildung einer ca. 0,6 m tiefen und im Durchmesser nahezu 7 m breiten Setzungsmulde im Bereich des Altdammes (Dammkrone des früheren Dammes) führten (Abb. 21).

Zur Ursachenanalyse wurden im Bereich der Schadensstelle Kernbohrungen und schwere Rammsondierungen durchgeführt, die zum Teil eine örtlich starke Auflockerung des Untergrundes dokumentierten. Außerdem ließ sich im Bereich der Schadensstelle keine vollständige Durchörterung der erosionsempfindlichen Aubodenschicht durch den neuen Drainagegraben festzustellen. Damit wurde die Entlastungswirkung im Hochwasserfall signifikant reduziert, weshalb es bei der Durchströmung der sandig-schluffigen Zonen der Deckschicht zur Überschreitung des kritischen hydraulischen Gradienten kam. Dies

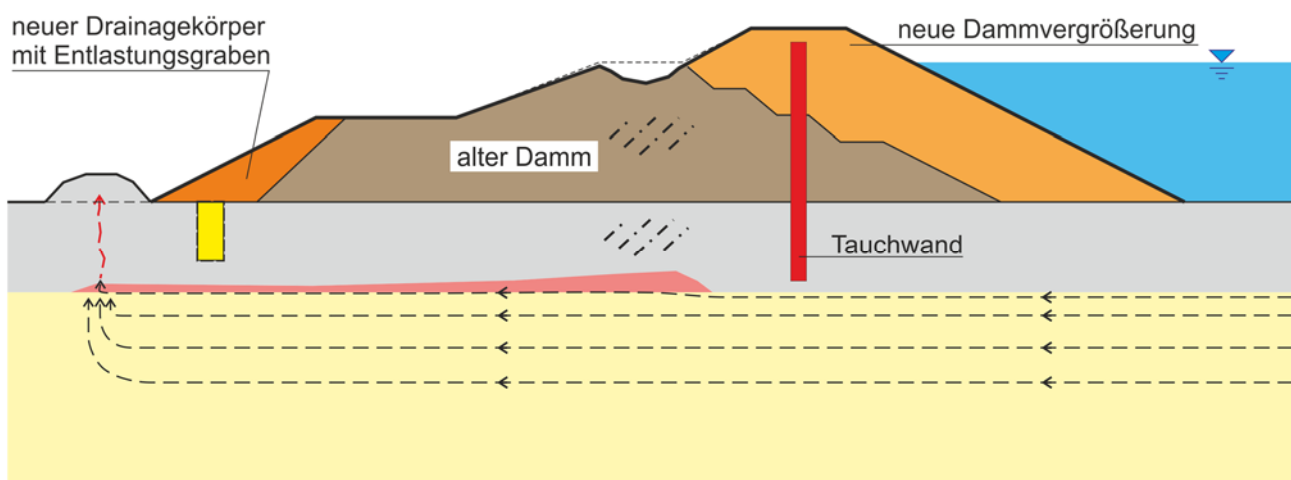


Abb. 20: Schematische Darstellung des Schadensbildes des sanierten Hochwasserschutzdammes an der Donau östlich von Wien.



Abb. 21: Feinsandausspülungen am landseitigen Böschungsfuß (links: Foto S. Blovsky 2016) und Setzungsmulde im Altdamm aufgrund von Untergrunderosionen.

konnte auch mittels Modellrechnungen bestätigt werden (Abb. 22). Die Ergebnisse zeigen den geringen Druckabbau in dem durchlässigen Grundwasserleiter und weisen in der Nähe des Filtergrabens sowie unterhalb der Tauchwand auf hohe hydraulische Gradienten auf. Stellt man die rechnerisch ermittelten Werte den kritischen Gradienten gemäß Abb. 3 gegenüber, so ist ersichtlich, dass diese für die vorliegenden sandig-schluffigen Auböden deutlich überschritten wurden.

Auf Grund der beschriebenen unzulässigen hydrostatischen bzw. -dynamischen Belastung wurden die feinen Bodenpartikel unmittelbar neben dem Entlastungsgraben zur Geländeoberfläche erodiert. Diese konzentrierte Ausspülung leitete eine progressive Erosion des Untergrundes entlang der Schichtgrenze zum Donauschotter durch Bildung von Erosionsröhren („Piping“) ein – Abb. 21/links. Da sich im Zuge der Schadenserkundung herausstellte, dass die Dichtwand die Auböden ebenfalls nicht vollständig durchtrennt, und somit langfristig die Gefahr des Durchschlagens der Erosionskanäle zur Wasserseite bestand, waren ergänzende Sanierungsmaßnahmen unumgänglich. Diese sahen in erster Linie eine Verlängerung der bestehenden Dichtwandunterkante mittels Düsenstrahlverfahren (DSV) bis in den durchlässigen Grundwasserleiter zur Unterbindung einer weiteren Erosion des Untergrundes sowie den Einbau einer zusätzlichen

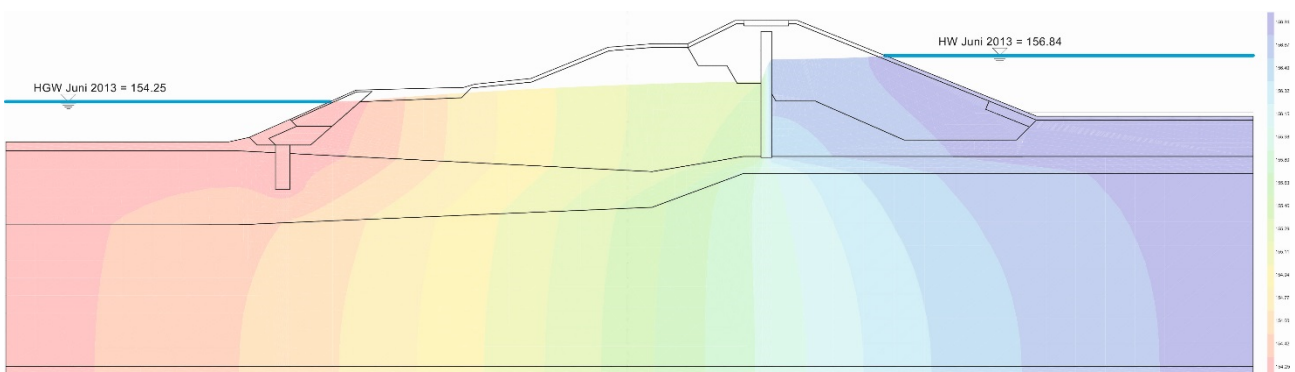


Abb. 22: Berechnete Potentialverteilung für den stationären Fall bei maximalem Wasserstand des Donau-Hochwasser 2013 (HQ₂₀₀).

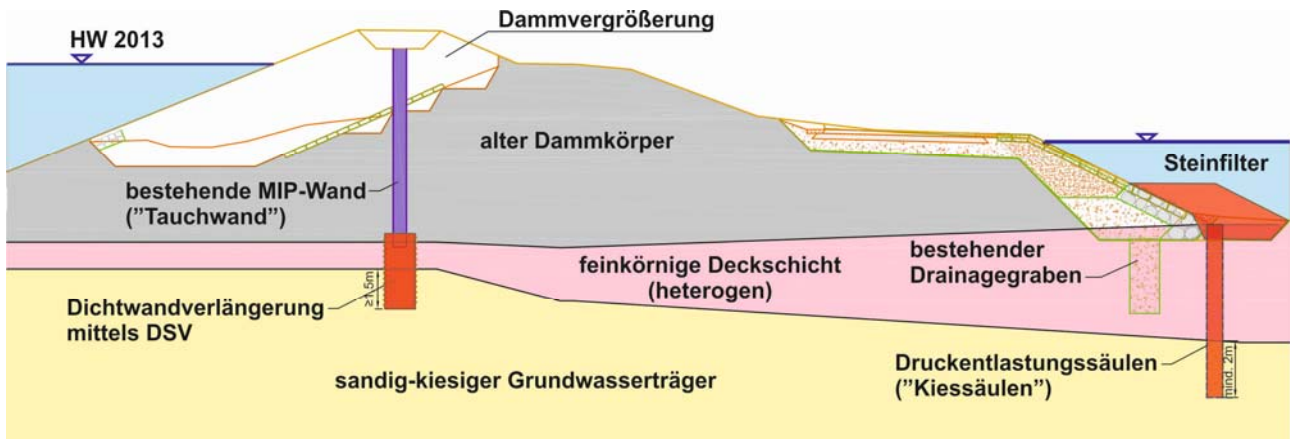


Abb. 23: Ergänzende Sanierungsmaßnahmen (rot) im Bereich der Schadensstelle.

Druckentspannung mittels Kiessäulen vor (Abb. 23). Letztere sollen sicherstellen, dass eine ausreichende Entlastung im Grundwasserleiter erzielt und die kritischen hydraulischen Werte hinsichtlich Erosion der Deckschicht nicht überschritten werden.

Dieses Fallbeispiel veranschaulicht sehr deutlich die Auswirkung einer reduzierten Entlastungswirkung infolge natürlicher Inhomogenitäten und Anisotropien im Untergrund (Schichtung, Schichtverlauf, Schichtmächtigkeit, Bodenart etc.): es erhöht sich das Risiko eines durch Unterströmung verursachten hydraulischen Versagens der feinkörnigen Deckschichten. Im Falle von Drainagegräben erfolgt die Druckentspannung lediglich über die Sohlfläche, weshalb stets eine Verbindung zum durchlässigen Grundwasserleiter gewährleistet werden muss. Wird hingegen die Zuströmung des Grundwassers zum Drainagegraben („Entspannungsgraben“) beeinträchtigt, nimmt die Entspannungswirkung proportional zum ausgetretenen Sickerwasser ab. Daraus ist ersichtlich, dass nicht nur die Einbindetiefe der Entlastungselemente in den Grundwasserträger, sondern auch die Anpassung an die örtlichen Untergrundverhältnisse von großer Bedeutung sind.

9 Zusammenfassung

Bisherige Modellversuche sowie numerische Vergleichsrechnungen ermöglichen eine gute Beurteilung und Visualisierung der Entlastungswirkung von Drainageelementen (Einzelsäulen, Säulenreihen, Entlastungsgräben) zur Erhöhung der hydraulischen Stabilität von Dämmen (Deichen). Die zum Teil festgestellten quantitativen Unterschiede zwischen kleinmaßstäblichen Laborversuchen und naturmaßstäblichen Untersuchungen weisen jedoch auf Maßstabeffekte bei der Übertragung der Ergebnisse in die Praxis. Obwohl somit jedem dieser Modelle gewisse Grenzen gesetzt sind, lassen sich durch deren Kombination und gegenseitige Ergänzung sehr gute Resultate erzielen.

Bei unterströmten Dammbauwerken hängt die Notwendigkeit von Druckentlastungen primär von der hydrostatischen bzw. -dynamischen Stabilität des Untergrundes im Zuges des Belastungsfalles (z.B. Hochwasser, höchster Wasserstand im Speicher etc.) ab. Wird eine Entspannung erforderlich, so haben die Wahl und Dimensionierung geeigneter Entlastungselemente stets unter Berücksichtigung der geotechnischen, hydraulischen und örtlichen Randbedingungen zu erfolgen. Auf diese Weise können der Druck im

Grundwasserleiter wirkungsvoll abgebaut und die Sicherheit gegenüber hydraulischem Grundbruch bzw. Aufschwimmen wesentlich erhöht werden. Bei der Umsetzung von Druckentlastungsmaßnahmen sind jedoch bereits bei geringer hydraulischer Belastung Sickerwasseraustritte zu erwarten. Falls eine direkte Ausleitung ins Hinterland nicht möglich ist, müssen die austretenden Wässer mittels Drainagen gezielt zu Pumpwerken oder Poldern abgeleitet werden.

Zusammenfassend ist festzustellen, dass das Risiko eines hydraulischen Versagens des Untergrundes von Hochwasserschutzdämmen (Deichen) häufig unterschätzt wird, da die Stabilitätsabnahme oft langfristig und äußerlich kaum wahrnehmbar erfolgt. Außerdem können bei einer Unterströmung des Dammes innere Erosionen erfahrungsgemäß bis mehrere Zehnermeter landeinwärts des Dammfußes auftreten. Mit jedem Hochwasser schreiten die Kornumlagerungen fort und nehmen schließlich progressiv bis zum hydraulischen Versagen des Untergrundes zu. Bei extremen Hochwasserereignissen tritt dann der Bruch relativ abrupt ein (siehe 1. Fallbeispiel). Die entsprechenden Präventivmaßnahmen sind im vorliegenden Beitrag detailliert behandelt.

Literatur

- AHLIHAN M.F. (2011): Untersuchungen zur inneren Erosionsstabilität. Institut für Geotechnik, Leibnitz Universität Hannover.
- BAUDUIN C.M.H., MOES C.J.B., van BAALEN M. (1989): The influence of uplift water pressures on the deformations and stability of flood embankments, Proc. 12th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.. Rio de Janeiro, Vol. 3, S. 1713-1716.
- BRANDL H., HOFMANN R. (2006): Erosionsstabilität und Standsicherheit von Schutzdämmen gegen Wildbäche und Murengänge mit besonderer Berücksichtigung von Einbauten. Sicherung von Dämmen, Deichen und Stauanlagen – Handbuch für Theorie und Praxis, Vol. I (Herausg. R. A. Herrmann, J. Jensen), Universität Siegen, S. 139-171.
- BRANDL H. (2011): Geosynthetic applications for the mitigation of natural disasters and for environmental protection. Geosynthetic Internat., Vol. 18, Nr. 6. London, pp. 340 - 390.
- BRANDL H. (2012): Failures and defense of flood protection dykes and levees. Sicherung von Dämmen, Deichen und Stauanlagen – Handbuch für Theorie und Praxis, Vol. IV (Herausg. R. A. Herrmann, J. Jensen), Universität Siegen, S. 3-20.
- COOLING L. F., MARSLAND A. (1953): Soil mechanics studies of failures in the sea defence banks of Essex and Kent. Proc. Conf. on the North Sea Floods 31 Jan/1 Feb 1953. Inst. of Civil Engineers, London, S. 58-73.
- DWA (2011): M 507 – 1, Deiche an Fließgewässern, Teil 1: Planung, Bau und Betrieb.
- MÖLLMANN A., VERMEER P.A., WESTRICH B. (2007): Zuverlässigkeitsanalyse der Standsicherheit von Flussdeichen. 6. Koll. Bauen in Boden und Fels, TAE, Ostfildern.
- NAGY L. (2014): Buzgárok az árvízvédelemben. (ISBN 978-963-12-0319-6) und persönliche Mitteilungen (TU Budapest).
- RICHARDS, K.S., REDDY K.R. (2007): Critical appraisal of piping phenomena in earth dams. Bull. Eng. Geol. Environ. 66, S. 381 – 402.

Erfahrungsberichte zu aktuellen Ereignissen

Das Juni-Hochwasser 2013 in Sachsen und Sachsen-Anhalt

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Jürgen Stamm

Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik, Technische Universität Dresden,
George-Bähr-Straße 1, 01062 Dresden

Dr.-Ing. Torsten Heyer

Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik, Technische Universität Dresden,
George-Bähr-Straße 1, 01062 Dresden

1 Einleitung

Hochwasser sind wiederkehrende Ereignisse und dennoch hört man seitens der Bevölkerung immer wieder: „Das hat es noch nie gegeben!“. In der zurückliegenden Dekade liefen im August 2002, April 2006, August/September 2010 und im Juni 2013 Ereignisse ab, deren Jährlichkeiten vielerorts über 50 lagen und z. T. zu historischen Maximalwerten führten. Selbstverständlich hat jedes Ereignis sein Spezifikum aufgrund seines Einzugsgebiets und der meteorologischen Ursächlichkeit, hinsichtlich der Fülle und Dauer des Ereignisses sowie der Schadenswirkung. Hierzu gibt es zahlreiche Analysen (BFG & DWD, 2013; LUG, 2003; LFULG, 2013; LFULG & LTV, 2013; LHW, 2014). Das Schadenspotenzial in den Überschwemmungsgebieten steigt i. A. ebenso wie die Betroffenheit der Bürger und das mediale Interesse daran. Hochwasserereignisse sind von sozio-ökonomischer Bedeutung. Sie fordern einerseits neue ingenieurtechnische Lösungen und andererseits eine höhere Resilienz in den Überschwemmungsgebieten, wie letztlich in der EU-Hochwasserrisikomanagement-Richtlinie im Jahr 2007 zum Ausdruck gebracht worden ist. Damit wurde ein Paradigmenwechsel im Umgang mit Hochwasser eingeläutet. In diesem Beitrag soll daher die regionale Entwicklung und das Management des Hochwasserereignisses 2013, begrenzt auf die beiden benachbarten Bundesländer Sachsen und Sachsen-Anhalt, dargelegt und teilweise vergleichend zum Ereignis 2002 betrachtet werden.

2 Ursachen

Im Mai 2013 führte die stabile Großwetterlage TM (Tief/Mitteleuropa) mit zwischenzeitlicher Trogwetterlage beständig feuchte Luft aus Südosteuropa nach Norden und aus nord-östlicher Richtung nach Mitteleuropa heran (BFG & DWD, 2013). Dies führte zu langanhaltenden Starkniederschlägen an Mittelgebirgen und dem Alpenvorland (Abb. 1). In der Summe brachte sie in Sachsen jedoch weniger Gesamtniederschlag als die Vb-Wetterlage im August 2002 (Abb. 2).

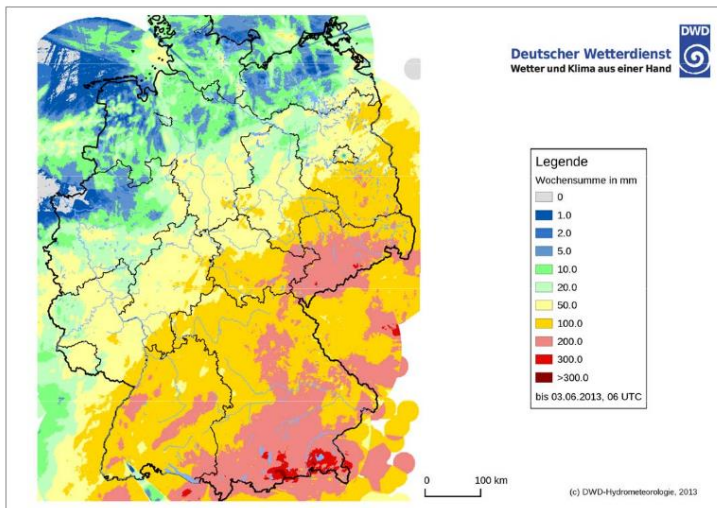


Abb. 1: Niederschlagssumme [mm] in der Zeit vom 27.05. bis 03.06.2013 (jeweils 6:00 Uhr) (aus: BFG & DWD, 2013)

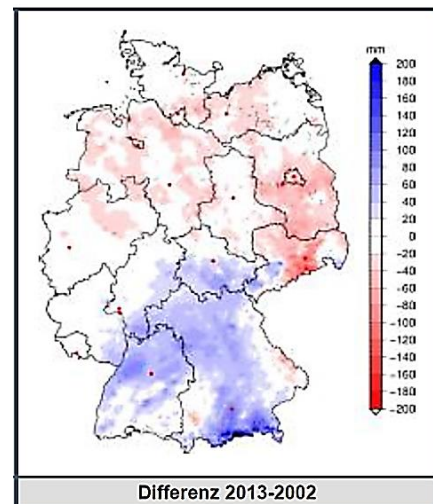


Abb. 2: 96-stündige Niederschlagsdifferenz 30.5-3.6.2013 vs. 10.-14.08.2002 (n. CEDIM, 2013)

Auf Grund der hohen Niederschläge im Mai 2013, die im bundesweiten Flächenmittel ca. 178 % über den langjährigen Niederschlägen lagen (CEDIM, 2013), kam es zu einer weitgehenden Bodenwassersättigung mit einhergehender Abnahme der Wasseraufnahmekapazität. Auf ca. 75-80 % der Flächen in Deutschland war der Boden bis in etwa 60 cm Tiefe wassergesättigt. Dies führte zur größten räumlichen Ausdehnung aller Hochwasserereignisse seit 1950 (> 46 % des deutschen Gewässernetzes von mind. 5-jährlichem Hochwasser betroffen) mit zum Teil neuen historischen Extremwerten an vielen Pegeln im Donau- und Elbeinzugsgebiet.

3 Verlauf

Maßgeblich für das Hochwasser der Elbe auf sächsischem Gebiet war der Hochwasserzufluss aus der Moldau (Pegel Prag-Chuchle/Moldau: $Q_{\max} \approx 3200 \text{ m}^3/\text{s}$). Der Elbescheitel passierte die deutsch-tschechische Grenze am Morgen des 6. Juni, wobei am Pegel Schöna ein Abfluss von ca. $3800 \text{ m}^3/\text{s}$ bei einem Scheitelwasserstand von 10,65 m ü. PN ermittelt worden ist. Der Abfluss war dort somit um ca. $1000 \text{ m}^3/\text{s}$ (- 26 %) niedriger als der Scheitelabfluss des Hochwassers 2002. Auch im weiteren Verlauf der sächsischen Elbe wurden zwar durchgehend die höchsten Alarmstufen, jedoch nicht die historischen Höchstwasserstände (überwiegend aus HW 2002) erreicht (Abb. 3). Beispielsweise lag der Scheitelwasserstand am Pegel Dresden mit 8,78 m ü. PN 62 cm unterhalb des Hochwasserscheitels 2002. Die Jährlichkeit des Hochwassers 2013 an den sächsischen Elbe-Pegeln wird derzeit mit ca. 50 – 100 Jahren angegeben (FGG, 2013).

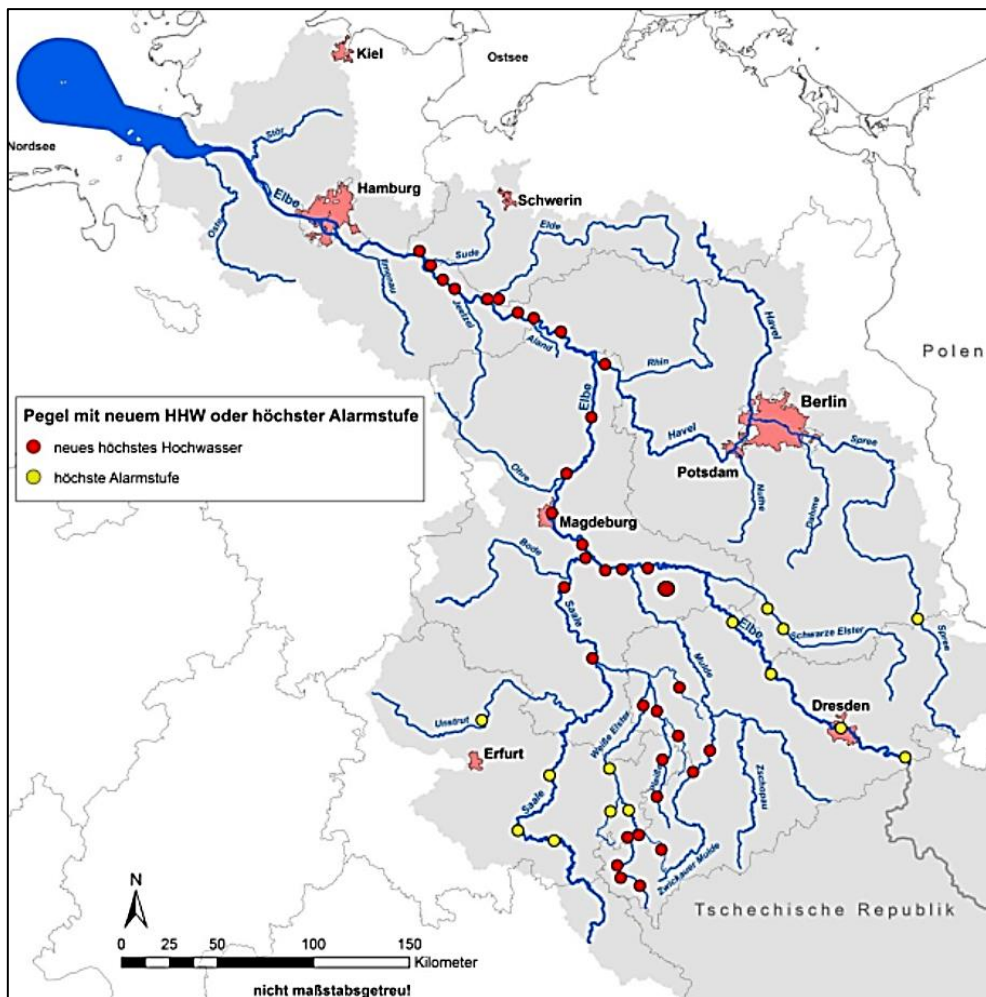


Abb. 3: Pegel mit neuen Höchstwasserständen bzw. maximalen Alarmstufen im Einzugsgebiet der Elbe während des HW 2013 (Quelle: FGG, 2013)

Eine andere Situation ergab sich an den westlichen Nebenflüssen der Elbe im mitteldeutschen Raum. Aus Abbildung 3 geht hervor, dass Höchstwasserstände zunächst in den Fließgewässern im Bereich der Landesgrenze zwischen Thüringen und Sachsen auftraten. Mit dem Zufluss dieser Fließgewässer in die Mulde und die Saale und deren spätere Einmündung in die Elbe traten an den Elbepegeln im bzw. unterhalb des Mündungsbereichs maximale jemals beobachtete Wasserstände auf. Somit wird der signifikante Einfluss dieser beiden Nebengewässer, insbesondere jedoch der Saale, auf das Elbehochwasser des Jahres 2013 deutlich (siehe auch Abb. 4).

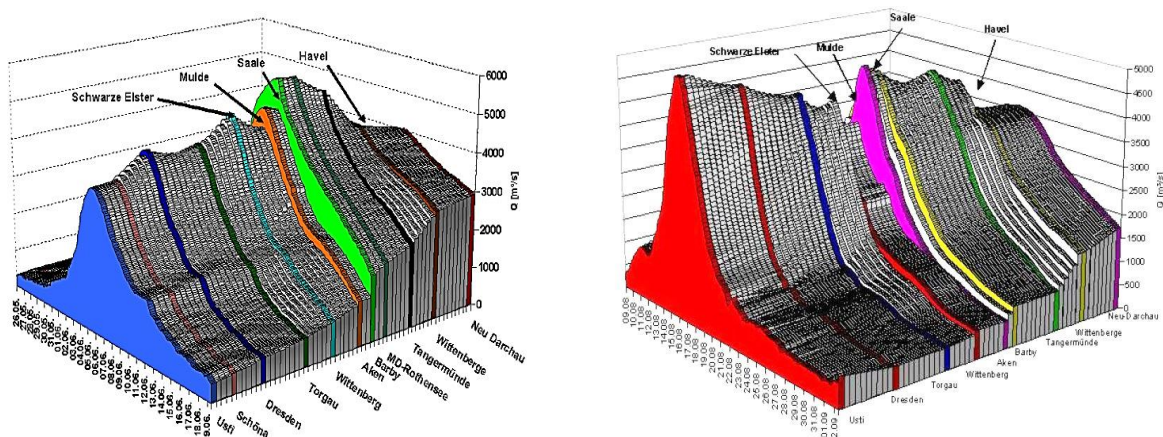


Abb. 4: Wellenablauf der Hochwasser 2013 (links) und 2002 (rechts) an der Elbe auf der Basis von Abflüssen (Quellen: BFG & DWD, 2013; BFG, 2002)

Der Hochwasserscheitel der Vereinigten Mulde erreichte den Mündungsbereich in die Elbe am 5. Juni und somit drei Tage vor dem Scheiteldurchgang des Elbabflusses. Obwohl die Abflüsse an den sächsischen Mulde-Pegeln Golzern 1 und Bad Dübren 1 unter den Werten des Hochwassers 2002 lagen, war der maximale Zufluss in die Elbe im Bereich Dessau mit ca. $1400 \text{ m}^3/\text{s}$ größer als beim HW 2002, da beim HW 2013 entlang der sächsischen Mulde deutlich weniger Deichbrüche (ca. 17) aufgetreten waren als im Jahr 2002 (>80). In diesem Zusammenhang ist zu erwähnen, dass durch den Bruch des Muldedeiches an der Landesgrenze zwischen Sachsen und Sachsen-Anhalt (3. Juni, abends), auf den nachfolgend noch eingegangen wird, bis zu ca. $500 \text{ m}^3/\text{s}$ aus der Mulde abgeschlagen worden sind. Der Scheitelabfluss der Elbe wurde durch den Zufluss der Mulde noch um ca. $500 \text{ m}^3/\text{s}$ erhöht.

Trotz der Tatsache, dass der Saalescheitel (6. Juni) und der Elbscheitel (8. Juni) den Bereich der Saalemündung mit einem zweitägigen Versatz passierten, erhöhte sich der Gesamtabfluss der Elbe durch den Saalezufluss um ca. $800\text{-}900 \text{ m}^3/\text{s}$. Infolgedessen wurden am unmittelbar unterhalb der Saalemündung gelegenen Elbe-Pegel Barby (9. Juni) sowie an allen weiteren Elbe-Pegeln auf dem Gebiet Sachsen-Anhalts historische Höchstwasserstände registriert. Dabei wurde am Pegel Barby der zu diesem Zeitpunkt gültige HQ200-Wert ($Q = 5040 \text{ m}^3/\text{s}$) mit einem bislang geschätztem Abfluss von $Q \approx 5250 \text{ m}^3/\text{s}$ überschritten. Der Elbe-Umflutkanal, der beim Hochwasser 2013 den Abfluss der Elbe entlang der Strecke Schönebeck und Magdeburg um bis zu ca. 25 % ($Q_{\text{EUK}} \approx 1290 \text{ m}^3/\text{s}$) reduzierte, erreichte bei diesem Ereignis bereichsweise seine Kapazitätsgrenze, so dass an mehreren Abschnitten Aufkädungen der Umflutdeiche notwendig waren. Am Pegel Magdeburg-Strombrücke wurde am 9. Juni ein neuer Höchstwasserstand von 7,47 m ü. PN registriert, der somit um 46 cm bzw. 67 cm über den Scheitelwasserständen der Hochwasser von 1941 bzw. 2002 lag. Mit dem Ziel, die Wasserstände in der Unteren Mittelelbe stromab des Pegels Wittenberge zu reduzieren, erfolgte am 9. Juni die Flutung des Havelpolders über das Einlasswehr Neuwerben. Ungefähr zur gleichen Zeit ereignete sich im Bereich der Ortschaft Fischbeck ein Deichbruch, der zur großflächigen Überflutung des Elbe-Havel-Winkels führte. Beide Ereignisse waren Ursache für eine stärkere Verformung der Hochwasserwelle, die zunächst am Pegel Tangermünde erfasst worden ist. Die Scheitelwasserstände lagen

dennoch am Pegel Tangermünde sowie am Pegel Wittenberge um 70 cm bzw. um 51 cm über den Werten des HW 2002.

Tab. 1: HW-Scheitelwerte an Elbepegeln (Auswahl) im historischen Vergleich

HW-Ereignis	2002	2006	2011	2013
Pegel	W_{\max} [cm ü. PN]			
Schöna	1204	881	746	1062
Dresden	940	749	675	878
Magdeburg	680	626	630	747
Neu Darchau	732	749	749	791

4 Hochwassermanagement

4.1 Sachsen

Nach dem Hochwasserereignis 2002 wurde in Sachsen mit der Aufstellung von insgesamt 47 Hochwasserschutzkonzepten (HWSK) für Gewässer 1. Ordnung begonnen, die bis 2010 durch weitere 25 kommunale HWSK für Gewässer 2. Ordnung ergänzt wurden (MÜLLER, 2010). Die Erstellung erfolgte zunächst für 5 Piloteinzugsgebiete zur Anpassung der Methodik an sächsische Verhältnisse. Die Konzepterstellung war finanziell eingebettet in das Hochwasserschutz-Investitionsprogramm.

In der Summe umfassen die Maßnahmenpläne ca. 1600 Hochwasserschutzmaßnahmen für ganz Sachsen mit einem Investitionsvermögen von ca. 2 Mrd. Euro (MÜLLER, 2010). Für die Abarbeitung der Vielzahl von Einzelmaßnahmen wurde ein Priorisierungsverfahren entwickelt, das sich am Schadenspotenzial orientiert. Diese Vorgehensweise hat sich mittlerweile als richtig erwiesen.

Leider kam es oft zu juristischen Verzögerungen, weshalb auch heute noch nicht alle HWSK umgesetzt sind. Das Beispiel Grimma an der Mulde legte den medial ausgetragenen Konflikt zwischen Einzelinteressen und Gemeinwohl in drastischer Weise offen. Als glücklicher Umstand darf gewertet werden, dass das Einlaufbauwerk an der Weißen Elster zur Flutung des Zwenkauer Sees bei Leipzig wenige Wochen vor dem HW 2013 eingeweiht wurde und somit gerade rechtzeitig in Dienst genommen werden konnte. Insgesamt lag die Zahl der Deichbrüche in Sachsen beim HW 2013 bei 40, gegenüber mehr als 100 im Jahr 2002 (FGG, 2013). Dennoch konnte eine signifikante Verringerung der Schäden bei Hochwassern vergleichbarer Intensität durch technische und nicht-technische Maßnahmen (Sensibilisierung, Katastrophenmanagement, etc.) erreicht werden (Abb. 5).

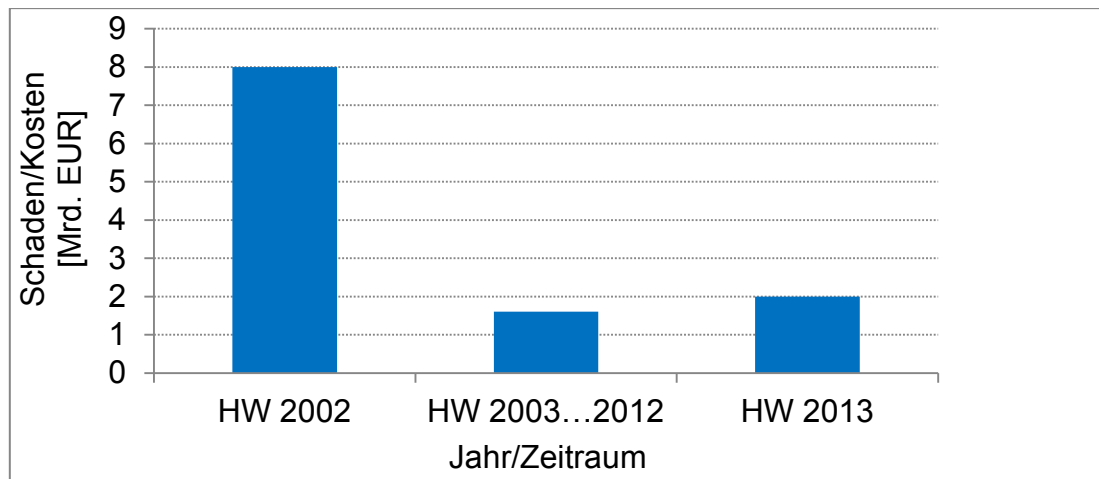


Abb. 5: Schadenshöhen in Mrd. Euro 2002 und 2013 im Freistaat Sachsen sowie Investitions- und Wiederherstellungskosten zwischen den beiden Ereignissen

Zwischen den beiden Ereignissen konnten in den Jahren 2003 bis 2012 in Sachsen insgesamt ca. 1 Mrd. Euro in die Schadensbeseitigung und weitere ca. 0,6 Mrd. Euro in Hochwasserschutzmaßnahmen investiert werden. Die Sinnhaftigkeit dieser Investitionen wurde am 15.11.2013 von Sachverständigen dem Ausschuss für Umwelt und Landwirtschaft des Sächsischen Landtages dargelegt.

Neben der Erhöhung des Flächenrückhalts wurde auch die Retention durch Stauanlagen vergrößert. Seit dem HW 2002 fand eine Erhöhung des Hochwasserrückhalteraums um 45 Mio. m³ statt. Der Gesamtstauraum sächsischer Talsperren von ca. 600 Mio. m³ hält nunmehr 205 Mio. m³ (160 Mio. + 45 Mio.) für den Hochwasserrückhalt vor. Aktuell ist keine signifikante Steigerung mit bestehenden Anlagen möglich, da die multifunktionalen Anlagen auch andere Bedarfe decken müssen (Klimawandel, Trinkwasserbereitstellung etc.). Eventuelle Verbesserungen könnten sich durch eine optimierte Vorentlastung erschließen, deren Steuerungsgüte abhängig von der Prognosegenauigkeit der Eingangsparameter (Meteorologie, Hydrologie) ist.

Im Stadtbereich Dresden zeigte sich zwar vielerorts eine gute Übereinstimmung der im numerischen Modell des IWD simulierten Wasserstände mit den gemessenen Wasserständen (Abb. 6), dennoch bestanden gerechtfertigte Zweifel an der Durchflussmenge. Aus diesem Grund beauftragte das Umweltamt der Landeshauptstadt Dresden das IWD zur Durchflussmessung innerhalb der Stadtstrecke zwischen der Albert- und Carolabrücke. Die Durchflussmessungen wurden am Donnerstag, dem 06.06.2013, im Zeitraum zwischen 10:00 Uhr bis 14:00 Uhr bei Durchgang des Scheitels (Pegelstand 878 cm ü. PN) mit Unterstützung des THW Saar-Louis (Abb. 7) durchgeführt.

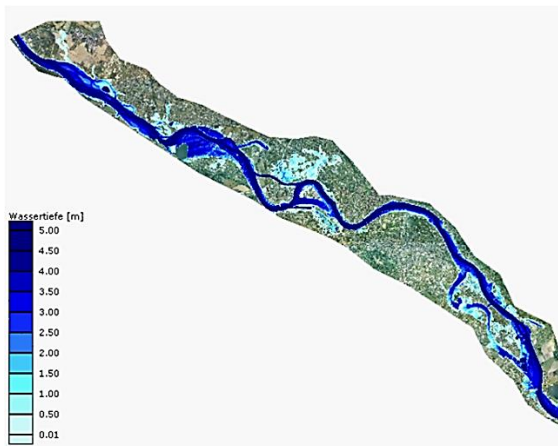


Abb. 6: 2D-HN-Elbe-Modell des IWD im Bereich Dresdens und Beispiel einer daraus erstellten Karte mit pegelbezogener Ausweisung potenzieller Überflutungsflächen (Quelle: www.dresden.de)



Abb. 7: Mehrzweckboot auf Trailer mit montiertem ADCP-Messkopf auf Backbordseite (Foto: H. Martin, aus: STAMM ET AL., 2013)

Als ADCP-Messsonde kam ein RDI Rio Grande Workhorse 1200 mit der Dienstsoftware WinRiver 1.04 zum Einsatz. In insgesamt sieben Profilmessfahrten und einer Schleifenfahrt wurde ein unkorrigierter mittlerer Durchfluss von etwa $3650 \text{ m}^3/\text{s}$ gemessen und nach Berücksichtigung der erforderlichen Korrektur ein Durchfluss von ca. $3760 \text{ m}^3/\text{s}$ errechnet. Für weitergehende Informationen wird auf STAMM ET AL. (2013) verwiesen. Die Daten wurden an die Bundesanstalt für Gewässerkunde übergeben und fanden somit neben zahlreichen weiteren Messungen, die stromab Dresdens durchgeführt wurden, Eingang in die Ermittlung der neuen Abflusstafeln für die Elbepegel (Abb. 8). Somit beträgt der „amtliche Durchfluss“ in Dresden bei einem Pegelstand von 878 cm ü. PN nunmehr $3920 \text{ m}^3/\text{s}$ (ab 11/2012) gegenüber $4380 \text{ m}^3/\text{s}$ nach alter Abflusstafel (ab 11/2010).

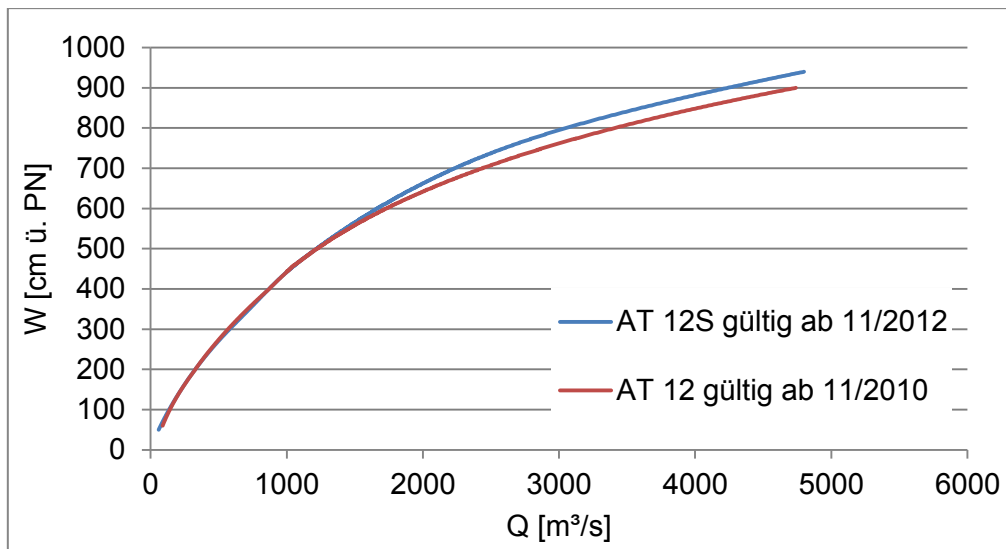


Abb. 8: Abflusskurven des Pegels Dresden vor/nach 11/2012 (Quelle: BFG, 2014)

Die teilweise neuen Abflusstafeln an Elbe (mit Gültigkeit rückwirkend ab 1.11.12) und Saale (i. d. R. mit Gültigkeit rückwirkend ab 1.11.10) wurden Ende März bzw. Anfang April 2014 durch die WSV nach vorheriger Abstimmung mit den Bundesländern eingeführt.

4.2 Sachsen-Anhalt

Mit dem Ziel, das Hochwasserschutzniveau des Bundeslandes zu erhöhen, investierte das Land Sachsen-Anhalt im Nachgang des Hochwassers 2002, in dem Schäden in Höhe von ca. 1,3 Mrd. Euro zu verzeichnen waren, mehr als 450 Mio. Euro (Stand 2012) in die Ertüchtigung und den Neubau von Hochwasserschutzanlagen sowie in weitere (auch nicht-technische) Maßnahmen des Hochwasserrisikomanagements (LHW, 2012). Grundlage für diese Maßnahmen waren zwei Schutzkonzeptionen, die im März 2003 beschlossen worden waren. Im Rahmen der ersten Konzeption erfolgte die Beseitigung der Schäden des Hochwassers 2002. Im Mittelpunkt des zweiten Teils standen und stehen die Planung und Umsetzung von technischen Maßnahmen wie z. B. Deichsanierungen, -neubauten oder -rückverlegungen. Darüber hinaus ist auch die Errichtung von Poldern (z. B. Polder Rösa/Vereinigte Mulde) und von Rückhaltebecken (z. B. HRB Wippra) Gegenstand aktueller Aktivitäten für ein verbessertes Hochwasserrisikomanagement in Sachsen-Anhalt.

Entsprechend einer Einschätzung in LHW (2014) war das zum Ereigniszeitpunkt bestehende Hochwasserschutzsystem Sachsen-Anhalts der Intensität des HW 2013 nur teilweise gewachsen. Im Nachgang des Hochwassers 2002 unternahm das Bundesland enorme planerische und bauliche Anstrengungen, so dass ca. 50 % der bestehenden Hochwasserschutzdeiche DIN-gerecht saniert worden sind. Schwachstellen an Flussdeichen, die fallweise zum vollständigen Versagen führten, ergaben sich folglich überwiegend an unsanierten Deichabschnitten. Insgesamt traten in Sachsen-Anhalt zehn größere Deichbrüche auf (LHW, 2014), von denen die Deichbrüche bei Breitenhagen/Saale und Fischbeck/Elbe, die in Summe zu einer Überflutung von ca. 235 km² führten, die größten Schäden verursachten (Abb. 9 und Abb. 10).

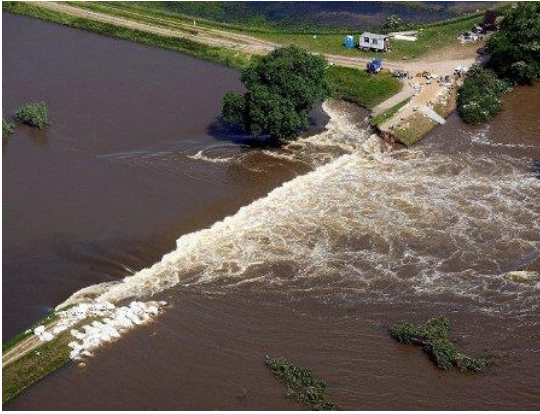


Abb. 9: Deichbruch bei Fischbeck/Elbe (Quelle: dpa)



Abb. 10: Deichbruch bei Breitenhagen/Saale (Quelle: n24)

Der Deichbruch an der Vereinigten Mulde zwischen Löbnitz und Pouch, der sich zwar auf sächsischer Seite ereignete, dessen Auswirkungen jedoch vorrangig im Bitterfelder Raum in Sachsen-Anhalt spürbar waren, stellte ein weiteres schwerwiegendes, jedoch aus wissenschaftlicher Sicht sehr interessantes Ereignis dar. Entsprechend den Darstellungen in Abbildung 11 führte der Bruch, der sich im Bereich eines Altarmes ereignet hatte, zu einer Füllung des Seelhausener Sees mit Zuflüssen von bis zu ca. 500 m³/s (LHW, 2014). Dies hatte zur Folge, dass der Pegelstand des Seelhausener Sees ca. 9 m über dem des benachbarten Tagebaurestsees Goitzsche lag. Dadurch und durch das beginnende Versagen (Überströmung) der Dämme des Lober-Leine-Kanals, der zwischen beiden Tagebaurestseen verläuft, bestand die Befürchtung, dass es zu einem unkontrollierten Durchbruch zwischen beiden Seen kommen könnte, in dessen Folge eine großflächige Überflutung der Stadt Bitterfeld-Wolfen möglich erschien.

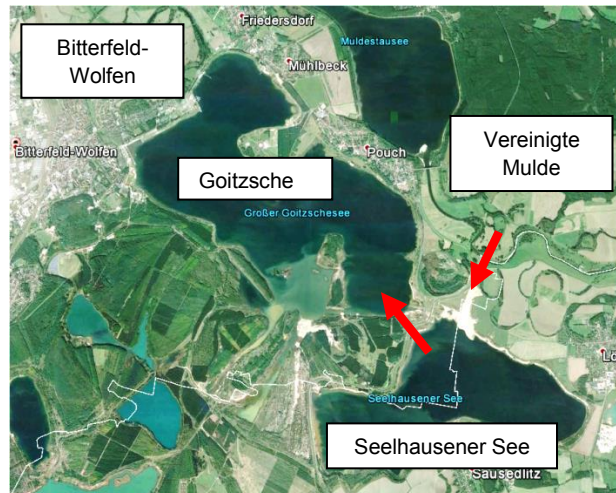


Abb. 11: Systemverhalten an Tagebaurestseen im Raum Bitterfeld infolge des Deichbruchs an der Vereinigten Mulde

Aus diesem Grund wurden Teile der Stadt vorsorglich evakuiert. Dieses Ereignis zeigte mit Nachdruck die zwingende Notwendigkeit, die Auswirkungen von versagenden Hochwasserschutzkomponenten nicht singulär und kleinräumig, sondern als Auslöser für mögliche Prozessketten, die sich in Abhängigkeit vom System sehr großräumig ausbilden können, zu betrachten. Auf Grundlage dieser komplexeren Sichtweise werden

Priorisierungsentscheidungen (z. B. bezüglich des Zeitpunkts, der Art und des Umfangs von Deichertüchtigungsmaßnahmen) maßgeblich beeinflusst.

5 Neue Erkenntnisse und Ansätze

Ein erfolgreiches Hochwasserrisikomanagement erfordert neben der wasserbaulich-technischen Infrastruktur einen optimalen Hochwassernachrichten- und Alarmdienst. Basierend auf den Erfahrungen aus dem Jahr 2002 wurden diese Dienste in Sachsen grundlegend umstrukturiert (MÜLLER, 2010), organisatorisch gestrafft und eine neue Hochwassermeldeordnung 2004 eingeführt. Die Kommunikation in der Gewässernachbarschaft, sowohl nach unter- als auch nach oberstrom, wurde kontinuierlich verbessert und z. T. im Rahmen eines EU-geförderten Ziel3-Projektes „Sächsisch-Tschechisches Hochwasserrisikomanagement (STRIMA)“ konkret entwickelt.

So haben sich die frühzeitige Verfügbarkeit von Daten und der „konsolidierte Informationstransport“ für verschiedenste Akteure bewährt (Fachbehörden wie Öffentlichkeit). In Verbindung mit der Häufigkeit der Ereignisse innerhalb der letzten 10 Jahre führte das zu sichtbar höherer Gelassenheit im Umgang mit Hochwasser in Sachsen, auch vor dem Hintergrund, dass die Hochwasserstände und die eingetretenen Schäden im Jahr 2002 extremer waren. Anders verhielt es sich in Sachsen-Anhalt, wo die Wasserstände vielerorts über den höchsten bislang beobachteten Werten lagen (LHW, 2014).

In Auswertung der Ereignisse und des Managements des Hochwassers 2013 wurden durch den Landesbetrieb für Hochwasserschutz und Wasserwirtschaft Sachsen-Anhalt sinngemäß u. a. folgende Schlussfolgerungen gezogen bzw. Forderungen formuliert (LHW, 2014):

- erhöhter Personalbedarf, insbesondere erhöhter Bedarf an Ingenieuren
- dringende Notwendigkeit, die Hochwasservorhersagezentrale auf neuesten, technischen Stand zu bringen
- Weiterentwicklung des Vorhersage- und Prognosemodells WAVOS in Abstimmung und Zusammenarbeit mit der BfG
- Erfordernis der Modernisierung des landeseigenen Hochwassermeldepegelnetzes
- Verbesserung des Arbeitsumfelds, vor allem der IT- und Kommunikationstechnik des Zentralen Einsatzstabs
- Notwendigkeit von regelmäßigen Schulungen („Aus- und Fortbildungsplan Hochwasser“) und Übungen für Einsatzstabpersonal (in Zusammenarbeit mit Bundeswehr, THW, Feuerwehr, etc.)
- Kontaktpflege zu externen Deichfachberatern und Beteiligung derer an Aus- und Fortbildungsveranstaltungen

Darüber hinaus soll der verfügbare Rückhalteraum u. a. durch den Bau von Poldern und durch Rückverlegung von Deichen weiter erhöht werden, weshalb diesbezügliche Analysen und Planungen weiter zu intensivieren sind. Dieser Ansatz wird durch die Untersuchungen, die durch die BfG im Nachgang des Hochwassers 2013 durchgeführt

worden sind, weiter bestärkt. Darin wurde analysiert, dass ohne die kontrollierten (Talsperren, Rückhaltebecken, Polder) bzw. unkontrollierten (Deichbrüche) Rückhaltungen die Scheitelwasserstände entlang der Elbe um ca. 20-75 cm höher ausgefallen wären (LHW, 2014). Des Weiteren konstatiert die BfG, dass mit einer erfolgten Umsetzung der laut Aktionsplan Hochwasser der IKSE geplanten Rückhalteräume, eine zusätzliche Wasserstandsreduzierung entlang der Elbe um ca. 20-40 cm beim HW 2013 möglich gewesen wäre.

Abschließend soll an dieser Stelle kurz auf einige Neuheiten, die während des Hochwassers 2013 zu Tage traten, eingegangen werden. Auffallend war zunächst der „unaufgeregte“ Umgang mit dem Naturereignis Hochwasser an den Orten, an denen das Hochwasser 2002 eine höhere Intensität gezeigt und damit größere Schäden verursacht hatte, als im Jahr 2013 (speziell in Sachsen). Dieses durch Erfahrung herrührende erhöhte Risikobewusstsein wurde sicher auch dadurch unterstützt, dass man sich durch technische und nicht-technische Maßnahmen (z. B. Objektschutz, mobile HWS-Systeme, Informationsmanagement) vielerorts deutlich besser gewappnet sah als beim Hochwasser 2002. Leider zeigte sich jedoch auch, welche verheerenden Auswirkungen die Verzögerung geplanter Maßnahmen haben kann (z. B. Dresden-Gohlis, Grimma).

Mit Blick auf die Hochwasserabwehr war die starke Nutzung internetbasierter, sozialer Netzwerke (z. B. Facebook, Twitter) bei der Bedarfsmeldung und Koordinierung von Verteidigungsmaßnahmen auffällig. Allerdings muss auch hier angemerkt werden, dass in zukünftigen Ereignissen eine bessere Prüfung und Kanalisierung des Informationsflusses notwendig ist, um einen effizienteren Einsatz von Ressourcen (z. B. Helfer, Sandsäcke) zu erzielen. In diesem Zusammenhang ist auch zu erwähnen, dass sich durch die Nutzung moderner Mobiltelefone die Datendichte der Hochwasserdokumentation zwar stark erhöht hat (Fotos, Videos), sich daraus jedoch auch erhöhte Anforderungen bezüglich der Datenauswertung und –validierung im Nachgang des Hochwassers ergeben. Dies trifft in ähnlicher Weise auch auf die Aufnahme von temporären Wasserständen zu, welche durch die Nutzung mobiler GPS-fähiger Geräte heute möglich ist. Allerdings ist die Qualität der Daten, speziell mit Blick auf die Höhengenaugigkeit, sehr unterschiedlich, so dass diese Informationen zunächst einer intensiven Qualitäts- und Plausibilitätsprüfung unterzogen werden müssen, bevor Sie für planerische Aufgaben (z. B. Modellkalibrierungen) verwendet werden können.

Als weitere Neuerung im Rahmen der Hochwasserdokumentation lieferten Drohnenbefliegungen interessante Daten und Informationen, so dass z. B. der Deichbruch bei Breitenhagen/Saale auf diese Weise umfangreich dokumentiert worden ist. Damit erscheint eine verbesserte, nachträgliche Analyse des Versagensprozesses sowie der Breschenentwicklung an Deichen möglich.

Im innerstädtischen Bereich besteht weiterhin Bedarf für detailliertere Aussagen insbesondere bzgl. zu erwartender Maximalwasserstände und des zeitlichen Ablaufs für die optimale Bewältigung der HW-Ereignisse genauso wie für die innerstädtische Infrastruktur- und Raumplanung.

Als grundsätzliche und mit jedem Hochwasser wiederkehrende Schwierigkeit erweist sich die hydrologische Auswertung des Hochwassers 2013 speziell im Hinblick auf evtl. neu festzulegende Hochwasserjährlichkeiten sowie die damit verbundene Festlegung von Bemessungsabflüssen und –wasserständen. Für einige Elbe-Pegel wurden im März 2014 neue Abflusstafeln eingeführt und die nachfolgenden Einordnungsschwellen für HQ(t) fixiert.

Tab. 2: Einordnungsschwellen für HQ(t) gemäß LfULG unter Verwendung der neuen Abflusstafeln ab 1.11.12 für Dresden

Pegel Dresden	HQ (2)	HQ (5)	HQ (10)	HQ (20)	HQ (50)	HQ (100)
	Q [m³/s]					
	1410	2120	2630	3130	3820	4370
W in [cm ü. PN] nach der ab 01.11.2012 gültigen W/Q-Beziehung						
	546	682	754	808	868	910

Anderorts stehen bis zum heutigen Tag noch keine überarbeiteten Werte verbindlich zur Verfügung. Daraus ergibt sich eine hohe Planungsunsicherheit vor allem bei Projekten, deren Umsetzung aktuell schon begonnen hat. In Konsequenz dieser fehlenden Werte sehen sich zuständige Landesfachbehörden oft damit konfrontiert, planerische Alleingänge, welche häufig aus dem Druck der Bevölkerung resultieren, einzufangen und zu verhindern. Ein schnelleres Vorgehen zur Auswertung und Abstimmung der Messwerte und Erkenntnisse eines Hochwassers erscheint daher erstrebenswert.

6 Schrifttum

BFG & DWD (2013): Das Juni-Hochwasser des Jahres 2013 in Deutschland. Bericht-1793 der Bundesanstalt für Gewässerkunde in Koop. mit dem Deutschen Wetterdienst. Koblenz 27.06.2013.

BFG (2002): Das Auguthochwasser 2002 im Elbegebiet. Bericht der Bundesanstalt für Gewässerkunde. Koblenz. September 2002.

CEDIM (2013): Juni-Hochwasser 2013 in Mitteleuropa – Fokus Deutschland. Forensic Disaster Analysis Group (FDA) des Center for Disaster Management and Risk Reduction Technology, GFZ/KIT, Potsdam/Karlsruhe. 27.06.2013

FGG (2013): Darstellung des Hochwassers 2013 im Einzugsgebiet der Flussgebietsgemeinschaft (FGG) Elbe. 2013

IKSE (2012): Abschlussbericht über die Erfüllung des „Aktionsplans Hochwasserschutz Elbe“ 2003 – 2011. Internationale Kommission zum Schutz der Elbe. Magdeburg 2012.

LFULG & LTV (2013): Ereignisanalyse Hochwasser im August und September 2010 und im Januar 2011 in Sachsen. Sächsisches Landesamt für Umwelt, Landwirtschaft und Geologie. Dresden. Juni 2013

LFULG (2013): Gewässerkundlicher Monatsbericht mit vorläufiger Auswertung des Hochwassers Juni 2013. Sächsisches Landesamt für Umwelt, Landwirtschaft und Geologie. Dresden. Aug. 2013.

LHW (2014): Bericht über das Hochwasser im Juni 2013 in Sachsen-Anhalt – Entstehung, Ablauf, Management und statistische Einordnung. Magdeburg. März 2014

LHW (2012): 10 Jahre Landesbetrieb für Hochwasserschutz und Wasserwirtschaft Sachsen-Anhalt 2002-2012. Jubiläumsschrift. Magdeburg. 2012

LUG (2003): Ereignisanalyse - Hochwasser August 2002 in den Osterzgebirgsflüssen. Sächsisches Landesamt für Umwelt und Geologie. Dresden. Juli 2004

MÜLLER, UWE (2010): Hochwasserrisikomanagement – Theorie und Praxis. Vieweg+Teubner Verlag, Springer Wiesbaden, ISBN 978-3-8348-1247-6. August 2010

PIEPER, WILHELM (2013): Wirksamkeit der in Deutschland seit 2002 umgesetzten Hochwasserschutzmaßnahmen. Ministerium für Landwirtschaft und Umwelt Sachsen-Anhalt. Vortrag im Rahmen des Workshops der Internationalen Kommission zum Schutz der Elbe. Magdeburg. November 2013

STAMM, J.; HELBIG, U.; MARTIN, H. (2013): „Abflussmessung HW-Scheitel, Elbe, Dresden, 06.06.2013, Elbe-km 54+750“. Forschungsbericht IWD Nr. 2013/4. TU Dresden

Abwehrender Hochwasserschutz mit wassergefüllten Schlauchkonstruktionen - Flutschutz-Quellkade und Flutschutz-Auflastfilter -

Prof. Dr.-Ing. Bärbel Koppe

B.Sc. Christopher Massolle

Institut für Wasserbau, Hochschule Bremen, Neustadtswall 30, 28199 Bremen

Armin Krebs

Optimal Planen- und Umwelttechnik GmbH, Horlecke 34-38, 58706 Menden

Karsten Daedler

Karsten Daedler e.K., Bunsenstraße 1, 22946 Trittau

1 Problemstellung

Extreme Hochwasserereignisse erfordern bereits heute einen enormen materiellen und personellen Aufwand zur Verteidigung bestehender Deichlinien gegen akutes Versagen im Hochwasserfall (Abb. 1). Mit dem Klimawandel ist davon auszugehen, dass in Zukunft extreme Wetterlagen und somit auch extreme Hochwasserereignisse häufiger und ggf. auch in einer bisher nicht gekannten Intensität auftreten werden. Um unter diesen Bedingungen einen effektiven Hochwasserschutz zu gewährleisten, sind verstärkte Anstrengungen in administrativer und baulicher Hinsicht, aber auch hinsichtlich der Verbesserung des Katastrophenschutzes erforderlich.



Abb. 1: Bau eines Auflastfilters aus Sandsäcken zur Sicherung der Binnenböschung des Elbedeichs bei Hitzacker im Juni 2013

Bisher basiert die Verteidigung durchbruchgefährdeter Deichlinien in erster Linie auf Konstruktionen aus Sandsäcken. Sandsäcke sind flexibel einzusetzen, problematisch sind jedoch der erforderliche enorme personelle, materielle und zeitliche Aufwand für deren Verlegung und Rückbau. Insofern ist es von Vorteil, Konstruktionen zu entwickeln, die effektiver als Sandsäcke im abwehrenden Hochwasserschutz anwendbar sind. Hier setzen

die im Jahr 2012 vom TÜV-Nord für den Einsatz im Hochwasserschutz zertifizierten und während des Hochwassers 2013 erstmals zur Deichverteidigung eingesetzten Konstruktionen *Flutschutz-Quellkade* und *Flutschutz-Auflastfilter* an. Es handelt sich hierbei um Schlauchkonstruktionen, die einfach und ressourcenschonend an durchbruchgefährdete Deichstrecken gebracht werden können und deren Einsatzbereitschaft vor Ort durch Füllung mit Flusswasser erreicht wird.

2 Deichverteidigung – konventionell

Bei der Verteidigung durchbruchgefährdeter Deichabschnitte sind Maßnahmen an der Deichaußenseite (wasserseitige Böschung), auf der Deichkrone und auf der Deichbinnenseite (luftseitige Böschung) zu unterscheiden. Am häufigsten werden Sicherungsmaßnahmen an der luftseitigen Böschung und auf der Deichkrone eingesetzt, wobei letztere bei drohender Überströmung des Deiches vorsorglich vorzunehmen sind. Im Folgenden werden in der Praxis üblicherweise eingesetzte Deichverteidigungssysteme zum Aufbringen an der luftseitigen Deichböschung vorgestellt.

2.1 Punktueller Wasseraustritt an der luftseitigen Böschung

Bei einem verstärkten lokalen Sickerwasseraustritt im unteren Bereich der luftseitigen Böschung ist der Sickerwasseraustritt zu verringern oder zu stoppen, um einen Bodenausrag aus dem Deichkörper zu verhindern. Hierzu wird eine sogenannte Quellkade aus Sandsäcken um die lokale Austrittsstelle gebaut, so dass das austretende Wasser bzw. Wasser-Bodengemisch in der Konstruktion aufgefangen wird. Durch den Aufstau innerhalb der Quellkade wird ein hydraulischer Gegendruck erzeugt, der die weitere Durchströmung vermindert oder stoppt.

Ist die Austrittsstelle am Deichfuß und ist die Böschungsneigung flach, wird die Quellkade geschlossen als Ringdeich ausgeführt (Abb. 2). Bei höher gelegenen Austritten und bei steilen Deichböschungen reicht dagegen in der Regel eine U-förmige Konstruktion aus, die durch die Böschung selbst geschlossen wird. Allgemein ist darauf zu achten, dass der größere Teil der Sandsäcke am Deichfuß und binnenseits davon platziert wird, um so durch die Eigenlast der Konstruktion einem Böschungs- bzw. Grundbruch entgegenzuwirken.

Die Höhe der Quellkade hängt von der Stärke der Durchströmung und somit vom wirkenden hydraulischen Gradienten ab. Der mit einer Quellkade erzeugte hydraulische Gegendruck ist eine Funktion der Höhe der Quellkade. Sie muss so hoch gebaut werden, dass die Durchströmung gestoppt oder zumindest auf ein ausreichendes Maß verringert wird, um einen weiteren Austrag von Bodenpartikeln aus dem Deich zu verhindern.

Quellkaden aus Sandsäcken sind im pyramidenförmigen Querschnitt zu erstellen mit breiter Basis und schmaler Krone. Als Basis sind je nach erforderlicher Höhe drei oder mehr Sandsäcke quer zu legen. Hierauf baut sich die Quellkade in Sandsackschichten auf. Es ist ein weitgehend wasserdichter Verbund herzustellen. Zur Erhöhung der Wasserdichtigkeit können wasserundurchlässige Planen in den Sandsackverbau integriert

werden. Üblicherweise werden für den Bau einer Quellkade mit einer Höhe von 80 cm 800 bis 1.000 Sandsäcke benötigt (THW, 2007).

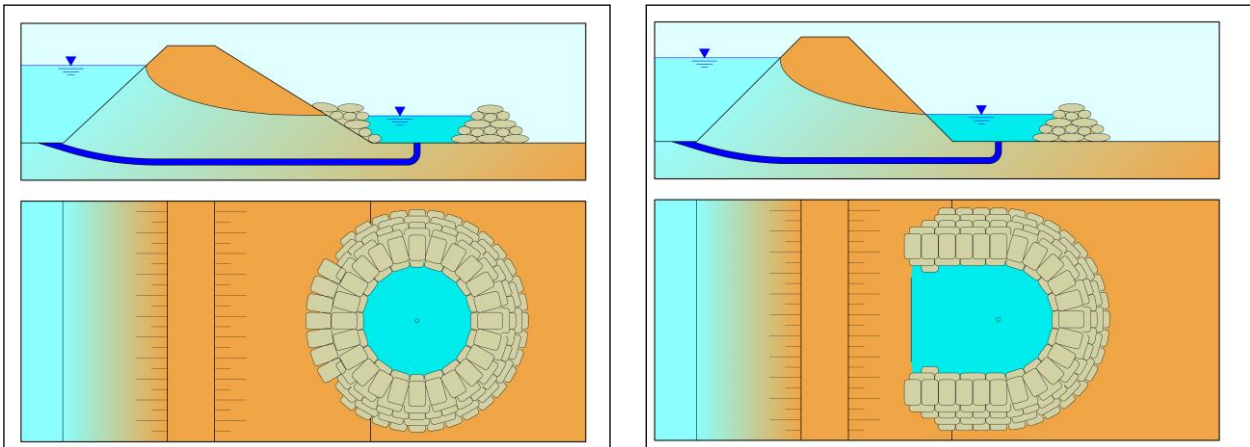


Abb. 2: Ringförmig geschlossene Quellkade aus Sandsäcken bei lokalem Sickerwasseraustritt im Deichfußbereich (links) bzw. U-förmige Quellkade aus Sandsäcken an lokalem Sickerwasseraustritt im unteren Böschungsbereich (rechts) (KOPPE, BRINKMANN, 2011)

Beim Bau von Quellkaden ist zu beachten, dass die Sickerlinie im Deich durch Unterbindung der Durchströmung ansteigt. Dies kann zur Bildung von Quellen in benachbarten Bereichen führen, die ggf. ebenfalls zu sichern sind.

2.2 Punktueller Wasseraustritt im Deichhinterland

Bei einem verstärkten punktuellen Wasseraustritt im Deichhinterland, dem sogenannten Qualmwasseraustritt, kann ebenfalls Material aus dem Deich ausgetragen werden, wodurch es zu Setzungen im Deichkörper sowie zu einem Böschungs- oder Grundbruch infolge rückschreitender Erosion kommen kann. Aus diesem Grund muss die lokal erhöhte Durchströmung mit Bodenaustrag auch im Deichhinterland unterbunden werden.

Als Gegenmittel können ringförmige Quellkaden eingesetzt werden, wobei jedoch zu beobachten ist, ob nach Rückstau einer Quelle möglicherweise weitere Quellen in der Nachbarschaft auftreten. Die Gefahr der Neubildung von Quellen nach Dichtung bestehender ist insbesondere im flachen Deichhinterland gegeben, und die Entwicklung der Situation ist bei entsprechenden Schadensfällen generell zu beobachten.

Eine andere Möglichkeit zum Unterbinden eines lokalen Austritts von Qualmwasser ist das Aufbringen von Filterkies mit einer Auflage von Grobkies, ein sogenannter Auflastfilter. Hierdurch wird zwar nicht der Wasseraustritt, jedoch das Ausspülen von Bodenmaterial verhindert. Eine alleinige Auflage von Grobkies ist in der Regel nicht zielführend, da dies ggf. keinen ausreichend mindernden Einfluss auf den Bodenaustrag hat.

2.3 Flächiger Wasseraustritt an der Deichbinnenböschung

Ein flächiger Austritt von Sickerwasser an der Deichbinnenböschung tritt insbesondere dann auf, wenn der Deich eine schmale Deichkrone und eine steile Binnenböschung aufweist und wenn durch länger anhaltende Hochwasserstände die Sickerlinie im Deich gestiegen ist. Geringe flächig austretende Sickerwassermengen können zugelassen

werden. Probleme bereiten jedoch höhere Strömungsgeschwindigkeiten, da diese zum Materialaustrag und somit zu Setzungen und Sackungen des Deiches führen können. Zudem können Rutschungen an der luftseitigen Böschung auftreten, die ebenfalls die Standsicherheit des Deichkörpers beeinträchtigen.

Bei Maßnahmen zur Verhinderung eines Deichversagens muss sichergestellt werden, dass der Auftrieb im Deichkörper nicht erhöht und somit ein Sickerwasseraustritt weiterhin gewährleistet wird. Hierzu sind sogenannte Auflastfilter einzusetzen, die eine ausreichende Entwässerung bei wirksamer Auflast zur Stabilisierung der abgängigen Deichbinnenböschung garantieren.

Beim Einsatz von Sandsäcken als Auflast ist als Unterlage zunächst ein Sickerrost aus gekreuzten Stangen, Buschwerk (z.B. Faschinen) bzw. Filter- und Dränmatten einzusetzen. Hierbei ist mit ausreichender Fachkenntnis zu prüfen, ob mit diesen Mitteln eine ausreichend hohe Wasserdurchlässigkeit garantiert werden kann. Der Sickerrost ist ausgehend vom Deichfuß auf die Böschung zu legen. Darauf folgt eine Auflage aus Sandsäcken (Abb. 3), wiederum ausgehend vom Deichfuß (Lagerichtung von unten nach oben). Bei einer dreilagigen Ausführung des Auflastfilters und somit einer Sandsackhöhe von 0,3 m werden pro Quadratmeter Auflastfilter 24 bis 30 Sandsäcke benötigt (THW, 2007).

Auf Binnenböschungen sind grundsätzlich keine Planen oder Kunststoffdichtungsbahnen auf dem Erdkörper einzusetzen, da diese die Sickerwasserströmung unterbinden und zu einem Anstieg der Sickerlinie im Deich führen würden.

Falls keine geeigneten Materialien zur Ausbildung eines Sickerrosts zur Verfügung stehen, sind zur Gewährleistung des Austritts von Sickerwasser die Sandsackauflagen in Deichlängsrichtung regelmäßig zu unterbrechen (Abb. 3). Hierbei können sich beispielsweise Sandsackstreifen von 2 m Breite mit einem freien Streifen von 0,2 m Breite abwechseln (LFU B-W, 2005).

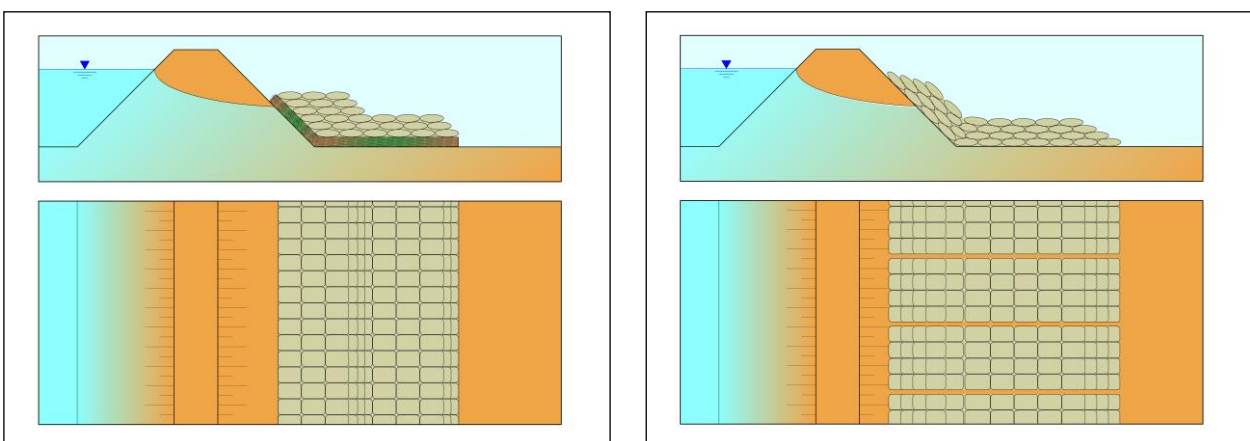


Abb. 3: Stützung der Deichbinnenböschung mit einem Auflastfilter aus Sickerrost und Sandsäcken (links) bzw. mit einem Auflastfilter aus Sandsäcken unter Einhaltung von Unterbrechungen zur Abfuhr des Sickerwassers (rechts) (KOPPE, BRINKMANN, 2011)

Die Stützung des Deichkörpers kann auch mit einer Schüttung aus wasserdurchlässigem Material, z.B. Kies, erfolgen. Entsprechende Maßnahmen können sich insbesondere für größere zu stützende Deichabschnitte anbieten, sofern ausreichend Material und entsprechendes Gerät für Transport und Einbau vorhanden sind. Die Dränschüttung ist filterstabil und somit ggf. in gestufter Körnung auszuführen. Hierbei wird zunächst feineres Kiesmaterial aufgebracht, das mit grobkörnigerem Material bedeckt wird. Die Schüttung ist zur Minderung der Gefahr eines Grundbruchs über den Deichfuß hinauszuführen. Der Aufbau erfolgt von unten nach oben.

Zu beachten ist, dass der Einsatz von schwerem Gerät auf durchweichenden Deichen in der Regel nicht möglich ist. Einerseits kann bereits der Transport zum Schadensort wegen der begrenzten Standfestigkeit des Deiches infolge Wassersättigung zu Schäden am Deich selbst und am Deichverteidigungsweg führen. Zudem kann es am Deichfuß und im anschließenden Deichhinterland beim Einsatz von schwerem Gerät zu Schäden aus Gewicht und Erschütterungen kommen, und es besteht die Gefahr des Einsinkens in den Untergrund und Festfahrens des Baugeräts.

Neben den beschriebenen Verfahren ist es möglich, eine Mischung aus Sandsack-Querriegeln und Schüttung mit wasserdurchlässigem Material vorzunehmen (Abb. 4). Hierbei werden zur ersten Sicherung zunächst die Querriegel gesetzt und darauf folgend der Auflastfilter mit einer Schüttung flächendeckend ergänzt.

Bei allen Maßnahmen an durchweichenden Deichabschnitten ist zu beachten, dass Erschütterungen durch Transport oder Einbau von Materialien zu vermeiden sind und dass der Böschungsbereich nicht vor Aufbringung einer Stützlast am Deichfuß belastet werden darf.



Abb. 4: Deichabschnitt bei Hohenwutzen während des Sommerhochwassers der Oder 1997

3 Deichverteidigung – innovativ

Bei den innovativen Deichverteidigungsmitteln *Flutschutz-Quellkade* und *Flutschutz-Auflastfilter* handelt es sich um wasserbefüllbare Schlauchsysteme, die bei lokalen oder flächigen Sickerwasseraustritten an der luftseitigen Deichböschung und im Deichhinterland eingesetzt werden können.

Die wassergefüllten Schlauchkonstruktionen bieten verglichen mit den üblicherweise in der Deichverteidigung eingesetzten Sandsäcken oder Kiesschüttungen die folgenden Vorteile:

- Problemloser, schneller, einfacher und sicherer Auf- und Abbau
- Geringer Beschaffungs-, Lager-, Transport- und Personalaufwand
- Geringer Verbrauch an Ressourcen
- Geringe Belastung des Deichkörpers und der Deichverteidigungswege
- Wirtschaftliche Optimierung von Investitionskosten, Wartungs-, Vorhalte- und Einsatzaufwand

3.1 Flutschutz-Quellkade

Die *Flutschutz-Quellkade* ist eine wasserbefüllbare Konstruktion zur notfallmäßigen Deichverteidigung bei Hochwasser. Sie dient der Minderung und Eindämmung eines lokalen Sickerwasseraustritts an der luftseitigen Böschung eines Deichkörpers (Abb. 5).



Abb. 5: TÜV-Zertifizierungstest der *Flutschutz-Quellkade* am Übungsdeich der THW-Bundesschule Hoya

Zur Errichtung der *Flutschutz-Quellkade* wird die Konstruktion am Einsatzort zunächst mit einem Handgebläse mit Luft gefüllt, um dann am geschädigten Deich genau positioniert zu werden. Darauf folgt die Wasserfüllung bei kontinuierlicher Entlastung der Luftfüllung. Bei einem Einsatz auf Deichneigungen hängt die erforderliche Wasser-Füllhöhe vom Erreichen einer ausreichenden Auflast im Austrittsbereich ab, wobei die Restluftfüllung zur Stabilisierung in der Konstruktion verbleibt. Bei einem Einsatz im Deichfußbereich und somit in der horizontalen Ebene erfolgt eine Wasser-Vollfüllung der Konstruktion.

Als Notfallsystem ist die *Flutschutz-Quellkade* für eine maximale Stauhöhe von 0,90 m ausgelegt und orientiert sich hiermit an den entsprechenden Vorgaben für Quellkaden aus Sandsäcken des THW. Sie ersetzt rund 1.000 Sandsäcke, die für den Bau einer

herkömmlichen Quellkade gleicher Größe benötigt werden. Die *Flutschutz-Quellkade* ist von nur zwei Personen innerhalb von 15 Minuten aufgebaut und einsatzbereit. Im Gegensatz dazu werden zum Bau einer entsprechenden Quellkade aus Sandsäcken 20 Personen zum Füllen der Sandsäcke und 7 Helfer zum Verlegen derselben über einen Zeitraum von einer Stunde benötigt.

3.2 Flutschutz-Auflastfilter

Der *Flutschutz-Auflastfilter* ist ebenso wie die *Flutschutz-Quellkade* eine wasserbefüllbare Auflastkonstruktion zur notfallmäßigen Deichsicherung bei länger anhaltenden Hochwasserlagen. Der wasserbefüllbare Schlauch wird hierbei mit einer geotextilen Dränmatte kombiniert (Abb. 6). Aufgelegt auf Deichinnenböschung und Deichfuß gewährleistet der *Flutschutz-Auflastfilter* bei gleichzeitiger Entwässerung eine Stabilisierung des Deichkörpers.



Abb. 6: TÜV-Zertifizierungstest des *Flutschutz-Auflastfilters* am Übungsdeich der THW-Bundesschule Hoya im September 2012

Zur Errichtung des *Flutschutz-Auflastfilter* wird zunächst die Drainagematte vollflächig auf der vorgesehenen Aufstellfläche verlegt. Darauf folgend wird die Schlauchkonstruktion ausgelegt und direkt ohne vorherige Luftfüllung mit Wasser befüllt, und zwar bis zu einer Gesamtfüllhöhe von 1,5 m gemessen vom höchsten Punkt der Wasserfüllung bis zum unteren Ende der Schlauchkonstruktion. Beim Einsatz auf der Böschung kann der obere Teil der Konstruktion somit ungefüllt verbleiben. Eine Druckbefüllung der Konstruktion ist nicht zulässig und auch nicht erforderlich. Je nach Größe des gefährdeten Deichbereichs werden mehrere *Flutschutz-Auflastfilter* nebeneinander ausgelegt. Die verbleibenden Zwischenräume zwischen den einzelnen Elementen führen zu keiner Minderung der Funktion des Auflastfilters.

Der *Flutschutz-Auflastfilter* ersetzt bei einem Maß von 7,00 x 3,50 x 0,60 m rund 600 Sandsäcke, die für den Bau eines herkömmlichen Auflastfilters gleicher Größe benötigt werden würden. Von nur zwei Personen ist die Konstruktion innerhalb von 20 Minuten aufgebaut und einsatzbereit. Im Gegensatz dazu werden zum Bau einer entsprechenden Auflastfilterfläche aus Sandsäcken 13 Personen zum Füllen der Sandsäcke und 5 Personen zum Verlegen derselben über einen Zeitraum von einer Stunde benötigt.

4 Zusammenfassung und Ausblick

Nach intensiver mehrjähriger Entwicklungs- und Testphase, erfolgreicher TÜV-Zertifizierung und einem erfolgreichen Einsatz der Konstruktionen während des Hochwassers 2013 können die innovativen Deichverteidigungssysteme *Flutschutz-Quellkade* und *Flutschutz-Schlauchlastfilter* als ausgereift und einsatzsicher angesehen werden und bieten einen schnellen und ressourcenschonenden Schutz durchbruchgefährdeter Deichabschnitte im Hochwasserfall.

Trotz der technischen Erfolge wird die Einbindung der Konstruktionen in den Katastrophenschutz Zeit benötigen. Die Beschaffung von Schutzkonstruktionen erfolgt in erster Linie über mit dem Katastrophenschutz befasste Behörden, die traditionell größere Mengen Sandsäcke in den Katastrophenschutzlagern vorhalten und bei Großschadenslagen weitere Bestände oft zu erhöhten Preisen hinzukaufen (HA, 2013; DRADIO, 2013). Interesse an Sandsackersatzsystemen besteht mittlerweile jedoch nicht zuletzt wegen der zu vermerkenden Nachwuchsprobleme bei den Katastrophenschutzorganisationen wie THW und Freiwillige Feuerwehren, aber auch wegen der Umstrukturierung der Bundeswehr zu einer Freiwilligen- und Berufsarmee. Zudem zeigen Berechnungen der tatsächlichen Kosten der material- und personalintensiven Hochwasserschutz-Einsätze auf der Basis von Sandsäcken, in denen nicht nur die Kosten der Jute- oder Plastiksäcke und des Füllmaterials selbst, sondern auch die Arbeitskosten der professionellen Hilfskräfte sowie die Arbeitsausfalleistungen der ehrenamtlichen Helfer der Katastrophenschutz-Einheiten, die Transportkosten, die Fremdleistungen durch Werkstätten bei der Instandsetzung und Pflege von Einsatzmaterialien sowie die Entsorgungskosten der eingesetzten Materialien eingehen, dass in der Anschaffung kostenintensivere Sandsackersatzsysteme im Einsatz insgesamt in der Regel kostengünstiger sind.

Ein wichtiger Schritt in die Praxis stellt die Aufnahme der *Flutschutz-Quellkade* in die Übungen am Testdeich des Lehrgangs Deichverteidigung der THW-Bundesschule Hoya dar. Hiermit können technische Berater und Helfer der Deichverteidigung praktische Erfahrungen mit den Konstruktionen sammeln und ihren Einsatz im Katastrophenfall fachkundig entscheiden. Weitere Informationen zu den Flutschutz-Deichverteidigungsmitteln hinsichtlich Entwicklung, Funktion und Einsatz sind unter der Internetseite www.flutschutz.org abrufbar.

Neben den beschriebenen, auf der luftseitigen Deichböschung einsetzbaren Konstruktionen *Flutschutz-Quellkade* und *Flutschutz-Auflastfilter* werden aktuell im Rahmen zweier Forschungsprojekte am Institut für Wasserbau der Hochschule Bremen innovative Deichverteidigungssysteme für den Einsatz auf der Deichkrone im von der Deutschen Bundesstiftung Umwelt (DBU) geförderten Projekt DeichKADE und für den Einsatz auf der landseitigen Böschung im vom Bundesministerium für Bildung und Forschung (BMBF) geförderten Projekt DeichSCHUTZ entwickelt. Im Projekt DeichSCHUTZ wird zur Entwicklung der Systeme unter anderem ein Testdeich auf dem Gelände der Bundesschule des Technischen Hilfswerks THW in Hoya errichtet. Die

Entwicklung der Konstruktionen auf dem Stand der Prototypreihe wird im Projekt DeichKADE im Jahr 2016 und im Projekt DeichSCHUTZ im Jahr 2017 erwartet.

5 Danksagung

Das Kooperationsprojekt HWS-MOBIL sowie die TÜV-Zertifizierung der in dem Projekt entwickelten Konstruktionen wurde in den Jahren 2009 bis 2012 gefördert vom Bundesministerium für Wirtschaft und Technologie aufgrund eines Beschlusses des Deutschen Bundestages. Die im Jahr 2014 gestarteten Projekte DeichKADE und DeichSCHUTZ werden von der Deutschen Bundesstiftung Umwelt bzw. dem Bundesministerium für Bildung und Forschung gefördert. Die Autoren bedanken sich für die finanzielle Unterstützung zur Durchführung der Arbeiten.

6 Schrifttum

DRADIO, 2013: Sandsäcke für den Katastrophenschutz. Deutschlandradio, 21.06.2013

HA, 2013: Sandsäcke gehen zur Neige. Hannoversche Allgemeine, 12.06.2013

KOPPE, B., BRINKMANN, B., 2011: Rechtliche, organisatorische, naturräumliche und technische Grundlagen des Hochwasserschutzes mit mobilen Systemen sowie der Deichverteidigung. Unveröffentlichter Fachbericht zum Kooperationsvorhaben HWS-Mobil - Wasserbau, gefördert durch das Bundesministerium für Wirtschaft und Technologie aufgrund eines Beschlusses des Deutschen Bundestages, Leuphana Universität Lüneburg

LFU B-W, 2005: Flussdeiche – Überwachung und Verteidigung. Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg (LfU B-W), Karlsruhe.

THW, 2007: Taschenkarte Deichverteidigung (Stand 12/2007). Technisches Hilfswerk, Deichverteidigung und Hochwasserschutz (THW)

Flutmulde Rees – ein Bypass für den Rhein

Reinhold Neisser

Internationale Geotextil GmbH, Vor der Lake 14, 57392 Schmallenberg

Das Aufgabenfeld der Ingenieurbiologie ist im Garten- und Landschaftsbau immer noch eine Nische. Dies führt dazu, dass ingenieurbiologische Baumaßnahmen, die Bestandteil von größeren Bauvorhaben sind, von branchenfernen Firmen ausgeführt werden. Die Flutmulde Rees ist ein Beispiel für eine zukunftsweisende und nachhaltige Baumaßnahme im Bereich des Wasserbaus. Die hier angewendeten Materialien und Bauweisen lassen sich leicht auf kleinere Projekte, wie zum Beispiel Renaturierungen von Bachläufen und kleineren Flüssen, übertragen. Sie fügen sich somit nahtlos in das Tätigkeitsfeld des Garten- und Landschaftsbaus ein und haben ausreichend Potential neue Geschäftsfelder erschließen zu können.

Bei Rees am Niederrhein im Landkreis Kleve entsteht zurzeit eine Flutmulde zur Entlastung des Hauptstroms des Rheins bei Hochwasserereignissen und zur generellen Reduzierung der Fließgeschwindigkeit. Hierbei handelt es sich um ein zukunftsweisendes wasserbauliches Projekt des Wasser- und Schifffahrtsamts Duisburg-Rhein.

Wie jedes natürliche Flusssystem verändert auch der Rhein immer wieder seinen Flusslauf. Diese Dynamik ist das Ergebnis eines Wechselspiels zwischen Erosion und Anlandung. Doch durch die Eindeichung des Rheins ist eine Ufererosion (Seitenerosion) des Flusses kaum noch möglich. Dies hat zur Folge, dass der Rhein sein Bett nur noch in vertikaler Richtung verändern kann. Die daraus resultierende Sohlerosion stellt eines der größten Probleme von frei fließenden Gewässern dar.

Ziel ist es die Baumaßnahmen möglichst nachhaltig umzusetzen. Dabei ist zu beachten, dass ökologische und ökonomische Nachhaltigkeit in Einklang gebracht wird. Einerseits sollen Natur und Umwelt, sowie die Artenvielfalt, Kultur- und Landschaftsräume für nachfolgende Generationen erhalten werden. Andererseits stellt gerade der Rhein als eine der verkehrsreichsten Wasserstraßen der Welt einen enormen Wirtschaftsfaktor, nicht nur für die Region Rees, dar.

1 Nadelöhr Rees

Nahe der Stadt Rees, wo der Rhein einen engen, landschaftlich sehr schönen Bogen macht (Rheinkilometer 833,5 bis 839,0), beträgt die Sohlerosion pro Jahr etwa zwei Zentimeter. Dies stellt die Schifffahrt vor Probleme: Denn durch die Sohlerosion entstehen in den Innenbögen Anlandungen, die die Schifffahrt behindern, da hier die Fließgeschwindigkeit des Wassers reduziert ist. In den Außenbögen des Flusslaufs hingegen konzentrieren sich Strömungskräfte, die die Sohle auskolken. Langfristig führt dieses Wechselspiel zu einer Verringerung der Fahrwassertiefe und –breite und somit zu Einschränkungen in der Schifffahrt.

Bei Rees ist das Problem der Sohlerosion des Rheins besonders ausgeprägt, da der Fluss hier durch die Uferpromenade von Rees auf der einen, und durch das über dem Mittelwasserspiegel liegende Rheinvorland auf der anderen Rheinseite, begrenzt wird. Denn diese Verengung des Fließquerschnitts des Rheins (A in m^2) wirkt auf das Wasser wie eine Düse. Bei steigenden Wasserständen ($\text{Volumenstrom}_1 = \dot{V} \text{ m}^3/\text{s}$) erhöht sich die Fließgeschwindigkeit (c in m/s) und damit auch die Sohlerosion des Flussbetts überproportional.

Diese Entwicklung hat neben den Problemen mit der Schifffahrt noch weitere unerfreuliche Folgen für die Bewohner von Rees: Denn durch die Erhöhung des Volumenstroms wird im Nadelöhr Rees die Strömungsgeschwindigkeit des Rheins ebenfalls stark erhöht. Diese hat zur Folge, dass der Strömungsdruck auf die Reeser Stadtmauer wächst und das Hochwasserrisiko für die Anwohner steigt.

2 Die Flutmulde ein Bypass

Die Flutmulde Rees ist ein wasserbauliches Projekt des Wasser- und Schifffahrtsamtes Duisburg-Rhein, was diesen Problematiken begegnen soll. In fünf Jahren soll die Flutmulde als naturnaher Seitenarm des Rheins ausgestaltet werden. Die Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes hat für die Baumaßnahme 50 Millionen Euro zur Verfügung gestellt. Das Land Nordrhein-Westfalen beteiligt sich mit weiteren 4 Millionen Euro. Der Bau der Flutmulde ist eine anspruchsvolle Maßnahme im Bereich des technischen Hochwasserschutzes, der die Eintiefungstendenzen des Rheines deutlich und dauerhaft reduzieren soll.

Bisher wurden als Ausgleich der Geschiebeverlagerung durch Erosion die betroffenen Bereiche immer wieder aufgefüllt bzw. verfüllt. Dies ist eine sehr aufwendige und kostenintensive Methode. Durch den Bau der Flutmulde soll diese Form der Instandhaltung nahezu überflüssig werden, da der Rhein in Hochwasserzeiten mehr Platz erhält wohin er sich ausbreiten kann. Dies führt zu einer Reduzierung des Volumenstroms der pro Zeiteinheit das Nadelöhr in Rees passieren muss.

Die Flutmulde soll somit folgende Aufgaben erfüllen:

- Stabilisierung der Fahrinnenverhältnisse und somit Stabilisierung der Bedingungen für die Schifffahrt
- Zusätzliche Abflussmöglichkeit für den Rhein
- Verringerung der Strömungsgeschwindigkeiten und Erosionstendenzen
- Reduzierung des Strömungsdrucks auf die Stadtmauer
- Verbesserung der Hochwassersituation der oberen Rheinanlieger

Die Flutmulde übernimmt somit die Funktion eines Bypasses für den Hauptstrom des Rheins. Sie senkt den Wasserspiegel des Rheins, was in einer geringeren

¹ Unter einem Volumenstrom wird das Volumen eines Mediums verstanden, das innerhalb einer Zeiteinheit durch einen Querschnitt fließt. Der Volumenstrom berechnet sich nach folgender Formel: $\dot{V} = c \cdot A$.

Strömungsgeschwindigkeit des Hauptstromes resultiert. Dies wiederum führt zu einer geringeren Sohlenerosion.

Die Bauarbeiten gegenüber der Stadt Rees haben bereits 2009 begonnen und werden bis ins Jahr 2014 andauern. Der gesamte Bauabschnitt wird hierfür in 21 kleinere Bauabschnitte unterteilt. So sollen größere Belastungen für die angrenzenden Ökosysteme vermieden werden. Während der gesamten Bauzeit der Flutmulde kann der Fährbetrieb auf dem Rhein aufrecht erhalten werden.

Die Flutmulde hat eine Gesamtlänge von drei Kilometern und ist zwischen 120 und 180 Meter, je nach Wasserstand, breit. Die eigentliche Sohle der Flutmulde ist lediglich zwischen 30 und 40 Metern breit.

Ab einem Wasserstand von +80 Zentimetern über Mittelwasser bietet die Flutmulde dem Rhein eine zusätzliche Abflussmöglichkeit. Sie kann bis zu 18 Prozent der gesamten Wassermenge des Hauptstroms aufnehmen. Dies führt nicht nur zu einer besseren Durchströmung der angrenzenden und austrocknungsgefährdeten Auen, sondern auch zu einer verbesserten Hochwassersituation der oberen Rheinanlieger. Der Wasserstand des Hauptstroms kann so bei Hochwasser um bis zu zehn Zentimeter verringert werden.

3 Aufbau und Konstruktion der Flutmulde

Um die Flutmulde in der Landschaft herzustellen, sind umfangreiche Erdarbeiten erforderlich. Insgesamt werden ca. 2,2 Millionen Kubikmeter Bodenaushub ausgebaggert, auf Klappschuten verladen und an anderer Stelle im Rhein wieder eingebaut. Insgesamt können 95 Prozent des anfallenden Bodenaushubs wiederverwertet werden.

Ein Großteil der Baggerarbeiten erfolgt unter Wasser. Ebenfalls unter Wasser verlegt werden rund 320.000 Quadratmeter Filtermatte und 370.000 Tonnen Wasserbausteine. Die Filtermatten werden auf die neu ausgebaggerte Sohle der Flutmulde gelegt. Bei den Matten handelt es sich um zehn Millimeter dicke geotextile Filtermatten aus verrottungsbeständigem Synthetikgewebe die mit Quarzsand gefüllt sind. Die Filtermatten werden mit einer 70 Zentimeter dicken Auflage aus Wasserbausteinen versehen. Der Einbau der Matten und Wasserbausteine unter Wasser erfolgt mit Hilfe von GPS-Technologie und Bautauchern, die die genaue Lage der Matten und Steine überprüfen.

Notwendig ist diese Maßnahme, da bei einer Durchströmung der Flutmulde bei hohen Wasserständen die feinkörnige Sohle ebenfalls der Sohlerosion ausgesetzt wäre. Die Lebensdauer der Matten beträgt etwa 30 Jahre. Danach besitzt die Sohle ausreichend Festigkeit und Struktur durch Pflanzenwurzeln, so dass sie dauerhaft geschützt ist.

Um optimal an den Böschungen arbeiten zu können und den Pflanzen Zeit zu geben sich ausreichend zu verwurzeln, werden kleinere Bauabschnitte von etwa 100 Meter Länge mit Hilfe von Spundwänden abgetrennt und trockengelegt. In Bereichen in denen mit erhöhter Strömungsgeschwindigkeit zu rechnen ist, werden etwa 33.500 Quadratmeter Drahtschotterkörbe, so genannte Flussmatratzen, eingebaut. Die Drahtschotterkörbe bestehen aus sechseckmaschigem, mehrfach gedrahtem und dick verzinktem Stahldraht

(2,2 mm Drahtdurchmesser) und haben eine Größe von 4,0 x 2,0 x 0,30 Meter. Die Körbe sind durch Trennwände in 2,0 x 1,0 Meter große Zellen aufgeteilt. Die Trennwände dienen der Versteifung des Baukörpers und erleichtern somit den Einbau. Die Drahtkörbe werden vor Ort aufgefaltet, eingebaut und in Endlage mit Schotter befüllt und mit einem Drahtdeckel verschlossen. Die Zwischenräume des 36.000 Tonnen verbauten Schotters werden mit Oberboden-Substrat-Gemisch eingeschlämmt. Auf den eingeschlämmten Drahtkörben werden etwa 16.000 Quadratmeter vorgezogene Röhrichtmatten verlegt und befestigt. Der so entstandene Röhrichtsaum der Mittelwasserlinie geht böschungaufwärts weiter in eine feuchte Hochstaudenflur über. Nachdem die Pflanzen ausspülsicher angewachsen sind, werden die Spundwände wieder gezogen.

An den übrigen Stellen, an denen mit einem geringeren Strömungsdruck zu rechnen ist werden neuartige, dauerhafte, dreidimensionale Erosionsschuttmatten (P 550) aus drei verschiedenen, schwarzen PP-Netzen (Polypropylen) und einer Zwischenschicht aus schwarzen PP-Fasern verwendet. Die dreidimensionalen Erosionsschuttmatten sind speziell für den Einsatz in Fließgewässern entwickelt worden. Die untere und obere Netzlage der Matte besteht aus einem „flachen“ zweidimensionalen PP-Netz. Das mittlere Netz dieser Matten wird bei der Herstellung „gecrimpt“, d.h. dem Netz wird im Herstellungsprozess eine wellenartige Struktur verliehen. Diese Form erzeugt die Dreidimensionalität der Matten die zusätzlich noch eine Faserauflage mit schwarzen PP-Fasern erhalten. Die P 550 Erosionsschuttmatten verankern und verstärken die Pflanzenwurzeln im Boden und verleihen somit Bepflanzungen eine langfristige Stabilität und schützen die bewachsene Bodenoberfläche gegen die Erosionskräfte von Fließgewässern. Die Matten werden mit Holzkeilen im Boden gesichert. Die so gesicherten Matten werden entweder im Nassansaatverfahren mit einer speziellen Saatgutmischung begrünt oder mit Röhrichtpflanzen mit Topfballen bepflanzt. Durch die Nassansaat bekommen die Samen zusätzlichen Halt in den Zwischenräumen der Matte und sind vor Winddruck geschützt.

Neben den dreidimensionalen Erosionsschuttmatten kommen auch Kokosfasermatten (C 350) mit PP-Netz in den oberen Böschungsbereichen zum Einsatz. Auch diese werden entweder mit Nassansaat oder Röhrichtpflanzen begrünt. Insgesamt werden für das ganze Bauprojekt etwa 84.000 Quadratmeter Erosionsschuttmatten benötigt. Nassansaatverfahren werden auf 215.000 Quadratmetern angewendet.

4 Überlaufschwelle

Um einen Übergang zwischen Rhein und Flutmulde zu schaffen, wird eine sogenannte Überlaufschwelle an der östlichen Seite der Flutmulde eingebaut. Dieser Bauabschnitt war als letztes vorgesehen. Aufgrund des sehr trockenen Herbstes 2011 und dem daraus resultierenden niedrigen Wasserstand des Rheins ist dieser Bauabschnitt vorgezogen worden. Die Überlaufschwelle wird mit ca. 8.000 Quadratmetern Betonblockmatten gesichert, damit die Flutmulde nach ihrer Fertigstellung ihre Aufgabe auch dauerhaft übernehmen kann.

5 Ökologische Bedeutung der Flutmulde

Das Gebiet der Flutmulde steht sowohl unter Natur- als auch unter Landschaftschutz. Das Naturschutzgebiet umfasst dabei zwei FFH-Areale und ist Teil des EU-Vogelschutzgebietes sowie des „Feuchtgebietes von internationaler Bedeutung Unterer Niederrhein“.

Die Reduzierung der Sohlerosion führt zu einer Stabilisierung des vom Rhein abhängigen Grundwasserspiegels und somit zu einer Stabilisierung der ökologischen Gegebenheiten. Denn das durch die Sohlerosion bedingte Absinken des Wasserspiegels führte auch zu einem stetig absinkenden Grundwasserspiegel in der Region. Dies führte zu einer Austrocknung von Auen und Uferbereichen und somit zur ökologischen Schädigung der Region. Durch die Wiederbelebung der Auengebiete und die somit entstehenden Flachwasser- und Schlammflächen könnten dazu führen, dass die Bestände der Grünlandvögel wie zum Beispiel der Uferschnepfe, Grauammer, Feldlerche sowie des Wiesenpiepers, Rotschenkels und Kiebitzes wieder ansteigen. Darüber hinaus bieten die naturnah gestalteten Böschungen einen idealen Lebensraum für kleinere Insekten. So wird mit diesen Maßnahmen auch der Lebensraum der bedrohten Wolfsspinne (*Arctosa cinerea*) erhalten.

Zusätzlich entsteht im Bogen zwischen Rhein und Flutmulde eine etwa 300.000 Quadratmeter große Insel. Sie ist für den Menschen nicht zugänglich, wodurch Tiere und Pflanzen einen ungestörten Lebensraum vorfinden werden.

Die gesamte Flutmulde wird mit Mandel- und Kopfweiden, sowie Eschen und Schwarzpappeln bepflanzt. Insgesamt werden etwa 40.000 Gehölze im Bereich der Flutmulde angepflanzt.

Tab. 1: Daten und Fakten im Überblick (Quelle: Hauptmassengerüst der Reinhold Meister GmbH)

Bauzeit	5 Jahre
Kosten	Rund 50 Mio. Euro
Bauträger	Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes zuständig: Wasser- und Schifffahrtsamt Duisburg-Rhein
Länge	3 km
Breite	120 – 180 m (abhängig vom Wasserstand)
Sohlbreite	30 – 40 m
Bodenbewegung	Ca. 2,2 Mio. t
Filtermatte	Ca. 320.000 m ²
Wasserbausteine	Ca. 370.000 t
Betonblockmatten	Ca. 8.000 m ²

Schotter 0/45	36.000 t
Flussmatratzen	33.500 m ²
Erosionsschutzmatten	83.800 m ²
Oberboden andecken	82.000 m ²
Bodenverbesserung	83.700 m ²
Gehölzpflanzungen	40.000 Stk.
Röhrichtmatten	16.250 m ²
Ansaat	215.000 m ²

6 Literatur:

WASSER- UND SCHIFFFAHRTSAMT DUISBURG-RHEIN, (Hrsg.): Die Flutmulde Rees

WASSER- UND SCHIFFFAHRTSAMT DUISBURG-RHEIN, (Hrsg.): Die Flutmulde Rees – Schutz von Natur und Lebensraum

WASSER- UND SCHIFFFAHRTSAMT DUISBURG-RHEIN, (Hrsg.): Die Flutmulde Rees - Bautechnik

Talsperren, HRB und Stauanlagen

Zwischenauslässe an Talsperren – Beispiele, Bemessung, Konstruktion, Nachrüstung

Dr.-Ing. Holger Haufe

Lahmeyer Hydroprojekt GmbH, Regionalbereich Ost,
Ludwig-Hartmann-Straße 40, 01277 Dresden

1 Einleitung

Während des Extremhochwassers im August 2002 kam es an zahlreichen Talsperren in Sachsen zur Überschreitung der damals gültigen Bemessungshochwasserzuflüsse BHQ2. Infolge der begrenzten Vorentlastungsmöglichkeiten wurden die außergewöhnlichen Hochwasserrückhalteräume teilweise fast bis zum Kronenstau in Anspruch genommen und es erfolgten massive Abgaben über die Hochwasserentlastungsanlagen (HWE). Die Überschreitung der bordvollen Abflusskapazitäten der Gerinne in Kombination mit kurzen Vorwarnzeiten führte im Unterlauf zahlreicher Talsperren zu großen Überflutungsschäden und teilweise katastrophalen Auswirkungen. Nach der öffentlichen Kritik, dass die Talsperren ihre Hochwasserschutzfunktion unzureichend erfüllt hätten, ergaben Analysen (LFUG 2004A; LFUG 2004B; SCHUMANN, SIEBER 2004), dass mit optimierten Steuerungen der Einfluss der Talsperren auf den Hochwasserablauf verbessert werden kann. Voraussetzung hierfür ist jedoch die Vergrößerung der Abgabeleistung, die mit den zur Verfügung stehenden Betriebseinrichtungen nicht erreicht werden kann. Folgerichtig war deshalb die Forderung nach der Prüfung des Einsatzes zusätzlicher Auslässe, mit denen zahlreiche Aspekte (Vorentlastung, Scheitenausflussreduzierung und -verzögerung, Überflutungssicherheit, Wassergüte) positiv beeinflusst werden könnten (SIEBER 2003).

Zusätzliche Auslässe in Form von Zwischenauslässen sind insbesondere dann sinnvoll, wenn eine leistungsfähige Wasserabgabe aus dem Bereich zwischen den tief liegenden Grundablässen und den hoch liegenden HWE erforderlich ist.

Der Beitrag gibt anhand von ausgewählten Beispielen einen Überblick über in Deutschland und dem Ausland existierende Zwischenauslässe an Talsperren, deren Bemessung und Konstruktion sowie über verschiedene Aspekte der aus o.g. Gründen sinnvollen Nachrüstung.

2 Beispiele

Im In- und Ausland gibt es viele Talsperren, deren Absperrbauwerke bereits während der Errichtung mit Zwischenauslässen erstausgestattet wurden. Für ausgewählte Beispiele aus mehr als 100 recherchierten Anlagen wurden die historische Entwicklung, der gegenwärtige Stand der Technik und die Betriebserfahrungen anhand zahlreicher deutscher, japanischer und US-amerikanischer Quellen analysiert (HAUFE 2014).

2.1 Deutschland

In Deutschland gibt es einige Itze-Bruchsteinstaumauern mit Zwischenauslässen, die als Notentlastungseinrichtungen und/oder zur Gewährleistung eines reduzierten Stauziels installiert wurden. Die Intention der Planungen von Otto Itze war vornehmlich die Verhinderung der Überschreitung des „Gefahrwasserstandes“ im extremen Hochwasserfall (GERECKE 1925). Außerdem gibt es eine Gewölbereihenmauer, eine Bogenstaumauer und einige Staudämme, die mit Zwischenauslässen ausgestattet sind. Beispielhaft vorgestellt werden die Zwischenauslässe der Edertalsperre und der Biggetalsperre.

Gut dokumentiert ist die wechselvolle Geschichte der Zwischenauslässe der Edertalsperre (Bauzeit 1908-14) in Hessen (Abb. 1 und Abb. 2). Die Talsperre war ursprünglich mit 12 Notauslässen ausgestattet, deren Einläufe 14,4 m unterhalb der Mauerkrone angeordnet waren. Die Einlauföffnungen hatten eine lichte Weite von 2,50 m. Bei der Bombardierung der Staumauer am 17.05.1943 wurden vier Notauslässe zerstört und nicht wieder hergestellt. Die noch verfügbaren acht Notauslässe wurden bis 1960/61 betriebsfähig gehalten aber sehr selten eingesetzt. Dabei traten hohe Beanspruchungen an den Bruchsteinwandungen und am Mauerrücken mit Steinausbrüchen auf. Auf Grund verschlissener Anlagenbestandteile war dann über die Erneuerung oder Aufgabe zu entscheiden. Wegen der bis dahin seltenen Inanspruchnahme wurden die Notauslässe aufgegeben und mit ca. 4 m langen Betonpfropfen wasserdicht verschlossen. Die Ergebnisse von Standsicherheitsuntersuchungen für die Staumauer sowie die geplanten Sanierungsarbeiten an der Mauerkrone und der Mauerkronen-HWE führten 1987 zur Entscheidung, die Notauslässe wieder zu öffnen und mit strömungssicheren, jederzeit zu öffnenden und schließenden Verschlussorganen zu versehen (HEIMANN 1994). Die Reaktivierung wurde von hydraulischen Modellversuchen begleitet. Die hydraulische Leistungsfähigkeit je Auslass beträgt ca. $Q = 52,6 \text{ m}^3/\text{s}$ (BAW 1989).



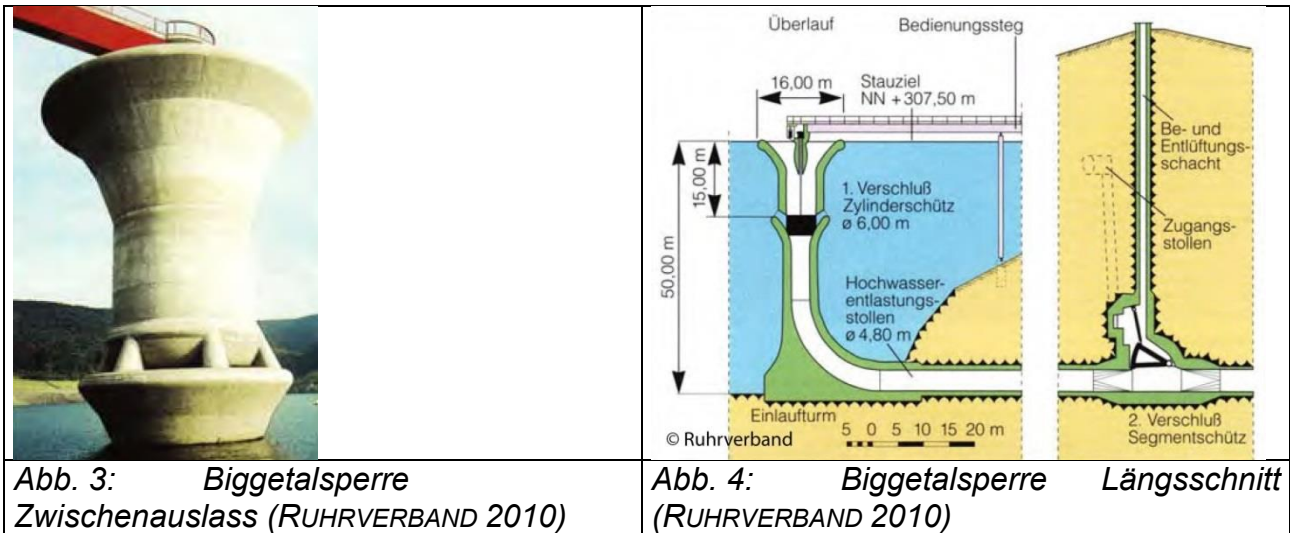
Abb. 1: Edertalsperre Ausmündung Zwischenauslässe (Foto: HAUFE)



Abb. 2: Edertalsperre Einläufe Zwischenauslässe (Foto: HAUFE)

An der Biggetalsperre (Bauzeit 1956-65), die in Nordrhein-Westfalen die Bigge und weitere kleinere Gewässer staut, wurde aus militärischen Notstandsüberlegungen 15 m unter der Überfallkrone im Hochwasserentlastungsturm ein Zylinderschütz mit $\varnothing 6,0 \text{ m}$ eingesetzt, das sechs Öffnungen im Turmschaft verschließt (Öffnungshöhe 2,80 m) und

bei voller Talsperre und 1,10 m Öffnungshöhe eine Abgabe von 347 m³/s ermöglicht (RIßLER 1998). Um bei Funktionsstörungen am Zylinderschütz eine unkontrollierte Wasserabgabe aus der Talsperre zu verhindern, wurde im ersten Drittel des horizontalen Stollens, der dem Fallschacht folgt, ein zweiter Verschluss eingebaut (RUHRVERBAND 2010) (Abb. 3 und Abb. 4).



2.2 USA

Unter der Führung des United States Army Corps of Engineers (USACE) und des United States Bureau of Reclamation (USBR) wurde und wird ein Großteil der heute existierenden großen Talsperren im Westen der USA errichtet, betrieben, unterhalten und überwacht (USACE 609 Talsperren, USBR 340 Talsperren). Zur Gewährleistung des Hochwasserschutzes (Schneesmelze in den Rocky Mountains, Starkniederschläge am Westrand der Rocky Mountains durch ozeanischen Einfluss des Pazifiks) und zur Sicherstellung der Wasserversorgung im teilweise ariden Westen der USA ist die saisonabhängige Vergrößerung bzw. Verkleinerung der Hochwasserschutzräume bzw. Betriebsräume gängige Praxis. Zur Ausschöpfung der schadlosen Abflüsse unterhalb der Talsperren werden, wo vorhanden, die Zwischenauslässe eingesetzt (CRS 2006, USBR 2001). Beispielhaft vorgestellt werden die Zwischenauslässe der Shasta Talsperre und der Folsom Talsperre.

Die Bogengewichtsstaumauer der 183 m hohen Shasta Talsperre (Bauzeit 1938-45) am Sacramento River im Bundesstaat Kalifornien wurde im Rahmen des Central Valley Projects (BILLINGTON, JACKSON 2006) errichtet und mit 18 Auslässen in drei Ebenen ausgestattet (Abb. 5 und Abb. 6). Mit den Auslässen erfolgt u.a. die Durchleitung der Abflüsse, die nicht durch die Turbinen genutzt werden können. Die Einlaufachsen der oberen bzw. mittleren Ebene befinden sich 41,3 m (135,5 ft) bzw. 71,8 m (235,5 ft) unterhalb der Mauerkrone. Die sechs oberen und die acht mittleren Auslässe mit jeweils \varnothing 2.438 mm (96“) sind paarweise nebeneinander angeordnet. Die Auslässe der oberen und der mittleren Ebene sind im Grundriss versetzt zueinander angeordnet, so dass das ausströmende Wasser der oberen Auslässe auf der Mauerluftseite nicht über die Öffnungen der mittleren Auslässe strömt. Die vier unteren Auslässe der Shasta Talsperre worden nachträglich mit Ringkolbenventilen (ohne Kolbenspitze) und Ringbelüftungen

Ø 914 mm (36“) ausgestattet, mit denen der (eingeschränkte) Betrieb in Zwischenstellungen möglich ist (USBR 1948). Aus Kostengründen wurden für die restlichen 14 Auslässe der mittleren und oberen Ebene neue preiswertere Armaturen (Jet-Flow-Gate) mit kreisrunder düsenförmiger Verengung und anschließender Belüftungseinrichtung entwickelt und eingebaut (USBR 1946). Alle Armaturen befinden sich nahe der Wasserseite. Der Zugang zu den Antriebskammern erfolgt über die Kontrollgänge. Die Auslässe wurden als weitgehend horizontal verlegte Rohrleitungen beim Bau einbetoniert. Erst kurz vor Erreichen der Luftseite erfolgt ein Richtungswechsel (Winkel $41^{\circ}19'$) nach unten, zur Strömungslenkung auf den Schussrücken der Staumauer sowie eine Reduzierung des Endquerschnitts auf Ø 2.362 mm (93“) zur Druckerhöhung im Auslass. Zur Vermeidung hydraulischer Probleme beim Parallelbetrieb der Auslässe mit der HWE sind über den Auslassausmündungen Strahlenker angeordnet.



Abb. 5: Shasta Talsperre Zwischenauslässe (www.shastalake.us)

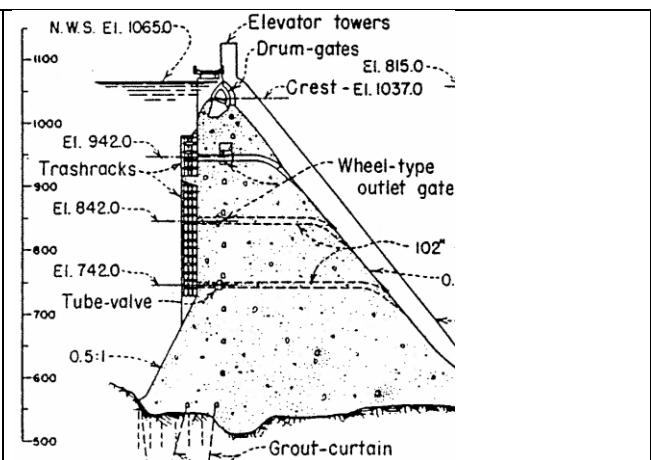


Abb. 6: Shasta Talsperre Längsschnitt (USBR 1999)

Die Gewichtsstaumauer der 103 m hohen Folsom Talsperre (Bauzeit 1948-55) am American River im Bundesstaat Kalifornien wurde mit acht Zwischenauslässen in zwei Ebenen ausgestattet (Abb. 7 und Abb. 8). Die Talsperre dient u.a. dem Hochwasserschutz der kalifornischen Hauptstadt Sacramento. Die Zwischenauslässe bestehen aus rechteckigen Betonstollen mit Abmessungen b/h ca. 1,52 m / 2,74 m (5 ft / 9 ft), die durch je zwei Hubschützen kontrolliert werden. Die Einläufe befinden sich 62 m bzw. 82 m unterhalb der Mauerkrone. Die Stollen verlaufen bis zu den Verschlüssen, die nahe der Wasserseite angeordnet sind, fast horizontal und neigen sich dann mit einem Radius von ca. 70 m nach unten. Der Zugang zu den Antriebskammern erfolgt über die Kontrollgänge. Die hydraulische Leistungsfähigkeit aller acht Zwischenauslässe beträgt $792 \text{ m}^3/\text{s}$. Einrichtungen zur Strömungslenkung auf den Schussrücken der Staumauer sind nicht vorhanden, so dass der frei austretende Strahl von oben ins Tosbecken eintritt. Auf Grund der Verschlussanordnung im Mauerinnern und des angeschlossenen Betonstollens, dessen Querschnitt zu klein ist, um bei allen Verschlussöffnungshöhen Freisiegelabfluss zu gewährleisten, ergaben sich an der Folsom Talsperre zahlreiche Probleme beim Betrieb der Zwischenauslässe (FRITZELL 1999).

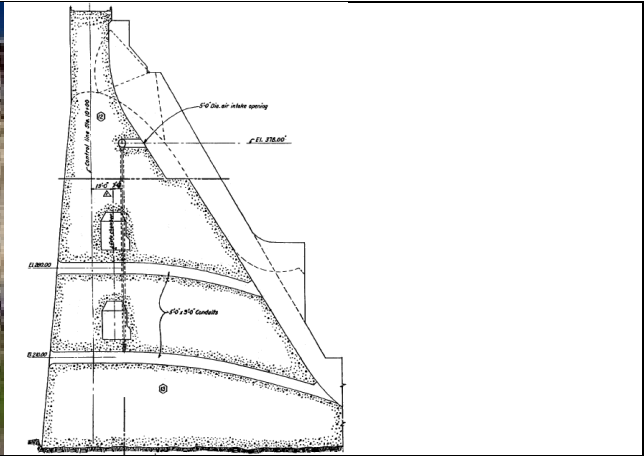


Abb. 7: Folsom Talsperre
Zwischenauslässe (USBR 2004)

Abb. 8: Folsom Talsperre Längsschnitt
(FRITZELL 1999)

2.3 Japan

Japan liegt mit seiner schmalen Landmasse und 75% Gebirgsanteil innerhalb der asiatischen Monsun-Zone. In den Flussgebieten der kurzen Fließgewässer, die durch starke Gefälle gekennzeichnet sind, leben ca. 120 Mio. Menschen. Während der Regenzeit verursachen Starkniederschläge Sturzfluten in Richtung Meer. Die Abflussganglinien japanischer Flüsse steigen in kurzer Zeit stark an und fallen dann. Die Notwendigkeit zur Vorhaltung von Zwischenauslässen zur effektiven Nutzung der verfügbaren Hochwasserrückhalteräume wurde bereits vor vielen Jahrzehnten erkannt. Aufgrund der großen erforderlichen Stauräume für den effektiven Hochwasserschutz, der geringen Effizienz der Speicherung im Vergleich zur Stauhöhe in den oft steilen und engen Tälern und der großen dadurch bedingten Stauhöhen des erforderlichen Rückhalterums wurden sehr viele Anlagen mit Zwischenauslässen errichtet oder an vorhandenen Stauanlagen Zwischenauslässe nachgerüstet. Mit Hilfe der Zwischenauslässe kann der Scheitelabfluss mit einem vergleichsweise kleinen Stauraum stark reduziert werden. Beispielhaft vorgestellt werden die Zwischenauslässe der Miwa Talsperre und der Tomata Talsperre.

Die Gewichtsstaumauer der 69 m hohen Miwa Talsperre (Bauzeit 1952-60) am Mibu Fluss in der Präfektur Nagano wurde mit zwei Zwischenauslässen ausgestattet, deren Einläufe in einer Ebene liegen (Abb. 9 und Abb. 10). Hier und an der gleichzeitig errichteten Bogenschwergewichtsstaumauer der Futase Talsperre (Bauzeit 1952-61) wurden in Japan erstmals Segmentverschlüsse zur Abflussregulierung eingebaut, die auch in Zwischenstellungen gesteuert werden können. Die Auslässe befinden sich in Mauermitte und flankieren die dazwischen liegende HWE. Die Sohle der Einläufe zu den Zwischenauslässen mit b/h 5,0 m / 6,0 m befindet sich 15,5 m unterhalb des höchsten Stauziels. Die Abmessungen der Drucksegmente betragen b/h 5,0 m / 7,0 m. Mit beiden Auslässen können insgesamt 300 m³/s abgegeben werden (IWASA, NAKAGAWA 1965; TAKASU, YAMAGUCHI 1988). Die Sohle der Zwischenauslässe wird nach den Verschlüssen gleichmäßig auf die Neigung der Mauerluftseite ($h:v = 0,7:1$) verzogen. Die dabei verwendete Krümmung folgt vermutlich der Trajektorie des unter dem Verschluss austretenden Strahls und dient der ablösungsfreien Strömunglenkung ins Tosbecken.



Abb. 9: Miwa Talsperre
Zwischenauslässe (www.damnet.or.jp)

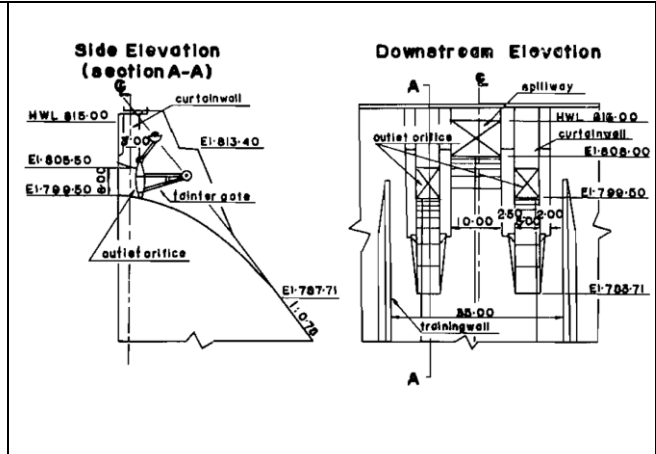


Abb. 10: Miwa Talsperre Schnitt und Ansicht (IWASA, NAKAGAWA 1965)

Die Gewichtsstaumauer der 74 m hohen Tomata Talsperre (Bauzeit 1972-2004) am Yoshii Fluss in der Präfektur Okayama wurde mit zwei horizontal geführten Zwischenauslässen ausgestattet, die in einer Ebene liegen und die bei anlaufendem Hochwasser den Normalwasserstand halten sollen (Abb. 11). Die Regulierung erfolgt mit neu entwickelten einteiligen luftseitigen Zugsegmentverschlüssen (one leaf tension radial gate) (Abb. 12). Die hydraulische Leistungsfähigkeit der Auslässe, die 5 m unterhalb des Normalwasserstandes angeordnet sind, beträgt bei dieser Stauhöhe $2 \times 40 \text{ m}^3/\text{s}$. Auf der Wasserseite kommen als Absperrverschlüsse Rollschützen zum Einsatz. Die Auslässe werden als Kreisrohr $\varnothing 2,60 \text{ m}$ bis zur Luftseite geführt und dort im Verschlussbereich in ein ausgerundetes Rechteckprofil mit b/h $2,20 \text{ m} / 2,05 \text{ m}$ verzogen und verengt. Die Zugsegmente können ölhdraulisch nach oben geöffnet werden und lenken in Zwischenstellung den Austrittsstrahl nach unten auf den Staumauerrücken ab. Vorteilhaft ist nach Einschätzung der Betreiber die einfache Montage, weil die Verschlüsse einfach auf der Luftseite angeflanscht sind. Die Segmentarme, die aufgrund der Zugbeanspruchung keine Stabilitätsprobleme aufweisen, und die Lager befinden sich außerhalb der Strömung (NAKAE ET AL. 2006).



Abb. 11: Tomata Talsperre
Zwischenauslässe (www.damnet.or.jp)



Abb. 12: Tomata Talsperre
Anlagenbestandteile der Zwischenauslässe (www.cgr.mlit.go.jp)

2.4 Entwicklungstendenzen

Zur Veranschaulichung der historischen Entwicklung zeigt Tabelle 1 einige Kenngrößen der Zwischenauslässe für ausgewählte Staumauern in den USA geordnet nach der Bauzeit.

Tabelle 1 Kenngrößen ausgewählter Zwischenauslässe an Staumauern in den USA

Name	Bauzeit	Bauwerks- höhe	Zwischenauslässe			
			Druck- höhe	Anzahl	Form/Abmessungen Verschluss	Querschnittsfläche
Arrowrock	1911 - 1915	106 m	33,8 m	10	Ø 1,32 m	1,37 m ²
			60,4 m	7 / 3	Ø 1,32 m / Ø 1,83 m	1,37 m ² / 2,63 m ²
Grand Coulee	1933 - 1941	168 m	46,7 m	20	Ø 2,59 m	5,27 m ²
			77,2 m	20	Ø 2,59 m	5,27 m ²
Shasta	1938 - 1945	183 m	37,5 m	6	Ø 2,44 m	4,68 m ²
			68,0 m	8	Ø 2,44 m	4,68 m ²
			98,5 m	4	Ø 2,59 m	5,27 m ²
Folsom	1948 - 1955	103 m	44,6 m	4	□ 1,52 m x 2,74 m	4,16 m ²
			65,0 m	4	□ 1,52 m x 2,74 m	4,16 m ²
Pine Flat	1949 - 1954	130 m	66,0 m	5	□ 1,52 m x 2,74 m	4,16 m ²
Dworshak	1966 - 1972	219 m	77,7 m	3	□ 2,74 m x 3,66 m	10,03 m ²

Zu erkennen ist, dass die herstellungsbedingten Größenbegrenzungen von Rohrleitungen und deren Armaturen insbesondere zu Beginn des 20. Jahrhunderts ausschlaggebend für den Einsatz vieler „kleinerer“ Zwischenauslässe waren. Die Anzahl der je Absperrbauwerk eingebauten Zwischenauslässe weist einen rückläufigen Trend auf.

2.5 Betriebserfahrungen

Im Stollen und Auslaufbereich sind bei alten Zwischenauslässen infolge von Design- und Fertigungsmängeln häufig Strahlablösungen und damit verbunden Kavitation aufgetreten. Insbesondere an den Ausmündungsbereichen auf HWE-Mauerschussrücken ist es an zahlreichen Anlagen zu Schäden gekommen. Beispielsweise begann an der Folsom Talsperre (s. 2.2) die Schädigung in Bereichen geringen Druckes an der Auslassoberseite direkt am Übergang zur Staumauerluftseite und setzte sich an den seitlichen Kanten fort. USBR-Studien (ISBESTER 1971) zeigten, dass am plötzlichen Übergang zwischen Auslassende und Schussrücken der von oben kommende Schussstrahl in den Auslass eindringen konnte und intermittierend den Auslassstollen füllte. Das drosselte die effektive Belüftung durch die Belüftungseinrichtung am Verschluss und führte zu Unterdrücken an der Stollenoberseite. Außerdem wurde nachgewiesen, dass es zum Strömungsabriss und zu unerwünscht niedrigen Drücken auf dem Schussrücken kam. Modelluntersuchungen an einem physikalischen Modell (M 1:16,7) im Jahr 1971 führten dann zur keilförmigen Überdeckung der Ausmündung an der Luftseite im Bereich des Schussrückens der Mauerkronenüberfälle mit „augenbrauenförmigen“ Strömunglenkern (Eyebrow Deflector). Das führte zum Abheben des Schussstrahles weg vom Stollenauslass und ermöglichte dadurch eine ausreichende Belüftung durch die Belüftungseinrichtungen nach dem Verschluss.

An einigen Talsperren (z.B. Tase Talsperre in Japan mit vier Zwischenauslässen) ergab sich beim Betrieb der Zwischenauslässe der Konflikt zwischen Verschluss-Teilöffnung zur gleichmäßigen Tosbeckenbeaufschlagung und der Forderung für Zwischenauslässe mit im Mauerinnern angeordneten Verschlüssen nach Betrieb nur mit vollständiger Öffnung zur Vermeidung von Kavitation. Die asymmetrische Abgabe in Bezug auf die Tosbeckenmittelachse verursachte hier seitliche Wirbel, die sich bis ins Unterwasser fortpflanzten und dort, aber auch bereits im Tosbecken, zu Abrasionserscheinungen führten. Die seitlichen Rückströmungen hatten zu einem Einzug von Fremdkörpern aus dem Unterwasser ins Tosbecken geführt (IWASA, NAKAGAWA 1965).

Hinsichtlich der in Zwischenauslässen eingesetzten Verschlüsse lassen sich die Problemfelder „unzureichende Anzahl“ (keine Redundanz), „ungünstige Betriebsbereiche“ (Kavitation) und „altersbedingter Verschleiß“ identifizieren. Vorwiegend alte Zwischenauslässe, die nur mit einer Verschlussstufe ausgestattet wurden, lassen sich nur mit hohem Aufwand an die heute üblichen Redundanzforderungen anpassen. Mit modernen Verschlüssen bzw. Armaturen und klaren hydraulischen Konzepten können die vorhandenen Probleme verringert oder beseitigt werden.

3 Bemessung, Konstruktion

3.1 Anordnung in Grundriss und Längsschnitt bei Staumauern

Im Grundriss sollten Zwischenauslässe vorzugsweise gerade (orthogonal zur Achse des Absperrbauwerks) angeordnet werden. Abweichungen davon sollten nur im Ausnahmefall erfolgen, wenn wichtige Zwangspunkte keine gerade Linienführung zulassen. Jeder Richtungswechsel, der mit einer Strömungsumlenkung verbunden ist, führt zu höheren Verlusten und ggf. zu hydraulischen Problemen (Geschwindigkeits- und Druckverteilung). Bei den meisten Zwischenauslässen in Gewichtsstaumauern mit Mauerkronenüberfall und luftseitiger Schussrinne auf dem Mauerrücken erfolgte die Anordnung im HWE-Bereich unterhalb des Kronenüberfalls. Nach Schadensfällen wurde die Einbindung zunehmend mit Leiteinrichtungen über den Ausmündungen realisiert (vgl. 2.5), so dass auch im Fall der Parallelentlastung die Betriebssicherheit nicht beeinträchtigt wird. Die mittige (bei einem Zwischenauslass) bzw. symmetrische (bei zwei oder mehr Zwischenauslässen) Anordnung im Grundriss ist wichtig, damit die Beaufschlagung der Energieumwandlungsanlage ebenfalls symmetrisch erfolgt. Bei vorhandener Hangseitenentlastungsanlage wurden Zwischenauslässe in der Sammelrinne oder in Mauerrandlage mit luftseitiger Einbindung in die Entlastungsanlage ausgeführt.

Im Längsschnitt haben die ausgeführten Entwürfe verschiedene Entwicklungsstufen durchlaufen. Von zunächst rein horizontaler Anordnung aller Zwischenauslassbereiche wurden später einzelne oder mehrere Bereiche geneigt oder gekrümmt ausgeführt. Neuere Entwicklungen gehen zurück zur rein horizontalen Anordnung (Tomata Talsperre, Haiduka Talsperre).

Ein sehr wichtiger Aspekt ist die Strömunglenkung über die Mauerluftseite ins Tosbecken, die mit der Gestaltung im Längsschnitt eng verknüpft ist. Die Verhinderung der Strahlablösung von der Auslasssohle ist wichtig, um Unterdrücke und damit schädliche

Kavitation zu vermeiden. Mit der Gestaltung im Längsschnitt wird unter Berücksichtigung der Verschlussanordnung direkt das hydraulische System bestimmt.

3.2 Hydraulisches System

Die Wahl des hydraulischen Systems beeinflusst die Strömungszustände und die Druckverhältnisse im Auslass. Nach der heute gültigen Sicherheitsphilosophie werden Zwischenauslässe mit zwei Verschlüssen ausgestattet. Der erste (wasserseitige) Verschluss dient dabei als Absperrverschluss, der zweite Verschluss als Regelverschluss. Das hydraulische System ist abhängig von der Anordnung des Regelverschlusses sowie der Größe und Form des Auslassquerschnittes nach dem Regelverschluss. Für die Anordnung des Regelverschlusses bestehen folgende Möglichkeiten: wasserseitig (außen bei Einsatz nur eines Verschlusses), in der Staumauer (partielle Druckrohrströmung), luftseitig (vollständige Druckrohrströmung).

3.3 Auslassanzahl, Querschnittsform und -größe

Die erforderliche Abgabekapazität zum Erreichen der Bewirtschaftungsziele bestimmt die benötigte hydraulische Leistungsfähigkeit des Auslasses bzw. der Auslässe. Die Auslassanzahl wiederum richtet sich dann nach dem technisch realisierbaren Fließquerschnitt. Außerdem spielen Redundanzaspekte (Revision, Havarie) eine Rolle. Aufgrund der heute verfügbaren technischen Lösungen für die dosierte Abgaberegulierung bei allen Verschlusszwischenstellungen spielen früher ausschlaggebende Betriebseinschränkungen (nur voll geöffnet einsetzbare Verschlüsse, deshalb viele kleine Auslässe zur fein gestuften Abgabe), heute keine Rolle mehr. Die Anzahl der Zwischenauslässe beeinflusst direkt die Anzahl der erforderlichen Verschlüsse und Antriebseinrichtungen und wirkt sich damit unmittelbar auf die Kosten des Stahlwasser- und Maschinenbaues aus. Durchgehend rechteckige Querschnitte erlauben die Anordnung von Segmentverschlüssen ohne Querschnittsänderung.

Jeder Auslass führt zur statischen Schwächung des Staumauergefüges und beeinflusst die Spannungszustände im Nahbereich (Spannungskonzentrationen in den Ecken). Auslässe mit rechteckigen Ein- und Ausläufen und kreisförmigen Mittelteilen, führen zu vorteilhaften Spannungen im umgebenden Massivbauwerk, weisen aber infolge der Querschnittsänderungen höhere hydraulische Verluste und damit eine reduzierte hydraulische Leistungsfähigkeit auf. Der Querschnitt sollte so gestaltet werden, dass die seitliche Wasseraufwölbung an den Wänden verhindert wird. Für den Betrieb mit freier Wasseroberfläche werden Querschnitte mit halbkreisförmigem First, vertikalen Seitenwänden und gerader Sohle empfohlen, weil hier die Belüftung möglich ist (USBR 1980). Alle Auslassquerschnitte sollten groß genug sein für Inspektions-, Wartungs- und Reparaturarbeiten.

3.4 Einlauf- und Auslaufgestaltung

Einläufe neigen bei geringer Wasserüberdeckung zur Wirbelbildung und zum Lufteintrag. Bei hoch, nahe an der Wasseroberfläche, liegenden Einläufen ist eine besondere Anfälligkeit gegeben. Diese Erscheinungen wiederum haben negative Auswirkungen für den Betrieb und auf die Anlage selbst. Wirbelbildung kann unmittelbar zum Einzug von Treibzeug in die Auslässe führen, zum Versatz der Rechenanlage oder zur Beschädigung

der Beschichtung. Durch die Luftmischungen können Druckstöße, Pulsationen oder gar explosionsartige Entgasungen zur Atmosphäre auftreten. Außerdem kommt es zur unerwünschten Durchfluss- und Leistungsminderung. Bei Anordnung der Zwischenauslässe in Gewichtsstauwänden im Bereich der mittleren HWE (unterhalb des Kronenüberfalls), können vorhandene Energieumwandlungsanlagen gut genutzt werden. Eine wichtige Unterscheidung ist in Hinblick auf den Strahlverlauf am Ende des Auslasses vorzunehmen. Es bestehen zwei grundsätzliche Möglichkeiten, der (freie) Strahlwurf und die Strahlführung.

3.5 Verschlüsse, Belüftungseinrichtungen, Kavitationsvermeidung

Nach heute gültigen Standards, so auch gemäß DIN 19700-11, sind mindestens zwei hintereinander liegende Verschlüsse vorzusehen. In der Regel werden ein wasserseitiger Absperr- und Revisionsverschluss und anschließend ein luftseitiger Regelverschluss vorgesehen. Befindet sich der Absperrverschluss nicht direkt auf der Wasserseite des Absperrbauwerks sondern im Innern, ist ein separater wasserseitiger Revisionsverschluss erforderlich, wenn die Revision des Bereichs oberwasserseitig des Absperrverschlusses unter Staubbedingungen möglich sein soll. Unerwünschte Schwierigkeiten beim Durchfluss durch die Verschlüsse hängen oft direkt mit Entwurfsproblemen (bautechnisch, mechanisch) bei der Gestaltung des Verschlusskörpers, der Rahmenkonstruktion und des Antriebs zusammen. Verschlüsse für Zwischenauslässe sollten folgende Anforderungen erfüllen:

- hohe hydraulische Leistungsfähigkeit, geringe Verlustbeiwerte in Offenstellung
- vollständige Freigabe des Durchflussquerschnittes in Offenstellung
- Unanfälligkeit gegen Verlegung (Treibzeug etc.)
- schwingungs- und kavitationsfreier Betrieb auch in Zwischenstellungen

Die Anforderungen werden nur von wenigen Verschlussarten (Hub- oder Segmentschütz) erfüllt.

4 Nachrüstung

4.1 Ziele

Die Nachrüstung von Zwischenauslässen an bestehenden Stauanlagen kann sinnvoll sein, um beispielsweise Aspekte wie Vorentlastung, Scheitenausflussreduzierung und -verzögerung, Überflutungssicherheit und Wassergüte positiv zu beeinflussen.

4.2 Aspekte der Wassermengen- und Wassergütwirtschaft

Durch die sichtbare hydraulische Überlastung der Betriebseinrichtungen einiger Stauanlagen 2002 und durch neue hydrologische Daten existiert zur Gewährleistung der Überflutungssicherheit der Stauanlagen Handlungsbedarf hinsichtlich der Anpassung (Erhöhung) der hydraulischen Leistungsfähigkeit von Betriebseinrichtungen an sächsischen Talsperren (vgl. 1).

Vermeintlich in den Fokus der Betreiber treten außerdem Wassergüteaspekte beim ereignisbezogenen Hochwasserbetrieb und bei der Entleerung der Rückhalteräume.

Bei anlaufendem Hochwasser mit schnell steigenden Zuflüssen wird in der Regel versucht, durch Abgabesteigerungen mittels Entnahmeanlagen (Grundablässe oder andere Auslässe), einem Anstieg des Wasserstandes in der Talsperre entgegenzuwirken (Vorentlastung). Die Quantität der Abgaben ist durch die hydraulische Leistungsfähigkeit der installierten Rohrleitungen oder Stollen einschl. Verschlüssen begrenzt und hängt im Wesentlichen von der geodätischen Höhenlage und den Abmessungen der Anlagen ab. Da die Vorentlastung nicht die primäre Funktion von Grundablässen und Entnahmeanlagen darstellt, kann der schadlose Abfluss im Unterlauf oft mit diesen Betriebseinrichtungen nicht ausgeschöpft werden. Wertvolles Rückhaltevolumen in der Talsperre kann nicht „freigegeben“ werden und es existiert ein Entlastungsdefizit.

Nach Einschätzung von Talsperrenbetreibern, Fachverbänden und Wissenschaftlern (u.a. LTV Sachsen, ATT, TU Dresden) ist die Untersuchung der Anordnung zusätzlicher Zwischenauslässe in Abhängigkeit und unter Berücksichtigung der spezifischen limnologischen Gegebenheiten sinnvoll (Wassergüte). Als wichtiges Instrument bei Trinkwassertalsperren verbessern sich für Betreiber damit die Möglichkeiten zur Erfüllung der zunehmend erhöhten Anforderungen an die Wassergütebewirtschaftung. Im Normalbetrieb wäre mit Zwischenauslässen der gezielte Abzug von qualitativ schlechten Wasserlamellen (z.B. während der Sommerstagnation und starker Eutrophierung) aus dem Epilimnion möglich.

Auch im ereignisbezogenen Hochwasserbetrieb ergeben sich mit Zwischenauslässen nach dem Durchgang des Scheitelabflusses sinnvolle Steueroptionen. Während des absteigenden Astes der Hochwasserganglinie kann der gewöhnliche Hochwasserrückhalteraum mit leistungsfähigen Zwischenauslässen schneller leer gefahren werden. Bisher kann die Stauspiegelabsenkung oftmals nur mittels Grundablässen erfolgen, wobei die Schonung des qualitativ hochwertigen Tiefenwassers nicht möglich ist.

Bisher wird an einigen Talsperren versucht, über die, wo vorhanden, verschiedenen Entnahmehorizonte und Entnahmeleitungen, die qualitativ schlechten Wasserlamellen abzuziehen. Allerdings ist die Wirkung nur gering, da auf Grund der oft relativ kleinen Leitungsquerschnitte und der daraus resultierenden geringen Durchflüsse, nur ein kleiner Bereich vor den Entnahmeöffnungen erfasst werden kann und die realisierbaren kumulierten Abgaben im Verhältnis zum erforderlichen Abzugsvolumen zu gering sind.

4.3 Aspekte der Bautechnik

Für den Ausbruch von Hohlräumen in massiven Absperrbauwerken gibt es heute verschiedene Verfahren (z.B. Sprengen, mechanischer Ausbruch mit Teilschnittmaschinen (Abb. 13), Kernbohren, Raise-Bohren, Schlitzbohren, Seilsägen, Wasserstrahlschneiden) (vgl. KINOUCI ET AL. 1994; BETTZIECHE ET AL. 2004; UESAKA ET AL. 2009).

Die wichtigsten Hauptkriterien zur Auswahl eines geeigneten Ausbruchverfahrens für den Einsatz speziell an existierenden Wasserbauwerken sind:

- die Eignung für die Herstellung des erforderlichen Querschnittes und der Länge,
- die Erschütterungs- und Lärmentwicklung,

- die Kosten.

Weitere wichtige Faktoren hinsichtlich der Bautechnologie sind:

- die Höhenlage, der Durchmesser, die Querschnittsgestaltung,
- die Spannungszustände im Ausbruchbereich,
- die Baugeräteverfügbarkeit,
- die Bearbeitbarkeit (häufig Hufeisen- oder U-Form),
- die Größe des Ausbruchquerschnitts (Arbeitsbewegungen der eingesetzten Maschinen ermöglichen),
- das mögliche Bewehrungserfordernis und der erforderliche Raumbedarf für die Bewehrungsinstallation,
- die Betoniermethode.



*Abb. 13: Nachrüstung
Zwischenauslass mittels
Teilschnittmaschine (UESAKA ET AL. 2009)*



*Abb. 14: Temporärer wasserseitiger
Verschluss für Nachrüstung
Zwischenauslass (www.barnard.com)*

Für die Nachrüstung von Zwischenauslässen in Staumauern sind Arbeitsplattformen erforderlich, die für die Aufnahme schwerer Baumaschinen geeignet sind und deshalb auf aufwändigen Stützkonstruktionen gelagert werden müssen (schnell demontierbar, wenn die Arbeiten im Bereich der HWE erfolgen).

Werden die Ausbrucharbeiten von der Luft- zur Wasserseite hin ausgeführt, ist der Wasserstand zunächst ohne Einfluss. Erst beim Anstich der Wasserseite muss der künftige Einlaufbereich abgedeckt werden (s. Abb. 14) bzw. der Wasserstand abgesenkt werden. Ist eine Reduzierung des Wasserstandes mit den Nutzungen der Talsperre zu vereinbaren, sollte diese Möglichkeit gewählt werden. Die daraus resultierenden bautechnologischen Vereinfachungen sind vorteilhaft im Vergleich zum Bau bei gefüllter Talsperre. Falls Arbeiten unterhalb des Wasserspiegels unvermeidbar sind, sollten die Bauverfahren und die Baugeräte für den Unterwassereinsatz optimiert werden. Sollte ein temporärer wasserseitiger Verschluss nötig sein, wäre der Baukostenanteil dafür vergleichsweise hoch. Nach UESAKA ET AL. (2009) existieren in Japan Bestrebungen, den temporären Verschluss nach den Bauarbeiten als permanente Einlaufkonstruktion weiter zu nutzen.

5 Fazit und Ausblick

Die nationale und internationale Recherche von mehr als 100 Talsperren, die mit Zwischenauslässen bereits während der Errichtung ausgestattet bzw. nachgerüstet wurden, hat gezeigt, dass Zwischenauslässe weltweit im Einsatz sind (HAUFE 2014). An diesen Anlagen liegen umfangreiche Betriebserfahrungen vor, die eine Bewertung der Entwicklungstendenzen und des Standes der Technik ermöglichen. Zum Teil kommen innovative technische Lösungen (z.B. einteilige luftseitige Zugsegmentschütze in Japan) zum Einsatz. Mit der Nachrüstung von Zwischenauslässen an bestehenden Stauanlagen können Wassermengen- und Wassergüteaspekte positiv beeinflusst werden. Hierzu kann der Einsatz bisher erfolgreich erprobter Bauverfahren erfolgen.

In weiterführenden Untersuchungen (HAUFE 2014) wurden die gewonnenen Erkenntnisse für eine Beispielanlage angewendet und mittels einer Parameterstudie aufgezeigt, welchen Einfluss variable hydrologische und bautechnische Größen (u.a. Form der Zuflussganglinie, Größe des zur Verfügung stehenden gewöhnlichen Hochwasserrückhalteraums, Höhenlage und Querschnittsfläche möglicher nachzurüstender Zwischenauslässe) und die Hochwassersteuerung auf die Bewirtschaftung von Talsperren mit Zwischenauslässen im extremen Hochwasserfall besitzen können. Auf Grundlage dieser Untersuchungen wurde eine konstruktive Lösung für die Nachrüstung eines Zwischenauslasses in einer bereits existierenden Staumauer entwickelt, mit der eine signifikante Flexibilisierung der Wassermengen- und Wassergütebewirtschaftung der Talsperre möglich ist.

6 Schrifttum

BAW 1989: Edertalsperre Reaktivierung der Notauslässe, 2. Teilgutachten über Abflussvermögen, Überdruckverhältnisse und Einfluss der Formgebung auf der Grundlage der Modelluntersuchungen im Maßstab 1:10, Februar 1989, Bundesanstalt für Wasserbau, BAW-Nr. 73616 (unveröffentlicht)

BETTZIECHE, V., ROESLER, F., MOSCHNER, U. 2004: Kostengünstige Instandsetzung der Glörstaumauer mittels Dränagestollen und Sanierung des luftseitigen Mauerwerks durch Spritzbeton; 13. Deutsches Talsperrensymposium in Weimar 2004, Fachbeitrag auf der Begleit-CD

BILLINGTON, D. P., JACKSON, D. C. 2006: Big dams of the new deal era: a confluence of engineering and politics; University of Oklahoma Press, Norman, Publishing Division of the University; ISBN 0-8061-3795-9

CRS 2006: Congressional Research Service, Report RL33682; Sacramento Flood Control and Folsom Dam: Recent Action and Current Issues; October 6, 2006; <http://wikileaks.org/wiki/CRS-RL33682>, gelesen am 27.07.2010

FRIZELL, W. 1999: Hydraulic Model Studies of Aeration Enhancements at the Folsom Dam Outlet Works: Reducing Cavitation Damage Potential, http://www.usbr.gov/pmts/hydraulics_lab/wfrizell/folsomO_and_M.PDF, gelesen am 18.02.2010

- GERECKE, P. 1925: Die Diemeltalsperre, in: Zeitschrift für Bauwesen 1925, Heft 10 bis 12 (Ingenieurbauteil) S. 93-104
- HAUFE, H. 2014: Zwischenauslässe an Talsperren – Beispiele, Bemessung, Konstruktion, Nachrüstung, Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen Heft 51, Selbstverlag der Technischen Universität Dresden, ISBN 987-3-86780-393-9, 2014
- HEIMANN, H. 1994: Erneuerung der Notauslässe, In: Edertalsperre 1994, Festschrift der Wasser- und Schifffahrtsdirektion Mitte; Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes
- IWASA, Y., NAKAGAWA, H. 1965: Historical development and some experiences of energy dissipater at multi purpose projects in Japan, Bulletin of the Disaster prevention Research Institute (14(3): 65-82, 1965
- ISBESTER, T.J. 1971: Hydraulic Model Studies of the Folsom Spillway-Outlet Junction, REC-ERC-71-12, Bureau of Reclamation, Denver, CO, 1971
- KINOUCHI, Q., KATO, K., GODA, Y. 1994: Excavating a Tunnel in a Concrete Gravity Dam Using an Abrasive Water Jet Robot to Install Outlet Facility for Maintaining Constant River Flow; International Commission on Large Dams; C. 4; Durban 1994
- LFUG 2004A: Ereignisanalyse – Hochwasser August 2002 in den Osterzgebirgsflüssen, Sächsisches Landesamt für Umwelt und Geologie, 2004
- LFUG 2004B: Ereignisanalyse – Hochwasser August 2002 in den Osterzgebirgsflüssen - Managementreport, Sächsisches Landesamt für Umwelt und Geologie, 2004
- NAKAE, K., HAMADA, K., KASHIWAI, J., SAKURAI, T. 2006: New type radial gates for Tomata dam; International Commission on Large Dams; Q. 84 – R. 39; Barcelona 2006
- RIßLER, P. 1998: Talsperrenpraxis; R. Oldenbourg Verlag München Wien, 1999
- RUHRVERBAND 2010: Biggetalsperre; Informationsbroschüre; Ruhrverband, Abteilung Information und Öffentlichkeitsarbeit, <http://www.ruhrverband.de/fileadmin/pdf/presse/gewaesser/biggetalsperre.pdf>, gelesen am 03.11.2010
- SCHUMANN, A., SIEBER, H.-U. 2004: Hochwasserbemessung von Talsperren – Lehren aus dem Auguthochwasser 2002 in Sachsen, 13. Deutsches Talsperrensposium in Weimar, Oktober 2004
- SIEBER, H.-U. 2003: Talsperren als multifunktionale Anlagen, In: wwt 12/2003, S. 17-21
- TAKASU, S., YAMAGUCHI, J. 1988: Principle for Selecting Type of Spillway for Flood Control Dams in Japan; International Commission on Large Dams; Q. 63, R. 19; San Francisco 1988
- UESAKA, T., SATO, N., IWASHITA, T., SAKAMOTO, N. 2009: International Symposium on Climate Change, Future Challenge of Dams, The 6th East Asian Area Dam Conference in

Korea, Oct. 25-31, 2009, <http://www.pwri.go.jp/eng/activity/pdf/reports/iwashita091025.pdf>,
gelesen am 21.07.2010

USBR 1946: The Hydraulic Design of a Control Gate for the 102- inch Outlets in Shasta Dam, Central Valley Project, California; Hydraulic Laboratory Report No. 201, U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Denver, Colorado, 1946

USBR 1948: The Development of High Head Outlet Valves, Hydraulic Laboratory Report No. HYD-240, U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Denver, Colorado, 1948

USBR 1980: Hydraulic Laboratory Techniques, A guide for applying engineering knowledge to hydraulic structures based on 50 years of research and testing experience, U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Denver, Colorado, 1980

USBR 1999: Appraisal Assessment of the Potential for Enlarging the Shasta Dam and Reservoir, U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, 1999

USBR 2001: Arrowrock Dam Mid-Level-Outlet Works Rehabilitation Concept 48-in Clamshell Gate Concept, U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Technical Service Center, Water Resources Research Laboratory, Denver, Colorado, 2001

USBR 2004: Model Study of the Enlarged Outlets at Folsom Dam, U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Technical Service Center, Water Resources Research Laboratory, Denver, Colorado, 2004, http://www.usbr.gov/pmts/hydraulics_lab/pubs/HL/HL-2004-04.pdf

Optimierung der Drosselabflüsse zweier im Verbundsystem gesteuerter Hochwasserrückhaltebecken im Emschergebiet

Dipl.-Ing. Marc Krüger, M.Sc.¹
Dipl.-Hydr. Georg Johann¹
Dipl.-Ing. Christian Pohl²

¹Emschergenossenschaft und Lippeverband, Kronprinzenstr. 24, 45128 Essen

²DHI-WASY GmbH, Niederlassung Syke, Max-Planck-Straße 6, 28857 Syke

1 Einleitung und Fragestellung

Im Rahmen der Gewässerumgestaltung des Emschersystems, eines der größten Wasser-Infrastrukturprojekte Europas (EG, 2015), werden zurzeit durch die Emschergenossenschaft (EG) im Emscher-Oberlauf die zwei Hochwasserrückhaltebecken (HRB) Mengede und Ellinghausen gebaut. Beide HRB sind gemäß Planfeststellung so konzipiert, dass sie im Verbund zu steuern sind. Nach DIN 19700-12 (2004) kann das HRB Mengede als ein großes Becken und das HRB Ellinghausen als ein mittleres Becken klassifiziert werden (s. Abb. 1). Zusammen betrachtet kann durch dieses Verbundsystem ein Hochwasserrückhalteraum von insgesamt 1,75 Mio. m³ im Bedarfsfall aktiviert werden.

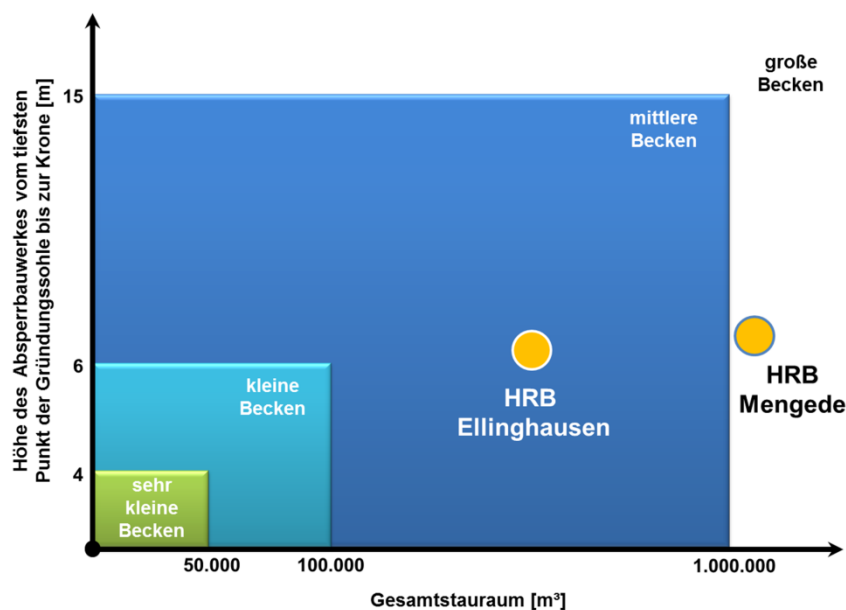


Abb. 1: Klassifizierung der HRB nach DIN 19700-12 (2004)

In der Ausführungsplanung stellte sich die Frage, ob bei diesen technischen Hochwasserschutzbauwerken die ökologischen Belange eine größere Berücksichtigung finden und gleichzeitig kosteneffizientere Lösungen bei stringenter Einhaltung des geplanten Schutzniveaus entwickelt werden könnten. Hierzu sollten Detailuntersuchungen insbesondere dahingehend erfolgen, inwieweit ein komplexes und kostenintensives Absperrbauwerk mit integriertem Auslassbauwerk und Hochwasserentlastungsanlage (HWEA) am oberstrom liegenden HRB Ellinghausen, bei gleichzeitiger nachhaltiger

Nutzung der bestehenden und teils anthropogen geprägten Gewässermorphologie der Emscher, eingespart werden kann.

Doch welche hydraulischen Auswirkungen hätte eine solche Umbaumaßnahme auf die Planungen des unterstrom liegenden HRB Mengede sowohl für die zwischenzeitliche Bauphase (Zwischenzustand) als auch die zukünftige Endausführung (Endzustand) zur Folge (s. Tab. 1)?

Tab. 1: Bewertungsmatrix zur Einschätzung möglicher Auswirkungen auf die hydraulischen Bemessungsparameter des HRB Mengede im Zwischen- und Endzustand unter Berücksichtigung eines Wegfalls des Absperrbauwerkes am HRB Ellinghausen im Endzustand

		Verbundsystem		
		HRB Mengede		HRB Ellinghausen
		Zwischenzustand	Endzustand	Endzustand
Retentionsvolumen V	[m ³]	890.000	1.100.000	650.000
Bemessungshochwasser zufluss BHQ₃ = HQ₁₀₀	[m ³ /s]	108		
Drosselabfluss am Betriebsauslass des Auslassbauwerkes Q_D	[m ³ /s]	70 Ausreichend oder optimieren?	70 Ausreichend oder optimieren?	(30) Entfällt, da kein Absperrbauwerk.
Vollstau (Vollstauziel) Z_V	[mNN]	58	58	(62) Entfällt, da kein Absperrbauwerk.
Bemessungshochwasser stand BHW₁₀₀	[mNN]	≤ Z _V Eingehalten?	≤ Z _V Eingehalten?	(≤ Z _V) Bei freiem Rückstau eingehalten?

- Würde der planfestgestellte Drosselabfluss Q_D am Betriebsauslass des Auslassbauwerkes ausreichen oder müsste die Betriebssteuerung ggf. optimiert werden, um den bestehenden Hochwasserschutzgrad nicht zu gefährden?
- Wäre unter diesen Bedingungen das Gesamretentionsvolumen des HRB-Verbundsystems im Zwischen- und Endzustand ausreichend, um die Bemessungshochwasserzuflusswelle aufzunehmen und zurückzuhalten?
- Welche hydraulischen Interaktionen wären dann am oberstrom liegenden HRB Ellinghausen zu erwarten?
- Würde der sich dort einstellende Bemessungshochwasserstand BHW₁₀₀ bei freiem Rückstau unterhalb des alten entfallenden Vollstauziels liegen und wäre somit das bestehende Hochwasserschutzniveau noch ausreichend?

Dieser Beitrag stellt die Ergebnisse anhand ausgewählter Variantenbetrachtungen vor. Die Berechnungen erfolgten mithilfe eines instationären eindimensionalen hydrodynamisch-

numerischen Strömungsmodells (1D-HNM). Dabei wurden Lösungen insbesondere zur Steuerungsoptimierung am Auslassbauwerk des HRB Mengede entwickelt und zugleich deren Auswirkungen auf das gesamte Verbundsystem (z. B. Retentions- und Rückstauereffekte in der Gewässerstrecke zwischen beiden HRB) untersucht.

2 Untersuchungsgebiet

Die Lage des HRB Mengede und Ellinghausen innerhalb des 865 km² großen Einzugsgebietes der Emscher kann Abb. 2 entnommen werden.

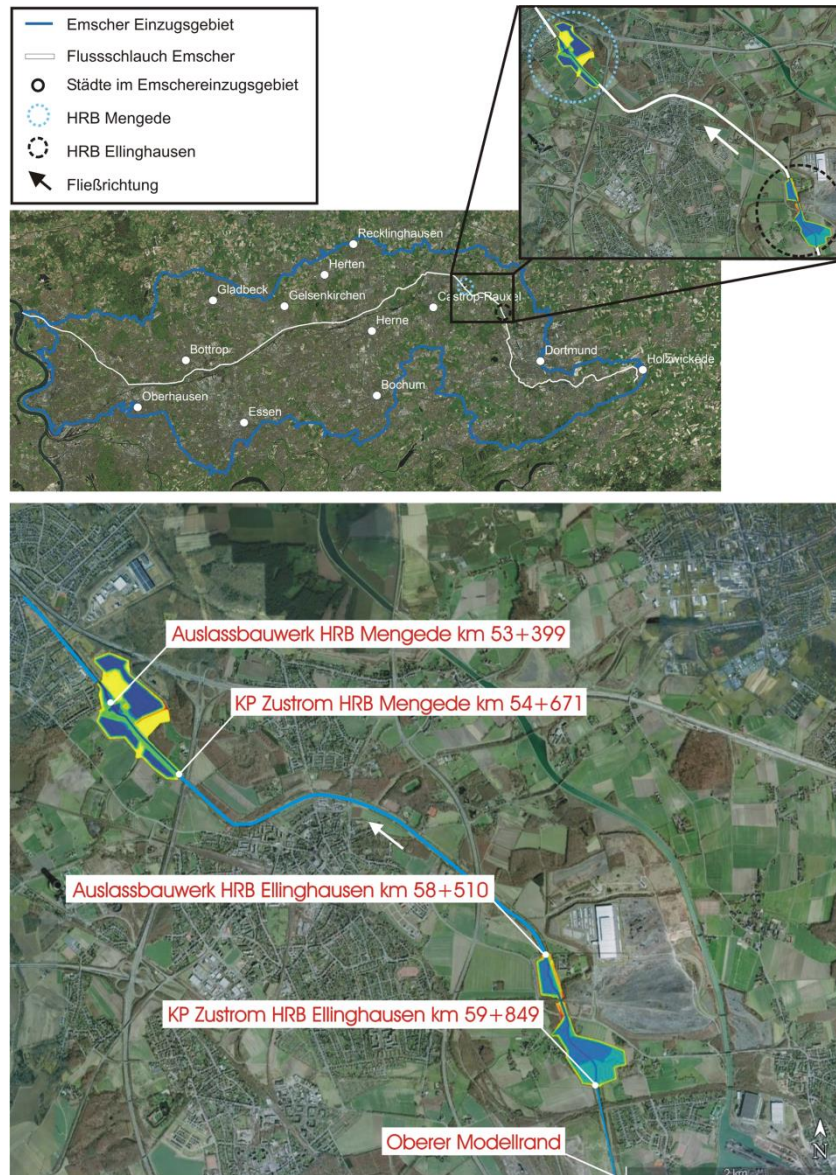


Abb. 2: Lageübersicht des HRB Mengede (Zwischenzustand) und HRB Ellinghausen (Endzustand) im Einzugsgebiet der Emscher (oben, unmaßstäblich) sowie Darstellungsausschnitt im Untersuchungsgebiet des HRB-Verbundsystems inkl. Modell-Gewässerstationierungskilometer (unten)

Beide HRB werden im Hauptschluss errichtet und liegen bezogen auf die Achse der Auslassbauwerke etwa 5,1 km voneinander entfernt. Während sich die Fläche des HRB

Mengede etwa jeweils zur Hälfte auf das Stadtgebiet von Dortmund und Castrop-Rauxel verteilt, befindet sich das Areal des HRB Ellinghausen vollständig auf dem Gebiet der Stadt Dortmund.

3 Bemessungslastfall

Für die Bemessung des gewöhnlichen Hochwasserrückhalteraums beider im Verbund gesteuerter HRB wurde die Bemessungshochwasserzuflusswelle (BHQ₃ = HQ₁₀₀), welche an der Emscher im statistischen Mittel mit einer Wiederkehrzeit von einmal in 100 Jahren auftritt, im nach DIN 19700-10 (2004) und 19700-12 (2004) maßgeblichen Hochwasserbemessungslastfall 3 zugrunde gelegt. Nach Planfeststellung ist diese mit einem Spitzenabfluss von $Q = 108 \text{ m}^3/\text{s}$ als Belastungseingangsgröße in das betrachtete Verbundsystem der beiden HRB heranzuziehen (vgl. oberen Modellrand in Abb. 2).

Die folgende Abb. 3 zeigt die Gangliniencharakteristik der Bemessungshochwasserzuflusswelle in Abhängigkeit von der Zeit.

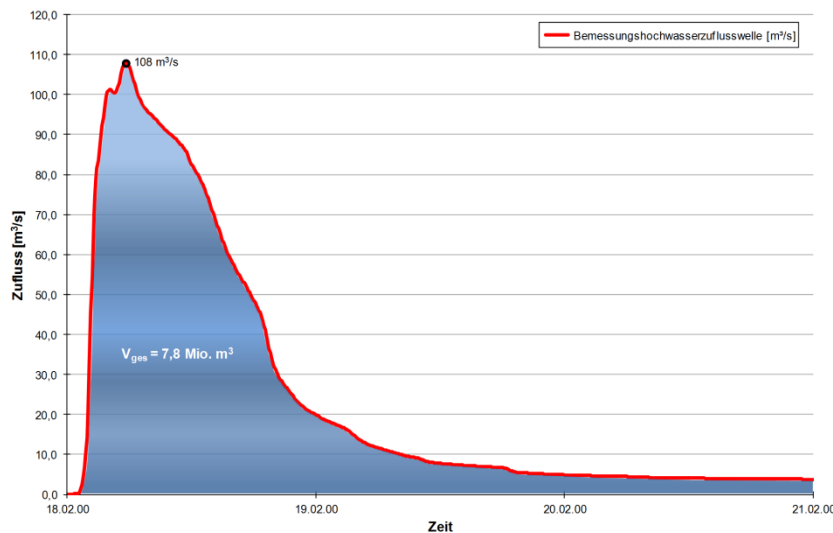


Abb. 3: Bemessungshochwasserzuflusswelle für das HRB-Verbundsystem im Hochwasserbemessungslastfall 3 (BHQ₃ = HQ₁₀₀)

Die Fülle dieser Bemessungszuflusswelle beinhaltet ein ungedrosseltes Gesamtvolumen von etwa 7,8 Mio. m³ Wasser.

4 Optimierung der HRB-Steuerung

4.1 Ausgangssituation

Sowohl der Bau des HRB Mengede als auch des HRB Ellinghausen soll der Gewährleistung des Hochwasserschutzes für die Unterlieger im Emscher-Unterlauf dienen. Da der Abwasserkanal Emscher parallel zu diesen Baumaßnahmen erfolgt und eine Abkopplung des Abwassers aus der Emscher und ihrer Nebengewässer erst zu einem späteren Zeitpunkt oberhalb des Verbundsystems vorgesehen ist, sieht die baubetriebliche Erstellung des HRB Mengede zwei Systemzustände vor.

Im Zwischenzustand werden die bestehenden Deiche der Emscher im Innenbereich des HRB Mengede nicht vollständig zurückgebaut und bilden eine Abgrenzung in vier einzelne Beckenteile (Becken A bis D). Dabei sollen die Becken A+B und C bautechnisch über seitliche und erosionssichere Einlaufschwellen ab einer vordefinierten Höhenkote eingeströmt werden, währenddessen beim Becken D auf eine Einlaufschwelle verzichtet und ein freier Einstau infolge Rückstau über die Dammoberkante des innenliegenden Emscherdeiches erfolgen soll (s. Abb. 4).

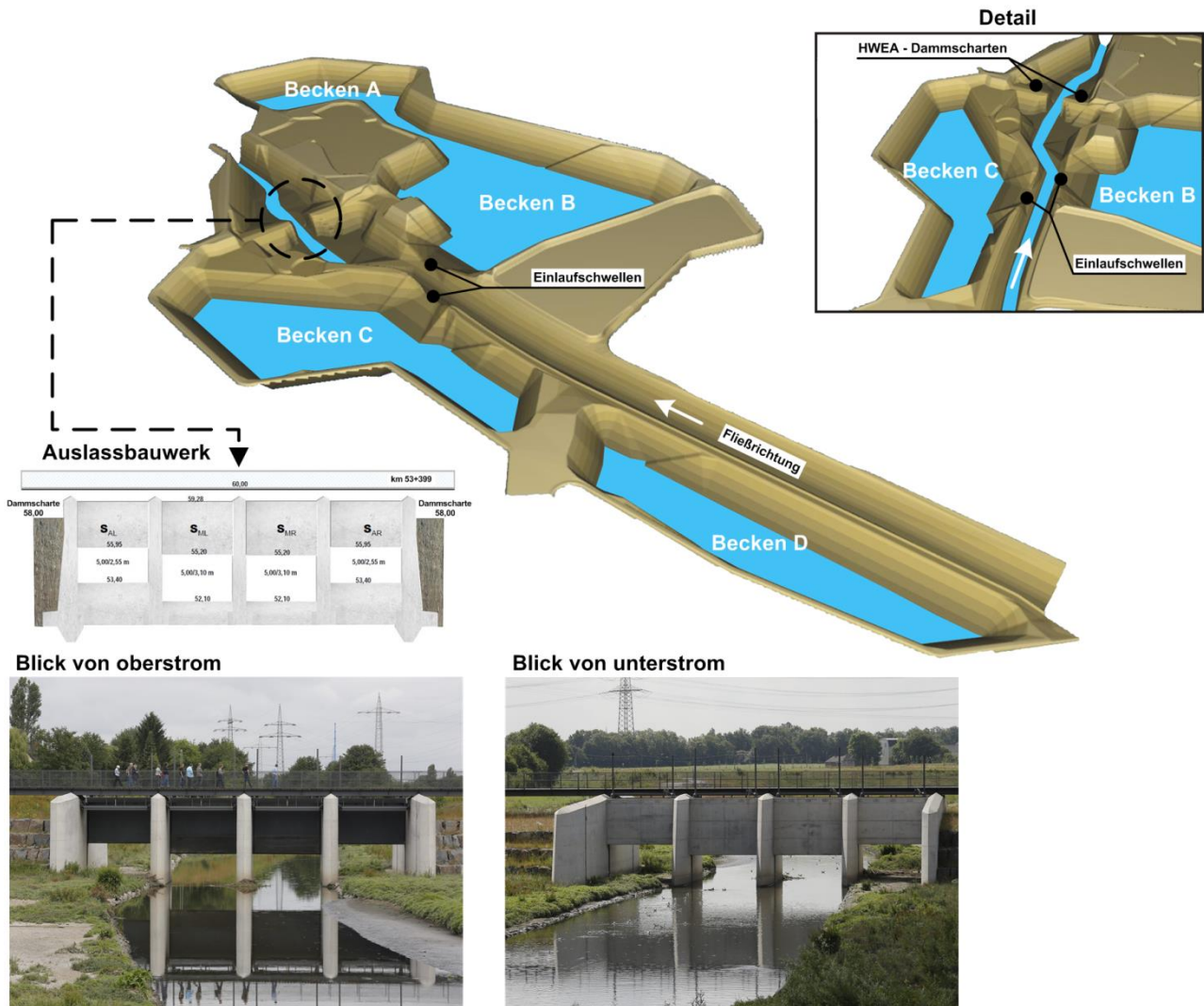


Abb. 4: HRB Mengede im Zwischenzustand als 3D-Szene inklusive Detailansicht und Blick auf das Absperrbauwerk mit integriertem Auslassbauwerk und HWEA mit erosionssicheren und überströmbaren, links- und rechtseitigen Dammscharten

Durch diese baubetrieblichen Maßnahmen soll eine mögliche Belastung des Beckens mit unverdünntem Mischwasser bei kleineren Hochwassern im Zwischenzustand reduziert werden. Nach Inbetriebnahme des Emscherkanals ist die Emscher oberhalb des Verbundsystems dann abwasserfrei und das HRB Mengede wird in den Endzustand überführt. Die innenliegenden Emscherdeiche werden entfernt und ein Komplettbecken entsteht. Gegenüber dem Endzustand ist der Hochwasserrückhalteraum im Zwischenzustand etwa 210.000 m³ kleiner (vgl. Tab. 1).

Vor dem Hintergrund eines geplanten Wegfalls des Absperrbauwerkes am HRB Ellinghausen und somit einer unmittelbaren Änderung am gesamten Verbundsystem wurden umfangreiche Detailuntersuchungen, insbesondere zur Steuerungsoptimierung am Auslassbauwerk des HRB Mengede, erforderlich. Im Folgenden werden die Voruntersuchung und die Variantenbetrachtungen kurz erläutert.

4.2 Voruntersuchung zum Nachweis der Planfeststellung

Zur Überprüfung der Funktionsfähigkeit des Verbundsystems auf Basis der planfestgestellten Genehmigungsplanung wurde in der Ausführungsplanung zunächst der Ursprungszustand der HRB inklusive beider Absperrbauwerke mit integriertem Auslassbauwerk und HWEA modelltechnisch abgebildet und hydraulisch nachgewiesen (Variante 0). Nachfolgend wird diese funktionierende Variante kurz beschrieben.

Variante 0: Simulation des HRB Mengede und Ellinghausen und deren Retentionsvolumina im planfestgestellten Endzustand; maximaler Drosselabfluss des HRB Mengede ins Unterwasser $Q_D = 70 \text{ m}^3/\text{s}$ bis zum Vollstauziel $Z_V = 58 \text{ mNN}$; maximaler Drosselabfluss des HRB Ellinghausen ins Unterwasser $Q_D = 30 \text{ m}^3/\text{s}$ bis zum Vollstauziel $Z_V = 62 \text{ mNN}$; die Auslassbauwerke sind jeweils mit vier Schützen ausgestattet, welche eine getrennte Steuerung der Innen- und Außenschütze vorsehen.

4.3 Variantenbetrachtungen im Zwischen- und Endzustand

Basierend auf der Variante 0, wurden die im Folgenden aufgeführten Variantenbetrachtungen im Zwischenzustand und Endzustand zur Steuerungsoptimierung durchgeführt. Je nach Variantenbetrachtung wurden dabei die Randbedingungen am Modell entsprechend angepasst, sodass nur Modifizierungen innerhalb der Untersuchungsgrenzen der hydraulisch nachgewiesenen Variante 0 vorgenommen wurden.

Variante 1: Simulation des HRB Mengede mit Absperrbauwerk (Auslassbauwerk und HWEA) im Zwischenzustand (Reduzierung des Retentionsvolumens) und des HRB Ellinghausen ohne Absperrbauwerk im Endzustand; maximaler Drosselabfluss des HRB Mengede ins Unterwasser $Q_D = 70 \text{ m}^3/\text{s}$ bis zum Vollstauziel $Z_V = 58 \text{ mNN}$; getrennte Steuerung der inneren und äußeren Schütze am Auslassbauwerk des HRB Mengede; seitliche Einlaufschwelle auf einer Höhe von 56 mNN.

Variante 2: Analog zu Variante 1, aber zudem Umstellung von getrennte auf synchrone Schützsteuerung, d. h. die Innen- und Außenschütze werden zeitgleich gesteuert.

Variante 3: Analog zu Variante 1 mit Erhöhung des maximalen Drosselabflusses des HRB Mengede ins Unterwasser auf $Q_D = 80 \text{ m}^3/\text{s}$ bis zum Vollstauziel $Z_V = 58 \text{ mNN}$.

Variante 4: Analog zu Variante 3, aber zudem Umstellung von getrennte auf synchrone Schützsteuerung, d. h. die Innen- und Außenschütze werden zeitgleich

gesteuert. Des Weiteren erfolgt eine Erhöhung der seitlichen Einlaufschwelle auf eine Höhe von 57,50 mNN.

Variante 5: Simulation des HRB Mengede mit Absperrbauwerk (Auslassbauwerk und HWEA) im Endzustand (gesamtes Retentionsvolumen) und des HRB Ellinghausen ohne Absperrbauwerk im Endzustand; maximaler Drosselabfluss des HRB Mengede ins Unterwasser $Q_D = 70 \text{ m}^3/\text{s}$ bis zum Vollstauziel $Z_V = 58 \text{ mNN}$; getrennte Steuerung der Innen- und Außenschütze am Auslassbauwerk des HRB Mengede.

Variante 6: Analog zu Variante 5, aber zudem Umstellung von getrennte auf synchrone Schützsteuerung, d. h. die Innen- und Außenschütze werden zeitgleich gesteuert.

4.4 Modelltechnik

Die Modellgrundlage der Genehmigungsplanung stellte ein stationäres 1D-HNM der EG dar. Da mit einem stationären Modell weder die Volumina von Hochwasserwellen, noch eine interaktive Steuerung der Drosselorgane am Auslassbauwerk von Absperrbauwerken abgebildet werden können, wurde für die erforderlichen Nachweisführungen der Ausführungsplanung das stationäre 1D-HNM, unter Berücksichtigung der hierin verwendeten Rauheiten, Ein- und Auslaufverluste für das Untersuchungsgebiet, in ein instationäres

1D-HNM (Softwareprodukte MIKE 11 - MIKE powered by DHI) überführt.

Das instationäre 1D-HNM basiert auf einer impliziten Finiten-Differenzen-Methode für die Modellierung von instationären Strömungen in Flüssen und Ästuarien. Es ermöglicht den Aufbau verzweigter und gekoppelter Flusssysteme, wie sie z. B. in Überschwemmungsgebieten auftreten. In dem hier betrachteten Modellgebiet finden Verzweigungen vornehmlich in der modelltechnischen Abbildung der einzelnen Beckenteile, die über Einlaufschwelle an den Hauptlauf der Emscher angeschlossen sind (vgl. Abb. 4), im Zwischenzustand des HRB Mengede Anwendung.

Die Berechnungsmethodik des instationären 1D-HNM setzt ein Strömungsverhalten voraus, bei dem über den gesamten Fließquerschnitt die hydraulischen Strömungsparameter (z. B. Wasserstand, Fließgeschwindigkeit etc.) gemittelt werden. Dabei ist die Strömungsrichtung eindimensional, d. h. parallel zur Hauptfließrichtung. Es können sowohl strömende als auch schießende Fließverhältnisse dargestellt werden. Dies geschieht mit einem numerischen Algorithmus, der sich den lokalen Strömungsverhältnissen anpasst und eine gleichzeitige Simulation von steilen Flussströmungen bis hin zu tidebeeinflussten Ästuarien in einem Modell zulässt. Die komplette nicht lineare ST. VENANT-Gleichung für offene Gerinne wird für alle Rasterpunkte numerisch gelöst.

In dieses instationäre 1D-HNM wurden in Abhängigkeit der zu untersuchenden Varianten, sofern erforderlich, die Betriebsregeln am Auslassbauwerk des HRB Mengede und Ellinghausen aus der Genehmigungsplanung implementiert, hinsichtlich der Ausführungsplanung überprüft und ggf. optimiert. Die Umsetzung der Betriebsregelung

erfolgte über Kontrollvariablen in Zusammenhang mit den auszuführenden Steuerungsanweisungen (z. B. löst nach der Genehmigungsplanung ein bestimmter Wasserstand einen vorgegebenen Drosselabfluss aus). Auf diese Weise konnten zeitabhängige Prozesse berechnet und Auswirkungen der Baumaßnahmen im gesamten strömungs- und retentionswirksamen Bereich des HRB-Verbundsystems auf die Hochwasserganglinie untersucht werden.

Da das stationäre 1D-HNM der Genehmigungsplanung im Bereich der HRB noch die reinen Doppeltrapezquerprofile der Emscher enthielt (s. Abb. 5), mussten zudem die Beckengeometrien in das instationäre 1D-HNM der Ausführungsplanung nachträglich integriert werden.



Abb. 5: Emscher mit charakteristischem Doppeltrapezprofil und Blick auf die Engstelle „Damm-Zechenbahn“ (s. Abb. 6, rechts) im Untersuchungsgebiet

Hierzu wurden die digitalen Geländemodelle (DGM) der HRB mit einer Rasterauflösung von 1,0 m x 1,0 m herangezogen und die entsprechenden Systemzustände (Zwischen- und Endzustand) anhand repräsentativer Querprofile implementiert, sodass die Volumina der Retentionsräume korrekt abgebildet wurden (s. Abb. 6).

Eine Validierung der Beckenvolumina erfolgte mithilfe von Softwarewerkzeugen aus MIKE 11. Die entsprechende Methodik fand auch in den Ergebnisauswertungen Einzug, um die Restvolumina der Becken oder entsprechende Volumendefizite ermitteln zu können.

Für die hydraulischen Nachweisführungen wurde, wie bereits unter Abschnitt 3 erläutert, eine planfestgestellte Bemessungszuflusswelle von $BHQ_3 = HQ_{100} = 108 \text{ m}^3/\text{s}$ herangezogen und als Belastungseingangsgröße oberhalb des HRB Ellinghausen in das instationäre 1D-HNM implementiert. Das Gesamtmodell dieses 1D-HNM erstreckt sich insgesamt über eine Länge von etwa 11 km. Es wurde dabei darauf geachtet, dass sowohl der obere, als auch der untere Modellrand genügend Abstand zum Untersuchungsgebiet

hat, um mögliche Störeinflüsse aus den Randbedingungen ausschließen zu können (vgl. Abschnitt 2, Abb. 2).

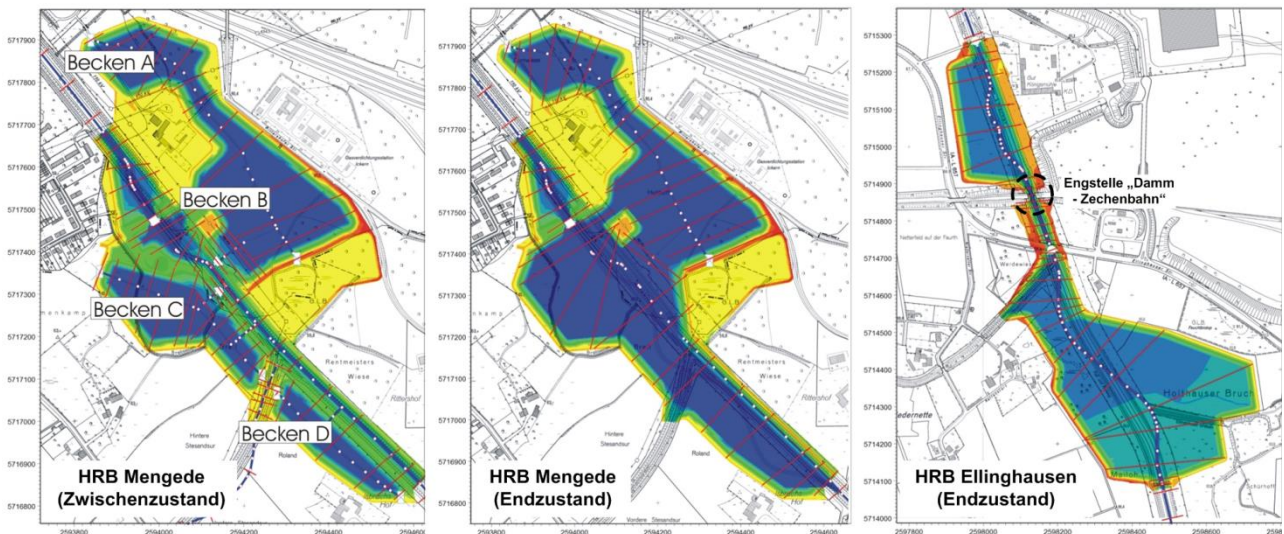


Abb. 6: DGM des HRB Mengede im Zwischenzustand (links) und Endzustand (mittig) sowie des HRB Ellinghausen im Endzustand (rechts). Zur besseren Übersicht sind die repräsentativen Querprofile zur modelltechnischen Abbildung der Beckenvolumina im instationären 1D-HNM rot dargestellt.

5 Lösungen

Aufgrund des Wegfalls des Absperrbauwerkes am oberstrom liegenden HRB Ellinghausen wurde zunächst die Wirkungsweise dieser Maßnahme auf die Bemessungshochwasserzuflusswelle aus Abschnitt 3 untersucht (s. Abb. 7).

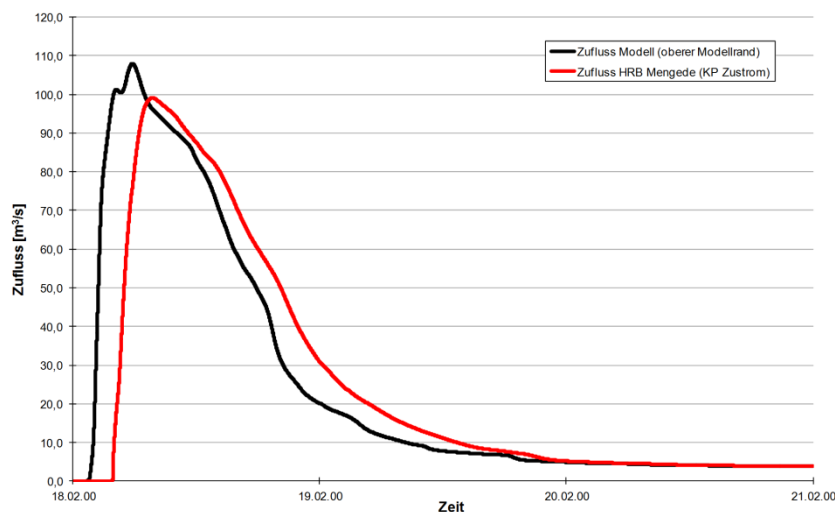


Abb. 7: Dämpfungwirkung des HRB Ellinghausen ohne Absperrbauwerk auf die Bemessungszuflusswelle des HRB-Verbundsystems und resultierende Zuflusswelle zum HRB Mengede

Die schwarze Linie kennzeichnet dabei den Bemessungszufluss zum HRB Ellinghausen (vgl. Abb. 3) und die rote Line den zeitlich versetzten, verformten und gedämpften Zufluss zum HRB Mengede.

Durch die hydraulische Engstelle „Damm - Zechenbahn“ (vgl. Abb. 5 und Abb. 6, rechts), die oberhalb dieser Einschnürung befindliche starke Beckenaufweitung sowie weiteren Retentionseffekten im Gewässer wird der Spitzenabfluss von $Q = 108 \text{ m}^3/\text{s}$ auf etwa $Q = 99 \text{ m}^3/\text{s}$ am Zuflusspunkt des HRB Mengede gedämpft. In den folgenden Lösungsentwicklungen lag dieser Sachverhalt immer zugrunde. Des Weiteren lag das Augenmerk auf der Optimierung der Steuerung am Auslassbauwerk und der baulichen Ausgestaltung des HRB Mengede im Zwischenzustand und Endzustand (vgl. Abb. 6, links und mittig).

Die in Abschnitt 4.2 aufgeführten und beschriebenen Variantenbetrachtungen zeigten nur für die Variante 4 im Zwischenzustand und die Variante 6 im Endzustand eine positive Nachweisführung. Für alle anderen Varianten (Variante 1, 2, 3 im Zwischenzustand und Variante 5 im Endzustand) waren die erforderlichen Nachweise nicht erfüllt. In nachfolgender Abb. 8 wird beispielhaft ein Zwischenergebnis während des Optimierungsprozesses im Zwischenzustand des HRB Mengede aus der nicht zielführenden Variante 2 dargestellt.

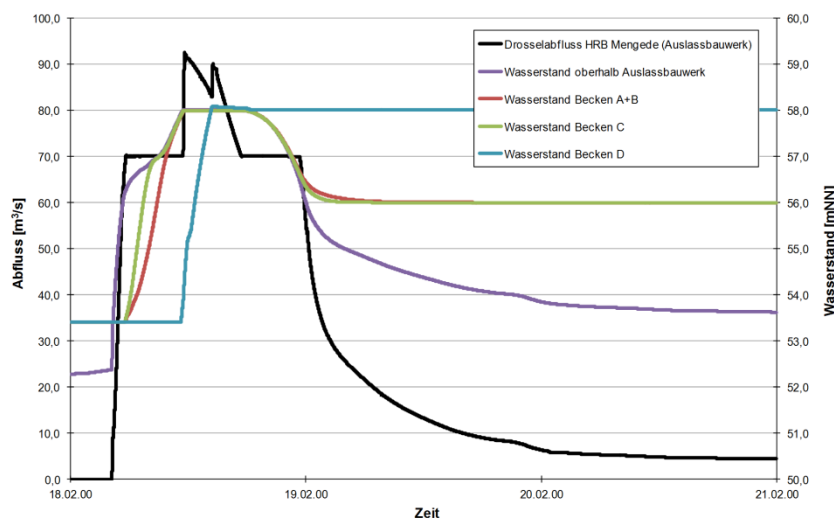


Abb. 8: *Füllverhalten des HRB Mengede im Zwischenzustand am Beispiel der Variante 2 mit Verletzung der Drosselabflussbegrenzung von $Q_D = 70 \text{ m}^3/\text{s}$ bei gleichzeitiger Einhaltung des Vollstauziels $Z_V = 58 \text{ mNN}$*

Hierbei wird deutlich, dass die Drosselabflussbegrenzung von $Q_D = 70 \text{ m}^3/\text{s}$ verletzt wird, obwohl alle Beckenteile A bis D den einzuhaltenden Zielwasserstand bei Vollstau von $Z_V = 58 \text{ mNN}$ nicht überschreiten. Demzufolge wäre in der Variante 2 ein Defizit im Rückhalt zu erwarten, das nur mit einem erhöhten Drosselabfluss am Auslassbauwerk kompensiert werden könnte (vgl. schwarze Linie in Abb. 8 oberhalb $Q_D = 70 \text{ m}^3/\text{s}$). Dieses Verhalten ist mit einer zu frühen Aktivierung und Aufzehrung des Hochwasserschutzraumes der einzelnen Speicherbecken zu erklären. Aus diesem Grund wurden Modifikationen an den seitlichen Einlaufschwelenhöhen der Becken A+B und C,

eine Optimierung des Drosselabflusses sowie der Schützsteuerung am Betriebsauslass des Auslassbauwerkes im Zwischenzustand des HRB Menge erforderlich.

In der Variante 4 (HRB Menge im Zwischenzustand) lag deshalb der Fokus auf der Steuerungsoptimierung der Drossel auf $Q_D = 80 \text{ m}^3/\text{s}$ am Auslassbauwerk des HRB Menge und Modifikation der Einlaufschwellehöhe auf 57,50 mNN an den Becken A+B und C. Mit den genannten Anpassungen konnten die in Abb. 9 dargestellten Resultate erzielt werden.

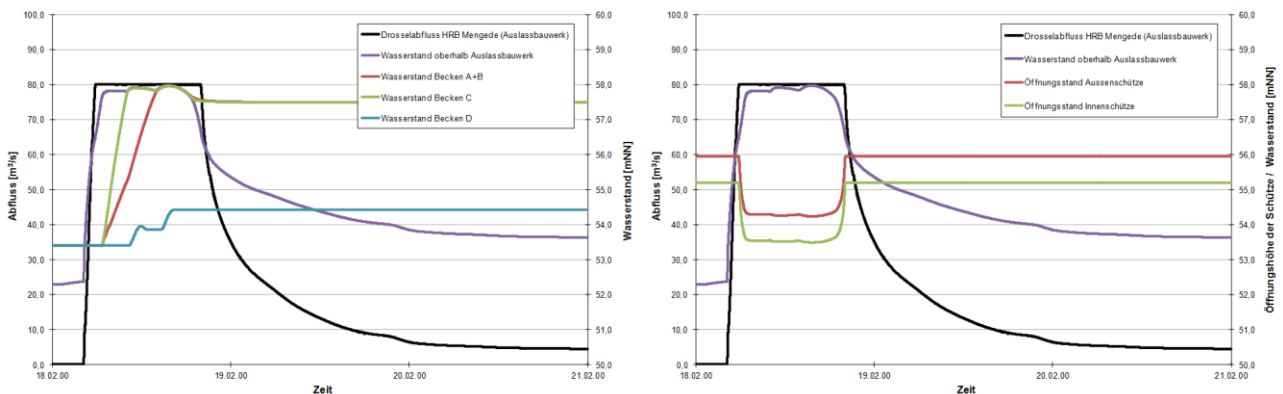


Abb. 9: Füllverhalten des HRB Menge im Zwischenzustand unter Berücksichtigung eines Wegfalls des Absperrbauwerkes am HRB Ellinghausen und gleichzeitiger Erhöhung des Drosselabflusses auf $Q_D = 80 \text{ m}^3/\text{s}$ am HRB Menge (links) sowie synchrone Schützsteuerung der Innen- und Außenschütze mit zugehörigen Abflüssen und Wasserständen am HRB Menge (rechts)

Die Abb. 9 (links) zeigt das Füllverhalten der einzelnen Becken, die sich gestaffelt füllen. In beiden Abbildungen verdeutlicht die schwarze Linie, dass der Drosselabfluss von $Q_D = 80 \text{ m}^3/\text{s}$ eingehalten wird.

Sowohl in Abb. 9 (links) als auch in Abb. 9 (rechts) ist an der lila Linie deutlich zu erkennen, dass der anvisierte Zielwasserstand bei Vollstau von $Z_V = 58 \text{ mNN}$ nicht überschritten wird und die Anforderungen an das HRB Menge eingehalten werden. Sobald der Wasserstand kurz oberhalb des Auslassbauwerkes durch freien Rückstau die Einlaufschwellehöhe von 57,50 mNN übersteigt (vgl. lila Linie in Abb. 9, links), werden die Becken A+B und C eingeströmt (vgl. grüne und rote Linie in Abb. 9, links). Der Einstau des Beckens D ab einer Wasserstandshöhe größer 58 mNN erfolgt dann infolge der Retentionswirkung der Becken A+B und C zeitverzögert (vgl. blaue Linie in Abb. 9, links).

Auf der rechten Seite in Abb. 9 wird zu dieser Variante die notwendige Schützsteuerung aufgezeigt. Gut zu sehen sind die parallel verschobenen Öffnungshöhen der Schütze (Unterkanten der unterströmten Schützenpaare) mit synchronem Steuerungsverhalten (vgl. rote und grüne Linie in Abb. 9, rechts). Die Parallelverschiebung resultiert aus den unterschiedlichen Sohlhöhen der Schützöffnungen, die um etwa 1,3 m versetzt sind (vgl. Abb. 4). In der Variante 4 konnte somit die Nachweisführung der korrekten Wirkungsweise des HRB Menge im Zwischenzustand unter Berücksichtigung eines

Wegfalls des Absperrbauwerkes am HRB Ellinghausen für die Ausführungsplanung erbracht werden.

Um den Anforderungen der Genehmigungsplanung gerecht zu werden, musste in der Ausführungsplanung diese Nachweisführung allerdings auch für den späteren baulichen Endzustand des HRB Mengede als ein Komplettbecken mit voll ausgebauten Hochwasserrückhalteraum bei einem maximalen Drosselabfluss ins Unterwasser von $Q_D = 70 \text{ m}^3/\text{s}$ erbracht werden (vgl. Abb. 6, mittig). Untersuchungen in der Variante 5 (getrennte Schützsteuerung) zeigten, dass trotz des gegenüber dem Zwischenzustand um 210.000 m^3 vergrößerten Retentionsraumes (vgl. Tab. 1), im Endzustand bei einem Drosselabfluss von $Q_D = 70 \text{ m}^3/\text{s}$ ein Defizit im Rückhalt zu erwarten gewesen wäre. Die getrennte Schützsteuerung aus der Genehmigungsplanung hätte hier zu einem verfrühten und zu starkem Einstau des Rückhalterumes geführt.

Erst die Optimierung der Steuerung auf eine synchrone Schützsteuerung in der Variante 6, bei der die Außen- und Innenschütze zeitgleich gesteuert werden, brachte eine wesentliche Verbesserung. Mit den genannten Anpassungen in der Variante 6 konnten die in

Abb. 10 dargestellten Resultate erzielt werden.

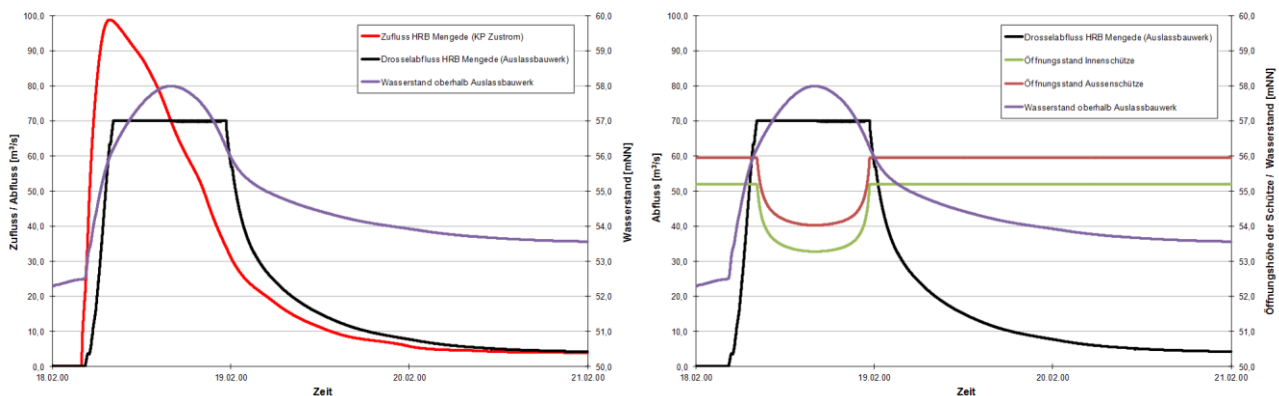


Abb. 10: Füllverhalten des HRB Mengede im Endzustand unter Berücksichtigung eines Wegfalls des Absperrbauwerkes am HRB Ellinghausen bei einem Drosselabfluss von $Q_D = 70 \text{ m}^3/\text{s}$ am HRB Mengede (links) sowie synchrone Schützsteuerung der Innen- und Außenschütze mit zugehörigen Abflüssen und Wasserständen am HRB Mengede (rechts)

Dabei wurde die Dämpfungswirkung des HRB Ellinghausen ohne Absperrbauwerk (vgl. Abb. 7) und die hieraus resultierende Zuflusswelle zum HRB Mengede, wie bereits in den Varianten zuvor, berücksichtigt (vgl. rote Linie in Abb. 10, links).

Es konnte gezeigt werden, dass der Zielwasserstand bei Vollstau von $Z_V = 58 \text{ mNN}$ eingehalten (vgl. lila Linie in Abb. 10 links und rechts) und der maximale Drosselabfluss $Q_D = 70 \text{ m}^3/\text{s}$ (vgl. schwarze Linie in Abb. 10 links und rechts) nicht überschritten wird. Zudem wird das Komplettbecken mit voll ausgebauten Hochwasserrückhalteraum gleichmäßig eingestaut und der zeitversetzte Retentionseffekt wird verdeutlicht.

Auf der rechten Seite in Abb. 10 wird zu dieser Variante die notwendige Schützsteuerung aufgezeigt. Gut zu sehen sind die parallel verschobenen Öffnungshöhen der Schütze (Unterkanten der unterströmten Schützenpaare) mit synchronem Steuerungsverhalten (vgl. rote und grüne Line in Abb. 10, rechts). Auch hier resultiert die Parallelverschiebung aus den unterschiedlichen Sohlhöhen der Schützöffnungen, die um etwa 1,3 m versetzt sind (vgl. Abb. 4).

Einen weiteren Überblick zur Funktionsfähigkeit des HRB Verbundsystems in der Variante 6 zeigt der hydraulische Längsschnitt aus dem instationären 1D-HNM in der folgenden Abb. 11 auf.

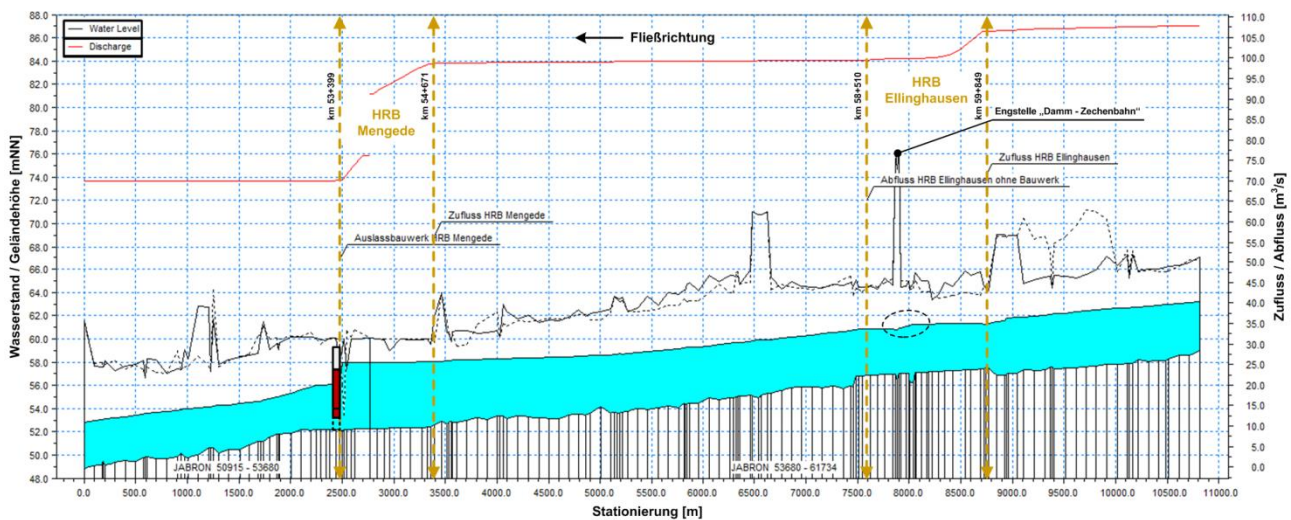


Abb. 11: *Hydraulischer Längsschnitt des instationären 1D-HNM für die Variante 6 mit maximalen Wasserständen, Zu- und Abflüssen im Untersuchungsgebiet. Die Stellung der Innen- und Außenschütze am Betriebsauslass des Auslassbauwerkes (dunkelrot) bezieht sich auf den Zeitpunkt, bei dem der maximale Wasserstand im HRB Mengede erreicht und gleichzeitig ein Drosselabfluss von $Q_D = 70 \text{ m}^3/\text{s}$ ins Unterwasser abgegeben wird.*

In diesem Längsschnitt werden die hydraulischen Berechnungsergebnisse (maximale Wasserstände, Zu- und Abflüsse) über eine Gesamtmodelllänge von etwa 11 km dargestellt. Die rote Abflusskurve in Abb. 11 zeigt dabei deutlich die Abflussreduktion im Bereich des HRB Ellinghausen aufgrund der Aufweitung des Retentionsraumes auf. Des Weiteren wird ersichtlich, dass eine natürliche Abflussregulierung bereits durch die anthropogen hergestellte Engstelle „Damm-Zechenbahn“ herbeigeführt wird und somit diese Verhalten infolge des einschnürungsbedingten Rückstau-effektes (s. schwarz gestrichelte ellipsenförmige Linie in Abb. 11) begünstigt wird.

Im Bereich des Auslassbauwerkes am HRB Mengede zeigt sich dann die erforderliche Abflussreduktion auf den Drosselabfluss von $Q_D = 70 \text{ m}^3/\text{s}$. Die hydraulischen Interaktionen in der Gewässerstrecke des HRB-Verbundsystems werden dabei an der resultierenden Stauwurzel sichtbar. Es wird deutlich, dass diese vom HRB Mengede bis zum HRB Ellinghausen reicht, d. h. das oberstrom liegende HRB Ellinghausen rückwärtig durch das HRB Mengede eingestaut wird. Die maximale Wasserspiegellage der Variante 6 im Bereich des HRB Ellinghausen liegt deutlich unterhalb des planfestgestellten

Vollstauziels der Variante 0 von $Z_V = 62$ mNN. Somit konnte auch eine Absenkung des Wasserspiegels im Bereich des HRB Ellinghausens erzielt werden.

Mithilfe der Umstellung auf eine synchrone Schützsteuerung konnte damit auch in der Variante 6 die Nachweisführung der korrekten Wirkungsweise des HRB Mengede im Endzustand unter Berücksichtigung eines Wegfalls des Absperrbauwerkes am HRB Ellinghausen für die Ausführungsplanung erbracht werden.

Die Beibehaltung des anthropogen hergestellten ehemaligen Bahndurchlasses „Damm - Zechenbahn“ stellt hierfür allerdings eine zwingende Voraussetzung dar (vgl. Abb. 5). Dieser begünstigt eine natürliche Abflussregulierung und unterstützt die positiven Effekte einer typengemäßen Gewässerentwicklung aus ökologischen Gesichtspunkten in der Ausführungsplanung ohne Absperrbauwerk tendenziell in gleicher Weise wie in der Genehmigungsplanung mit Absperrbauwerk am HRB Ellinghausen.

6 Zusammenfassung und Fazit

Im Zuge der Gewässerumgestaltung des Emschersystems werden zurzeit durch die Emschergenossenschaft im Emscher-Oberlauf die zwei Hochwasserrückhaltebecken (HRB) Mengede und Ellinghausen im Verbund gebaut.

In der Ausführungsplanung stellte sich die Frage, ob bei diesen technischen Hochwasserschutzbauwerken die ökologischen Belange eine größere Berücksichtigung finden und gleichzeitig kosteneffizientere Lösungen bei stringenter Einhaltung des geplanten Schutzniveaus entwickelt werden könnten. Insbesondere das Absperrbauwerk mit integriertem Auslassbauwerk und Hochwasserentlastungsanlage (HWEA) am oberstrom liegenden HRB Ellinghausen sollte, vor dem Hintergrund unterschiedlicher Systemzustände in den Bauphasen des Zwischenzustandes und des zukünftigen Endzustandes am unterstrom liegenden HRB Mengede, entfallen. Aufgrund des z. B. am HRB Mengede gegenüber dem Endzustand (ein Kompletts Becken) bereitgestellten kleineren Hochwasserrückhalteräume im Zwischenzustand (vier einzelne Beckenteile, wovon drei über Einlaufschwelle im Bedarfsfall eingeströmt werden) stand in diesem auch im HRB-Verbundsystem ein kleineres Gesamtretentionsvolumen zur Verfügung.

Seitens der Emschergenossenschaft wurden hierzu umfangreiche Detailuntersuchungen mit Lösungsentwicklungen durchgeführt, um die erforderlichen Nachweisführungen auch in der gegenüber der Genehmigungsplanung geänderten Ausführungsplanung sicherzustellen. Als ingenieurtechnisches Hilfsmittel wurde ein instationäres eindimensionales hydrodynamisch-numerisches Strömungsmodell (1D-HNM) im Untersuchungsgebiet aufgestellt. Mit diesem war es möglich, zeitabhängige Prozesse und Auswirkungen der Baumaßnahmen im gesamten strömungs- und retentionswirksamen Bereich des HRB-Verbundsystems auf die Bemessungshochwasserganglinie zu untersuchen.

Die hydraulischen Berechnungsergebnisse im Zwischenzustand zeigten, dass unter Berücksichtigung eines Wegfalls des Absperrbauwerkes am HRB Ellinghausen der planfestgestellte Drosselabfluss am HRB Mengede von $Q_D = 70$ m³/s auf $Q_D = 80$ m³/s

erhöht werden und Optimierungen an der Schützsteuerung des Betriebsauslasses erfolgen mussten (Umstellung von getrennter auf synchrone Schützsteuerung), um das anstehende Restvolumen der Hochwasserwelle oberhalb der Drosselabgabe noch aufnehmen und zurückhalten zu können. Im Endzustand konnte die Sicherstellung des planfestgestellten Drosselabflusses am HRB Mengede von $Q_D = 70 \text{ m}^3/\text{s}$, trotz des voll ausgebauten und gegenüber dem Endzustand um etwa 210.000 m^3 größeren Hochwasserrückhaltereaumes, ausschließlich mit einer Umstellung der Schütze am Betriebsauslass von getrennter auf synchrone Schützsteuerung erreicht werden. Die getrennte Schützsteuerung aus der Genehmigungsplanung hätte hier zu einem verfrühten und zu starkem Einstau des Rückhaltereaumes geführt, sodass ein Defizit im Rückhalt zu erwarten gewesen wäre.

Insgesamt wurde in beiden Systemzuständen der bestehende Hochwasserschutzgrad nicht gefährdet. Es konnte festgestellt werden, dass das oberstrom liegende HRB Ellinghausen durch die Stauwurzel am Auslassbauwerk des HRB Mengede rückwärtig eingestaut wird. Zugleich konnte eine Absenkung des Wasserspiegels gegenüber dem planfestgestellten Vollstauziel am HRB Ellinghausen erzielt werden.

Eine zwingende Voraussetzung für die Funktionsfähigkeit beider Systemzustände stellte allerdings die Beibehaltung des anthropogen hergestellten ehemaligen Bahndurchlasses „Damm - Zechenbahn“ im Bereich des HRB Ellinghausen dar. Dieser begünstigt eine natürliche Abflussregulierung und unterstützt die positiven Effekte einer typengemäßen Gewässerentwicklung aus ökologischen Gesichtspunkten in der Ausführungsplanung ohne Absperrbauwerk tendenziell in gleicher Weise wie in der Genehmigungsplanung mit Absperrbauwerk am HRB Ellinghausen.

Mit den durchgeführten Untersuchungen konnte gezeigt werden, dass mit einer Optimierung der Drosselabflusssteuerung am unterstrom liegenden HRB Mengede das Absperrbauwerk am oberstrom liegenden HRB Ellinghausen komplett entfallen kann. Alleine durch diese Maßnahme wäre eine Kosteneinsparung von etwa 20 % der Gesamtprojektkosten des im Bau befindlichen HRB Ellinghausen zu erwarten, ohne dass sich das Hochwasserschutzniveau im Untersuchungsgebiet nachteilig verändern würde.

Unter hydraulischen Gesichtspunkten wäre das HRB Ellinghausen folglich als Retentionsraum ohne technische Abflussregelung zu definieren. Sämtliche Vorgaben der DIN 19700-12 (2004) bzgl. der erforderlichen Standsicherheitsnachweise würden jedoch weiterhin erfüllt.

Somit könnte durch die Emschergenossenschaft auch im weiteren Verlauf des Emscher-Umbaus noch nachträglich ein Absperrbauwerk mit integriertem Auslassbauwerk und HWEA am HRB Ellinghausen vorgesehen werden, das als zusätzliches Sicherheitsventil gegenüber zukünftigen Hochwasserereignissen im HRB-Verbundsystem dienen könnte. Dabei wären auch die Nachweise der Hochwassersicherheit nach DIN 19700-12 (2004) im Hochwasserbemessungsfall 1 (Sicherstellung der Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit der Stauanlage) und 2 (Nachweis der Stauanlagensicherheit bei Extremhochwasser) erfüllt, welche in diesem Beitrag nicht näher erläutert wurden.

7 Schrifttum

DIN 19700-10 (2004): Stauanlagen - Teil 10: Gemeinsame Festlegungen. Berlin: Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN), Beuth Verlag.

DIN 19700-12 (2004): Stauanlagen - Teil 12: Hochwasserrückhaltebecken. Berlin: Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN), Beuth Verlag.

EG (2015): <http://www.eglv.de/wasserportal/emscher-umbau.html>, Emschergenossenschaft (EG), Essen, zuletzt aufgerufen am 13.01.2015.

Dammabdichtungen im Königreich Bhutan – Spezialtiefbau in exponierten Verhältnissen

Dipl.-Ing. Martin Heinrich

Bauer Spezialtiefbau GmbH, Schrobenhausen

1 Wasserkraft im Königreich Bhutan

Das Königreich Bhutan mit seiner Hauptstadt Thimphu liegt an der Südabdachung des Transhimalaya. Im Süden, Osten und Westen grenzt es an Indien, im Norden an Tibet (China).

Das Land ist mit einer Fläche von 39.000 km² und einer Einwohnerzahl von ca. 750.000 klein und wirtschaftlich sowie touristisch sehr wenig entwickelt. Mit einem BIP von ca. 2.000 USD pro Einwohner und Jahr muss das Land als arm bezeichnet werden. Dennoch haftet dem Land unter dem herrschenden König Jigme Khesar Namgyel Wangchuck der Ruf einer inneren Glückseligkeit an, der sich nicht zuletzt im Slogan „*Gross National Happiness is more important than Gross National Product*“ äußert.

Geografisch und geologisch ist das Land vom Himalaya-Gebirge geprägt. Der höchste Punkt liegt auf 7.554 müNN, der tiefste Punkt befindet sich gerademal 200 km entfernt auf 97 müNN. Mit Niederschlagsmengen von teilweise deutlich über 2.000 mm pro Jahr bietet das Land ein großes Potenzial nutzbarer Wasserkraft.

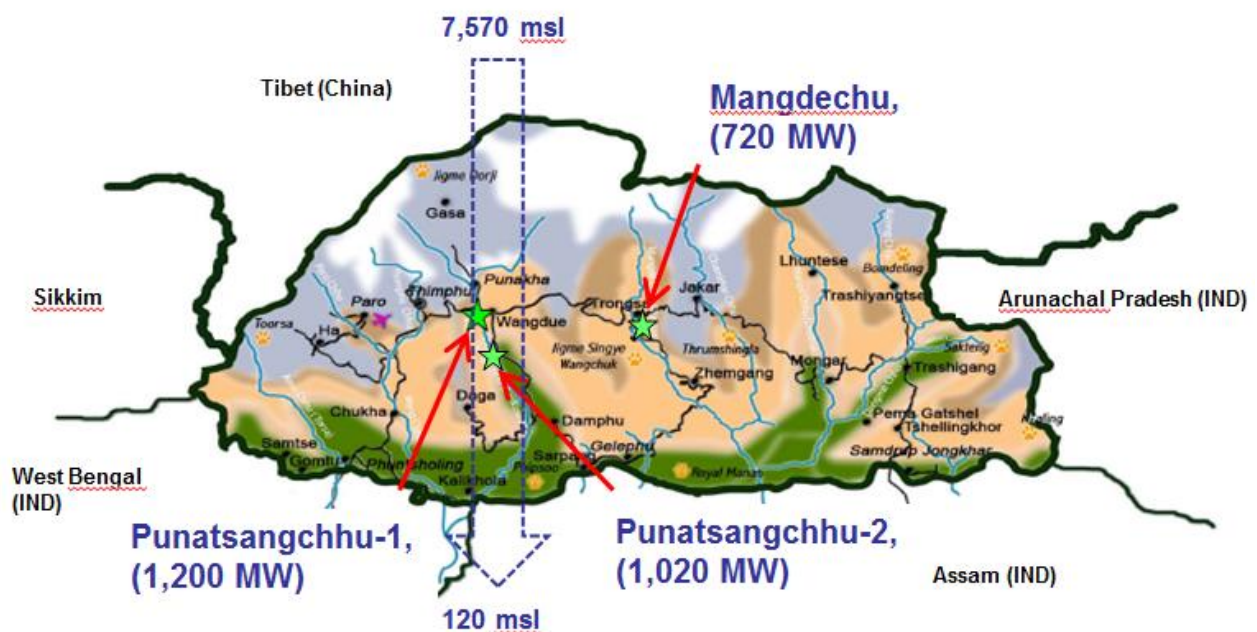


Abb. 1: aktuelle Wasserkraftprojekte in Bhutan

Um dem wirtschaftlich noch wenig entwickelten Land mit flächendeckender Elektrifizierung zu einem dezenten Wohlstand zu verhelfen, wird in den kommenden Jahren dieses Wasserkraft-Potential zunehmend erschlossen. Zurzeit sind drei Dammprojekte im Bau:

- Punatsangchhu-1 Hydro Electric Project 1,200 MW installierte Leistung
- Punatsangchhu-2 Hydro Electric Project 1,020 MW installierte Leistung
- Mangdechu Hydro Electric Project 720 MW installierte Leistung

2 Wasserkraftanlagen in Bhutan – prinzipielle Bauweise

Alle drei Kraftwerke sind Umleitungskraftwerke, bei denen die Einstauhöhe nur wenige Dutzend Meter beträgt. Topografisch liegen sie in tief eingeschnittenen Trogtälern. Die Bauweise ist grundsätzlich ähnlich:

- Herstellung der Umleitungsstollen und Ableiten des Flusses
- Herstellung des oberen und unteren Kofferdamms mit Untergrundabdichtungen
- Tiefe Baugrube für den Hauptdamm bis zum anstehenden Felshorizont
- Aufbau des Hauptdamms in RCC-Bauweise ohne weitere Untergrundabdichtung

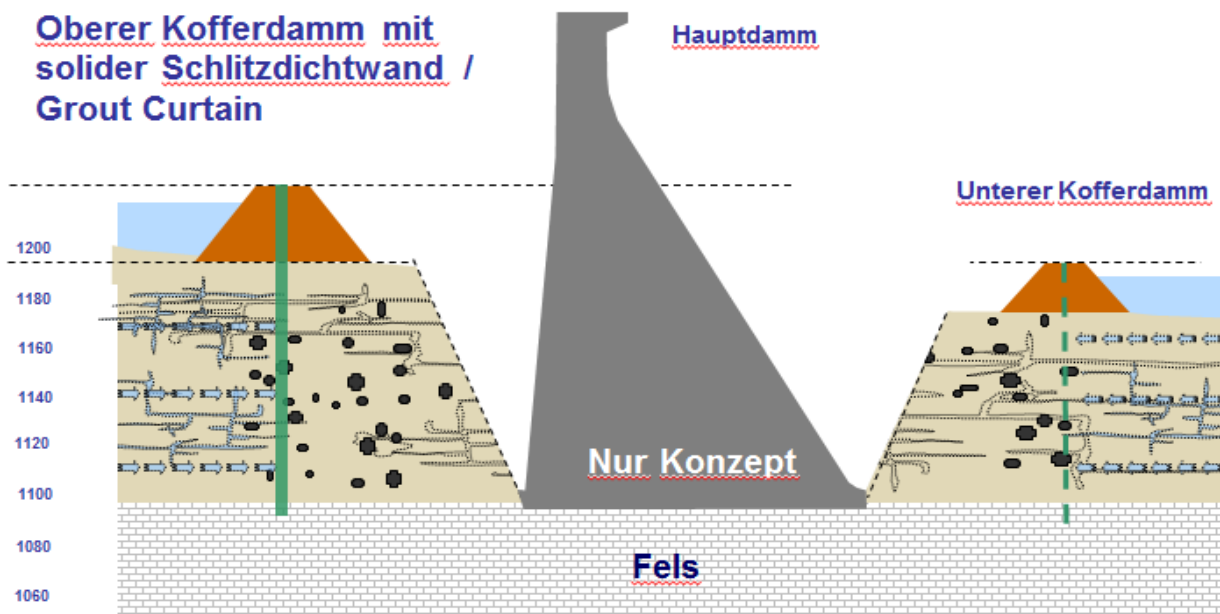


Abb. 2: Schematische Darstellung Herstellung des Dammes



Abb. 3: Punatsangchhu-1 HEP: Einlaufbauwerk und Oberer Kofferdamm, Bauzustand

3 Untergrundabdichtungen für die oberstromigen Kofferdämme

Die Geologie der drei Standorte ist recht ähnlich: Die stark eingeschnittenen Trogtäler sind mit sehr heterogenen, alluvialen Geschieben mit einer Mächtigkeit von bis zu 80 m überdeckt. Stark bindige Bodenpakete wechseln mit teilweise sehr locker gelagerten, wasserführenden Sand- und Kiesschichten. Alle Schichten enthalten Findlinge mit mehreren Metern Durchmesser. Der anstehende Fels besteht aus Granit und Orthogneisen mit Festigkeiten von bis zu 130 MPa.

Die Untergrundabdichtungen der oberen Kofferdämme reichen durch die Alluvia und binden in den kompetenten, weitgehend undurchlässigen Felshorizont ein. Eine der drei Dichtwände wird mittels dreireihiger Schleierinjektion ausgeführt, die andern beiden wurden mittels gefräster Schlitzdichtwände mit Tiefen bis zu 83 m hergestellt. Um zu vermeiden, dass die stark wechselnd gelagerten Bodenschichten mit den darin eingelagerten Felsblöcken und Findlingen in die aufgefahrenen Schlitzlöcher einbrechen, wurden dort auch Vorvergütungsmaßnahmen mit Manschettenrohr- und Schwergewichtsinjektion vorgenommen.

Tab. 1: Abdichtungsmaßnahmen der drei vorgestellten Dammprojekte

Abdichtungs- maßnahme Projekt	Gefräste Schlitzdichtwand	Vorvergütung	TaM Dichtwandschleier
Punatsangchhu-1	8.062 m ²	5.400 m Bohren 2.050 m ³ Grouting	-
Mangdechu	4.576 m ²	4.173 m Bohren 1.443 m ³ Grouting	-
Punatsangchhu-2 (am Laufen)	-	-	ca. 30.000 m Bohren ca. 11.000 m ³ Grouting

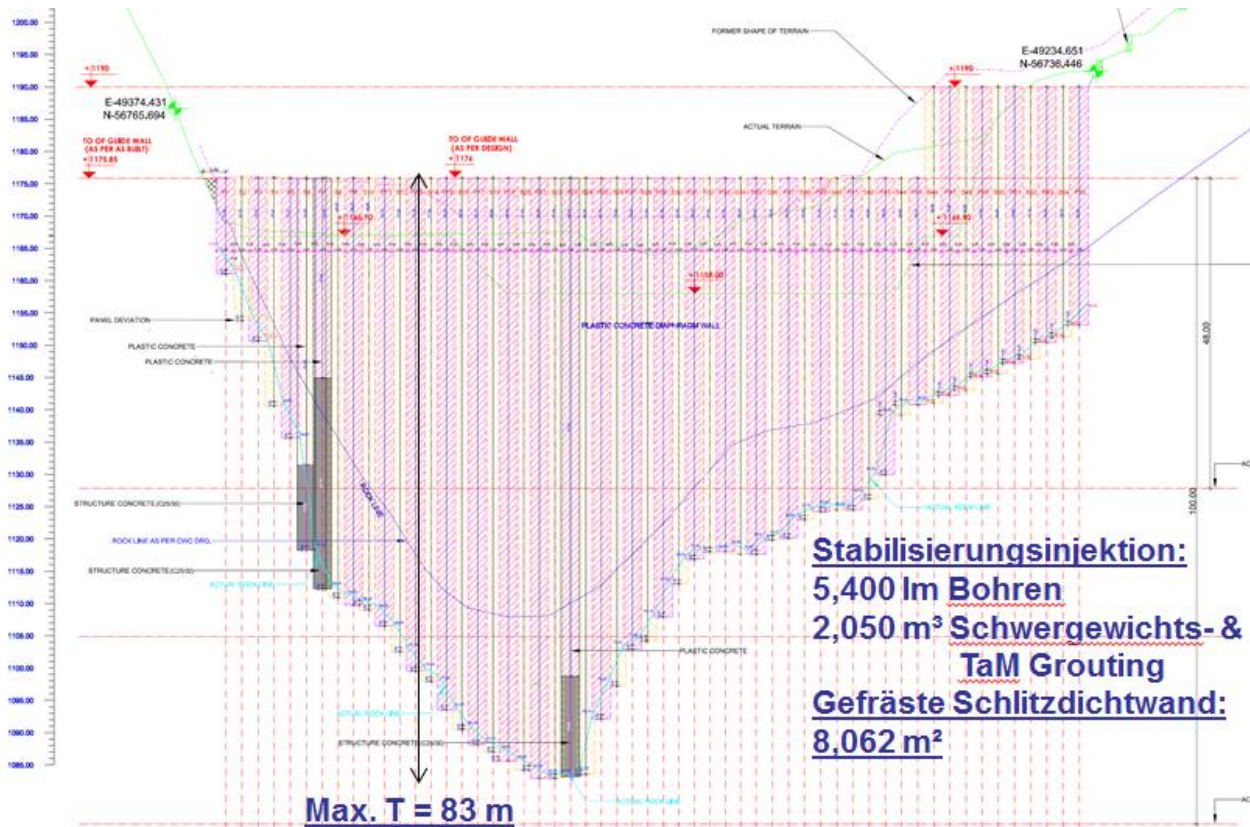


Abb. 4: Punatsangchhu-1 HEP – Abwicklung und Massen der oberstromigen Dichtwand



Abb. 5: Punatsangchhu-1 HEP – Herstellung der gefrästen Schlitzdichtwand

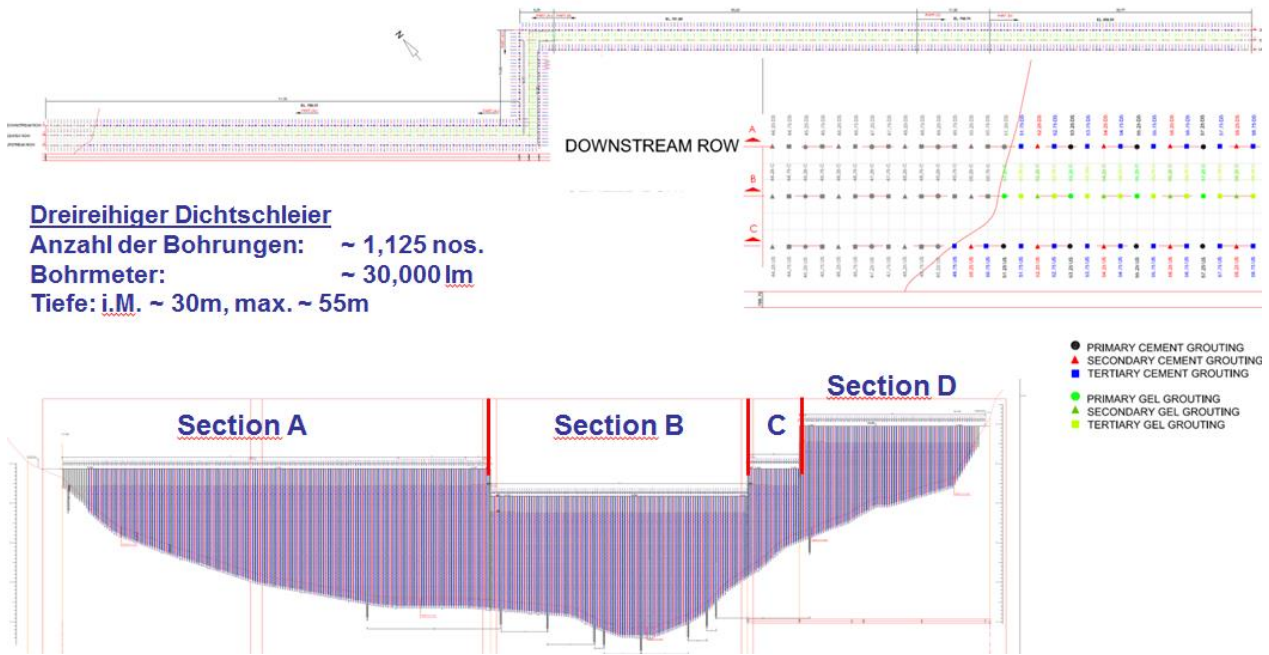


Abb. 6: Punatsangchu-2 HEP – Abwicklung und Massen der oberstromigen Dichtwand



Abb. 7: Punatsangchu-2 HEP – Herstellung des Dichtungsschleiers

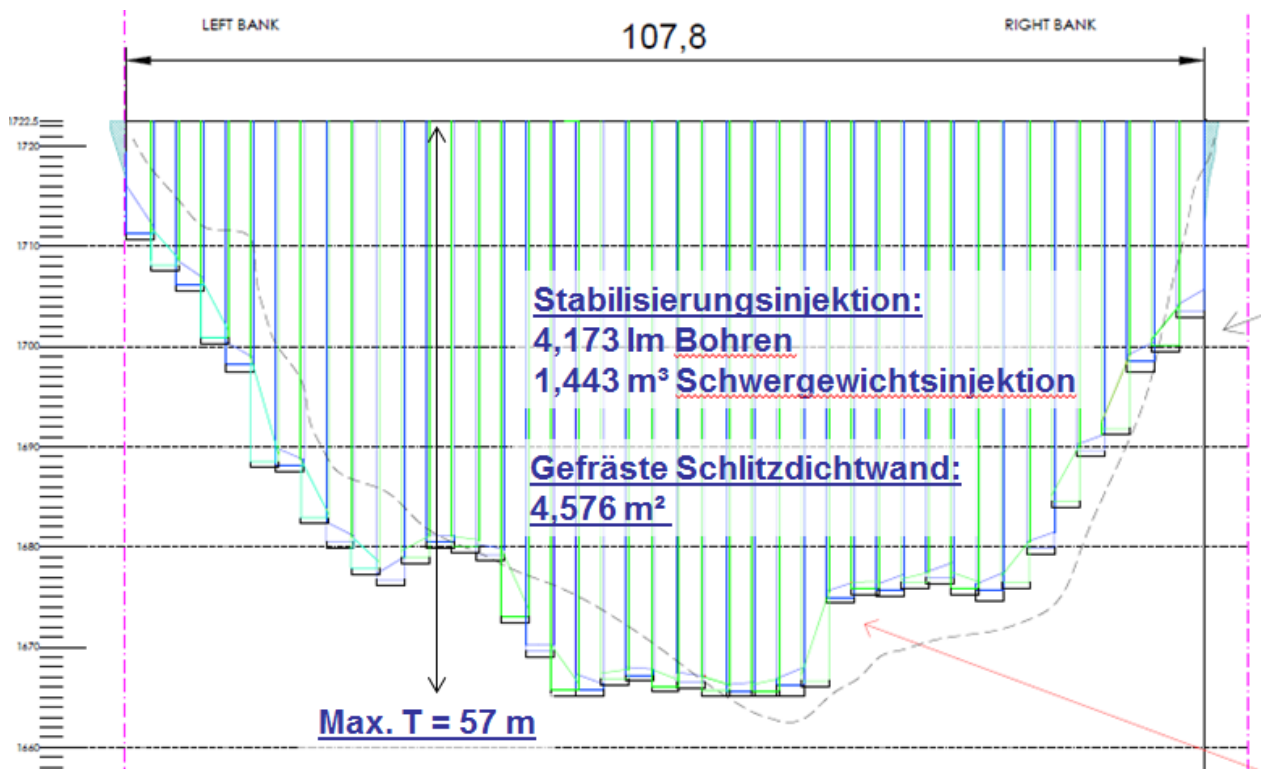


Abb. 8: Mangdechu HEP – Abwicklung und Massen der oberstromigen Dichtwand



Abb. 9: Mangdechu HEP – Herstellung der gefrästen Schlitzdichtwand

4 Exposition der Projekte

Die drei vorgestellten Dammabdichtungsmaßnahmen im Königreich Bhutan sind begleitet von einer Reihe technischer Anforderungen. Von Bedeutung sind aber auch die logistischen, organisatorischen und kulturellen Herausforderungen.

4.1 Technische Anforderungen

Die Erläuterung der technischen Anforderungen ist eigentlich nicht Gegenstand dieses Beitrags. Dennoch sei an dieser Stelle erwähnt, dass die drei äußerst anspruchsvollen Dichtwände qualitativ einwandfrei im Rahmen der geforderten Spezifikationen hergestellt werden konnten. Die maßgeblichen technischen Herausforderungen sind:

- Tiefe der gefrästen Schlitzdichtwände bis zu 83 m mit entsprechend hohen Anforderungen an die Herstellungstoleranzen
- Inhomogenität der alluvialen Böden mit vielen Findlingen besonderer Härte
- Steil einfallende Flanken des anstehenden Felshorizonts mit hoher Gesteinshärte
- „Dynamische Planung“ durch unzureichende bauseitige geotechnische Vorab-Erkundungen; schlecht planbarer Bauablauf

4.2 Logistische und administrative Herausforderungen

Projekte in einem weit entfernten, nahezu unbekanntem Land bieten eine Vielzahl logistischer, organisatorischer und kultureller Herausforderungen.

Entfernung und Kommunikation:

Bhutan ist auf Luftlinie ca. 7.300 km von Deutschland entfernt, auf Seeweg sind etwa 14.500 km zurückzulegen. Die Infrastruktur im Land ist unterentwickelt, sodass manch Mitarbeiter unweigerlich ein Gefühl der Entlegenheit überkommt.

Mobilisierung und Demobilisierung großer Baugerätschaft nach Bhutan:

Die Verkehrswege in Bhutan bestehen weitgehend aus Schotterpisten in größtenteils sehr schlechtem Zustand. Zu den einzelnen Baustellen müssen Passhöhen von 3.100 und 3.420 m_{üNN} überwunden werden. Für uns alltägliche Schwertransporte stellen in Bhutan eine außerordentliche Schwierigkeit mit hohem Risiko dar.

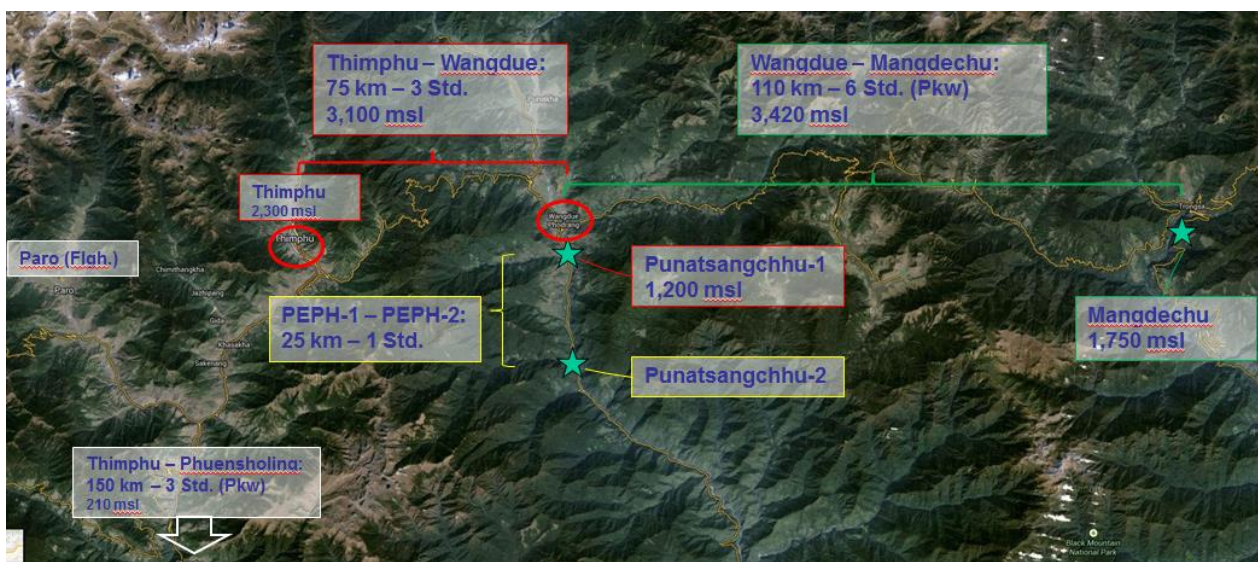


Abb. 10: Verkehrswege, Entfernungen und Zeitbedarf für Reisen in Bhutan

Baustellenlogistik und Ersatzteilmanagement:

Im Land Bhutan gibt es keine Ersatzteile für moderne Baugerätschaft und nur wenige im benachbarten Indien. Per Luftfracht können direkt nach Bhutan nur Kleinteile verbracht werden, wofür trotzdem mindestens zehn Tage Zeit eingerechnet werden muss. Seetransporte aus Deutschland via Kalkutta benötigen mindestens acht Wochen. Die Baustellen müssen bereits mit der Erstmobilisierung umfangreich mit allen erdenklichen Ersatz-, Reparatur- und Verschleißteilen ausgestattet werden. Nachlieferungen sind zeit- und kostenintensiv.

Zollabwicklung:

Allein für die Spezialtiefbauarbeiten wurden insgesamt mobilisiert und demobilisiert:

- ca. 1.600 Tonnen Gerätschaft und Komponenten
- größte Einzellasten von 80 Tonnen und kleinste Verpackungseinheiten von 2 Gr.
- Ca. 15.000 einzeln dokumentierte Versandvorgänge

Die Zollbehörden in Indien und Bhutan sind mit der Zollabwicklung solch großer Bauprojekte überfordert. Der immense Administrativaufwand bei der Zollabfertigung führt oft zu erheblichen Verzögerungen und damit einer gewissen Unsicherheit. Profunde Kenntnisse der indischen und bhutanischen Zollgesetze (und deren individuellen Auslegungen) sind nötig, um unerwünschte Überraschungen zu vermeiden.

Organisatorische und kulturelle Herausforderungen:

Auf den drei Dichtwand-Baustellen arbeitete ein multikulturelles Team mit insgesamt ca. 350 Mitarbeitern aus 17 Nationen, die drei großen Weltreligionen und unterschiedlichen Konfessionen angehören und über deutlich unterschiedliche Ausbildung verfügen. Ein gegenseitiges Verständnis und die Akzeptanz der verschiedenen Mentalitäten und Kulturen aller Mitarbeiter sowie des Gastlandes Bhutan ist eine elementare Notwendigkeit für den Erfolg solcher Projekte.

Arbeits- und Lebensbedingungen von Auslandsmitarbeitern:

Das Leben und Arbeiten viele tausend Kilometer von der Heimat entfernt ist kein leichtes Brot für die Auslandsmitarbeiter. Ungewohntes, sehr scharf gewürztes Essen einfachster Art, Unterbringung in spartanisch eingerichteten Baracken, instabile Internetnetze und die Kommunikation in fremden Sprachen sind dauerhaft anstrengend und zehrend. Andererseits können Mitarbeiter eines international tätigen Bauunternehmens auf solcherlei Projekten Aufgaben meistern, die sich deutlich von der Normalität abheben – und dabei vielleicht ein letztes Stück Abenteuer erleben.

5 Fazit

Trotz des hohen Expositionsgrades konnten die drei beschriebenen Dammabdichtungsprojekte im Königreich Bhutan technisch einwandfrei und zur besten Zufriedenheit der Bauherren abgewickelt werden.

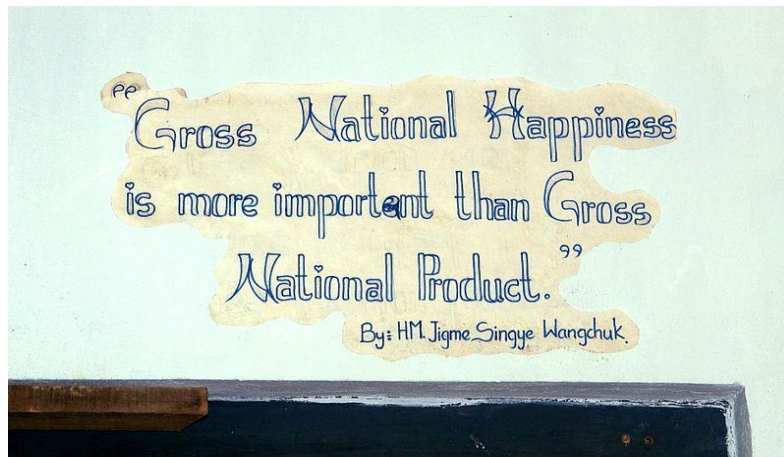


Abb. 11: Slogan des König Jigme Khesar Namgyel Wangchuck

Nicht invasive Untersuchungsmethoden zur Entwicklung von Sanierungsmaßnahmen im Wasserbau

Dr.-Ing. H. Hellebrand & Dr. rer. nat. C. Müller

HYDROSOL UG (haftungsbeschränkt)
Daufenbacher Str. 40A, D-54298 Orenhofen

PD Dr. rer. nat. C. Kneisel

Institut für Geographie und Geologie, Julius-Maximilians-Universität Würzburg
Am Hubland, D-97074 Würzburg

Dr. rer. nat. T. Kreiter

LP Engineering GmbH
Max-Planck-Str. 6, D-54296 Trier

1 Einführung

Geoelektrische Verfahren (Geoelektrische Tomographie: GET) werden eingesetzt, um die räumliche Verteilung der elektrischen Leitfähigkeiten bzw. der spezifischen Widerstände im Untergrund zu bestimmen. Als Ergebnis liefert die GET ein zwei- bzw. dreidimensionales Modell des oberflächennahen Untergrundes. Hauptanwendungsbereich der GET sind geologische, hydrogeologische, geomorphologische und bodenhydrologische Fragestellungen.

Im Rahmen der hier vorgestellten Projekte wurde die GET erfolgreich zur Entwicklung von Sanierungsmaßnahmen an zwei wasserbaulichen Anlagen eingesetzt. Durch den Einsatz der GET war es möglich, eine minimal-invasive Untersuchung des umgebenden Geländes sowie des Baugrunds durchzuführen, wodurch anschließende Kernbohrungen und Bodeninjektionen zielgerichtet und effizient angeordnet und Sanierungsmaßnahmen wirtschaftlich umgesetzt werden konnten.

Die GET kann und soll Kernbohrungen nicht ersetzen. Kernbohrungen liefern jedoch immer nur eine punktuelle Information des Untergrunds. Mehrere Bohrungen werden daher i.d.R. mittels geeigneter Verfahren (z.B. Kriging) zu flächendeckenden Information interpoliert. Grundvoraussetzung hierfür ist allerdings, dass der zu interpolierende Parameter eine homogene räumliche Autokorrelation aufweist, also keine sog. Bruchstellen oder sonstige „Störungen“ vorliegen. Eine Interpolation z.B. bei Hochwasserschutzdeichen ist kritisch zu sehen, wenn sich Schwachstellen („Störungen“) wie z.B. Wühltiere, Pipes, Unterspülungen usw. zwischen zwei Bohrungen befinden und durch den i.d.R. zugrunde liegenden 100m-Abstand der Bohrlöcher bisher nicht erkannt werden.

Die Methodik der GET liefert mit vergleichsweise geringem Aufwand einen, in Breite, Länge und Tiefe, flächendeckenden und lückenlosen Gesamteindruck des untersuchten

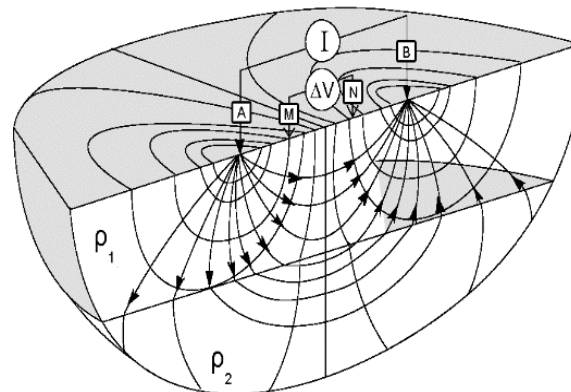
Untergrundes. Hierauf aufbauend können dann weiterführende Messungen, Planungen und Maßnahmen an repräsentativen oder eben an “kritischen” Stellen punktgenau angeordnet werden.

Dieser Beitrag informiert über die Potenziale der zweidimensionalen Geo-Elektrischen Tomographie (im folgenden 2D-GET genannt) als Prospektionsmethode. Als Praxisbeispiele werden in Kapitel 3 zwei Projekte vorgestellt:

- I) Entwicklung von Sanierungsmaßnahmen an einem Hochwasserrückhaltebecken in Trier.
- II) Entwicklung von Sanierungsmaßnahmen an einer Schleuse in Vreeswijk (NL)

2 Methodik und Messaufbau

Die Anwendung geoelektrischer Verfahren zur Untersuchung des oberflächennahen Untergrunds basiert auf der Tatsache, dass sich die verschiedenen im Untergrund auftretenden Materialien hinsichtlich ihrer elektrischen Leitfähigkeit bzw. ihres spezifischen elektrischen Widerstands unterscheiden. Bei Festgesteinen spielt hierfür unter anderem die Leitfähigkeit der gesteinsbildenden Minerale eine Rolle, während bei Lockergesteinen die Größe und Füllung der Zwischenräume von Bedeutung ist (WEIDELT 1995). Für die Leitfähigkeit beider Gruppen gilt jedoch, dass das im Porenraum vorliegende Wasser eine dominante Rolle einnimmt. Die elektrolytische Leitfähigkeit die darin wirkt, hängt von der Wassersättigung der Poren, den im Porenwasser gelösten Stoffen sowie von deren physikalischen und chemischen Eigenschaften ab (REYNOLDS 2011).



ρ_1, ρ_2 Spezifische Widerstände
 — Stromlinien
 — Potentiallinien

Abb. 1: Messprinzip (Lange 2005, bearbeitet)

Das Messprinzip (Abb. 1) basiert auf einer Vierpunktanordnung. Hierbei wird über zwei Elektroden, die sogenannten Stromelektroden A und B, Gleichstrom in den Untergrund gespeist. Dadurch baut sich ein Potentialfeld zwischen diesen beiden Elektroden auf. Mit

3 Praxisbeispiele

3.1 Hochwasserrückhaltebecken in Trier (Praxisbeispiel I)

3.1.1 Einführung

Im Rahmen von regelmäßigen Wartungsarbeiten am Hochwasserrückhaltebecken (HRB) „Aveler Tal“ (HRB im Dauerstau) wurde im Bereich des Tosbeckens ein nicht planmäßiger Wasseraustritt festgestellt (siehe Abb. 3). Die austretende Wassermenge beträgt etwa 1-2 l/s. Hierbei handelt es sich zwar um eine vergleichsweise eher geringe Abflussmenge, trotzdem werden konstant kleinste Bodenteilchen ausgespült, wodurch bereits erste Anzeichen einer rückschreitenden Erosion erkennbar sind. Aufgrund des kontinuierlichen Erosionsprozesses in unmittelbarer Bauwerksnähe ist die Standsicherheit der Betonfundamente gefährdet. Die Herkunft des austretenden Wasser war zu diesem Zeitpunkt nicht eindeutig feststellbar.

Im Zuge der Wiederherstellung der ökologischen Durchgängigkeit (Umsetzung der EU Wasserrahmenrichtlinie 2000/60/EG) wurde nachträglich auf einer Länge von ca. 300m ein sog. Umgehungsgerinne errichtet, welches hangparallel und rund 10m höher als die Talsohle verläuft (siehe Abb. 3).

Somit lässt sich das im Tosbecken der Anlage austretende Wasser grundsätzlich auf folgende Ursachen zurückführen:

- Undichtigkeit im Absperrbauwerk (Damm), Sickerlinie im Erddamm mit luftseitigem Wasseraustritt im Tosbecken.
- Undichtigkeit an technischen Anschlusspunkten im Mönchbauwerk mit Sickerlinienausbildung entlang des Hochwasserentlastungs-Kanals (DN 2600).
- Undichtigkeit im Umgehungsgerinne mit Durchsickerung bis zum Tosbecken.
- Hangzugwasser / natürliche Quelle / Grundwasser.
- Beliebige Kombinationen der o.g. Ursachen.

Zum Zwecke der Identifikation der Herkunft des austretenden Wassers wurden folgende Maßnahmen und Untersuchungen durchgeführt:

- Chemische Wasseranalysen. Beprobte wurden: Austretendes Wasser, Grundwasser, Umgehungsgerinne, Rückhalteraum.
- Temporäre Trockenlegung des Umgehungsgerinnes.
- Tracerversuche mit Salz.

Keine der o.g. Maßnahmen und Untersuchungen lieferten zufriedenstellende Ergebnisse. D.h. die Frage der Herkunft des austretenden Wassers konnte nicht eindeutig geklärt werden, weshalb die Anlage nun mittels einer 2D-GET untersucht werden sollte.

3.1.2 Messanordnung

Im Zuge einer Ortsbegehung sind für die Messungen drei parallele Querprofile (Dipol-Dipol-Konfiguration) mit 36 Elektroden und 2 m Elektrodenabstand (Transektlänge 70 m) gewählt worden. Die Dipol-Dipol-Konfiguration ergibt eine sehr gute horizontale Auflösung und eignet sich daher besonders zur Detektion von kleinen Anomalien im Untergrund. Alle drei Profile wurden mittig zur Austritts- bzw. Schadensstelle platziert. Abbildung 3 zeigt übersichtlich die Lage der drei Profile im Untersuchungsgebiet.

In Abbildung 4a-c sind die einzelnen GET-Messprofile und ihre Positionen im Untersuchungsgebiet im Einzelnen zu sehen. Abbildung 5 zeigt die Lage der Messprofile (P) im Hangquerschnitt.

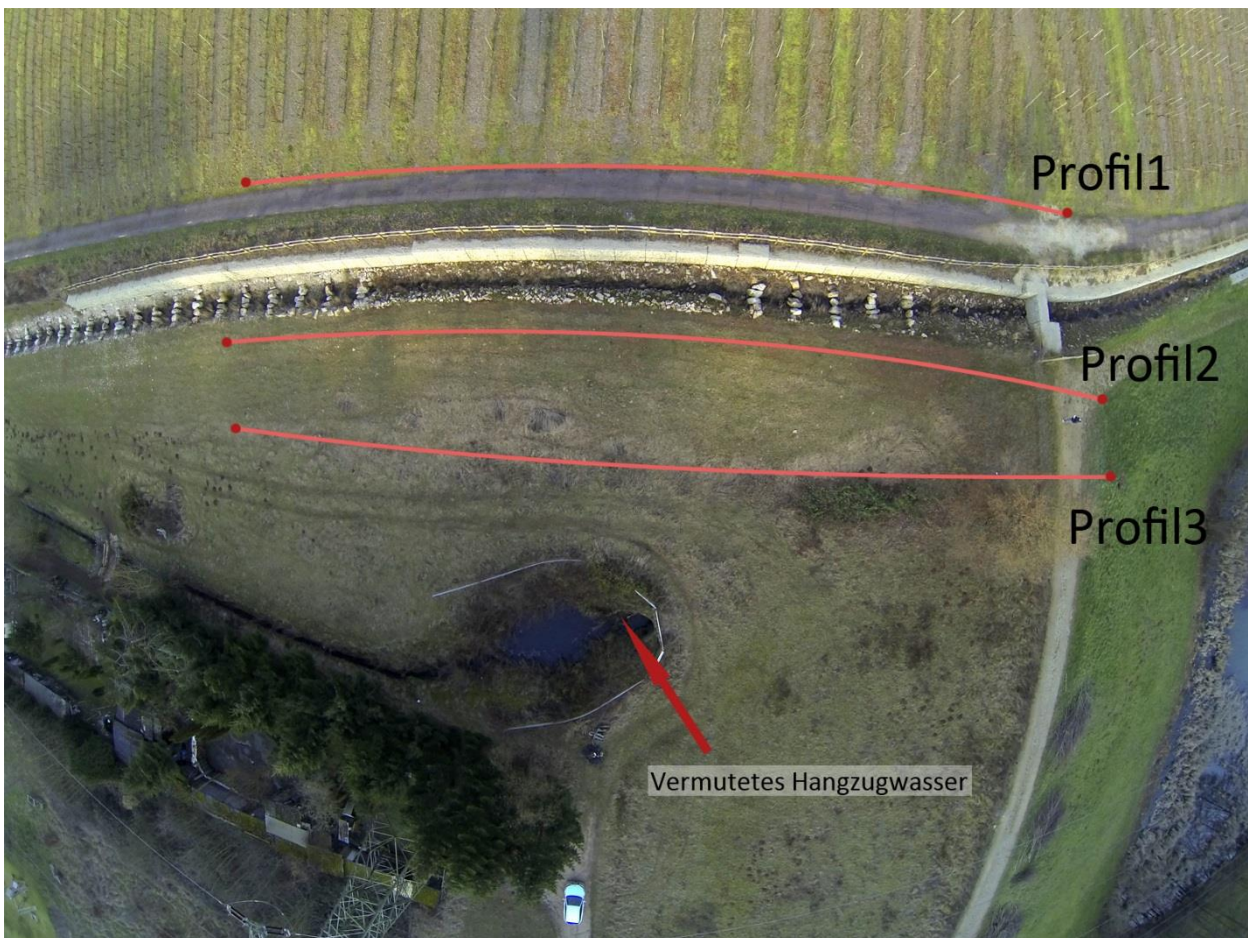


Abb. 3: Lage der Messprofile (Bild Daten: Geocoptix, 2014)



4a



4b



4c

Abb. 4: Messaufbau Profil 1 (4a); Profil 2 (4b); Profil 3 (4c)

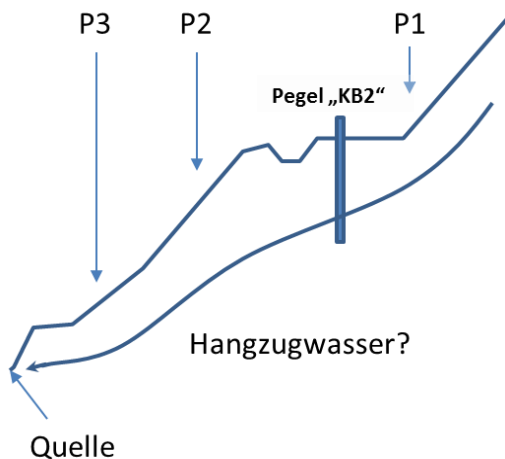


Abb. 5: Hangquerschnitt mit Lage der Messprofile (P)

3.1.3 Ergebnisse und Interpretation

Die im Folgenden in Abbildung 6, 7 und 8 dargestellten Tomogramme, zeigen ein 2D-Model des Untergrunds. Die Farbskala in den Tomogrammen ist so gewählt, dass blaue Farben feuchte, vernässte Bereiche repräsentieren, die in diesem Zusammenhang als Hangzugwasser interpretiert werden können. Die gelb bis violetten Bereiche sind als weniger feuchte Bereiche zu interpretieren. Der absolute Höhenunterschied zwischen Profil 1 und Profil 2 beträgt ca. 1 m. Der Höhenunterschied zwischen Profil 2 und Profil 3 beträgt ca. 3 m.

In Profil 1 (Abb. 6) sind zwei Anomalien A und B identifiziert worden (angedeutet mit den schwarzen Ellipsen), die eine deutlich höhere Leitfähigkeit aufweisen als das umgebende Bodenmaterial. Diese Anomalien können auf Hangzugwasser zurückgeführt werden. Die Anomalien befinden sich in einer Tiefe von ca. 3-4 m., nach aller Wahrscheinlichkeit im verwitterten Schiefer. Der Grundwasserpegel „KB2“ liegt bei lfd. Catena-Meter 32 m im mitteltrockenen Bereich (Abb. 6).

Die Lage des Pegels „KB2“ ist in Abb. 6 (Profil 1) eingezeichnet. Man sieht deutlich, dass der Pegel in sehr heterogenen Unterhang des Untersuchungsgebietes an einer eher trockenen Stelle installiert wurde und Daten aufzeichnet, die ggf. im Hinblick auf die Fragestellung nicht besonders repräsentative Ergebnisse liefern. Die Geoelektrische Tomographie wird daher als geeignete Methode zur Vorab-Detektion von repräsentativen Pegel-Messstellen vorgeschlagen, sofern zukünftig weitere Pegel im Gebiet des Aveler Tals installiert werden sollen.

In Profil 2 (Abb. 7) ist am rechten Profilrand ein Inversionsartefakt zu erkennen, der vermutlich durch einen sehr leitfähigen Metallzaun bedingt ist. In einer Tiefe von ca. 6-8 m befindet sich in diesem Profil eine weniger feuchte Zone. In einer Tiefe ab ca. 8 m zeichnen sich hier zwei leitfähige Gebiete deutlich von der darüber befindlichen weniger feuchten Zone ab, die auf Hangzugwasser zurückzuführen sind. Diese Bereiche lassen sich im 3. Profil (Abb. 8) in einer Tiefe von ca. 6-8 m wieder finden und weisen auf ein durchgehendes Gebiet von Hangzugwasser hin. Im oberen rechten Bereich ist ein weiterer, sehr leitfähiger Bereich zu erkennen, was auf einen sehr feuchten Boden zurückzuführen ist, vermutlich bedingt durch Undichtigkeiten im Umgehungsgerinne. Auch diese feuchtere Zone ist im 3. Profil an gleicher Stelle zu erkennen, hier aber in einem größeren Ausmaß.

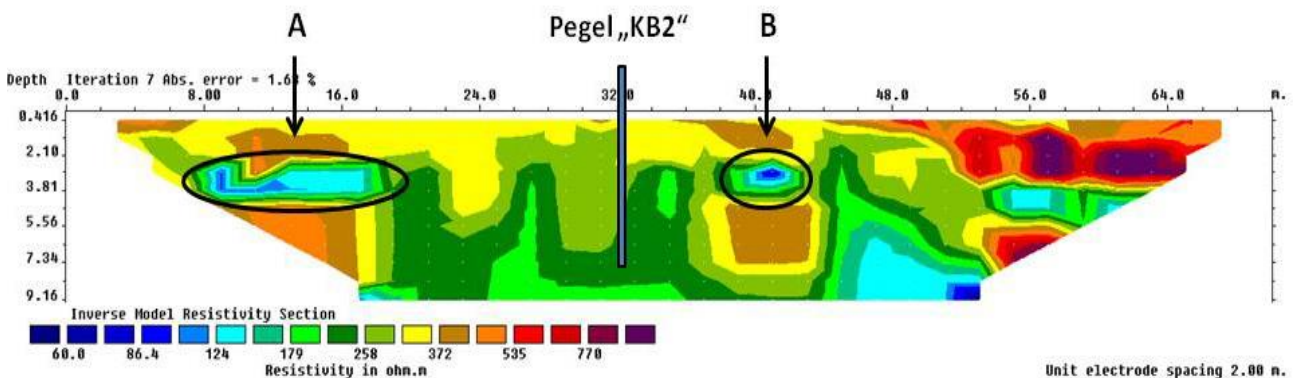


Abb. 6: Tomogramm Profil 1 mit Anomalien A und B und Pegel

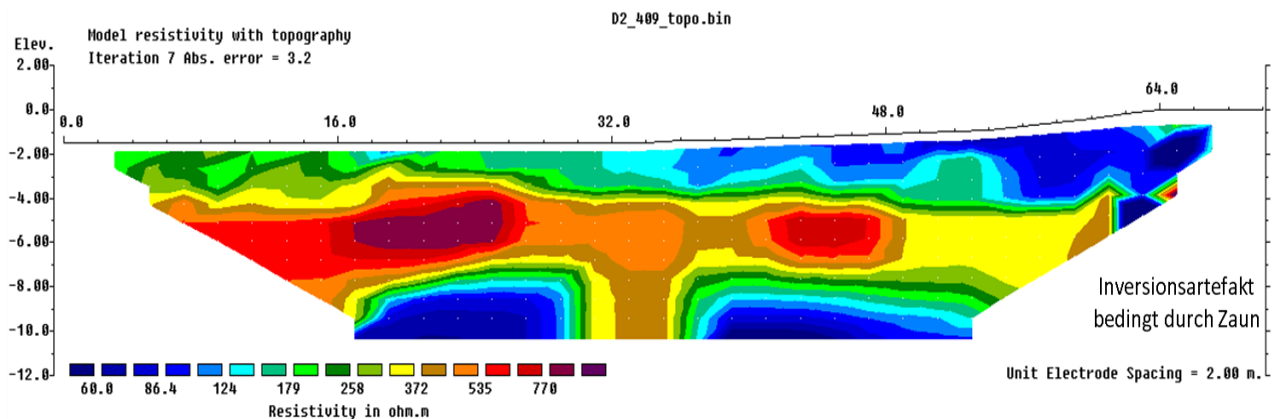


Abb. 7: Tomogramm Profil 2

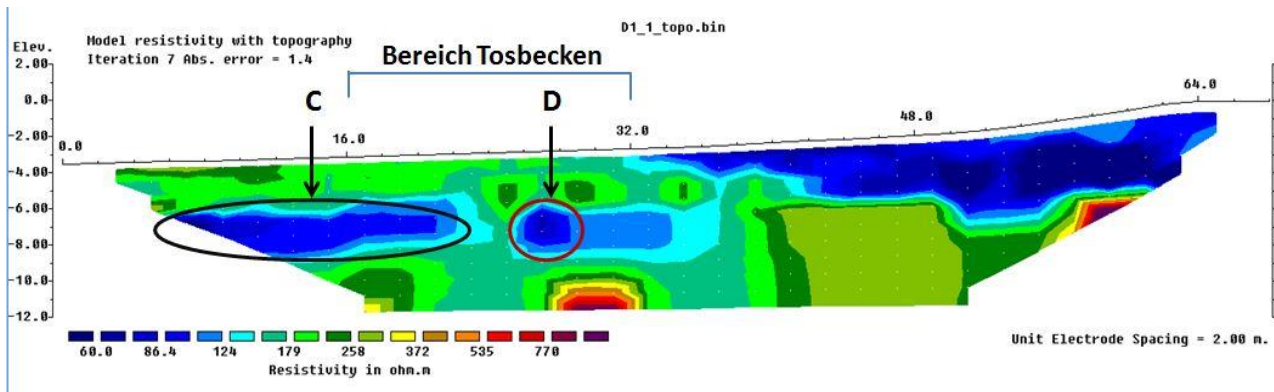


Abb. 8: Tomogramm Profil 3 mit Anomalien C (im blauen Kreis) und D (im roten Kreis)

Profil 3 (Abb. 8) ist das tiefst gelegene Profil (kürzeste Entfernung zum Tosbecken) und befindet sich am Fuße des Hanges. In Profil 3 sind zwei Anomalien C (in der schwarzen Ellipse) und D (in der roten Ellipse) mit einer deutlich höheren Leitfähigkeit als das umgebende Material detektiert worden. Diese Anomalien sind vermutlich ebenfalls auf Hangzugwasser zurück zu führen und bilden die räumliche Fortsetzung der Anomalien in Profil 2. Diese Anomalien befinden sich in einer Tiefe von ca. 3.0 m - nach aller Wahrscheinlichkeit im Übergangsbereich der oberen Bodenschichten zum anstehenden devonischen Schiefer. Die Anomalie D, sowie Teile der Anomalie C liegen im Bereich des Tosbeckens (lfd. Catena-Meter: 16-32 m). Dies lässt darauf schließen, dass das im Tosbecken seitlich aus der Böschung austretende Wasser, wahrscheinlich auf Hangzugwasser zurückzuführen ist.

Da die drei Profile in einem Abstand von ca. 7 m parallel zueinander verlaufen und da der Untergrund aus durchlässigem, verwittertem Schiefermaterial besteht (es wurden keine eigenen Untersuchungen hierzu durchgeführt), ist davon auszugehen, dass die feuchten, vernässten Bereiche im Untergrund miteinander hydrologisch einheitlich verbunden sind.

Eine generelle interpretatorische Einschränkung ergibt sich aber aufgrund der Situation vor Ort. Die oben aufgeführten Interpretationen gelten für nicht anthropogen überprägte Unterhänge im devonischen Schiefergebirge. Allerdings wird vermutet, dass aufgrund anthropogener Aktivitäten rund um das Hochwasserrückhaltebecken der untersuchte Bereich nicht mehr dem natürlichen Aufbau entspricht. Dies gilt es sowohl bei der Interpretation der Ergebnisse als auch bei Ausführung der Sanierungsvarianten zu beachten.

3.1.4 Schlussfolgerungen

Die detektierten Anomalien in den Profilen 1, 2 und 3 zeigen ein konsistentes Bild und sind nach aller Wahrscheinlichkeit auf Hangzugwasser zurückzuführen, das vermutlich annähernd flächenhaft den Hang durchfließt. Die Wahrscheinlichkeit ist deshalb groß, dass das austretende Wasser am Fundament des Tosbeckens ebenfalls auf Hangzugwasser zurückzuführen ist. Die Höhenerstreckung des Hangs sowie die

geologischen Bedingungen (dev. Schieferverwitterung und Kolluvium) lassen auf eine dauerhafte, im Jahresgang nur selten versiegende, Quelle schließen. Außerdem liefert die hier durchgeführte Untersuchung einen Erkenntnisgewinn hinsichtlich der Dichtigkeit des Umgehungsgerinnes. Hier ist die Dichtigkeit wiederherzustellen, da dies sonst im Laufe der Zeit zur Instabilitäten im Dammbauwerk führen kann.

3.2 Koninginnensluis in Vreeswijk (Niederlande NL; Praxisbeispiel II)

3.2.1 Einführung

Die 250 m lange „Koninginnensluis“ in Vreeswijk (NL) wurde im Jahre 1898 erbaut. Die Schleusenwände bestehen aus einem Mauerwerk und gründen auf Holzpfählen. Aufgrund von festgestellten Setzungen vermutet der Schleusenbetreiber unter den Wänden Bereiche, die durch Ausspülungsprozesse entstanden, und sich im Laufe der Zeit mit einem nicht ausreichend tragfähigen Gemisch aus Wasser und Sand gefüllt haben könnten. Hierdurch wäre die Standsicherheit der Schleusenwand nicht mehr gewährleistet und die Anlage somit standsicherheitsgefährdet (siehe Abb. 9).

Ziel der 2D-GET war es, die unterspülten Bereiche möglichst genau zu detektieren, um anschließende Sanierungsmaßnahmen effizient und kostenoptimal planen zu können und/oder ggf. andere als die vermuteten Gründe (Unterspülung) für die festgestellten Setzungen zu finden.

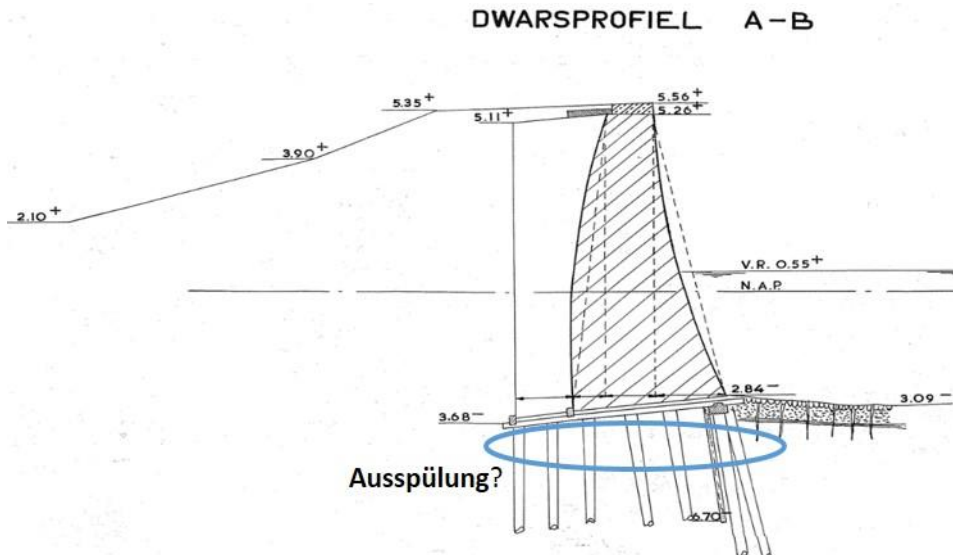


Abb. 9: Querschnitt Schleusenwand „Koninginnensluis“
(Bildquelle Ingenieurbüro Wagemaker, Rosmalen, NL)

3.2.2 Messanordnung

Für die Untersuchung wurden 4 Messprofile mit einer Länge von je 175 m gewählt, wodurch die Schleuse auf ihrer gesamten Länge untersucht werden konnte. Zwei Profile (P3 und P2) wurden um jeweils 4 m versetzt, wodurch eine dreidimensionale Interpretation der Ergebnisse möglich war. Abbildung 10 zeigt die Messanordnung.



Abb. 10: Luftbild mit vier Messprofilen (1-4) „Koninginnensluis“ in Vreeswijk (NL).
Quelle Luftbild: Google Maps, 2013

3.2.3 Ergebnisse und Interpretation

Die detektierten Anomalien A-G in den Profilen 1-4 (Abbildung 11 bis 15) zeigen ein konsistentes Bild und deuten auf die Konzentration eines Wasser-Sand-Gemisches unter der Gründungssohle der Schleusenwände hin. Die Anomalien konzentrieren sich auf einen Bereich entlang des „Tussenhoofd“ (Abb. 16).

Insbesondere im „Tussenhoofd“ ist die Schleuse enorm hohen Wasserdrücken ausgesetzt, die vor allem durch anfahrende und manövrierende Schiffe entstehen. Die im Jahre 1898 errichtete Schleuse ist nicht auf die höheren Schubkräfte heutiger Schiffe ausgelegt.

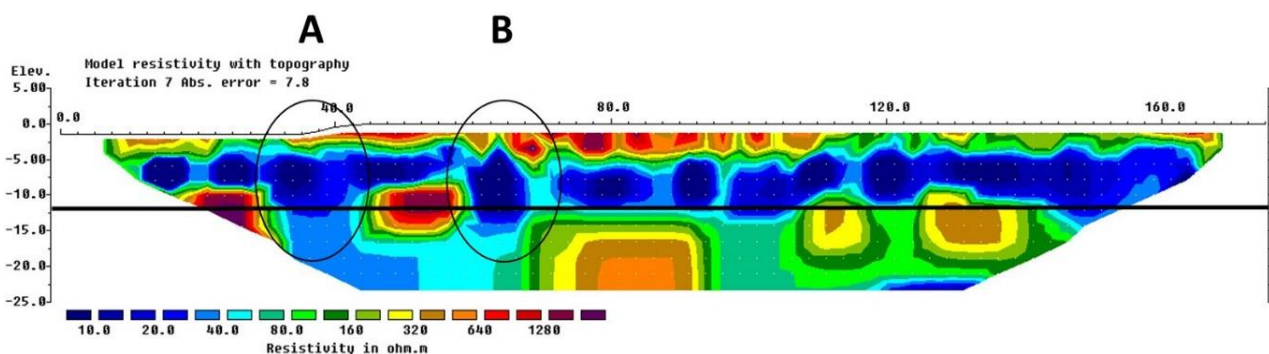


Abb. 11: Tomogramm Profil 1 mit Anomalien A und B

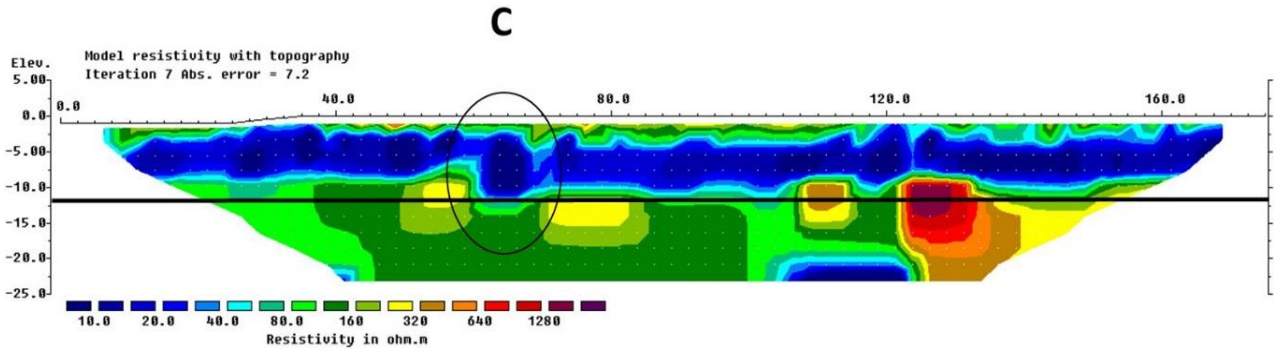


Abb. 12: Tomogramm Profil 2 mit Anomalie C

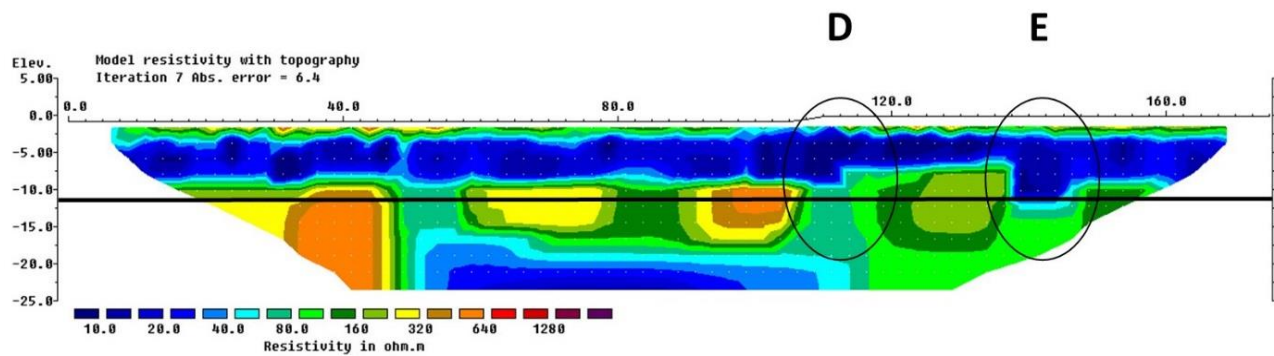


Abb. 13: Tomogramm Profil 3 mit Anomalien D und E

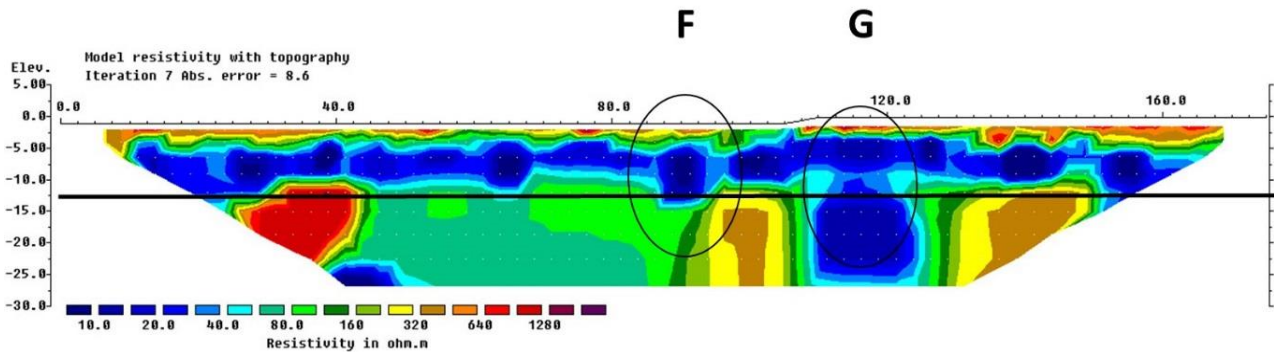


Abb. 14: Tomogramm Profil 4 mit Anomalien F und G

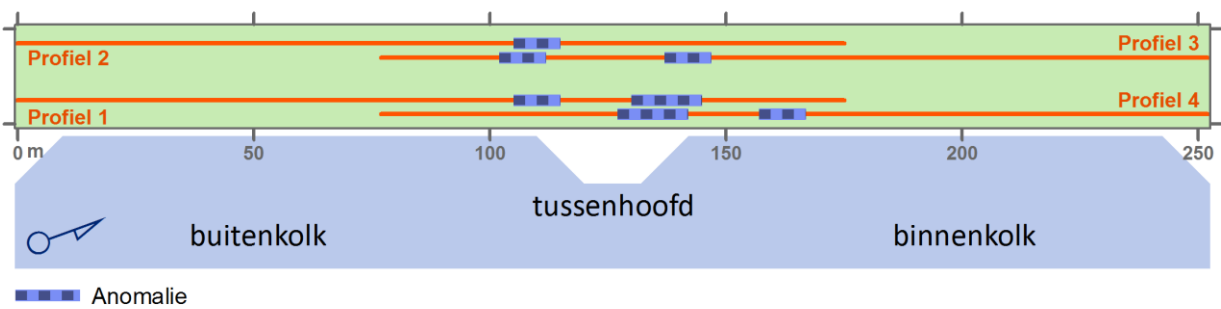


Abb. 15: Konzentration der Anomalien im Bereich des „Tussenhoofd“

3.2.4 Schlussfolgerungen und Handlungsempfehlungen

Die durchgeführten Untersuchungen mittels 2D-GET lieferten folgende Erkenntnisse:

- Die Schleusenwände wurden im Laufe der Zeit unterspült.
- Die Unterspülung begrenzt sich auf den Bereich „Tussenhoofd“.
- Eine Unterspülung auf der gesamten Länge kann ausgeschlossen werden.
- Aufgrund der Bauweise und der Verursachung (anfahrende Schiffe) ist von einem ähnlichen Schadensbild auch auf der gegenüberliegenden Seite der Schleuse auszugehen.

Es wurde empfohlen, eine Kernbohrung im Bereich der Anomalie G und eine weitere Kontrollbohrung im stabilen, nicht unterspülten Bereich durchzuführen. Die 2D-GET kann und soll auch hier Kernbohrungen nicht ersetzen. Aufgrund der flächendeckenden Analyse lassen sich nun jedoch die verbleibenden Kernbohrungen zielgenau platzieren und Maßnahmen der Baugrundverbesserung wie beispielsweise Injektionsverfahren punktgenau planen.

4 Fazit und Ausblick

In den beiden gezeigten Beispielen lieferte die 2D-GET jeweils sehr gute Ergebnisse. Die anschließenden Planungsschritte wurden signifikant beeinflusst. So konnte am HRB „Aveler Tal“ die Herkunft des austretenden Wassers mittels 2D-GET überhaupt erst zweifelsfrei festgestellt werden. Sämtliche im Vorfeld zur 2D-GET durchgeführten Maßnahmen und Untersuchungen waren hier nicht zielführend. Nun, da die Herkunft des austretenden Wasser bekannt ist, lassen sich sinnvolle Sanierungskonzepte entwickeln.

Das Beispiel der niederländischen Schleuse zeigt eindrucksvoll, wie durch eine solide Ursachenanalyse erheblicher Bau- und Sanierungsaufwand eingespart werden kann. Gegenmaßnahmen (z.B. Injektionen zur Baugrundverbesserung) können auf der Grundlage der 2D-GET nun gezielt und punktgenau im Bereich des Schadensbilds angesetzt werden.

Es erscheint aus Sicht der Autoren sinnvoll und aufgrund der positiven Erfahrungen aus den o.g. Beispielen angebracht, das Potential der 2D-GET im Zusammenhang mit Analysen an Bauwerken und technischen Anlagen (insbesondere an Hochwasserschutzdeichen) zu nutzen.

5 Literatur

LANGE, G.: Gleichstromgeoelektrik. In Knödel, K., Krummel, H. & Lange, G. (1997): Geophysik. Handbuch zur Erkundigung des Untergrundes von Deponien und Altlasten. Band 3. Springer-Verlag. Berlin, Heidelberg, New York, Barcelona, London, Tokio, 2005: 1063 pp.

KNEISEL, C. (2006): Assessment of subsurface lithology in mountain environments using 2D resistivity imaging.- *Geomorphology* 80: 32-44.

KNEISEL, C. (2003): Electrical resistivity tomography as a tool for geomorphological investigations – some case studies.- *Z. Geomorph. Suppl.* 132: 37-49.

KNEISEL, C. (2002): Anwendung geoelektrischer Methoden in der Geomorphologie - dargestellt anhand verschiedener Fallbeispiele.- *Trierer Geographische Studien*, 25: 7-20.

REYNOLDS, J.M.: *An Introduction to Applied and Environmental Geophysics*. John Wiley & Sons. Chichester, 2011: 696pp.

WEIDELT, P.: Geoelektrik: Grundlagen. In Knödel, K., Krummel, H. & Lange, G. (1997): *Geophysik. Handbuch zur Erkundigung des Untergrundes von Deponien und Altlasten*. Band 3. Springer-Verlag. Berlin, Heidelberg, New York, Barcelona, London, Tokio, 2005: 1063 pp.

Weltkulturerbe Oberharzger Wasserwirtschaft

Prof. Dr.-Ing. Mathias Döring

W.-Busch-Str. 8, 31079 Adenstedt

Das Welterbekomitee der UNESCO hat am 1. August 2010 die historische Oberharzger Wasserwirtschaft zum Weltkulturerbe erklärt. Zum siebten Mal wurde damit einem wasserbaulichen Monument diese Auszeichnung zuteil. Neben den Bewässerungssystemen von Schushtar (Iran) und Aflaj (Oman), dem römischen Aquädukt Pont du Gard, dem Canal du Midi (beide Frankreich), dem barocken Aquädukt von Caserta (Italien) und den Schiffshebewerken am Canal du Centre (Belgien) verfügt seitdem auch der Oberharz über ein anerkanntes technisches Denkmal von weltweiter Einzigartigkeit und internationaler Bedeutung. Erstmals wurde damit auch eine Einrichtung zur Energieerzeugung in den Rang eines Weltkulturerbes erhoben.

1 Bergbau und Wasser

Spätestens seit dem 13. Jh. ging im Oberharz Bergbau auf Blei und Silber um. Eines der Hauptprobleme des alten Bergbaus war, das den Gruben zuzitzende Wasser zu heben. Dies erfolgte in den kleinen Schächten des Mittelalters mit Hilfe eines Haspels oder durch Wasserknechte, die sich, auf Leitern stehend, die Ledereimer („Bulgen“) zureichten. Um 1315 kamen in Form von „Göpelwerken“ und 100 Jahre später der Bulgen- und Heinzenkünste („Kunst“ = Maschine) erste mechanische, von Tieren („Rosskunst“) oder Wasserrädern („Radkunst“) getriebene Einrichtungen mit noch geringer Leistungsfähigkeit und häufigen Betriebsstörungen auf (Abb. 1). Mit zunehmender Tiefe der Gruben, Mitte des 16. Jh. bereits über 100 m, wuchs der Zufluss so schnell, dass die Wasserhaltung nur noch mit Pumpen möglich war.

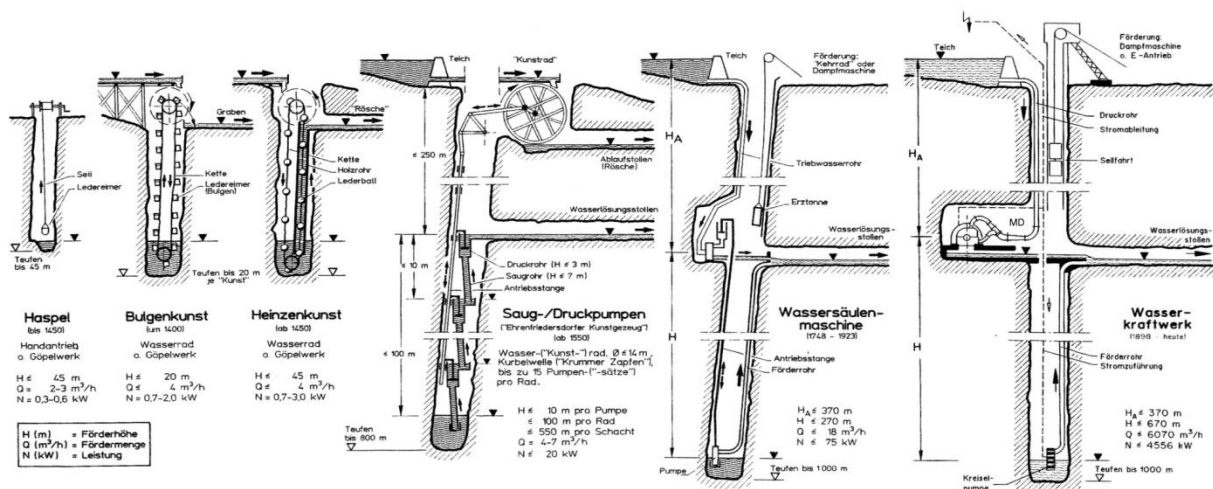


Abb. 1: Energieerzeugung und Wasserfördertechnik im Oberharzger Bergbau seit dem Mittelalter.

Den Durchbruch zum "modernen" Bergbau des 16. bis 18. Jhs. ermöglichte die von H. Eschenbach (Sachsen) entwickelte Kurbelwelle ("Kunst mit dem krummen Zapfen") und der um die gleiche Zeit aufkommende "Pumpensatz", eine hölzernen Saug- und Druckpumpe mit bis zu 10 m Förderhöhe. 8 bis 10 im Schacht übereinander montierte Pumpensätze konnten von einem Wasserrad angetrieben werden und bildeten insgesamt eine "Pumpenkunst" für eine Förderhöhe von etwa 100 m. Als Antriebsmaschinen verwendete man "Kunsträder" von 9 bis 12 m Durchmesser. Bei tieferen Schächten arbeiteten mehrere Pumpenkünste übereinander. Damit war für Jahrhunderte das Problem der Wasserhaltung tiefer Bergwerke gelöst.

2 Graben- und Teichsysteme

Das für den Antrieb der Räder erforderliche Wasser sammelten die Bergleute mit Gräben aus den kleinen Bächen der Umgebung. Weil deren Abfluss nicht immer ausreichte, musste man den Niederschlag in regenreichen Zeiten in Teichen zurückhalten, um den Grubenbetrieb auch im Winter und während Trockenperioden nicht einstellen zu müssen. Um den wachsenden Bergbau mit immer tieferen Schächten bedienen zu können (im Revier Clausthal-Bockswiese arbeiteten zeitweise mehr als 100 Gruben), vermehrte und vergrößerte man die Teiche und leitete mit bis zu 19 km langen ober- und unterirdischen Sammelgräben, die heute noch den ganzen Oberharz bis zum Brockengebiet durchziehen, Wasser aus entfernten Bächen herbei. Vor allem im 17. und 18. Jh. entstanden so 12 teilweise vernetzte und immer wieder umgebaute Graben- und Teichsysteme, die um 1800 ihren größten Umfang erreichten (Tab. 1).

Die Gesamtheit dieser Systeme um die Oberharzer Bergstädte Clausthal, Zellerfeld, Wildemann, Lautenthal, Bad Grund, Altenau und St. Andreasberg wird als Oberharzer Wasserwirtschaft bezeichnet und ist das größte historische Wasserkraftssystem weltweit (Abb. 2). Der oft verwendete Begriff Oberharzer „Wasserregal“ bezeichnet nicht die baulichen Anlagen, sondern das vom Landesherrn dem Bergbau verliehene Recht („Regal“), sich das erforderliche Wasser zu beschaffen.

Tab 1: Wasserwirtschaft einiger Bergbaureviere Europas.

		Oberharz Nieder- sachsen	Freiberg Sachsen	Banska Stavnica Slovak. Rep.	Kongsberg Norwegen
Bauzeit		1552- 1949	1524- 1882	1600- 1878	1660- 1957
Länge Kunstgräben	km	~500 (69,7)	134 (?)	~130	~50
Längster Kunstgraben	km	23,2 (16,6)	15 (15)	?	4
Wasserläufe	km	> 30 (20)	29 (11)	?	-
Teiche	Anzahl	149 (65)	20 (13)	54 (23)	32 (16)
Teiche, Stauinhalt	Mio. m ³	11,2 (7)	6,5 (5,7)	6,6 (?)	1,5 (?)
Wasserlösungsstollen	Anzahl	13 (9)	4 (1)	> 3	> 2
Länge bis	km	40	50	?	1
Höhe Anfang Kunstgraben	m ü. NN	805	585	740	719
Höhe tiefstes Stollenmundloch	m ü. NN	180	192	250	170
Wasserkraftwerke	Anzahl	9 (5)	2 (0)	-	-
davon unter Tage	Anzahl	6 (2)	2 (0)	-	-

(....) z.Zt. noch in Betrieb.

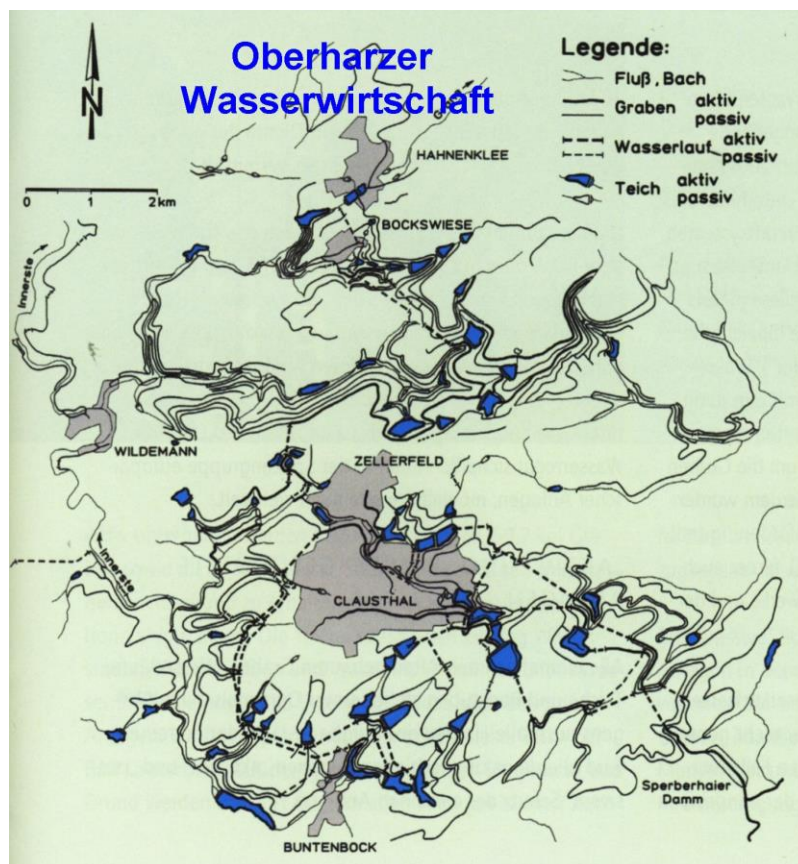


Abb. 2: Gräben, Wasserläufe und Teiche um Clausthal-Zellerfeld, Bockswiese und Hahnenklee (Skizze: HWW).

2.1 Sammelgräben und Wasserläufe

Bestreben der Bergleute war es, das Wasser auf möglichst hohem Niveau zu halten. So führte man Gräben oft kilometerweit am Hang hin und her, um eine weitere Grube oder auch nur ein einziges Wasserrad zusätzlich versorgen zu können. Da die Wasserräder Durchmesser von 9 bis 12 m hatten, erhielten die Gräben diesen vertikalen Abstand. Das Ergebnis waren parallele Grabenzüge, die manche Täler des Oberharzes in bis zu 7 Etagen übereinander durchziehen (Abb. 3.1). War eine Grube erschöpft oder ergab sich eine andere Wasserversorgung, dann wurden die entsprechenden Gräben „abgeworfen“ (stillgelegt). Die talseitige „Grabenbrust“ fast aller Gräben (bei einigen auch die bergseitige Böschung) ist mit einer Trockenmauer aus Natursteinen gegen Erosion geschützt und durch aufgeschichtete Rasensoden abgedichtet. Zur Verhinderung von Grundeis und Aufstau durch Schnee wurden einige besonders gefährdete Gräben im Winter mit Reisig abgedeckt, wozu man zwischen den beidseitigen Trockenmauern in kurzen Abständen Gewölbebögen einbaute (Abb. 3.4). Auf der Grabenbrust verlief immer ein Kontrollweg.

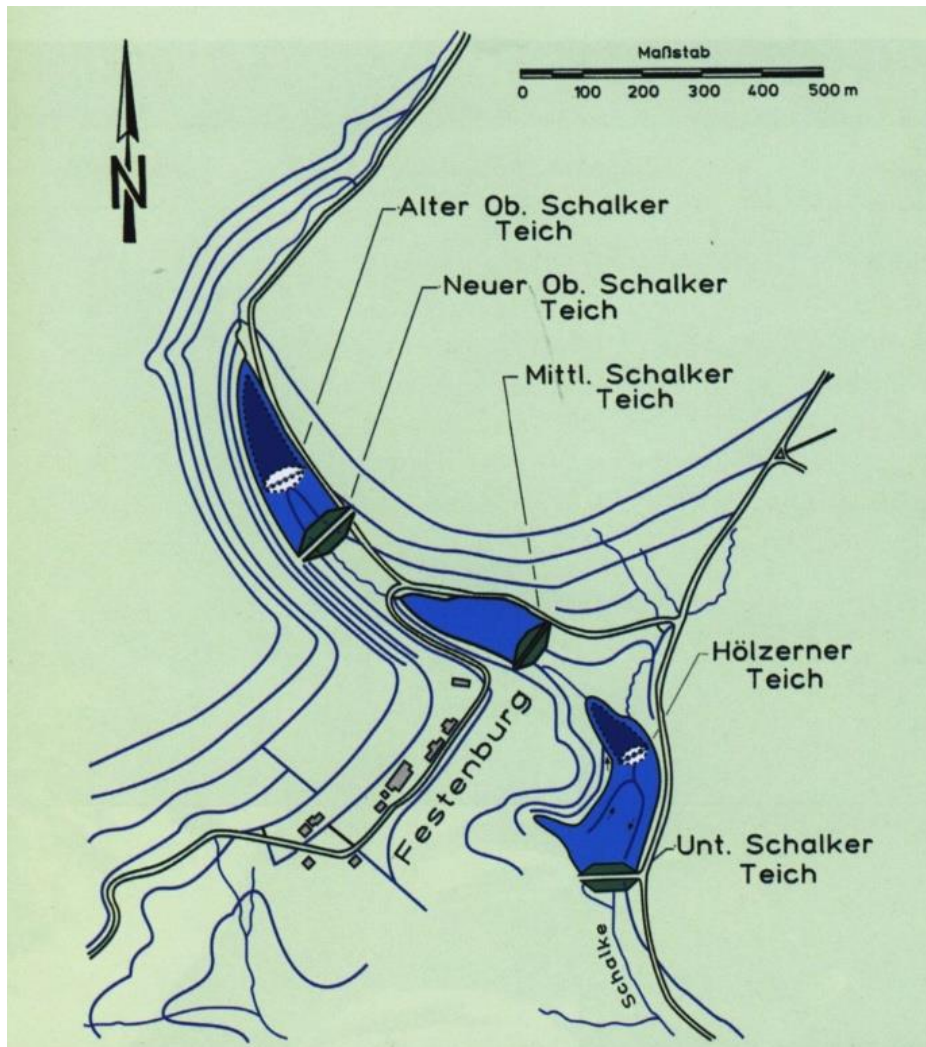


Abb. 3.1: Wassergräben - Teiche und Gräben bei Festenburg (Skizze: HWW).



*Abb. 3.2-3.4: Wassergräben: Huttaler Graben; Dammgraben;
Zellerfelder Kunstgraben (v. lks. N. re.)*

Zur Abkürzung der Gräben, um den Winterdienst zu erleichtern oder um Wasserscheiden zu unterqueren, wurden mehr als 30 Überleitungsstollen („Wasserläufe“) zwischen 100 und mehr als 1000 m Länge gebaut (Abb. 4). Der Vortrieb erfolgte anfangs noch mit Schlägel und Eisen (Hammer und Meißel), ab 1634 durch Bohren und Schießen (Sprengen) mit Schwarzpulver.



*Abb. 4: Wasserläufe.
Lks.: Mit Schlägel und Eisen aufgefahrener Prinz-Waliser Wasserlauf
(Clausthal)
Re.: Wasserlauf und neuzeitliche Brücke im oberen Kellwassergebiet.*

2.2 Teiche

Die unregelmäßigen Niederschläge machten es erforderlich, Wasser in größerem Umfang zu speichern. So vor allem nach der langen Trockenperiode von 1666 bis 1678. Die Notwendigkeit, das Wasser möglichst hoch zu halten, führte zu dicht gestaffelten Kaskaden von bis zu sieben Teichen, von denen in der Regel jeder ein eigenes Grabensystem versorgte (Abb. 5). Auch die Teiche wurden immer wieder den betrieblichen Erfordernissen angepasst und gelegentlich ganze Staudämme abgetragen, um das Material andernorts erneut zu verwenden. Andere Teiche wurden bis zu dreimal aufgestockt, um sie dem Wasserbedarf der Gruben anzupassen. Das Speichervermögen aller heute noch gefüllten 65 Teiche beträgt etwa 7 Mio. m³.



Abb. 5: *Teichkaskade bei Clausthal. Vorn die drei Pfauenteiche (erbaut vor 1661), hinten der Hirschlerteich (Foto: HWW).*

Bis auf den Oderteich mit seiner 21 m hohen Staumauer aus Granitquadern haben alle Teiche Erddämme aus dem steinigen Waldboden des Oberharzes mit einer mehrere Meter dicken Dichtung aus Rasensoden („Rasenhaupt“), die in der Anfangszeit auf der Wasserseite aufgelegt wurden (Abb. 6). Weil die Dichtung dort aber von Mäusen durchwühlt und vom Eis beschädigt wurde, verwendete man ab 1715 Kerndichtungen aus dem gleichen Material und baute viele ältere Teiche um.

Das Wasser wurde durch ein Holzrohr aus Baumstämmen („Striegelgerenne“) entnommen. Der Abfluss konnte durch einen vertikalen Konus aus Holz („Striegel“) gesteuert werden. Dieser wurde mit Hilfe einer Stange betätigt, die anfangs in einem im Wasser stehenden Gerüst untergebracht war (Abb. 7). Am Auslauf des Striegels befand sich ein Gegenstau („Widerwaage“), um Luft vom Rohr fernzuhalten. Einige Striegel aus dem 16. und 17. Jh. konnten dadurch bis heute betriebsbereit erhalten werden. Weil die Stützen des „Striegelgerüsts“ in der Wasserwechselzone nicht lange hielten und die

festgefrorene Konstruktion bei steigender Eisdecke angehoben werden konnte, verlegte man nach 1715 auch die Verschlussvorrichtungen in einen Schacht in der Dammmitte, der ebenfalls mit Rasendichtung ummantelt wurde.

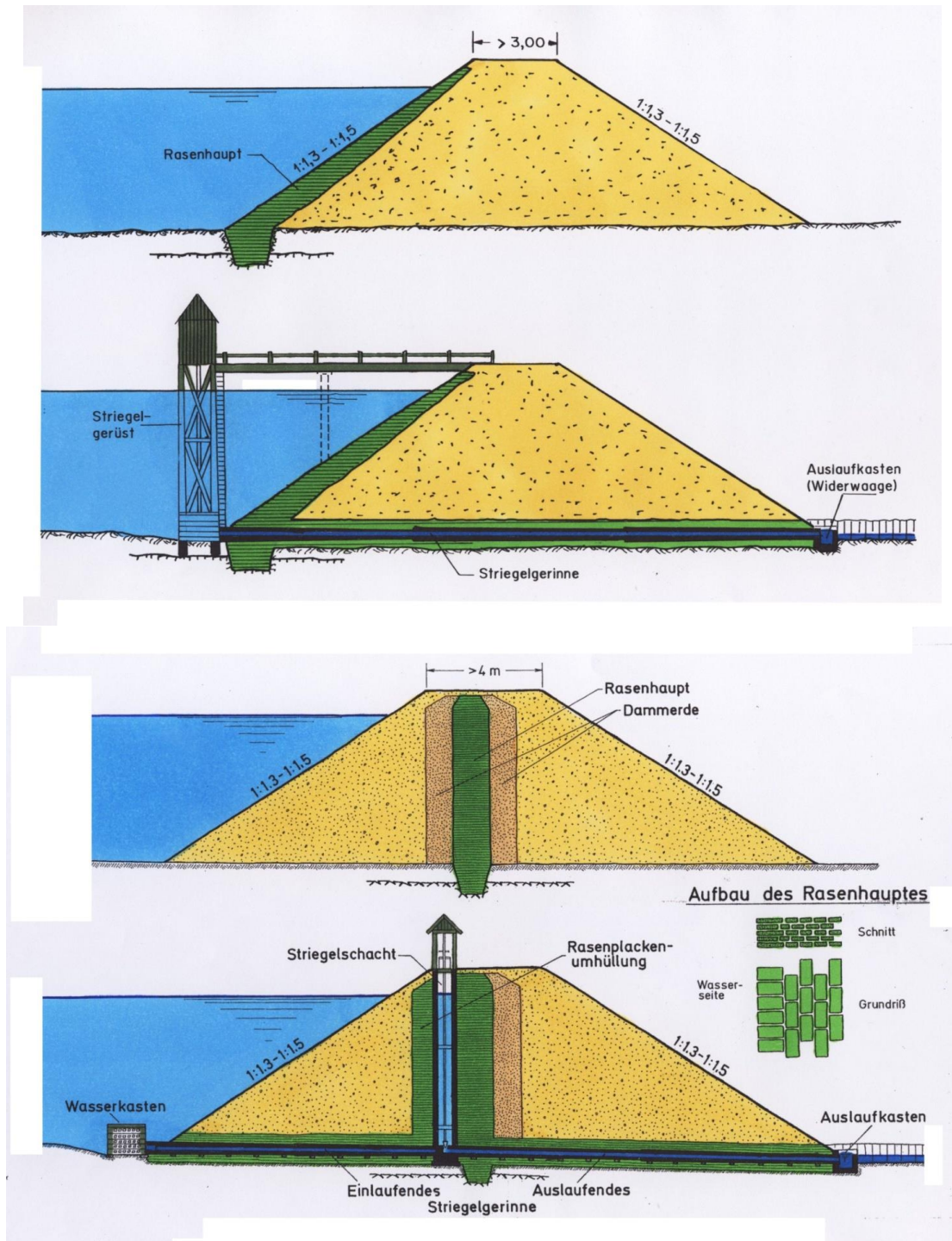


Abb. 6: Staudämme.
 1 Alte Bauweise (bis 1715) mit Oberflächendichtung.
 2 Neue Bauweise (ab 1715) mit Innendichtung.

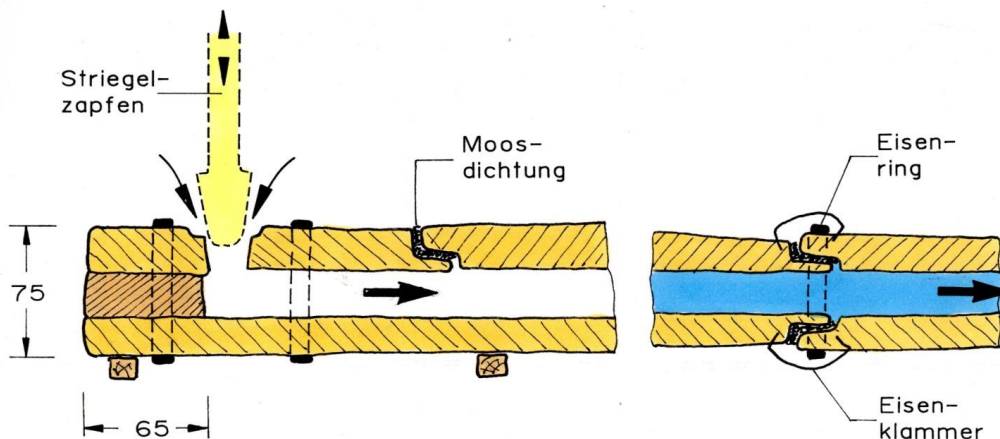


Abb. 7: Striegel (Ablassvorrichtung).
 1 Striegelgerüst am unteren Kranicher Teich (Hahnenklee).
 2 Verschluss und Holzrohr..

Bei der Einstellung der Wassernutzung durch die Preussag AG (1980), waren noch 69,7 km Gräben und 65 Teiche aktiv, die für den Betrieb von Wasserkraftwerken, für die Wasserversorgung und den Hochwasserschutz genutzt wurden. Zunächst übernahm die Forstverwaltung die Oberharzer Wasserwirtschaft, die 1978 zum Kulturdenkmal erklärt worden war. Weil etwa die Hälfte der Teiche aufgrund ihrer Größe Talsperren sind und einer professionellen Überwachung und Pflege bedurften, wurde die Oberharzer Wasserwirtschaft ab den späten 80er Jahren nach und nach den Harzwasserwerken des Landes Niedersachsen (HWW) als Betreiber der großen Talsperren im Westharz übertragen, die ausschließlich für den Erhalt des Denkmals in Clausthal einen Betriebshof mit eigenem Personal und Etat einrichteten.

3 Wasserräder

Für das Heben des Wassers arbeiteten ab Mitte des 16. Jhs. in fast allen Gruben der mitteleuropäischen Montanreviere „Pumpenkünste“. In den tiefen Schächten des Oberharzes arbeiteten bis zu 5 Pumpenkünste übereinander. So benötigte man für einen 500 m tiefen Schacht z.B. 50 bis 60 Pumpen, von denen jeweils bis zu 10 mittels aneinander gekoppelter vertikaler Holzbalken von einem Kunstrad angetrieben wurden. Für die untersten Pumpen waren also rd. 450 m lange Gestänge erforderlich. Ein Bergwerksschacht der damaligen Zeit musste so nicht nur Förderung und Leitern, sondern auch eine Vielzahl hin- und hergehender Balkenwerke aufnehmen. Um das Antriebswasser optimal zu nutzen, wurden die Räder neben den Schächten in sog. „Radstuben“ so übereinander angeordnet, dass das Wasser von einem zum anderen weitergegeben und am Schluss durch einen der „Wasserlösungsstollen“ abgeleitet wurde (Abb. 8).

Wenn das Antriebswasser nicht unmittelbar an den Schächten auf der Harzhochfläche zur Verfügung stand, übertrug man die Energie von Wasserrädern im Tal mit bis zu 1,2 km langen, von Kurbeln angetriebenen, langsam hin und her gehenden Balken, den „Feldgestängen“.

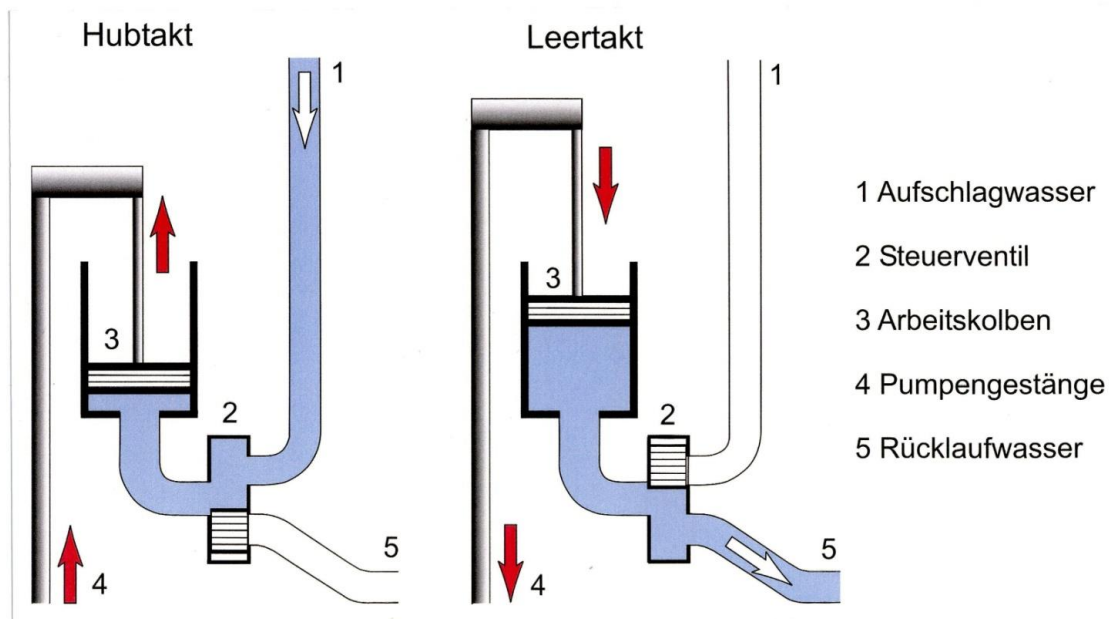
Für die Förderung (das „Treiben“), bei der zum Heben und Senken der Erztonnen zwei Drehrichtungen des Haspels erforderlich waren, kamen um 1625 Kehrräder, Wasserräder mit gegenläufigen Schaufelkränzen, zum Einsatz (Abb. 9). Während der Einsatz von Feldgestängen bei den auf und ab gehenden Pumpenantrieben kein Problem war, musste bei der Förderung die Drehung des Kehrrades in die Längsbewegung des Gestänges und diese am Schacht wieder in die Drehung der Seiltrommeln umgewandelt werden. Solche „Treibmaschinen“, eine vom schwedischen Direktor der Bergbau-Mechanik Christopher Polhem entwickelt Technik, wurden ab 1709 im Harz eingesetzt. Die letzte Treibmaschine arbeitete in Lautenthal bis 1924, in der Roten Grube in Freiberg/Sachsen bis 1944.

4 Wassersäulenmaschinen

4.1 Erste Generation (1747-1810)

Die Wassersäulenmaschine war, genau betrachtet, die erste wirkliche Innovation für die Energieerzeugung seit der Antike. Denn das schon im Altertum als Schöpf-, Stock- oder Vertikalrad bekannte Wasserrad war im Mittelalter ja lediglich „wiederentdeckt“ worden und eigentlich keine echte Neuerung. Weil Bedeutung und Arbeitsweise der Wassersäulenmaschine heute kaum noch bekannt sind, soll diese etwas ausführlicher vorgestellt werden.

Bei Wassersäulenmaschinen wird ein Kolben durch Wasserdruck in einem Zylinder bewegt und so mechanische Energie erzeugt (Abb. 10). Während bei Wasserrädern die nutzbare potentielle Energie dem Raddurchmesser entsprach, konnte man mit der neuen Maschine den Höhenunterschied zwischen Wassergraben und Lösungsstollen in einer Stufe nutzen. Wassersäulenmaschinen waren Langsamläufer mit 4 bis 12 Takten pro Minute und mehreren hundert Litern Hubraum. Durch den gegenüber Kunsträdern geringeren Wasser- und Platzbedarf sowie die günstige Zahl der Takte eigneten sie sich besonders zum Antrieb von Pumpen.



Wassersäulenmaschine, Prinzip

Abb. 10: Prinzip der Wassersäulenmaschine.

Um die Wende zum 18. Jh. arbeiteten in den angehenden Industriestaaten zahlreiche Tüftler an neuen Energiemaschinen. Schwierigkeiten bereitete vor allem die Herstellung von Zylinder, Kolben und Dichtungen. Der Durchbruch gelang Georg Winterschmidt in Clausthal 1747. Seine Wassersäulenmaschine trieb das Pumpengestänge direkt an und ersetzte vier Wasserräder bei gleichzeitig geringerem Wasserbedarf – ein für den Harzer Bergbau mit seinen damals schon mehrere hundert Meter tiefen Schächten geradezu idealer Energielieferant. Durch den Siebenjährigen Krieg (1756-63), der viel Kraft und

Kapital beanspruchte, wurde die neue Technik im Harz zunächst nicht weiterentwickelt und man blieb bei den traditionellen Kunsträdern. Im ungarischen Bergbau von Schemnitz (heute Banská Štavnica, Slovak. Rep., Tab. 1) jedoch wurde das Konzept von Joseph Karl Hell (1713-89) so weit verbessert, dass die Maschinen Winterschmidt'scher Bauart dort bis 1808 arbeiteten.

4.2 Zweite Generation (1810-1958)

Anfang des 19. Jhs. erfuhr die Wassersäulentechnik eine Renaissance durch C. F. Brendel in Freiberg und Georg Reichenbach in Berchtesgaden. Während Brendel Winterschmidts und Hells Maschinen weiter entwickelte, ging Reichenbach, der sich bei James Watt in England über die technischen Details von Dampfmaschinen informiert hatte, andere Wege. Er setzte nach ersten kleineren Maschinen 1817 eine neu konzipierte Einzylinder-Maschine für den Sole-Transport von Berchtesgaden nach Reichenhall ein, die bei einem Antriebsdruck von 109 m eine noch nie da gewesene Hubhöhe von 359 m in einer Stufe erreichte. Die Maschine war bis 1904 in Betrieb.

Als man 1820 auch in Clausthal der Einsatz von Wassersäulenmaschinen diskutierte, wurde Reichenbach als Gutachter hinzugezogen, der einen Entwurf auf der Basis seiner eigenen Arbeiten vorlegte. Die danach vom Clausthaler Maschinenmeister Jordan für den Untertagebetrieb neu konzipierten Reichenbach'schen Maschinen arbeiteten ohne Beanstandung bis 1864. Aufgrund ihrer Betriebssicherheit sowie ihres geringen Platz- und Wasserbedarfs verbreitete sich die neue Technik in kurzer Zeit über die meisten europäischen Montanreviere.

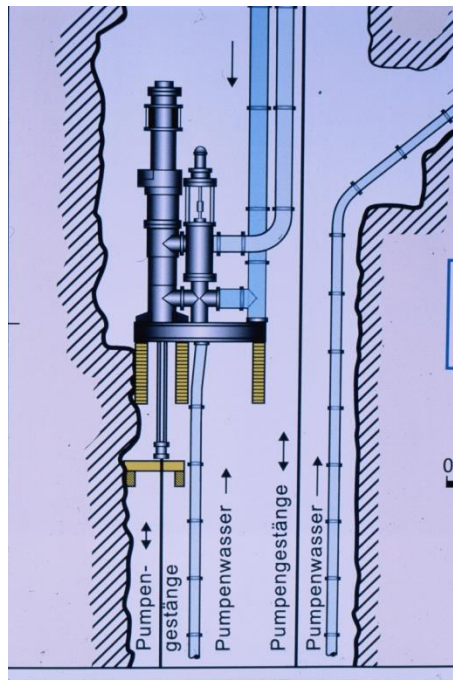


Abb. 11: Die Wassersäulenmaschine im Schacht ‚Güte des Herrn‘ in Lautenthal/Harz arbeitete von 1872 bis 1910.

Die Entwicklung der Wassersäulenteknik fand ihren Abschluss in den großen Zwillingsmaschinen, die in der zweiten Hälfte des 19. Jhs. im Harz gebaut wurden. So 1866 zwei liegende Zwillingsmaschine im ‚Schacht Königin Marie‘ (Clausthal) mit einem Arbeitsdruck von 597 m (60 bar) und einer Förderhöhe von 220 m. Die letzte Wassersäulenmaschine weltweit arbeitete bis 1958 an der Soleleitung Reichenhall-Traunstein, wo sie sich noch am originalen Standort befindet.

5 Kavernenkraftwerk in Clausthal und Bad Grund

Die wichtigsten Voraussetzungen für den Betrieb unterirdischer Wasserkraftwerke als Nachfolgenutzung waren in Form der Bergwerksschächte und Wasserlösungsstollen bereits vorhanden. Der Querschnitt des 40 km lange Ernst-August-Stollen, der in Clausthal 360 m Tiefe erreicht, war 1835 auf 6,6 km Länge vergrößert worden, um im Gegenverkehr Erz mit Kähnen zum Förderschacht transportieren. Für den „Antrieb“ war an der Firste des Stollens ein Drahtseil befestigt, an dem sich die im Kahn sitzenden Bergleute vorwärts ziehen mussten (Abb. 12).



Abb. 12: Schifffahrtskanal unter Zellerfeld. An der Decke das „Antriebsseil“.

Für die Einrichtung der Kraftwerke wurden neue Kavernen ausgebrochen oder die bereits vorhandenen, in denen bis dahin Wassersäulenmaschinen gearbeitet hatten umgebaut. Die Erzschiffahrt unter Tage wurde 1900 eingestellt. Das mit 4556 KW und 364 m Fallhöhe leistungsstärkste Kraftwerk Wilhelm II. in Clausthal (Tab. 2) erhielt Wasser aus dem Dammgraben, dem längsten und wasserreichsten der Oberharzer Wasserwirtschaft, nachdem der Zufluss zuvor in mehreren Teichen ausgeglichen worden war. Vom Wasserschloss gelangte es durch vier Fallrohre zu sechs Pelton-turbinen und floss durch den 1864 zu Tage durchgetriebenen Ernst-August-Stollen zum 11 km entfernten Gebirgsrand ab (Abb. 13, 14). Auf dem gleichen Niveau wurde 1942 das Kraftwerk „Otiliae“ (1500 kW) eingerichtet, das sein Wasser aus einem 12 km langen, doppelten

Grabenzug mit 12 Teichen erhielt. Bei Wildemann (Silbernaal) und Bad Grund arbeiteten die Werke „Hilfe Gottes“ und „Meding“, letzteres auf dem Niveau des 1799 fertig gestellten Tiefen-Georg-Stollens, 80 m über dem jüngeren Ernst-August-Stollen.

Tab. 2: Kavernenkraftwerke der Oberharzer Wasserwirtschaft.

Kraftwerk	Anzahl Turbinen	Betrieb von...bis	Fallhöhe (m)	Durchfluss (l/s)	Leistung (kW)	Mittl. Erzeugung (MWh/Jahr)
-----------	-----------------	-------------------	--------------	------------------	---------------	-----------------------------

System Clausthal-Bad Grund						
Wilhelm II (Clausthal)	6 Pelton	1898-1980	364	1686	4556	16 000
Ottiliae (Clausthal)	2 Pelton	1942-1980	332	584	1500	10 000
Meding (Silbernaal)	2 Pelton	1902-1967	158	134	167	400
Hilfe Gottes (Bad Grund)	2 Pelton	bis 1993	77 137	490	416	6 500
System St. Andreasberg						
Grüner Hirsch (Andreasberg)	1 Pelton	1922-heute	141	400	450	3 100
Sieberstollen (Andreasberg)	1 Pelton	1912-heute	199	174	240	1 500

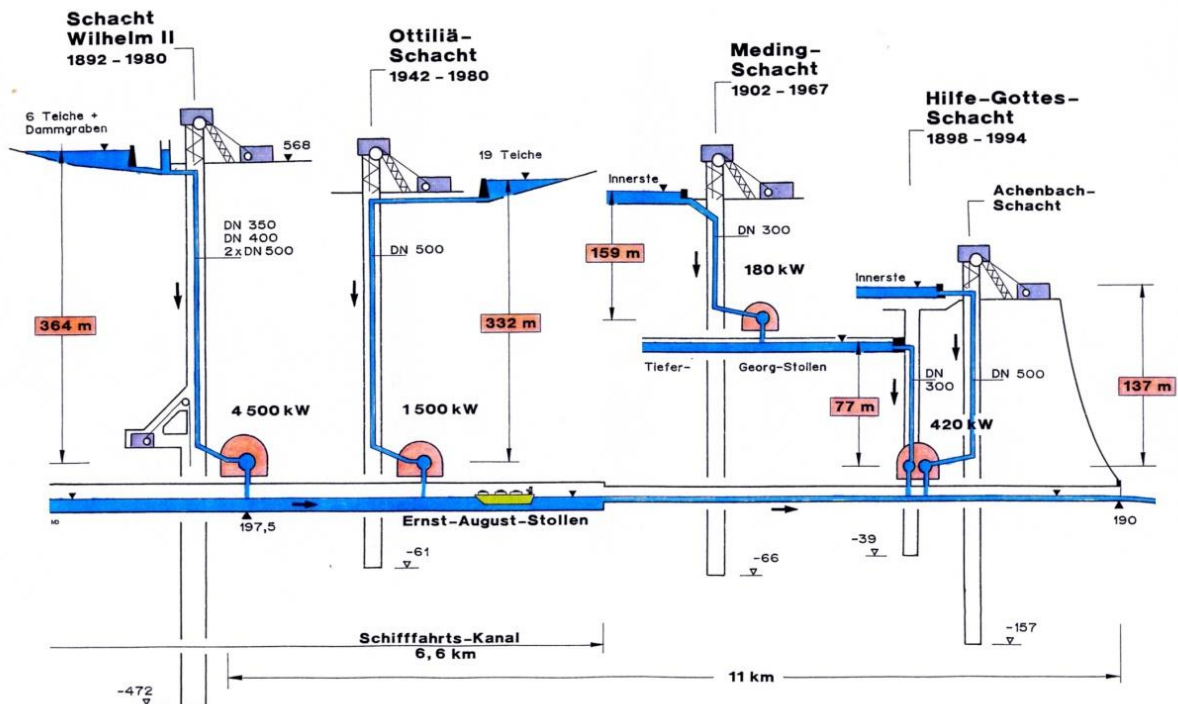


Abb. 13: Kraftwerkssystem Clausthal-Bad Grund.



Abb. 14: Das 1980 stillgelegte Kraftwerk Wilhelmschacht heute.

6 Wassersystem St. Andreasberg/Harz

6.1 Oderteich

Anders als in Clausthal-Zellerfeld mit seinem weitverzweigten System von Gräben und Teichen arbeitete man in St. Andreasberg mit einem linearen Wasserkraftsystem. Wasserspeicher war der Oderteich, mit 1,7 Mio. m³ lange Zeit die größte Talsperre Deutschlands. Hapterschwernis für seinen Bau war das Fehlen von „Rasenhaupt“ als Dichtungsmaterial sowie von Erde für die Dammschüttung. Nach einigem Hin und Her und mehrfacher Änderung der Planungen entschied man sich für eine Staumauer aus großen Granitquadern mit einer Innendichtung aus verdichtetem Granitsand, die nach sieben Jahren Bauzeit 1721 fertig gestellt war (Abb. 15, 16).

Ablass- und Reguliervorrichtung war analog der „Neuen Teichbauweise“ ein innenliegender „Striegel“. Der wasserseitige Zuflusskanal zum Striegelschacht besteht aus großen Granitquadern und -platten. Den Wasserablauf bilden zwei in Granitsand verlegte Rechteckrohre aus Eichenholz. Der Striegelschacht selbst wurde aus Granitblöcken ohne Bindemittel errichtet, sodass er den Verformungen des Dammes ohne Schaden folgen kann.

Durch den 7 km langen Rehberger Graben gelangte das Wasser nach St. Andreasberg. Der Graben wurde fast durchgehend in Granitmauerwerk ohne Bindemittel hergestellt und mit großen Steinplatten abgedeckt. Der Abfluss beträgt bis zu 700 l/s. In den Bergwerken arbeitete man bis zur Stilllegung 1910 ausschließlich mit Wasserrädern. Seitdem wird das Wasser des Oderteichs in je zwei ober- und unterirdischen Kraftwerken für die öffentliche Stromversorgung genutzt. Oderteich und Rehberger Graben sind nach mehr als 290

Jahren immer noch in der unveränderten Originalausstattung in Betrieb und erforderten bis heute keine nennenswerten Reparaturen.

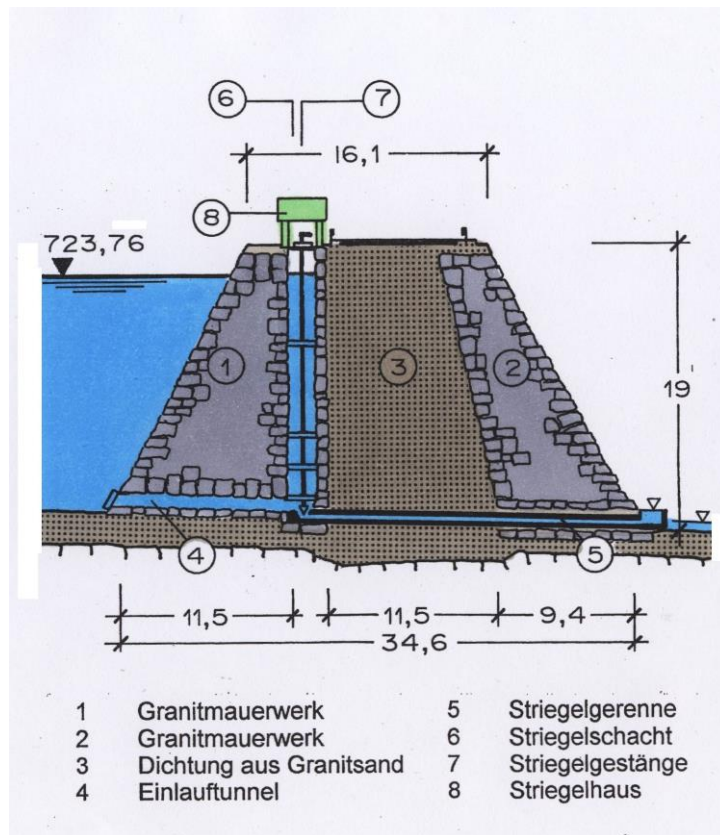


Abb. 15: Oderteich, Mauerquerschnitt



Abb. 16: Oderteich.
 1 Granitmauerwerk der Wasserseite.
 2 Eisabweiser vor dem Hochwasserüberlauf

6.2 Samsonschacht, Fahrkunst und Kraftwerke

Der „Samson“ war immer die mit Abstand bedeutendste Grube des St. Andreasberger Reviers. Bereits 1521 angeschlagen, avancierte er im 19. Jh. zum Aushängeschild des Silberbergbaus. Bereits um 1800 hatte der schräge („tonnenlängige“) Schacht eine Teufe von 630 m und war später mit 820 m lange Zeit einer der tiefsten Schächte der Welt. Nach der Stilllegung 1910 soff das weitläufige Grubengebäude unterhalb des Sieberstollens in 200 m Tiefe ab (Abb. 17.1).

Im Fördergebäude, heute als Museum zugänglich, befindet sich ein Kehrrad (9 m Durchmesser, $Q = 200 \text{ l/s}$, 12 kW) für die ehemalige Förderung bis zur 790-m-Sohle sowie ein Kunstrad (12 m, 90 l/s, 7 kW), das ursprünglich die mehrere hundert Meter langen Pumpengestänge und später die „Fahrkunst“ antrieb.

Die Fahrkunst, eine paternosterartige Personen-Beförderungseinrichtung, war 1833 in Clausthal entwickelt worden und ersetzte innerhalb weniger Jahre in allen tiefen Schächten von Harz und Erzgebirge die Leitern. 1837 wurde die Samsoner Fahrkunst –die weltweit einzige noch betriebsbereite– eingebaut (Abb. 17.2). Zwei unmittelbar nebeneinander gelegene Seilpaare, an denen Trittbretter und Haltegriffe befestigt sind, bewegen sich langsam mit einem Hub von 1,60 m gegenläufig auf und ab. Im Totpunkt stehen sich die Trittbretter auf gleicher Höhe gegenüber, sodass man nach jeweils 3,20 m umsteigen muss. Bis zur 730-m-Sohle hatte der Bergmann 228mal umzusteigen. Gewicht und Reibung sind durch sinnreiche Rollensysteme soweit reduziert, dass sechs einfahrende Personen die Fahrkunst allein durch ihr Eigengewicht in Bewegung halten. Vor 1910 konnten gleichzeitig 50 Bergleute ein- oder ausfahren. Mit der Fahrkunst, die mittlerweile von einem E-Motor angetrieben wird, erreicht man heute die beiden Wasserkraftwerke.

1912 ging das Kraftwerk ‚Sieberstollen‘ in 199 m Tiefe, 1922 das Werk ‚Grüner Hirsch‘ auf 140 m Betrieb (Abb. 18). Die energetisch günstigere Gesamtnutzung auf dem unteren Niveau ließ sich wegen der Bedienung alter Wasserrechte am oberen Stollen nicht verwirklichen.

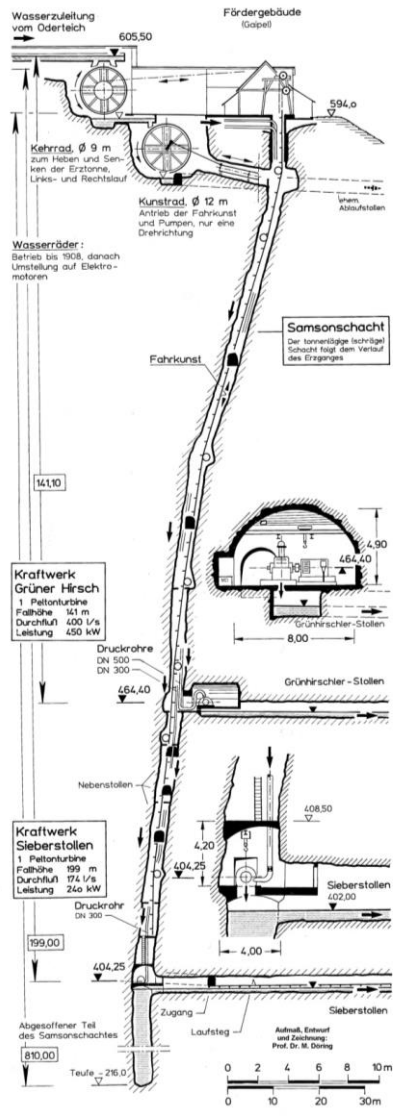


Abb. 17: Bergwerk Samson, St. Andreasberg.
 1 Schacht, Wasserräder und Kraftwerke.
 2 Fahrkunst (Foto: Licht- und Kraftwerke Harz)



Abb. 18: Kavernenkraftwerk „Grüner Hirsch“, St. Andreasberg.

7 Schrifttum

JENSEN, J., HERRMANN, R. A.: Vortragsband „Sicherung von Dämmen, Deichen und Stauanlagen“, Symposium Siegen, 2012, Eigenverlag IfG Siegen

SCHMIDT, M.: Die Wasserwirtschaft des Oberharzer Bergbaues. Schriftenreihe der Frontinus-Gesellschaft, 13/1989.

DÖRING, M.: Die Wasserkraftwerke im Samsonschacht in St. Andreasberg/Harz. Wasserkraft und Energie 3/1996, 24-34.

DÖRING, M.: Montane Energiegewinnung aus Wasserkraft in Harz und Erzgebirge. Schriften der Dt. Wasserhistorischen Gesellschaft DWhG, 3/2003, 21-46.

TEICKE, J., DÖRING, M.: Oberharzer Wasserwirtschaft zum Weltkulturerbe erhoben. Schriften der Deutschen Wasserhistorischen Gesellschaft 14/2010, 133-149.

DÖRING, M.: Energieerzeugung über und unter Tage – Die Reichenbach-Jordan'schen Wassersäulenmaschinen. Schriften der Deutschen Wasserhistorischen Gesellschaft, 19/2012, 39-59

5000 Jahre Talsperren

Prof. Dr.-Ing. Mathias Döring

W.-Busch-Str. 8, D-31079 Adenstedt

1 Übersicht

Zwischen Taurus, Euphrat und Sinai führte die klimatische Gunstsituation im 8/9 Jt. BC zur ‚neolithischen Revolution‘, dem Übergang von der Jäger- und Sammlerzeit zum bäuerlichen Sesshaftwerden mit Ackerbau und Viehzucht. Mit dem relativem Wohlstand der Siedlungen, die mit Vorratswirtschaft und stabilerem sozialem Gefüge weniger von natürlichen Gegebenheiten abhängig waren, wuchsen die Begehrlichkeiten aus dem nomadischen Umfeld. So waren die Siedler mehr und mehr gezwungen, ihren Wohnsitz vorrangig nach Verteidigungsmöglichkeiten zu wählen. Der direkte Zugang zum Wasser konnte dabei nicht immer berücksichtigt werden. Erste Wassertechnologien wie der Bau von Zisternen und Brunnen entwickelten sich. Im Chalkolithikum (4500-3200 v. Chr.) entstanden erste kleine Stauanlagen und im frühen 3. Jt. ein bereits als Talsperre anzusprechender Wasserspeicher.

Mit der römischen Wasserkultur, die im 1. Jh. AD den ganzen Mittelmeerraum erfasst hatte, stieg der Wasserbedarf, der bis dahin vielleicht 10-30 l/P•d betragen hatte, sprunghaft an. Nun waren zusätzlich Thermen, öffentliche Wasserspiele und Laufbrunnen zu versorgen. Mehr als 100 Talsperren, von denen einige bis heute in Betrieb sind, wurden vom 1. bis 6. Jh. unter römischer Regie gebaut, die meisten in Spanien, Anatolien und Tripolitanien/Nordafrika.

Im innovationsarmen Mittelalter fiel die Technik im europäisch-orientalischen Raum, soweit es den Talsperrenbau betrifft, weitgehend auf den vorrömischen Stand zurück. Erst ab dem 16. Jh. entstanden wieder größere Stauanlagen, so z.B. in Spanien (Alicante) für die Bewässerung und im Oberharz für die Energiegewinnung (s. gesonderter Beitrag von M. DÖRING in diesem Band).

Tab. 1: *Historische Talsperren im europäisch-orientalischen Raum (Auswahl). Zweck: WV = Wasserversorgung, HW = Hochwasserschutz, BW = Bewässerung, FF = Fischerei, Freizeit, WK = Wasserkraft.*

Bauzeit (etwa)	Talsperre	Land	Zweck	Absperrbauwerk			Stau- inhalt (Mio. m ³)	Bem.
				Bauart	Höhe (m)	Länge (m)		
3300	Jawa	Hauran/Jordanien	WV	Damm	5	85	0,02	Fragmente
2700	Sadd-el- Kafara	Heluan/Ägypten	HW	Damm	12	113	0,6	Bruch 3. Jt.
750	Marib	Jemen	BW	Damm	20	680	30	Bruch 550 AD
300 BC	Moeris	Fayum/Ägypten	BW	Mauer	< 12	8 500	275	Bruch 1308
60 AD	Subiaco	Latium/Italien	FF	Mauer	40	< 80	?	Bruch 1408
110	Proserpina	Merida/Spanien	WV	Damm	12	427	4	in Nutzung
2. Jh.	Alcantarilla	Toledo/Spanien	WV	Stauwand	17	550	< 2	Bruch
550	Eisernes Tor	Antiochia/Türkei	HW	Mauer	32	60	0,03	in Nutzung
1594	Tibi	Alicante, Spanien	BW	Mauer	42	65	5,4	in Nutzung
1721	Oderteich	Harz/Deutschland	WK	Mauer	19	151	1,7	in Nutzung
1891	Eschbach	Berg. Land/D	WV	Mauer	25	160	1,1	in Nutzung

Die Eschbachtalsperre im Bergischen Land (1891) gilt als Prototyp des modernen Talsperrenbaus in Mitteleuropa mit der dort erstmals eingesetzten, von Prof. Intze/Aachen entwickelten Gewichtsmauer. Die Fortschritte in Bodenmechanik und Grundbau in den ersten Jahrzehnten des 20. Jahrhunderts ermöglichten den Bau der ersten großen Staudämme, damals noch mit Beton-Innendichtung. Mit der Rationalisierung der Erdbautechnik und dem gleislosen Baubetrieb verlor der Staumauerbau in Mitteleuropa nach dem Zweiten Weltkrieg zugunsten der Dämme rasch an Bedeutung. So wurden von 1930 bis 1990 in Deutschland 140 Staudämme, aber nur noch wenige Staumauern errichtet, als vorerst letzte die 100 m hohe Talsperre Leibis-Lichte in Thüringen (2004).

Nachstehend wird die 5000-jährige Geschichte der Talsperren an Hand ausgewählter Beispiele skizziert.

2 Vorrömische Talsperren

2.1 Jawa/Jordanien (um 3300 v. Chr.)

1950 wurden in der Basaltwüste des jordanisch-syrischen Grenzgebiets südlich des Djebel el-Druz (Djebel Hauran) die Reste dreier kleiner Staudämme entdeckt, die die unmittelbar benachbarte, frühbronzezeitliche Stadt Jawa während der 8-monatigen sommerlichen

Trockenzeit mit Wasser versorgten. Am besten erhalten ist der 85 m lange Damm II, bei dem 20 Jahre später drei Bauphasen freigelegt wurden (Abb. 1). Eine zeitliche Zuordnung war nicht möglich, doch scheinen die Phasen 1 und 2 kurz aufeinander gefolgt zu sein; der Damm der heute noch sichtbaren Phase 3 einige Zeit später. Er besteht aus zwei im Abstand von 10 m aufgeschichteten Basaltmauern mit dazwischenliegender „Innendichtung“ aus Ton, Erde, vulkanischer Asche und fein- bis grobkörnigem Mischmaterial. Das Stauvolumen betrug vielleicht 20.000 m³.

Die drei Staudämme wurden unmittelbar vor der westlichen Stadtmauer hintereinander in einer kleinen Mulde ohne natürlichen Zufluss gebaut. Das war nötig, weil die ohne Bindemittel errichteten Mauern der Überflutung in einem der periodisch durchflossenen Wadis nicht standgehalten hätten. Stattdessen wurde das Wasser etwa 1,5 km nördlich der Stadt mit einem noch erhaltenen Graben aus einem Wadi abgeleitet, der im Winter regelmäßig Wasser führt und über eine kleine Wasserscheide in den obersten der drei Stauteiche eingespeist.

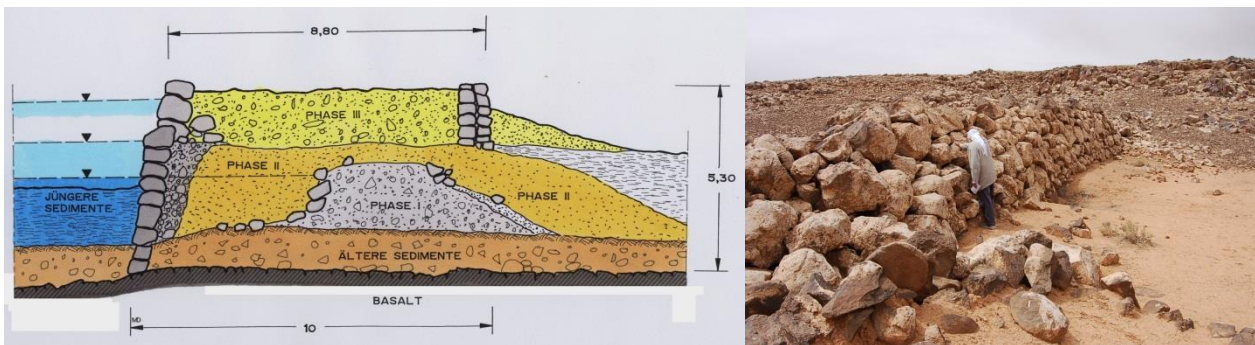


Abb. 1: Jawa/Jordanien, Querschnitt und Wasserseite des Dammes II

Literatur

HELMS, S.W., Jawa, lost City of the black Desert. London 1981.

2.2 Sadd el-Kafara, Heluan/Ägypten (um 2700/2600 v. Chr.)

Eine der frühesten größeren Stauanlagen und die älteste bekannte Talsperre für den Hochwasserschutz ist der Sadd el-Kafara (Damm der Ungläubigen) bei Heluan/Ägypten aus der ersten Hälfte des 3. Jts. Am Rand des Nil-Hochufers befanden sich dort die Kalksteinbrüche, in denen das Kernmaterial für die großen Pyramiden bei Gizeh/Kairo gebrochen wurde (Abb. 2). Die Steinquader kamen, vermutlich per Schlitten, auf einer befestigten Straße durch das Wadi Gerawi zum Hafen, per Schiff auf dem Nil und durch einen kurzen Kanal nach Gizeh und wieder per Schlitten zur Baustelle. Der Entladehafen befand sich unmittelbar vor der Sphinx auf dem Gelände des heutigen Besucherzentrums. Die Fassadensteine der Pyramiden lieferten Granitsteinbrüche im 800 km entfernten Assuan –ebenfalls per Schiff auf dem Nil.

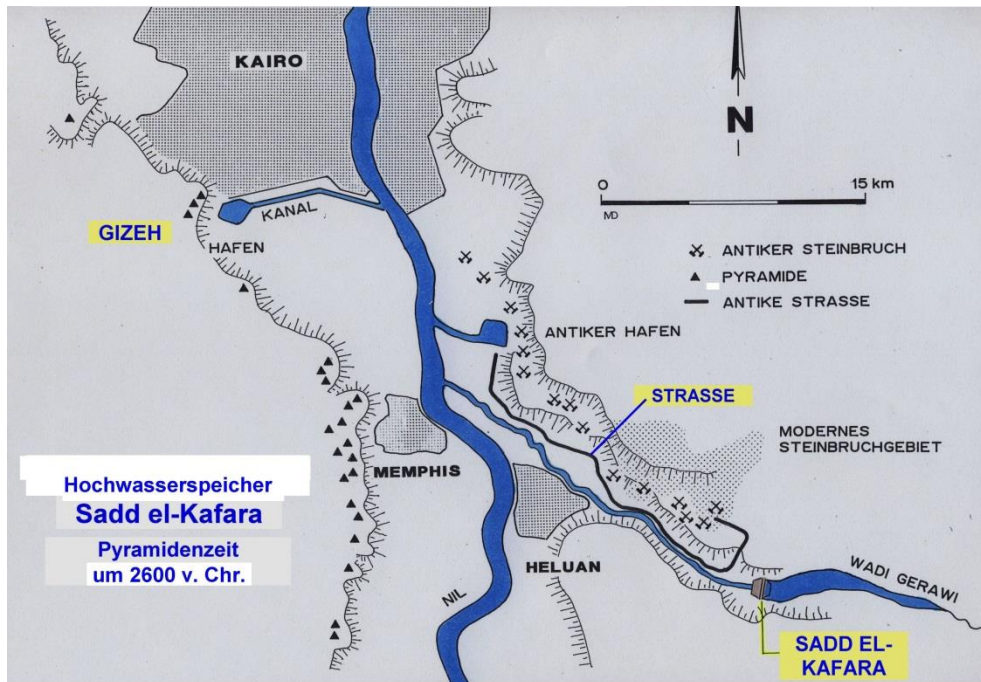


Abb. 2: Sadd el-Kafara, Übersicht.

Der mittlere Niederschlag im Einzugsgebiet des Wadi Gerawi beträgt 40 mm/a. Wenn es zur Überregnung des gesamten oder eines größeren Teils des 170 km² großen Einzugsgebiets kommt, sind je nach Vorregensituation Scheitelabflüsse von 125-290 m³/s zu erwarten. Das HQ₅ beträgt 130, das HQ₁₀₀ 200-250 m³/s. Die kurzen, aber heftigen Hochwässer führten vermutlich immer wieder dazu, dass die Straße zwischen Steinbruchgebiet und Hafen zerstört wurde. So versuchte man, das Hochwasser in einem Speicher aufzufangen und errichtete ohne jede Kenntnis von der Fülle eines Hochwassers und ohne Erfahrung im Talsperrenbau östlich der Steinbrüche den Sadd el-Kafara, der etwa 600.000 m³ Wasser zurückhalten konnte.

Staudamm

Das an seiner Krone 113 m lange, 12 m hohe und mit 87 m Fußbreite kräftig überdimensionierte Absperrbauwerk (Abb. 3) würde man nach heutigen Maßstäben als Steinschüttdamm mit Innendichtung ansprechen. Das Material, Mischkorn von i.M. 30 cm (10 bis 60 cm) Durchmesser und bis zu 40 kg Gewicht, wurde in nahen Steinbrüchen gewonnen. Auffallend ist die stufenförmige Steinabdeckung der Dammböschungen, die auf der Wasserseite besonders gut erhalten ist. Ob es sich dabei um einen Überströmungsschutz (Luftseite) bzw. einen Wellenschutz (Wasserseite) gehandelt hat, ist nicht mehr festzustellen. Möglich wäre auch eine rein dekorative Verkleidung, wie sie bei einigen Pyramiden zu finden ist. Die 30 x 45 x 80 cm großen Quader sind ohne Bindemittel aufgeschichtet und bilden eine Böschungsneigung von 35° bis 45°. Die ausgeprägte Hohlblockverwitterung der Quader geht auf Temperaturschwankungen (Sonneneinstrahlung) und chemische Verwitterung zurück.

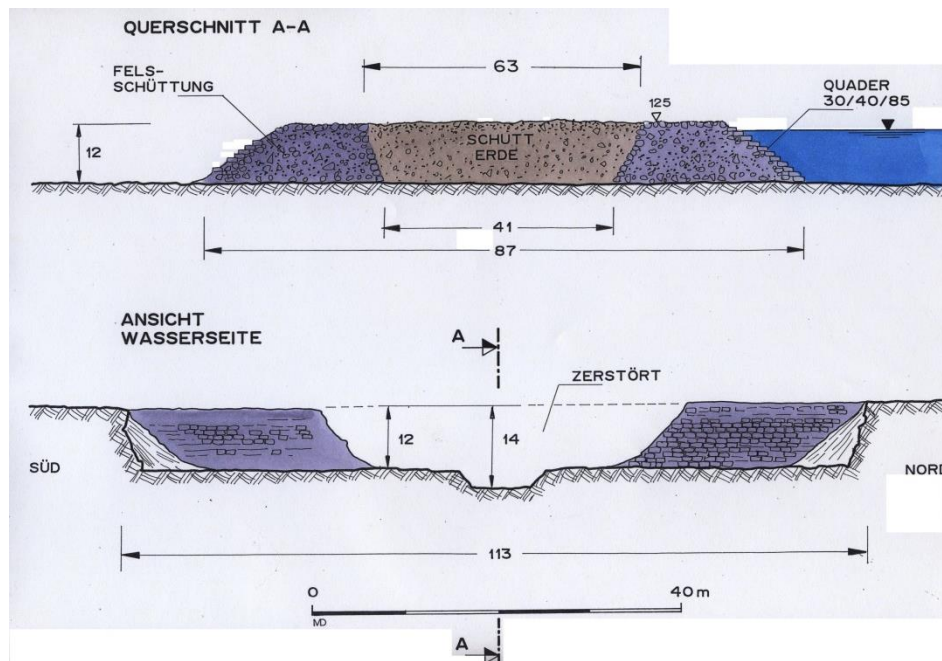


Abb. 3: Talsperre
 1 Reste des Staudammes (vor den Fahrzeugen, Fließrichtung von rechts nach links)
 2 Wasserseite mit Steinabdeckung
 3 Längs- und Querschnitt des Dammes (nach Garbrecht/Bertram)

Die 40 bis 60 m starke ‚Kerndichtung‘ besteht aus Verwitterungsschutt und Steinbruchabfall. Das unregelmäßige Material von schluffigem Sand bis Kies entspricht nicht einem Dichtungsmaterial heutiger Vorstellungen. Die hohe Durchlässigkeit lässt vermuten, dass der Dam seine Aufgabe nur für kurze Zeit erfüllen konnte und bei Vollfüllung mit einer schnellen Durchströmung zu rechnen war. Ob es ein hydraulischer Grundbruch oder Überströmung war, die ihn vermutlich bereits bei einem der ersten größeren Hochwässer zerstörte, ist nicht mehr festzustellen. Betriebseinrichtungen oder ein Hochwasserüberlauf sind nicht vorhanden.

Tab. 2: Sadd el-Kafara, technische Daten

Bauwerkshöhe	Länge	Größte Breite	Stauhöhe	Stauinhalt	Bauzeit
12 m	113 m	87 m	< 12 m	ca. 600.000 m ³	um 2700/2500BC

Datierung

Den Schlüssel zur Altersbestimmung der Stauanlage lieferten Reste der Arbeiterunterkünfte, erkennbar an den Grundmauern von Hütten, wie sie bei altägyptischen Bauten öfters vorgefunden wurden. Aus ihrer Zahl und Größe konnte auf etwa 450 Arbeiter geschlossen werden. Die Ornamentik der im Schutt der Hütten gefundenen Brotbackformen und Bierkrüge weist auf die Zeit um 2550 BC hin. Die Radiocarbon-Datierung (¹⁴C) an Kohle aus Feuerstellen ergab den Zeitraum 2690 bis 2950 v. Chr. Alles in Allem kann von einer Bauzeit des Staudamms zwischen 2700 und 2500 BC ausgegangen werden, der sog. ‚Pyramidenzeit‘ des Alten Ägyptischen Reichs (3.-6. Dynastie) und der Bauzeit der Pyramiden von Gizeh (2575-2465 BC).

Literatur

GARBRECHT, G., BERTRAM, H.U., Der Sadd-el-Kafara. Die älteste Talsperre der Welt. Mitteilungen des Leichtweis-Instituts für Wasserbau der TU Braunschweig, H. 81/1983 (2 Bände).

FAHLBUSCH, H.: The Sadd el Kafara – The Oldest High Dam of the World. Orient Archäologie 13/2004, 365-370.

2.3 Moeris-See im Fayum/Ägypten

Der antike Autor Herodot (II, 149) berichtete um 450 v. Chr., dass sich in der ägyptischen Oase Fayum ein See befände, der „von Menschenhand angelegt und ausgegraben“ sei. Das Wasser habe nicht im Fayum seinen Ursprung, sondern werde vom Nil durch einen Kanal hineingeleitet. Der See sei durch Pharao Amenemphet III. (1830-1793 v. Chr.) errichtet worden, den die Griechen Moeris nannten.

Das Fayum (koptisch „Seeland“), eine fast 2000 km² große, tiefer als der Nil gelegene Depression in der Libyschen Wüste, 100 km südlich von Kairo, ist durch eine 15 km lange und 1 bis 1,5 km breite Senke mit dem Niltal verbunden. In vorgeschichtlicher Zeit floss Wasser durch einen Nebenarm des Nils, der 350 km weiter südlich vom Hauptstrom abzweigte, in das Fayum und bildete dort einen Binnensee, der die gesamte Depression ausfüllte (Abb. 4.1). Als der Nilarm verlandete und der See nur noch selten aufgefüllt wurde, verkleinerte er sich durch Verdunstung so lange, bis um etwa 2000 v. Chr. ein neuer Gleichgewichtszustand erreicht war (Abb. 4.2).

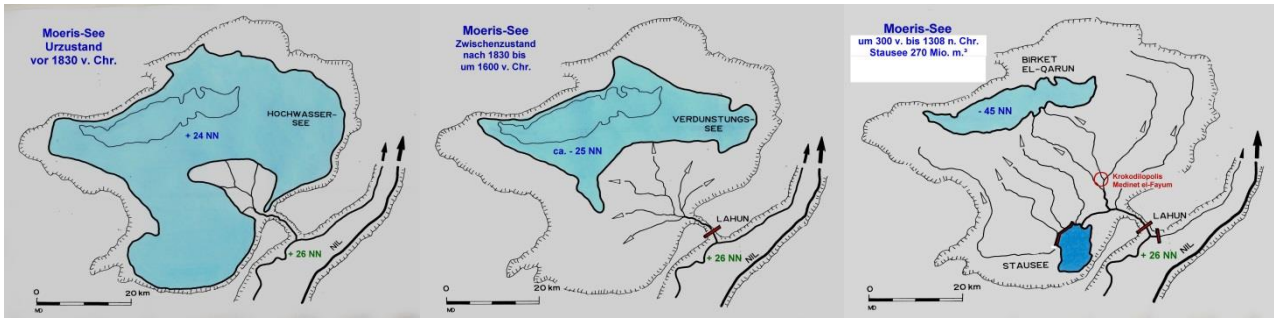


Abb. 4: Fayum, Entwicklungsphasen

Um neues Siedlungs- und Fruchmland zu gewinnen, ließ Amenemphet III. den Nilarm (Abb. 5) räumen und die Senke zwischen Nil und Fayum durch eine mehrere Kilometer lange Mauer mit einem –vielfach veränderten– Wehr absperren, das bis heute den Zufluss ins Fayum regelt. Die Baumaßnahmen werden dem biblischen Joseph zugeschrieben, nach dem der Nilkanal seinen Namen Bahr el-Yusub erhielt. In der Folgezeit entwickelte sich das Fayum bei allmählich sinkendem Wasserstand des Verdunstungssees zu einer der fruchtbarsten Regionen des Landes, über die neben Herodot weitere antike Autoren berichteten.



Abb. 5: Wasserbauten bei Lahun: lks.: Bahr el-Yusub (Foto: NN); re.:Wehr.

Danach befand sich der See an der Ausmündung des Kanals auf der obersten Terrasse des Fayums. Über seine Ausdehnung und Bauweise gehen die Beschreibungen allerdings weit auseinander. Es scheint aber, dass zumindest die 140 km² große Senke im Südosten der Oase dazugehörte (Abb. 4.3). Die Region, in der sich keine alten Ortschaften befinden, ist durch eine flache Schwelle von dem tieferen Teil des Fayums getrennt.

Auf dieser Schwelle befindet sich ein ehemals 8,5 km langer Mauerzug aus jüngerer Zeit, der die Mulde komplett abspernte und zu einem See aufstaute. Die Staumauer, von der noch 4 km erhalten sind (Abb. 6), wurde um 300 v. Chr. unter Ptolemaischer Herrschaft auf den Resten eines Vorgängerbaus, möglicherweise den Dämmen des HERODOT'schen Sees, errichtet. Das Stauziel von 16,50 m ü. NN lässt, die Sedimentation des Nilschlammes abgerechnet, auf ein Stauvolumen von rd. 275 Mio. m³ schließen. Damit wäre der Moeris-See, am Stauvolumen gemessen, bis ins späte 19. Jh. die größte Talsperre des

europäisch-orientalischen Raums gewesen. Die höheren Abschnitte der Mauer sind als Gewichtmauer, die niedrigeren als Dämme mit Stauwand konzipiert.

Tab. 3: *Moeris-See, technische Daten*

Bauwerkshöhe	Länge	Größte Breite	Stauhöhe	Stauinhalt	Bauzeit
bis 12 m	8.500 m	< 10 m	< 10 m	ca. 275 Mio. m ³	um 300 BC

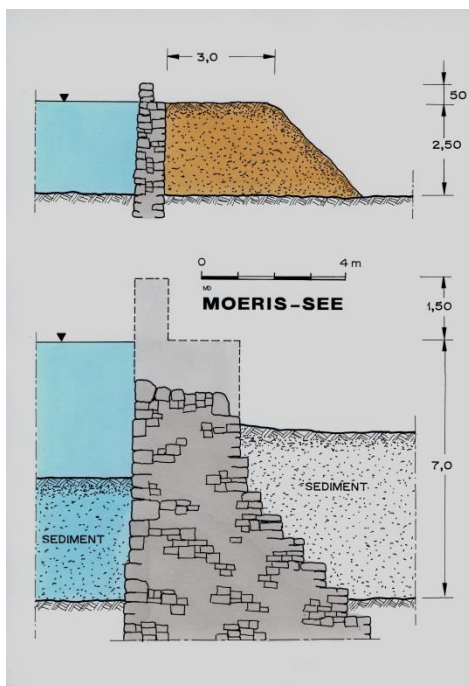


Abb. 6: *Staumauer des Moeris-Sees: lks.: Regelquerschnitte (nach Garbrecht/Jaritz); re.: Reste der Staumauer beim Dorf Shidmuh.*

Gefüllt wurde der See wie schon sein Vorgänger durch den Bahr el-Yusub, der einen Teil des Wassers in Richtung Krokodilopolis, dem späteren Arsinoe und heutigen Medinet el-Fayum, für die Bewässerung abgab. Wenn nach dem Ende der Nilflut im Herbst der Zufluss zurückging, bewässerte man für die zweite Anbauperiode aus dem Stausee. Im Frühjahr wurden die feuchten Sedimente des leeren Sees für eine dritte Saat genutzt.

Vermutlich im 1. Jh. n. Chr. brach die Staumauer auf etwa 100 m Länge und hinterließ einen Erosions-Kolk, in dem immer noch Trümmer der Staumauer liegen (Abb. 7). Die Römer, die auf die Getreidelieferungen aus Ägypten angewiesen waren, reparierten die Lücke mit Ziegelmauerwerk. Nach weiteren 1200 Jahren Betriebszeit brach die Mauer beim Erdbeben 1308 ein zweites Mal, wurde aber nicht mehr instandgesetzt.



Abb. 7: Kolksee des 1. Jhs. mit Trümmern der Staumauer

Literatur:

GARBRECHT, G., JARITZ, H.: Untersuchung antiker Anlagen zur Wasserspeicherung im Fayum/Ägypten. Mitteilungen des Leichtweis-Instituts für Wasserbau der TU Braunschweig, H. 107/1990.

JARITZ, H.: Ancient Water Installations and Dams in the Fayum Oasis/Egypt. Orient Archäologie 13/2004, 379-390.

3 Römische Talsperren

Unter römischer Regie entstanden im Mittelmeerraum etwa 100 größere Talsperren und zahlreiche kleine Stauanlagen, die meisten auf der Iberischen Halbinsel, in Anatolien, der Levante und Nordafrika. Verbreitet waren die Bautypen „Damm mit Stauwand“ und „Gewichtsmauer“ sowie als Unikat eine Mauer mit horizontaler Lastabtragung.

3.1 Subiaco/Italien (1. Jh. n. Chr.)

Die mit 40 m höchste römische Talsperre, die einzige ihrer Art in Italien, entstand unter Kaiser Nero um 60 n. Chr. bei seinem Sommerpalast in Subiaco, 50 km östlich von Rom. Die Staumauer staute als mittlere von drei zeitgleich entstandenen Talsperren in einer engen Schlucht den Fluss Anio zu einem etwa 2 bis 3 km langen See. An die Talsperre wurde einige Jahrzehnte später der 86 km lange Aquädukt „Aqua Anio Novus“ angeschlossen, der 1,5 bis 1,8 m³/s Wasser nach Rom lieferte. 1408 brach die Talsperre, nachdem Mönche des nahe gelegen Benediktinerklosters Sacro Speco Umbauten vorgenommen haben sollen. Ein Gemälde in der Sakristei des Klosters zeigt einen an der Staumauer sitzenden angelnden Mönch. Bis auf das versinterte Fragment des Hochwasserüberlaufs ist kaum noch etwas erhalten (Abb. 8).



Abb. 8: Römische Talsperre Subiaco:
 lks.: Gemälde im Kloster Sacro Speco; re.: Hochwasserüberlauf.

Literatur

GIOVANNONI, G.: L'Architettura nei Monasteri Sublacensi. Rom 1904, 275-278.

PACE, P.: Gli Acquedotti di Roma. Rom 1983, 176 ff.

3.2 Alcantarilla, Toledo/Spanien (2. Jh. n. Chr.)

Die Talsperre Alcantarilla war Trinkwasserspeicher für das 30 km entfernte römische Toletum, das heutige Toledo. Die Wasserseite der 10 bis 12 Fuß (3 bis 3,5 m) dicken, 550 m langen und 17 m hohen Stauwand ist mit großformatigen, sorgfältig bearbeiteten Kalksteinblöcken verkleidet, wovon die meisten dem mittelalterlichen Steinraub zum Opfer gefallen sind (Abb. 9, 10). Die 1,5 Fuß (45 cm) hohen Fassadensteine bildeten die ‚verlorene Schalung‘ für eine 3,5 Fuß (75 cm) starke Zwischenschicht aus durchlässigem Grobbeton (opus caementicium) mit Korngrößen von bis zu 400 mm und ausgeprägten Arbeitsfugen.

Tab. 4: Talsperre Alcantarilla, Technische Daten

Bauwerkshöhe	Länge	Größte Breite	Max. Stauhöhe	Stauinhalt	Bauzeit
17 m	550 m	71 m	14 m	< 2 Mio. m ³	2. JH AD

Es folgten die beidseitig von Bruchsteinquadern eingefasste, 2 Fuß (60 cm) starke Dichtung aus undurchlässigem Beton mit abgestuftem Zuschlag (0/100 mm) und analog zur Wasserseite eine zweite, 4 bis 5 Fuß (120 bis 150 cm) starke, ebenfalls durchlässige Grobbetonschicht, die als Drainage aufgefasst werden kann. Damit entspricht die Stauwand bereits der modernen Version einer Talsperrendichtung mit nachgeschalteter Entwässerung. Ob und ggf. wie das Drainagewasser zur Luftseite abgeführt werden

konnte, ist ohne aufwändige Grabungen nicht feststellbar. An die Drainageschicht schließt sich der am Fuß fast 70 m breite Stützkörper aus bindigem bis durchlässigem Mischmaterial an.



Abb. 9: *Talsperre Alcántara:*
lks.: Wasserseite der Stauwand mit Fassadenmauerwerk, Zwischenschicht
und Betondichtung (rechts)
re.:Entnahmeturm

Die Wasserentnahme erfolgte in der Dammmitte in einem in die Stauwand eingebauten Entnahmeturm, von dem noch bedeutende Reste erhalten sind (Abb. 9.2). Der Turm hatte auf seiner Wasserseite Öffnungen, deren Bedeutung nicht abschließend geklärt ist. Da das Wasser im Turminnern mit der Talsperre kommunizierte, konnte man, Armaturen vorausgesetzt, Wasser in unterschiedlicher Höhe entnehmen. Wahrscheinlich wollte man damit für Wasserentnahme auch bei Teilverlandung des Sees (die dann nicht eintrat) vorsorgen. Eine fast baugleiche Anordnung findet sich bei der 115 n. Chr. fertig gestellten Trinkwassertalsperre Cornalvo nahe Merida/Spanien, dort mit einem freistehenden Turm. Zu einem unbekanntem Zeitpunkt brach die Talsperre Alcántara, wobei Undichtigkeiten am Entnahmeturm, vielleicht aber auch aktiver Erddruck des Stützkörpers die Ursache gewesen sein könnte.

Der 38 km lange Aquädukt in Richtung Toledo lässt sich ab dem luftseitigen Fuß der Talsperre verfolgen. Die Kanalwangen haben die vielfach vorgefundenen Abmessungen von je 2 Fuß (60 cm) Breite, der Fließquerschnitt etwa 2,5 Fuß. Die Wasserleitung überquerte den 100 m tief eingeschnittenen Tajo unmittelbar vor der Stadt mittels Druckleitung und Brücke (VITRUVS „*venter*“), von der noch Fundamente und Widerlager auf beiden Ufern, etwa 40 m über dem Fluss, erhalten sind.

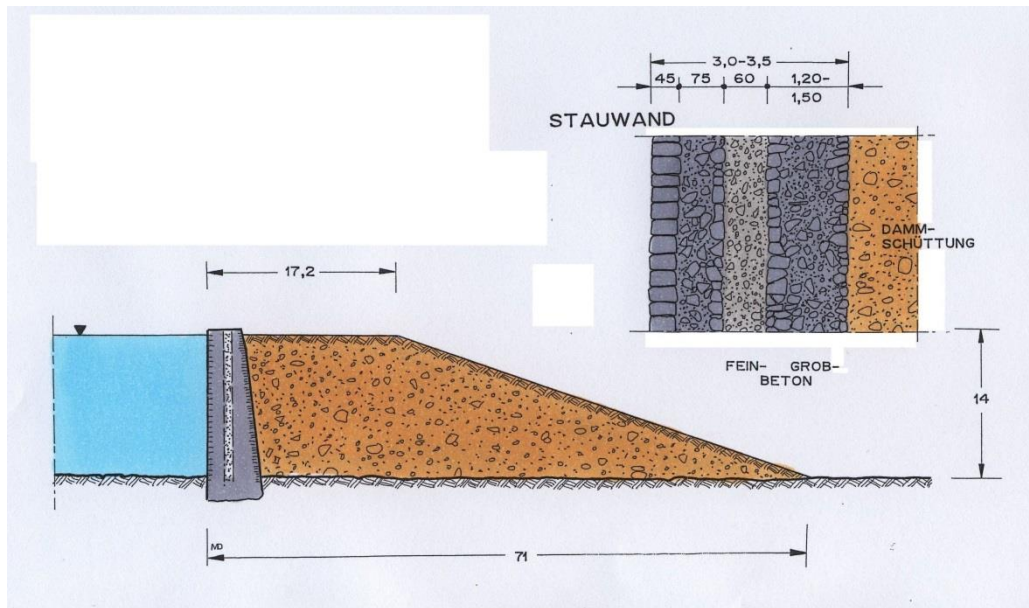


Abb. 10: Regelquerschnitt Alcantarilla.

Literatur

SCHNITTER, N.: Römische Talsperren und Wehre auf der Iberischen Halbinsel. Wasser, Energie, Luft 84/1992, 136-140.

SCHNITTER, N.: Römische Talsperren. Antike Welt 2/1978, 25-32.

3.3 Talsperre „Eisernes Tor“, Antiochia/Türkei (um 550 n. Chr.)

Ein bemerkenswertes Hochwasserrückhaltebecken befindet sich bei Antiochia (heute Antakya/Türkei): eine Staumauer mit horizontaler Lastabtragung, ein früher Vorgänger der modernen Bogenmauern.

Antiochia

Antiochia am Unterlauf des Orontes, gegründet um 300 v. Chr. durch Seleukos I., einem der Erben Alexanders d. Gr., galt neben Rom, Alexandria und Byzanz als eine der großen Metropolen der europäisch-orientalischen Antike. Ihre überragende Bedeutung erlangte die Hauptstadt der römischen Provinz Syria durch ihre Lage an mehreren internationalen Handelswegen: der Straße aus dem Jemen über Petra und Damaskus nach Aleppo (Weihrauch- und Königstraße), den Karawanenrouten aus Innerasien und China (der späteren Seidenstraße) sowie den Handelswegen aus dem Zweistromland über Palmyra, die alle am Hafen von Antiochia, Seleukia Pieria, endeten (Abb. 11). Hier wurden in großem Umfang Waren nach Rom und ab dem 4. Jh. nach Byzanz umgeschlagen

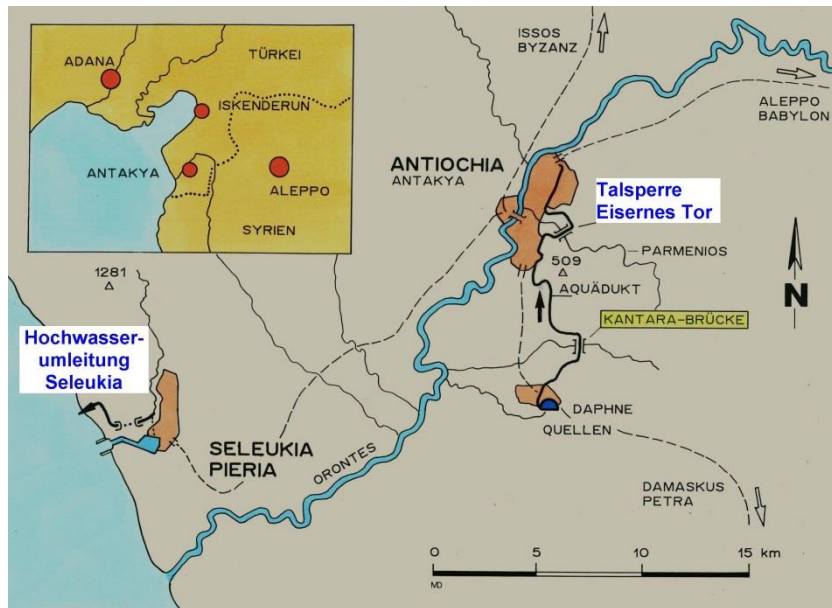


Abb. 11: Antiochia und sein Hafen Seleukia Pieria.

Der Reichtum Antiochias zeigte sich im Stadtbild und der baulichen Infrastruktur. Dazu gehörten neben zwei Aquädukten die mehr als 15 km lange, größtenteils erhaltene Stadtmauer, eine 4 km lange Kolonnadenstraße, gesäumt von vier Säulenreihen, Tempel, Paläste und Thermen. Im 6. Jh. n. Chr. verlor Antiochia durch einen Stadtbrand (525), zwei Erdbeben (526 und 528), die Pest und Perserüberfälle (540, 573) einen großen Teil seiner (geschätzt) 500.000 Einwohner, sodass die Stadt verkleinert und der Stadtmauerring, um diesen noch verteidigen zu können, verkürzt werden musste. Heute ist Antakya mit 150.000 Einwohner bedeutend kleiner als in der Antike.

Talsperre

Antiochia lag am Fuß der Berge Silpius und Staurin, die die Stadt um bis zu 400 m überragen. Getrennt werden sie durch die enge Schlucht des Parmenios. Der periodische Wildbach führt nur im Winter/Frühjahr Wasser und neigt wegen seines starken Gefälles von bis zu 10 % zu murgang-ähnlichen Hochwasserwellen. Dadurch wurde das unter Kaiser Valens (364-378) unmittelbar vor dem Ausgang der Schlucht entstandene Stadtzentrum immer wieder verwüstet.

Zu seinem Schutz ließ Kaiser Justinian (527-565) die obere der beiden, im 2. Jh. errichteten Aquäduktbrücken über den Parmenios in ein ungesteuertes Rückhaltebecken umbauen (Abb. 12-18). Der spätantike Autor PROKOP beschreibt im Jahr 559, kurz nach der Fertigstellung, die Staumauer, deren Äußeres sich trotz einiger Reparaturen bis heute nicht grundsätzlich verändert hat:

„Vor dem Teil der (Stadt-) Mauer, welcher der Schlucht zunächst liegt (kreuzt), aus der heraus der Wildbach gegen die Befestigung anstürmte, baute er (Justinian) eine sehr hohe (Stau-) Mauer. Diese läuft von der Sohle der Schlucht aus rechts und links bis unmittelbar zu den beiden Bergen, damit der überschäumende Gießbach in seinem Lauf gehemmt, über eine längere Strecke hin sich sammeln und einen Stausee bilden muss. Die Sperrmauer aber versah Justinian mit Durchlässen und erreichte so, dass von

Menschenhand geregelt, allmählich der Wildbach abströmt und sich verliert, ohne mehr mit aller Wucht reißend gegen die Stadtmauer zu prallen, sich dabei aufzustauen und den Ort zu zerstören.“

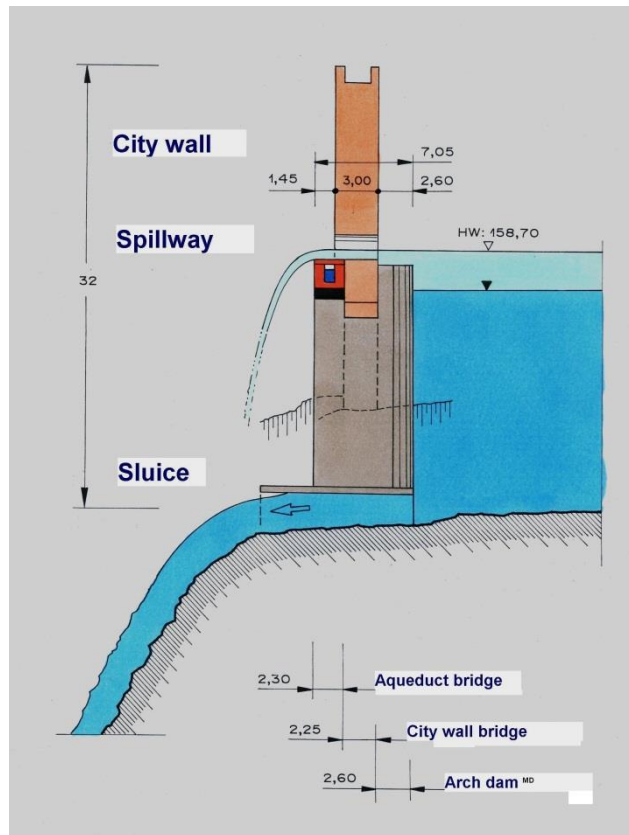


Abb. 12: Talsperre „Eisernes Tor“ mit Wasserstand beim Hochwasser 2003
lks.: Wasserseite mit Stausee. In der Mauerlücke rechts befand sich ein Stadttor.
re.: Querschnitt

Bauphasen

Als Antiochia Mitte des 6. Jhs. verkleinert wurde, verbreiterte man die Aquäduktbrücke (Abb. 13.1) und führte die Stadtmauer so darüber, dass der Wasserkanal zugänglich blieb. Auf dem rechten Ufer befand sich ein stark befestigtes („eisernes“) Stadttor, das dem Bauwerk den Namen gab. Anschließend verschloss man den Brückenbogen mit römischem Beton (opus caementicium) und setzte vor die Wasserseite eine zylindrisch gekrümmte Stauwand aus dem gleichen Material. Ein ungesteuerter Grundablass und ein Hochwasserüberlauf ermöglichten die Wasserabgabe (Abb. 13.2).

Tab. 5: Eisernes Tor, Technische Daten

Bauwerkshöhe	Länge	Größte Breite	Max. Stauhöhe	Stauinhalt	Bauzeit
32 m	60 m	7,15 m	21 m	30.000 m ³	um 550 AD

Zu einem unbekanntem Zeitpunkt scheint das Stadttor zugemauert worden zu sein, sodass es als Notüberlauf ausfiel. Wohl während eines großen Hochwassers kam es zur Katastrophe: das Wasser stieg so hoch, dass die nur 3 m starke Stadtmauer oberhalb der Staumauer dem Druck nicht standhielt, auf 30 m Länge einstürzte und den Aquädukt mit in die Tiefe riss (Abb. 13.3).

Die Reparatur (Abb. 13.4) dürfte, wie kufische und arabische Schriftzeichen auf den verwendeten Steinen (Spolien) belegen, nicht vor dem 8. Jh., vermutlich jedoch erst in der Kreuzfahrerzeit (12/13. Jh.) erfolgt sein. Der Aquädukt wurde nicht mehr benötigt. Denn zum einen war die Zeit der aufwändigen römischen Wasserkultur Vergangenheit, zum anderen scheint der unterhalb verlaufende ältere Aquädukt für die Versorgung der inzwischen sehr viel kleineren Stadt ausgereicht zu haben.

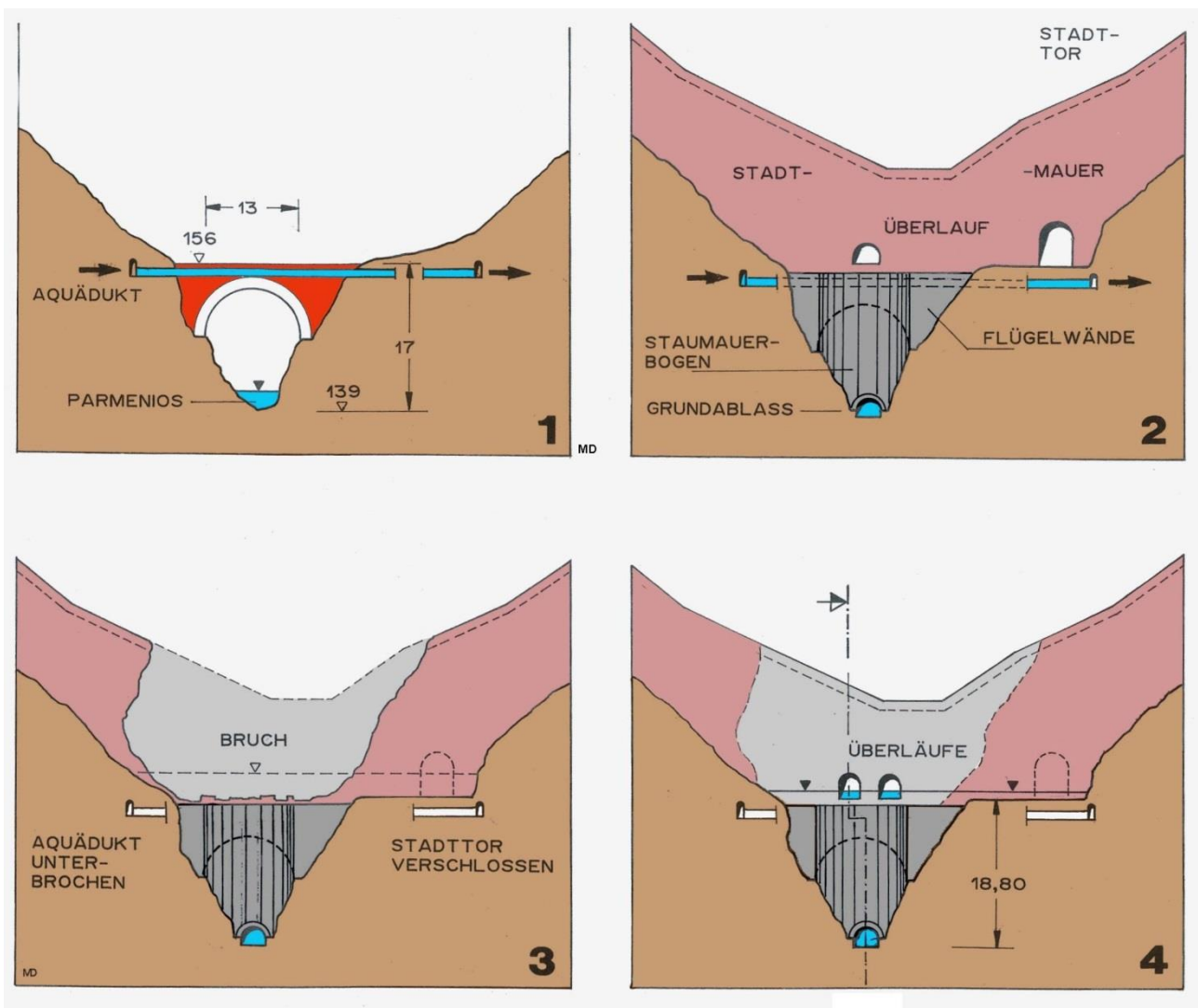


Abb. 13: Das „Eiserne Tor“, Bauphasen (Ansichten von der Wasserseite)
 1: Aquäduktbrücke (2. Jh. A.D.); 2: Aquäduktbrücke, Stadtmauer und Talsperre (6. Jh.).
 3: Einsturz (zwischen dem 6. und 11. Jh.). 4: Instandsetzung (nach 1100)

Hochwasser

In den Fugen des Mauerwerks fanden sich bis in ein scharf abgegrenztes Niveau Schwimmstoffe, die den höchsten Wasserstand beim Hochwasser 2003, 21 m über der Talsohle, markierten. Dabei flossen über die beiden Überläufe maximal je 4 m³/s, durch den Grundablass, ein gemauertes Gewölbe mit rd. 3 m² Querschnitt, rd. 53 m³/s ab.

Ein NA-Modell für das 9,3 km² große Niederschlagsgebiet ergab für einen hydrologisch zu erwartenden Starkregen von 432 mm in 24 Std. ein Hochwasser von 2,9 Mio. m³. Daraus würde zwei Stunden nach Beginn des Niederschlags am Eisernen Tor ein Spitzenabfluss von 98,5 m³/s resultieren. Die Retentionswirkung des Staubeckens (30.000 m³) ist so gering, dass der Wasserstand von 21 m bereits nach 52 min. überschritten würde und 11 min. später die Gewölbescheitel der Hochwasserüberläufe erreicht wären.

Die Entlastungsöffnungen mit einem Maximalabfluss von rd. 60 m³/s reichen also für die Durchleitung von fast 100 m³/s nicht aus. Man kann im Rückblick davon ausgehen, dass der Bruch des Bauwerks auf ein solches Hochwasserereignis zurückzuführen war.

Bauwerk und Zustand heute

Das „Eiserne Tor“ ist vermutlich die erste große Staumauer mit horizontaler Lastabtragung. Der Zylinderabschnitt hat bei einem Radius von 10,60 m einen Öffnungswinkel von 55° und ist damit im Vergleich zu modernen Bogenmauern, die Öffnungswinkel von über 100° aufweisen, relativ schwach gekrümmt. Entsprechend deckt die Horizontalwirkung je nach Wasserstand mit 15 bis 30 % nur einen Teil des Wasserdrucks ab. Der Rest wird vertikal sowie durch Verbund und Reibung in den Baugrund abgeleitet. Statisch ist das „Eiserne Tor“ eine Mischform aus Bogen- und Gewichtsmauer.

Schon vor 1800 scheint man, wie zeitgenössische Skizzen zeigen, die gut zugänglichen Abschnitte der Stadtmauer rechts und links der Staumauer abgetragen und auch deren sorgfältig bearbeitete Fassadensteine ausgebrochen zu haben. Nach dem Erdbeben von 1872 wurden die antiken Bauten dann offiziell zur Plünderung freigegeben, die bis ins 20. Jh. andauerte. In jener Zeit dürften auch Teile der Bogenmauer verschwunden sein, wodurch die Gewölbewirkung zum großen Teil verloren ging (Abb. 14). Trotzdem stürzte das „Eiserne Tor“ auch bei mehrmaligem Einstau bis jetzt nicht ein.



Abb. 14: *Unterer Teil des stark beschädigten Mauerbogens.*

Das darf nicht darüber hinwegtäuschen, dass das Bauwerk in seiner Standsicherheit massiv gefährdet ist. Verantwortlich dafür sind neben dem Steinraub hydraulisch unsachgemäße Betoneinbauten am Grundablass. An deren weit herausragender Bewehrung verfangen sich kubikmetergroße Bündel aus Plastiktüten und -planen, die bei Einstau, wenn an dieser Stelle Fließgeschwindigkeiten von bis zu 18 m/s herrschen, zu gefährlichen dynamischen Belastungen der Staumauer führen.

Die Bauaufnahme hat gezeigt, dass das „Eiserne Tor“ nicht nur eine der am besten erhaltenen antiken Talsperren ist. Durch die gezielt herbeigeführte horizontale Lastabtragung stellt sie ein Unikat dar und gehört damit zu den bedeutenden technischen Monumenten der Antike. Der Zustand des Bauwerks zeigt aber auch, dass eine vorsichtige Instandsetzung, die statischen, wasserbaulichen und archäologischen Anforderungen genügt, dringend erforderlich ist.

Literatur

DÖRING, M.: Das „Eiserne Tor“, eine 1500 Jahre alte Bogenstaumauer in Antiochia (Türkei). Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU Aachen. Mitteilungen 158/2010, 59-66.

DÖRING, M.: Das „Eiserne Tor“ in Antiochia/Türkei – römische Aquäduktbrücke, Talsperre und Stadtmauer. Archäologie der Brücken. International Congress Regensburg, Berichtsband 2011, 67-72.

4 Moderne Talsperren

Im Gegensatz zu den historischen sind moderne Talsperren in der Regel Mehrzweckanlagen für Wasserversorgung, Stromerzeugung, Hochwasserschutz u.a. In ariden Gebieten überwiegt die Bewässerung. Die Entwicklung des modernen Talsperrenbaus seit dem späten 19. Jh. ist hinreichend bekannt. Es wird auf die einschlägige Literatur verwiesen.

Talsperren stellen in halbariden und ariden Zonen die einzige Möglichkeit dar, Wasser in großem Umfang zu speichern und Trockenperioden zu überbrücken. Mit etwa 25 % der Weltstromerzeugung sind sie heute weit vor Wind- und Solarenergie die bedeutendste Quelle für regenerative Energie. Andererseits nehmen sie Landschaft in Anspruch, haben Einfluss auf das Abflussregime und können zu sozialen Spannungen führen. In der öffentlichen Wahrnehmung wird so aus einer eher mittelgroßen Anlage schnell die „größte Talsperre der Welt“. Das jüngste Beispiel dafür ist der Drei-Schluchten-Damm am Yangtzejiang, der im Vergleich mit anderen großen Talsperren nicht zur Spitzengruppe gehört.

Welche ist die größte Talsperre der Welt? Zählt die Höhe (Tab. 6) oder Länge des Absperrbauwerks (Tab. 7), sind Stauinhalt (Tab. 8) oder Wasseroberfläche (Tab. 9) maßgebend? Bei den Kosten ist ein Ranking kaum möglich, denn dies ist immer eine Frage der der Talsperre zugerechneten Beträge, des Preisniveaus und der Form der Finanzierung.

In den nachstehenden Tabellen wird der Versuch unternommen, große oder bekannte Talsperren im Weltmaßstab einzuordnen. Die Nummer gibt die Rangfolge an, „?“ bedeutet, dass das Bauwerk so weit hinten rangiert, dass die Einordnung wegen der Vielzahl der Objekte nicht mehr möglich ist. Es sei darauf hingewiesen, dass das WORLD REGISTER OF DAMS, dem die nachstehenden Angaben zum größten Teil entnommen sind, nicht immer eindeutige Angaben enthält. In diesen Fällen hat der Verfasser die Daten aus Einzelberichten ergänzt. Zum Vergleich ist die jeweils größte Talsperre in Deutschland angegeben.

Tab. 6: Staumauer- und Dammhöhen großer Talsperren.

Rang	Talsperre	Fluss/Land		Höhe (m)	Bauart
1	Rogun	Vaksh	Tadjikistan	335	Damm
2	Nurek	Vaksh	Tadjikistan	300	Bogenmauer
3	Grande Dixence	Dixence	Schweiz/Wallis	285	Gewichtsmauer
4	Bennet	Peace River	Kanada	283	Damm
6	Mauvoisin	Drance	Schweiz/Wallis	267	Bogenmauer
14	Ertan	Yalong	China	245	Bogenmauer
22	Hoover	Colorado	USA	221	Gewichtsmauer
35	Köhlbrein	Malta	Österreich/Kärnten	200	Bogenmauer
?	Drei-Schluchten	Yangtze	China	173	Gewichtsmauer
?	Rappbode	Rappbode	Deutschland/Harz	106	Gewichtsmauer

Tab. 7: Staumauer- und Dammlängen großer Talsperren.

Rang	Talsperre	Fluss/Land		Länge (m)	Größte Höhe (m)
1	Yacyreta	Parana	Argentinien	69.600	43
2	Kiew	Dnjepr	Ukraine	41.185	68
3	Diamond Valley	Domenigoni	USA	25.298	87
4	Konev	Dnjepr	Ukraine	16.479	40
5	Churchill Falls	Churchill	Kanada/Labrador	12.710	106
?	Tucurui	Tocantins	Brasilien	9.574	106
?	Guri	Rio Caroni	Venezuela	7.426	162
?	Itaipu	Parana	Brasilien/Paraguay	7.300	196
?	Assuan High Dam	Nil	Ägypten	3.830	111
?	Drei-Schluchten	Yangtze	China	1.752	173
?	Brombachtalsperre	Brombach	Deutschland/Bayern	1.800	40

Tab. 8: *Stauinhalt großer Talsperren.*

Rang	Talsperre	Fluss/Land		Stauinhalt (Mio. m ³)
1	Kariba	Sambesi	Zimbabwe/Sambia	181.000
2	Bratsk	Angara	Russland/Sibirien	169.300
3	Assuan High Dam	Nil	Ägypten	169.000
4	Akosombo	Volta	Ghana	153.000
5	Manic V	Manic	Kanada	142.000
20	Atatürk	Euphrat	Türkei	49.000
29	Drei-Schluchten	Yangtze	China	39.300
47	Itaipu	Parana	Brasilien/Paraguay	29.000
?	Bleilochtalsperre	Saale	Deutschland/Thür.	215

Tab. 9: *Wasserflächen großer Talsperren.*

Rang	Talsperre	Fluss/Land		Fläche (km ²)
1	Akosombo	Volta	Ghana	8.480
2	Kariba	Sambesi	Zimbabwe/Sambia	6.850
3	Churchill Falls	Churchill	Kanada/Labrador	6.200
4	Kubishev	Wolga	Russland	6.150
5	Assuan High Dam	Nil	Ägypten	5.900
10	Tucurui	Tocantins	Brasilien	2.430
12	Krasnojarsk	Yenissei	Russland/Sibirien	2.130
?	Itaipu	Parana	Brasilien/Paraguay	1.350
?	Drei-Schluchten	Yangtze	China	1.084
?	Forggensee	Lech	Deutschland	16



Abb. 15: *Moderne Talsperren*
 1: Linach/Schwarzwald 2: Albingia/Graubünden.
 3: Verzasca/Tessin (Foto: Verzasca AG);
 4: Hochwasserüberlauf Hoover/USA.

5. Bildnachweis

Alle Fotos und Skizzen, soweit nicht anders vermerkt, vom Verfasser.

6 Schrifttum

DEUTSCHER VERBAND FÜR WASSERWIRTSCHAFT UND KULTURBAU DVWK (Hrsg.): Historische Talsperren. Teil 1: Stuttgart 1987; Teil 2: Stuttgart 1991.

DÖRING, M.: Der Drei-Schluchten-Damm am YangtzeKiang. Wasserkraft und Energie 3/2004, 2-32.

DÖRING, M.: Stauanlagen. In: Taschenbuch der Wasserwirtschaft, Wiesbaden 2015, 637-692.

FAHLBUSCH, H. (Hrsg.): Historical Dams. New Delhi 2001.

FRANKE, P., FREY, W.: Talsperren in der Bundesrepublik Deutschland (Hrsg. Nationales Komitee für große Talsperren DNK). Düsseldorf 1987.

SCHNITZER, N.: Römische Talsperren. Antike Welt 2/1978, 25-32.

VOGEL, A., Die Geschichte der gemauerten Talsperren. Österreichische Wasserwirtschaft. Teil I: H 7/8 (1981), 167-180; Teil II: H 1/2 (1982), 21-37.

INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS, Paris: World Register of Dams, Updates

Fluss- und Seedeiche

Überströmbar ausgebildete Erddammkonstruktion auf gering tragfähigem Untergrund

Dr.-Ing. Olaf Düser

Ingenieurgesellschaft für Geotechnik und Wasserwirtschaft Dr. Ebel & Co. mbH,
St.-Ulrich-Straße 21, 88410 Bad Wurzach

dueser@geotechnik-ebel.de

1 Allgemeines und Grundlagen

Der Hochwasserschutz von Emerkingen, Alb-Donaukreis, musste verbessert werden. Innerörtliche Gewässerausbaumaßnahmen waren auf Grund der Bebauungssituation nicht zielführend ausführbar. Es wurde entschieden, oberstrom des Ortes einen Rückhalteraum für den dort in einem seichten Taleinschnitt verlaufenden Tobelbach zu schaffen.

Es wurden zwei Standorte in die engere Wahl gezogen. Baugrunduntersuchungen zeigten, dass an beiden Standorten mehrere Meter mächtige, gering tragfähige Schichten aus Aueablagerungen und Schwemmlernen anstehen.

Das Einzugsgebiet des Tobelbachs beträgt um 17,2 km². Bei einem 100-jährigen Hochwasserereignis führt der Bach eine Wassermenge um 11,5 m³/s durch die Ortslage Emerkingen. Innerörtlich ist das Gewässerbett im Bereich einer Straßenunterquerung nur für eine Wassermenge um 7 m³/s ausgebaut. Bei größeren Niederschlagsereignissen kommt es zu Rückstau und Ausuferungen. Der Rückhalteraum stromauf der Ortslage ist mit einem Speichervolumen um 32.000 m³ zu dimensionieren, um Sicherheit gegen 100-jährige Ereignisse zu schaffen. In Abb.1 ist die Situation in einem Lageplan wiedergegeben.

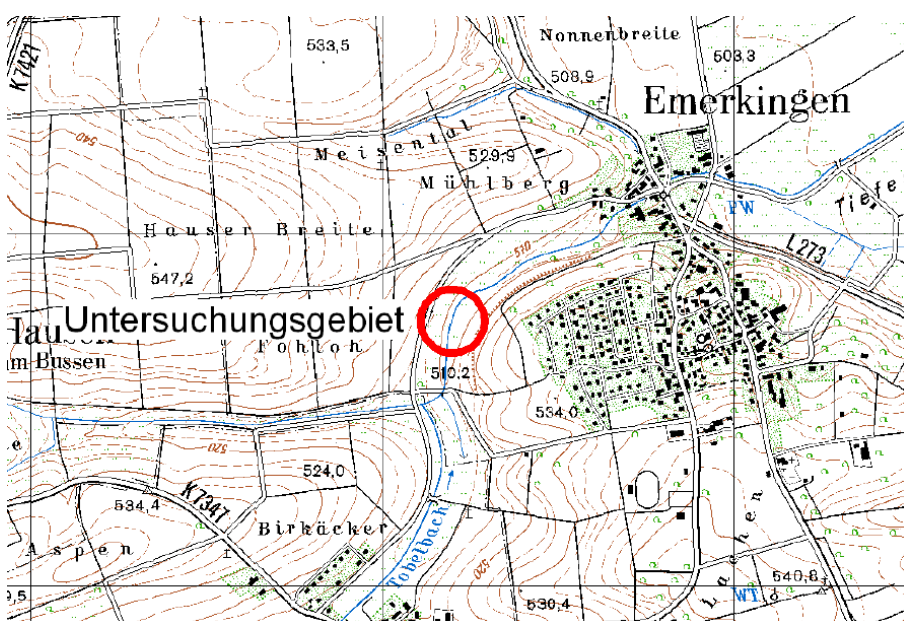


Abb. 1: Lage des geplanten Dammstandorts und örtliche Verhältnisse

2 Baugrund

Im Bereich der Talebene bis in die seitlichen Hanglagen stehen bis in Tiefen um 3÷4 m unter Gelände gering tragfähige Baugrundsichten in Form von steif bis hin zu breiig konsistenten Auelehmen an. Darunter folgen locker gelagerte Auesande und mitteldicht gelagerte Talkiese.

Die oberflächennah anstehenden Auelehme sind aus bodenmechanischer Sicht als gering scherfest und stark kompressibel zu beurteilen. Hingegen weisen die darunter lagernden Auesande und Talkiese deutlich höhere Scherfestigkeit und Tragfähigkeit auf.

Der geplante Dammkörper wird auf den Auelehmen abgesetzt. Eine tiefgreifende Baugrundverbesserung scheidet aus wirtschaftlichen und technischen Gründen aus. Mit den Felderkundungen waren die bodenmechanischen Eigenschaften der Auelehme möglichst genau zu beschreiben, um ein optimales Gründungskonzept für den Dammkörper entwickeln zu können. Neben klassifizierenden Untersuchungen (Wassergehalt, Korngrößenverteilung, Zustandsgrenzen, organischer Anteil etc.) wurden Felduntersuchungen mit schweren Rammsondierungen, Handdruck- und Flügelsondierungen sowie Sickerversuchen ausgeführt.

In Tabelle 1 ist die Bandbreite der festgestellten charakteristischen bodenmechanischen Eigenschaften der Auelehme zusammengestellt.

Tab. 1: *Charakteristische bodenmechanische Kennwerte der Auelehme*

Wassergehalt w_N [Massen-%]	20 ÷ 40
Fließgrenze w_L [Massen-%]	47 ÷ 50
Ausrollgrenze w_P [Massen-%]	20 ÷ 24
Wichte γ_f / γ' [kN/m ³]	15÷19 / 5÷9
Reibungswinkel φ' [°]	15÷20
Kohäsion c' [kN/m ²]	1÷3
Steifemodul E_s [MN/m ²]	1÷4
undrained Kohäsion $c_{f,u}$ [kN/m ²]	10÷20
Wasserdurchlässigkeit k [m/s]	$10^{-7} \div 10^{-8}$
Glühverlust V_{gl} [Massen%]	2,5 ÷ >10

In Abb. 2 sind exemplarisch Korngrößenverteilungen der angetroffenen Baugrundsichten zusammengestellt.

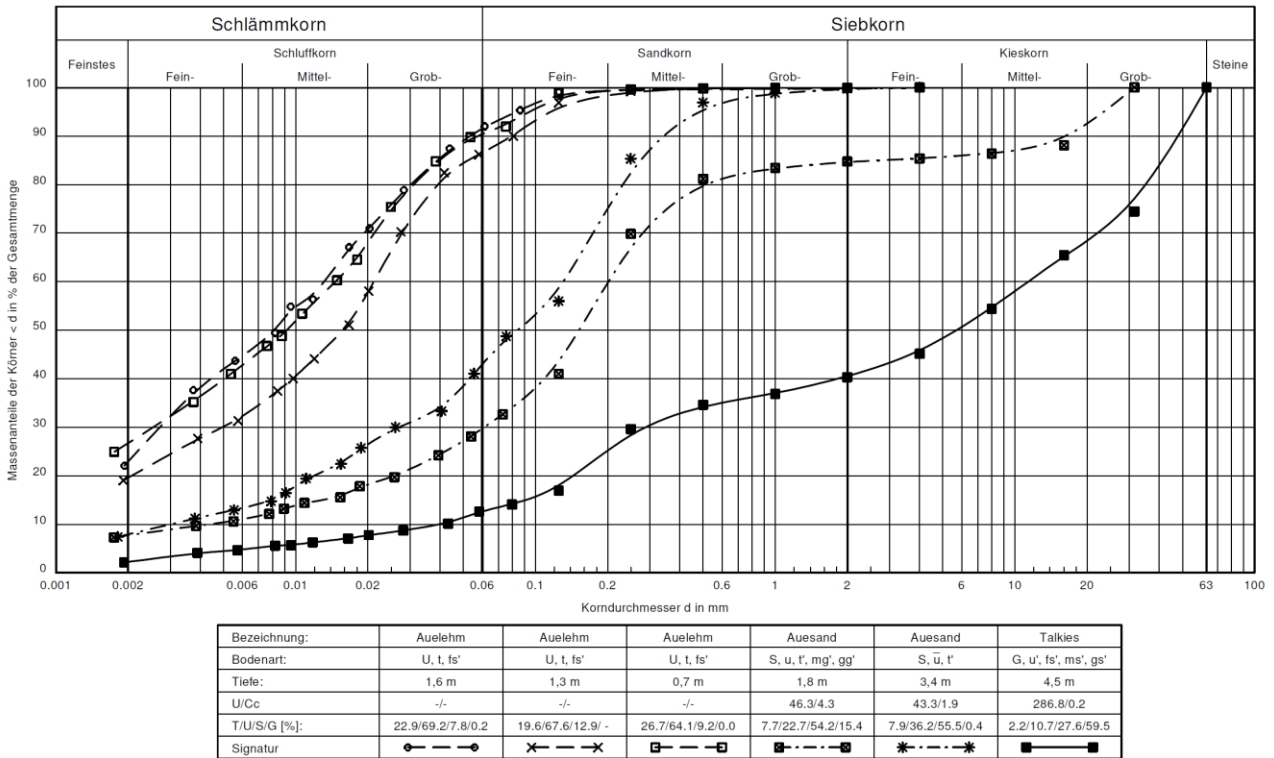


Abb. 2: Körngrößenverteilungen der bei der Baugrunderkundung angetroffenen Erdstoffe

Der Dammkörper wird überströmbar ausgebildet. Die Böschungsneigungen liegen stauraumseitig bei 1:4 und luftseitig bei 1:5. Die Kronenbreite ist mit ca. 2 m vorgesehen. Die maximale Kronenhöhe über Geländeneiveau liegt bei 2,5 m. In Abb. 3 ist der geplante Dammkörper mit dem Baugrundmodell wiedergegeben.

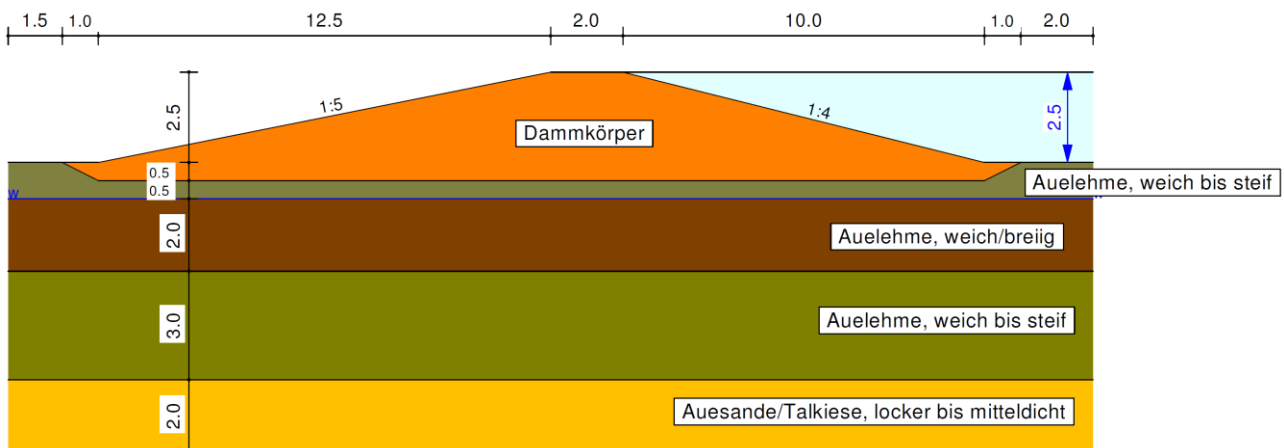


Abb. 3: Geplanter Dammkörper mit idealisiert dargestellten Baugrundverhältnissen.

3 Gründungs- und Konstruktionskonzept des Dammes

Infolge der Dammauflast sind rechnerisch Vertikalverformungen im Baugrund um bis zu 9 cm zu erwarten. Auf Grund der geringen Wasserdurchlässigkeit der Auelehme ist davon auszugehen, dass die Vertikalverformung sich verzögert zur Dammerstellung einstellen wird. Das bedeutet, auch nach Fertigstellung des Dammes ist mit Untergrundverformungen zu rechnen. Die Konstruktion des Dammkörpers muss auf derartige Randbedingungen ausgelegt werden.

Zur Schaffung einer tragfähigen Dammaufstandsfläche wurden die Auelehme bis in eine Tiefe um 0,4÷0,5 m mit hydraulischem Mischbindemittel (Weißfeinkalk und Zement) stabilisiert und verdichtet. Bindemittelart und Dosierung wurden über eine Eignungsprüfung im Vorfeld der Maßnahme festgelegt.

Der Aufbau des Dammkörpers erfolgte mit gemischtkörnigen Erdstoffen (Schluffe, Sande, Kiese). Zur Gewährleistung ausreichender Festigkeitseigenschaften mit Blick auf Standsicherheit und wirkende Erosionskräfte bei Überströmung wurde den Erdstoffen ebenfalls hydraulisches Mischbindemittel zugesetzt. Auch hierfür wurden Eignungsprüfungen im Vorfeld ausgeführt.

Bei der Bindemittelzugabe war darauf zu achten, dass die Dosierung derart erfolgte, dass keine Versprödung des Dammkörpers auftreten konnte. Der Erdkörper musste sich weiterhin elasto-plastisch verhalten, um den Untergrundverformungen rissfrei folgen zu können (duktiler Materialverhalten).

In Abb. 4 sind die Ergebnisse von einaxialen Druckversuchen an mit Mischbindemittel verfestigten Erdstoffen wiedergegeben. Zu erkennen ist, dass mit zunehmender Bindemitteldosierung die duktilen Eigenschaften deutlich zurückgehen.

Für die Stabilisierung der Dammaufstandsfläche und des Dammkörpers selbst wurde eine Bindemittelzugabe im Bereich von 2÷4 Massen-% angesetzt.

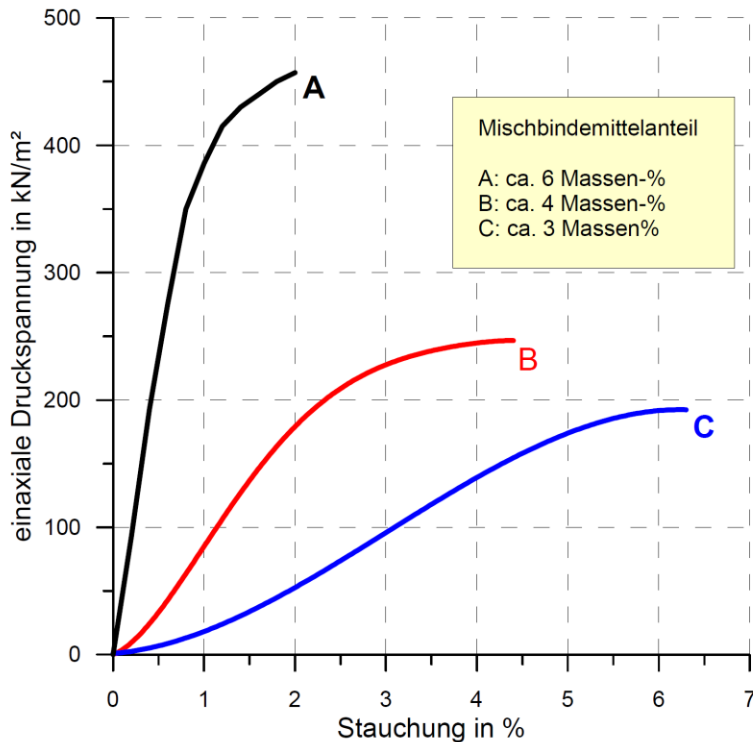


Abb. 4: *Arbeitslinien von mit Bindemittel stabilisierten und mit Proctordichte hergestellten Erdstoffen im einaxialen Druckversuch (Darstellung bis zur Bruchstauchung)*

In den Dammkörper wurden Geogitter zur Bewehrung integriert. Mit der Bewehrung können lokale Imperfektionen im Baugrund standsicher überbrückt werden. Es wird weiterhin gewährleistet, dass infolge der Untergrundverformungen keine Rissbildungen im Dammkörper auftreten. Der Werkstoff des Geogitters muss für das durch die Bindemittelzugabe herrschende stark alkalische Milieu geeignet sein. Weiterhin müssen bereits bei kleinen Dehnungen ausreichend hohe Zugkräfte im Geogitter aktivierbar sein. Das Produkt muss somit eine hohe Dehnsteifigkeit aufweisen.

Die Untergrundverformungen waren mit der Fertigstellung des Dammkörpers noch nicht abgeschlossen. Um die Dammkronenhöhe im Bereich der Hochwasserentlastung infolge der zu erwartenden Bauwerkssetzungen nachjustieren zu können, wurde die in Abb. 5 dargestellte Konstruktion mit einer auf Magerbeton versetzten U-Betonschale verwendet. In die Schale wurde ein Tiefbordstein im Splittbett versetzt. Die Oberkante des Tiefbordsteins liegt auf planmäßigem Einstauniveau; der Tiefbordstein kann höhenmäßig nachjustiert werden. Über regelmäßige geodätische Vermessungen wird der zeitliche Setzungsverlauf des Dammes beobachtet und der Zeitpunkt der Nachjustierung der Überlaufschwelle festgelegt.

Als vergleichsweise einfache Kontrollmethode im Rahmen der Eigen- und der Fremdüberwachung wurde ergänzend der dynamische Plattendruckversuch mit dem leichten Fallgewichtsgerät nach TP BF-StB eingesetzt.

Mit den Kontrolluntersuchungen konnte eine hohe Produktqualität im Zuge des Dammbaus nachgewiesen werden.

In den Abb. 7 bis 9 sind einige Impressionen aus der Bauzeit wiedergegeben.



Abb. 7: Die Dammaufstandsfläche ist freigelegt und vorbereitet für das Einfräsen von hydraulischem Mischbindemittel.



Abb. 8: *Einbau der vierten Geogitterlage. Als Geogitter wurde ein Produkt mit hoher Dehnsteifigkeit und Alkalibeständigkeit verwendet.*



Abb. 9: *Der Dammkörper ist fertiggestellt. Im luftseitigen Kronenbereich wurde eine nachjustierbare Überlaufschwelle integriert.*

5 Schrifttum

SCHRANZ & Co., BAD SAULGAU: Gemeinde Emerkingen, Hochwasserschutz in Emerkingen, Hochwasserschutzdamm, Ausführungsplanung 12.2013

LANDESANSTALT FÜR UMWELTSCHUTZ BADEN-WÜRTTEMBERG, Überströmbare Dämme und Dammscharten, Band 90 aus der Reihe Oberirdische Gewässer, Gewässerökologie, 1. Aufl., Eigenverlag, Karlsruhe 2004

Bäume auf Deichen Hochwasserschutz kontra ökologische Landschaftsplanung?

Dr.-Ing. Aloys Kisse

CDM Smith, Am Umweltpark 3-5, 44793 Bochum, aloys.kisse@cdmsmith.com

Dipl.-Ing. Martin Ellebracht

CDM Smith, Hildebrandtstraße 4d, Creativ Center Düsseldorf, 40215 Düsseldorf

1 Einleitung

Die prioritäre Aufgabe von Deichen ist die Sicherheit des Hinterlandes gegen Hochwasser zu gewährleisten. Gleichzeitig werden Flusslandschaften und somit auch die Deiche immer stärker einbezogen in die Erlebnis- und Erholungswelt der Bevölkerung. Vielerorts gibt es Maßnahmen, die die Erlebbarkeit des Gewässers für die Bevölkerung steigern und sie zum Wasser führen sollen.

Im Rahmen der ökologischen Verbesserung der Flüsse im Ruhrgebiet stellt sich aber auch die Frage nach dem Verbleib des auf dem Deichkörper befindlichen Gehölzbestandes. Hier gibt es ein Spannungsfeld, da Bäume gemäß aktueller Normenlage in der Regel aufgrund der Beeinträchtigung der Standsicherheit und der Unterhaltung der Deichkörper nicht zulässig sind.

Nichtsdestotrotz stößt eine geplante Entfernung von bestehenden Bäumen im Bereich von Deichen, die oft einen landschaftsgestalterischen und ökologischen Wert haben, politisch und öffentlich häufig auf Widerstand. Neben der gesetzlich festgelegten vorrangigen Aufgabe des Hochwasserschutzes besteht ebenfalls eine gesetzliche Verpflichtung, die Beeinträchtigung des Naturhaushaltes möglichst zu vermeiden. In diesem Spannungsfeld entwickelten die Autoren ein Konzept zur Beurteilung des Baumbestandes entlang von Flussdeichen.

2 Situation der Deiche entlang der Emscher

Die Emscher verläuft von der Quelle in Holzwickede in Dortmund bis zur Mündung in den Rhein durch landschaftlich stark unterschiedliche Bereiche. Von Dortmund bis Oberhausen ist sie geprägt durch die Industrialisierung des Ruhrgebiets und eingezwängt in ein enges Bachbett. Im weiteren Unterlauf der Emscher zeigen sich vor allem durch landwirtschaftliche Nutzung geprägte Landschaften.

Die Emscherdeiche weisen in der Regel kein ausgeprägtes Vorland aus. Die wasserseitige Berme ist relativ schmal und direkt im Hinterland steht vielfach Besiedlung an. In vielen Bereichen ist der vorhandene Baumbestand prägend für das Gebiet und stellt einen hohen Aufenthaltswert dar (Abb. 1).



Abb. 1: Typischer Bewuchs an Deichen im Unterlauf der Emscher

Im Zuge der Industrialisierung mussten die Emscher und ihre Nebenläufe als offene Abwasservorfluter technisch ausgebaut werden. Fast ein Jahrhundert lang prägten diese das Gesicht der Region. Da keine gravierenden Bergsenkungen mehr zu befürchten sind, wurde Anfang der 1990er Jahre mit dem Umbau des Emscher-Systems begonnen. Das Abwasser kann nun in unterirdischen Kanälen geführt werden, die Klärung der Abwässer erfolgt dezentral in Gebietskläranlagen. Schritt für Schritt werden die Emscher und ihre Nebenläufe nur noch sauberes Wasser führen und können wieder zu naturnahen Gewässern umgebaut werden.

Im Zuge der ökologischen Umgestaltung der Emscher erfolgt nun eine Neubewertung der Deiche und somit stellt sich auch die Frage, ob die bestehenden Bäume auf den Deichen verbleiben können.

3 Umgang mit Gehölzen auf Deichen

In der Normung (siehe z. B. DIN 19712, DWA-M 507-1, MSD 2011, DVWK- MERKBLATT 226) und in der Literatur (siehe z. B. HASELSTEINER, 2010; LAMMERANNER UND MEIXNER, 2007) finden sich viele Hinweise und Anmerkungen zu den Auswirkungen von Baumbewuchs auf Deichen. Sie lassen sich mit Blick auf den Hochwasserschutz stichpunktartig wie folgt zusammenfassen.

Negative Effekte sind:

- Zerstörung bzw. Schwächung des Querschnitts des Deichkörpers durch umstürzende Bäume (Windwurf) und Gefährdung der Standsicherheit insbesondere bei Hochwasser
- Bildung von Hohlräumen und Strömungskanälen durch Wurzelwachstum, abgestorbene und verrottende Wurzeln oder Wurzelfraß (Auftreten von Erosion/Piping)
- Durchwurzelung von Dichtungen in Verbindung mit einer Erhöhung der Durchlässigkeit
- Begünstigung von Oberflächenerosion hervorgerufen durch Strömung und Wellenschlag (insbesondere bei Einzelgehölzen ohne deckenden Bodenschutz)
- Reduzierung der Standsicherheit des Deiches durch Lockerung des Bodens und „pumpen“ von Wasser in den Deichkörper
- Störung der Vegetationsdecke durch Beschattung
- Gefahr der Kolkbildung und Verklausung
- Gefährdung von Entwässerungsvorrichtungen durch Wurzelwachstum (Dränagen)
- Erschwernis bei Überwachung, Verteidigung und Unterhalt des Deiches

Positive Effekte sind:

- Sicherung gegen Oberflächenerosion; je nach Bewuchsverhältnissen möglich
- Erhöhung der Standsicherheit aufgrund „natürlicher Bewehrungswirkung“ der Wurzeln möglich (lokale als auch globale Standsicherheit)
- Bodenverfestigung bei homogenen Deichen aus bindigen Materialien infolge Bodenentwässerung
- Bodenentwässerung durch Transpiration der Blätter
- Bäume im Vorland oder an der wasserseitigen Böschung können als Wellenbrecher dienen

Es lassen sich weitere positive Effekte nennen, die allerdings nicht den Hochwasserschutz betreffen, sondern der Erhaltung und Förderung der ökologischen Funktionsfähigkeit des Gewässers/Deiches als Lebensraum von wild lebenden Tieren und Pflanzen zuzuordnen sind. Hierzu lassen sich die Verbesserung der Landschaftsbildes, Erhöhung des Freizeitwertes, Schaffung von Lebensraum für Tiere etc. zählen.

Die Berücksichtigung positiver Effekte von Bäumen in ein normengerechtes praktikables Nachweisverfahren zur Durchführung von Standsicherheits- und Gebrauchstauglichkeitsuntersuchungen ist u. a. vor dem Hintergrund einer Angabe verlässlicher Rechenwerte schwierig und bisher nicht umgesetzt worden.

3.1 Normative Aussagen

In der Normung finden sich einzelne Passagen, aus denen abzulesen ist, dass unter bestimmten Randbedingungen Gehölze auf bestehenden Hochwasserschutzanlagen verbleiben können. Die Bedingungen sind im Wesentlichen:

- Der bestehende Deich verliert durch Deichrückverlegung vollständig und dauerhaft jegliche Hochwasserschutzfunktion.
- Der bestehende Deich wird so ertüchtigt, dass sich der Bewuchs im Ergebnis der Maßnahme außerhalb des erdstatisch erforderlichen Querschnitts auf der landseitigen Böschung befindet und ein Eindringen der Wurzeln in diesen dauerhaft verhindert wird. Die Standsicherheit des Deiches muss auch bei Windwurf nachweisbar sein.
- Das untere Drittel der landseitigen Böschungen muss für Sickerwasserbeobachtungen und die Deichverteidigung frei bleiben

Im Rahmen der Planung und Anlage von Bewuchs auf einem Deich sind nach DIN 19712 folgende Deichabschnitte frei von Gehölzen zu lassen:

- Wasserseite
- unteres Drittel der landseitigen Böschung
- Böschungsschulter
- Deichkrone
- Bermen

Ein normgerechter Deich hätte somit das in Abb. 2 dargestellte Aussehen, dass nicht in Einklang mit einer ökologischen Umgestaltung eines Flusslaufes zu bringen ist.



Abb. 2: *Typischer Bewuchs an Deichen im Emschergebiet*

3.2 Beobachtungen aus umgesetzten Maßnahmen

LAMMERANNER UND MEIXNER (2007) kritisieren, dass die Ablehnung von Gehölzen auf Dämmen und Deichen auf Annahmen gründet, die wiederum auf Erfahrungswerten basieren, welche oft mit problematischen und unpassenden Gehölzstrukturen wie Einzelbäumen sowie einzelnen Baum- und Strauchgruppen gemacht wurden.

Ein konkretes Beispiel einer erfolgreichen Sicherheitsbeurteilung eines baumbestanden Rheindeiches stellt WESSOLLY (2007) dar. Im Rahmen dieser Untersuchung wurden Rosskastanien und Linden mit einem Alter von ca. 65 Jahren baumstatisch untersucht (Zug-, Kippversuche, Finite-Elemente-Berechnungen und Freispülungen von Wurzelwerk). Als Ergebnis wird postuliert, dass die Durchwurzelung mit Baumwurzeln eine signifikante Erhöhung der Deichstabilität erbringen kann. Das ist zwar ein Einzelergebnis eines bestimmten Deiches mit zwei Baumarten. Aber sie lassen zumindest den Schluss zu, dass die Unvereinbarkeit von Bäumen und Deichen nicht zwangsläufig gegeben ist.

Ein Beispiel eines Erhalts des Baumbestandes durch zusätzliche Sicherungsmaßnahmen wird von KIRNER (2006) aufgeführt. Im Rahmen der Deichsanierung „Isar-Plan“ wurde eine Verbesserung des Hochwasserschutzes in Verbindung mit einer naturnahen Umgestaltung der Isar realisiert. Bei dem Bestandsdeich handelte es sich im Wesentlichen um ca. drei Meter hohe Deiche, die sowohl wasser- als auch luftseitig einen erhaltenswerten Baumbestand aufwiesen. Dieser wurde durch den Einsatz einer statisch wirksamen Dichtwand (MIP-Wand) von der Deichkrone aus gesichert.

Ein anderer Weg wurde in Dessau-Wörlitz besprochen (TRAUZETTEL ET AL., 2011). Hier erfolgte die Sicherung eines baumbestanden Deichabschnitts einer denkmalgeschützten Gartenanlage mit Maßnahmen, die nicht allen Anforderungen der Normenlage entsprechen. Dieses Beispiel zeigt, dass im Einzelfall Sonderlösungen, in Abhängigkeit des Schadenspotentials und der verbleibenden Restrisiken im Hochwasserfall, als tolerabel und genehmigungsfähig bewertet werden können.

3.3 Anmerkungen zur Durchwurzelung

Die grundsätzliche Ausbildung von Wurzelsystemen resultiert zum Einen aus den genetisch festgelegten Merkmalen einer Baumart. Je nach Dominanz der Haupt- bzw. Seitenwurzeln wird zwischen

- Pfahlwurzler (z. B. Kiefer, Tanne, Eiche, Ulme),
- Herzwurzler (z. B. Lärche, Birke, Linde, Ahorn) und
- Flachwurzler / Senkerwurzler (z. B. Fichte, Esche, Schwarzerle)

unterschieden. Zum Anderen weisen verschiedene Baumarten auch signifikante Unterschiede hinsichtlich der Wurzelreichweiten auf. Z. B. können Wurzeln von Pappeln eine Reichweite von bis zu 30 m erreichen, während Buchen und Platanen i.d.R. nur Reichweiten bis 15 m aufweisen.

Infolge der Standortfaktoren können allerdings erhebliche Abweichungen von den arttypischen Wurzelbildern auftreten. Zum einen haben die Bodenverhältnisse einen starken Einfluss auf die Ausbildung und die Verbreitung der Wurzeln. Dabei sind

zahlreiche relevante Parameter von Bedeutung: der Deichbaustoff, die Körnung, die Verdichtung sowie die Wasser- und Nährstoffverhältnisse. Beispielsweise besitzen Böden mit einer groben Körnung nur einen geringen kapillaren Aufstieg von Wasser in der Bodenmatrix. In vorwiegend trockenen Unterböden bilden sich vorwiegend flache Wurzelsysteme aus. Stark verdichtete Böden bilden einen erhöhten Widerstand für Wurzeln. Daher begünstigen z. B. durchgehend dicht gelagerte Böden ebenfalls die Ausbildung flacher Wurzelsysteme. Im Allgemeinen lässt sich aussagen, dass je tiefer die organische Substanz im Boden (Angebot an Nährstoffen) reicht, desto tiefer ist auch die Durchwurzelung.

Bei inhomogenen Bodenverhältnissen, wie sie bei Altdeichen anzutreffen sind, ist eine verlässliche Angabe zum Wurzelbild generell nicht möglich. Auch eine generelle Aussage über die Ausbildung und räumliche Ausbreitung des Wurzelsystems rein über die Baumart ist nicht möglich.

Bäume können mit ihrem Wurzelwerk die Standsicherheit aufgrund der Bewehrungswirkung im Boden erhöhen (siehe auch Kapitel 3.2). Mit zunehmender Größe und Alter kann sich dieser Effekt aber auch ins Negative umkehren und zu einer deutlich erhöhten Belastung des Deiches führen. Hierbei ist zu berücksichtigen, dass die Windlasten eines Baumes in den Baugrund übertragen werden (Windmoment). Infolge dessen kann es zu Auflockerung der Deichbaustoffe kommen. Mit zunehmendem Wassergehalt reduziert sich zudem die Scherfestigkeit bindiger Böden. Daher kann die Standsicherheit eines Baumes insbesondere bei Hochwasser aufgrund einer Durchnässung des Deichkörpers signifikant reduziert werden.

Insgesamt lässt sich festhalten, dass sich mit zunehmender Größe und Alter eines Baum dessen Angriffsfläche für Wind erhöht, was zu höheren Beanspruchungen im Boden und i.d.R. zu einer Erhöhung des Gefährdungspotentiales für einen Deich führt.

Im Bereich von aus Wurzeln verursachten Hohlräumen (z. B. durch Wind induzierte Bewegung) und abgestorbenen Wurzeln können negative Einflüsse auf die Durchsickerung des Deichkörpers entstehen, wie Erosions-, Suffosions- und Pipingerscheinungen, eine Verlagerung der Sickerlinie und eine Veränderung der Strömungsgeschwindigkeit.

Für die Bewertung von Bäumen ist daher auch die Vitalität sowie das zu erreichende Höchstalter eine wichtige Beurteilungsgröße. Bspw. können Stiel-Eichen 500 bis 800 Jahre alt werden, während Pappeln nur ein maximales Alter von rund 100 Jahren erreichen können.

Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass der Einfluss von Bäumen auf die Standsicherheit eines Deiches in entscheidendem Maße vom Alter und der Vitalität, der Ausbildung der Wurzelsysteme sowie der Bodeneigenschaften abhängt.

3.4 Anforderungen zur Zulässigkeiten von Bäumen auf Deichen

Die Normenlage lässt Bäume, in Abhängigkeit von Baumart und definierten Abständen vom Deichkörper im Deichvor- bzw. Hinterland zu. Besitzt ein Deich ein Überprofil (überhoher bzw. überbreiter Deich nach MSD 2011), so sind bestimmte Baumarten unter Beachtung weiterer Randbedingungen auch im Bereich der Böschungen und des landseitigen Deichschutzstreifens möglich. Alternativ kann die Standsicherheit eines Deiches bei Windwurf durch statisch wirksame Sicherungselemente im Bereich der Deichkrone gewährleistet werden, so dass Bäume sowohl auf der landseitigen als auch auf der wasserseitigen Böschung prinzipiell zulässig sind.

Im Hinblick auf die Erhaltung der Funktionalität des Deichkörpers ist generell sicherzustellen (siehe z. B. DIN 19712):

- Standsicherheit bei allen maßgebenden Lastfällen, auch für einen möglichen Windwurf
- Dichtungs- und Entwässerungsschichten dürfen nicht durchwurzelt werden
- Gefährdungen durch Erosionen sind auszuschließen
- Deichschau und Deichverteidigung sind im Hochwasserfall zu gewährleisten

Es existieren zahlreiche Beispiele von Deichabschnitten in Deutschland, bei denen Bestandsbäume mit behördlicher Genehmigung im Deichbereich belassen werden konnten. Allerdings erfolgt in vielen Fällen eine konstruktive Erhöhung der Deichstandsicherheit durch zusätzliche Sicherungsmaßnahmen.

4 Konzept zur Bewertung von Bestandsbäumen auf Deichen

Auf Basis der vorlaufend aufgeführten normativen Randbedingungen und den gemachten Erfahrungen mit Gehölzen auf Deichen aus der Literatur wurde ein Konzept zur Bewertung von Bestandsgehölzen auf Deichen erstellt. Dieses Konzept stellt sich als gestuftes Verfahren dar (Abb. 3). Zunächst werden alle relevanten Daten gesammelt. Anschließend erfolgt die Beurteilung, ob es sich überhaupt um einen Deich handelt oder um einen Einschnitt für den die entsprechenden Deichnormen nicht gültig sind. Für alle übrigen Bereiche erfolgt eine Betrachtung in Abhängigkeit des einzelnen Baumstandortes.

Ziel des Bewertungsverfahrens ist es zu entscheiden ob der betrachtete Baum verbleiben kann (mit oder ohne zusätzliche Sicherungsmaßnahme) oder ob der Baum gefällt werden muss.

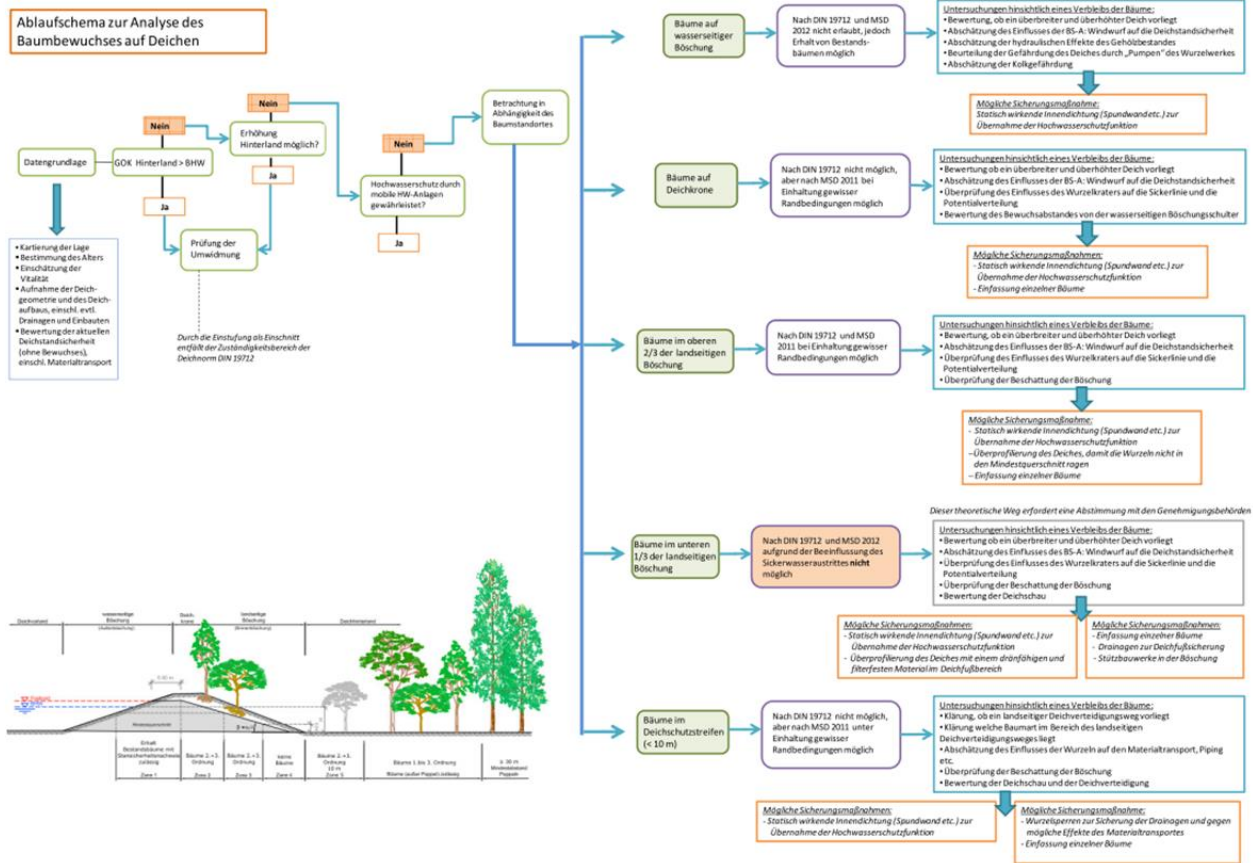


Abb. 3: Ablaufschema des Bewertungskonzeptes

4.1 Schaffung einer Datengrundlage

Ein solches Konzept muss alle relevanten Informationen und Randbedingungen berücksichtigen können. Hierzu zählen neben den geometrischen Daten der Deiche, der Deichaufbau und die Höhenkartierung die umfangreichen Angaben zu den Bäumen. So muss jeder Baum in seiner Lage kartiert sein und eine Identifikationsnummer aufweisen. Des Weiteren muss die Gehölzart, das Wurzelsystem, die Vitalität und das Alter des Baumes dokumentiert werden. Für den hier näher betrachteten Abschnitt im Unterlauf der Emscher waren über 1.200 Bäume zu berücksichtigen. Aufgrund dieser Datenmenge ist eine zielgerichtete und qualitativ angemessene Bearbeitung nur unter Zuhilfenahme eines Geoinformationssystems (GIS) durchführbar.

Neben den reinen Baumdaten und geometrischen Daten der Deiche sind auch die Bereiche der potentiellen Überschwemmungsgebiete zu berücksichtigen. Gleichzeitig bietet ein GIS-Projekt die Möglichkeit die Bewertungsergebnisse visuell darzustellen.

So zeigt die Abb. 4 den Gewässerverlauf einschließlich der Gewässerkilometrierung. Dargestellt und farbige zugeordnet sind die Baumstandorte. Jeder Punkt steht hier für einen Baum. Durch die farbige Markierung ist es möglich die Lage des Baumes auf dem Deich direkt zu erfassen. Mit roter Farbe umkreist sind in dieser Abbildung die Pappeln, die gesondert zu betrachten sind.

4.2 Umwidmung von Deichen

Bereits seit längerer Zeit ist bekannt, dass Deichabschnitte im Ruhrgebiet aufgrund anders prognostizierter Bergsenkungen kein Deich im Sinne des Gesetzes sind oder deutlich überdimensioniert sind. Mit Hilfe des Deich-Daten-Dienstes der Emschergenossenschaft konnte durch Gegenüberstellung von Deichhöhe und dem Freibord beim Bemessungshochwasser ermittelt werden, ob es sich formal um einen Deich oder eine im Hinblick auf Gehölzbewuchs unkritische Verwaltung handelt. Durch die geplante Entwidmung der Abschnitte, lässt sich für diese Bereiche der Konflikt Deich und Baum entschärfen, da hier die Deichnorm nicht greift.

Gleichzeitig wird aktuell geprüft, ob durch Auffüllungen des Hinterlandes Deichabschnitte entwidmet werden können. In der Abb. 4 sind die potenziellen Überflutungsflächen eingelesen, um entsprechende Bereiche zu identifizieren. Im linken Bildabschnitt zeigt sich eine Höhendifferenz von kleiner 20 cm zwischen GOK und BHW, sodass dieser Bereich als ein potentielles Erhöhungsgebiet eingestuft werden kann. In solchen Bereichen werden die Bäume zunächst als erhaltungswürdig eingestuft.

Der nördliche Bereich weist mit einer Höhendifferenz von > 70 cm eine Mulde aus, die bis zur Straße reicht und nur durch eine großflächige Verfüllung geschlossen werden könnte. Im weiteren Hinterland steht zudem Siedlungsbebauung mit einem hohen Schutzziel an. Für einen solchen Bereich ist die Entwidmung des Deiches durch Erhöhung des Hinterlandes kein Ansatz.

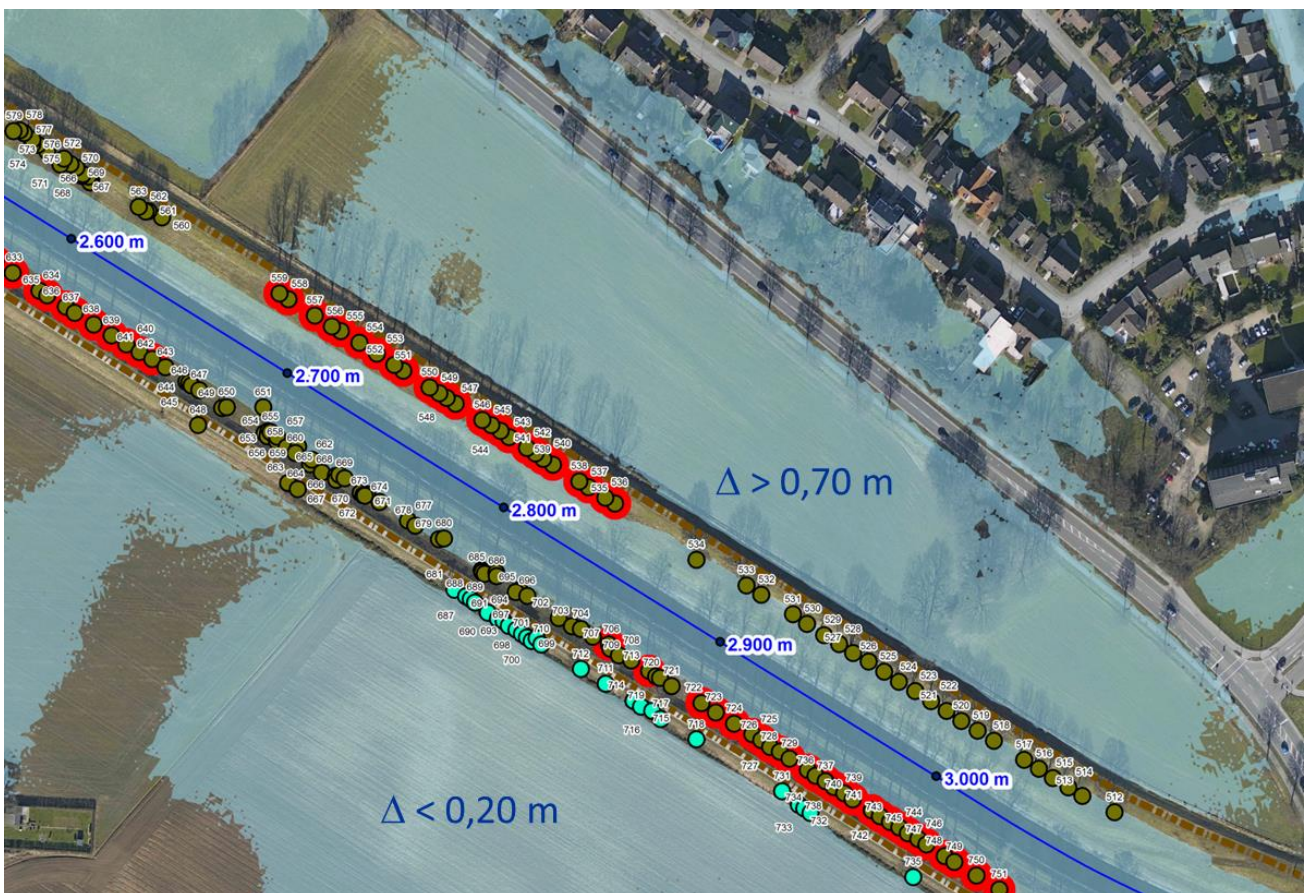


Abb. 4: Ausschnitt mit Betrachtung der GOK-Höhen zum BHW

4.3 Betrachtung in Abhängigkeit des Baumstandortes

Je nach Standort des Baumes auf dem Deichkörper gelten verschiedene Randbedingungen der Normung und somit auch unterschiedliche Ansätze zur Überprüfung und ggf. Maßnahmen zum möglichen Erhalt des Gehölzbestandes. Unterschieden werden im Bewertungskonzept die folgenden Baumstandorte:

- Bäume auf wasserseitiger Böschung
- Bäume auf Deichkrone
- Bäume im oberen 2/3 der landseitigen Böschung
- Bäume im unteren 1/3 der landseitigen Böschung
- Bäume im Deichhinterland

Exemplarisch wird am Beispiel des Baumstandortes im oberen Drittel der landseitigen Böschung das Konzept dargestellt (Abb. 5). Entlang der Emscher finden sich eine Vielzahl von Bäumen in dieser Lage.

Als erstes ist zu prüfen, ob ein überhöhter bzw. überbreiter Deich vorliegt. Aufgrund der nicht eingetretenen Bergsenkungen ist dies über weite Streckenabschnitte der Fall. Der statisch notwendige Deichkörper ist zum Teil sehr viel kleiner als das vorhandene Deichprofil. Hier ist u. a. zu prüfen, ob die Wurzeln in die Sickerlinie hineinragen. Neben dem Standsicherheitsnachweis Windwurf ist der Einfluss des Wurzelkraters auf die Sickerlinie und die Potentialverteilung zu überprüfen. Zu bewerten ist außerdem die Beeinflussung der Entwicklung der Grasnarbe durch eine eventuelle Beschattung der Böschung.

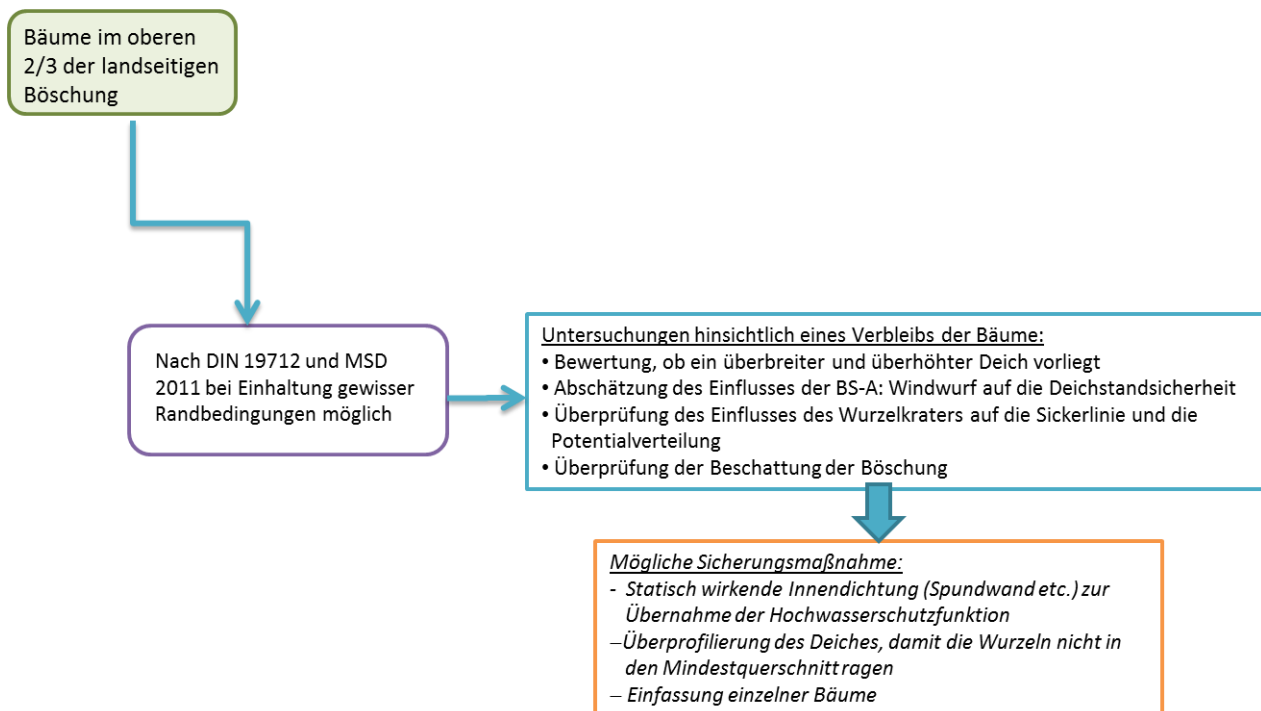


Abb. 5: Bewertung für Baumstandort im oberen 2/3 der landseitigen Böschung

Das Konzept benennt auch mögliche Sicherungsmaßnahmen, wie eine statisch wirkende Innendichtung zur Übernahme der Hochwasserschutzfunktion.

Weiterhin können durch indirekte Messverfahren, wie z. B. Saugspannungsmessungen durch Tensiometer oder Georadaruntersuchungen Aussagen über das Wurzelsystem gewonnen werden. Durch in-situ-Prüfungen wie z. B. Zugversuche oder Freilegungen des Wurzelsystems zur Gefährdungsermittlung durch Windwurf können für einzelne Streckenabschnitte Abschätzungen hinsichtlich der Gefährdung des Baumstandortes gewonnen werden.

Von besonderem Interesse entlang der Emscher ist die Baumlage innerhalb des Deichschutzstreifens. In den meisten Streckenabschnitten entlang der Emscher erfolgt die Deichverteidigung von der Deichkrone aus. Dies ist in vielen Fällen der Tatsache geschuldet, dass die Bebauung direkt am Deichfuß ansteht (Abb. 6).



Abb. 6: *Situation im Deichhinterland entlang der Emscher*

Wesentlicher Punkt der Bewertung ist hierbei, ob die Deichverteidigung oder die Deichschau behindert wird (Abb. 7). Daneben ist die Frage zu klären, ob die Wurzeln einen bestimmenden Einfluss auf den Materialtransport (Piping etc.) haben. So stellt sich hier die Frage, ob die Durchwurzelung überhaupt bis in den erdstatisch erforderlichen Deichquerschnitt reicht.

In den bislang betrachteten Abschnitten befinden sich die meisten Bäume in diesem Bereich. Weit über 70% der erfassten Bäume im Unterlauf der Emscher sind hier anzutreffen.

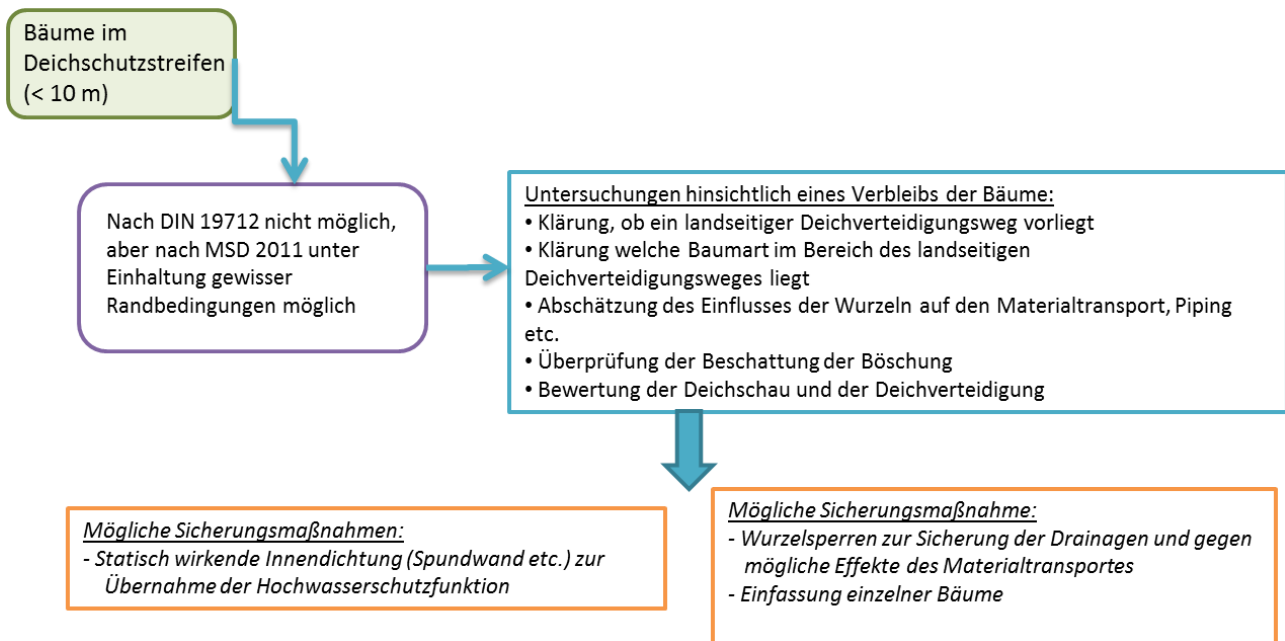


Abb. 7: Bewertung für Baumstandort im Deichhinterland

5 Zusammenfassung

Die Bewertung des Verbleibs von Bestandsbäumen auf Deichen ist von lokal zum Teil erheblich abweichenden Randbedingungen abhängig. Es handelt sich dem Grunde nach immer um eine Einzelfallbetrachtung. Nur in wenigen Fällen können Aussagen über einen größeren zusammenhängenden Bereich getroffen werden.

Das vorgestellte Bewertungskonzept umfasst aus diesem Grunde auch ein GIS-Projekt, um die auflaufenden Daten verarbeiten zu können. Hierauf aufbauend kann das entworfene Ablaufschema in Abhängigkeit der Lage des Baumes auf dem Deichkörper angewandt werden. Eingearbeitet in dieses Konzept sind neben den technischen Vorschriften auch eine Auswahl möglicher Sicherungsmaßnahmen.

Eine der wichtigsten Entscheidungsgrundsätze ist die Lage des Baumes. Einen dementsprechend hohen Stellenwert sollte der Bestimmung der Baumlage beigemessen werden. Nur wenn die Lage zweifelsfrei geklärt ist, sollten die Arbeiten zur planerischen und genehmigungsrechtlichen Festlegung erfolgen.

6 Schrifttum

DIN 19712: Hochwasserschutzanlagen an Fließgewässern, Januar 2013

DEUTSCHE VEREINIGUNG FÜR WASSERWIRTSCHAFT, ABWASSER UND ABFALL E.V. (DWA): Merkblatt DWA-M 507-1: Deiche an Fließgewässern, Teil 1: Planung, Bau und Betrieb, Dezember 2011

BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU (BAW): Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen (MSD), Ausgabe 2011

DVWK-MERKBLATT 226: Landschaftsökologische Gesichtspunkte bei Flussdeichen, Juni 1993

HASELSTEINER, R.: Der Bewuchs an und auf Hochwasserschutzdeichen an Fließgewässern aus technischer und naturschutzfachlicher Sicht. Dresdner Wasserbaukolloquium, "Wasserbau und Umwelt - Anforderungen, Methoden und Lösungen", 17.-18.03.2010 in Dresden, Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik, Wasserbauliche Mitteilungen, Heft 40, S. 373-382, 2010

KIRNER, S.: Deichertüchtigung im Rahmen des Isar-Planes – Praktischer Einsatz des MIP-Verfahrens, Fachtagung Deichertüchtigung und Deichverteidigung in Bayern, TU München, Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, 2006

LAMMERANNER, W., MEIXNER, H.: Gehölzstrukturen an Dämmen und Deichen, Bautechnik, Sonderheft : 1. Departmentkongress Bautechnik und Naturgefahren, Ernst & Sohn Verlag, 2007

TRAUZETTEL, L., KLÖHN, A., SCHLEGEL, T.: Deichsanierung im Gartenbereich Dessau-Wörlitz, wwt Wasserwirtschaft Wassertechni, Huss-Verlag, 2011

WESSOLLY, L.: Rosskastanienallee auf einem Rheindeich: Wechselwirkungen und Sicherheiten, Bautechnik, Sonderheft : 1. Departmentkongress Bautechnik und Naturgefahren, Ernst & Sohn Verlag, 2007

Verhalten eines Flussdammes unter wiederholter Hochwasserbelastung und wechselnder Witterung

Dr. sc. Pierre A. Mayor

Institut für Geotechnik, ETH Zürich, Stefano-Franscini-Platz 5, CH-8093 Zürich

1 Einleitung

Die Reaktion eines Flussdammes auf Wasserspiegelschwankungen und Witterungseinflüsse ist ein komplexer instationärer Prozess, der nur mit Hilfe der ungesättigten Bodenmechanik rechnerisch erfasst werden kann. Im Rahmen einer Forschungsarbeit (Mayor, 2014) wurde ein Feldversuch an einem bestehenden Flussdamm durchgeführt, einerseits um die Dammreaktion auf die Beanspruchungen durch wiederholte Hochwasserbelastung und wechselnde Witterung zu erfassen und andererseits um die ungesättigten geotechnischen Bodeneigenschaften in situ zu bestimmen. Parallel dazu wurden die ungesättigten Bodeneigenschaften in Laborversuchen und mit verschiedenen Methoden rechnerisch bestimmt. Die gewonnenen geotechnischen Eigenschaften dienen als Eingangsparameter für die numerische Modellierung des Feldversuches mit der Methode der Finiten Elemente.

2 Dammverhalten unter wiederholter Hochwasserbelastung

2.1 Feldversuch

Für die Felduntersuchungen wurde ein 12.5 m langer Abschnitt des Rhonedamms in der Nähe von Visp (Kanton Wallis) (Abb. 1) durch eine Spundwandzelle isoliert (Abb. 4), in der durch Auffüllen der Wasserseite künstliche Hochwasserzustände erzeugt wurden. Der Versuchsverlauf, bzw. die erzeugten Hochwasserstände sind in der Abb. 6 ersichtlich.

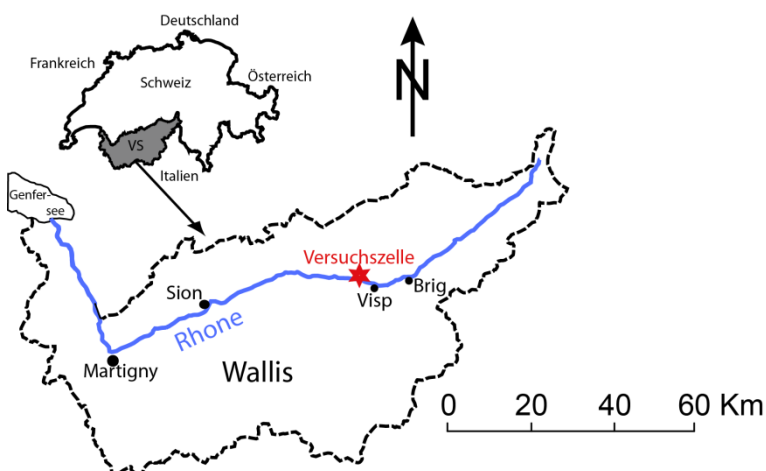


Abb. 1: Standort der Versuchszelle

2.1.1 Damngeometrie und Geologie

Der Damm weist im Bereich der Versuchszelle eine Höhe von 3.3 m über Terrain auf der Landseite auf. Die Dammbreite beträgt am Fuss 23.5 m, die Kronenbreite 4 m. Sowohl landseitig als auch flussseitig ist der obere Teil der Dammböschung deutlich steiler als der untere Teil. Er wurde, anlässlich der zweiten Rhonekorrektur, zur Erhöhung der Dammkrone nachträglich auf den ursprünglichen Damm aufgebaut.

Zur Erkundung des Dammes und des Untergrundes wurden vorgängig drei Bohrungen abgeteuft und ein geologisches Profil erstellt (Abb. 2).

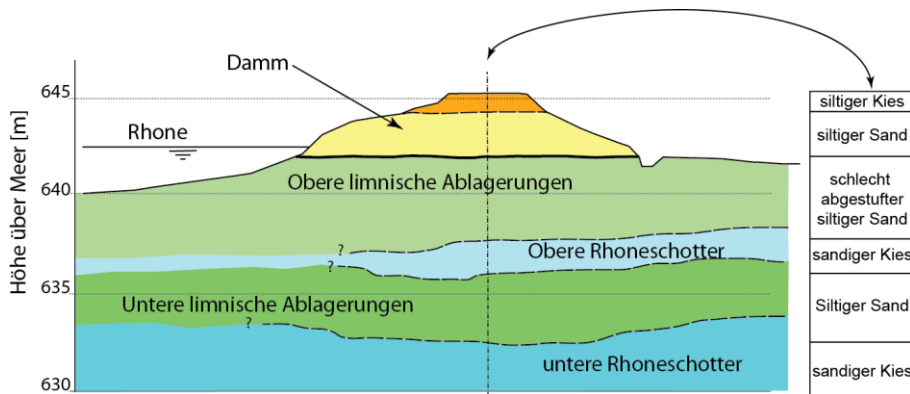


Abb. 2: Geologischer-geotechnischer Querschnitt des Dammes mit Untergrund

Der obere, steilere Teil des Dammes besteht aus grobkörnigem Material (siltiger Kies) bis in einer Tiefe von 1.6 m bis 2.2 m unter der Dammkrone. Darunter besteht das Dammmaterial hauptsächlich aus leicht siltigem Mittelsand. Der Damm selber ist auf einer Wechsellagerung von wenig durchlässigen limnischen Ablagerungen (siltige Sande) und sehr durchlässigen Rhoneschottern (sandige Kiese) gebaut.

Die Versuchszelle (Abb. 3) wies, bei einer Breite von 12.5 m, eine Länge von 33.15 m und landseitig eine Tiefe von 7.20 m unter OK Terrain auf. Die Länge quer zur Flussrichtung musste vor der Hochwassersaison auf rund 24 m reduziert, um das Hindernis im Flussbett auf ein sicheres Mass zu reduzieren. Abb. 4 zeigt eine Aufnahme der verkürzten Zelle mit eingestauter flussseitiger Seite.

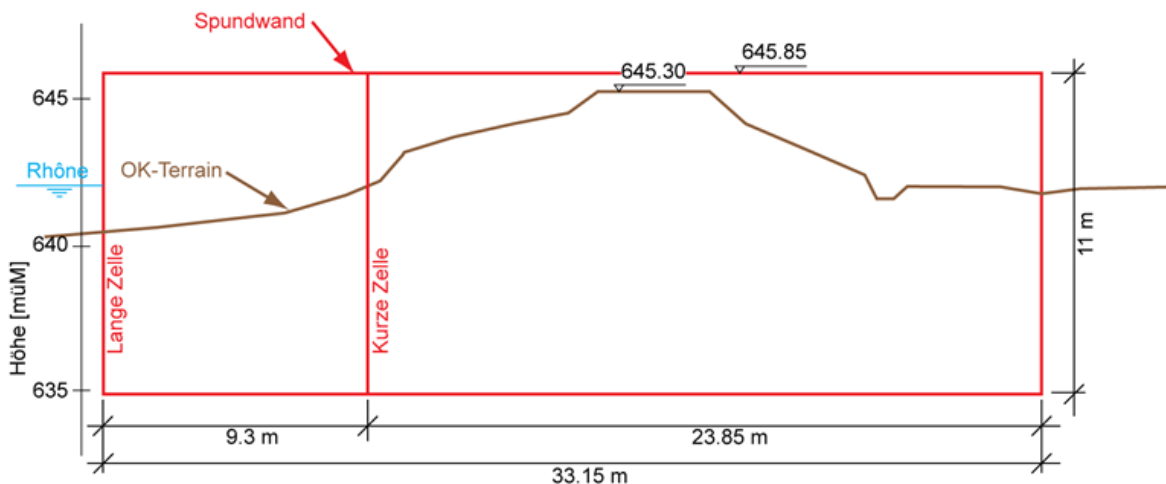


Abb. 3: Querschnitt der Versuchszelle mit späterer Verkürzung



Abb. 4: Sicht auf die verkürzte Versuchszelle

2.1.2 Instrumentierung

Hauptziel des Feldversuches war neben der Erfassung des Dammverhaltens bei schwankenden Wasserspiegeln die Bestimmung der insitu-Wasserretentionskurve (WRC).

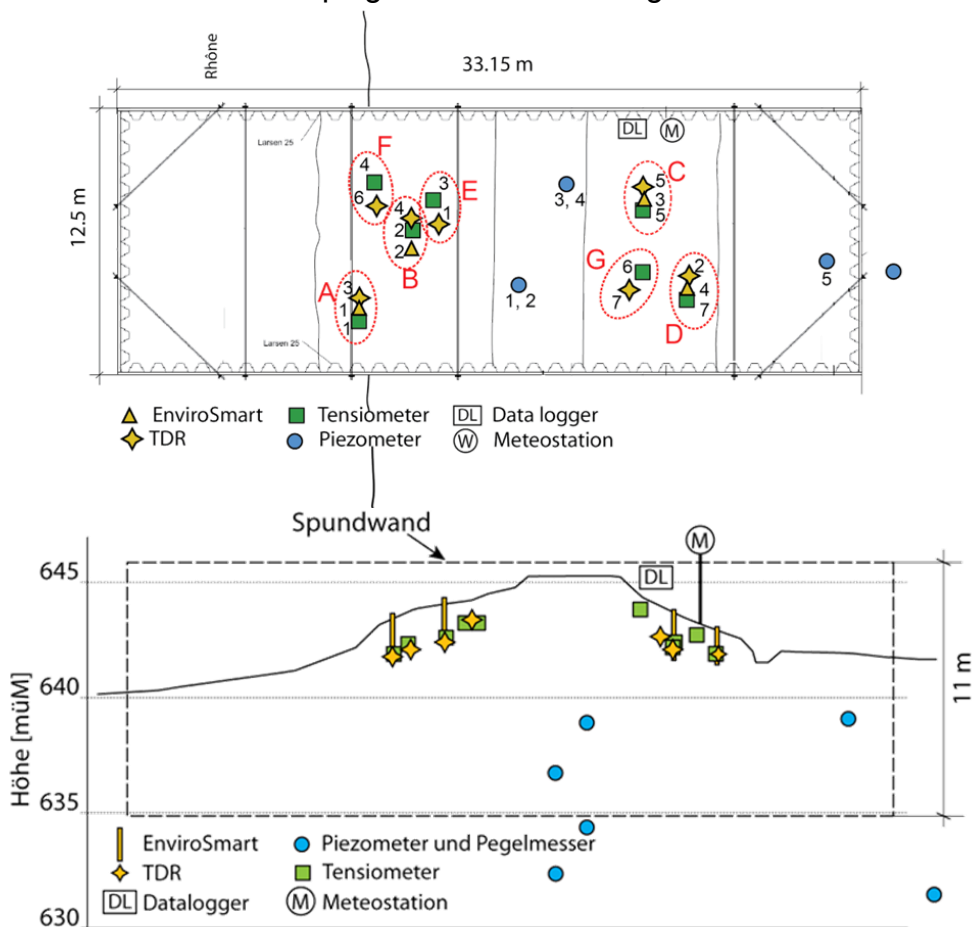


Abb. 5: Situation und Querschnitt der Zelle mit eingebauten Messeinrichtungen

Die WRC setzt den volumetrischen Wassergehalt in Beziehung zu der Saugspannung und charakterisiert so das Bodenverhalten im ungesättigten Zustand. Zur Bestimmung der

Wasserretentionskurven im Feld sind an vier verschiedenen Messstellen (Messstellen A bis D) drei unterschiedliche Sensortypen (Tensiometer zur Messung der Saugspannung, EnviroSmart- und TDR-Sonden zur Messung des volumetrischen Wassergehalts) nah beieinander installiert worden. Zusätzlich wurden noch dreimal (Messstellen E bis G) je ein Tensiometer und eine TDR-Sonde eingebaut (Abb. 5). Das Messsystem wurde mit Piezometern und Pegelmessern zur Kontrolle der hydraulischen Randbedingungen ergänzt. Somit umfasste das Messdispositiv 5 Piezometer, 4 Pegelmesser, 7 (später 10) Tensiometer, 31 Wassergehaltsonden (7 TDR-Sonden und 4 EnviroSmarts à je 6 Sonden) sowie eine Meteostation und ein Datalogger zur laufenden Datenerfassung und Übermittlung ans Institut für Geotechnik in Zürich.

2.2 Ausgewählte Messresultate

Während der Versuchsperiode von rund 14 Monaten konnten sowohl kurzzeitige als auch langzeitige Hochwasser simuliert werden. Zwischenzeitlich wurde der Wasserstand in der Zelle abgesenkt, sodass der Damm nur unter Einfluss der Witterung stand und sich erholen konnte. Der Grundwasserspiegel schwankte während der Versuchsperiode zwischen 2 m und 3.5 m unter der Talsohle. Zur Illustration des Dammverhaltens sind nachfolgend einige ausgewählte Resultate dargestellt.

Die von zwei EnviroSmarts gemessenen volumetrischen Wassergehalte und von zwei Tensiometer gemessenen Saugspannungen sind in Abb. 6 dargestellt (Lage siehe Abb. 5).

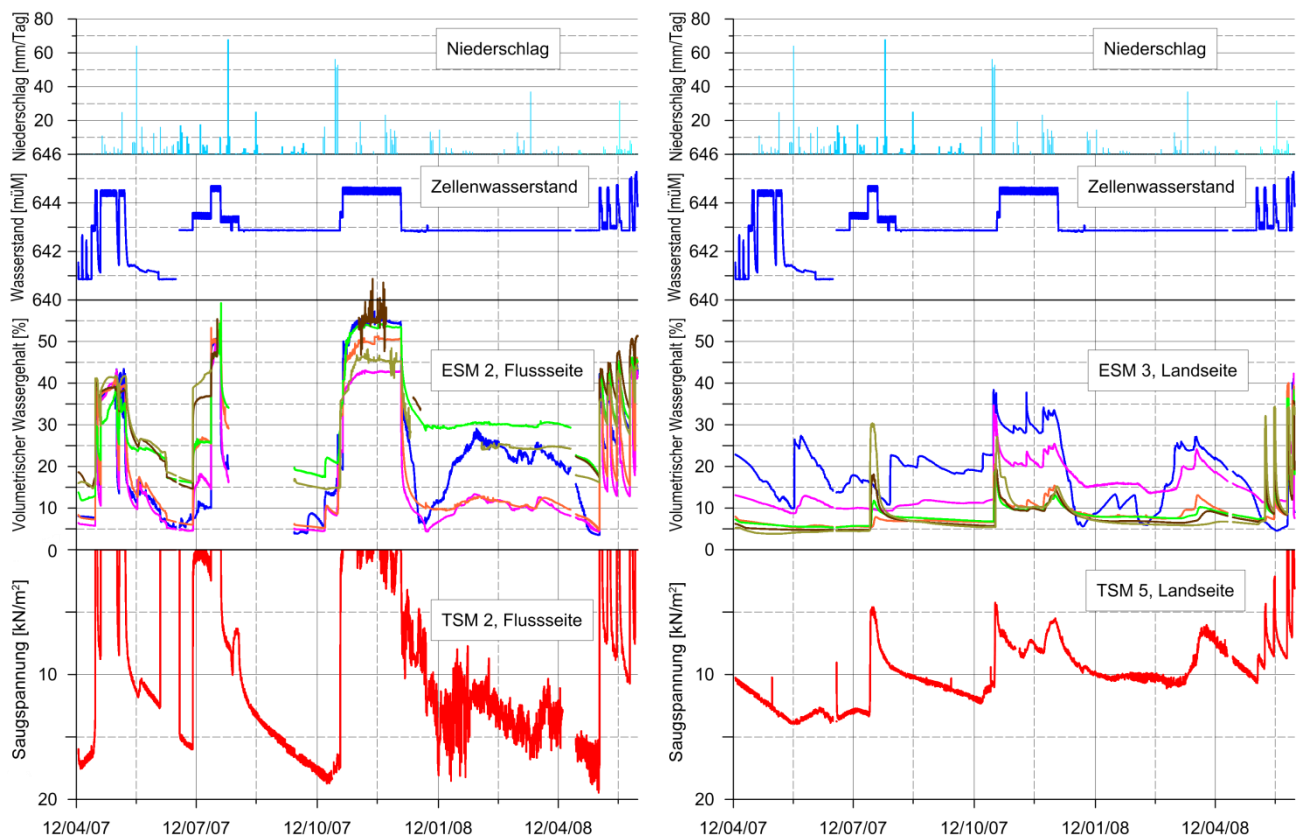


Abb. 6: Resultate von Wassergehalts- und Saugspannungsmessungen auf der Flusseite (links) und Landseite (rechts)

Während alle flussseitigen Sonden rasch auf Änderungen des Zellenwasserstands reagieren, bleiben die landseitigen Sonden vom ersten Hochwasser unbeeinflusst und zeigen erst ab der zweiten Hochwasserphase eine von unten beginnende Reaktion an. Landseitig zeigen die obersten Sonden deutlich den Anstieg des Wassergehalts infolge von Niederschlägen. Die Saugspannungsmessungen zeigen auch, dass flussseitig der Boden bei jeder Hochwasserphase gesättigt war während landseitig die volle Sättigung erst am Ende des Versuchs erreicht wurde.

Durch die wiederholten Hochwasserstände erhöhte sich die Sättigung des Dammes im Laufe des Versuchs. Die daraus resultierende Änderung des Dammverhaltens wird anhand von zwei Beispielen dargestellt.

In Abb. 7 sind die Resultate der Wassergehaltmessungen von einer flussseitigen und einer talseitigen Messstelle am Anfang des Versuches dargestellt. Der flussseitige Sensor reagiert schnell nachdem der Wasserspiegel die Höhe der Messstelle erreicht hat. Im Gegensatz dazu wird der landseitige Sensor trotz lang anhaltenden hohen Wasserspiegels nicht beeinflusst. Dies lässt sich dadurch erklären, dass die Untersuchungen am Versuchsanfang an einem sehr trockenen Damm erfolgten. Da der siltige Sand des Dammkörpers eine sehr geringe Durchlässigkeit im ungesättigten Zustand aufweist, erreichte die Sättigungsfront zu diesem Zeitpunkt erst die Mitte des Dammkörpers.

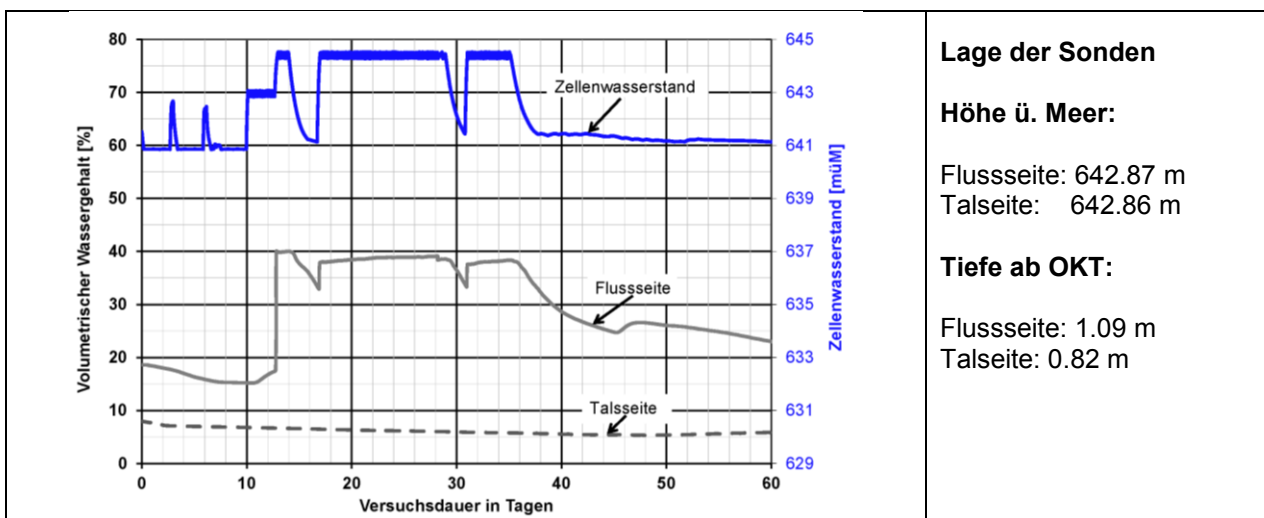


Abb. 7: Einfluss der Wasserspiegelschwankungen, Versuchsanfang

Abb. 8 zeigt Resultate der gleichen Sensoren während der letzten Phase des Versuches. Der flussseitige Sensor reagiert, wie am Versuchsanfang, praktisch sofort auf die Wasserstandsänderungen. Dagegen reagiert der talseitige Sensor, wenn nur sehr leicht, erst nach der zweiten Wasserstandserhöhung. Bei den anschliessenden hohen Wasserständen steigt der gemessene volumetrische Wassergehalt deutlich an, was auf eine Sättigung des Dammes bis zum talseitigen Bereich deutet. Durch die länger andauernde Durchströmung der Flussseite des Dammes steigt auch der Wassergehalt in diesem Bereich weiter an.

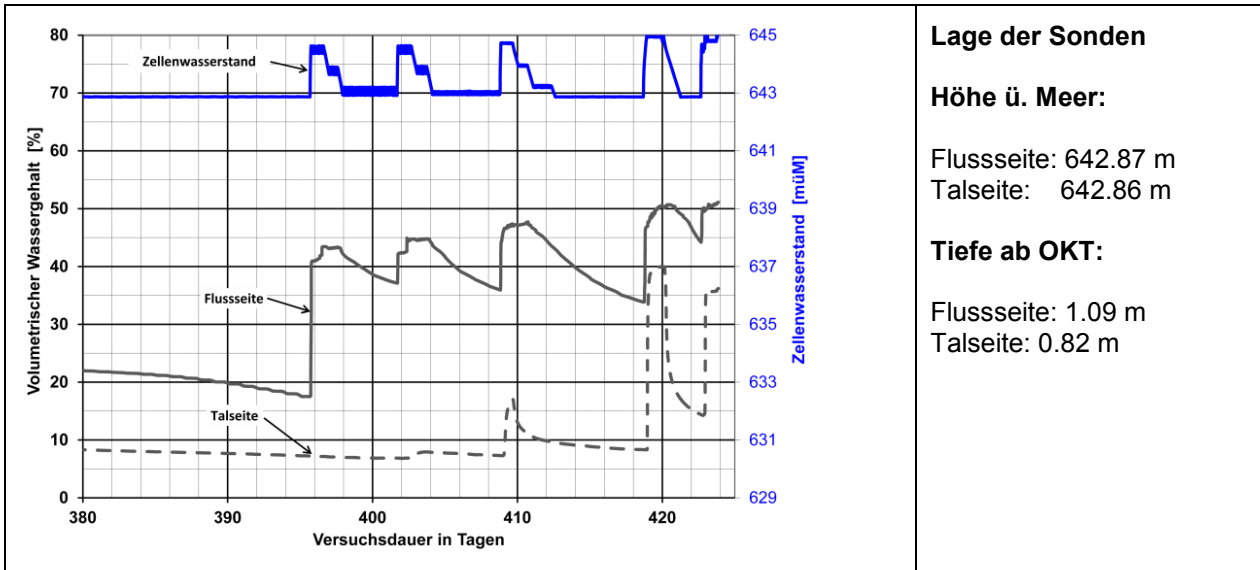


Abb. 8: Einfluss der Wasserspiegelschwankungen, Versuchsende

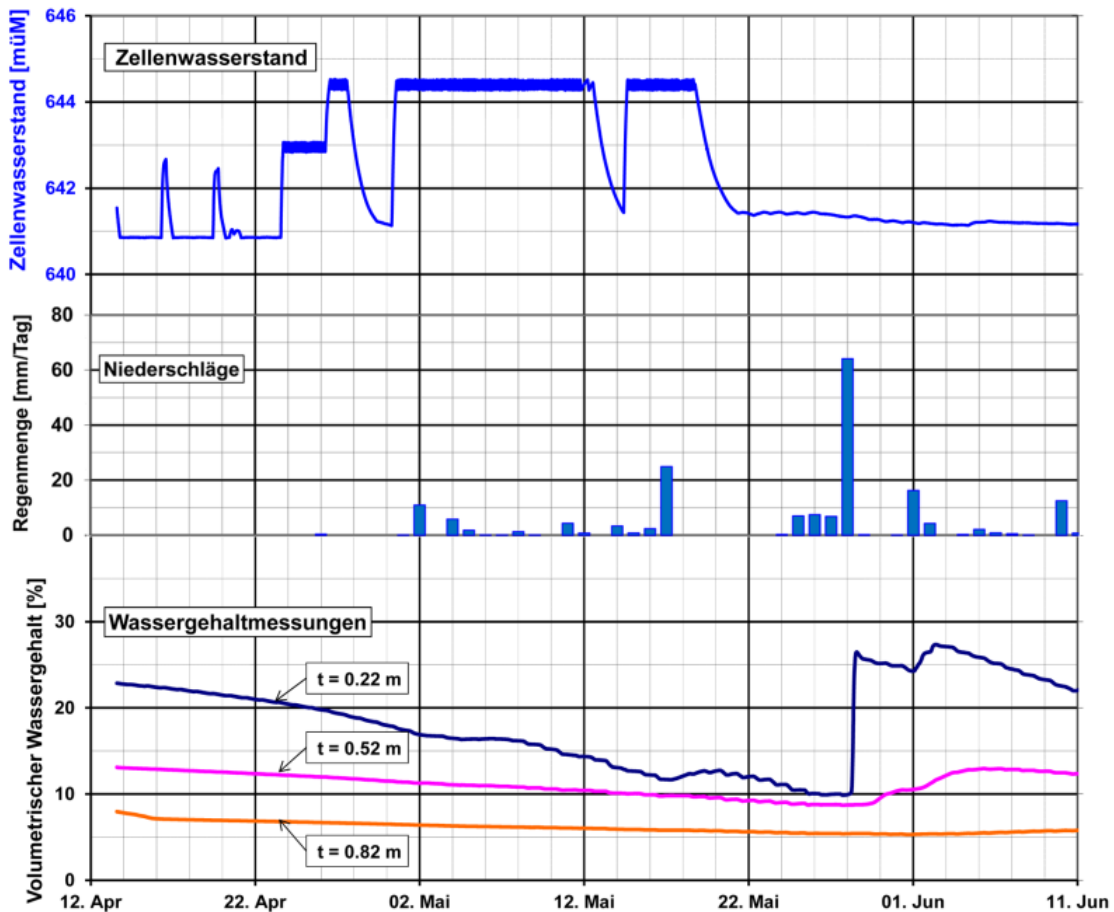


Abb. 9: Resultate der Feldmessungen, Einfluss eines starken Niederschlags

Der Einfluss von Niederschlägen ist in Abb. 9 illustriert. Nach einem Ereignis, bei dem 63 mm Regen in einem Tag fielen, zeigen beide oberen Sensoren (Tiefe ab OKT. 22 bzw. 52 cm) eine deutliche Zunahme des Wassergehaltes. Der dritte, in einer Tiefe von 82 cm ab OKT eingebaute Sensor wurde praktisch nicht beeinflusst. Anhand vom obersten Sensor ist es auch ersichtlich, dass der Wassergehalt nach dem Ereignis nur langsam wieder abnimmt und schon bei einer relativ kleinen nachträglichen Niederschlagsmenge empfindlich reagiert. Die Einflusstiefe eines Niederschlags ist von dem initial vorhandenen Sättigungsgrad abhängig.

2.3 Ungesättigte Bodeneigenschaften

Mit den Messresultaten des Feldversuches konnten 11 insitu-Wasserretentionskurven bestimmt werden. Die Kurven liegen in einem relativ engen Band zusammen, der in Abb. 11 dargestellt ist. Eine Hysterese zwischen Desorptions- und Absorptionskurven, wie sie in den Laborversuchen in der Fredlund-Zelle festgestellt wurde, ist anhand der Feldmessungen nicht feststellbar.

Parallel dazu wurden Laboruntersuchungen durchgeführt, in denen neben den üblichen Klassifikationsversuchen auch die Wasserretentionskurven mehrerer Proben bestimmt werden konnten. Mit Hilfe der Korngrößenverteilungskurven wurden anhand verschiedener Methoden Wasserretentionskurven und ungesättigte Durchlässigkeitsbeiwerte rechnerisch bestimmt. Der Vergleich der im Feld und im Labor gemessenen und der rechnerisch mit Hilfe der Korngrößenverteilungen bestimmten Wasserretentionskurven lieferte folgende Erkenntnisse: die mit der Modified Kovacs Methode (Aubertin et al., 1998) berechneten Kurven stimmen am besten mit den Feld-Wasserretentionskurven überein.

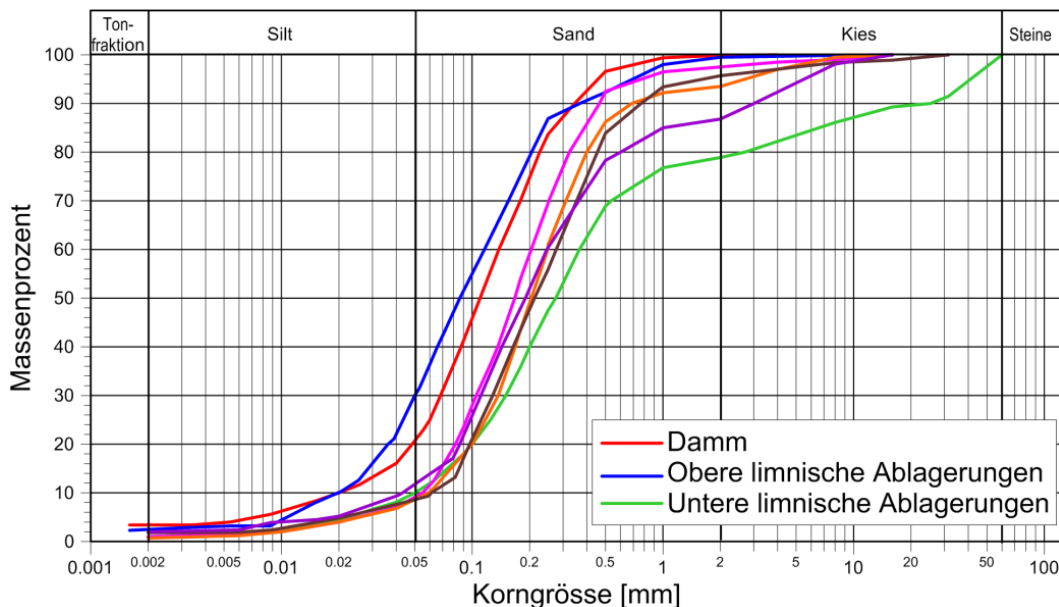


Abb. 10: Kornverteilungen für die Berechnung der Wasserretentionskurven nach "Modified Kovacs" (Desorptionskurven).

Die in den Laborversuchen gemessenen Wasserretentionskurven können gut mit der Methode nach Arya & Paris (1981) angenähert werden. Wenn keine Feldmessungen

vorliegen, wird die Verwendung der Modified Kovacs Methode (Aubertin et al., 2003) für die Bestimmung der Wasserretentionskurve empfohlen. Im Hinblick auf die numerische Modellierung sind noch die Durchlässigkeitsbeiwerte nach Kozeny-Carman (Kozeny, 1927; Carman, 1956) und nach Chapuis (2004) bestimmt worden. Die ungesättigten Durchlässigkeitsbeiwerte sind anschliessend nach Fredlund & Xing (1994) sowie nach van Genuchten (1980) berechnet worden. Dabei hat sich gezeigt, dass die erste Methode eine bessere Übereinstimmung mit den Laborresultaten ergibt.

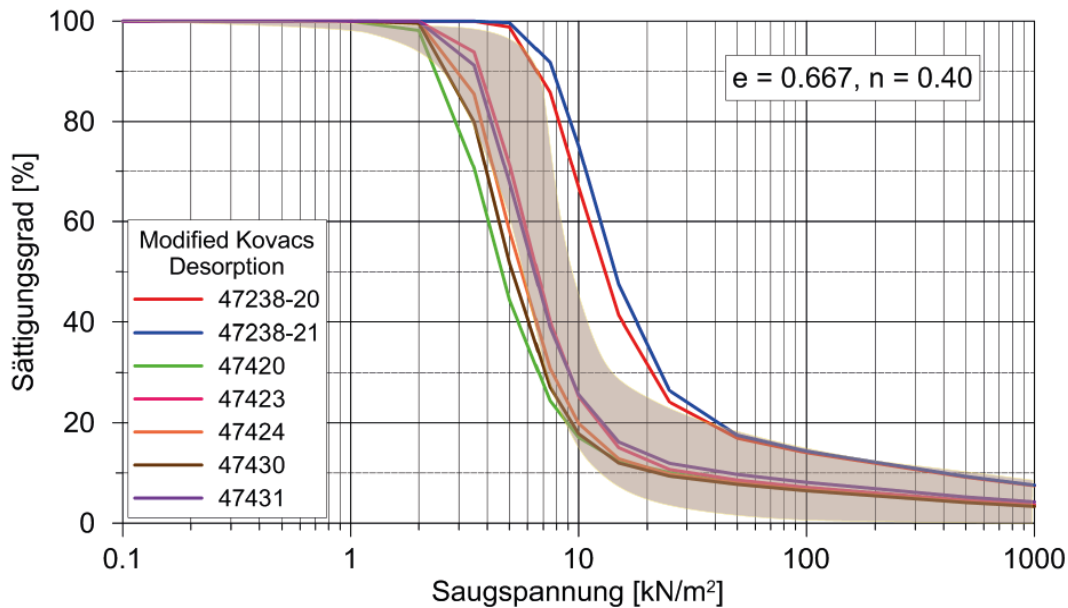


Abb. 11: Vergleich der nach "Modified Kovacs" berechneten Wasserretentionskurven (Desorptionskurven) mit dem Streuband der Feldresultate.

2.4 Numerische Modellierung

Die gewonnenen geotechnischen Eigenschaften dienen als Eingangsparameter für die numerische Modellierung des Feldversuches mit der FE-Software *Geoslope*. In Abb. 12 wird an zwei verschiedenen Zeitpunkten, nach 388 Tagen am Ende einer langen Phase ohne Wasser in der Zelle und nach 412 Tagen beim höchsten Wasserstand die Verteilung des volumetrischen Wassergehalts grafisch dargestellt (Abb. 12).

Das obere Bild zeigt, dass sich der Damm 150 Tage nach dem Hochwasser weitgehend erholt hat und einen Wassergehalt von 5 bis 10% weist. Diese Werte liegen nur leicht über den Anfangswerten von 0 bis 5%. Das untere Bild zeigt die Dammantwort auf den höchsten eingestellten Wasserspiegel. Viel Wasser fliesst durch die obere Dammschicht und trägt vor allem bei der luftseitigen Böschung massgebend zur Dammsättigung bei.

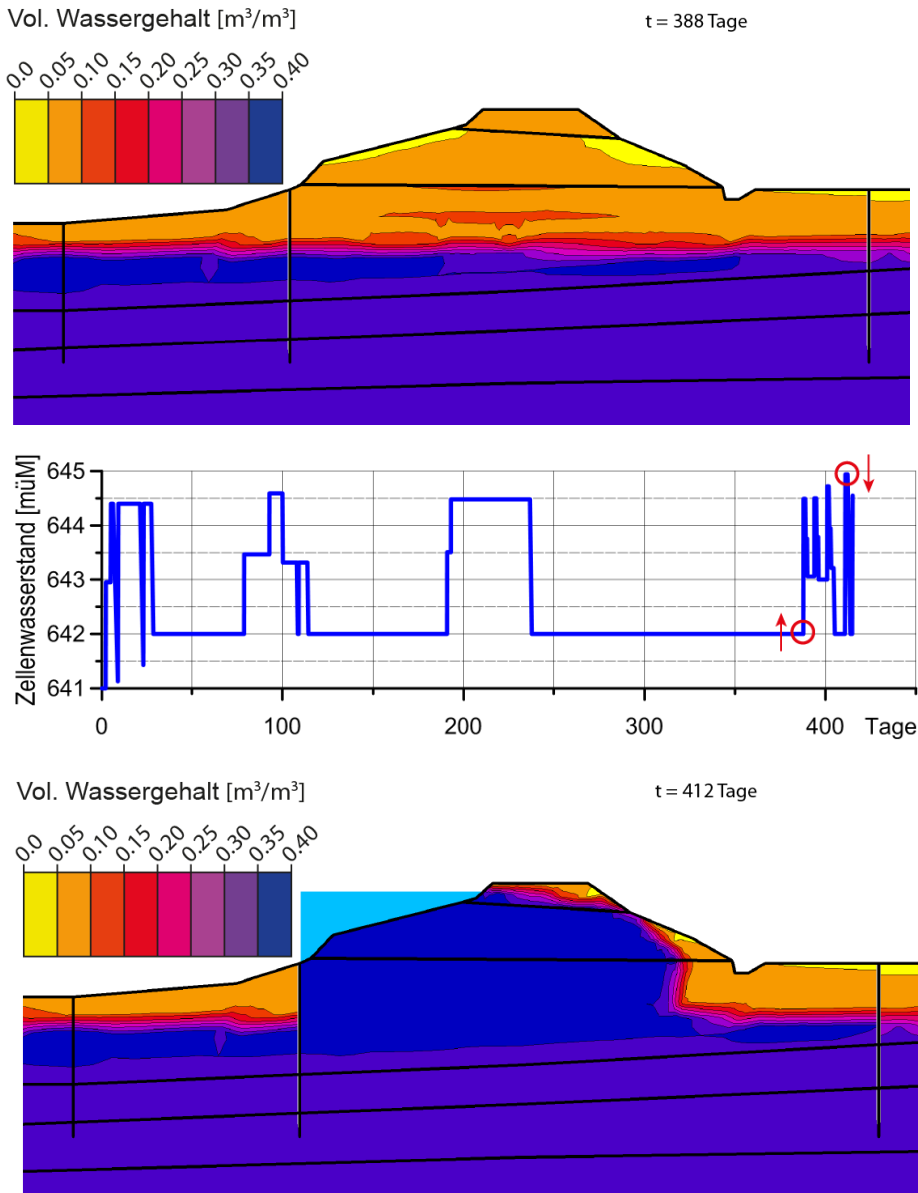


Abb. 12: Volumetrischer Wassergehalt nach 388 und 412 Tagen

Die berechneten Werte des volumetrischen Wassergehaltes und der Saugspannung wurden zur Validierung der numerischen Modellierung mit den Messresultaten des Feldversuches verglichen. Durch die zusätzliche Eingabe des Niederschlags und der Evapotranspiration wurde noch der Einfluss der Witterung gesondert untersucht.

Abb. 13 und Abb. 14 vergleichen die gemessenen Werte (schwarz) des Feldversuches mit den berechneten Werten des volumetrischen Wassergehaltes an den Messstellen B und D für zwei verschiedene Tiefen (ohne (grün) und mit (blau) Witterungseinfluss).

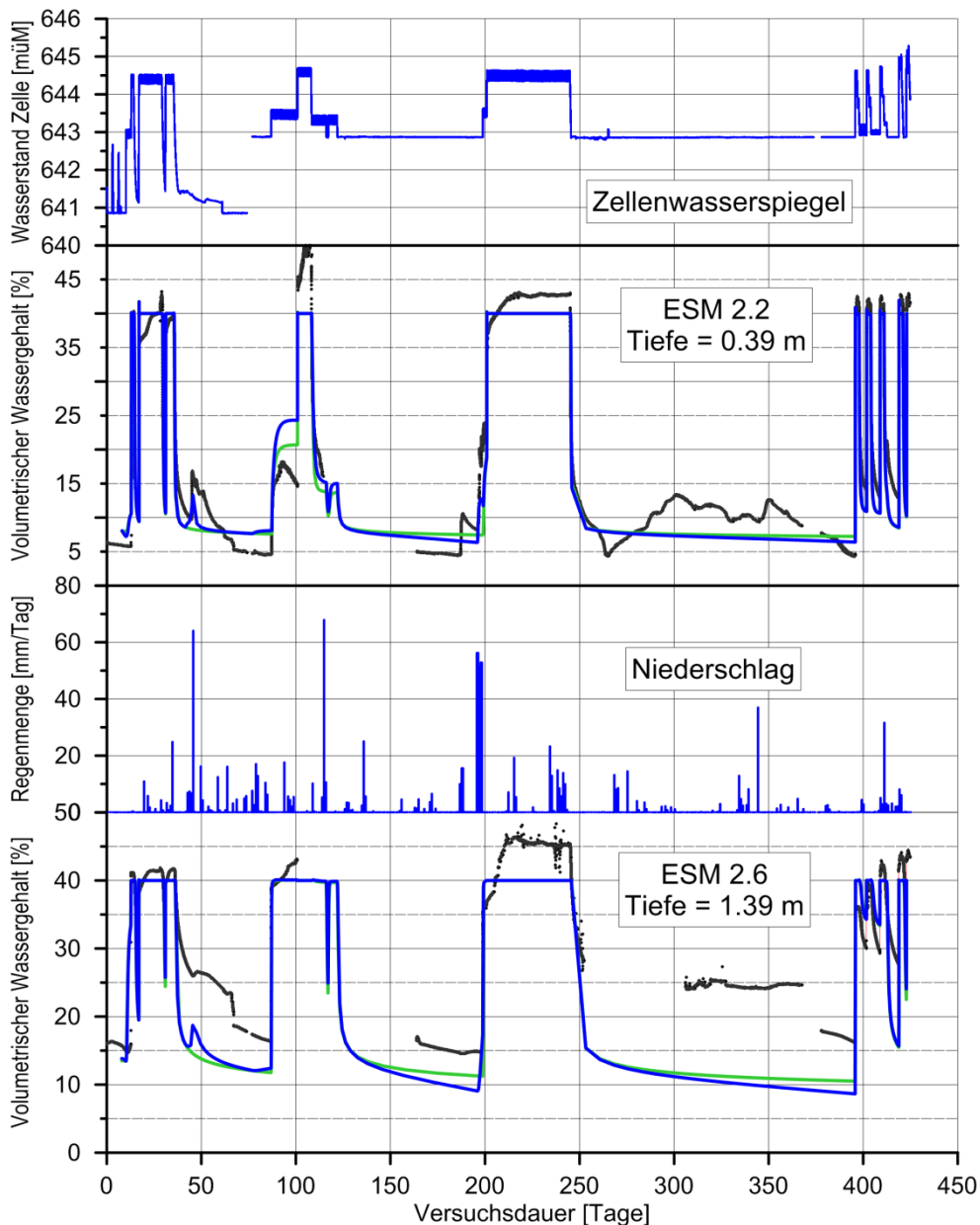


Abb. 13: Vergleich der numerischen Ergebnisse (ohne (grün) und mit (blau) Witterungseinfluss) mit den EnviroSmart-Messungen (schwarz) ESM 2.2 & ESM 2.6 (Messstelle B).

An der Messstelle B auf der Flussseite stimmen die Berechnungsergebnisse in 0.39 m Tiefe mit den Messungen gut überein. Beim unteren Punkt (1.39 m Tiefe) weisen die berechneten Kurven einen zu tiefen Wassergehalt in den Phasen ohne Wasser auf und reagieren i. A. auch schneller auf Wasserspiegelabsenkungen. Dies lässt sich durch das Vorhandensein eines feinkörnigeren Materials an dieser Stelle des Damms erklären. Die Berücksichtigung der Witterung hat einen geringen Einfluss auf die Berechnungsergebnisse.

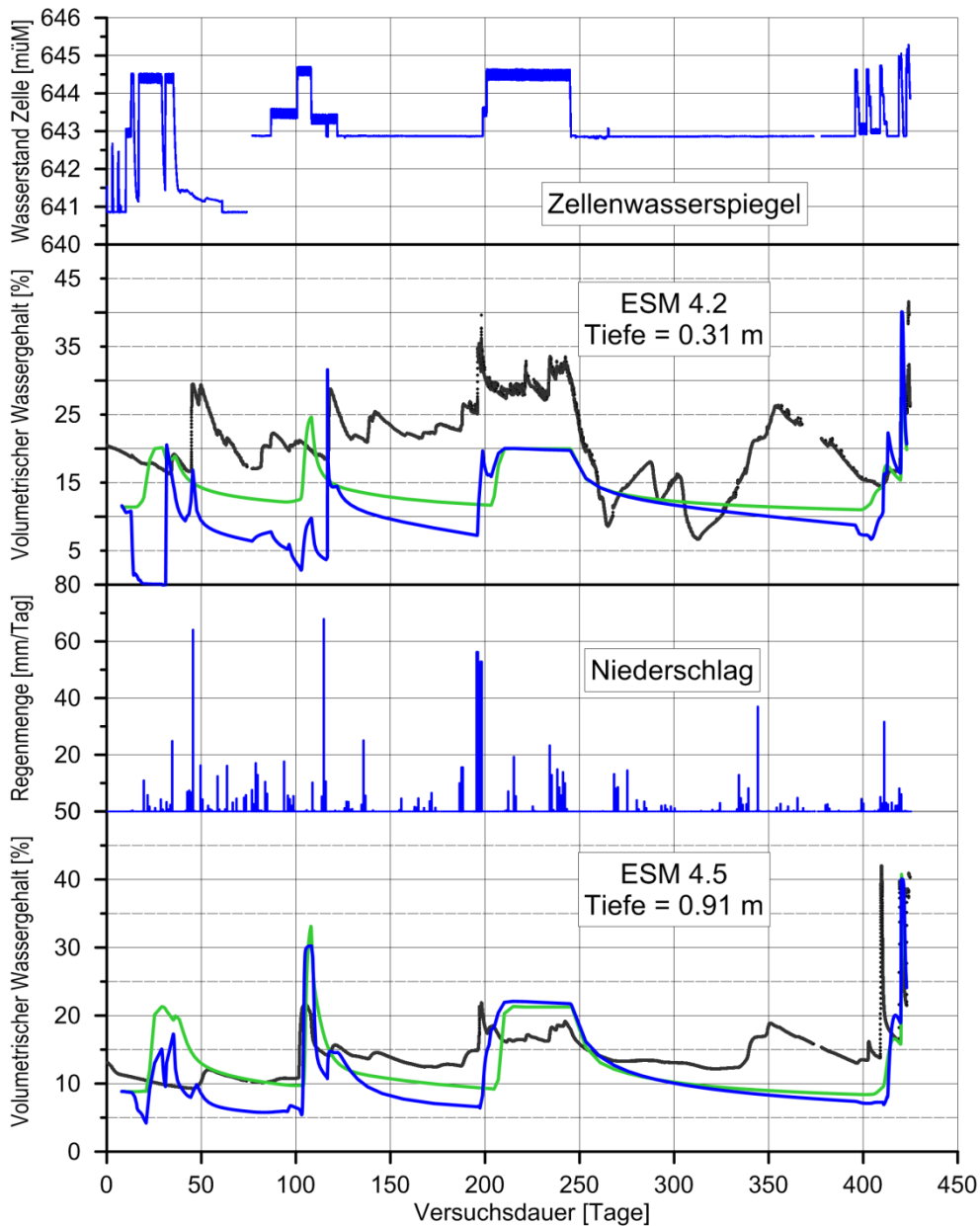


Abb. 14: Vergleich der numerischen Ergebnisse (ohne (grün) und mit (blau) Witterungseinfluss) mit den EnviroSmart-Messungen (schwarz) ESM 4.2 & ESM 4.5 (Messstelle D).

Abb. 15 zeigt die Resultate an der Messstelle D auf der Landseite. Beide Messpunkte reagieren auf die grossen Niederschläge. Mit der Berücksichtigung der Witterung liegen die berechneten Wassergehalte tiefer, was in Anbetracht der negativen Wasserbilanz (Evapotranspiration grösser als die Niederschläge) während dem Feldversuch zu erwarten war.

Für den Vergleich zwischen den berechneten und gemessenen Saugspannungen wird auf (Mayor, 2014) verwiesen.

Die Modellierung des Feldversuches ergab Resultate, die mit den Messungen alles in allem gut übereinstimmen. Ungeachtet der Streuung der Bodenkennwerte (Korngrössenverteilungen, Dichte, Durchlässigkeitsbeiwerte) und der Unsicherheiten

bezüglich des geologischen Aufbaus konnte die Modellierung ein befriedigendes Bild des Dammverhaltens unter wiederholter Hochwasserbelastung und wechselnder Witterung wiedergeben.

3 Zusammenfassung

Durch die Berechnungsergebnisse werden sowohl die Eignung der Berechnungsmethode als auch die Qualität der mit unterschiedlichen Methoden bestimmten Bodenkennwerte voll bestätigt. Somit sollte das Vertrauen in die Relevanz der ungesättigten Bodenmechanik für die praxisbezogene geotechnische Analyse wachsen. Mit der Eignungsbestätigung der vereinfachten Bestimmung der Wasserretentionskurven ist auch ein bedeutender Nachteil in Bezug auf die Anwendung der ungesättigten Bodenmechanik aus dem Weg geräumt. Mit Hilfe der in situ und im Labor bestimmte Bodenparameter können zuverlässige Modellierungen durchgeführt werden und anhand der Feldmessungen validiert werden.

Der durchgeführte Feldversuch brachte u. A. folgende Erkenntnisse:

- der Sättigungszustand des Dammes bei einer Beanspruchung durch ein Hochwasserereignis hat einen massgebenden Einfluss auf das Dammverhalten. Bei einem niedrigen Sättigungsgrad, findet kurz- bis mittelfristig keine Durchströmung des Dammes statt. Befindet sich der Damm, sei es durch Hochwasserereignisse oder durch anhaltende Niederschläge, in einem höheren Sättigungszustand, kann der Damm in wenigen Stunden durchströmt werden, was die Stabilität der landseitigen Böschung erheblich reduzieren kann.
- Der Einfluss der Niederschläge beschränkt sich im Fall eines trockenen Dammes auf die oberflächennahen Schichten. Mit steigender Sättigung des Dammkörpers findet auch in tieferen Schichten eine Zunahme des Wassergehalts statt.
- Die Erholungszeit nach einem Ereignis steigt auch mit dem Sättigungsgrad. Je feuchter der Damm, umso mehr Zeit braucht es, bis das Wasser drainieren oder durch Evapotranspiration entweichen kann.

Die Wahl der geeignetsten Bestimmungsart der Funktionen der ungesättigten Bodeneigenschaften hat in Abhängigkeit der Kosten und des Risikos des jeweiligen Projektes zu erfolgen. Alle Methode eignen sich nicht für jede Ingenieurprobleme und es kann nicht immer auf die direkte Messung der ungesättigten Bodeneigenschaften verzichtet werden. Dazu sei noch auf die von Fredlund & Houston (2009) aufgestellten Protokolle für die Bestimmung der Funktionen der ungesättigten Bodenparameter hingewiesen, die unter Berücksichtigung der in dieser Arbeit gewonnen Kenntnisse viel mehr in der Praxis verbreitet werden sollten.

4 Literatur

- ARYA, L.M. & PARIS, J.F. (1981): A physicoempirical model to predict the soil moisture characteristic from particle-size distribution and bulk density data. *Soil Science Society of America Journal*, 45(6): 1023–1030.
- AUBERTIN, M., MBONIMPA, M., BUSSIÈRE, B. & CHAPUIS, R.P. (2003): A model to predict the water retention curve from basic geotechnical properties. *Canadian Geotechnical Journal*, 40: 1104–1122, doi:10.1139/T03-054.
- AUBERTIN, M., RICARD, J.-F. & CHAPUIS, R.P. (1998): A predictive model for the water retention curve: application to tailings from hard-rock mines. *Canadian Geotechnical Journal*, 35(1): 55–69, doi:10.1139/t97-080.
- CARMAN, P.C. (1956): Flow of gases through porous media. (Butterworth ed.), London.
- CHAPUIS, R.P. (2004). Predicting the saturated hydraulic conductivity of sand and gravel using effective diameter and void ratio. *Canadian Geotechnical Journal*, 41(5): 787–795.
- FREDLUND, D.G. & XING, A. (1994): Equations for the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*, 31: 12.
- FREDLUND, D.G. & HOUSTON, S.L. (2009): Protocol for the assessment of unsaturated soil properties in geotechnical engineering practice. *Canadian Geotechnical Journal*, 46(6): 694-707.
- KOZENY, J. (1927): Ueber kapillare Leitung des Wassers im Boden. *Sitzungsberichte Wiener Akademie*, 136 (2a): 271–306.
- MAYOR, P. A. (2014): Verhalten eines Flusdammes unter wiederholter Hochwasserbelastung, Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik (IGT) der ETH Zürich; 245, (vdf Hochschulverlag), Zürich.
- VAN GENUCHTEN, M.T. (1980): A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Science Society of America Journal*, 44(5): 892–898.

Bemessungsgrundlagen und -modelle

Wasserbauliche Modellversuche für die Hochwasserentlastung und den Grundablass des HRB Reinhardtsgrimma

**Prof. Dr.-Ing. habil. D. Carstensen, M.Eng. M. Heß,
Dipl.-Ing. (FH) T. Vollweiler und B.Eng. R. Brünkmann**

Technische Hochschule Nürnberg, Labor für Wasserbau, Keßlerplatz 12, 90489 Nürnberg

Dipl.-Ing. E. Bielitz, Dipl.-Ing. E. Amani und Dipl.-Ing. F. Hering

Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen, Betrieb Oberes Elbtal, Am Viertelacker 14, 01259 Dresden

1 Allgemeines

Das Hochwasserrückhaltebecken (HRB) Reinhardtsgrimma wurde als Erddamm mit geneigter Innendichtung und einem einreihigen Dichtungsschleier zwischen 1965 und 1969 gebaut. Das HRB staut im Belastungsfall den Lockwitzbach in der Nähe von Dippoldiswalde im Landkreis Sächsische Schweiz-Osterzgebirge. Es ist das kleinste Becken des Hochwasserrückhaltesystems Osterzgebirge mit einem Einzugsgebiet von ca. 8400 km². Die als grünes Becken genutzte Stauanlage mit einer Höhe von 15 m über der Gründungssohle und einer Kronenlänge von 150 m kann im Hochwasserfall 0,384 Millionen Kubikmeter Wasser zurückhalten.

Wegen des Alters der Hochwasserentlastungsanlage (HWE), in Auswertung der Hochwasserereignisse 2002 und 2013 und der damit im Zusammenhang geänderten Bemessungsabflüsse sowie der Notwendigkeit zur Sanierung der Gesamtanlage erteilte die Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen, Betrieb Oberes Elbtal zur Sicherung des Hochwasserschutzes für die Ortslage Reinhardtsgrimma sowie deren Umfeld im Rahmen der Planungsarbeiten den Auftrag zur Durchführung von Versuchen an einem physikalischen Modell.

Unter Berücksichtigung des Grundaufbaus der HWE, bestehend aus einer Sammel- und Übergangsrinne, einer sich daran anschließenden Schusrrinne sowie einem Tosbecken mit Ausleitungsstrecke war im hydraulischen Modellversuch die hydraulische Leistungsfähigkeit der Gesamtanlage, die Abflussverhältnisse und Wasserspiegellagenausbildungen sowie die Energieumwandlung zu untersuchen. Die Anlage wurde ursprünglich für einen Hochwasserabfluss von $Q = 14,0 \text{ m}^3/\text{s}$ bemessen. Aufgrund der Hochwasserereignisse von 2002 und 2013 wurden die Bemessungsabflüsse neu bestimmt. Aus den aktuellen Berechnungen konnten die Bemessungsabflüsse $BHQ1 = 19,35 \text{ m}^3/\text{s}$ und $BHQ2 = 31,5 \text{ m}^3/\text{s}$ abgeleitet werden. Diese müssen über die HWE bei gleichzeitig aktivem Grundablass ($BHQ1 = 5,15 \text{ m}^3/\text{s}$; $BHQ2 = 7,60 \text{ m}^3/\text{s}$) abgeführt werden.

Mit der Planung des Ersatzneubaus der HWE Reinhardtsgrimma wurde bereits 2013, vom Labor für Wasserbau der technischen Hochschule Nürnberg, die Hydraulik der Sammel-

und Übergangsrinne analytisch und an einem physikalischen Modell untersucht. Unter Berücksichtigung dieser Arbeiten wurden die daran anschließende Schusrrinne mit Tosbecken und das Übergangsrinne ins Unterwasser versuchstechnisch überprüft und optimiert. Sämtliche zur Verfügung gestellten geometrischen Angaben des Planers, IBTW Dresden GmbH, wurden im physikalischen Modell im Modellmaßstab $1 : M_L = 1 : 12,5$ umgesetzt.

1.1 Modellkonzeption

Der geplante und zum Teil bereits umgesetzte Ersatzneubau der Hochwasserentlastungsanlage incl. Absperrbauwerk des HRB Reinhardtsgrimma kann wie folgt beschrieben werden (vgl. auch Abb. 1):

- Erddamm mit geneigter Innendichtung
- Gewässer passiert bei Normalabfluss den Damm durch einen Grundablass
- Hochwasserentlastungsanlage
 - Sammel- und Übergangsrinne;
 - Schusrrinne bestehend aus Krümmungsteil (Bogen 1) und Geradstück mit variierendem Gefälle;
 - Tosbecken mit REHBOCKschwelle und Zuführung des Grundablasses;
 - Übergang zum Unterwasser (Bogen 2 mit gekrümmter Leitwand sowie Pegelstrecke).

Nach seiner Fertigstellung soll die gesamte Anlage ausschließlich dem Hochwasserschutz der flussabwärts gelegenen Anlieger dienen.

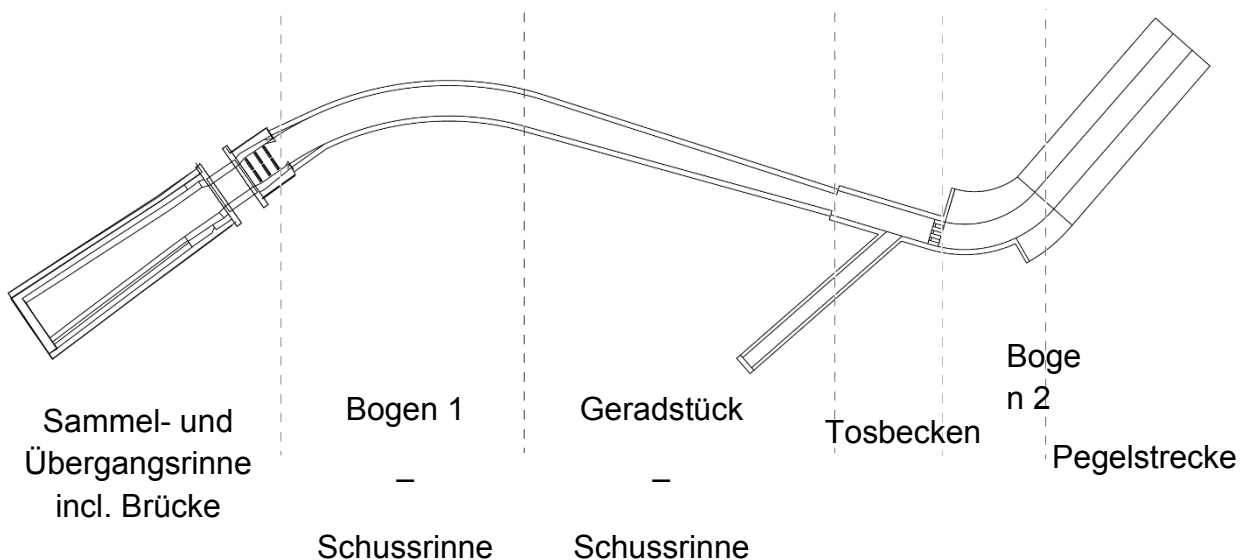


Abb. 1: Modellabschnitte HRB Reinhardtsgrimma – Planung (IST-Zustand, Quelle: IBTW Dresden GmbH)

Die physikalischen Modellversuche wurden in der großen Wasserbau-Versuchsrinne (16 m lang, 2,20 m breit und 1,0 m tief) im Labor für Wasserbau der technischen Hochschule Nürnberg (LWN) durchgeführt. Dabei wurde auf Originalteile (Sammel- und Übergangsrinne) aus einer früheren Beauftragung zum gleichen Objekt (LWN, 2013) zurückgegriffen. Der eigentliche Modellabschnitt (Schusrrinne, Tosbecken, Übergang zum

Unterwasser) wurde so errichtet, dass nachträglich bauliche Veränderungen möglich waren.

1.2 Versuchsaufbau

Das Modell wurde in der großen Versuchsrinne im LWN aufgebaut (vgl. Abb. 2).

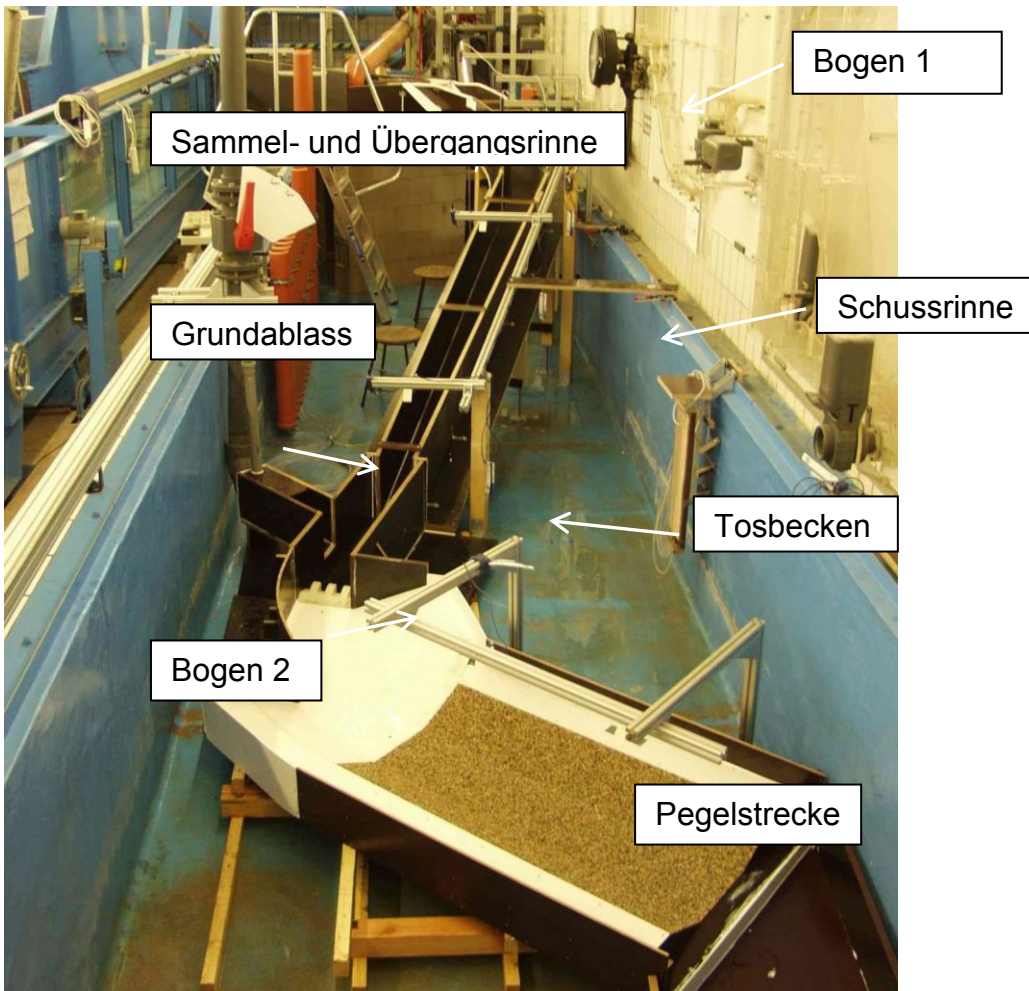


Abb. 2: Ansicht des Modells in der Laborrinne

Der für die einzelnen Versuchsreihen geforderte Durchfluss wurde mittels frequenzgesteuerter Pumpen im Labor bereitgestellt. Das n-1-Kriterium wurde in Abstimmung mit dem AG und dem Planer durch die Außerbetriebsetzung des Grundablasses generiert.

Tab. 1: Durchflüsse für BHQ1 und BHQ2 im Natur- und Modellmaßstab für das HRB Reinhardtsgrimma für den Grundablass (Q_{GA}) und die Hochwasserentlastungsanlage (Q_{HWE}) (Quelle: Landestalsperrenverwaltung d. F. Sachsen)

	BHQ1 (n-1)		BHQ2 (HWE + GA)	
	Natur	Modell	Natur	Modell
Q_{GA}	5,15 m ³ /s	0,009 m ³ /s	7,6 m ³ /s	0,014 m ³ /s
Q_{HWE}	19,35 m ³ /s	0,035 m ³ /s	31,5 m ³ /s	0,057 m ³ /s
Q_{Gesamt}	24,5 m ³ /s	0,044 m ³ /s	39,1 m ³ /s	0,071 m ³ /s

1.3 Messwerterfassung

Folgende Parameter wurden im Rahmen der Modellversuche erfasst und ausgewertet:

- Wasserspiegellagen entlang der Wasserspiegellinie im kompletten Modell,
- Fließgeschwindigkeiten und Turbulenzverhalten im Tosbecken und
- Strömungsbildung in der Schusssrinne und im Nachlauf.

Zur Erfassung der freien Wasserspiegellage wurde auf Ultraschallsonden zurückgegriffen sowie auf ein Messröhrensystem für die redundante Messwerterfassung.

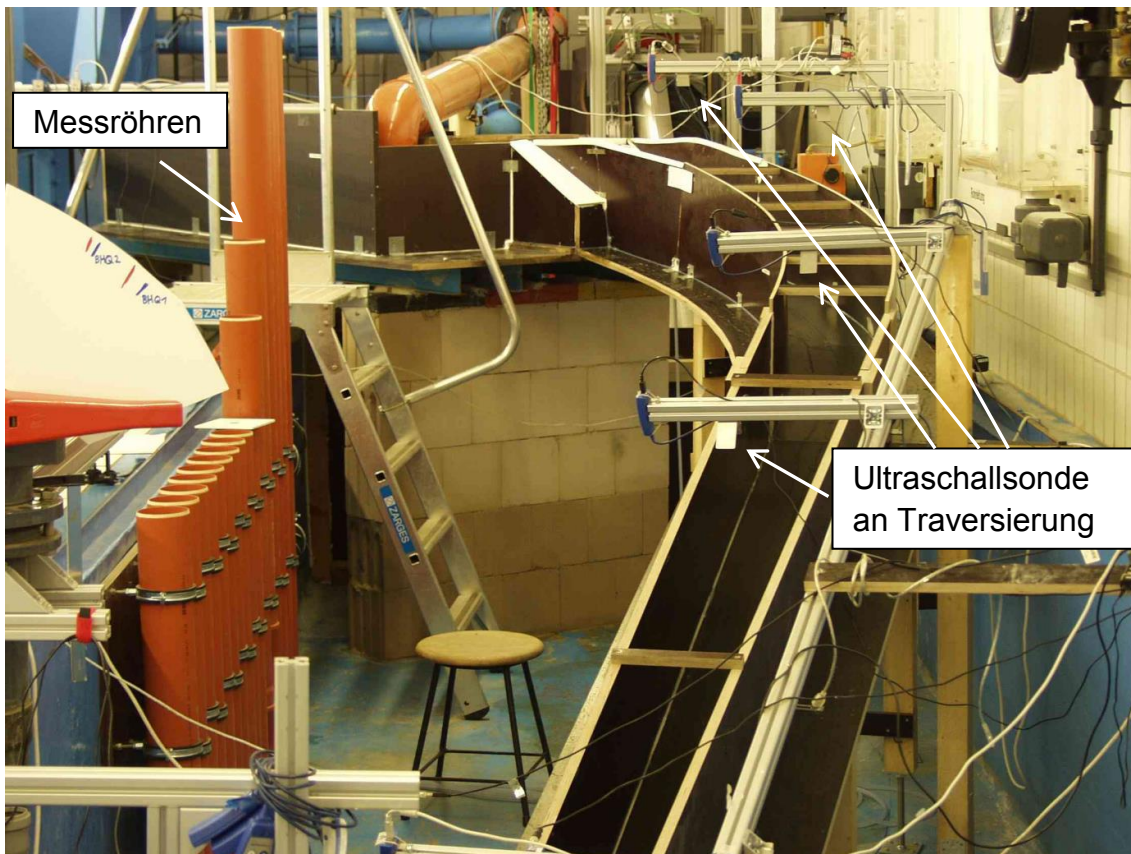


Abb. 3: Anordnung der Ultraschallmesssonden für die Aufnahme der Wasserstände im Modell

Zusätzlich zu den Wasserstandsmessungen wurden bereichsweise Fließgeschwindigkeiten/turbulente Schwankungsgrößen mittels Staurohrtechnik oder/und Vectrino-Sonde aufgenommen.

2 Untersuchungen

2.1 Untersuchung des Planzustandes mit Tosbecken- und Leitwanderhöhung

Bei der baulichen Umsetzung im Modell wurde, abweichend vom ursprünglichen Planzustand, das Tosbecken- und eine Leitwand mit einer Erhöhung von 62,5 cm ausgeführt (s. Abb. 4). Damit wurde den zu erwartenden, höheren Wasserspiegellagen

sowie der nachträglichen Möglichkeit zur baulichen und geometrischen Ausbildung dieser Anlagenteile im Modell Rechnung getragen.

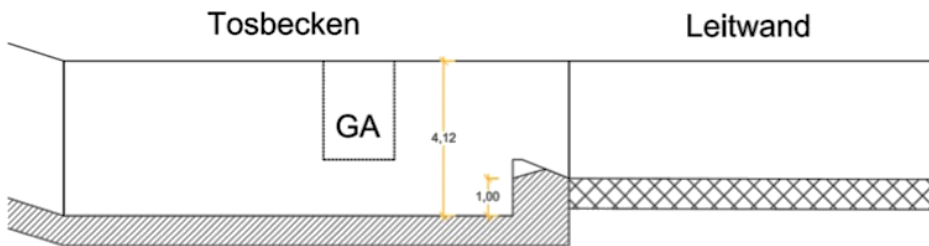


Abb. 4: Schnitt durch das Tosbecken und Bogen 2; Skizze zur Tosbecken- und Leitwanderhöhung um 62,5 cm im Naturmaßstab; Längenangaben in [m]

Die mittels Ultraschallsonden aufgenommenen Wasserspiegellagen sind in Abb. 5 für fünf Lastfälle, darunter auch die nach DIN 19700 definierten Lastfälle BHQ1 als (n-1)-Fall in Gelb (WSP – BHQ1 nur HWE) und BHQ2 (HWE + GA) in Blau (WSP – BHQ2), dargestellt.

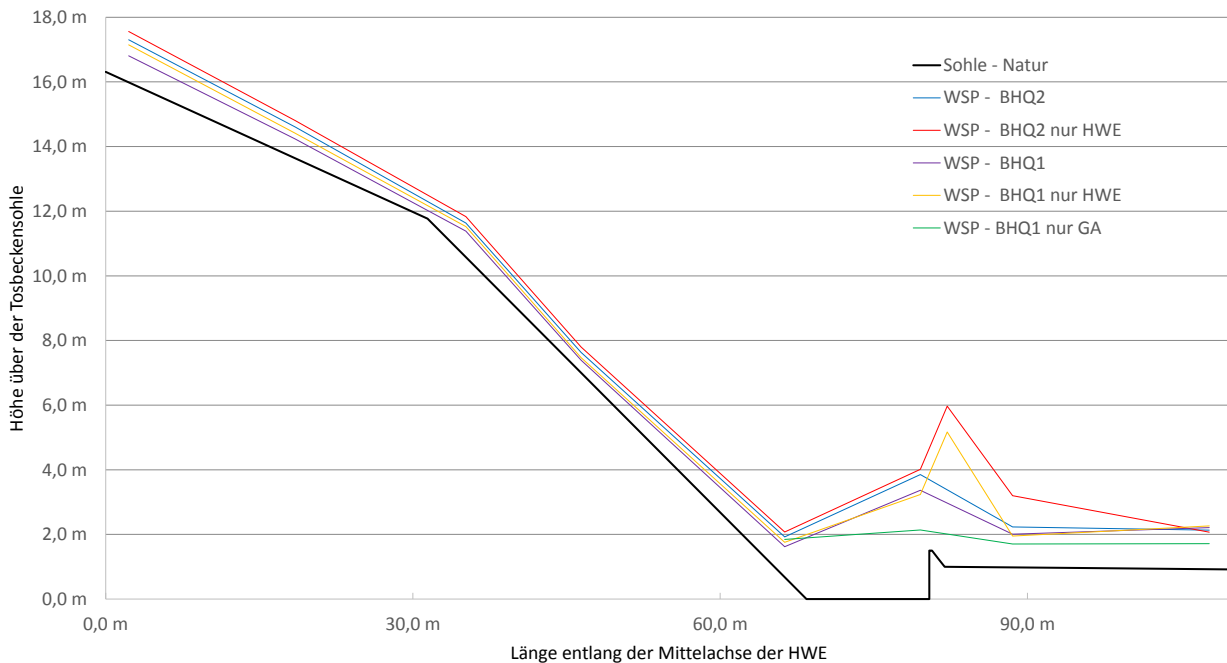


Abb. 5: Gemessene Wasserspiegellagen (WSP) für die untersuchten Bemessungshochwasser – Plan-IST-Zustand

2.2 Untersuchungen mit variierender Tosbeckentiefe und Störkörpern

Ein Ansatz zur möglichen Verbesserung der Strömungssituation im Tosbecken war eine Veränderung/Vergrößerung der Tosbeckentiefe. In diesem Zusammenhang wurden die Bemessungsfälle 1 und 2 mit jeweils drei Tosbeckentiefen, 1 m (IST-Zustand der Planung), 1,5 m und 2 m (Naturmaßstab), untersucht.

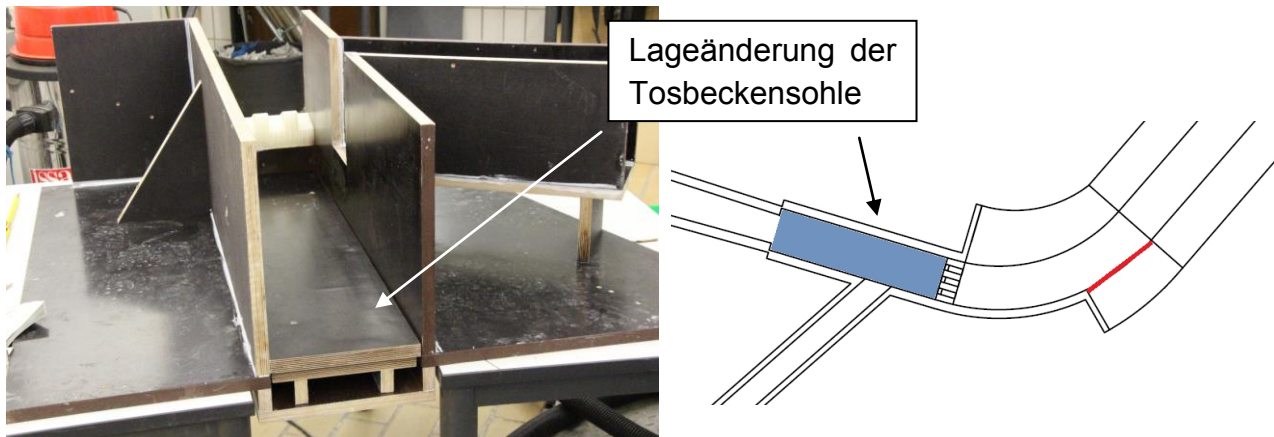


Abb. 6: Umbau des Tosbeckenmoduls für die Versuchsdurchführungen mit veränderter Tosbeckentiefe

Im Allgemeinen konnte durch eine Tieferlegung der Tosbeckensohle im Modell keine ausschlaggebende Verbesserung in Bezug auf die Ausbildung und die Lage des Wechselsprungs erreicht werden.

Anschließend erfolgte eine Untersuchung mit Störkörpern an der Tosbeckensohle.

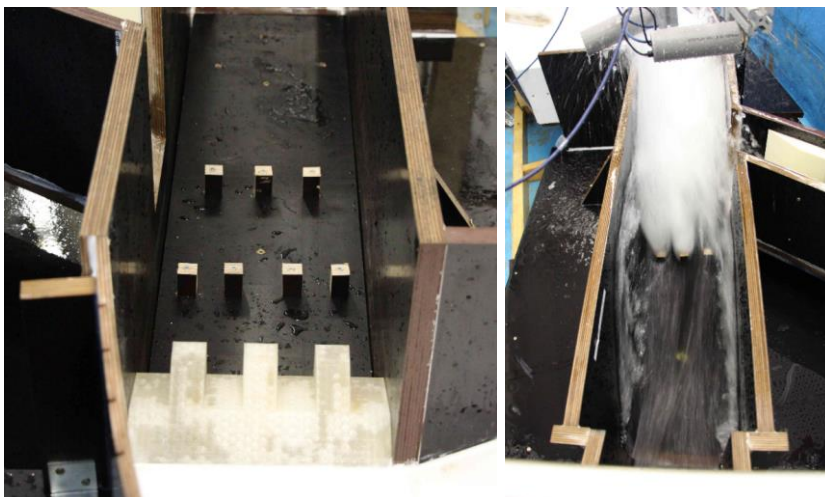


Abb. 7: links: Störkörper auf der Tosbeckensohle (Ansicht gegen die Strömungsrichtung); rechts: Ablösungen an den Störkörpern während des Betriebes (Ansicht in Strömungsrichtung)

Im Ergebnis konnte analysiert werden, dass sich die Strömungssituation im Tosbecken durch den Einsatz von Störkörpern vor der REHBOCKschwelle aufgrund der sehr hohen Fließgeschwindigkeiten und Froude-Zahlen verschlechterte.

2.3 Untersuchungen mit weiteren baulichen Veränderungen

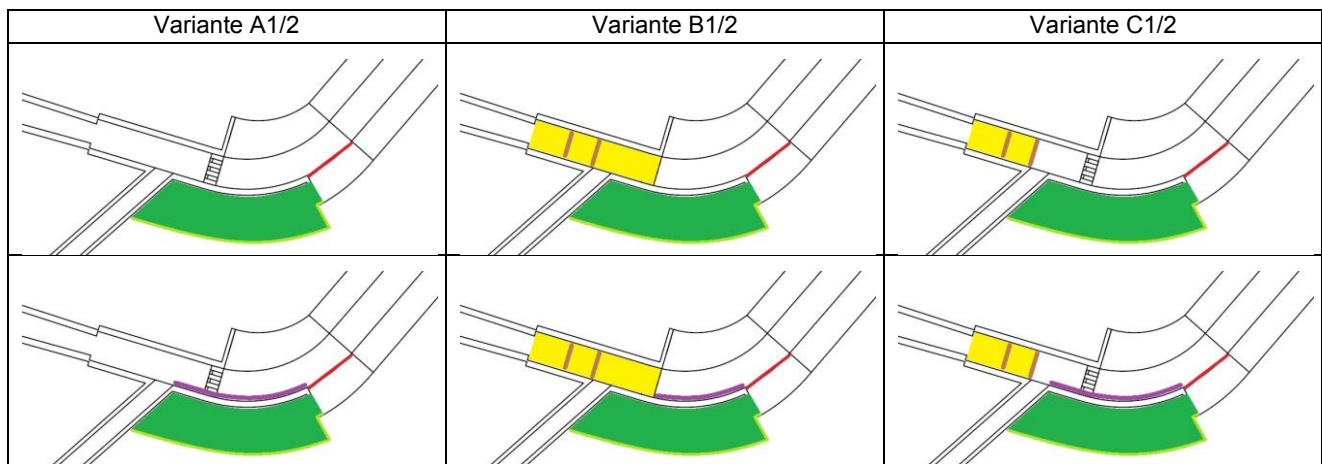
Auf der Grundlage der Ergebnisse aus den zuvor geschilderten Modellversuchen wurden weitere Varianten definiert (vgl. Tab. 2), welche abschließend Aufschluss über eine realisierbare Variante bringen sollten.

Tab. 2: Variantenauflistung

Variante A1	Tosbecken nach Planung aber Tosbeckentiefe 1,5 m unter Sohle Unterwasser; Ergänzung eines „Notgerinnes“ rechts des Tosbeckens zur gezielten Abführung übertretenden Wassers
Variante A2	Variante A1 + Abweiser an Tosbeckenwand und Leitwand
Variante B1	Toskammer mit Abmessungen gemäß den Vorabuntersuchungen mit Schwellen-Wänden und geschlossener Decke; Tosbeckentiefe 1,5 m + „Notgerinne“
Variante B2	Variante B1 + Abweiser an Leitwand
Variante C1	Variante B1, aber Decke nur oberhalb der GA-Einmündung, unterhalb offene Decke
Variante C2	Variante C1 + Abweiser an Tosbeckenwand und Leitwand

Für die Umsetzung dieser Versuchsreihen wurden am Modell das „Notgerinne“ ergänzt sowie die Tosbeckentiefe auf 1,5 m gesetzt. Das Notgerinne erstreckt sich rechts des Tosbeckens, vom Zulauf des Grundablasses bis zum Ende der planmäßigen Leitwand am Bogen 2.

Tab. 3: Visueller Vergleich der Varianten gemäß Tab. 2 im Grundriss



- Notgerinne für austretendes Wasser
- Abweiser auf Tosbecken-/Leitwand
- Leitwandverlängerung
- Tosbeckendecke incl. Anprallwände

Als hydraulisch wirksamste Varianten unter Einhaltung der Vorgaben nach DIN 19700 wurden die Varianten A1 und A2 mit einer Tosbeckenwanderhöhung von 1,0 m bewertet. Neben den hydraulischen Eigenschaften überzeugten die beiden Varianten auch im Hinblick auf die spätere Unterhaltung der Anlage, da eine Decke über dem Tosbecken die Zugänglichkeit zur Tosbeckensohle erheblich einschränken würde.

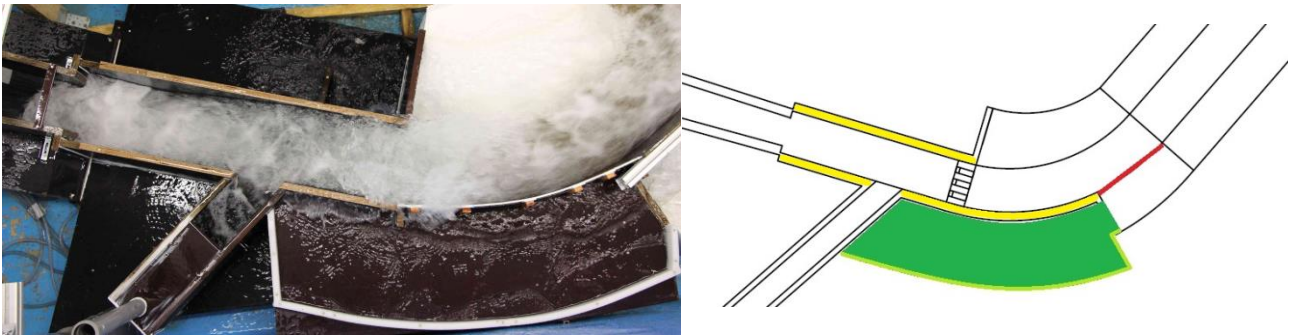


Abb. 8: BHQ2 mit Tosbeckenwand/Leitwand-Erhöhung um 1,0 m

3 Zusammenfassung

Im Ergebnis der Modellversuche kann festgestellt werden, dass die Bildung größerer Querwellen in der Schusssrinne nicht beobachtet wurden und ein problemloses Abführen des Durchflusses bei BHQ1 und BHQ2 in diesem Bereich gewährleistet ist. Durch die Einmündung des Grundablasses in das Tosbecken und dessen Aktivität/Inaktivität werden signifikante Unterschiede für den Wasserstand und das Turbulenzverhalten erzeugt. Eine Vertiefung der Tosbeckensohle sowie der Einbau von Störkörpern bewirkte keine signifikante Verbesserung der Strömungssituation. Mit der Ergänzung des Tosbeckens durch eine Decke und somit der Umgestaltung zur Toskammer konnte die Energieumwandlung im Bereich des eigentlichen Tosbeckens gehalten werden. Die durch die baulichen Veränderungen in Kauf zu nehmenden ökologischen, ökonomischen und unterhaltungstechnischen Nachteile wogen die hydraulische Verbesserung jedoch nicht auf. Mit einer Erhöhung der Tosbeckenwände und der im Rahmen der Modellversuche ergänzten Leitwand um 1,0 m sowie der Nutzung des „Notgerinnes“ konnten der Großteil der Wassermassen bei BHQ1 und BHQ2 im Abschnitt Tosbecken - Bogen 2 gehalten werden. Bedingt durch die extrem turbulente Strömung im Abschnitt Bogen 2 und der dahinter geplanten Pegelstecke wurde empfohlen, in diesem Bereich keine Messeinrichtungen für die Abflussmessung zu installieren. Es wurde eine Einrichtung zur Wasserstandsmessung an der Sammelrinne sowie ein Venturi-Kanal im Grundablassgerinne empfohlen.

4 Schrifttum

BOLLRICH, G.: Technische Hydromechanik 1 – Grundlagen, 2013, Beuth Verlag GmbH

KOBUS H.: Wasserbauliches Versuchswesen, 1984, Parey

LWN: CARSTENSEN, D., VOLLWEILER, T., HEß, M., BRÜNKMANN, R., BECHSTEIN, J., ROHRA, R.; Bestimmung hydraulischer Parameter der Hochwasserentlastung - Sammelrinne und Teile der Übergangsrinne - für das Regenrückhaltebecken Reinhardtsgrimma - physikalischer Modellversuch, Forschungsbericht FO 2013-02, TH Nürnberg, Labor für Wasserbau, www.hydroOHM.de

LWN: CARSTENSEN, D., HEß, M., VOLLWEILER, T., BRÜNKMANN, R.; Bestimmung der hydraulischen Parameter der Hochwasserentlastung - Schussrinne, Grundablass und Tosbecken - für das Hochwasserrückhaltebecken Reinhardtsgrμμα mittels physikalischer Modellierung, Forschungsbericht 2014-03, TH Nürnberg, Labor für Wasserbau, www.hydroOHM.de

OUMERACI H.: Möglichkeiten und Grenzen von physikalischen Modellen im Küstenwasserbau, Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen 13, 1998, TU Dresden, Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

Effects of system behaviour in the calibration of partial safety factors

**Dr. Maximilian Huber, Dr. Ana Teixeira,
Dr. Timo Schweckendiek Dr. Wouter ter Horst**

Deltares, Unit GEO-Engineering, Boussinesqweg 1, 2629 HV Delft, Netherlands

Karolina Wojciechowska

HKV Consultants, Electronicaweg 12, 2628 XG Delft, The Netherlands

1 Introduction

The Dutch primary flood defences are periodically tested against statutory safety standards. These standards are currently defined in terms of design loads. Nowadays, policymakers are contemplating a move towards safety standards defined in terms of maximum allowable probabilities of flooding (see companion paper SCHWECKENDIEK ET AL., 2015). To facilitate such a move, a new set of instruments for assessing the safety of flood defences is currently being developed within the project WTI 2017. The WTI 2017 will include probabilistic as well as semi-probabilistic assessment procedures. The latter rest on a partial safety factor approach and allow engineers to evaluate the reliability of flood defences without having to resort to probability calculus. To ensure consistency between probabilistic and semi-probabilistic assessments, the currently used safety factors have to be (re)calibrated. Important aspects within the standard WTI 2017 calibration procedure/workflow concern the derivation of reliability requirements, the definition of design values on the basis of influence coefficients, and the handling of spatial correlations.

2 System behaviour

Dikes are long structures, whose performance is strongly influenced by the effects of spatially correlated loads and resistances. The effects of the spatially correlated soil properties, which represent the resistances, is considered via the length-effect. The length-effect is defined as the increase of the failure probability with the length of the dike; this leads to the decrease of the system reliability with the increase of the dike length, CALLE & KANNING (2013). The effect of spatially correlated water levels, representing the loads, is not in the focus of this contribution.

3 Calibration of safety factors

This system behaviour is considered in the following steps of the calibration workflow.

Step 1: Establish a reliability requirement for the cross-section level, which is based on the maximum allowable probability of flooding. Herein, the system behaviour is taken into account.

Step 2: Establish the safety format, including study on the FORM influence coefficients based on a wide variety of test data sets, characteristic values and partial safety factors that are to be included or not in the semi-probabilistic assessment rule.

Step 3: Establish the safety factors. This step comprises:

- a) the recommendation of β -invariant safety factors (based on results step 2), generating “designs” that fulfil the semi-probabilistic assessment rule for a range of values of the so-called β -dependent safety factor (γ_β),
- b) assessment of the probability of failure of each “designed” test set member,
- c) and application of calibration criteria to select the appropriate functional relationship of the β -dependent safety factor.

4 Piping mechanism

Within this contribution, we apply the calibration workflow to calibrate the safety factors for the piping mechanism. The piping mechanism can be split up into uplift, heave and piping; piping failure only takes place if uplift and heave occur in the first place. Failure due to uplift, heave or piping is in principal caused by excessive pore pressures. These excessive pore pressures will develop in sand layers due to high (river) water levels. The piezometric head difference over the levee determines the load on the levee. The resistance of the levee depends on several soil characteristics such as cover layer / blanket layer thickness and weight, permeability of the sand layer and the available seepage length.

5 Calibration case study

In this calibration case study we used 12 segments from the 6 dike rings shown in Figure 1. The calibration is performed using Hydra-Ring (DIERMANSE ET AL.,2013). Herein, the investigated dike sections are characterized by several sub-soil scenarios with corresponding occurrence probability of a scenario. A sub-soil scenario represents a soil profile of a dike and therefore provides information about parameters relevant for the piping safety assessment. At the moment, the preliminary calibration exercise for uplift, heave and piping rules are performed separately.

The obtained results are coherent with the results from previous investigations from LOPEZ DE LA CRUZ ET AL. (2010), in which slightly different assumptions were made. The $\gamma_\beta - \beta_{cross}$ relations are summarised in Figure 2, in which the scatter points correspond to direct results of the computations with Hydra-Ring (each sub-soil scenario) and the trend lines refer to the 20%-quantile of the reliability indices achieved per γ_β .

6 Summary and conclusions

This contribution summarizes the workflow for the calibration partial safety factors and applies it exemplarily to a case study on the failure mechanisms that lead to piping failure.

Important aspects within this procedure concern the allowable / target failure probabilities for individual cross-sections (validation of the length-effects), the definition of design values on the basis of FORM-influence coefficients (characteristic values and partial safety factors) and the recommendation on the safety factors as a function of the target reliability.

The calibration results include a range of test cases that represent different conditions in the Netherlands (soil and water system), a study on the recommended length-effects, discussion on the characteristic values and the relations between the safety factor and the reliability index (cross-section level).

This contribution will extend the state-of-the-art given in current standards and provides an introduction to the reliability of flood defence systems. This forms the basis for a more precise consideration of local conditions and uncertainties, which offers a sound basis of the optimization and cost-effective design of flood defences.

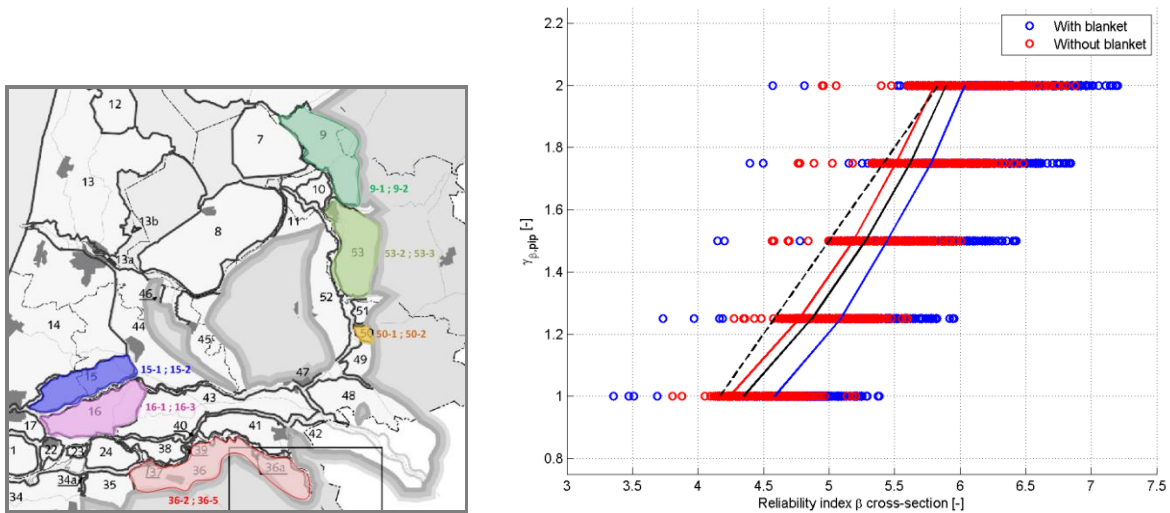


Figure 1. Overview of the selected cases for the calibration case study(left) and results of the calibration procedure (step 3), effect of a blanker layer (continuous black line = all obtained results, dashed black line= study from 2010 (right).

7 References

CALLE, E.O.F., KANNING, W. (2013). WTI: Effects of spatial variability on the geotechnical resistance of water defence system (in Dutch). WTI report 1207805-004-ZWS-005.

DIERMANSE, F., ROSCOE, K., LOPEZ DE LA CRUZ, J., STEENBERGEN, H., VROUWENVELDER, T. (2013). Hydra-Ring Scientific Documentation. Deltares report: 1206006-004.

LOPEZ DE LA CRUZ, J., SCHWECKENDIEK, T., MAI VAN, C., KANNING, W. (2010). SBW Piping - HP8b calibration of safety factors (in Dutch). Deltares: 1202123-002-GEO-0005.

SCHWECKENDIEK, T., SLOMP, R., KNOEFF, H. (2015). New safety standards and assessment tools in the Netherlands, Proceedings of the 5. Symposium zur Sicherung von Dämmen, Deichen und Stauanlagen, Siegen, Germany, 19-20 February, 2015.

Quantifizierung des Schutzstandards von Halligwarften

Dipl.-Geogr. Theide Wöffler

Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, RWTH Aachen University,
Mies-van-der-Rohe-Straße 17, 52056 Aachen

Dipl.-Ing. Birgit Matelski

Landesbetrieb für Küstenschutz, Nationalpark und Meeresschutz Schleswig-Holstein,
Herzog-Adolf-Straße 1, 25813 Husum

Dipl.-Ing. Frerk Jensen

Landesbetrieb für Küstenschutz, Nationalpark und Meeresschutz Schleswig-Holstein,
Herzog-Adolf-Straße 1, 25813 Husum

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Jürgen Jensen

Forschungsinstitut Wasser und Umwelt, Universität Siegen,
Paul-Bonatz-Straße 9-11, 57076 Siegen

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Holger Schüttrumpf

Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, RWTH Aachen University,
Mies-van-der-Rohe-Straße 17, 52056 Aachen

1 Allgemeines

Die zehn Halligen im nordfriesischen Teil des UNESCO-Weltnaturerbes Wattenmeer sind in ihrer Art weltweit einzigartig. Aufgrund ihrer Abgeschlossenheit sowie der fehlenden externen Hilfe im Extremfall sind auf den Halligen spezielle Hochwasserschutzkonzepte wie Warften und Schutzräume für Extremereignisse entwickelt worden. Infolge des steigenden Meeresspiegels sowie der vermuteten Zunahme von Sturmfluthäufigkeit und -intensität werden die Halligen in Zukunft stark vom Klimawandel betroffen sein. Um bei zukünftig notwendig werdenden Verstärkungsmaßnahmen an den Halligwarften eine Priorisierung durchführen zu können, bedarf es einer Quantifizierung des derzeitigen Sicherheitsstandards der Halligwarften.

Im Rahmen des KFKI/BMBF-Projektes ZukunftHallig wurde am Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der RWTH Aachen University bereits eine erste Quantifizierung des Sicherheitsstandards der Warften durchgeführt (WÖFFLER ET AL., 2014; JENSEN ET AL., 2015). Die Festlegung der Sicherheitskriterien dieser Untersuchungen erfolgte dabei in Anlehnung an die Einteilung infolge zulässiger kritischer Wellenüberlauraten bei Landesschutzdeichen nach den Empfehlungen für die Ausführung von Küstenschutzbauwerken (EAK, 2002).

Da jedoch das diesen Untersuchungen zu Grunde liegende Sicherheitskriterium für Landesschutzdeiche nur bedingt zur Quantifizierung des Sicherheitsstandards der Warften

geeignet ist, muss für diese speziellen Hochwasserschutzbauwerke der Halligen ein eigenes Sicherheitskriterium entwickelt werden.

Ziel dieser Untersuchungen ist es, ein geeignetes Sicherheitskriterium zur Quantifizierung des Sicherheitsstandards für Halligwarften vorzustellen. Mit diesem soll die Vulnerabilität der Warften ermittelt werden und eine Vergleichbarkeit der jeweiligen Gefährdung infolge von Sturmflutereignissen hergestellt werden können. Mit Hilfe dieser erarbeiteten Sicherheitskriterien wird im folgenden Schritt eine Quantifizierung des derzeitigen Sicherheitsstandards aller Halligwarften durchgeführt.

2 Untersuchungsgebiet

2.1 Halligen

Die zehn Halligen liegen im nördlichen Küstengebiet der Deutschen Bucht im nordfriesischen Wattenmeer (vgl. Abb. 1). Sie erheben sich nur wenige Meter über das Mittlere Tidehochwasser (MThw) und werden regelmäßig bei Sturmflutwasserständen überflutet, da sie nicht eingedeicht sind. Zum Schutz vor dem Wasser werden die Häuser auf künstlich angelegten Erhöhungen, den sogenannten Warften (vgl. Kapitel 2.2), errichtet. Die Halligen selbst verfügen über keine Süßwasserreserven und werden von Prielen durchzogen, die Salzwasser führen und das feuchte Marschland entwässern (EHLERS, 1988).

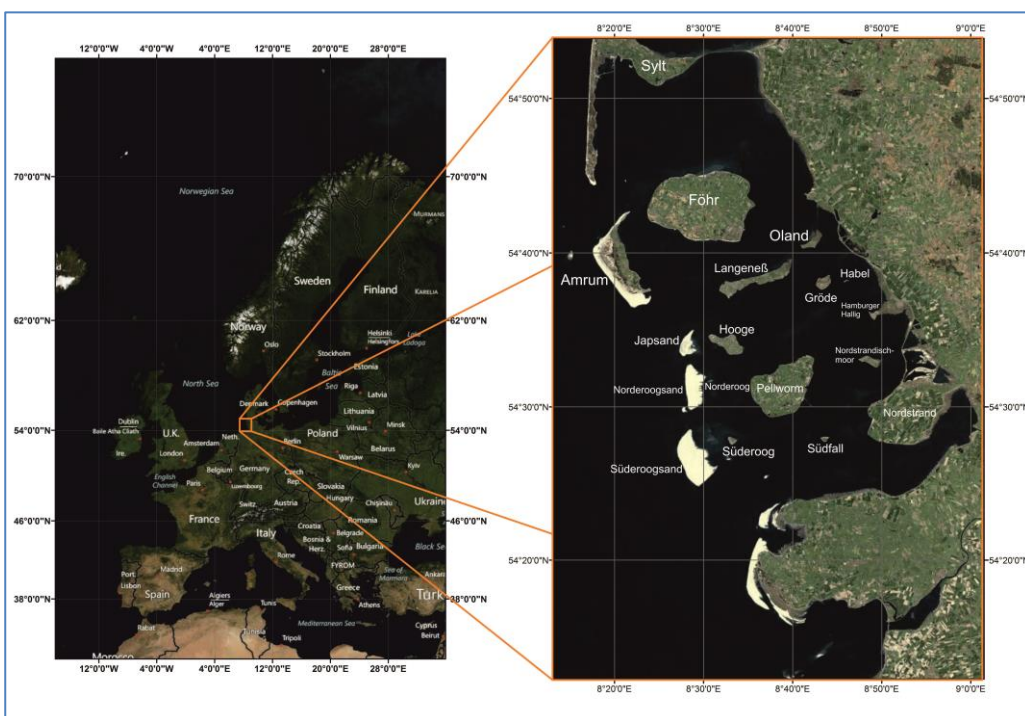


Abb. 1: Die Halligen und Inseln im nordfriesischen Wattenmeer (Wöffler et al., 2014)

Die Halligen haben eine Gesamtfläche von 2317 ha und verfügen über eine Gesamtküstenlänge von etwa 61 km (MELUR-SH, 2012).

2.2 Warften

Warften sind in der gesamten Halliggeschichte ein entscheidendes Element, da sie das dauerhafte Leben auf den Halligen während erhöhter Wasserstände und Sturmfluten ermöglichen. Es handelt sich dabei um künstlich aufgeschüttete flächenhafte Siedlungshügel, die jeweils über den zu erwartenden Sturmflutwasserständen (vgl. Tab. 2) liegen und somit bei Sturmflutereignissen aus den Fluten herausragen. Nach dem Generalplan Küstenschutz des Landes Schleswig-Holstein aus dem Jahr 2012 sollte die Höhe der Warften 0,5 m größer als der jeweilige Referenzwasserstand sein. Dabei müssen bei der Errichtung der Warft mögliche lokale Setzungen und Sackungen sowie der Anstieg des Meeresspiegels in die Bemessung einbezogen werden (MELUR-SH, 2012).

3 Daten und Methoden

3.1 Numerisches Modell

Zur Modellierung der Hydrodynamik und des Seegangs im Untersuchungsgebiet wird auf ein im Rahmen des BMBF/KFKI-Projektes ZukunftHallig aufgebautes numerisches Gezeitenmodell der Nordsee zurückgegriffen. Das Rechengitter des Nordseemodells besteht aus 306 x 287 quadratischen Zellen, die jeweils eine Höhe und Breite von 5000 m aufweisen. Die eingesteuerten Randbedingungen des Nordseemodells stammen aus dem globalen Gezeitenmodell TPXO7.2 Global Inverse Tide Model. Es berücksichtigt acht primäre Partialtiden (M2, S2, N2, K2, K1, O1, P1, Q1), zwei langperiodische (Mf, Mm) und drei nicht lineare (M4, MS4, MN4) harmonische Komponenten. Die Partialtiden wurden an den offenen Modellrändern eingesteuert. Die Abb. 2 zeigt exemplarisch die Modellkette der unterschiedlichen numerischen Modelle. Dabei liefert das mit Delft Dashboard erzeugte Gezeitenmodell der Nordsee (vgl. Abb. 2A) die Randbedingungen für das über eine Rechengitterweite von 100 m x 100 m verfügende Wattenmeermodell (vgl. Abb. 2B). Zur Modellierung der Wasserstände, der Strömungen und des Seegangs im Bereich des südlichen nordfriesischen Wattenmeeres wurden Peildaten des Landesbetriebs für Küstenschutz, Nationalpark und Meeresschutz des Landes Schleswig-Holstein (LKN-SH) und Seegrundkarten des Bundesamtes für Seeschifffahrt und Hydrographie (BSH) bereitgestellt.

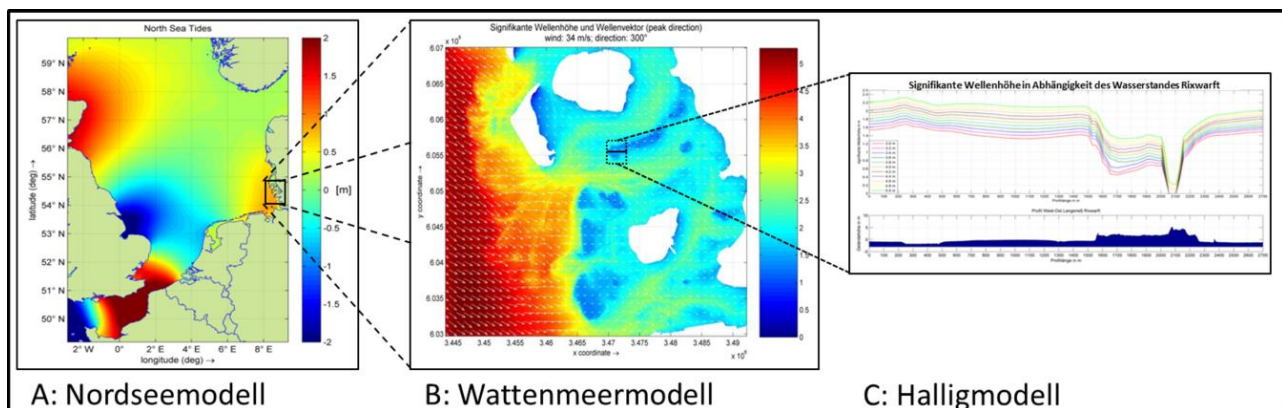


Abb. 2: Modellkette der numerischen Nordsee-, Wattenmeer- und Halligmodelle (Wöffler et al., 2014)

Das Wattenmeermodell stellt wiederum die Randbedingungen für ein hochaufgelöstes numerisches Modell der einzelnen Halligen bereit, mit dessen Hilfe unter anderem Sensitivitätsanalysen zur hydrodynamischen Wirksamkeit unterschiedlicher Küstenschutzmaßnahmen durchgeführt worden sind (vgl. Abb. 2C). Die Delft3D-Wave Komponente zur Modellierung der Seegangsverhältnisse verwendet das phasengemittelte Seegangmodell SWAN (**S**imulating **W**aves **N**earshore) der TU Delft in der Version 40.72 (DELTA RES, 2011). Damit können realistische Abschätzungen bestimmter Wellenparameter in Küstenregionen, Seen und Ästuaren getroffen werden, die aus Wind-, Boden-, und Strömungsbedingungen resultieren. Ein Vorteil von SWAN gegenüber anderen Seegangmodellen ist die richtungsunabhängige Modellierung der Ausbreitung des Seegangs. Dies ist gerade im Untersuchungsgebiet des nordfriesischen Wattenmeeres mit den teilweise starken Gezeitenströmen von Bedeutung (MAI ET AL., 2004).

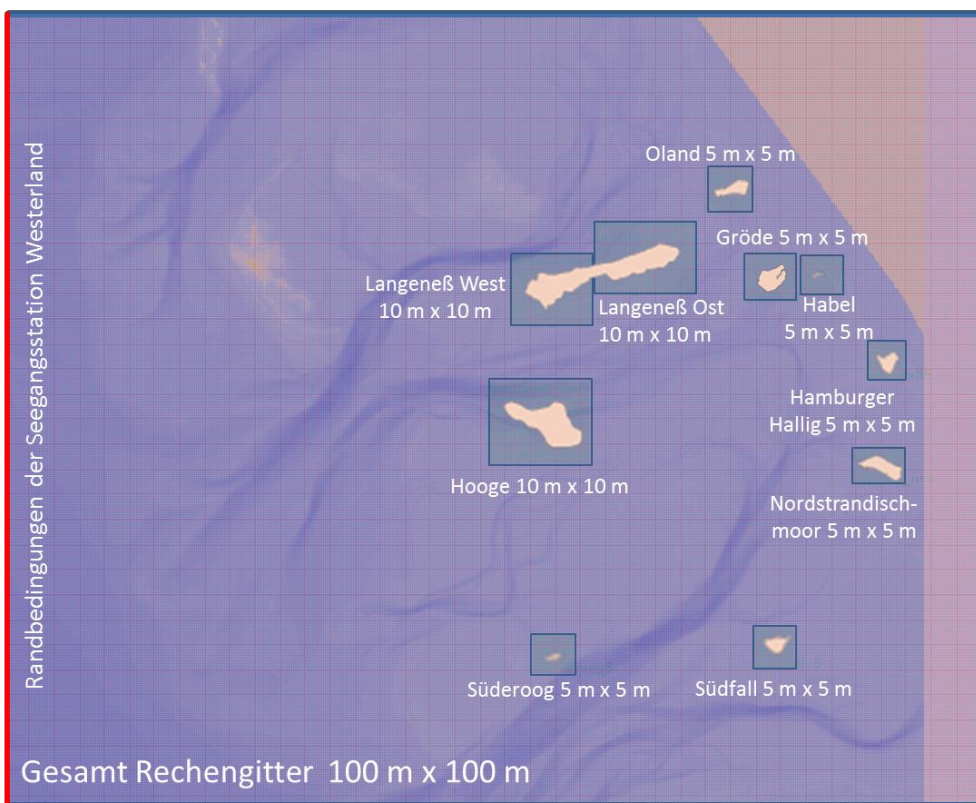


Abb. 3: Lage und Auflösung der numerischen Seegangsmodele

Die Abb. 3 und die Tab. 1 zeigen die Modellbegrenzungen und -abmessungen der einzelnen Seegangsmodele. Das Seegangmodell „Gesamt“ des südlichen nordfriesischen Wattenmeeres bildet dabei bei jeder Simulation das übergeordnete Modell, in das die Detailmodelle der einzelnen Halligen genestet sind und aus diesem die jeweiligen Randbedingungen beziehen. Das Kopplungsintervall zwischen dem hydrodynamischen Modell und dem Seegangmodell beträgt 20 Minuten. Für die Hallig Norderoog wurde kein numerisches Modell erstellt, da sich dort anstelle einer Warft ein Pfahlbau befindet.

Tab. 1: Modellbegrenzungen und -abmessungen der einzelnen Seegangmodelle

Modell	Auflösung [m]	Ursprung x	Ursprung y	Anzahl Rechenzellen x	Anzahl Rechenzellen y	Modellgröße x [km]	Modellgröße y [km]
Gesamt	100	3443169	6029388	500	435	50	43.5
Nordstrandischmoor	5	3486332	6045849	540	350	2.7	1.75
Hooge	10	3468033	6046925	500	400	5	4
Oland	5	3479028	6059654	450	400	2.25	2
Langeness Ost	10	3469200	6053838	400	350	4	3.5
Langeness West	10	3473433	6055484	500	350	5	3.5
Gröde	5	3480500	6054525	550	450	2.75	2.25
Habel	5	3483852	6055289	400	400	2	2
Hamburger Hallig	5	3487066	6051015	400	400	2	2
Südfall	5	3470288	6036294	400	400	2	2
Süderoog	5	3470288	6036294	400	400	2	2

3.2 Wasserstände

Die Referenzwasserstände für alle Halligen werden vom LKN-SH zur Verfügung gestellt und sind in der Tab. 2 angegeben. Die Werte HW_{20} bis HW_{200} sind Referenzwasserstände für den aktuellen Zustand ohne Klimazuschlag. Alternativ könnten auch regionalisierte Wasserstände, wie z. B. von ARNS ET AL. (2015), verwendet werden. Die in der Tab. 2 dargestellten Referenzwasserstände dienen als Eingangsrandbedingungen für die numerische Seegangmodellierung des nordfriesischen Wattenmeers mit Delft3D.

Tab. 2: Regionalisierte Referenzwasserstände der IAWG für das Untersuchungsgebiet (bereitgestellt vom LKN-SH) in Bezug zu NHN und MThw

	MThw	HW20		HW50		HW100		HW200	
	[m ü. NHN]	[m ü. NHN]	[m ü. MThw]	[m ü. NHN]	[m ü. MThw]	[m ü. NHN]	[m ü. MThw]	[m ü. NHN]	[m ü. MThw]
Langeneß Ost, Mitte	1.48	4.55	3.07	4.85	3.37	5.05	3.57	5.2	3.72
Langeneß West	1.38	4.4	3.02	4.65	3.27	4.85	3.47	5.1	3.72
Hooge	1.36	4.3	2.94	4.6	3.24	4.75	3.39	4.9	3.54
Oland	1.5	4.65	3.15	4.95	3.45	5.15	3.65	5.3	3.8
Gröde	1.59	4.7	3.11	5	3.41	5.2	3.61	5.4	3.81
Südfall	1.55	4.8	3.25	5.1	3.55	5.3	3.75	5.5	3.95
Nordstrandischmoor	1.6	4.85	3.25	5.2	3.6	5.4	3.8	5.6	4
Norderoog	1.35	4.3	2.95	4.6	3.25	4.75	3.4	4.9	3.55
Süderoog	1.41	4.45	3.04	4.75	3.34	4.8	3.39	4.9	3.49
Habel	1.61	4.75	3.14	5.05	3.44	5.3	3.69	5.4	3.79
Hamburger Hallig	1.64	4.85	3.21	5.15	3.51	5.35	3.71	5.55	3.91

3.3 Berechnung der Wellenüberlaufzeiten

In der folgenden Auswertung werden die Formeln des EurOtop-Manuals für Wellenüberlaufzeiten bei Wellenspektren nach PULLEN ET AL. (2007) verwendet. Die Formel (3.1) beschreibt das Verhältnis der relativen Wellenüberlaufzeit q^* und der relativen Freibordhöhe R_C^* . Zur deterministischen Bemessung und der Durchführung von Sicherheitsanalysen wird demnach die folgende Formel zur Berechnung der Wellenüberlaufzeit empfohlen:

$$\frac{q}{\sqrt{g \cdot H_{m0}^3}} = \frac{0,067}{\sqrt{\tan \alpha}} \gamma_b \cdot \xi_{m-1,0} \cdot \exp\left(-4,75 \frac{R_C}{\xi_{m-1,0} \cdot H_{m0} \cdot \gamma_b \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta \cdot \gamma_v}\right) \quad (3.1)$$

Das Maximum ist dabei definiert als:

$$\frac{q}{\sqrt{g \cdot H_{m0}^3}} = 0,2 \cdot \exp\left(-2,6 \frac{R_C}{H_{m0} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta}\right) \quad (3.2)$$

mit:

q	=	Mittlere Wellenüberlaufrate	[m ³ /(s · m)]
g	=	Erdbeschleunigung	[m/s ²]
H_{m0}	=	Signifikante Wellenhöhe	[m]
α	=	Böschungsneigung der Luv-Seite	[°]
$\xi_{m-1,0}$	=	$\tan \alpha / (H_{m0} / L_{m-1,0})^{1/2}$ Brecherparameter	[-]
R_C	=	Freibordhöhe	[m]
γ_b	=	Empirischer Beiwert für den Einfluss einer Berme	[-]
γ_f	=	Empirischer Beiwert für den Einfluss der Böschungsrauheit	[-]
γ_β	=	Empirischer Beiwert für den Einfluss der Wellenangriffsrichtung	[-]
γ_v	=	Empirischer Beiwert für den Einfluss einer Kronenmauer	[-]

Bei einer negativen Freibordhöhe setzt sich die Menge des auf die Warft gelangenden Wassers aus einem Anteil, der dem Überströmen ($q_{\text{überströmen}}$) zuzurechnen ist, und einem weiteren Anteil, der wiederum durch Wellenüberlauf ($q_{\text{wellenüberlauf}}$) verursacht wird, zusammen. Die nachfolgende Formel (3.3) gibt für diesen Vorgang eine grobe Annäherung:

$$q = q_{\text{überströmen}} + q_{\text{wellenüberlauf}} = 0,6 \cdot \sqrt{g \cdot |R_C^3|} + 0,0537 \cdot \xi_{m-1,0} \cdot \sqrt{g \cdot H_{m0}^3} \quad (3.3)$$

für: $\xi_{m-1,0} < 2,0$

Dabei verliert der Anteil des Wellenüberlaufs am Gesamtvolumen mit größer werdender Überströmtiefe R_C an Bedeutung.

Anhand der Fallrichtung wird die Warft in die in der Abb. 4 dargestellten acht Ausrichtungsklassen unterteilt. Die Aufteilung erfolgt anhand der Haupthimmelsrichtungen. Die Ausrichtung ist von Bedeutung, da je nach Wellenangriffsrichtung die Wellenüberlaufraten unterschiedlich stark abgemindert werden. Das maßgebende Profil zur Berechnung der Wellenüberlaufraten befindet sich an der Stelle mit der geringsten Kronenhöhe.

Die mittlere Wellenperiode T_m , die signifikante Wellenhöhe H_S am Warfffuß und die Wellenangriffsrichtung werden aus den Ergebnissen der mit Delft3D durchgeführten numerischen Simulationen für unterschiedliche Szenarien ermittelt. Die Freibordhöhe R_C ergibt sich aus der Differenz der Geländehöhe der Warftoberkante und dem jeweiligen Wasserstand.

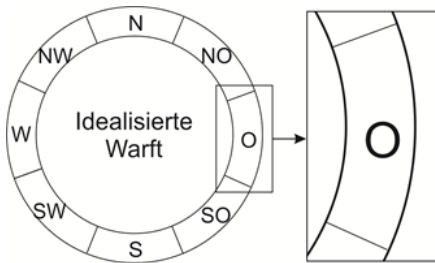


Abb. 4: Einteilung einer idealisierten Warft in acht Richtungsklassen

4 Sicherheitskriterium für Halligwarften

4.1 Allgemein

Nach den Empfehlungen für die Ausführung von Küstenschutzbauwerken (EAK, 2002) gehen die Küstenschutzstrategien der Bundesländer von der Zielvorgabe aus, dass die auszugestaltenden Hochwasserschutzanlagen alle zu erwartenden Sturmflutwasserstände sicher abwehren beziehungsweise kehren können. Dabei muss der Bemessungswasserstand mit den zu berücksichtigenden hydrographischen Komponenten des Seegangs und des säkularen Meeresspiegelanstiegs sowie bautechnischer Vorgaben (Profil, Konstruktion, zulässige Wellenüberlaufrate) dem als Sicherheitsstandard definierten Schutzziel genügen beziehungsweise vom Küstenschutzbauwerk gekehrt werden können. Zusätzlich zu diesen Komponenten müssen ebenfalls Eigenschaften der eingesetzten Baustoffe (Sackung) und der Baugrundverhältnisse berücksichtigt werden. Da die bei Landesschutzdeichen angesetzte zulässige Wellenüberlaufrate von $2 \text{ l/(s}\cdot\text{m)}$ auf Grund der baulichen und geographischen Besonderheiten nicht einfach auf Warften übertragbar ist, wird in diesem Kapitel die Entwicklung eines Sicherheitsstandards vorgestellt, der zusätzlich die Besonderheiten von Halligwarften berücksichtigt.

Halligwarften können im Allgemeinen in drei unterschiedliche Kategorien unterteilt werden. Diese Kategorisierung sieht eine Aufteilung in (i) Warften ohne Ringdeich, (ii) Warften mit durchgängigem Ringdeich und (iii) Warften mit nicht durchgängigem Ringdeich vor. Die einzelnen Kategorien implizieren ein unterschiedliches hydraulisches Verhalten der Warften bei Wellenüberlauf- und Überströmereignissen. Während bei Warften ohne Ringdeich und mit nicht durchgängigem Ringdeich das Wasser beziehungsweise ein Teil des Wassers wieder abfließen kann, wird eine Warft mit durchgängigem Ringdeich allmählich aufgefüllt. Aus diesem Grund stellt die berechnete Wellenüberlaufrate q allein kein geeignetes Kriterium zur Bemessung und zur Überprüfung des Sicherheitsstandards von Halligwarften dar. Die Gefährdung der Standsicherheit des Ringdeiches hingegen kann wiederum anhand der mittleren Wellenüberlaufrate q beurteilt werden. Bei den

Ringdeichen der Halligwarften ist wie bei den Landesschutzdeichen von einer Gefährdung ab einer mittleren Wellenüberlaufrate von 2 l/(s*m) auszugehen.

Auch weitere aus der Wellenüberlaufrate q direkt ableitbare Kriterien, wie das gesamte Überlaufvolumen für ein bestimmtes Szenario (stationär oder instationär) oder die mittlere Wassertiefe auf der Warft, stellen kein belastbares Sicherheitskriterium dar. Die aufsummierten Überlaufvolumina berücksichtigen nicht die individuellen Geometrien einer jeden Warft und bei einem Kriterium der mittleren Wassertiefe besteht die Gefahr, dass einzelne tiefgelegene Objekte nicht berücksichtigt werden. Das Sicherheitskriterium der Zeit bis zur kompletten Füllung der Warft lässt sich nur bei Warften mit einem geschlossenen Ringdeich ermitteln. Als Parameter, der an jeder Warft angewendet und verglichen werden kann, stellt somit die durch Wellenüberlauf beziehungsweise Überströmen verursachte Wassertiefe h_{Warft} , die sich während eines Sturmflutereignisses auf der Warft in einem bestimmten Zeitraum einstellt, ein geeignetes Sicherheitskriterium dar. In der Tab. 3 sind die vorgestellten Sicherheitskriterien mit dazugehörigen Bewertungen aufgeführt.

Tab. 3: Unterschiedliche Möglichkeiten für Sicherheitskriterien

Sicherheitskriterium	Bemerkung
Mittlere Wellenüberlaufrate	Nur zur Bewertung der Standsicherheit des Ringdeiches verwendbar, ansonsten nicht vergleichbar
Gesamtes Überlaufvolumen stationär	nicht vergleichbar
Zeit bis zur kompletten Füllung der Warft	nicht überall anwendbar
Wassertiefen auf der Warft	überall vergleichbar

Die Abb. 5 fasst die wesentlichen Parameter zur Bestimmung des Sicherheitskriteriums $h_{\text{Warft,max}}$ für Halligwarften zusammen.

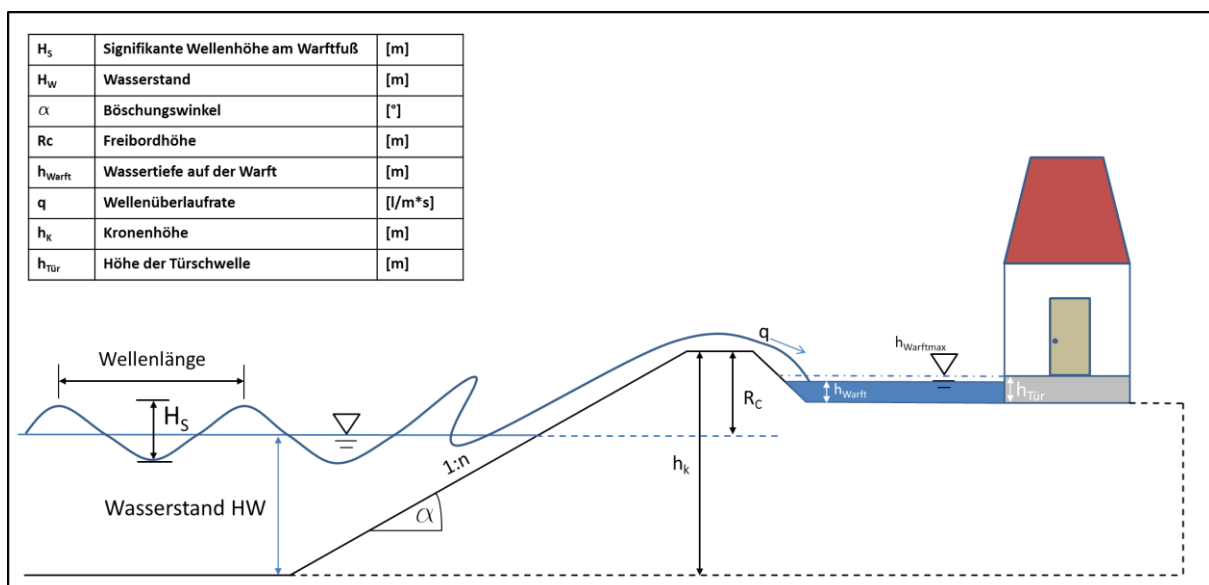


Abb. 5: Parameter zur Bestimmung des Sicherheitskriteriums $h_{\text{Warft,max}}$

Da die Wassertiefe h_{Warft} eine dynamische Größe ist, die sich im Verlauf eines Sturmflutereignisses verändert, muss diese über die gesamte Dauer eines Szenarios

ermittelt werden und unterhalb einer festgelegten Wassertiefe $h_{\text{Warft,max}}$ bleiben. Da die Wassertiefen sich auf den teilweise sehr unebenen Warften deutlich unterscheiden können, wird die Einhaltung der jeweiligen Wassertiefe an den Positionen der Türschwellen überprüft. Die Tab. 4 zeigt die Aufteilung dieser aufgestellten Sicherheitskriterien, die gemeinsam mit dem Landesbetrieb für Küstenschutz, Nationalpark und Meeresschutz Schleswig-Holstein (LKN-SH) festgelegt worden sind.

Tab. 4: Festgelegte Grenzwerte für das Sicherheitskriterium $h_{\text{Warft,max}}$ für Halligwarften

	$h_{\text{Warft,max}}$ [m]
HW ₂₀	0,2
HW ₅₀	0,35
HW ₁₀₀	0,5
HW ₂₀₀	0,75

Aus diesem Grund werden auf Grundlage der berechneten Wellenüberlaufdaten für die Warften mit Hilfe numerischer Simulationen Wassertiefenkarten und Zeitreihen der Wassertiefen für die Warften für unterschiedliche Sturmflutereignisse erstellt.

4.2 Berechnung der Wassertiefen auf der Warft

Da es sich beim DGM1, auf dessen Grundlage die numerischen Überflutungssimulationen für die Halligwarften durchgeführt werden, um ein digitales Geländemodell handelt, müssen zunächst die Gebäude einer jeden Warft in das Geländemodell integriert werden, um so ein digitales Oberflächenmodell der Warft zu erhalten. Aus diesem Grund wurden Daten des Amtlichen Liegenschaftskataster-Informationssystems (ALKIS®) des Landesamtes für Vermessung und Geoinformation Schleswig-Holstein (LVerGeo SH) verwendet, um die Höhenbereiche der Warften, in denen sich Gebäude befinden, dementsprechend anzupassen. Die Abb. 6 zeigt im oberen Bereich das digitale Geländemodell DGM1 der Hallig Oland. Aus diesem DGM wurden automatisiert die Gebäudehöhen herausgefiltert, so dass mit dem DGM1 lediglich ein Modell der Geländeoberfläche vorliegt. Im unteren Teil der Abb. 6 ist das mit Hilfe von ALKIS-Daten erzeugte Oberflächenmodell der Hallig Oland in 1 m x 1 m dargestellt. Dieses Modell der Warftoberfläche wird für die numerische Überflutungssimulation verwendet, um damit Wassertiefen auf der Warft infolge von Wellenüberlauf bei einem Sturmflutszenario zu ermitteln.

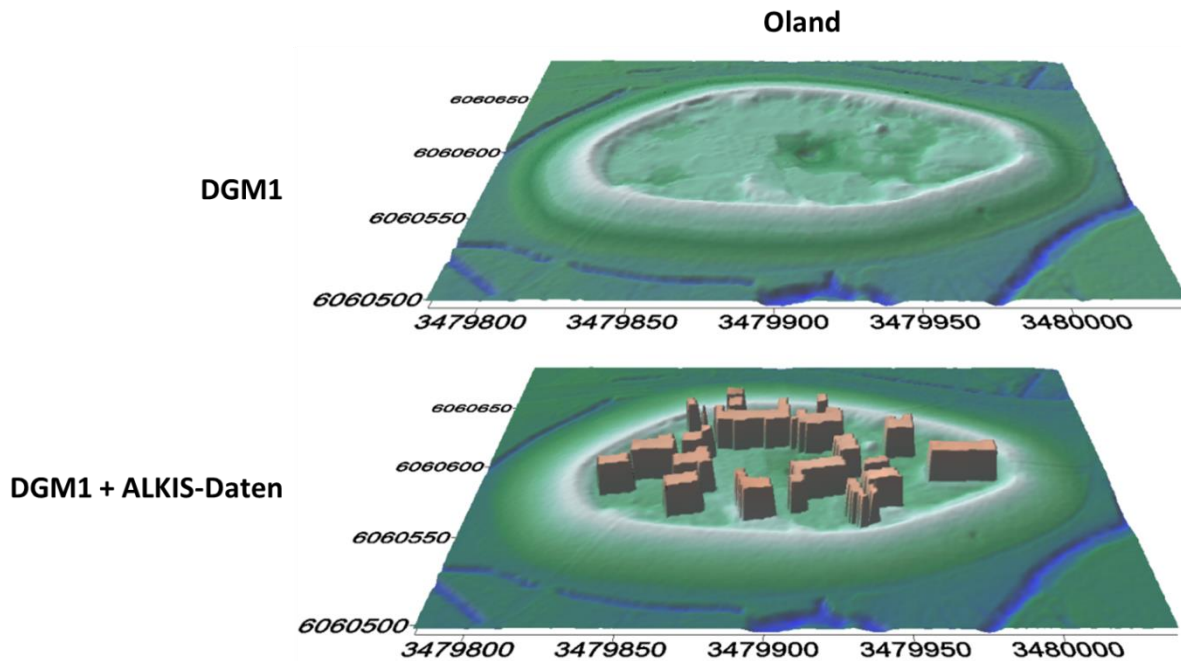


Abb. 6: DGM1 der Hallig Oland (oben) und mit Hilfe von ALKIS-Daten erweitertes Oberflächenmodell der Hallig Oland in 1 m x 1 m (unten)

Ein einfaches Ausspiegeln der Wassertiefen würde auf Grund der Topographie der Warft zu ungenauen Ergebnissen führen, da sich mit dem Fething im Zentrum der Warft dort meist der tiefste Punkt befindet und die Warft somit von ihrem jeweiligen Zentrum aus geflutet werden würde. Aus diesem Grund werden dynamische 2D-Simulationen mit Delft3D aufgebaut, bei denen im Bereich der Warftkronen beziehungsweise Ringdeichkronen die zuvor berechneten Wellenüberlaufdaten für die jeweilige Richtungskategorie eingesteuert werden. Das Rechengitter ist quadratisch und hat sowohl in x- als auch in y-Richtung eine Auflösung von einem Meter.

5 Ergebnisse

5.1 Wellenüberlaufdaten

Mit Hilfe der in Kap. 3.1 vorgestellten numerischen Modelle und den in Kap. 3.2 aufgeführten Wasserständen werden zu den jeweiligen Scheitelwasserständen zugehörige Sturmflutganglinien erzeugt und Seegangsimulationen mit einem Koppelungsintervall von 20 Minuten durchgeführt. Die Windbedingungen werden mit den folgenden Werten stationär angesetzt:

- Windrichtung: 270°
- Windgeschwindigkeit: 28 m/s

Somit liegen für jede Warft Ganglinien für ein HW_{20} , HW_{50} , HW_{100} und HW_{200} vor. Basierend auf den Warftgeometrien und Seegangparametern werden die Wellenüberlaufdaten über die gesamte Sturmflutdauer berechnet. Die Abb. 7 zeigt am Beispiel der Knudtswarf auf der Hallig Gröde die Ganglinien für die Referenzwasserstände HW_{20} , HW_{50} , HW_{100} und HW_{200} sowie die berechneten Wellenüberlaufdaten für die acht Richtungsklassen der Warft.

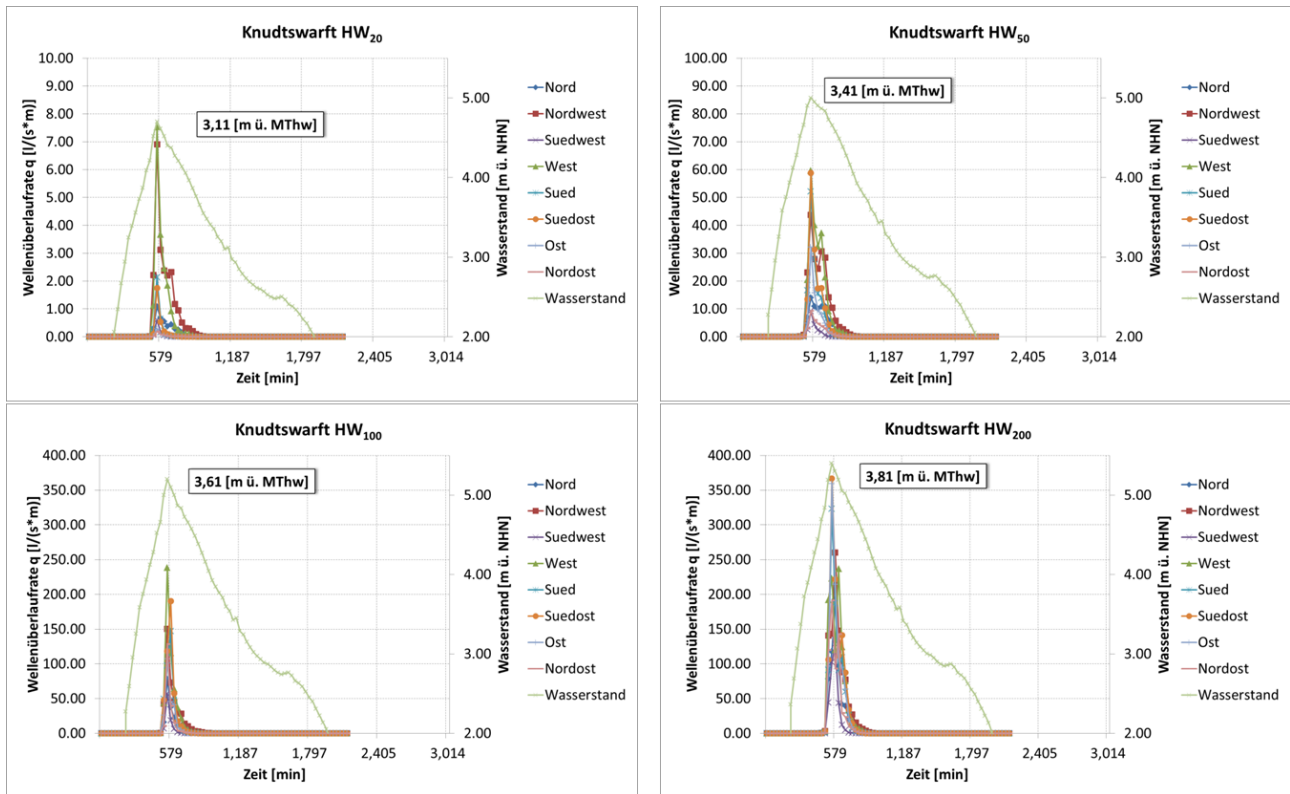


Abb. 7: Berechnete Wellenüberlaufzeiten an der Knudtswarf auf Gröde

Zu den Zeitpunkten der Sturmflutscheitel werden erwartungsgemäß die jeweils größten Wellenüberlaufzeiten erreicht. Bei dem HW₂₀-Szenario wird im Westen der Warft mit 7,5 l/(s*m) die größte Wellenüberlaufzeit erreicht. Für ein HW₂₀₀ ergibt sich im Süden der Warft eine Überlaufzeit von 350 l/(s*m). Die Wellenüberlaufzeit q ist über einen Zeitraum von 120 min beim HW₂₀ und 260 min beim HW₂₀₀ größer als 1 l/(s*m) in einem einzelnen Sektor. Die Abb. 8 zeigt die auf Grundlage der zuvor berechneten Überlaufzeiten sowie den Kronenlängen der Richtungsklassen die Überlaufvolumina für das HW₂₀ bis HW₂₀₀. Allerdings wird in diesen Berechnungen nicht der Anteil des Wassers berücksichtigt, der von der Warft zurückströmt.

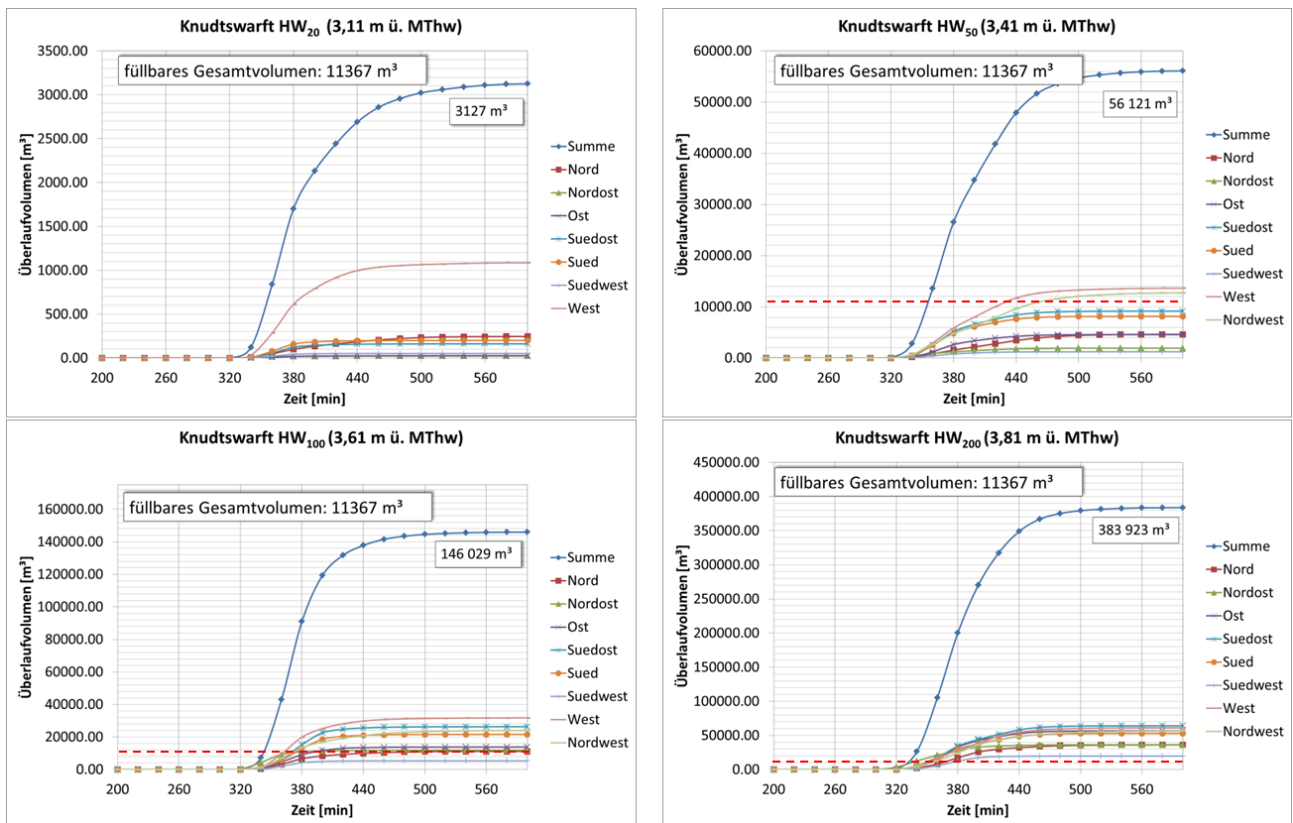


Abb. 8: Auf Grundlage der Überlaufzeiten und Kronenlängen der Richtungsklassen aufsummierte Überlaufvolumina für das HW_{20} bis HW_{200}

Die Knudtswarf besitzt ein füllbares Gesamtvolumen von 11367 m^3 , welches auf Grundlage des DGM1 und des Gebäudebestandes berechnet worden ist. Wie aus der Abb. 8 hervorgeht, wird dieses Gesamtvolumen nur beim HW_{20} nicht durch das aufsummierte Überlaufvolumen (3127 m^3) erreicht und die Warft beim HW_{20} somit nicht vollständig gefüllt. Zudem ist aus diesen Diagrammen zu erkennen, wie sich das aufsummierte Überlaufvolumen auf die einzelnen Richtungsklassen der Warft aufteilt.

5.2 Überprüfung des Sicherheitskriteriums

Wie in Kap. 4.2 beschrieben, werden mit Hilfe der berechneten Wellenüberlaufzeiten und hoch aufgelösten numerischen Modellen der Warften die Wassertiefen infolge des Wellenüberlaufs simuliert. Die Abb. 9 zeigt die Wassertiefen auf der Knudtswarf während eines HW_{20} und HW_{50} zu den Zeitpunkten $t = 30 \text{ min}$, $t = 60 \text{ min}$ und $t = 120 \text{ min}$ beziehungsweise $t = 30 \text{ min}$ und $t = 60 \text{ min}$. Die Zeitrechnung beginnt in beiden Fällen, sobald das erste Wasser durch Wellenüberlauf auf die Warft gelangt. Es wird deutlich, dass bei einem HW_{20} die Warft nicht komplett gefüllt wird (vgl. Abb. 8) und das auf die Warft gelangte Wasser sich im Ringgraben hinter der Warftkrone sammelt. Im Gegensatz dazu ist beim HW_{50} die Warft bereits nach 60 min komplett gefüllt.

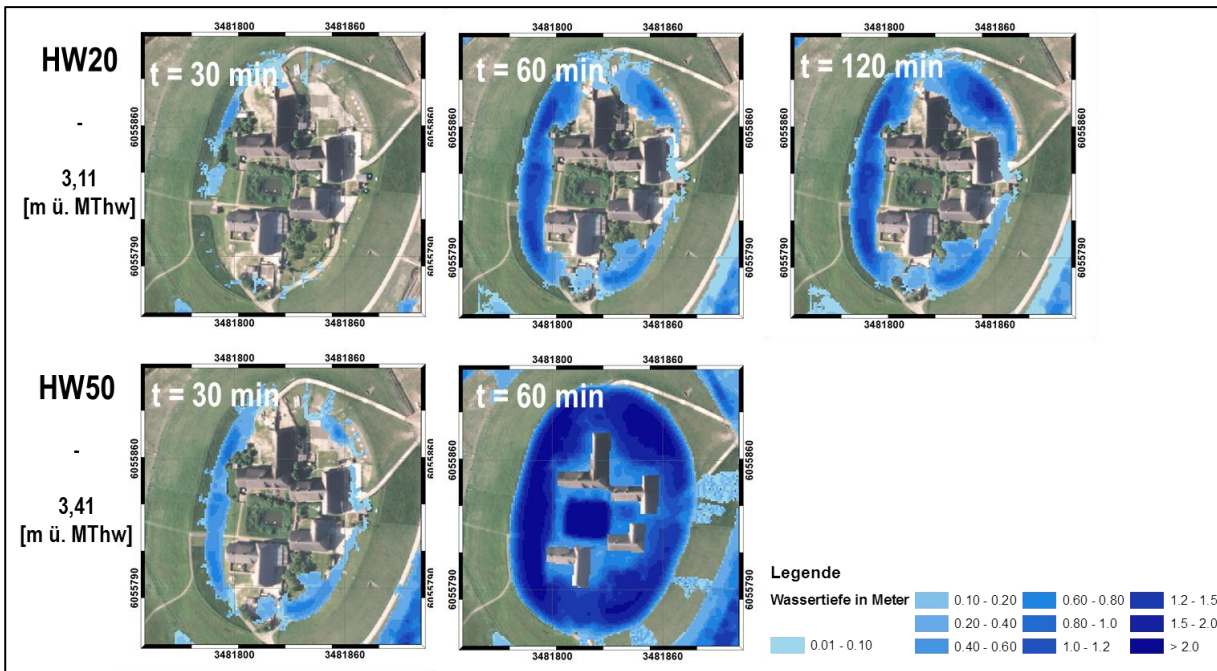


Abb. 9. Wassertiefenkarte für ein HW_{50} auf der Knudtswarf (Hallig Gröde)

Zur Überprüfung des in Kap. 4.1 aufgestellten Sicherheitskriteriums für Halligwarften empfiehlt sich eine Darstellung der Wassertiefen an den Positionen der Türschwellen über die Zeit. In der Abb. 10 sind die Positionen der Türschwellen auf der Schulwarf und Knudtswarf auf Gröde sowie Zeitreihen der Wassertiefen an diesen Positionen für ein HW_{50} dargestellt.

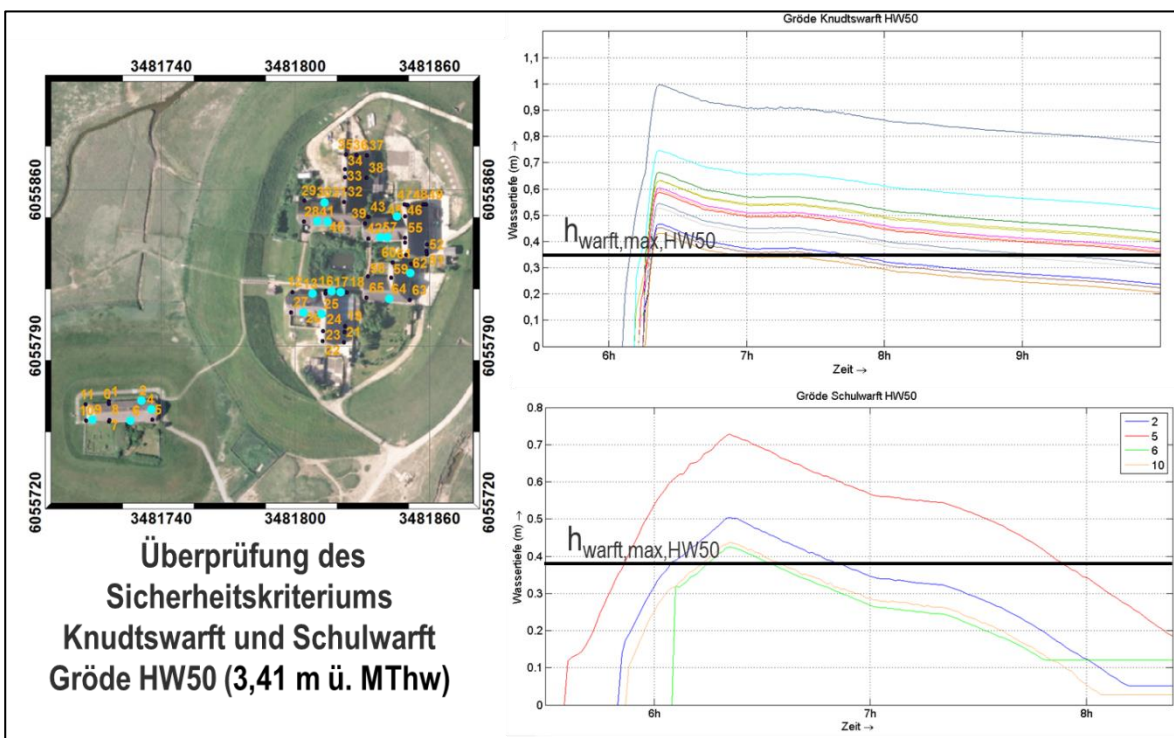


Abb. 10: Zeitreihen der Wassertiefen an den Positionen der Türschwellen für ein HW_{50} für die Schulwarf und Knudtswarf auf Gröde

Es wird deutlich, dass das Sicherheitskriterium für ein HW_{50} ($h_{\text{Warft,max},HW_{50}} = 0,35$ m) an keiner Position eingehalten wird und maximale Wassertiefen von bis zu einem Meter auf der Knudtswarft beziehungsweise 0,7 m auf der Schulwarft erreicht werden.

Die Überprüfungen der Sicherheitskriterien für das HW_{20} , HW_{100} und HW_{200} kommen bei der Knudtswarft zum gleichen Ergebnis, so dass für diese Warft ein dringender Verstärkungsbedarf identifiziert werden konnte.

6 Zusammenfassung und Ausblick

Mit Hilfe der während der Sturmflut Xaver auf der Hallig Nordstrandischmoor gewonnenen Seegangdaten konnte das innerhalb des KFKI/BMBF-Projektes Zukunft Hallig aufgebaute numerische Seegangmodell für das Untersuchungsgebiet kalibriert werden. Mit diesem Modell wurden szenarienbasiert für die Scheitelwasserstände der Wasserstandsdaten der IAWG die Wellenüberlauraten jeweils für ein HW_{20} , HW_{50} , HW_{100} und HW_{200} für alle Halligwarften berechnet. Mit diesen Wellenüberlauraten wurden in einem weiteren Schritt Wassertiefenkarten für ausgewählte Warften erstellt und die Einhaltung des aufgestellten Sicherheitskriteriums anhand von Zeitreihen der Wassertiefen an den Positionen der Türschwelen überprüft.

Mit den vorgestellten Untersuchungen ist ein Sicherheitskriterium für Halligwarften entwickelt worden, das an die speziellen Gegebenheiten der Warften angepasst ist und von den Bewohnern der Halligen akzeptiert wird. Auf Grundlage dieser Untersuchungen kann sowohl eine Priorisierung von durchzuführenden Maßnahmen an den Warften erfolgen als auch die Wirksamkeit unterschiedlicher Maßnahmen ermittelt beziehungsweise verglichen werden. Die Untersuchungen zeigen außerdem, dass an nahezu allen untersuchten Warften im nordfriesischen Wattenmeer nach dem vorgestellten Sicherheitskriterium dringender Verstärkungsbedarf besteht.

7 Schrifttum

ARNS, A., WAHL, T., HAIGH, I.D., JENSEN, J. (2015): Determining return water levels at ungauged coastal sites: a case study for northern Germany, Ocean Dynamics, invited paper for the Coastal Dynamics special issue of Ocean Dynamics.

DELTARES (2011): User manual Delft3D-WAVE - Simulation of short-crested waves with SWAN, Delft: Deltares.

EAK (2002): Empfehlungen für die Ausführung von Küstenschutzbauwerken durch den Ausschuss für Küstenschutzbauwerke der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V. und der Hafenbautechnischen Gesellschaft e.V.; In: Die Küste; Heft 65.

EHLERS, J. (1988): The Morphodynamics of the Wadden Sea. Rotterdam: A.A. Balkema. ISBN 90 6191 679 8.

JENSEN, J.; ARNS, A.; SCHÜTTRUMPF, H.; WÖFFLER, T.; HÄUßLING, R.; ZIESEN, N., JENSEN, F.; STRACK, H.; KARIUS, V.; SCHINDLER, M.; DEICKE, M. & VON EYNATTEN, H. (2015): Entwicklung

von nachhaltigen Küstenschutz- und Bewirtschaftungsstrategien für die Halligen unter Berücksichtigung des Klimawandels (ZukunftHallig); Die Küste; (submitted).

MAI, S., PRAESLER, C., ZIMMERMANN, C. (2004): Wellen und Seegang an Küsten und Küstenbauwerken mit Seegangs atlas der Deutschen Nordseeküste, Vorlesungsergänzungen des Lehrstuhls für Wasserbau und Küsteningenieurwesen Franzius-Institut, Universität Hannover, 2004.

MELUR-SH (2012): Generalplan Küstenschutz des Landes Schleswig-Holstein. Fortschreibung 2012.

PULLEN, T.; ALLSOP, N.W.H.; BRUCE, T.; KORTENHAUS, A.; SCHÜTTRUMPF, H.; VAN DER MEER, J. W. (2007): EurOtop. Wave Overtopping of Sea Defences and Related Structures: Assessment Manual. Heide i. Holstein: Boyens Medien GmbH & Co. KG (Die Küste, 73).

WÖFFLER, T.; SCHÜTTRUMPF, H.; HÄUSSLING, R.; VON EYNATTEN, H.; ARNS, A.; JENSEN, J. (2014): Evaluation and Development of coastal protection measures for small islands in the wadden sea. In: Proceedings of 34rd Conference on Coastal Engineering, 2014. Seoul, Korea.

Anwendungen und Nachweise mineralischer Materialien für Dämme und Ufer an Wasserstraßen

Dipl.-Ing. Charlotte Laursen

Bundesanstalt für Wasserbau, Kußmaulstraße 17, 76187Kralruhe

Dr. Ing. Jan Kayser

Bundesanstalt für Wasserbau, Kußmaulstraße 17, 76187Kralruhe

1 Einleitung

Mineralische Materialien werden im Wasserbau für die Herstellung von Filtern und Drainagen und zum Schütten von Erddämmen verwendet. Diese Materialien müssen in sich und gegeneinander stabil gegen Materialtransport, d. h. sicher gegen Suffosion und Kontakterosion sein. Das "Merkblatt Anwendung von Kornfiltern an Bundeswasserstraßen (MAK)" der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) enthält Regelungen für die sichere Ausführung von Kornfiltern. Das Merkblatt wurde grundlegend überarbeitet. Ergänzend wurde das "Merkblatt Materialtransport im Boden (MMB)" von der BAW neu erstellt. Es enthält Vorgaben und Hinweise zu den Nachweisen gegen Suffosion und Kontakterosion. Beide Merkblätter wurden 2013 veröffentlicht und werden nachfolgend im Überblick dargestellt.

2 Merkblatt Anwendung von Kornfiltern an Bundeswasserstraßen (MAK)

2.1 Einführung

Bereits in den 1980er Jahren wurden von der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) im Merkblatt Anwendung von Kornfiltern an Bundeswasserstraßen (BAW, 1989) Standardverfahren zur Dimensionierung von Kornfiltern für die Randbedingungen des Verkehrswasserbaus festgelegt. Schwerpunkt dieser Fassung des Merkblattes war die Verwendung von Kornfiltern in Deckwerken. Die notwendige Erweiterung der Anwendung von Kornfiltern insbesondere im Hinblick auf die Standsicherheitserhöhung von Dämmen nach dem BAW-Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen (MSD) (BAW 2011), die Erkenntnisse aus 25 Jahren Forschung und auch die Anpassung an europäische Produktnormen für Gesteinskörnungen und Wasserbausteine machten eine grundlegende Überarbeitung des MAK erforderlich. Die überarbeitete Fassung liegt nunmehr vor (BAW, 2013a).

Bei der Überarbeitung des MAK wurden die in der alten Fassung beinhaltenen Nachweise für Kontakterosion und Suffosion aus dem Merkblatt ausgegliedert und sind daher nicht mehr in der neuen Fassung des MAK enthalten. Nachweise für Materialtransport sind nun in einem eigenständigen neuen Merkblatt der BAW zu Materialtransport im Boden (MMB) (BAW, 2013b) zu finden.

Im Regelwerk der BAW sind die Merkblätter MAK und MMB in Zusammenhang mit dem Merkblatt für Regelbauweisen von Böschungs- und Sohlensicherungen MAR (BAW, 2008)

und dem MSD zu sehen. Während das MMB die Grundlagen der Nachweisführung für die verschiedenen Arten des Materialtransports enthält, sind im Anwendungsmerkblatt MAK die auf Kornfilter abgestimmten Randbedingungen für die Anwendung des MMB aufgeführt. Mit der anstehenden Überarbeitung werden auch ins MSD Randbedingungen für die Nachweisführung nach MMB bei der Beurteilung der Standsicherheit von Dämmen aufgenommen. Das MAR bezieht sich nicht direkt auf das MMB, jedoch bestehen indirekte Bezüge über das MAK. Abb. 1 zeigt diese Zusammenhänge in grafischer Form.

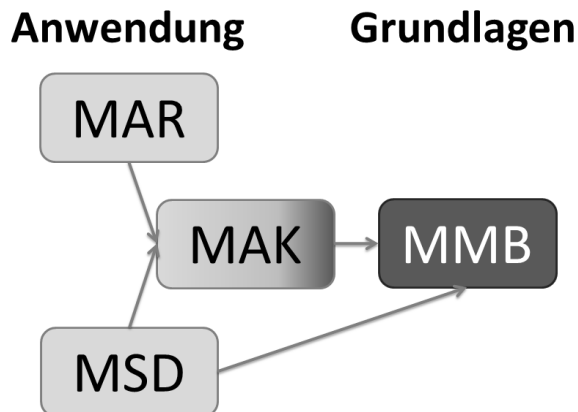


Abb. 1: Bezüge zwischen den BAW-Merkblättern untereinander

2.2 Kornfilter in Deckwerken an Wasserstraßen

Ein Kornfilter in einem Deckwerk hat die Aufgabe einen Bodenaustrag in die Deckschicht hinein bzw. durch die Deckschicht hindurch zu verhindern. Er muss gegen den anstehenden Boden und gegen die Deckschicht filterstabil sein. Schnelle Wasserspiegeländerungen im Gewässer (z. B. infolge Schiffsvorbeifahrt) können große innere hydraulische Beanspruchungen in Form hoher hydraulischer Gradienten erzeugen und dadurch hydrodynamische Bodenverlagerungen bewirken. Dies gilt sowohl für den Boden unterhalb des Filters als auch für den Filter. Die Deckschicht schützt den Filter gegen Erosion infolge äußerer hydraulischer Beanspruchungen wie z. B. Wellenschlag oder Hochwasserabfluss.

Abb. 2 zeigt den Aufbau eines Deckwerks mit einem Kornfilter auf einer Uferböschung. In diesem Beispiel bindet das Deckwerk zur Sicherung des Böschungfußes in die Sohle ein. Der für die Herstellung erforderliche Fußgraben ist bis auf die Höhe der Gewässersohle wieder verfüllt.

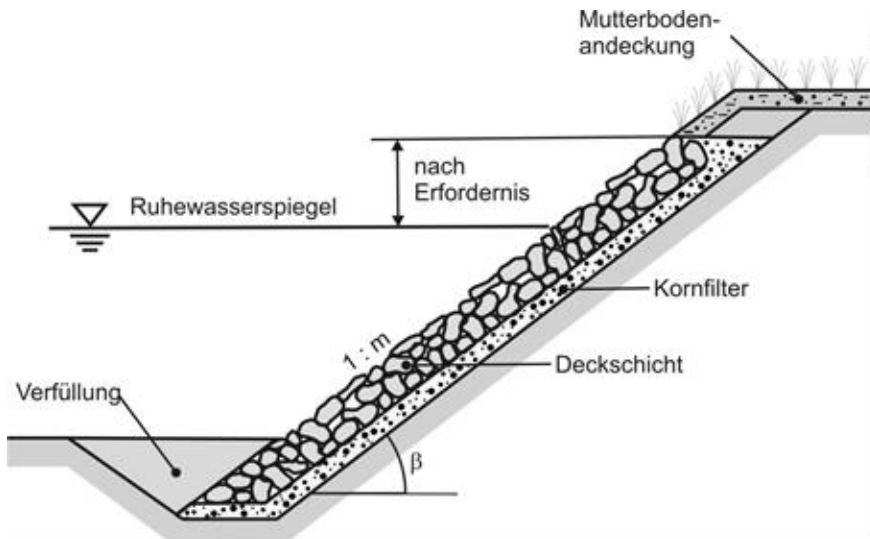


Abb. 2: Kornfilter in einer Böschungssicherung mit einem Deckwerk (BAW, 2013a)

Bei Deckwerken für Ufersicherungen kann die erforderliche Filterstabilität in der Abfolge Boden – Kornfilter – Deckschicht häufig nicht mit einer Filterstufe realisiert werden. In diesem Fall ist der Einbau eines Zweistufenfilters zwischen Deckschicht und Boden sinnvoll. Abb. 3 zeigt den prinzipiellen Aufbau eines Deckwerks mit einem Zweistufenfilter.

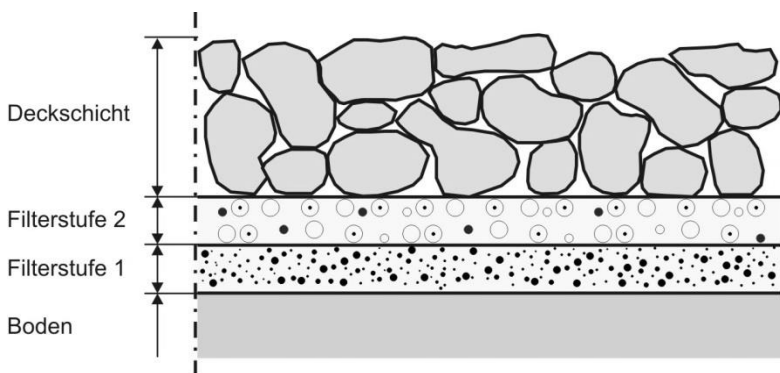


Abb. 3: Kornfilter als Zweistufenfilter in einem Deckwerk (BAW, 2013a)

Als Regelbauweise für Kornfilter in Deckwerken an Binnenwasserstraßen unter einer Deckschicht aus Schuttsteinen der Klassen CP90/250, LMB5/40 oder LMB10/60 nach DIN EN 13383 (2002) wird der Standard-Zweistufenfilter verwendet.

Wenn der Boden homogen und sein Kornanteil $d_{15} \leq 0,06$ mm ist, sind für den Standard-Zweistufenfilter keine expliziten Filternachweise erforderlich. Bei einem Kornanteil des Bodens $d_{15} > 0,06$ mm ist der Standard-Zweistufenfilter dann anwendbar, wenn die Durchlässigkeit der ersten Filterstufe größer als die Durchlässigkeit des Bodens ist.

Die Körnungslinien der Filterstufen müssen innerhalb der in Abb. 4 festgelegten Grenzen verlaufen. Informativ ist zusätzlich der typische Bereich für Wasserbausteine der Klasse LMB5/40 dargestellt. Der Standard-Zweistufenfilter hat sich im langjährigen Einsatz bei Böschungs- und Sohlensicherungen bewährt.

Erfüllt der anstehende Boden die oben genannte Forderung nicht bzw. sind andere Steinklassen als CP90/250, LMB5/40 oder LMB10/60 für die Deckschicht vorgesehen, muss eine Filterbemessung nach MAK in Verbindung mit dem MMB vorgenommen werden.

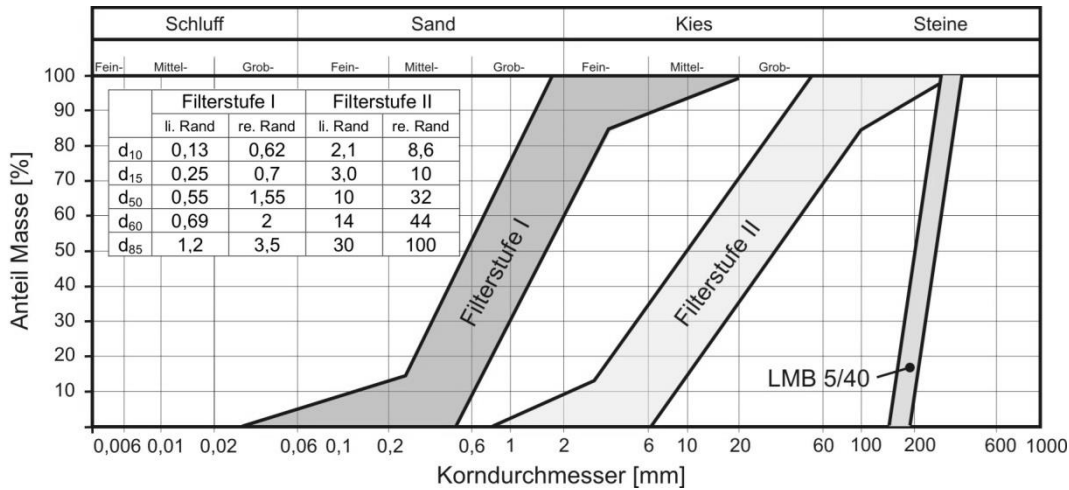


Abb. 4: Zulässige Bereiche für Körnungslinien im Standard-Zweistufenfilter (BAW, 2013a)

2.3 Kornfilter als Auflastdrain am luftseitigen Fuß eines Kanaldamms

Ein Auflastdrän (Abb. 5) am luftseitigen Dammfuß stabilisiert durch sein Eigengewicht die Dammböschung und leitet das ihm zuströmende Sickerwasser ab. Er muss gegenüber dem Dammmaterial und dem Untergrund filterstabil sein.

Bei einem Auflastdrän erfolgt eine innere hydraulische Beanspruchung durch die Zuströmung aus dem Damm. Da die hydraulische Durchlässigkeit des Auflastdräns wesentlich größer ist als die des Dammkörpers, beschränkt sich die Durchströmung zumeist auf einen teilgesättigten Übergangsbereich zwischen Dammkörper und Auflastdrän, sowie einen gesättigten Bereich geringer Dicke an der Sohle des Auflastdräns. Bild 5 zeigt die Durchströmungsverhältnisse bei Anströmung eines Auflastdräns am luftseitigen Dammfuß. Der hydraulische Gradient der wassergesättigten Strömung und damit die Strömungskräfte an der Sohle des Auflastdräns sowie im luftseitigen Wasseraustrittsbereich sind gering und daher i. d. R. nicht standsicherheitsrelevant. Äußere hydraulische Beanspruchungen ergeben sich z. B. durch Starkniederschlag. Die Oberfläche eines Auflastdräns ist deshalb i. d. R. gegen äußere Erosion zu schützen, z. B. durch Grasbewuchs (BAW, 2011).

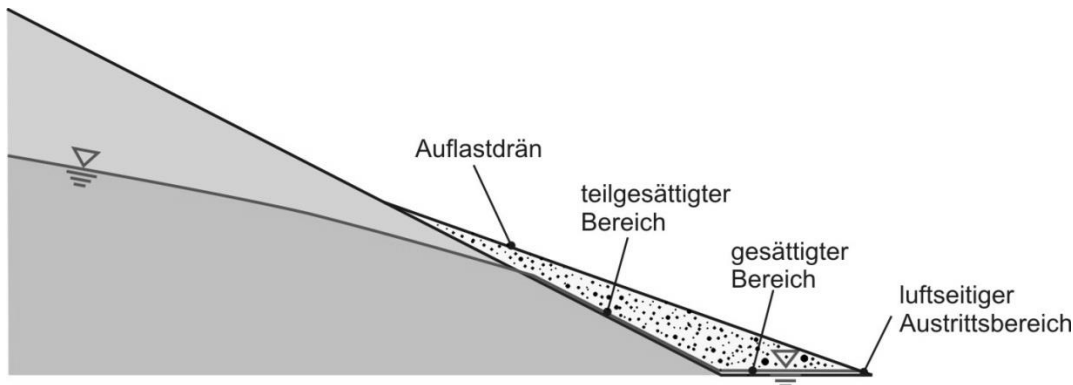


Abb. 5: Durchströmungsverhältnisse bei Anströmung eines Auflastdräns am Dammfuß (BAW, 2013a)

2.4 Anforderungen an Kornfilter

Kornfilter müssen spezielle Anforderungen hinsichtlich

- der physikalischen und umweltrelevanten Eigenschaften des Grundmaterials (Gesteinskörnungen),
- der mechanischen Filterwirksamkeit (Bodenrückhaltevermögen),
- der hydraulischen Filterwirksamkeit (Abführen der zuströmenden Wassermengen),
- der inneren Stabilität (Suffosionssicherheit) und
- des Einbaus unter oder über Wasser

erfüllen. Hierzu enthält das MAK Grenzwerte und Vorgaben zur Nachweisführung für die hydraulische und mechanische Filterwirksamkeit.

Als Entscheidungsgrundlage, welche Verfahren für den Nachweis der Suffosionssicherheit und der Sicherheit gegen Kontakterosion des Kornfilter am besten geeignet sind, wurden umfangreiche Vergleichsberechnungen mit unterschiedlichen Nachweisverfahren an zahlreichen verschiedenen Körnungslinien durchgeführt. Bei der Festlegung der zu verwendenden Nachweisverfahren wurde darauf geachtet, dass unter einfachen Randbedingungen auch einfache Verfahren angewendet werden können. Die eigentliche Nachweisführung und die einzuhaltenden Randbedingungen der festgelegten Verfahren sind im MMB erläutert.

Mit Hilfe der in den Nachweisen ermittelten Kenngrößen der Kornverteilungen des Kornfilters sind nach den Vorgaben des MAK die vertragsrelevanten Eigenschaften der Kornverteilungskurven zu definieren und in die Ausschreibung zu übernehmen.

Diese Vorgehensweise wird im Anhang des MAK anhand umfangreicher praxisnaher Beispiele verdeutlicht.

3 Merkblatt Materialtransport im Boden (MMB)

3.1 Einführung

An verkehrswasserbaulichen Anlagen ist i. d. R. mit planmäßiger oder unplanmäßiger Durchströmung von Boden zu rechnen. Dies betrifft Erdbauwerke wie Dämme, Einschnitte und wasserseitige Böschungen, ggf. mit deren jeweiligen Schutz- und Filterschichten, aber auch Baugruben und Bauwerksgründungen. Hier muss der Boden auch unter den hydrodynamischen Belastungen stabil bleiben. Für die Bewertung der natürlich anstehenden oder eingebauten Böden und für die Bemessung von mineralischen Schutzschichten hinsichtlich der Stabilität bei hydrodynamischer Belastung stehen eine Vielzahl an Kriterien aus der bodenmechanischen Praxis zur Verfügung. Diese wurden jedoch jeweils unter ganz bestimmten Randbedingungen entwickelt und sind dementsprechend auch nur eingeschränkt verwendbar.

Die BAW gibt in ihrem neuen Merkblatt „Materialtransport im Boden“ (MMB) (BAW, 2013) eine Übersicht über Nachweisverfahren für die wesentlichen Arten des Materialtransports Suffosion sowie Kontakt- und Fugenerosion, die zur Anwendung bei verkehrswasserbauspezifischen Fragestellungen empfohlen werden. Gemeinsam ist allen empfohlenen Verfahren, dass sie ausschließlich auf geometrische Kriterien der Bodenstruktur basieren. Geometrische Kriterien sind Grundvoraussetzung für das Auftreten von Materialtransport innerhalb der Bodenstruktur und definieren Grenzwerte für den Korndurchmesser bzw. den Durchmesser der Porenräume, bis zu denen ein Transport von Partikeln durch die Poren geometrisch möglich ist.

Da sich kohäsive und nicht kohäsive Böden aufgrund des Vorhandenseins bzw. des Fehlens von Bindungskräften zwischen den einzelnen Bodenpartikeln unterscheiden, sind die Nachweisverfahren für diese beiden Bodenarten grundsätzlich verschieden. Aus diesem Grund werden im MMB die Nachweise für kohäsive und nicht kohäsive Böden getrennt behandelt. Diese Trennung wird für den nachfolgenden kurzen Überblick über den Inhalt des MMB übernommen.

3.2 Nachweisverfahren für nicht kohäsive Böden

3.2.1 Suffosion

Für den Nachweis der Suffosionssicherheit gibt es eine Vielzahl verschiedener Verfahren, die unter jeweils unterschiedlichen Gesichtspunkten und Systematiken (theoretische Betrachtungen und/oder Laborversuche) entwickelt wurden und sich daher hinsichtlich ihrer Anwendungsgrenzen unterscheiden. Die zur Anwendung empfohlenen Verfahren zeichnen sich durch einen möglichst weit gefassten Anwendungsbereich, eine einfache Handhabung und Zuverlässigkeit aus.

Neben der Darstellung der Grundlagen, der Anwendungsgrenzen und des eigentlichen Nachweises der einzelnen zur Anwendung empfohlenen Verfahren (Ziems, Burenkova, Kenney und Lau) wird ein Ablauf für den Nachweis der Suffosionssicherheit nach MMB vorgestellt (Abb. 6).

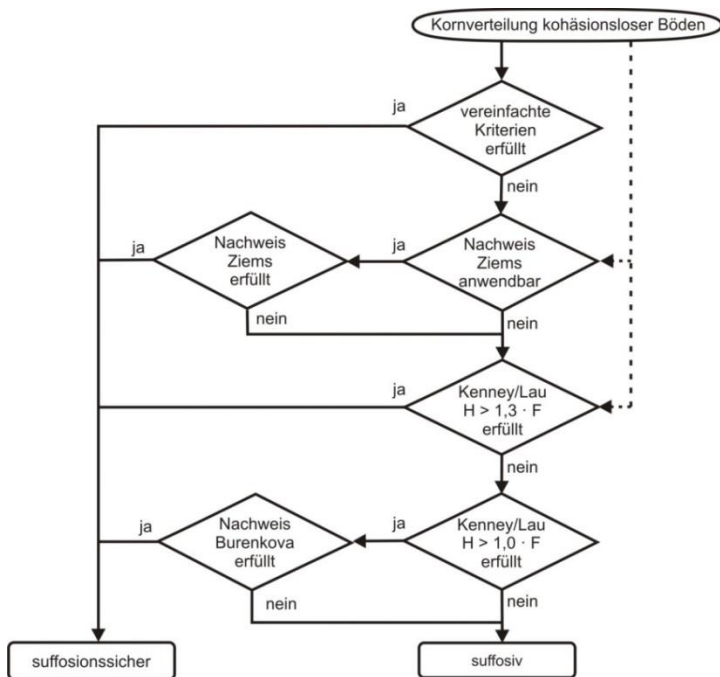


Abb. 6: Empfohlener Ablauf für den Nachweis der Suffosionssicherheit nach MMB (BAW, 2013b)

Dieser zur Anwendung empfohlene Ablauf sieht in einem ersten Schritt die Überprüfung der vereinfachten Kriterien vor. Falls diese nicht erfüllt sind, wird in einem zweiten Schritt das Verfahren nach Ziems angewandt. Sind die Anwendungsgrenzen des Nachweises nach Ziems nicht erfüllt oder ergibt der Nachweis nach Ziems eine Suffosionsgefährdung, erfolgt der Nachweis mit dem Verfahren nach Kenney und Lau. Hierbei wird aus Gründen der Sicherheit zunächst der Ansatz des harten Kriteriums (Stabilitätskriterium $H > 1,3 F$) empfohlen. Ist dieses nicht eingehalten, ist zu prüfen, ob der Boden im Übergangsbereich zwischen dem harten und dem weichen Kriterium ($1,0 F < H \leq 1,3 F$) liegt. In diesem Fall wird die zusätzliche Absicherung mit dem Verfahren von Burenkova empfohlen. Liegt die Formkurve des Bodens im Bereich $H \leq 1,0 F$, so ist der Boden suffosiv. Es ist aber auch möglich auf den vereinfachten Nachweis zu verzichten und direkt mit dem Nachweis nach Ziems oder nach Kenney und Lau zu beginnen.

Die Verfahren im Einzelnen werden hier nicht dargestellt. Sie sind im MMB zu finden.

3.2.2 Kontakterosion

Zum Nachweis der geometrischen Sicherheit gegen Kontakterosion werden im MMB die Verfahren von

- Terzaghi,
- Cistin und Ziems,
- Lafleur und
- Myogahara

zur Anwendung empfohlen.

Tab. 1 zeigt eine Übersicht über die Anwendungsgrenzen der einzelnen Verfahren.

Tab. 1: *Anwendungsgrenzen Nachweisverfahren Kontakterosion nicht kohäsive Böden (BAW, 2013b)*

	Terzaghi	Cistin und Ziems	Lafleur	Myogahara
$C_{U,Filter}$	< 2	≤ 18	< 27	-
$C_{U,Boden}$	< 2	≤ 20	-	-
Filter	SE	$d_{10} \leq 100$ mm	sandiger Kies	GW, GE oder gröber
Boden	SE	-	kohäsionslose Böden	
hydr. Gradient	< 8	≤ 9	≤ 8	

Für die einzelnen Nachweise wird auch hier auf die entsprechenden Kapitel im MMB verwiesen. Eine Vorgehensweise für den Nachweis der Kontakterosion analog zur Suffosion gibt es nicht. Die Wahl eines geeigneten Verfahrens ergibt sich in Abhängigkeit der jeweiligen Anwendungsgrenzen.

3.2.3 Fugenerosion

Die Gefahr der Fugenerosion ist an der Grenzfläche von einem durchströmten Bodenkörper zu einem Bauwerk oder einer unterlagernden, nicht kohäsiven Bodenschicht gegeben. Für den erst genannten Fall beinhaltet das MSD ein Verfahren für den Nachweis der Sicherheit gegen Fugenerosion an Massivbauwerken. Grundlage dieses Nachweises sind Strömungsberechnungen, die unter der Berücksichtigung möglicher Fugen zwischen den Bauwerksteilen und dem Baugrund durchgeführt werden und die in den zu führenden geotechnischen und geohydraulischen Nachweisen berücksichtigt werden. In Abb. 7 ist diese Vorgehensweise in grafischer Form dargestellt.

Für den Nachweis der Fugenerosion an Schichtgrenzen wird ein Nachweisverfahren aus einem Regelwerk des Rijkswaterstaat, Road and Hydraulic Engineering Institute zur Anwendung empfohlen, das in den Niederlanden seit vielen Jahren für Nachweise dieser Art herangezogen wird. Für Details zu diesem Nachweis wird auf das MMB verwiesen.

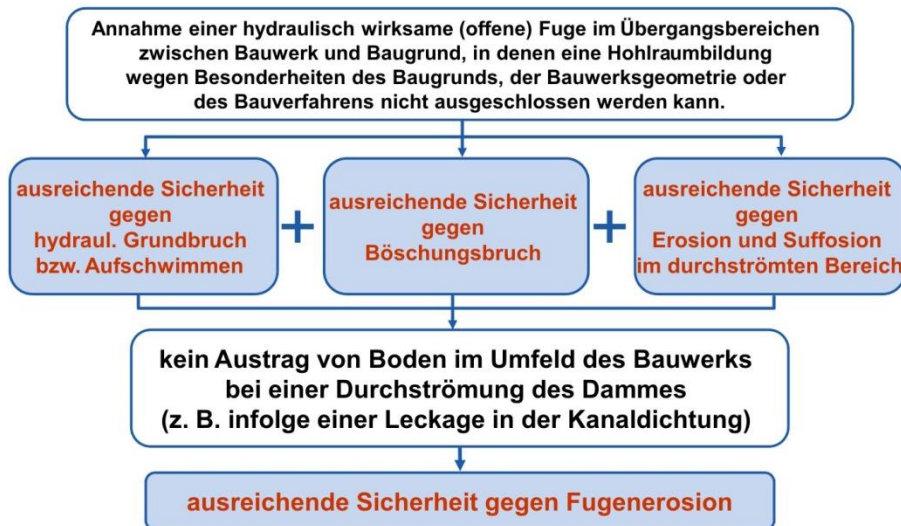


Abb. 7: Ablauf Nachweis gegen Fugenerosion an Bauwerken nach MSD

3.3 Nachweisverfahren für kohäsive Böden

Kohäsive Böden (mittel- oder ausgeprägt plastische fein- und gemischtkörnige Böden mit einer effektive Kohäsion) sind gegen jede Form von Materialtransport weniger empfindlich als nicht kohäsive Böden. Aufgrund ihrer inneren Bindungskräfte bestehen kohäsive Böden aus untereinander fixierten und damit weniger mobilen Bodenpartikeln als nicht kohäsive Böden. Bei entsprechender Strömungsbelastung können größere Bodenteile, sogenannte Aggregate, aus dem Verbund herausgelöst werden. Die Gefahr eines Materialtransports sinkt mit zunehmender Kohäsion. Kohäsive Böden können an spannungsfreien Grenzflächen (z. B. an Rissflächen und Hohlräumen infolge von Herstellungsfehlern oder natürlichen Einflüssen) so viel Wasser aufnehmen, dass sie ihre inneren Bindungskräfte und damit ihre Festigkeit nahezu vollständig verlieren. In Verbindung mit strömendem Wasser erhöht sich die Gefahr des Materialtransports. Sie steigt mit der Größe des hydraulischen Gradienten.

3.3.1 Suffosion

Aufgrund der oben beschriebenen der Fixierung der Bodenpartikel durch die Kohäsionskräfte kann bei kohäsiven Böden ohne weiteren Nachweis von Suffosionssicherheit ausgegangen werden.

3.3.2 Kontakterosion

Bei Schichtgrenzen zwischen kohäsivem und nicht kohäsivem Boden im gewachsenen Untergrund ist kein Nachweis gegen Kontakterosion erforderlich, da das Auftreten spannungsfreier Grenzflächen (Risse) im kohäsiven Boden i. d. R. ausgeschlossen werden kann.

Besteht die Möglichkeit einer Rissbildung wie z.B. im Innern von Erdbauwerken, sollte die Gefahr der Kontakterosion nach dem Verfahren von Sherard überprüft werden. Details des Verfahrens sind im MMB zu finden.

Ein Sonderfall für den Nachweis der Kontakterosion ist im Bereich von Deckwerken gegeben. Je nach Ausbildung des Deckwerks und Beschaffenheit des Untergrundes

existieren Kontaktflächen zwischen dem kohäsiven Boden des Untergrundes und dem Kornfilter oder zwischen der Tondichtung und dem nicht kohäsiven Untergrund. An diesen Grenzflächen ist eine ausreichende Sicherheit gegen Kontakterosion gegeben, wenn die in Tabelle 2 genannten Bedingungen eingehalten sind.

Tab. 2: Nachweis Kontakterosion in und unter Deckwerken (BAW, 2013)

kohäsiver Boden oder Tondichtung	Kornfilter oder nicht kohäsiver Boden
$I_p < 0,15$ und $c_U \geq 10 \text{ kN/m}^2$	$d_{10} \leq 0,2 \text{ mm}$ und $d_{60} \leq 0,7 \text{ mm}$
$I_p \geq 0,15$ und $c_U \geq 10 \text{ kN/m}^2$	$d_{10} \leq 0,6 \text{ mm}$ und $d_{60} \leq 2,0 \text{ mm}$

Schrifttum

BAW, 1989: Merkblatt Anwendung von Kornfiltern an Bundeswasserstraßen (MAK, Ausgabe 1989), Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

BAW, 1989: Merkblatt Anwendung von Kornfiltern an Bundeswasserstraßen (MAK, Ausgabe 1989), Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

BAW, 2008: Merkblatt Anwendung von Regelbauweisen für Böschungs- und Sohlensicherungen an Binnenwasserstraßen (MAR), Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

BAW, 2011: Merkblatt Strandsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen (MSD), Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

BAW, 2013a: Merkblatt Anwendung von Kornfiltern an Bundeswasserstraßen (MAK), Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

BAW, 2013b: Merkblatt Materialtransport im Boden, Bundesanstalt für Wasserbau (MMB), Karlsruhe

DIN, 2002: DIN EN 13383, Wasserbausteine, Deutsches Institut für Normung, Berlin

Bemessungshilfen zur vereinfachten Böschungsbruchberechnung und ihre Weiterentwicklung

Marie-Therese van Keßel, M.Sc.

Huesker Synthetic GmbH

1 Einleitung

Im Jahre 1962 veröffentlichte die ehemalige Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau (DGEG 1962) mit dem Beitrag 'Die Empfehlungen für den Bau und die Sicherungen von Böschungen' in Form von drei Tabellen Bemessungshilfen, die zur Ermittlung der maximal möglichen Böschungsneigungen und somit zur Bestimmung der Sicherheit gegen das Böschungsbruchversagen genutzt werden konnten. Die Verwendung von Bemessungsdiagrammen reduzierte den benötigten Zeitaufwand bzw. die in früheren Tagen stark eingeschränkte Rechenkapazität der Computer und wurden daher von Autoren wie bspw. Janbu (1954), Taylor (1937) u.v.m. erarbeitet oder weiterentwickelt.

Hier sollen die Bemessungshilfen der DGEG (1962), die Bemessungsdiagramme nach JELINEK (1955) und GUSSMANN (1990) vorgestellt werden. Desweiteren werden Bemessungsdiagramme vorgestellt, die in einer Masterarbeit erarbeitet wurden. Sie wurden speziell für Dämme kleiner Talsperren oder kleiner Hochwasserrückhaltebecken entwickelt und entsprechen dem aktuellen Sicherheitskonzept des Eurocode 7 in Anlehnung an das Merkblatt DWA-M 522 ‚Kleine Talsperren und kleine Hochwasserrückhaltebecken‘.

2 Bemessungshilfen

2.1 Bekannte Bemessungshilfen

Die aus den Empfehlungen der ehemaligen Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau (DGEG 1962) bekannte Bemessungshilfe liefert insgesamt drei Tabellen für die Bemessung der Standsicherheit von Böschungen und Einschnitten. Für nichtbindige Böden werden die Böschungsneigungen aus Tabelle I der Empfehlung angegeben. Eine Durchströmung der Böschung wird dabei nicht berücksichtigt. Mit Hilfe der angegebenen Böschungsneigungen können Böschungen aus feinem Sand, groben Sand und Kies und Steinen standsicher erbaut werden. Folglich dürfen Böschungen aus feinem Sand mit einer Böschungsneigung 1:1,20 gebaut werden. Für einen groben Sand ist die steilste Böschungsneigung 1:1,70 einzuhalten. Zuletzt wird die Böschungsneigung 1:1,15 für Kiessand und Steine empfohlen. Die Anwendung der Tabellen setzt eine mindestens mitteldichte Lagerung der Böden voraus. Die zulässigen Böschungsneigungen für Dämme liefert Tabelle III, die in Tab. 1 dargestellt ist. Für die Bodengruppen Schluff, magerer Lehm, fetter Lehm und fetter Ton sind die Böschungsneigungen in Abhängigkeit der Böschungshöhen zwischen 0 und 15 m gegeben. Die Kohäsion variiert zwischen 2,5 kN/m² für den mageren Schluff und 17,5 kN/m² für den fetten Ton. Die Reibungswinkel liegen zwischen 25° und 10°. Die Böschungsneigung von 1:1,25 wird als steilste

Tab. 1: Bemessungstabelle der DGEG (1962)

Böschungsneigungen bei Dämmen aus verdichteten bindigen Böden von mindestens steifer Konsistenz (Sicherheit: für Reibung 1,2, für Haftreibung 1,5)							
Bodenart		Dammhöhe	Böschungsneigung	Bildsamkeit	Feuchtraumwichte	Scherfestigkeit	
Übliche Benennung	Benennung nach DIN 4022					Winkel der inneren Reibung	Haftfestigkeit
-	-	h	-	W_{fa}	γ_g	φ	c
-	-	m	-	%	Mp/m ³	°	Mp/m ² (kp/cm ²)
1	2	3	4	5	6	7	8
Schluff	Schluff	0-3	1:1,60	≤ 10	1,8	25,0	0,25 (0,025)
		3-6	1:2,00				
		6-9	1:2,20				
		9-12	1:2,30				
		12-15	1:2,40				
magerer Lehm	sandiger, schwach toniger Schluff	0-3	1:1,25	10 bis 20	1,9	25,0	0,50 (0,05)
		3-6	1:1,60				
		6-9	1:1,80				
		9-12	1:1,90				
		12-15	1:2,00				
fetter Lehm	Schwach sandiger, schluffiger Ton	0-3	1:1,25	20 bis 30	2,0	17,5	1,0 (0,1)
		3-6	1:1,70				
		6-9	1:2,10				
		9-12	1:2,40				
		12-15	1:2,50				
Fetter Ton	Ton	0-3	1:1,25	≥ 30	2,0	10,0	1,75 (0,175)
		3-6	1:1,40				
		6-9	1:2,60				
		9-12	1:3,20				
		12-15	1:3,50				

Böschungsneigung festgelegt. Den gleichen Aufbau besitzt Tabelle II, welche die Böschungsneigungen für Einschnitte empfiehlt. Zur Berechnung der oben empfohlenen maximal möglichen Böschungsneigungen wurde wiederum ein Bemessungsdiagramm angewendet. Das Bemessungsdiagramm nach JELINEK (1955) zeigt Kurvenscharen mit jeweils konstantem Reibungswinkel und Böschungsneigungen, die über der Stabilitätszahl N aufgetragen werden (siehe Abb. 1). Die Stabilitätszahl wird nach der Gleichung Gl.1 ermittelt.

$$N = \frac{H \cdot \gamma}{c_d} \quad \text{Gl. 1}$$

Durch die Verwendung der Stabilitätszahl wird eine Normierung erzielt, wodurch gleich drei Eingangsgrößen zusammengefasst werden können, was die Anzahl an benötigten Diagrammen minimiert. Zudem wird der Rechenaufwand zur Erstellung einer Bemessungshilfe reduziert. Unter Berücksichtigung der in der Empfehlung angewendeten Abminderung der Kohäsion um den Faktor 1,5 und des Reibungswinkels um den Faktor 1,2, kann die Böschungsneigungen aus dem Diagramm abgelesen werden.

Die Bemessungsdiagramme, die GUSSMANN et al. (1990) entwickelten (siehe Abb. 2) nutzen ebenfalls die Stabilitätszahl, da ihr Kehrwert 1/N auf der Abszissenachse angetragen wird. Der Wertebereich beträgt von 0 bis 0,20. Auf der Ordinatenachse ist das

Verhältnis $\tan(\varphi)/F$ im Wertebereich von 0 bis 2,00 aufgetragen. Als Eingangswert dient das Verhältnis $1/\lambda$. Dafür gilt:

$$\frac{1}{\lambda} = \frac{c_d}{H \cdot \gamma \cdot \tan(\varphi_d)} \quad \text{Gl. 2}$$

Für den Verhältniswert $1/\lambda$ finden sich im Diagramm lineare Kurvenscharen im Wertebereich von 0,01 bis 4,00. Die Neigungswinkel der Böschungen zwischen 10° und 80° sind in dem Diagramm mit Hilfe von zehn Kurven eingetragen. Die Kurven zeichnen sich durch einen abfallenden Verlauf über die Abszissenachse aus. Je höher der Neigungswinkel, desto höher sind die ermittelten Reibungswinkel und desto steiler fallen die Kurven ab. Nachdem die Scherparameter abgemindert wurden, kann der Eingangswert berechnet werden. Anschließend wird der Schnittpunkt dieser Geraden mit der Kurve der Böschungsneigung gesucht, damit die Stabilitätszahl auf der Abszisse abgelesen werden kann. Nun kann der Ausnutzungsgrad μ durch die Gleichung

$$\mu = \frac{1}{N} \cdot \frac{H \cdot \gamma}{c_d} \quad \text{Gl. 3}$$

ermittelt werden, durch den eine Aussage über die Standsicherheit der Böschung getroffen werden kann. Die Berechnung des Ausnutzungsgrades ist ein großer Vorteil zur Überprüfung bestehender Dämme. Die Bemessungsdiagramme nach GUSSMANN et al. (1990) wurden mit der kinematischen Elementemethode (KEM) ermittelt. Im Gegensatz zu der Bemessungshilfe der DGEG liefern GUSSMANN et al. (1990) ebenso Diagramme für durchströmte Dämme. Es wird festgestellt, dass die Normierung durch die Stabilitätszahl N unter Berücksichtigung einer Durchströmung keine einheitlichen Kurvenverläufe mehr hervorbringt. Die bisher kontinuierlich abfallenden Kurven weisen nun terrassenförmige Stufen auf (siehe Abb. 4.) Die verschiedenen Symbole, die durch die gestrichelte Linie verbunden werden, stehen dabei für unterschiedliche Wichten im Wert von 10 kN/m^3 , 15

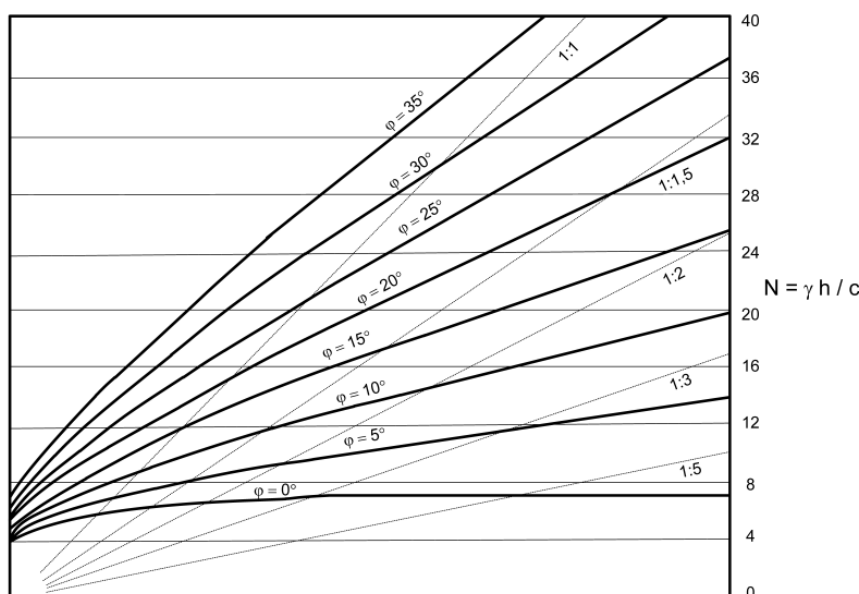


Abb. 1: Bemessungsdiagramm nach JELINEK (1955)

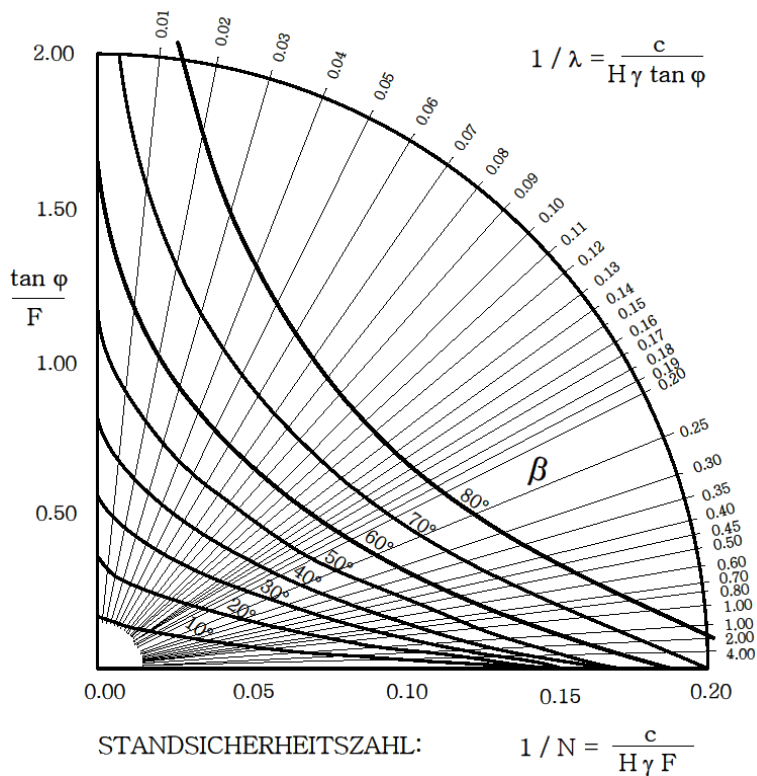


Abb. 2: Bemessungsdiagramm nach GUBMANN et al. (1990)

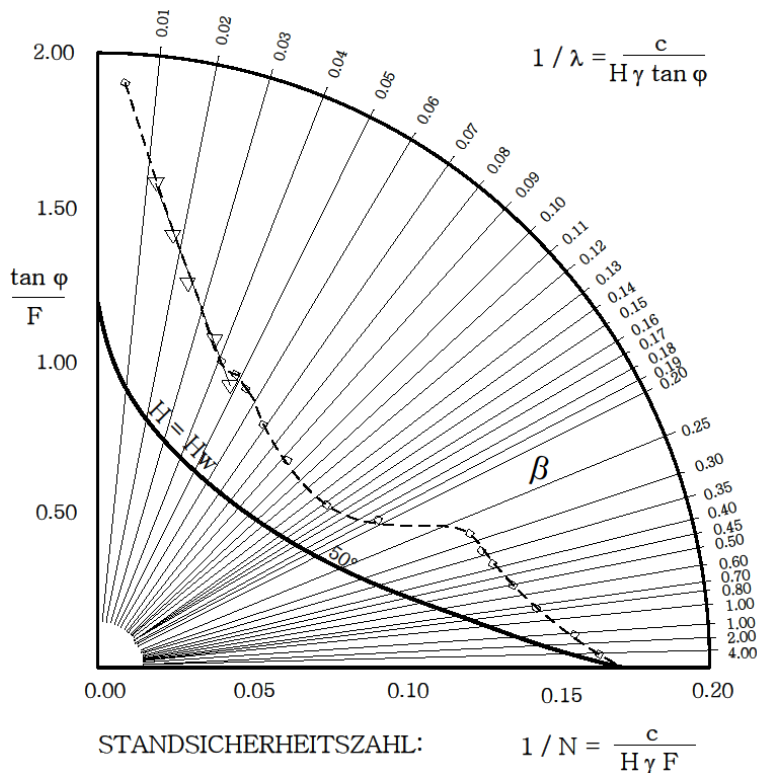


Abb. 3: Bemessungsdiagramm nach GUBMANN et al. (1990), durchströmt

1 kN/m^3 oder 20 kN/m^3 . Schließlich werden weitergehend nach GUSSMANN et al. (1990) eine horizontale Durchströmung und der Wasserstand $h_w = 0,5 h$ angenommen und getrennte Rechnungen für verschiedene Wichten durchgeführt.

2.2 Neue Bemessungshilfen

In Zusammenarbeit mit der Abteilung für Talsperrensicherheit und Geotechnik des Ruhrverbandes wurde am Lehrstuhl für Grundbau, Boden- und Felsmechanik an der Ruhruniversität Bochum eine Masterarbeit mit dem Ziel der Entwicklung neuer Bemessungsdiagramme angefertigt. Die erarbeiteten Diagramme, die bereits in VAN KEBEL et. al (2014) und VAN KEBEL (2014) vorgestellt wurden, bieten die Möglichkeit zur Abschätzung der Sicherheit gegen das Böschungsbruchversagen für Dammbauwerke mit einer Kronenhöhe bis zu 6 m. Bei der Entwicklung der Bemessungsdiagramme wurde das Sicherheitskonzept des Eurocode 7 berücksichtigt. Dazu konnten sowohl Vereinfachungen als auch eine angemessene Übertragung der Hochwassersituationen der DIN 19700 auf das Sicherheitskonzept des Eurocode 7 aus dem Merkblatt DWA-M 522 ‚Kleine Talsperren und kleine Hochwasserrückhaltebecken‘ entnommen werden (siehe BETTZICHE 2013). Die Böschungsbruchsicherheit wird zum einen durch die Einflussgrößen der Dammgeometrie wie Höhe, Neigung und Freibord und zum anderen durch die materialspezifischen Parameter wie Wichte, Korngrößenverteilung und Scherparameter beeinflusst. Desweiteren haben der Wasserstand an der wasserseitigen Böschung und die Lage der Sickerwasserlinie bzw. die Durchsickerung im Dammkörper einen großen Einfluss auf die Stabilität der wasser- und landseitigen Böschungen, da die Scherspannungen in durchsickerten Bereichen des Dammkörpers reduziert werden.

Laut Merkblatt DWA-M 522 ist die Sicherheit gegen ein Böschungsbruchversagen für verschiedene Wasserstände und Betriebszustände bzw. Zustände sicherheitsrelevanter Einrichtungen in unterschiedlichen Bemessungssituationen nachzuweisen. Für die hier abgebildeten Bemessungsdiagramme wurde die außergewöhnliche Bemessungssituation für die Böschungsbruchberechnung gewählt. In der außergewöhnlichen Bemessungssituation wird der Wasserstand des Hochwasserstauziels 2 (ZH₂) angesetzt. Diese Stauhöhe wird als Differenz zwischen Kronenhöhe und der Freibordhöhe, welche vereinfacht konstant zu 0,5 m angesetzt wird, ermittelt. Die Durchsickerung im Dammkörper wird anhand drei verschiedener Höhen des Wasseraustrittes an der landseitigen Böschung berücksichtigt. So wurden die Fälle mit Sickerwasseraustritt bei 3/10 bzw. 1/10 der Kronenhöhe sowie ohne Sickerwasseraustritt an der landseitigen Böschung ausgewählt. Diese drei Fälle sind in Abb. 4 schematisch dargestellt und jeweils in einem Bemessungsdiagramm berücksichtigt worden.

Für die Darstellungsform wurde ein Diagramm einer Tabelle vorgezogen. Von der Verwendung der Stabilitätszahl wurde abgesehen, da sie sich diese wie oben beschrieben

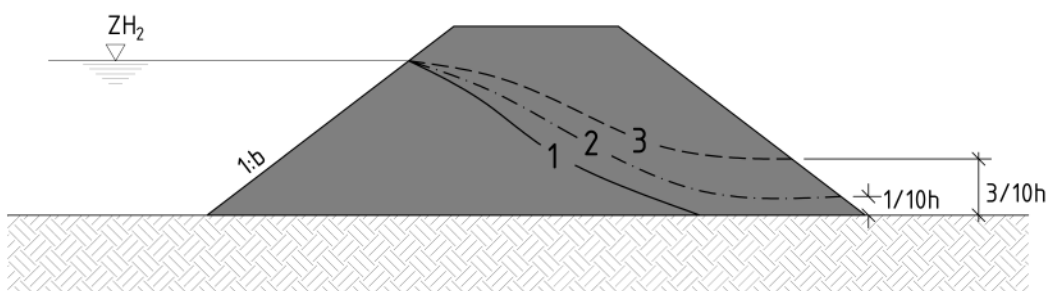
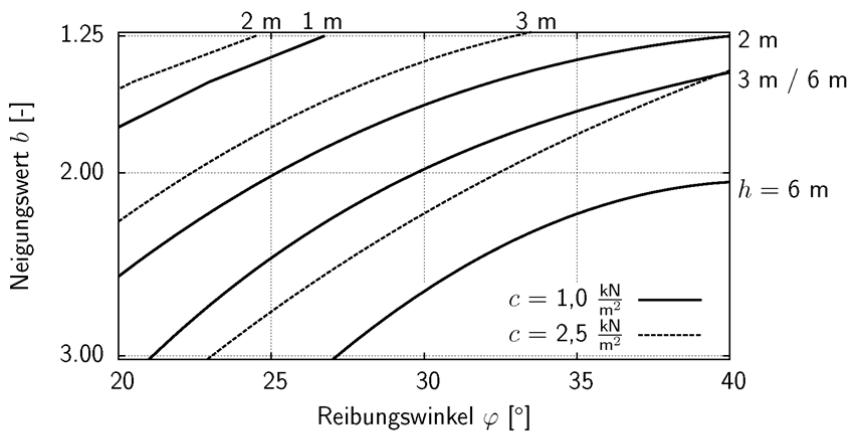
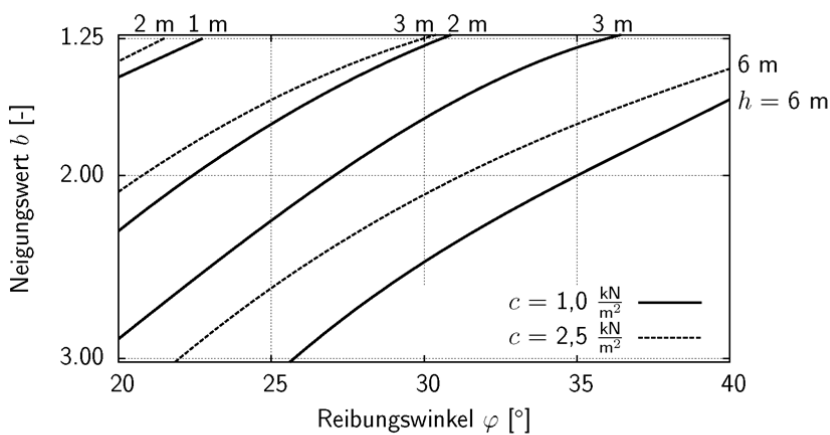


Abb. 4: Sickerwasserlinien, aus VAN KEBEL (2014)

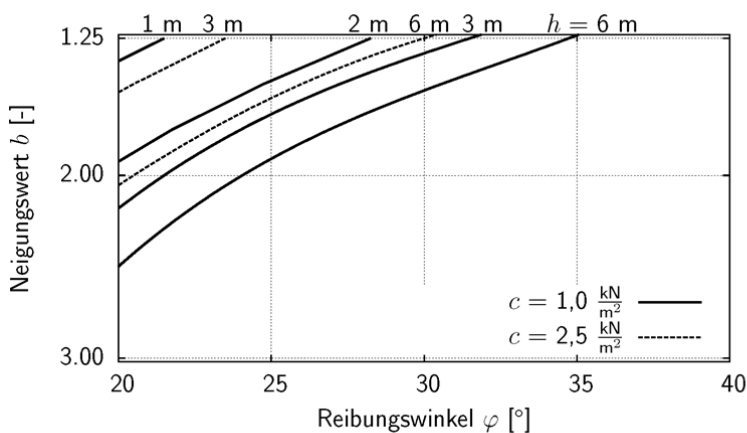
nicht für die Beschreibung durchströmter Dämme eignet. Stattdessen wird auf der Abszissenachse der Reibungswinkel φ mit Werten zwischen 20° und 40° , und der Neigungsbeiwert b in einem Bereich zwischen 1:1,25 und 1:3,00 auf der Ordinatenachse angetragen. Als weiterer einflussreicher Parameter wird die Kronenhöhe für die Höhen 1, 2, 3 und 6 m mit Isolinien im Diagramm eingezeichnet. Diese Linien konnten durch Verbinden der Ergebnisse der einzeln durchgeführten Böschungsbruchberechnungen



(a) Bemessungsdiagramm für Sickerwasseraustritt bei 3/10 h, BS-A



(b) Bemessungsdiagramm für Sickerwasseraustritt bei 1/10 h, BS-A



(c) Bemessungsdiagramm ohne Sickerwasseraustritt, BS-A

Abb. 5: Bemessungsdiagramme für Bemessungssituation BS A

unter Berücksichtigung der Teilsicherheitsfaktoren der Bemessungssituation BS-A erstellt werden. Innerhalb der einzelnen Berechnungen wurden für eine festgelegte Geometrie die Scherparameter Reibungswinkel und Kohäsion angepasst, sodass der Ausnutzungsgrad des Systems $\mu = 1,00$ betrug. Die Linienart der Isolinien symbolisiert die zwei unterschiedlichen Werte der Kohäsion, die in den Berechnungen erfasst wurden. Für bestehende Dämme kann das Verhältnis des maximal möglichen Neigungsbeiwertes b_{max} zum vorhandenen Neigungsbeiwert b_{vorh} mit Hilfe des Diagrammes bestimmt werden. Dieses Verhältnis kann als überschlägiger Ausnutzungsgrad verwendet werden.

$$\mu_{neu} \approx \frac{b_{max}}{b_{vorh}} \quad \text{Gl. 4}$$

3 Anwendung und Diskussion

Für einen fiktiven Dammkörper mit den in Tab. 2 gegebenen Bodenparametern und der Kronenhöhe $h = 3.00$ m soll die steilstmögliche Böschungsneigung mit Hilfe der vorgestellten Bemessungshilfen bestimmt und verglichen werden. In diesem Vergleich wird von der Berücksichtigung einer Durchsickerung des Dammkörpers abgesehen. Daher wird die Anwendung des Bemessungsdiagrammes aus Abb. 5c ohne Sickerwasseraustritt mit den Bemessungshilfen der DGEG (1962), JELINEK (1955) und GUßMANN et al. (1990) verglichen. Eine Übersicht der Ergebnisse liefert Tab. 3.

Die Tabelle der DGEG (1962) überzeugt durch ihre Übersichtlichkeit und die einfache Handhabung. Die steilstmögliche Böschungsneigung kann direkt abgelesen werden, ohne dass eine Umrechnung der einzelnen Eingangsparameter wie bspw. eine Reduzierung durch Teilsicherheitsbeiwerte oder Umrechnung zu einer Stabilitätszahl ist vorzunehmen ist. Diese Übersichtlichkeit beruht jedoch auf der geringen Anzahl an verschiedenen Kombinationen der Scherparameter, die durch die Benennung von Bodengruppen auf vier Varianten beschränkt ist und somit keine Sicherheitsbetrachtung für abweichende Bodenparameter ermöglicht. Ebenso ist eine Anpassung an die aktuellen Teilsicherheitsfaktoren des Eurocode 7 nicht möglich. Die Abminderungsfaktoren, die laut DGEG empfohlen werden sind höher und damit konservativer als die Teilsicherheitsfaktoren des Eurocode 7. Die maximale Böschungsneigung für die in Tab.2 angegebenen Parameter beträgt 1:1,60. Wie oben beschrieben wurden die empfohlenen Böschungsneigungen mit dem Diagramm nach JELINEK (1955) bestimmt. Zur Überprüfung wird die Stabilitätszahl laut Gl. 1 mit den Bemessungswert der Kohäsion ($\gamma_c = 1,50$) errechnet. Die damit abgelesene Böschungsneigung beträgt 1:1,55. Die geringe Abweichung zu der Böschungsneigung aus der Tab. 1 kann durch Rundungs- oder Ableseungenauigkeiten begründet werden. Bei der Verwendung der eurocodekonformen Teilsicherheitsfaktoren beträgt die maximale Böschungsneigung nach JELINEK (1955) 1:1.30. Generell erscheint das Bemessungsdiagramm nach JELINEK (1955) weniger anwenderfreundlich als eine Tabelle. Dafür können unterschiedliche Einflussparameter miteinander kombiniert werden und die Teilsicherheitsfaktoren beliebig in die Ermittlung

Tab. 2: Bemessungstabelle der DGEG (1962)

φ_k [°]	c_k [kN/m ²]	γ [kN/m ³]	h [m]
25.00	2,50	18,00	3,00

Tab.3: Bemessungstabelle der DGEG (1962)

	DGEG	Jelinek		Gussmann	Neu
γ_φ	1,20	1,20	1,15	1,15	1,15
γ_c	1,50	1,50	1,15	1,15	1,15
F	-	-	-	1,00	-
1:b _{max}	1:1,60	1:1,55	1:1,30	1:1,19	1:1,25

der Böschungsbruchstabilität einbezogen werden. Jedoch wäre es vorteilhaft, wenn der Wertebereich der Stabilitätszahl auf der Ordinatenachse höhere Werte der Stabilitätszahl umfassen würde. Der Wertebereich ist nun mit dem Maximalwert von $N_{\max} = 40$ und somit auch die Anwendung des Diagrammes für hohe Dämme mit geringen Kohäsionen, woraus sich eine hohe Stabilitätszahl ergibt, begrenzt. Durch die Verwendung des Kehrwertes der Stabilitätszahl im Diagramm nach GUSSMANN et. al (1990) wird dieses Problem prinzipiell gelöst. Jedoch ist für die Ermittlung der Eingangsgrößen $1/N$ bzw. $1/\lambda$ und das exakte Bestimmung der maximalen Böschungsneigung eine größere Genauigkeit bei der Benutzung des Diagrammes erforderlich. Die maximal mögliche Böschungsneigung lässt sich durch die Annahme $F = 1$ ermitteln und beträgt 1:19. Mittels des neuen Bemessungsdiagrammes kann die maximale Neigung sehr leicht im Schnittpunkt des Reibungswinkels und der Kronenhöhe in Abhängigkeit der Kohäsion bestimmt werden. Dabei müssen im Gegensatz zu den bereits vorgestellten Diagrammen die charakteristischen Werte der Scherparameter genutzt werden. Die Ermittlung der Stabilitätszahl oder anderer Eingangsgrößen ist nicht erforderlich, was die Anwendung vereinfacht. Der Schnittpunkt der Kronenhöhe und des Reibungswinkel 25° liegt außerhalb des Diagrammes, da die steilste Böschungsneigung im Diagramm zu 1:1,25 festgelegt wurde. Diese Böschungsneigung sollte in Hinblick auf die Bewirtschaftung nicht überschritten werden. Da die Berechnungen auf die außergewöhnliche Bemessungssituation zugeschnitten sind, ist eine Anpassung auf andere Bemessungssituationen durch Umrechnung oder Verwendung abweichender Teilsicherheitsfaktoren nicht möglich. Desweiteren wurde die neue Bemessungshilfe wie bereits erwähnt für die Anwendung für Dämme kleiner Talsperren und kleiner Hochwasserrückhaltebecken entwickelt, wodurch der Maximalwert der Kronenhöhe auf 6 m festgelegt wurde.

4 Zusammenfassung

Die Bemessungshilfen der DGEG (1962), JELINEK (1955) und GUSSMANN et. al (1990) wurden vorgestellt und ihre Vor- sowie Nachteile beleuchtet. Alle drei Diagramme

unterscheiden sich in ihrer Darstellungsform und somit in der daraus resultierenden Übersichtlichkeit, Anwenderfreundlichkeit und Anwendungsbreite. Sie eignen sich jedoch alle zur Ermittlung der maximal möglichen Böschungsbruchneigung. Mit dem Diagramm nach GUßMANN (1990) kann sogar ein Sicherheitswert bzw. Ausnutzungsgrad für bestehende Dämme ermittelt werden. Das neu entwickelte Bemessungsdiagramm bietet ebenso eine übersichtliche Ermittlung des Ausnutzungsgrades und sogar die Anwendung für drei verschiedene Durchströmungssituationen, die gemäß der Merkblätter 522 "Kleine Talsperren und kleine Hochwasserrückhaltebecken" ausgewählt wurden.

5 Schrifttum

BETTZIECHE, V., POHL, R. „Kleine Talsperren und Hochwasserrückhaltebecken - Ein DWA Merkblatt für die Praxis.“ Wasserwirtschaft, 2013, 5 Ausg.

DEUTSCHE GESELLSCHAFT FÜR ERD- UND GRUNDBAU (DGEG), "Empfehlungen für den Bau und die Sicherung von Böschungen", Die Bautechnik 12, 404-415, 1962

DEUTSCHE VEREINIGUNG FÜR WASSERWIRTSCHAFT, ABWASSER UND ABFALL (DWA) Merkblatt 522. "Kleine Talsperren und kleine Hochwasserrückhaltebecken" Hennef: DWA, 2013.

GUSSMANN, P., SCHANZ, T., SMOLTCZYK, U. und WILLAND, E. "Beiträge zur Anwendung der KEM", Institut für Geotechnik Stuttgart, 1990

JELINEK, R., Grundbautaschenbuch, 1955, Verlag für Bauwesen Berlin.

VAN KEßEL, M.-T., VIEFHAUS, H., LAST, K., BETTZIECHE, V. und SCHANZ, T. „Bemessungsdiagramme für Staudämme kleiner Talsperren und Regenrückhaltebecken nach Eurocode 7.“ Wasserwirtschaft, 4/2014: 34-38.

VAN KEßEL, M.-T. "Stand sicherheitsbetrachtungen kleiner Dämme hinsichtlich einer erforderlichen Ertüchtigung", Spezialsitzung Junge Geotechniker, Baugrundtagung, Berlin, 2014

TAYLOR, D. W., "The Stability of Earth Slopes", Journal of the Boston Society of Civil Engineers Section / American Society of Civil Engineers, ASCE, No. 24, 197-246, 1937

JANBU, N. "Stability Analysis of Slopes with Dimensionless Parameters", Harvard Soil Mechanics Series, No. 46, 1954

New safety standards and assessment tools in the Netherlands

Dr.ir. Timo Schweckendiek

Deltares, Unit Geo-Engineering, Delft, Netherlands
Department of Hydraulic Engineering, Delft University of Technology, the Netherlands

Ir. Robert Slomp

Dutch Ministry of Infrastructure and the Environment, the Netherlands

Ir. drs. Han Knoeff

Deltares, Unit Geo-Engineering, Delft, the Netherlands

1 Safety Assessments of Dikes in the Netherlands

The current Dutch approach to dike safety as required by the Dutch Flood Defense Act from 1996, employs periodic safety assessments of the existing structures to warrant an appropriate protection level from flooding. This is different from most countries, where safety standards and codes of practice refer to design of new structures. Where dikes are found to be unsafe in the 6-yearly (recently 12-yearly) assessments, this is reported to parliament so funding can be provided and measures then have to be taken to bring the structures up to the required safety. The main advantage of the approach is that the responsible authorities, in the Dutch context mainly the water boards, periodically obtain a uniformly generated overall picture of the flood defense system, including information on the weak spots and the locations where re-design and reinforcement is most urgent.

In recent years, new insights from both the Delta program (VAN DER MOST ET AL., 2014) and the VNK2-project (Jongejan et al., 2013) have led to the conclusion that the safety standards as established in 1996 are prone to an update. The definition and the protection levels themselves will change (see section 2). In autumn 2014, the Dutch minister of Infrastructure and the Environment announced in parliament that such an updated will be established legally and effectuated from 2017. That implies that also new or updated assessment methods and tools are needed to carry out the new generation safety assessments in practice. Section 3 discusses the general assessment framework and some aspects specific to the Dutch approach such as the so-called „assessment levels“ and the option to do probabilistic or semi-probabilistic assessments.

2 New Safety Standards from 2017

2.1 Definition

The currently applicable safety standards are formulated in terms of the “exceedance probability of the normative load event”. For example, a safety standard of 1/2,000 would mean in practice that the design water level corresponds to an annual exceedance frequency of 1/2,000 (or a return period of 2000 years); for a coastal dike, a safety

standard of 1/4,000 would mean that the design storm (i.e., combination of water level and wave conditions) has an annual exceedance probability of 1/4,000 (see Fig. 1).

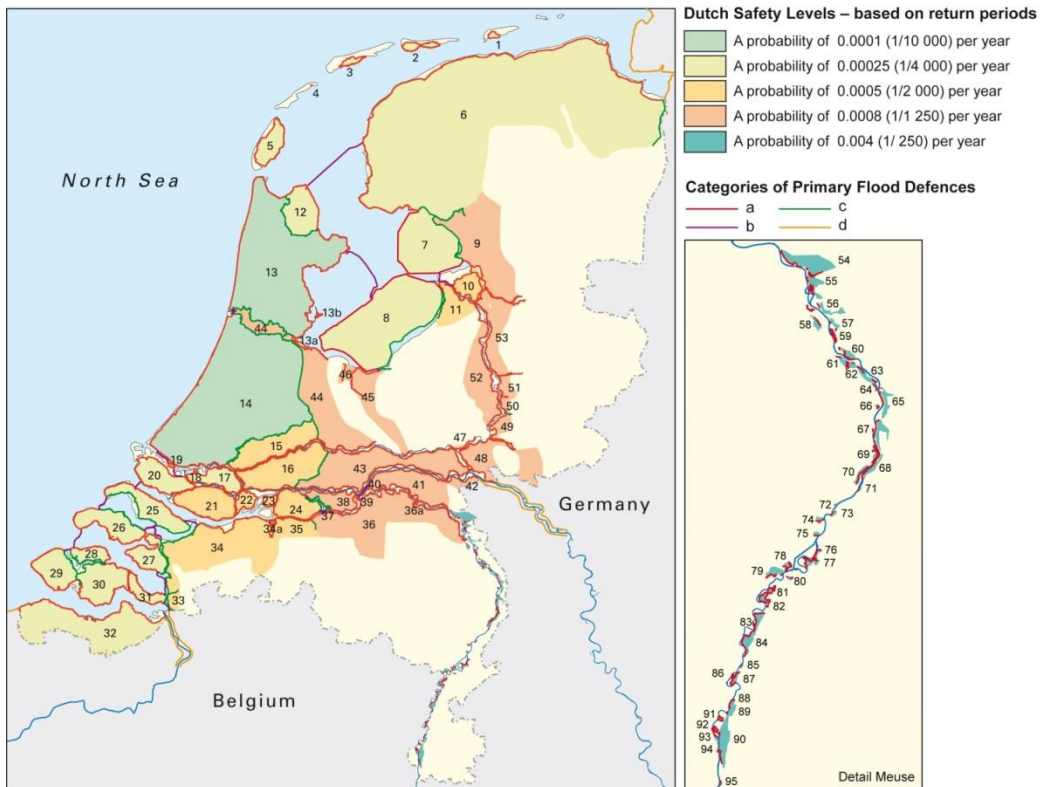


Fig. 1: Current new safety standards in the Netherlands, based on exceedance frequencies of the normative load events



Fig. 2: New proposed safety standards in the Netherlands, based on acceptable probabilities of flooding (source: DELTAPROGRAMMA, 2014)

The newly developed proposal for safety standards to be introduced in 2017 (DELTAPROGRAMMA, 2014) uses a new definition for the safety standards as well as newly derived protection levels (see Fig. 2). The new definition is an acceptable annual probability of flooding. The main difference between the current and the new norm is that, while the current safety levels purely referred to the design hydraulic load conditions, the new version explicitly includes the resistance of the flood defenses with all associated uncertainties. The revised protection levels are based on a set of risk acceptance criteria as outlined in the next section.

2.2 Risk-informed levels

As explained in more detail in SCHWECKENDIEK (2012), the following three risk acceptance criteria were applied to support a risk-informed decision by the Dutch government.

Individual Risk

Individual risk criteria are reference levels for evaluating individual exposures. These are often defined as a maximum allowable probability of death. The stringency of individual risk criteria is often related to considerations regarding the voluntariness of exposure, and the degree to which an exposed person benefits from the hazardous activity (e.g. SCHWECKENDIEK ET AL., 1988), for Western countries typically ranging from a probability of 10^{-2} per year for voluntary activities with relatively high direct benefit like mountaineering to 10^{-6} for involuntary activities without direct benefit, the latter being frequently used in industrial safety. The criterion used by the Dutch government for flood risk is 10^{-5} per year.

Societal Risk

When individual exposures are low, there is still a chance that disaster strikes affecting a vast population. One common type of societal risk criterion is the FN-criterion (e.g. JONKMAN ET AL., 2003). An FN-curve shows the exceedance probabilities (F) of different numbers of fatalities (N), plotted on double logarithmic scale. The FN-curve should not cross the criterion line, see Fig. 3.

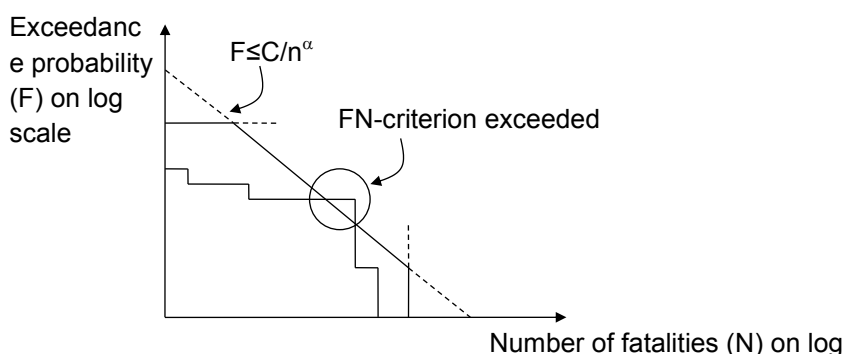


Fig. 3: Schematic overview of different types of FN-criteria.

Economic Risk

Economically optimal protection levels can be obtained from cost-benefit analyses. The economically optimal reliability of an engineered system can be found by equating

marginal costs with marginal benefits, or by minimizing the sum of the present value of the cost of strengthening flood defenses and the present value of the economic risk (i.e. expected value of damage), see e.g. VAN DANTZIG (1956) for an application to a major levee system (a present value is today's value of future cash-flows). This optimization procedure is shown schematically in Fig. 4.

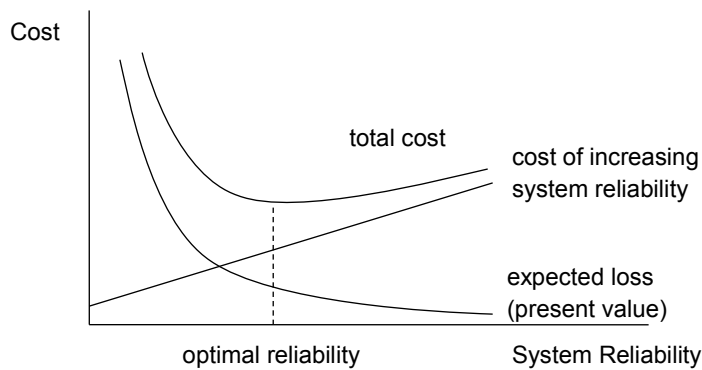


Fig. 4: *The optimization of a system's reliability: total cost equals the cost of increasing the system reliability plus the present value of expected loss (PV = present value)*

Combination of criteria

In the Dutch context, the main criterion used for the derivation of new safety standards was the individual risk criterion, motivated by the desire to provide a basic level of protection to each citizen. Where economically sensible, more stringent criteria were chosen at the economic optimum. A contemplation of the overall societal risk at national level led to increasing the safety standards of some levee reaches with respect to the individual risk and the economic criteria, where the contribution to the societal risk was very large. This information was used, besides other political elements, to propose new safety standards in terms of maximum acceptable annual probability of dike failure (i.e. flooding), per reach (typically in the order of tens of kilometers long).

3 Updated Safety Assessment

The change in safety assessment criterion towards an acceptable probability of flooding has also created the need for new safety assessment methods, rules and tools. The national project, Research and Development of flood defence Assessment tools WT12017, which started in 2012, is developing such methods and tools for the first round of the new type of safety assessments starting in 2017. Below we provide an overview of the main features.

3.1 Assessment Framework and Levels

While the assessment method and tools are prescribed by the national government, while the assessments themselves will be carried out by the water boards, assisted by

consulting firms. Results are checked by the national inspection body. The safety assessment process is shown in figure 5.

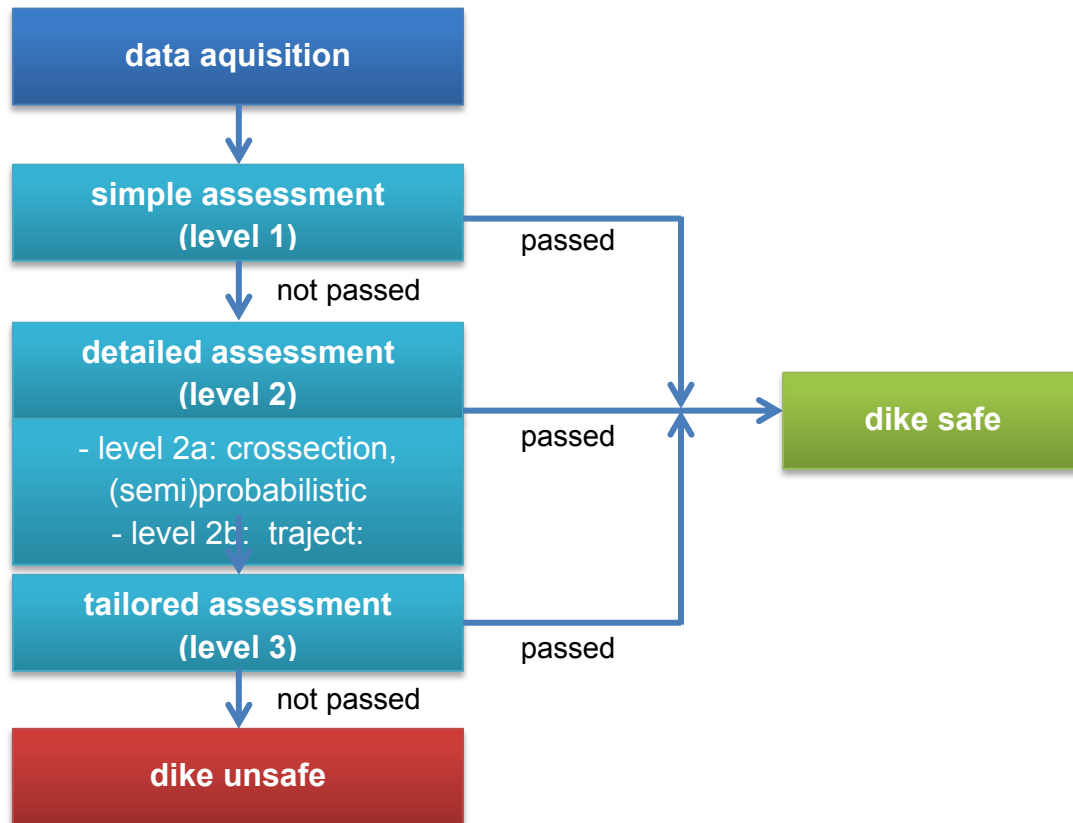


Fig. 5: Safety assessment process and levels

The safety assessment is based on evaluating the following failure mechanisms (if applicable):

- overtopping / overflow (and subsequent erosion of the inner slope)
- runup and erosion of the outer slope
- macro instability of the inner and outer slope
- internal erosion / piping (under-seepage)
- revetment failure (depending on the type of revetment, e.g. block revetments or asphalt)
- micro instability (through seepage or uplifting of an impermeable cover layer on the inner slope)
- liquefaction and flow slides (usually of the foreshore)
- dune erosion
- failure of structures

After identifying the relevant failure mechanisms for the dike under investigation, the so-called “simplified assessment” is carried out. The main characteristic of this level 1-assessment is that, besides the normative loading (i.e. water level and wave characteristics, if applicable), only easy to obtain data are required, such as the geometry

of the levee. For example, for a very shallow inner slope a sliding failure could be ruled out.

If a failure mechanism cannot be ruled out in level 1, it moves to the so-called “detailed assessment”. A dike section has to be schematized to carry out this assessment. At this level standard assessment models are used per failure mechanism. Typical examples are the (revised) Sellmeijer model for the piping (internal erosion) mechanism or limit-equilibrium models such as Bishop, Uplift-Van or Spencer the stability of the inner slope. The implication of the increased level of detail is an increased demand for data, especially on ground conditions and geotechnical properties.

The most noteworthy novelty on level 2 compared to the current situation is that the assessment can be semi-probabilistic on a cross section level with characteristic values and partial safety factors (LFRD-approach, “load and resistance factor design”) or fully probabilistic, as further explained in section 3.2. The fully probabilistic assessment can be made for one mechanism on a cross section level (level 2a) or for the combination of several mechanisms and sections in one reach (level 2b).

If failure mechanisms are not yet found to fulfill the safety requirements after the detailed assessment, tailored assessments (level 3) can be considered. The main characteristic of this level is that one is free to use non-standardized (with respect to level 2) state-of-the-art modeling and/or monitoring techniques suitable for the dike in question. The main consideration to move or not to level 3 is if one expects the extra efforts and investments in data acquisition and modeling to pay off in terms of a sufficiently distinct or more accurate assessment compared to level 2.

Finally, if none of the assessments on the various levels allows the conclusion that the dike is safe with respect to all failure mechanisms, the assessment outcome is negative and the dike (section) in question is taken up in the Dutch national dike reinforcement program (HWBP, in Dutch: Hoogwaterbeschermingsprogramma). The HWBP has a budget of roughly 400 M€ per year with the objective of bringing all non-compliant flood defenses up to standard until roughly the year 2050. Prioritization with the HWBP works with risk characteristics, meaning that the most risky flood defenses in terms of probability of failure and consequences go first.

3.2 Probabilistic vs. Semi-probabilistic

The basic safety requirement for all assessment levels is the new safety standard as described in section 2 – an acceptable probability of failure (i.e. flooding) for a dike segment, which is typically in the order of tens of kilometers long. In order to derive the acceptable probability of failure for a specific failure mechanism for a specific dike (sub-) section, two aspects are taken into account (see also illustration in Fig. 5):

1. The existence of several (weakly dependent) failure modes requires the target probability of failure for a single mechanism to be lower than the overall target.

- In order to account for the so-called length effect, the target probability of failure for a dike section (typically in the order of kilometers of length) needs to be more stringent (i.e. lower) than the target probability of failure for the entire reach.

For details on the quantitative derivation refer to Schweckendiek et al. (2012). Having determined a target (acceptable) probability of failure for a specific failure mode and dike section, the probabilistic assessment per section are straightforward using standard reliability analysis techniques.

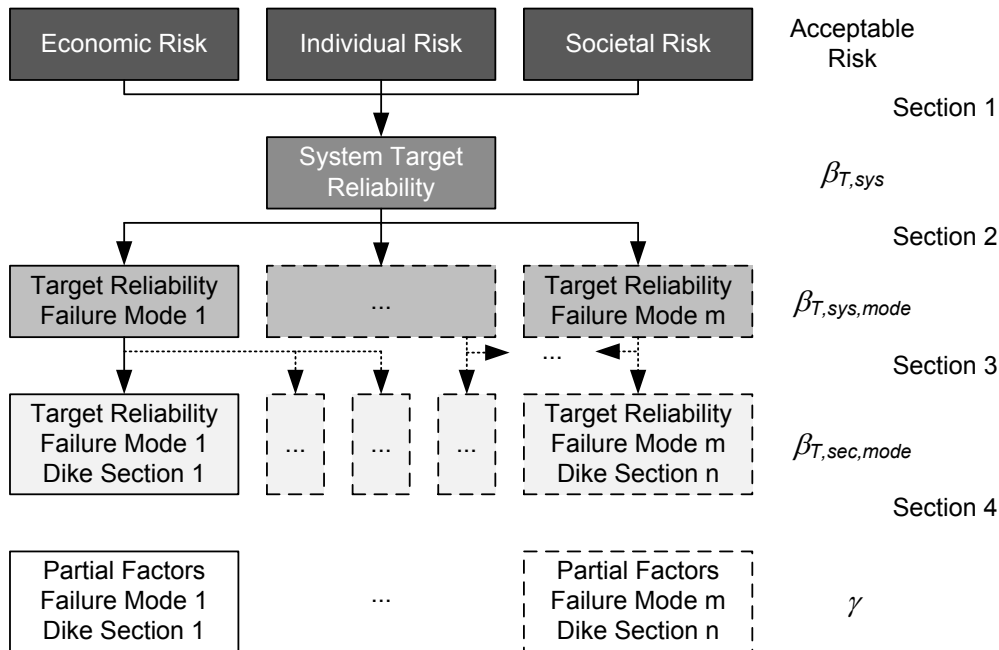


Fig. 6: Overall coherence of the risk acceptance levels and probabilistic as well as semi-probabilistic safety targets

The assessments on levels 1 and 2a for piping and macro stability are in principle semi-probabilistic, meaning that they work with characteristic and design values. One of the objectives in the WTI-2017 project is to ensure consistency between the semi-probabilistic and the fully probabilistic approach by calibrating partial safety factors to the targeted acceptable probabilities of failure. Details on the calibration of safety factors are provided in the companion paper Huber et al. (2015). It is important to realize that simplifications in semi-probabilistic approaches come at the cost of (additional) conservatism. That is also the main reason for WTI-2017 to aim for facilitating the methods and tools for fully probabilistic analyses for the most important failure mechanisms in terms of contribution to the probability of failure from 2019 (in assessment 2b).

4 Conclusion

Recent insights have motivated the Dutch government to prepare an update of the safety standards for flood defenses in the Netherlands. The basic ideas are (a) to provide a minimum level of safety for each citizen in terms of individual risk and (b) to provide

economically efficient protection levels by balancing the investments in upgrading the system and the risk reduction achieved.

For the implementation, the WTI-2017 project is currently working on the developments of safety assessment rules and tools in order to obtain uniform assessments on a national level. The assessment framework provides different levels of complexity and data requirements to be able to adapt the assessment to the needs of the specific structure or location in question.

5 References

- DELTAPROGRAMMA (2014). Synthesedocument achtergrondrapport B1 bij Deltaprogramma 2015 - Synthesedocument deelprogramma Veiligheid. Dutch Ministry of Infrastructure and the Environment.
- HUBER, M., TEIXEIRA, A., SCHWECKENDIEK, T. (2015). Effects of system behaviour in the calibration of partial safety factors. Proceedings of the 5. Symposium zur Sicherung von Dämmen, Deichen und Stauanlagen, Siegen, Germany, 19-20 February, 2015.
- JONGEJAN, R. B., STEFESS, H., ROODE, N., TER HORST, W., & MAASKANT, B. (2013). The VNK2-project: a fully probabilistic risk analysis for all major levee systems in the Netherlands. IAHS Publication, 357: Flood.
- JONKMAN, S.N., VAN GELDER, P.H.J.M. & VRIJLING, J.K. 2003. An overview of quantitative risk measures for loss of life and economic damage. *Journal of Hazardous Materials*, vol. 99(1), 1-30.
- MOST, H. VAN DER, I. TÁNCZOS, K.M. DE BRUIJN, D. WAGENAAR, (2014). New, Risk-based standards for flood protection in the Netherlands, Proceedings of ICFM6.
- SCHWECKENDIEK, T., VROUWENVELDER, A.C.W.M., CALLE, E.O.F., KANNING, W., & JONGEJAN, R.B. (2012). Target Reliabilities and Partial Factors for Flood Defenses in the Netherlands. In P. Arnold, G. A. Fenton, M. A. Hicks, & T. Schweckendiek (Eds.), *Modern Geotechnical Codes of Practice - Code Development and Calibration* (pp. 311–328). Taylor and Francis. doi:10.3233/978-1-61499-163-2-31.
- VRIJLING J.K., VAN HENGEL W. & HOUBEN, R.J. 1998. Acceptable risk as a basis for design, *Reliability Engineering and System Safety*, vol. 59, 141-150.

Stability Analysis Based on the Hydrological Process Simulation by the Program PCSiWaPro[®] in a Chinese Earth Dam

M.S. Jinxing Guo

Prof. Dr.-Ing. Peter-Wolfgang Graeber

Department of Hydro-sciences, Technische Universitaet Dresden,
Pratzschwitzer Street 15, 01796 Pirna, Germany

1 Introduction

An earth dam is one kind of hydraulic construction, which is built with highly compacted earth and can be used for the purpose of containing water in a reservoir to secure the water supply, and in flood control (Bassell and M. Am. Soc. C.E., 1904). An earth dam can be a safety issue, as it can experience catastrophic destruction due to the slope failure caused by various factors, such as seepage flow, atmospheric conditions (especially precipitation), vegetation, and so on (shown in Fig.1).

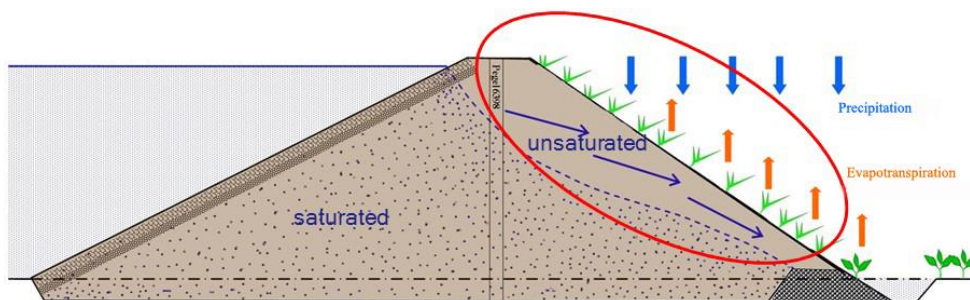


Fig. 1: Water balance in the saturated and unsaturated region (Hasan et al., 2012)

The precipitation has direct influence on the water content change with the infiltration water into the unsaturated slope and then changes seepage line movement regime (especially in an extreme rainfall event). The significant influence of vegetation on slope stability can essentially be attributed to two major aspects: water movement via the soil–plant–atmosphere continuum (SPAC) (Coppin, et al., 1990) and soil reinforcement by the root system (Gray, 1995). Vegetation is a major component of SPAC, responsible for the suction force of water against gravity. By absorbing parts of the soil water, plants thus play a significant role in the drying of slopes (Huang and Nobel, 1994). This absorbed soil water will subsequently be removed through the transpiration process into the atmosphere. Ultimately, this water cycle system would result in less saturated and more stable slopes. Concurrently, vegetation also contributes to mass stability by increasing the soil shear strength through root reinforcement (Gray, 1995). The frequency of slope failures tends to increase when vegetation is cut down and their roots decay (Abe, 1997).

The aim of this study is to investigate the influence of the saturation degree on the slope stability of an earth dam under the consideration of precipitation and vegetation with the program PCSiWaPro[®].

2 Simulation program PCSiWaPro®

2.1 Theoretical background

Physical model tests by Aigner (2004) (shown in Fig.2) have shown that it is the partially saturated condition on the air side of the earth dam that causes mechanical instabilities.



Fig. 2: A physical model dam with slides on the air side (Aigner, 2004)

The water saturation in the partially saturated slope and the hydrological process could be simulated under transient boundary conditions by the simulation program PCSiWaPro® (developed at the TU Dresden, Institute of Waste Management and Contaminated Site Treatment) (Graeber et al. 2006). PCSiWaPro® is based on solving the Richards equation (equation 1) in two spatial plus time dimensions using the finite element combined with the GALERKIN-method and transient boundary conditions (I. Hasan et al., 2012).

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x_i} \left[K \left(K_{ij}^A \frac{\partial h}{\partial x_j} + K_{iz}^A \right) \right] - S \quad (1)$$

Where θ is the volumetric water content; h is pressure head; x_i is spatial coordinates ($x_1 = x$ and $x_2 = z$ for vertically-plane simulation); t is time; and K_{ij}^A are components of the dimensionless tensor of anisotropy K . S means a source/sink term, which can represent the volume of water that is removed from the soil by plant roots. The effects described by this strongly nonlinear partial differential equation are due to hysteresis, especially the relationship between water content and pressure head (Hasan et al., 2012). This relationship has been described by the VAN-GENUCHTEN-LUCKNER as equation (2).

$$\theta = \theta_{r,w} + \frac{\phi - \theta_{r,w} - \theta_{r,l}}{\left[1 + (\alpha \cdot h_c)^n \right]^{\frac{1}{n}}} \quad (2)$$

Where ϕ is the porosity of the soil; $\theta_{r,w}$ is residual water content; $\theta_{r,l}$ is residual air content; h_c characterizes the pressure head difference between the wetting (water) and non-wetting phase (air); α (scale factor) and n (slope) are empirical VAN-GENUCHTEN parameters (Kemmesies, 1995).

2.2 Advantage of the Program PCSiWaPro®

Although there have been several available programs for the hydrological process simulation, for example, Hydrus, Feflow, compared with which the program PCSiWaPro® does have some advantages in the field of the 2D simulation. For example, an attractive advantage of PCSiWaPro® is coupling of a weather generator whose data basis is climatic data, such as precipitation, daily average temperature and sunshine duration from the public weather data of the German Weather Service (DWD) (Fig.3); this generator allows a generation of transient infiltration fronts with a temporal resolution up until 30 minutes with respect to those atmospheric conditions and removal of water by plant roots. With this advantage, a much better resolution of the hydrological process simulation could be achieved in the earth dam slope either during the dry season or during the rainfall event. For example, variation of water content in the slope could be simulated and predicted hourly during the wet season for the risk management of the possible landslide. However, when transferring this program to other countries (e.g. Poland, China, Japan), the DWD data in this weather generator is no more suitable; instead, the local weather service need to be input inside PCSiWaPro® and coupled in order to get high resolution for the local hydrological simulation work (Guo et al., 2015).

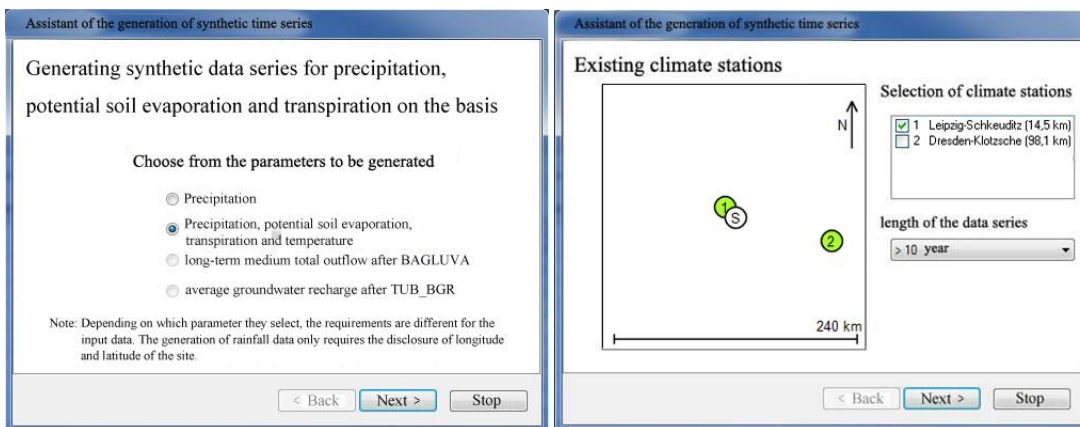


Fig. 3: Application of the weather generator for an example in Germany

In addition, PCSiWaPro® can provide us a strong calibration system between the observation values and calculated results; with the pre-input of the observation data for any point in the study field, this program carries out detailed calculation for different kinds of values (e.g. pressure head, water content, water saturation, concentration) and then finally it could output a microsoft access data sheet, in which all the calculated values could be found for those defined observation points corresponding to each simulation time step. Fig.4 shows a typical example for the input data system in the program for an earth dam; in the observation value list, the measured values (e.g. input of pressure head values with the unit of meter) should be input here according to each time step; the code data indicates the properties of the simulation values in PCSiWaPro® (e.g. 2 = pressure head; 3 = water content; 8 = concentration); the x and z values represent the horizontal and vertical coordinates of the observation points in the simulation grid structure (Guo et al., 2015).

Time	z	Kode	x-value	z-value	Observation value
100	2	2	120	10	20
101	2	2	120	10	20,2
102	2	2	120	10	20,4
103	2	2	120	10	20,6
104	2	2	120	10	20,8
105	2	2	120	10	21
106	2	2	120	10	21,2
107	2	2	120	10	21,4
108	2	2	120	10	21,6
109	2	2	120	10	21,8
110	2	2	120	10	22
111	2	2	120	10	22,2
112	2	2	120	10	22,4
113	2	2	120	10	22,6
114	2	2	120	10	22,8
115	2	2	120	10	23
116	2	2	120	10	23,2
117	2	2	120	10	23,4
118	2	2	120	10	23,6
119	2	2	120	10	23,8
120	2	2	120	10	24
121	2	2	120	10	24,2
122	2	2	120	10	24,4

Rows from clipboard Rows from project database

✓ ← ✗ Add Delete Delete all

Fig. 4: An example of the input system interface of the measured pressure head data for an observation point (120, 10)

With PCSiWaPro[®], a 2D model of a Chinese earth dam for a case study could be built, incorporating information of geometry, soil properties, climate parameters and geohydraulic and time-dependent boundary conditions. To determine the effects of the above mentioned factors on the through-flow, water saturation and the geomechanical instabilities in the partially saturated region of the earth dam, the seepage line as the border between the fully saturated and partially saturated zone in the dam body (Fig. 1) was applied and the groundwater levels in the observation points of the earth dam have been measured for validating the simulation results.

3 Simulation results

A real earth dam has been investigated in China for the practical application of the program PCSiWaPro[®] and then for the slope stability analysis. This dam is 600 m wide and 86 m high. Additional site data, i.e. precipitation, water level change in the reservoir, pore water pressure in the observation points, have been obtained from the local agencies. This earth dam mainly contains three parts, two cores with slight sandy clay (the bigger one is in the middle and the smaller is close to the left bottom) and silt sand in the rest dam slope body.

Fig.5 shows the precipitation data and water level change in the reservoir for 9 months of the year 2012. As can be seen in this graph, the rainfall event mainly occurred between the middle April and June, and in August. In addition, the water level in the reservoir has exhibited a sharp decrease by 3 meters from the middle March to the middle April, which was mainly due to the manmade pre-operation of out flow discharge from the reservoir in order to prevent the possible overload water storage in the coming rainfall season and to prevent the dam collapse. This pre-operation could be also obviously found in the later

February and the middle June. However from the early September a slow decrease of water level has been detected in the reservoir, which could be explained by the evaporation loss of water and very few rainfall events during this period.

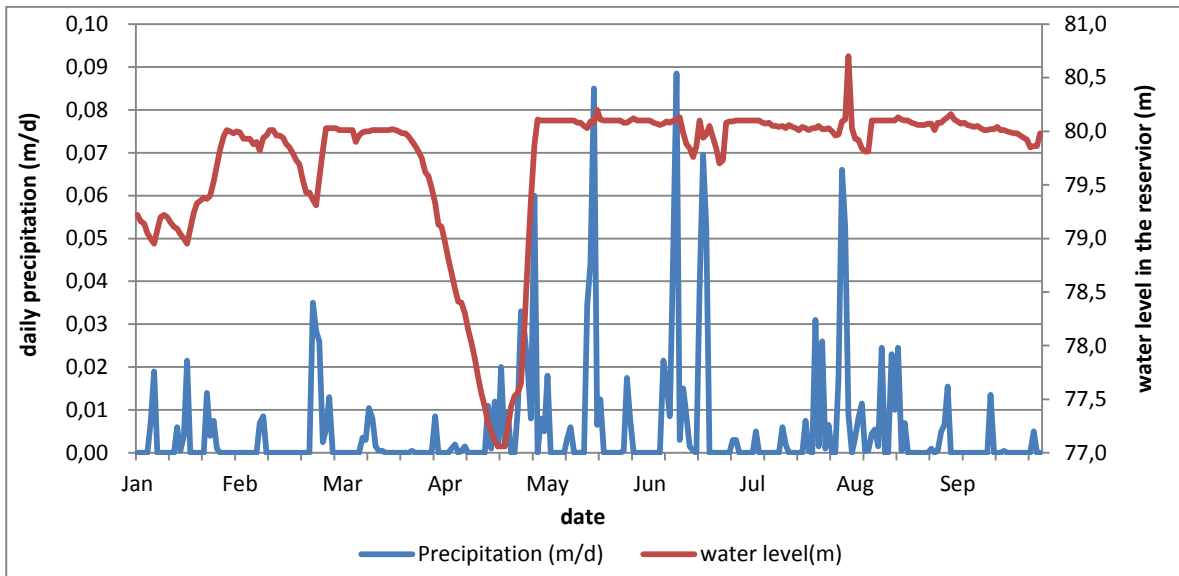


Fig. 5 Precipitation and water level changes during the simulation period of 9 months in the reservoir

In the program PCSiWaPro[®], an earth dam model has been setup with a simulation time of 9 months. On some part of the right slope of this model, atmospheric boundary condition has been defined and the rest of the right slope was given a boundary condition of seepage face; the whole left slope was input by the boundary condition of no flux, which means no water could pass through the impermeable slope; lastly the left foot of the dam has been determined by a boundary condition of time depended potential head due to the change of water level in the reservoir (illustrated in Fig.6).

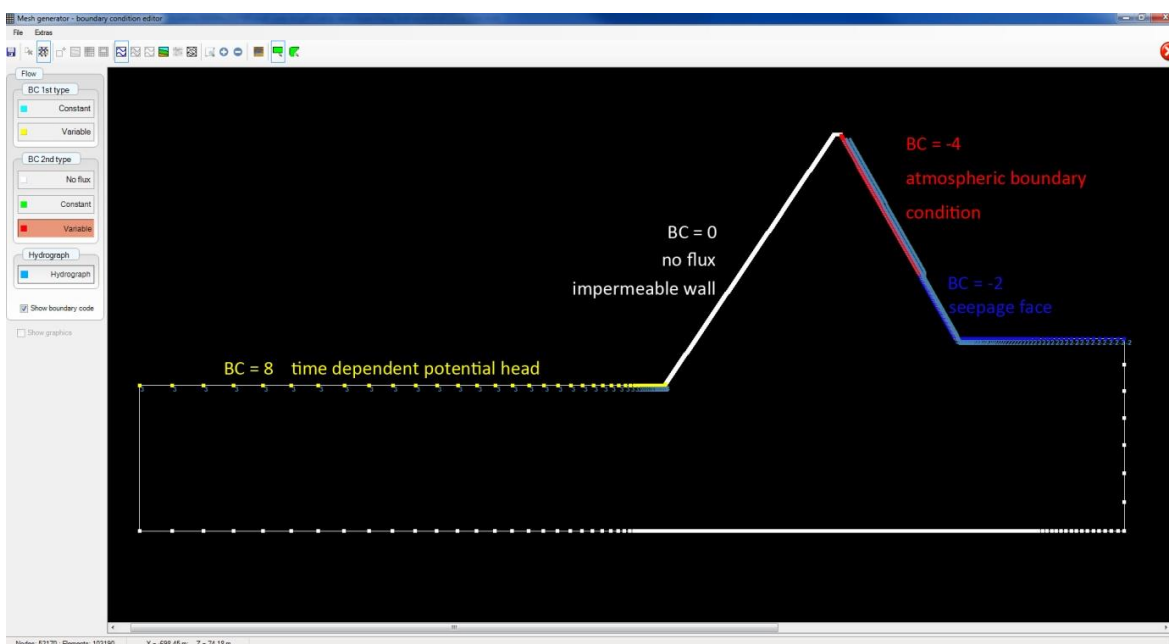


Fig. 6 Setup of boundary conditions for this Chinese earth dam

With the daily input data of precipitation and water level change, the daily variation of pressure head, water content and saturation distribution could be easily achieved in this Chinese earth dam. Fig.7 shows the simulation result of pressure head in the earth slope influenced by both the groundwater level variation and atmospheric condition on 29th June. The rigid decrease of seepage line in the clay cores could be explained by the fact that the clay material has the smaller permeability than the silt sand in the slope.

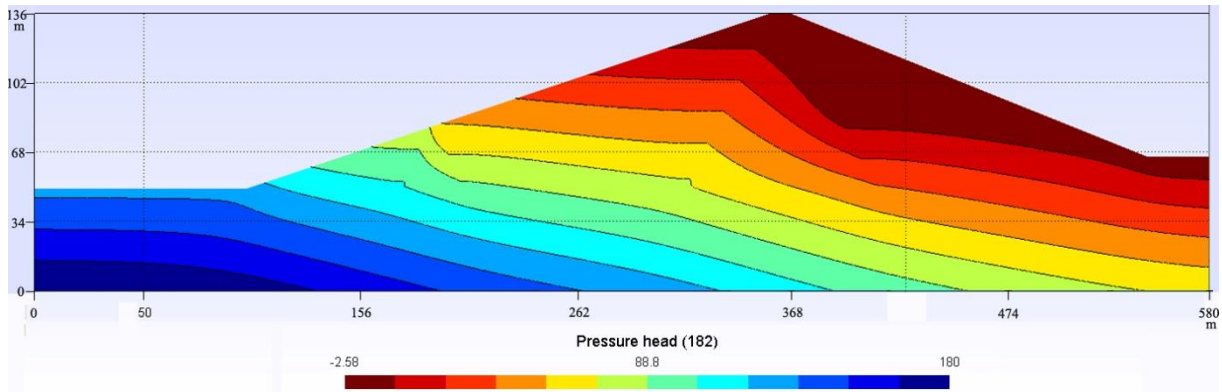


Fig. 7 Pressure head simulation from PCSiWaPro[®] on 29.06.2012

Fig.8 provides us an image of water content distribution in the dam body on the same day, especially in the unsaturated slope and clay core. In the saturated areas, the two clay cores showed higher saturated water content with a color of dark blue than the other part of the dam, which was due to the different soil porosities; the higher the porosity is, the larger the saturated soil water content will be. The zoom-in image in Fig.8 describes the detailed distribution of water content from 9% to 40% near the seepage line in those unsaturated zones; at the left side circled by a black line there is an interesting part in the capillary fringe which exhibits a smaller degeneration rate of soil water in the core than that in the slope with water level changing in the reservoir. This could offer us a clear evidence for sensitivity analysis of the model parameters (hydraulic conductivity, pore space diameter); i.e. with the smaller hydraulic conductivity and smaller pore space diameter, the clay soil has larger capillary force to hold the pore water, and then larger hysteresis effect on the water content change. In addition, at the right side of the zoom-in image, some top part of the middle clay core slope has been 'eroded' and saturated by the rainfall water infiltration showing with a dark blue color.

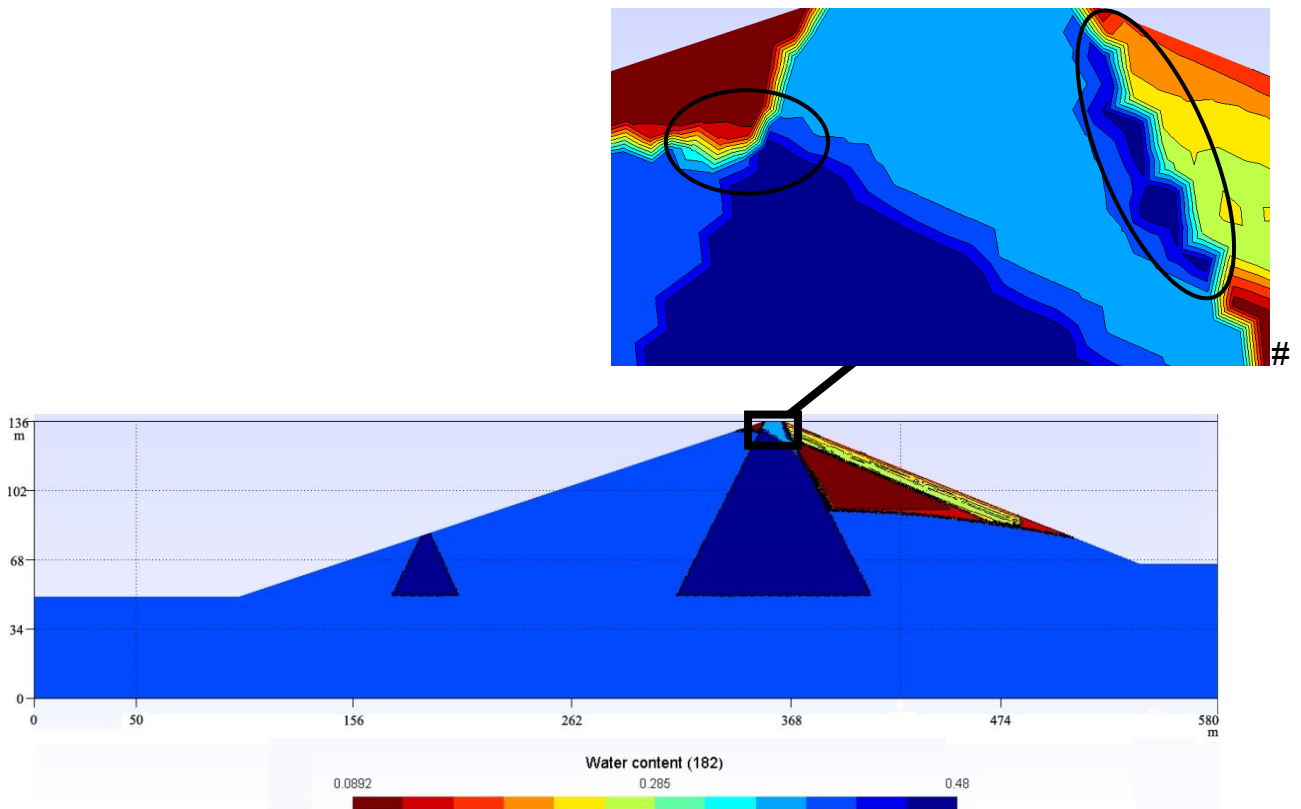


Fig. 8 Water content simulation from PCSiWaPro® on 29.06.2012 #

In Fig.9, water saturation distribution has been also simulated by PCSiWaPro® at the same time. The highest water saturation with the light blue color in the unsaturated slope was mainly due to the heavy rainfall event one week before 29th June; then during the next period of ten days, the upper layer of the slope suffered from the dry weather and became drier, which was proved by the degradation of the soil water saturation from the deeper slope to the sub-surface layer shown in the zoom-in image of Fig.9. Moreover, in the zoom-in image the width of the aqueous strip at the bottom of the unsaturated slope is a little bit larger than that on the top, which could be explained by the truth that the infiltrated rainfall water flowed not only vertically to the slope but also flowed downward accumulating at the bottom (the circled zone by a black line); in this reason, the rainfall water finally played a small role in the complementary of the groundwater recharge.

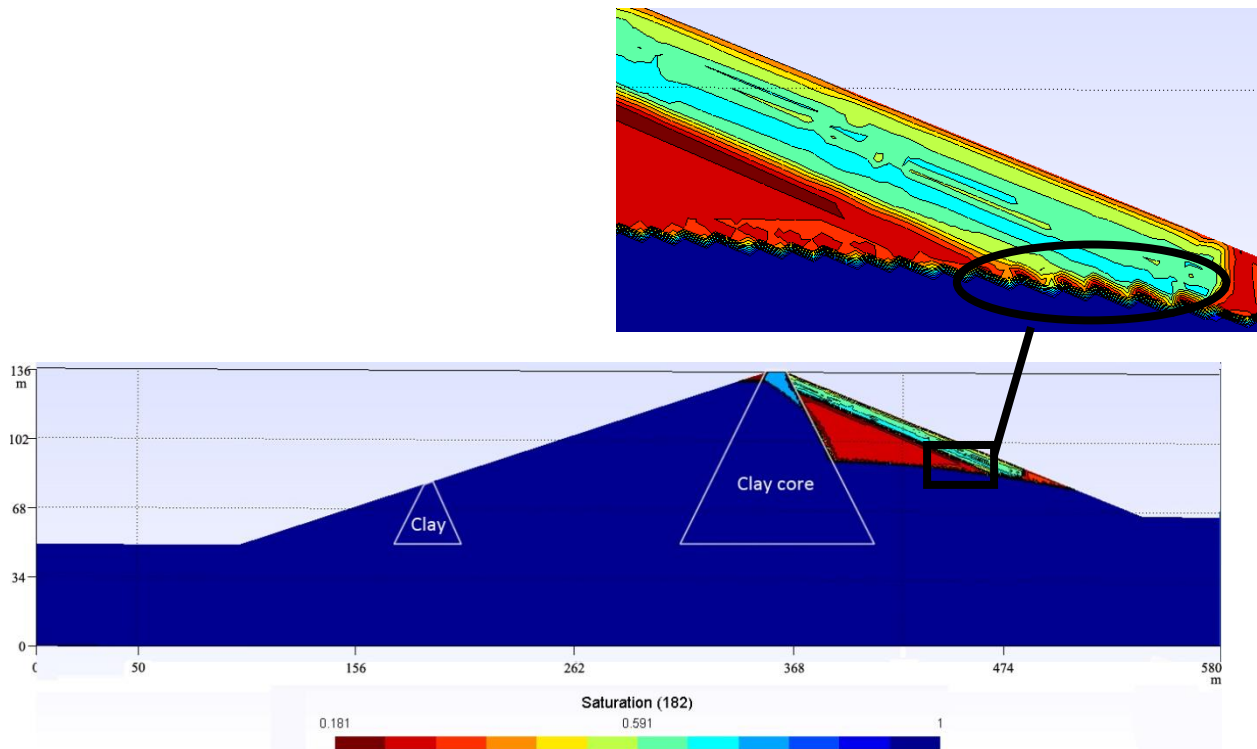


Fig.9 Water saturation simulation from PCSiWaPro® on 29.06.2012 #

With the calibration system in PCSiWaPro®, a comparison could be carried out between the measured and simulated water level in an observation point whose position is shown in Fig.10. The groundwater levels have been measured every two weeks for nine months by the piezometer set up in the clay core.

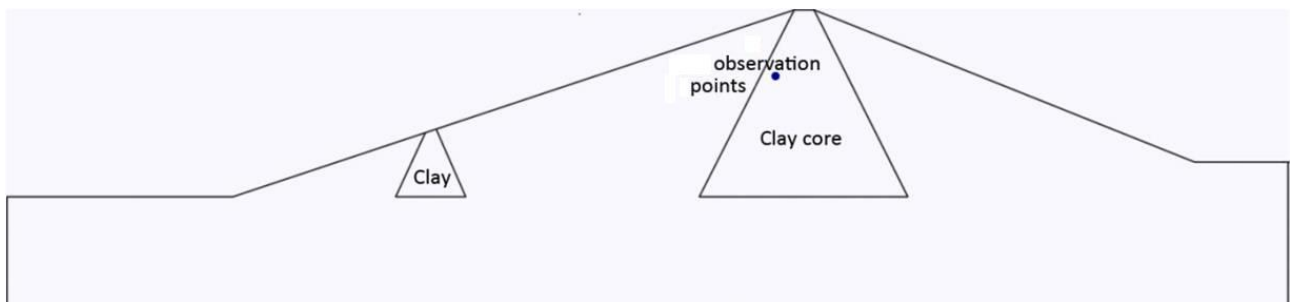


Fig. 10 Position of an observation point in the Chinese earth dam

The accordance between the measured and the computed results was good for the observation point in the clay core illustrated in Fig.11. However, only a little bit deviation being found could be explained by the fact that our simulation was mainly based on the soil data base DIN 4220 and not on the exact soil parameters investigation in China. Last but not least, due to the man-made operation of water level decrease in the reservoir from the middle March to the middle April, the figure also shows an uniform decrease of water level during the same period.

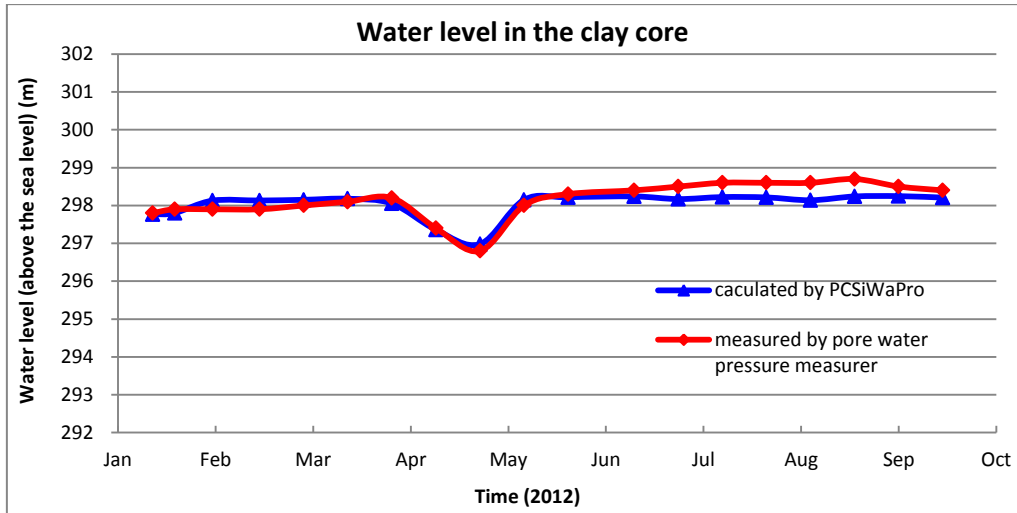


Fig. 11 Comparison between the computed and measured water levels in an observation point in the clay core

4 Stability analysis results

Slope stability problems of dams are among the most commonly encountered problems in geotechnical and hydraulic engineering. Numerous scientists conducted a large amount of research in this field and several numerical methods were developed for the slope stability analysis. The typical methods are the infinite slope equation and the limit equilibrium analysis method, e.g. BISHOP'S Model, Ordinary Method of Slices, JANBU'S Simplified Method, and MORGENTERN-PRICE Method.

The limit equilibrium models like the famous BISHOP'S Model are suitable for the forecasting of the circle slip landslide in the deeper layer of the earth dam slope (Scott Gover and Reginald Hammah, 2013). However the influence of the water content in the unsaturated slope has been always neglected during the application of those limit equilibrium methods, which could cause the overestimation of the slope stability. In this case, depending on the simulation results from the program PCSiWaPro[®], the BISHOP'S Model being taken as an example would be applied occupying a close relationship with the variation of water saturation in the unsaturated slope body. Equations 3 - 5 below exhibit the BISHOP'S Model (John Krahn, 2004) with the additional consideration of the soil-water weight and the pore pressure force in the unsaturated slope;

$$F_s = \frac{1}{\sum_1^n w_i \sin \alpha_i} \sum_1^n \frac{c_i * b_i + (w_i - u_i * b_i) \tan \Phi_i}{m} \quad (3)$$

$$m = \left(1 + \frac{\tan \Phi_i * \tan \alpha_i}{F_s} \right) \cos \alpha_i \quad (4)$$

$$u_i = -(U_a - U_w) \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \quad (5)$$

F _s	factor of safety
C _i	cohesion of the i th slice, depending on the saturation
Φ _i	internal friction angle of the i th slice, depending on the saturation
α _i	the angle between the shear force on the i th slice and horizontal face
w _i	total soil-water weight of the i th slice
b _i	width of the i th slice
u _i	pore pressure in the i th slice, depending on the saturation

The research on influence of water content on the soil property parameters (e.g. cohesion c) has been carried out by lots of geo-scientists; and a common conclusion has been reached that there is a negative relationship between water content and soil property parameters (e.g. cohesion), for example the research from Kim et al. (2011). In order to better understand how the water content affects the unsaturated slope body, one ideal model has been proposed to express the relationship between water content and soil cohesion as being shown in Equations 6 below:

$$c' = \sqrt[3]{\frac{\theta_s - \theta}{\theta_s - \theta_r}} (C_0 - C_s) + C_s \quad (6)$$

θ	water content in the soil
θ _s	saturated water content
θ _r	residual water content
C	real soil cohesion
C ₀	initial soil cohesion with the residual soil water content of θ _r
C _s	soil cohesion with fully saturated water content of θ _s

The water content in the earth dam slope on a dry-weather day (29.06.2012) has been simulated by PCSiWaPro[®] and expressed in Fig.8, which was a previous work for the later stability analysis by the software Geo-slope. At the beginning of the stability analysis, a widely-applied geo-technical software, the Geo-slope, was introduced to determine the position of the critical slip surface (the surface with the highest possibility of landslide or with the minimum factor of safety F_s); after the input of different soil properties' data (Table 1) and the seepage line position simulated by PCSiWaPro[®], 60*60 grid net and 50 tangent lines have been setup to determine the various slip surfaces; then totally 262701 slip surfaces were calculated for the F_s values and the result expressed in Fig.12 is the image for the critical slip surface informing us that this air side slope was in great stability with the minimum F_s value of 2.531 from the BISHOP'S Model depending on the reference safety value for the earth slope shown in the Table 2.

Table 1: Soil properties in the earth dam

Soil types	c ₀ (kPa)	Φ	ρ (g/cm ³)	θ _r	θ _s
Silt sand	51.1	35°	1.415	0.01	0.38
Clay	102	28°	1.2	0.01	0.52

c₀: maximum soil cohesion; Φ: internal friction angle; ρ: soil density;

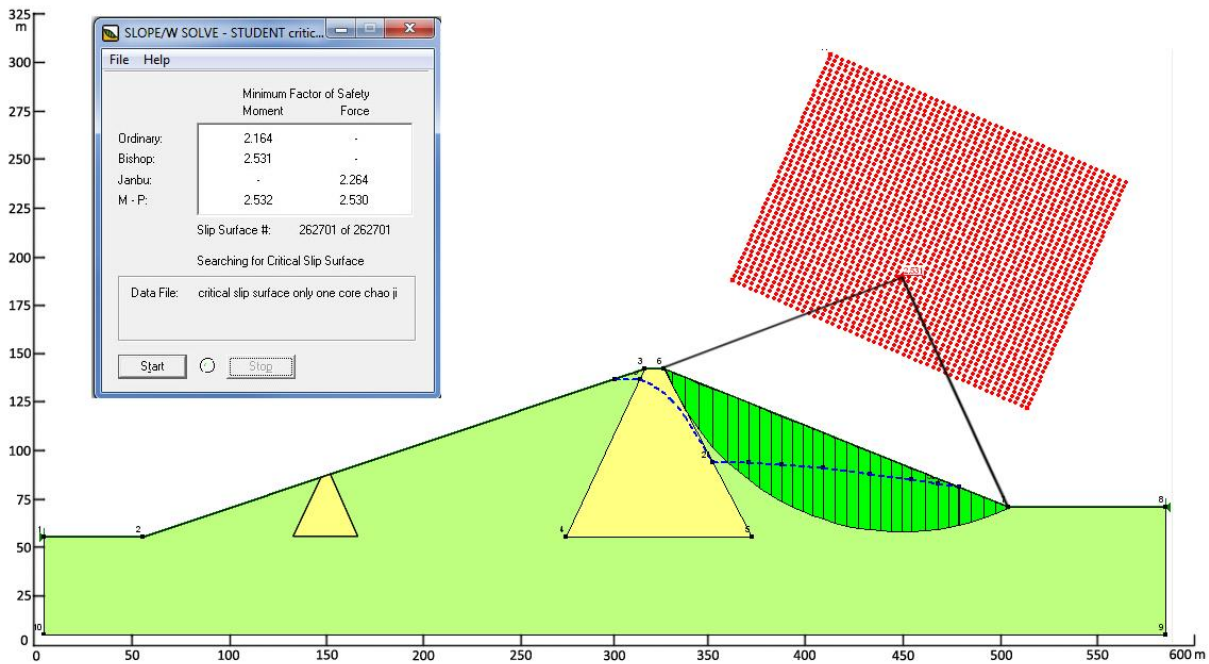


Fig.12 Critical slip surface analysis by the Geo-slope depending on the simulation result of the seepage line position from the program PCSiWaPro®#

Table 2 Typical values of customary safety factors (Fs) as presented by Bowels J. E (1988)

Failure Mode	Foundation Type	Fs
Shear	Earthwork for Dams, Fills, etc.	1.2 - 1.6

However, the Fs value of 2.531 has been proved to be overestimated; in order to overcome this disadvantage and achieve more accurate calculation of Fs value, the improved BISHOP'S model analysis with full consideration of soil water weight and the influence from the unsaturated water content on soil parameters (e.g. cohesion) would be applied for force analysis in each slice above the critical slip surface with the combining application of PCSiWaPro® (Fig.13). In the BISHOP'S Model, the slope above the critical slip surface has been divided into slices for the force analysis; the determination of the slice increment number for stability analysis depends on the precision required. In this study case 30 slices in the slope (shown in Fig.14) have been selected for the improved stability analysis above the slip surface.

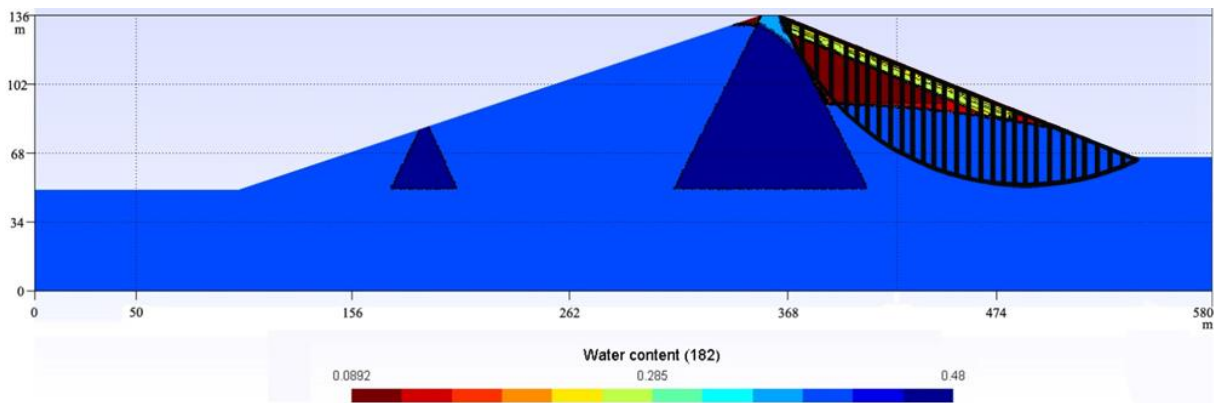


Fig.13 Critical slip surface with the water content simulation result for 29.06.2012

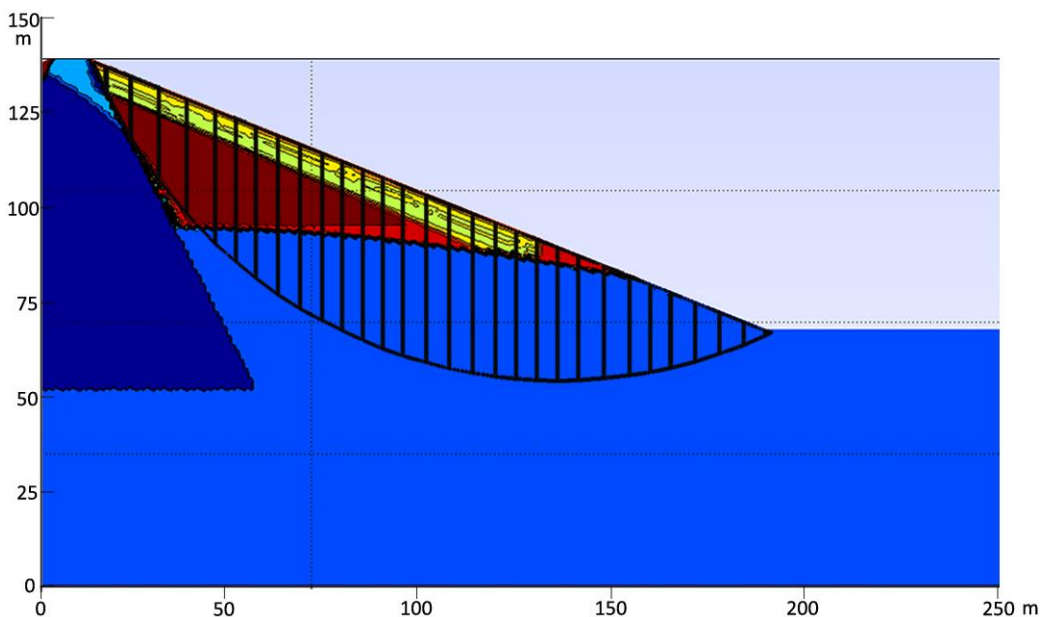


Fig.14 Analysis of slices above the critical slip surface with the consideration of soil water in the slope

Table 3: improved values of cohesion with different water content

Soil type	Cohesion (c, kPa)		
	$\theta=0.09$	$\theta=0.17$	$\theta=0.38$
Silt sand	48.1	44.6	13.1

As having been shown in the Fig.13 and 14, the total weight of soil water (soil water reserved in the upper layer from precipitation) in the unsaturated slope was found to be 4062 KN/m; then combing with the improved soil cohesion values at the different water content expressed in Table 3, a smaller F_s value of **1.626** has been obtained from the improved BISHOP'S Model and the further force analysis for the all 30 slices, which can prove the truth that the infiltrated rainfall water in the unsaturated slope performs a significant negative effect on the safety of the earth dam slope.

5 Conclusions

- 1) The agreement between the measured values of groundwater levels and the computed ones using the program PCSiWaPro[®] was very good for the observation point in the clay core; however there was a little deviation which could be caused by poorly estimated hydraulic soil parameters, as these were based on the given DIN 4220 values. In this case, in order to get higher resolution of the simulation results with our program PCSiWaPro[®], it is necessary to carry out some field investigation work of those soil parameters in China.
- 2) The experiment results for the physical dam model in the laboratory indicated clearly that landslides had been already detected in the highly partial-saturated dam body.
- 3) The Fs analysis by the Geo-slope software has been proved to be overestimated due to the neglect of the soil-water weight in the unsaturated slope and the influence of water content on the variation of soil property parameters (e.g. cohesion). The further improvement work for the stability analysis results clearly exhibited the negative influence from the unsaturated water content on the slope stability.
- 4) Practically, with the water content simulation or prediction results (especially in the heavy rainfall event) from the program PCSiWaPro[®], the BISHOP'S Model can be taken as a more powerful tool for forecasting the possible landslides and the determination of the size and the structure (e.g. the core) of the dam.

6 Acknowledgement

The authors would like to thank Ms. Ren Zhang for the data collection work for the dams in China.

7 Reference

ABE, K. (1997): A method of evaluating the effect of trees roots on preventing shallow-seated landslides, Bull. Forest. Forest Prod. Res. Inst. 1 (373), 1105–1181.

AIGNER, D. (2004): Auswertung von Untersuchungen über den Einsatz einer Gummispundwand sowie einer Sickerleitung an einem durchströmten Modelldeich, Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik, Technische Universität Dresden.

BASSELL B., M. AM. SOC. C.E. (1904): Earth dam; the engineering news publication company, New York.

COPPIN, N.J., BARKER, D.H., RICHARDS, I. (1990): Use of Vegetation in Civil Engineering, Butterworths, Sevenoaks, Kent.

GRAEBER, P.-W., BLANKENBURG R., KEMMESIES O., KRUG S. (2006): SiWaPro DSS - Beratungssystem zur Simulation von Prozessen der unterirdischen Zonen, [Buchverf.] Jochen Wittmann und Mike Müller, [Hrsg.] Mike Müller. Simulation in Umwelt- und Geowissenschaften, Leipzig, Shaker Verlag, S. 225-234.

GRAY, D.H. (1995): Influence of vegetation on the stability of slopes, Barker, D.H. (Ed.), *Vegetation and Slopes Stabilisation, Protection and Ecology*, Thomas Telford House, London, pp. 2–23.

GUO, J., BLANKENBURG R., GRAEBER, P.-W. (2015): Simulation of Hydrological Processes in the Dump Slope of a Mining Pit for Landslide Forecasting, 10th International Conference on Acid Rock Drainage & IMWA Annual Conference, April 21-24, 2015, Santiago, Chile.

HASAN, I., MEYER, M., GUO, J., GRAEBER, P.-W. (2012): Simulation of the hydrological regime in earth dams and dikes as a basis for stability analysis using the software PCSiWaPro®, in III Ogólnopolska Konferencja naukowo – Techniczna „Zarządzanie Kryzysowe – Nauka I Praktyka” nt. „Retencja Wodna Na Obszarach Wiejskich”, October 3-5, 2012, Opole – Jarnoltówek/Poland.

HUANG, B., NOBEL, P.S. (1994): Root hydraulic conductivity and its components with emphasis on desert succulents, *Agron. J.* 86, 767–774.

JOHN KRAHN, 2004; *Stability Modelling with Slope/W; an engineering methodology*; Geoslope/W International, Ltd.

KEMMESIES, OLIVER. (1995): *Prozessmodellierung und Parameteridentifikation von Mehrphasenströmungsprozessen in porösen Medien*. Dresden: Dresdner Grundwasserforschungszentrum e.V., 1995. ISSN 1430-0176.

SCOTT GOVER AND REGINALD HAMMAH, 2013; *A comparison of finite elements (SSR) and limit-equilibrium slope stability analysis by case study*; Golder Associates Africa (Pty) Ltd.

Y.T. KIM, H. SHIN, D.K. PARK, 2011; *Variation of shear strength of weathered granite soil with water content*, *Unsaturated Soils: Theory and Practice 2011*; Jotisankasa, Sawangsuriya, Soralum and Mairaing (Editors), Kasetsart University, Thailand, ISBN 978-616-7522-77-7.

Wasserbaulicher Modellversuch zur Herstellung der Überflutungssicherheit der Talsperre Malter in Sachsen

Dipl.-Ing. J. Schmidt, Dipl.-Ing. J. Wieland, Univ.-Prof. Dr.-Ing. J. Jensen

Forschungsinstitut Wasser und Umwelt, Universität Siegen

Paul-Bonatz-Straße 9-11, 57076 Siegen

Dipl.-Ing. B. Findeisen

Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen, Betrieb Oberes Elbtal

Am Viertelacker 14, 01259 Dresden

Dr.-Ing. H. Haufe

Lahmeyer Hydroprojekt GmbH, Regionalbereich Ost

Ludwig-Hartmann-Straße 40, 01277 Dresden

Kurzfassung

Der Betrieb Oberes Elbtal der Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen plant die Wiederherstellung der Überflutungssicherheit der Talsperre Malter durch die Erweiterung der Hochwasserentlastungsanlage und die Erhöhung der hydraulischen Leistungsfähigkeit der Armaturen im Umleitungsstollen. Das Forschungsinstitut Wasser und Umwelt der Universität Siegen wurde von der Landestalsperrenverwaltung beauftragt, im Rahmen der Entwurfsplanung den Vorentwurf der ARGE Lahmeyer Hydroprojekt GmbH und Spiekermann GmbH im wasserbaulichen Modellversuch im Maßstab 1:25 zu überprüfen und zu optimieren. Dieser Beitrag stellt den Modellversuch, Untersuchungs- und Optimierungsaspekte sowie die erzielten Ergebnisse vor und beruht somit auf dem Endstand des Projektes zum 01.07.2015.

1 Veranlassung und Aufgabenstellung

Der Betrieb Oberes Elbtal der Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen (LTV) plant die Erweiterung der Hochwasserentlastungsanlage (HWE) der Talsperre Malter. Nach dem Hochwasserereignis 2002 wurden mit Niederschlags-Abfluss-Modellen neue Bemessungszuflüsse festgelegt. Infolgedessen ist die hydraulische Leistungsfähigkeit der vorhandenen HWE nicht mehr ausreichend.

Im Normalbetrieb wird das Wasser der Talsperre über den Grundablass (GA) (zwei Rohrleitungen mit jeweils DN 1000) in das Flussbett im Unterwasser abgegeben. Ist ein Hochwasser zu erwarten, kann zur Vorentlastung der ca. 200 m lange Umleitungsstollen (US) durch die rechte Hangseite genutzt werden. Der US stellt einerseits eine leistungsfähige Vorentlastungsmöglichkeit dar und kann andererseits zusätzlich zur HWE für die Hochwasserabführung genutzt werden. Zum US gehören das Einlaufbauwerk, der wasserseitige US, der Schieberschacht US sowie der luftseitige US, der in das Tosbecken (TB (alt)) einmündet. Im Schieberschacht wird der Abfluss aus dem wasserseitigen US in

drei Rohrstränge aufgeteilt, die im Ist-Zustand mit zwei Absperrklappen (DN 1000) je Strang abgesperrt werden können. Im Hochwasserfall wird der Abfluss über die an der linken Hangseite liegende Sammelrinne (SaR) in Form einer stirnseitigen Fischbauchklappe (FBK) und einem seitlich dazu angeordneten festen Wehrbauwerk mit Überlaufschwelle (FW) durch den Mauerdurchlass (MD) abgeführt und fließt über die Schussrinne (SchR (alt)) in das unterhalb der Staumauer liegende TB (alt) (Abb. 1, links).

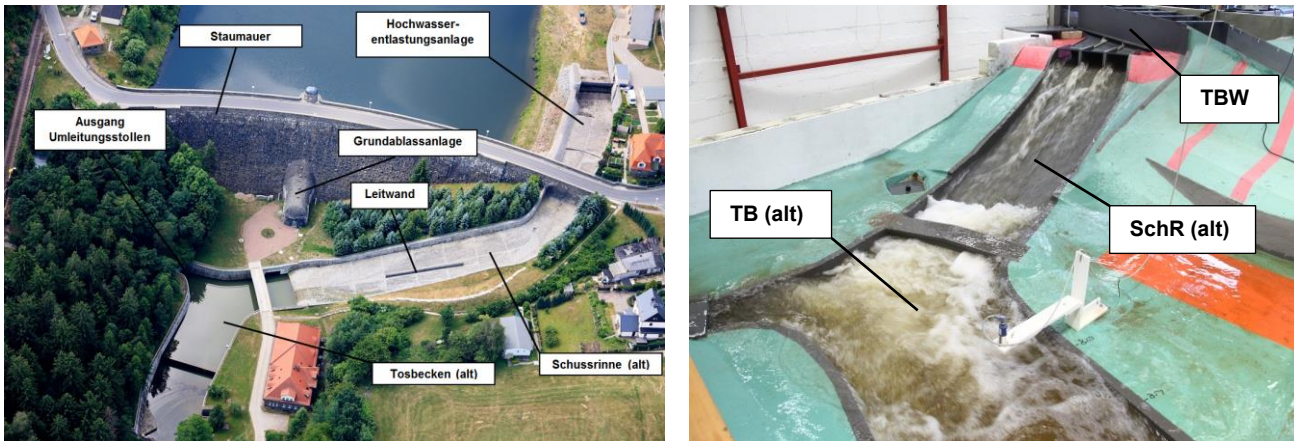


Abb. 1: Talsperre Malter 2008 (links) (ergänzt nach LTV 2008); hydraulisches Modell mit Blick auf das TB (alt), die SchR (alt) und das geplante TBW (rechts oben)

Im Rahmen der durch die LTV, Betrieb Oberes Elbtal, beauftragten Vorplanung hat sich als Vorzugsvariante für eine wirtschaftlich realisierbare Leistungserhöhung der HWE die Erweiterung der vorhandenen HWE mit einer zusätzlichen Schussrinne (SchR (neu)) mit Tosbecken (TB (neu)) herausgestellt. Die Erweiterung der HWE beinhaltet zudem eine Vergleichmäßigung des Sohlgefälles in der SaR durch die Entfernung der Sohlabstürze und eine Absenkung der Sohle des MD um ca. 1,5 m mit einem Sohlgefälle von 3,5 %, um einen Aufstau zu verhindern (Abb. 2). Die Beaufschlagung der SchR (alt) sowie der SchR (neu) erfolgt hinter dem MD durch ein Teilungsbauwerk (TBW) mit einer vertikalen Strömungstrennung (Abb. 1, rechts). Hierzu ist die Herstellung eines an den MD anschließenden Übergangsgerinnen notwendig, welches in das TBW führt. Daran schließen sich die SchR (neu) sowie das TB (neu) an. Die hydraulische Leistungsfähigkeit des US soll durch den Ersatz der Absperrklappen durch neue Armaturen (3 jeweils redundant ausgeführte Schieber in geschlossener Bauart b/h = 1000 / 1000 mm) erhöht werden.



Abb. 2: HWE der Talsperre Malter 2014 (links); vergleichmäßigt Sohlgefälle in der SaR im hydraulischen Modell (Mitte); Hochwasserabführung SaR im hydraulischen Modell (rechts)

Aufgrund der gegenseitigen Strömungsbeeinflussung der einzelnen Bauteile und der komplexen Geometrien, für die keine hydraulischen Randbedingungen oder Kalibrierungsmessungen vorhanden sind, war für die Untersuchungen ein wasserbaulicher Modellversuch erforderlich. Das Forschungsinstitut Wasser und Umwelt (fwu) der Universität Siegen wurde daher von der LTV beauftragt, im Rahmen der Entwurfsplanung den Vorentwurf der ARGE Lahmeyer Hydroprojekt GmbH und Spiekermann GmbH (ARGE LHP-SI) im wasserbaulichen Modellversuch im Maßstab 1:25 zu überprüfen und ggf. zu optimieren.

2 Modellaufbau

Das hydraulische Modell (M 1:25) der Talsperre Malter wurde als Froude'sches Modell erbaut und umfasst einen Teil der Stauffläche, die Staumauer, die bestehende HWE, die geplante Erweiterung der HWE (TBW, SchR (neu), TB (neu)), den GA, den US, das TB (alt) sowie einen Teil des Unterwassers (Abb. 3). Das Modell erstreckt sich über eine Länge von 19,60 m bei einer maximalen Breite von 7,20 m und eine daraus resultierende Fläche von 85 m². Die Wasserfläche des Stauraumes umfasst im Modell etwa 22 m², das Stauvolumen im Hochwasserfall liegt bei etwa 14 m³. Der größte hydraulische Höhenunterschied liegt bei etwa 1,58 m. Die Mengensteuerung der Abflüsse, die Schieberstellungen (2 x GA, 3 x US, 1 x FBK) sowie die Einstellung des Unterwasserstandes am Modellende erfolgen computergesteuert. Der Zufluss in das Modell wird mit einem induktiven Durchflussmesser (IDM) in der Zuleitung gemessen. Der maximal zu untersuchende Lastfall in der Natur $HQ_{\max} = 461 \text{ m}^3/\text{s}$, wird im Modell als Zufluss von $HQ_{\max} = 147,5 \text{ l/s}$ eingesteuert.

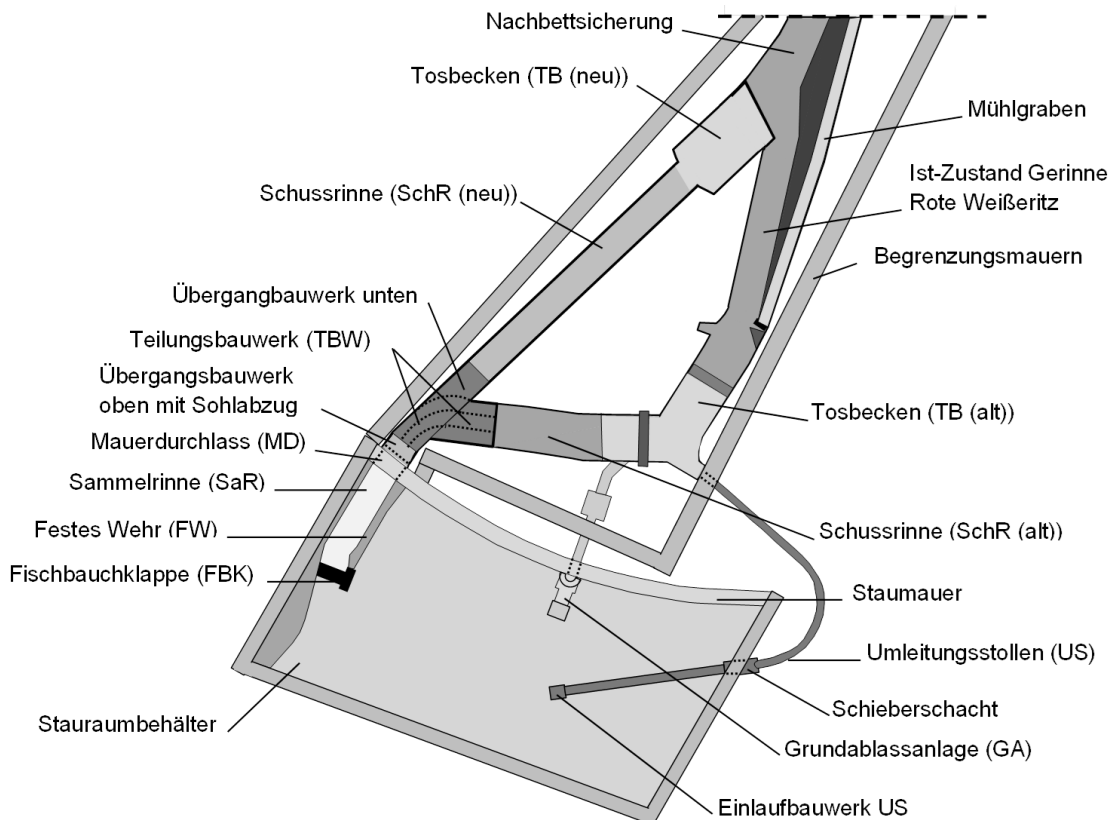


Abb. 3: Schematischer Grundriss des hydraulischen Modells der Talsperre Malter

3 Optimierungs- und Untersuchungsaspekte

Besondere Optimierungs- und Untersuchungsaspekte im Modellversuch waren die Abflussaufteilung im TBW, die hydraulische Leistungsfähigkeit der SchR (neu), die Abmessungen des TB (neu) sowie die Auswirkungen der geplanten Erhöhung der hydraulischen Leistungsfähigkeit des US bei gleichzeitigem Betrieb von GA und HWE. Hierzu wurde ein umfassendes Untersuchungskonzept erstellt.

3.1 Lastfälle und Betriebseinstellungen

Im hydraulischen Modellversuch Talsperre Malter wurden die in Tab. 1 dargestellten Lastfälle untersucht. In Tab. 1 sind die maximalen Abflüsse, die Anzahl der geöffneten Schieber US und GA sowie die Stellung der Oberkante (OK) FBK angegeben.

Tab. 1: Zu untersuchende Lastfälle mit Angabe des einzustellenden Abflusses und der Schieberöffnungen US und GA sowie der Stellung der OK FBK

HW-Bemessung der Talsperre Malter; Schieberstellungen GA und US; Stellung OK FBK								
		HQ ₈₀	HQ ₁₀₀	HQ ₂₀₀	HQ ₅₀₀	BHQ1	BHQ2	Kontrollhochwasser
						HQ _{1.000}	HQ _{10.000}	HQ _{max}
max. Abgabe in m ³ /s	Natur	36,8	70,1	130	221	280	378	461
Anzahl geöffnete Stränge	GA	1	2	2	2	2	2	2
	US	2	2	2	2	2	3	3
OK FBK in m NN _{WN}	Natur	333,00	333,00	332,20	331,40	330,80	330,50	330,50

3.2 Versuchsreihen und Untersuchungsgegenstände

Auf Grundlage der Aufgabenstellung zum hydraulischen Modellversuch Talsperre Malter wurden die in Tab. 2 dargestellten Versuchsreihen durchgeführt. Als Messdaten wurde der Wasserstand an sechs Positionen über Ultraschallmesssonden in Echtzeit aufgezeichnet. Diese Daten wurden durch weitere nivellierte Wasserstände sowie Geschwindigkeitsprofile ergänzt und verdichtet. Zusätzlich wurden für qualitative Aussagen Differenzdruckmessungen durchgeführt sowie Video- und Bildmaterial aufgezeichnet.

Tab. 2: Untersuchungskonzept hydraulischer Modellversuch Talsperre Malter

Bauteil	Untersuchungsgegenstand
VR 1: HWE (neu) - Optimierung Sohle SaR und MD	
Sammelrinne	– Optimierung Höhenlage und Gefälle Sohle der SaR
Mauerdurchlass	– Optimierung Mindestfreibord

Bauteil	Untersuchungsgegenstand
VR 1: HWE (neu) - Ermittlung der Überfall- bzw. Abflusscharakteristik FW und FBK	
Festes Wehr	– Ermittlung Überfallcharakteristik
Fischbauchklappe	– Ermittlung Abflusscharakteristik für sechs Klappenstellungen, Nachweis der hydraulischen Funktion
VR 1: HWE (neu) - Optimierung TBW, Nachweis SchR (alt), TB (alt)	
Teilungsbauwerk	<ul style="list-style-type: none"> – Nachweis und Optimierung Abzug Teilabfluss und Strömungsverhalten; – Optimierung Beaufschlagung SchR (alt); – Vermeidung von Querströmungen; – Vermeidung Lufteinzug, Wirbelbildung, Pulsationen, Kavitation; – Gewährleistung einer permanenten Belüftung von unten; – Optimierung der Strömungsbeeinflussung der Teilmenge für Abfluss in SchR (neu); – Vermeidung von Überschwemmungen der luftseitigen Betriebsfläche bei BHQ2
Schussrinne (alt)	<ul style="list-style-type: none"> – Nachweis der hydraulischen Leistungsfähigkeit und Beaufschlagung aus TBW; – Abflusstiefen, Fließgeschwindigkeiten, Froude-Zahlen mit Berücksichtigung Lufteintrag; Vermeidung Kreuzwellen
Tosbecken (alt)	<ul style="list-style-type: none"> – Nachweis der hydraulischen Leistungsfähigkeit für Beaufschlagung aus TBW und SchR (alt) sowie US und GA; – Abflusstiefen, Fließgeschwindigkeiten, Froude-Zahlen
VR 1: HWE (neu) - Optimierung SchR (neu) und TB (neu)	
Schussrinne (neu)	<ul style="list-style-type: none"> – Abflusstiefen, Fließgeschwindigkeiten, Froude-Zahlen mit Berücksichtigung Lufteintrag; – Vermeidung Kreuzwellen; Optimierung Strömungseintritt in TB (neu)
Tosbecken (neu)	<ul style="list-style-type: none"> – Abflusstiefen, Fließgeschwindigkeiten, Froude-Zahlen; – Optimierung der Abmessungen (ggf. Verkleinerung); – Gewährleistung der Energieumwandlung; – Optimierung der Beaufschlagung der Nachbettsicherung einschl. Sohl- und Böschungssicherung
VR 2: US - Untersuchungen zur Erhöhung der hydraulischen Leistungsfähigkeit	
Umleitungsstollen	<ul style="list-style-type: none"> – Untersuchung des optimalen Betriebsregimes der drei Rohrleitungsstränge im Schieberschacht hinsichtlich der Beaufschlagung und Energieumwandlung im luftseitigen US; – Nachweis der hydraulischen Leistungsfähigkeit; Freispiegelabfluss / Druckabfluss
US, GA, HWE	– Untersuchungen zum gleichzeitigen Betrieb von US, GA und HWE

4 Ergebnisse

Entsprechend des Untersuchungskonzeptes wurden zunächst alle Untersuchungsgegenstände aus der Aufgabenstellung für den Planzustand (Ausgangszustand laut Planung ARGE LHP-SI) untersucht (JENSEN ET AL. 2015). Die Überfall- und Abflusscharakteristik des FW und der FBK wurden ermittelt und die Nachweise der hydraulischen Leistungsfähigkeit für die SchR (alt) und die SchR (neu) geführt. Die hydraulische Leistungsfähigkeit des TBW wurde nachgewiesen und die

Energieumwandlung im TB (alt) und TB (neu) überprüft. Aus den Untersuchungen zur Erhöhung der hydraulischen Leistungsfähigkeit des US konnte festgestellt werden, dass der US zum einen aufgrund der neuen Planung der Armaturen des Schieberschachtes schon eine erhöhte hydraulische Leistungsfähigkeit besitzt und zum anderen mehr Wasser im US abgeführt werden kann, wenn Druckabfluss statt Freispiegelabfluss herrscht.

Aus den Untersuchungen im Planzustand wurden folgende Empfehlungen zur Optimierung abgeleitet: Für eine Verringerung der Beaufschlagung des TB (alt) wurde die Verkleinerung der Öffnungsweite des Sohlabzuges TBW sowie eine Anpassung der Geometrie der Sohlabzugszunge empfohlen (SCHMIDT ET AL. 2015a). Weiterhin sollte der US zur weiteren Erhöhung der hydraulischen Leistungsfähigkeit im Druckabfluss betrieben werden. Hierzu sollte zur Minderung der Kavitationsgefahr die Belüftung des US nur für den Stellvorgang betrieben werden, aber nicht für den Abflussvorgang. Die Energieumwandlung im geplanten TB (neu) erfolgt mit einer gut ausgebildeten Deckwalze, jedoch beginnt der Wechselsprung schon in der SchR (neu) und liegt teilweise ungünstig unter der Brücke TB (neu). Für eine Verlegung des Wechselsprunges wurden Untersuchungen zu einer Verringerung der Neigung der SchR (neu) sowie zu einer Breiten- und Längenreduzierung des TB (neu) empfohlen. Da einzelne Umbaumaßnahmen wiederum Einflüsse auf das gesamte Abflussverhalten des Modellversuches haben, wurde das hydraulische Modell anhand der empfohlenen Umbaumaßnahmen aus dem Planzustand zum Optimierungszustand (optimierter Endzustand) umgebaut und anschließend noch einmal alle Untersuchungsgegenstände aus der Aufgabenstellung untersucht. Im Optimierungszustand wurden somit folgende aus den Untersuchungen für den Planzustand abgeleiteten Maßnahmen im Modell umgesetzt und untersucht:

- TBW: Anpassung der Geometrie und der Öffnungsweite der Sohlabzugszunge
- SchR (neu): Anpassung der Neigung von $12,52^\circ$ auf $10,87^\circ$
- TB (neu): Breitenreduzierung von 24 m auf 18 m, Längenreduzierung von 40 m auf 25 m, Anhebung der Sohle von 299 m NN_{WN} auf 300 m NN_{WN}, Anpassung der Geländeböschung unterhalb des TB (neu)
- US: Betrieb ohne Belüftung (Druckabfluss)

Die folgenden wichtigsten Ergebnisse des hydraulischen Modellversuches im Optimierungszustand sind zusammenfassend festzuhalten:

Festes Wehr und Fischbauchklappe

- Es herrscht für jeden Lastfall vollkommener Überfall.
- Da bei aufgestellter FBK in den Lastfällen BHQ2 und HQ_{max} der Kronenstau Z_K erreicht bzw. überschritten wird, ist in diesen Lastfällen das Legen der FBK für eine sichere Abführung des Abflusses notwendig.

Teilungsbauwerk

- Mit dem Einbau der Optimierungsgeometrie für die Sohlabzugszunge (Abb. 4) wird die hydraulische Leistungsfähigkeit der SchR (alt) hinreichend begrenzt und eine sichere Abführung des Teilabflusses gewährleistet. Der im Planzustand

entstehende Druckabfluss wird verhindert und das Kavitationsrisiko minimiert. Es ist keine zusätzliche Belüftung des Abflusses im TBW notwendig (SCHMIDT ET AL. 2015b).

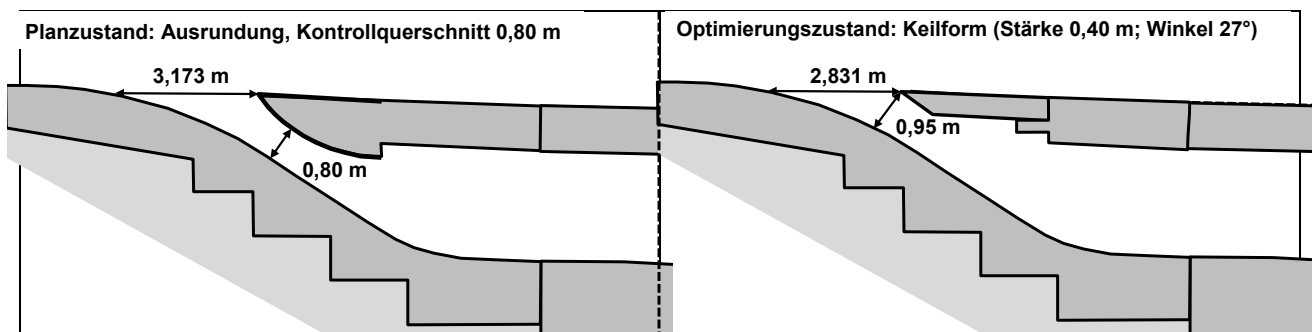


Abb. 4: Geometrie der Sohlabszugszunge des TBW im Planzustand (links) und im Optimierungszustand (rechts), Längsschnitt

Schussrinne (alt)

- Um die Überflutung der luftseitigen Betriebsfläche im Lastfall BHQ2 zu verhindern, sollte die rechte Seitenwand um 0,50 m ab Auslauf TBW bis Stat. 1270 erhöht werden.
- In der SchR (alt) wird es auch infolge eines max. 30 % erhöhten Wasserstandes aufgrund der Selbstbelüftung nicht zu einer Ausuferung kommen.
- Die Kreuzwellenbildung wurde durch die gleichmäßigere Anströmung aus dem TBW, aufgrund der optimierten Sohlabszugszunge, reduziert. Eine gänzliche Verhinderung der Kreuzwellenbildung ist aufgrund der Geometrie des TBW bzw. der SchR (alt) nicht möglich (SCHMIDT ET AL. 2015a).

Tosbecken (alt)

- Die Energieumwandlung im TB (alt) ist für alle untersuchten Lastfälle gut. Es zeigt sich immer ein stabiler Wechselsprung.
- Der beim Lastfall BHQ1 im TB (alt) abzuführende Abfluss wurde auf 151 m³/s reduziert. Die hydraulische Leistungsfähigkeit des US und des GA kann so besser ausgenutzt werden.
- In den Lastfällen BHQ2 und HQ_{max} ufert der Abfluss lediglich aufgrund von Wellenauf- und -überlauf aus. Daher wird hier eine Erhöhung der Randmauer der Betriebsfläche am Kraftwerkshaus um mindestens 0,25 m empfohlen.

Schussrinne (neu)

- Die maximalen Fließtiefen für die Lastfälle BHQ1, BHQ2 und HQ_{max} treten im Bereich Übergangsbauwerk oben auf. Die erforderliche (stationsbezogene) Höhe der Schussrinnenseitenwand kann der gemessenen Wasserspiegellage angepasst werden.
- Es ist keine Selbstbelüftung zu erwarten.
- Die Kreuzwellenbildung konnte durch den Einbau der neuen Sohlabszugsgeometrie und dem damit verbundenen gleichmäßigeren Abzugsvorgang deutlich reduziert werden.

Tosbecken (neu)

- Es zeigt sich ein guter bis sehr guter Energieumsatz mit stetiger Deckwalze. Erst der Lastfall HQ_{\max} überlastet das TB (neu) erkennbar. Die Leistungs- und Funktionsfähigkeit des durch eine Breiten- und Längenreduzierung optimierten TB (neu) konnte somit nachgewiesen werden.

Umleitungsstollen

- Beim Stellvorgang der Schieber sollte aufgrund der Kavitationsneigung nicht auf eine Belüftung verzichtet werden. Jedoch ist der Betrieb des US ohne Belüftung, also im Druckabfluss, zu empfehlen, da zum einen die hydraulische Leistungsfähigkeit des US erhöht wird und zum anderen der Eintritt des Wasserstrahls aus dem Schieberschacht in den luftseitigen US durch ein Wasserpolster abgebremst wird und z. B. Abrasion sowie Sandschliff vermindert werden (SCHMIDT ET AL. 2015a). Weiterhin wurde durch die Messung des Differenzdruckes ersichtlich, dass im belüfteten Betriebszustand höhere Druckschwankungen auftreten, als ohne Belüftung. Ohne Schieberbelüftung (nach der Rohrstrangöffnung) stellt sich im US für alle Schieberkombinationen stets Druckabfluss ein.
- Es wird empfohlen, die drei Rohrstränge des US immer nacheinander zu öffnen. Aufgrund der kürzeren Laufstrecke des Wassers und des besseren Freispiegelabfluss-Bildes sollte zuerst der in Fließrichtung linke Rohrstrang geöffnet werden. Danach der mittige Rohrstrang und erst für die Lastfälle BHQ2 und HQ_{\max} der rechte Rohrstrang.

Gleichzeitiger Betrieb von Umleitungsstollen, Grundablass und HWE

- Bei gleichzeitigem Betrieb von US, GA und HWE werden die abführbaren Teilabflussmengen der Betriebseinrichtungen durch den WSP im TB (alt) sowie durch den WSP im Stauraumbehälter bzw. durch die sich verändernde Wasserspiegeldifferenz (WSP Stauraumbehälter – WSP TB (alt)) beeinflusst. Für diesen Fall wurden entsprechende Leistungscharakteristiken für US und GA sowie ein Ablaufdiagramm für die Auswahl der jeweils gültigen Leistungscharakteristiken erstellt.

5 Zusammenfassung

Infolge einer Anpassung der Bemessungswerte ist die Überflutungssicherheit der Talsperre Malter derzeit nicht mehr gegeben. Daher plant der Betrieb Oberes Elbtal der LTV zurzeit die Erweiterung der Hochwasserentlastungsanlage der Talsperre Malter. Aufgrund der komplexen geometrischen Rahmenbedingungen an der Talsperre Malter sowie im Zuge der parallel laufenden Planung liefern numerisch-mathematische Berechnungen keine verlässlichen Aussagen über die Strömungszustände, weshalb die Durchführung eines hydraulischen Modellversuches erforderlich war. Das Forschungsinstitut Wasser und Umwelt (fwu) der Universität Siegen wurde im Rahmen dieses Projektes von der LTV beauftragt, einen hydraulischen Modellversuch im Maßstab

1:25 zur Überprüfung und ggf. Optimierung der hydraulischen Funktionstüchtigkeit durchzuführen.

Neben der geometrischen Optimierung der Planung (Breiten- und Längenreduzierung TB (neu), Sohlabzugsgeometrie des TBW, Neigung der SchR (neu)), die zu einer deutlichen Kosteneinsparung insbesondere beim Bau des TB (neu) führen wird, wurden im hydraulischen Modellversuch zusätzlich wichtige Kenntnisse über mögliche Betriebszustände gewonnen und Betriebsempfehlungen abgeleitet. Daher soll der luftseitige US ohne Belüftung betrieben werden, um durch den Druckabfluss die hydraulische Leistungsfähigkeit zu erhöhen und eine erhöhte Betriebssicherheit zu gewährleisten. Zur besseren Ausnutzung der vollen hydraulischen Leistungsfähigkeit von US und GA, ohne das TB (alt) zu überlasten, wurde zudem das Sohlabzugsöffnungsmaß des TBW reduziert. Aus den ermittelten Leistungscharakteristiken für das FW und die FBK konnte weiterhin bestimmt werden, bis zu welchem Abfluss die FBK noch aufgestellt bleiben kann und ab wann sie gelegt werden muss, um die Anlagensicherheit zu gewährleisten.

Der hydraulische Modellversuch konnte somit nicht nur dazu beitragen, die geplante Erweiterung zu dimensionieren bzw. baulich zu optimieren, sondern es wurden auch wichtige Erkenntnisse über Betriebszustände und Sicherheit der Anlage gewonnen, deren Empfehlungen mit in die Betriebsanweisungen zur Wiederherstellung der Überflutungssicherheit der Talsperre Malter eingehen werden. Zusammenfassend wurde mit dem hydraulischen Modellversuch für die Talsperre Malter die Funktions- und die Leistungsfähigkeit aller HWE-Komponenten nachgewiesen und optimiert (JENSEN ET AL. 2015). Mit der (baulichen) Umsetzung des Optimierungszustandes kann die Überflutungssicherheit der Talsperre Malter für die untersuchten Lastfälle wiederhergestellt werden.

6 Schrifttum

JENSEN, J.; SCHMIDT, J.; WIELAND, J.: Endbericht. Hydraulischer Modellversuch zum Projekt „Talsperre Malter – Erweiterung der Hochwasserentlastungsanlage“, Unveröffentlichter Projektabschlussbericht, Universität Siegen 01.07.2015

SCHMIDT, J.; WIELAND, J.; JENSEN, J.; FINDEISEN, B.; HAUFE, H.: Hydraulischer Modellversuch Talsperre Malter – Herausforderungen infolge von schießendem Abfluss in gekrümmten Bauteilen, 38. Dresdner Wasserbaukolloquium „Messen und Überwachen im Wasserbau und am Gewässer“, Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen, Heft 53, Dresden 2015a

SCHMIDT, J.; WIELAND, J.; JENSEN, J.: Hydraulischer Modellversuch Talsperre Malter – Optimierung eines Teilungsbauwerkes mit vertikaler Strömungstrennung, 17. Jahrestreffen junger Wissenschaftler/-innen deutschsprachiger Wasserbauinstitute, Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen, Heft 54, Dresden 2015b

Baustoffe – Geokunststoffe – Erkundung

Spundwand aus Kunststoff

Dr.-Ing. Jan Schröder

G quadrat Geokunststoffgesellschaft mbH, Krefeld

Inhaltsangabe

Grundsätzlich sind Spundwände aus Kunststoff in allen Bereichen einsetzbar, in der auch die traditionelle Stahlbohle Verwendung findet. Spundwände aus Kunststoff lassen sich wie die traditionellen Spundwände aus Stahl im Vibrations-, Ramm-, oder Eingrabsverfahren in den Boden einbringen. Die Vorteile sind die extrem lange Beständigkeit des Kunststoffes und die Wirtschaftlichkeit aufgrund des geringen Profildgewichtes (kg/m^2) und der einfachen Verarbeitung.

Stichworte

Kunststoffspundwand, Dichtwand, Hochwasserschutz, Deponie, Deichbau, Deichsanierung, Spundwand, Schlossdichtung

1 Kunststoffspundwände allgemein

1.1 Herstellung und Eigenschaften

Die Kunststoffspundwände "DuoLock©" werden aus qualitativ hochwertigem, regeneriertem Kunststoff im Extrusionsverfahren hergestellt. Man unterscheidet zwischen Mono- und Coexprofilen. Während Monoprofile ausschließlich aus Regenerat hergestellt werden, wird bei Coexprofilen die äußere Schicht aus Neumaterial ("Virginmaterial") gefertigt. Durch die Verwendung von Neumaterial kann die äußere Schicht projektspezifisch mit speziellen Eigenschaften versehen werden (Farbgebung, UV-Beständigkeit etc.).

Der Rohstoff ist ein Restprodukt aus der Fensterrahmen-Produktion und verfügt über konstante Eigenschaften. Dank der durchweg homogenen Qualität sind die Materialkennwerte für das Produkt konstant und liefern, zusammen mit den geometrischen Abmessungen, alle für eine Dimensionierung notwendigen Kennwerte.

Nach EN ISO 527 hat das Material eine Dauerzugfestigkeit von 40 MPa und einen Dauerelastizitätsmodul (Biegung) von 1.500 MPa. Die Bemessung des Materials lehnt sich an das Nachweisverfahren "Elastisch-Elastisch" der DIN 18800 an. Zur Erddruckberechnung wird ein Wandreibungswinkel in den Grenzen von $-\varphi/3$ (passiver Zustand) und $+ 2\varphi/3$ (aktiver Zustand) angesetzt. Ansonsten gelten alle üblichen Regelwerke wie DIN 1054, DIN 1055, DIN 4084, sowie EAB bzw. EAU uneingeschränkt.

1.2 Anwendungsgebiete

Grundsätzlich sind Kunststoffspundwände in allen Bereichen einsetzbar, in der auch die traditionelle Stahlbohle Verwendung findet. Auch ist der Einsatz von Ankerlagen oder Aussteifungen möglich.

Die klassischen Anwendungsbereiche sind:

- Flussbettstabilisierung, Dammsicherung und Erosionsschutz von Fließgewässern
- Ufersicherung zur Verhinderung von Erosionserscheinungen in Dämmen und Böschungen
- Einsatz als Wurzel- oder Wühltiersperre
- Sicherung von Uferbereichen mit schwankendem Wasserstand
- Innendichtung in Deichen an Fließgewässern, insbesondere bei Deichsanierungen
- Vertikaldichtung im Deponiebau

Der größte Anwendungsbereich liegt im Dichtungsbau, besonders beim Bau von Vertikalabdichtungen. Beim Dammbau wird durch eine vertikale Abdichtung (Kerndichtung) der Aufbau einer Sickerlinie zeitlich verzögert. Im Hochwasserfall wird so das Aufweichen des Dammes (Wassersättigung) mit möglichen Brucherscheinungen für den Zeitraum des Hochwasserereignisses verhindert. Die statische Funktion der Spundwand tritt hierbei im Vergleich zur erforderlichen hydraulischen Dichtwirkung in den Hintergrund und ist durch Spundwände aus Kunststoff problemlos erfüllbar.

Zur Sicherung einer Altlast werden Dichtwände deponieumschließend eingebaut. So kann ein Schadstoffeintrag in den angrenzenden Untergrund, insbesondere in das Grundwasser, verhindert werden. Hierbei ist die extrem lange Beständigkeit des Kunststoffes besonders von Vorteil.

Die Wirtschaftlichkeit des Systems ergibt sich vor allem aus dem geringen Profilgewicht (kg/m^2) und der einfachen Verarbeitung (Abbildung 1).



Abb. 1: Einfache Handhabung der Kunststoffbohlen auf der Baustelle

2 Anwendung von Kunststoffspundwänden

2.1 Einbringverfahren

Spundwände aus Kunststoff lassen sich grundsätzlich wie die traditionellen Spundwände aus Stahl im Vibrations-, Ramm-, oder Eingrabungsverfahren in den Boden einbringen.

Bei Böden die aufgrund ihrer Beschaffenheit für ein direktes Rammen ungeeignet wären, können die Kunststoffspundwände mithilfe einer Mutterbohle aus Stahl (gleiche Geometrie wie die Kunststoffbohle, vorlaufend oder mitlaufend) eingebracht werden.

Bei der vorlaufenden Mutterbohle wird das Stahlprofil über das Spundwandschloss mit der Kunststoffbohle zu einer Doppelbohle verbunden. Anschließend wird die Doppelbohle eingerammt. Hierbei wird der Boden durch die vorlaufende Mutterbohle profilgerecht aufgelockert und die Kunststoffbohle im selben Arbeitsgang im vorher aufgelockerten Bereich eingebracht. (Abbildung 2)



Abb. 2: Kunststoffbohle mit vorlaufender Mutterbohle

Alternativ wird die mitlaufende Mutterbohle mit der Kunststoffbohle zu einer Bohle verbunden („Sandwich“). Am Kopf der mitlaufenden Mutterbohle wird die Kunststoffbohle z. B. durch Holzkeile temporär befestigt. Am Fußpunkt werden die beiden Bohlen durch Stahlklammern miteinander verbunden (Abbildung 3). Die Stahlklammern dienen zum einen als Verbindungselement, und zum anderen als Rammschuh. Nach dem Ziehen der Führungsbohle verbleiben die Stahlklammern im Boden.

Die Verwendung einer vorlaufenden oder mitlaufenden Mutterbohle hat folgende Vorteile:

- Die gesamte Rammenergie des Einbringgerätes wird über den Stahl ins Erdreich übertragen.
- Das lotrechte Einrammen der Mutterbohle ist am Kopf kontrollierbar (ein Abdriften aufgrund von Rammhindernissen wäre sofort sichtbar).
- Da die Mutterbohle nach jedem Rammvorhang gezogen wird, ist eine Beschädigung der Mutterbohle und damit der Kunststoffbohle am Ende eines jeden Rammvorganges sichtbar.



Abb. 3: Mitlaufende Mutterbohle und Stahlklammern

Gegebenenfalls sind Bodenschichten vorhanden, die das Einrammen von Spundwänden unabhängig vom Werkstoff behindern können. Um diese Schichten aufzulockern gibt es weitere Möglichkeiten wie spülen, vorbohren und schlitzen.

Beim Spülen wird mithilfe von Wasserdruck das fest gelagerte Gestein unterhalb der Mutterbohle aufgelockert. Hierdurch wird der notwendige Spitzendruck so weit reduziert, dass ein einrammen der Kunststoffbohle möglich wird.

Das Eingraben ist eine Variante zur Installation von Kunststoffbohlen bei sehr steinigen oder felsigen Böden. Die Spundwände werden in einen ausgehobenen Graben eingestellt. Der verbleibende Aushubraum wird anschließend mit geeignetem Material verfüllt und verdichtet.

Ein solcher Graben kann bis zu einer Tiefe von ca. 6m in Form eines schmalen Schlitzes auch mit einer Tiefenfräse hergestellt werden (Abbildung 4). Je nach Bodeneigenschaft kann der Schlitz temporär durch einen Verbauschlitten gestützt werden. In den Schlitz werden die Profile eingestellt, bevor dieser mit geeignetem Material verfüllt wird. Durch das händische Einstellen der Kunststoffbohlen in den Graben sind Schlosssprengungen ausgeschlossen.



Abb. 4: Tiefenfräse ohne und mit Verbauschlitten (Quelle: Christoffers Kulturbau GmbH)

2.2 Dichtwirkung

Die einzelnen Bohlen der Kunststoffspundwand können als technisch wasserdicht angesehen werden. Wie bei allen Spundwandkonstruktionen ergibt sich die Durchlässigkeit des Kunststoffspundwand-Systems durch die Schlösser.

Grundsätzlich setzen sich Spundwandschlösser durch den Eintrag von Feinstkorn zu. Der sehr geringe Wasserstrom in Richtung der Schlösser trägt Feinstkorn aus dem Erdreich aus und setzt sich im Schloss ab, wodurch eine Verringerung der Durchflussrate erreicht wird.

Falls trotzdem eine vollständige Wasserdichtigkeit gefordert wird, lässt sich dies mithilfe polymerer Quellbänder erreichen. Diese werden in das Schloss eingeklebt und vervielfachen ihr Volumen bei Kontakt mit Wasser. Durch diese Quellbänder wird eine zusätzliche Dichtigkeit des Gesamtsystems erreicht, die die geforderten Durchlässigkeitsbeiwerte übersteigt.

3 Referenzen

3.1 Hochwasserrückhaltebecken Niederorschel

Bei dem Bauvorhaben "Projekt HRB Niederorschel" wurden erfolgreich 2.500m² des DuoLock© Systems DL 300/5.5 als Dichtwand für ein Hochwasserrückhaltebecken verbaut.

Die wichtigsten Randdaten zu dem Projekt sind:

Bauherr: Gewässerunterhaltungszweckverband Eichsfeld

Baufirma: Erd- und Tiefbau GmbH, Waltershausen

Leistungen:

- 20.000m³ Oberboden, 30.000m³ Aushub
- 3.500m³ Dammbau, 2.000m² Bodenverbesserung
- 15.000m² Wasserhaltung, GW-Absenkung
- Ein- und Auslaufbauwerk, 25m DN600-Kanal
- 2.500m² Vertikaldichtung, DuoLock DL 300/5.5

Das Hochwasserrückhaltebecken wurde gebaut um den angrenzenden Fluss "Ohne" davon abzuhalten in Hochwasserzeiten die angrenzenden Bezirke zu überfluten. Aufgrund der anstehenden Bodenverhältnisse war es notwendig eine Vertikaldichtung in den Untergrund einzubringen. Aus dem Bodengutachten ist ein repräsentatives Beispiel für den anstehenden Boden entnommen (Abbildung 5). Nach einer ca. 1,2m starken Schicht aus tonigem Oberboden und Auelehm kommt eine ca. 3,4m starke Schicht aus Kies, die die größte Herausforderung an das Einbringen der Kunststoffbohlen stellte. Ziel war es die 5m langen Kunststoffbohlen in den Tonstein einzubinden, der aufgrund des hohen Tonanteils eine ausreichend hohe Dichtigkeit aufweist.

Um die Verwendbarkeit der Kunststoffbohlen projektspezifisch nachzuweisen wurde ein Testfeld angelegt. Wichtig für das Testfeld waren die identischen Bodenverhältnisse wie beim Hauptgewerk. Geplant und ausgeführt wurde ein 3m x 6m großer und 5m tiefer Kasten aus Kunststoffbohlen. Die Ecken wurden mit speziellen Eckprofilen hergestellt. Es wurden die geplanten Gerätschaften und Spezialanfertigungen (Mutterbohle, Rammführung etc.) in situ getestet und gegebenenfalls optimiert.

Nach dem Einbau der Kunststoffbohlen wurde der Kasten auf Dichtigkeit geprüft. Hierzu wurden Grundwassermessstellen innerhalb und außerhalb des Kastens angelegt. Nach dem Abpumpen des Wassers aus dem Inneren des Kastens wurde die Dichtheit des Systems über die Differenz und die Veränderung der gemessenen Wasserpegel nachgewiesen.

Ein großer Vorteil des Testfeldes bestand darin, dass die Fragen der am Bau beteiligten Personen/Firmen/Behörden bereits vor Beginn der Hauptmaßnahme geklärt werden konnten.

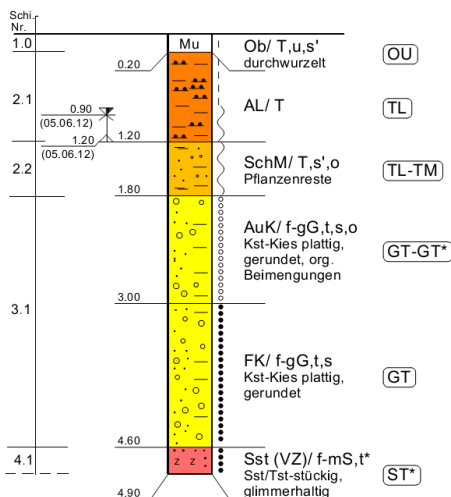


Abb. 5: Bodenaufschluss

Aufgrund des Bauablaufs wurde direkt nach dem Oberbodenabtrag damit begonnen die Kunststoffbohlen in den Boden einzubringen. Mithilfe der schon im Testfeld erfolgreich eingesetzten Mutterbohle konnten die Kunststoffbohlen ohne Probleme eingebracht werden (Abbildung 6).



Abb 6: fertiggestellte Kunststoffspundwand

3.2 Bau einer Gasmessanlage

Für einen Energiebetreiber sollte eine Gasmessanlage auf schwierigem Baugrund errichtet werden. Unter einem 0,4m mächtigen, breiigen, schluffigen Oberboden wurden bis in eine Tiefe von 4,2m unter Geländeoberkante weiche bis steife Geschiebemergel angetroffen. Unter dem Geschiebemergel folgte bis zur Sondierendtiefe von 5,0m ein dicht gelagerter Feinsand. Wasser wurde im Bohrloch nicht angetroffen.

Vom Ingenieurbüro Geonovo OHG aus Leer wurde als Alternative zu einem vollständigen Bodenaustausch ein partieller Bodenaustausch in Kombination mit einer

Kunststoffspundwand untersucht. Die Abmessungen der Baugrube würden sich auf 5,0m x 9,0m reduzieren, gegenüber 16,2m x 19,2m bei Vollaustausch. Die Aushubtiefe bleibt bei 4,2m. Der ausgehobene Boden wird gegen einen standsicheren und frostsicheren Sand ausgetauscht, der lagenweise in die Grube eingebaut und verdichtet wird.

Aus wirtschaftlichen Gründen entschied man sich für den partiellen Bodenaustausch in Kombination mit einer Kunststoffspundwand. Um die Baugrube wurde eine Kunststoffspundwand bis in eine Tiefe von 7,0m unter Geländeoberkante eingezogen. Die eingesetzte Kunststoffspundwand verhindert, dass durch den benachbarten Geschiebelehm eine Grundbruchgleitfläche unterhalb der Fundamentaussenbegrenzung ausgebildet wird. Das statische Modell ist in Abbildung 7 dargestellt.

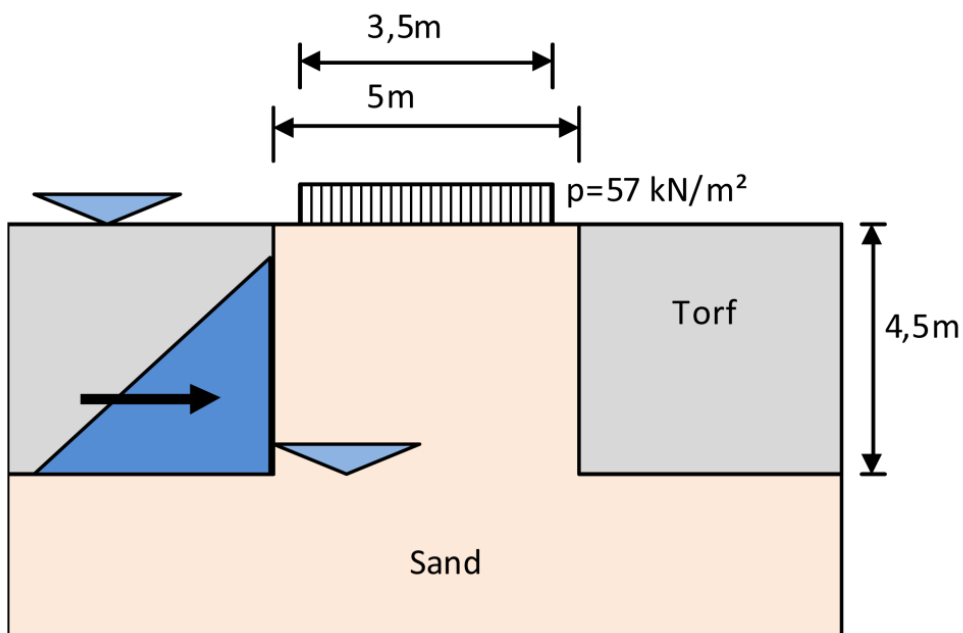


Abb. 7: statisches Modell für die Gründung der Gasmessanlage

Die Kunststoffspundbohlen konnten durch eine mitlaufende Mutterbohle problemlos eingebracht und das Projekt erfolgreich abgeschlossen werden (Abbildung 8).



Abb. 8: *partieller Bodenaustausch mit Kunststoffspundwand (Quelle EWE Netz GmbH)*

4 Literaturverzeichnis

BUSSE M. (2013): 29. Fachtagung "Die sichere Deponie - Sicherung von Deponien und Altlasten mit Kunststoffen", Spundwände aus Kunststoff - Innovative Lösungen für den Tiefbau und für den Wasserbau" Abfallforschungstage.

SCHRÖDER, J., KLAPPERICH, H (2013): 6. Symposium Umweltgeotechnik & 7. Freiburger Geotechnik-Kolloquium "Ressourcen & Geotechnik", Freiberg "Innovative Lösungen in der Umweltgeotechnik - Spundwände aus Kunststoff: Konzept und Entwicklung".

SCHRÖDER, J. (2013): 7. DeichTage der „Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V. (DWA)“, TAGUNG 08.-09. Oktober, "Spundwände als Dichtungs- und Stabilitätselement im Deichquerschnitt und am wasserseitigen Deichfuß (Kunststoff Spundwände)".

PIYUSH K. DUTTA, UDAY VAIDYA (2013): A study of the long-term applications of vinyl sheet piles

NATIONAL ENGINEERING HANDBOOK PART 654 (2007): Sheet Pile Walls in Stream Restoration and Stabilization Technical Supplement 14R, Design and Use of

DIPL.-GEOL. FRAUKE MENZEL DIPL.-GEOL. ANDREAS GRABE (2013): Baugrundgutachten: „Bau einer Gasmessanlage“

Vertikal eingebrachtes Geotextil als probate Deichertüchtigungsmaßnahme gegen innere Erosion

Dipl.-Ing. Ulrich Förster

Deltares, Boussinesqweg 1, NL-57076 Delft

Prof. Dr. Ir. Adam Bezuijen

Laboratory of Geotechnics, Ghent University

Technologiepark 905, B-9052 Zwijnaarde

1 Allgemeines

In den Niederlanden ist Grundbruch als Folge innerer rückschreitender Erosion (Piping) ein maßgeblicher Versagensmechanismus in Hinblick auf die Stabilität von Flussschleusen. Obwohl Piping dort seit 1926 nicht mehr zu einem Deichbruch geführt hat, kann dies für Bemessungswasserstände nicht ausgeschlossen werden. Piping kann sich in grundwasserführenden Sandschichten direkt unterhalb einer kohäsiven Deckschicht ausbilden. Hierbei beginnt der Prozess der Sanderosion, wie in Abbildung 1 dargestellt, an der Luftseite des Deiches, wobei die kohäsive Deckschicht erst als Folge hydrostatischen Auftriebs bersten und zudem auch das Kriterium für hydraulischen Grundbruch (Heave) erfüllt werden muss. Es bildet sich zunächst ein Sandtrichter an der Austrittsstelle aus. Der Erosionsprozess schreitet dann unterhalb der kohäsiven Bodenschicht zur Wasserseite hin weiter voran, wobei der Kanal infolge der Gewölbewirkung der Deckschicht stabil bleibt. Sobald sich unterhalb des Deiches ein durchgehender Kanal ausgebildet hat, verbreitet sich der Pipingkanal von der Wassereintrittsstelle aus zur Polderseite hin, wodurch der Deich unterhöhlt wird, was letztendlich zum Versagen des Deiches führt (Van Beek et al., 2010).

In seinen Veröffentlichungen gibt Bligh (1910, 1916) eine einfache empirische Begrenzung für die maximal zulässige Druckhöhendifferenz in Bezug auf die Sickerweglänge an, wobei lediglich der Korndurchmesser der wasserführenden Sandschicht als Parameter hantiert wird. Seither wurden weitere Berechnungsformeln und Modelle entwickelt, zum Beispiel die Formel von Sellmeijer (1988), womit der kritische hydraulische Gradient ermittelt wird, der benötigt wird um die Kanalbildung unterhalb einer horizontalen Deckschicht aufrecht zu erhalten. Die Formel von Sellmeijer hat auch in das Deutsche Merkblatt für Deiche an Fließgewässern (DWA, 2011) und das BAW-Merkblatt Merkblatt Materialtransport im Boden (MMB) (BAW, 2013) Eingang gefunden.

In den Niederlanden wurden bei der dritten Runde zur Prüfung der Standsicherheit der primären Hochwasserschutzbauwerke (2006-2011) 700 km Deich als unzureichend standsicher beurteilt. Hiervon wiesen allein 200 km Deich eine unzureichende Standsicherheit bezüglich Piping auf. Die Studie Food Risks and Safety in the Netherlands (Floris, 2006) ergab jedoch, dass die derzeit in den Niederlanden noch geltenden

Beurteilungsvorschriften, diesen Versagensmechanismus unterschätzen. Dieser Befund wurde auch durch das Expertise Network for Flood Protection (ENW, 2010) bestätigt.

Auf der Grundlage zahlreicher experimenteller Untersuchungen (Sellmeijer et al., 2011) im Rahmen des Forschungsprogramms Research and Development of Flood Defense Assessment Tools WT12017 erfolgte eine Anpassung der Formel von Sellmeijer (Förster et al., 2013a), welche nunmehr bei der Prüfung der aktuellen Deichstandsicherheit und bei der Bemessung von Deichertüchtigungsmaßnahmen angewendet wird. Die Formel von Bligh findet keine Anwendung mehr. Konsequenz dieser Anpassung ist eine Verlängerung der minimal erforderlichen Sickerweglänge, welche eine ausreichende Versagensicherheit gegen Piping gewährleistet.

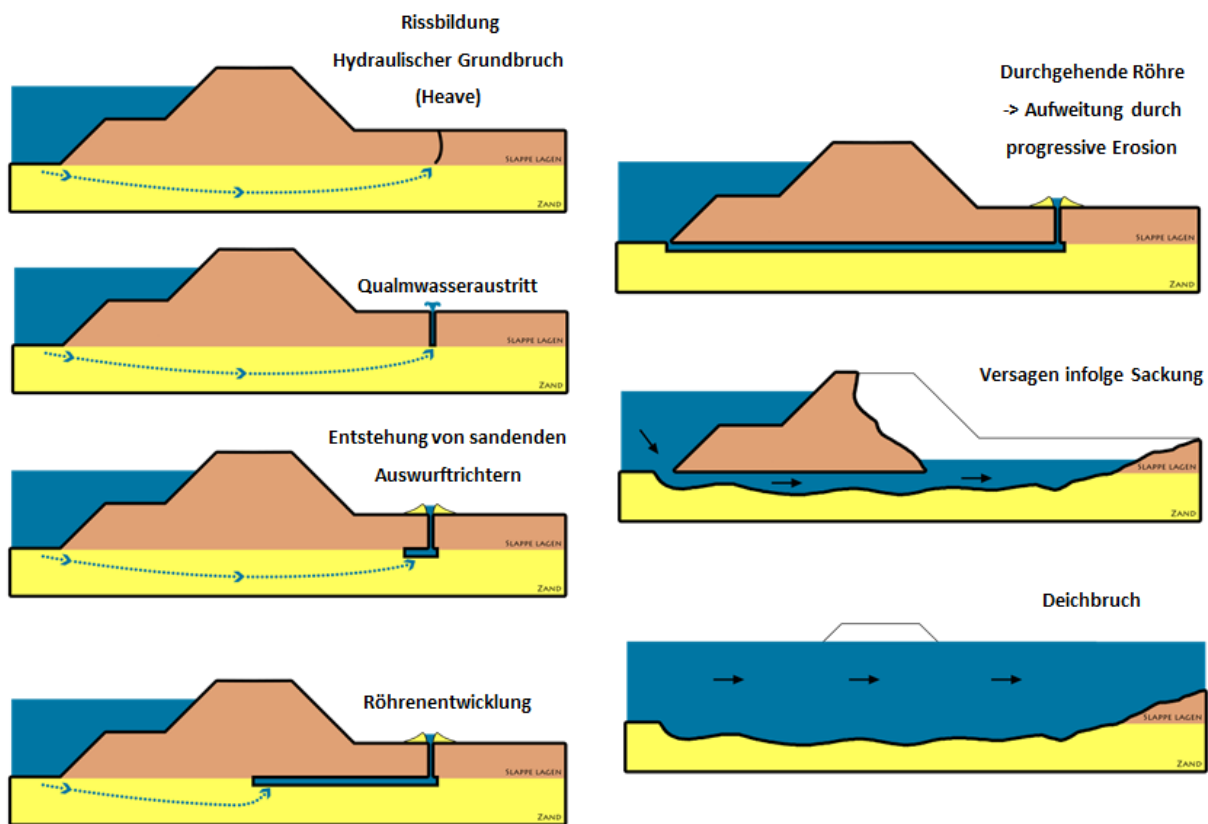


Abb. 1: Der Pipingprozess

In Zukunft gelten somit strengere Prüfungs- und Bemessungskriterien, da Gemäß der neuen Hochwasserschutznorm müssen zum Teil auch strengere Schutzziele erfüllt werden. Darüber hinaus findet auch ein Systemprung statt: Anstelle der Eintrittswahrscheinlichkeit der Überschreitung eines bestimmten Bemessungswasserstandes wird in Zukunft die Eintrittswahrscheinlichkeit der Überflutung eines Deichabschnitts maßgebend sein. Dies alles führt wohl dazu, dass noch mehr Deichkilometer als unzureichend standsicher bewertet werden.

Um auch in Zukunft den aktualisierten Vorschriften zur Beurteilung der Deichstabilität und den veränderten Bemessungswasserständen genügen zu können, müssen große

Investitionen in die Deichertüchtigung getätigt werden. Dies gilt insbesondere für Gebiete mit dichter Bebauung, in denen traditionelle Ertüchtigungsmaßnahmen, welche eine Verlängerung des Sickerweges zum Ziel haben, wie z.B. das Verbreitern der Deichbasis mit Hilfe von Bermen oder der Einbau von Spundwänden, aufgrund der räumlichen Gegebenheiten und aus Kostengründen (Grundstücksankäufe und Abbruch von Gebäuden) nur schwer zu realisieren sind. Zudem beeinflussen Spundwände den natürlichen Grundwasserhaushalt negativ und sind nachträglich nur schwer an noch veränderte Bemessungswasserstände anzupassen.

Die Zielvorgabe des neuen niederländischen Hochwasserschutzprogramms HWBP ist eine schnelle, effiziente und kostengünstige Realisierung der Ertüchtigung. Diese Zielvorgabe ist nur durch den Einsatz technischer Innovationen und von Prozessinnovation zu erreichen. Die Herausforderung liegt also in der Weiterentwicklung bereits erprobter innovativer und gleichzeitig finanziell attraktiver Ertüchtigungsmethoden mit begrenztem Raumbedarf als Alternative zu konventionellen Pipingpräventionsmaßnahmen.

Mögliche Konzepte zur Lösung des Pipingproblems sind neben der traditionellen Verlängerung des Sickerweges, eine Druckentlastung, um den für den Erosionsprozess erforderlichen Druckgradienten zu unterschreiten, oder eine Hinderung des Sandtransportes an sich.

2 Das Wirkungsprinzip des vertikal eingebrachten Geotextils

Die Ausbildung eines durchgängigen Erosionskanals entlang der Grenze zwischen Deckschicht und Grundwasserleiter kann unter anderem auch durch den Einsatz eines vertikal in den oberen Bereich des Grundwasserleiters eingebrachten und in der Deckschicht verankerten Geotextils verhindert werden. Das Wirkungsprinzip beruht auf der einen durchgehenden Sandtransport hindernden Funktion des Geotextils in Kombination mit der großen Wasserdurchlässigkeit des Geotextils, wodurch die Grundwasserströmung im Grundwasserleiter kaum beeinträchtigt wird.

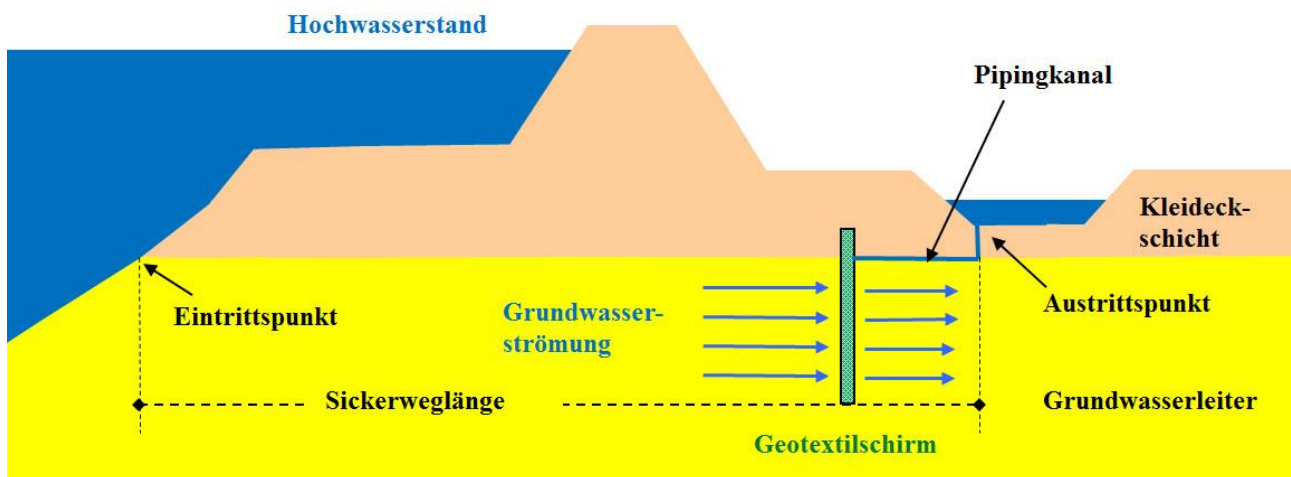


Abb. 2: Wirkungsprinzip des vertikal eingebrachten Geotextils

Diese Maßnahme ist unabhängig von einer minimal erforderlichen Sickerweglänge, die gemäß der Theorie von Sellmeijer normalerweise benötigt wird, um ein stabiles Kräftegleichgewicht am Sandpartikel gewährleisten zu können und so einen weiteren Sandtransport zu unterbinden.

Bei der Beurteilung der Wirksamkeit dieser Ertüchtigungsmaßnahme muss auch die durch Terzaghi & Peck (1967) beschriebene Form der inneren Erosion in Betracht gezogen werden, welche bei der Verflüssigung von Sand infolge von vertikalen Gradienten an der unterstromigen Seite von wasserundurchlässigen vertikalen Schirmen auftritt.

3 Experimentelle und numerische Untersuchungen

Um einen besseren Einblick in den Pipingmechanismus und das Wirkungsprinzip des Geotextilschirms zu erhalten, wurden zwei kleinmaßstäbliche Versuche in einer PVC-Box (Innenmaße $l \times b \times h = 0,50 \times 0,30 \times 0,10$ m) ausgeführt (Förster et al. 2013b). Eine transparente, mit Silikon beschichtete Plexiglasscheibe simulierte dabei das Verhalten der kohäsiven Deckschicht, was eine visuelle Beobachtung der Kanalentwicklung von oben ermöglichte. Eine detaillierte Beschreibung des Versuchsaufbaus ohne Geotextil wird durch Van Beek et al. (2011) gegeben.

Die Einbindetiefe des Geotextils (non-woven, Ten Cate GeoDetect® S-BR, $O_{90} = 95 \mu\text{m}$) in die fein gradierte Sandschicht ($d_{70} = 220 \mu\text{m}$, relative Dichte 90%) betrug 0,02 beziehungsweise 0,05 m, dies um einen Eindruck von der maximal erzielbaren Druckhöhdifferenz zu erlangen, bei der der Pipingkanal den Geotextilschirm noch nicht passiert. Der Einfluss des entstehenden Kanals auf die Druckhöhe wurde mit Hilfe von Druckschläuchen gemessen. Die Messungen erfolgten vor und hinter dem Schirm, sowohl an der Ober- als auch an der Unterseite der Box (Abbildung 3).

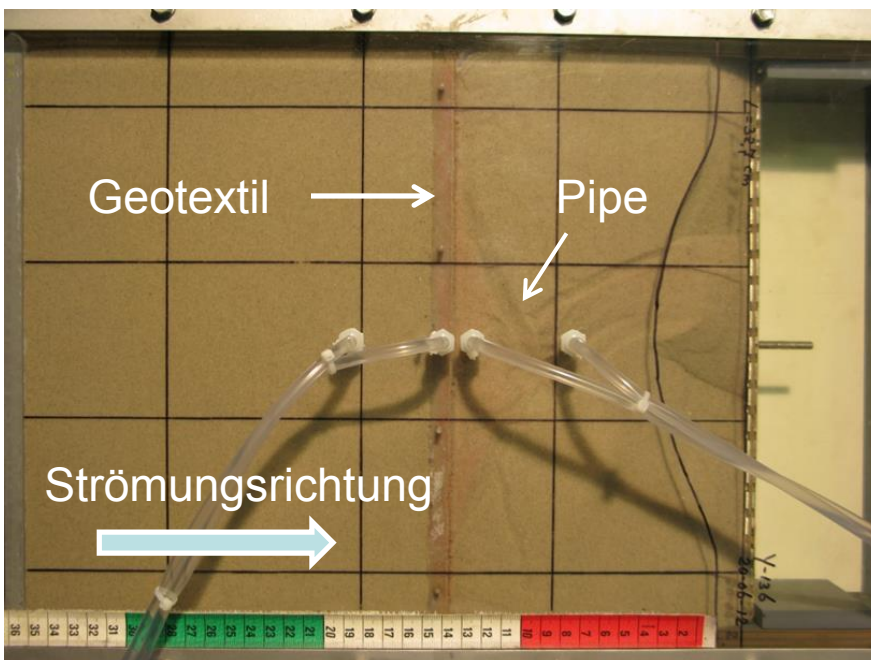


Abb. 3: Kleinmaßstäblicher Versuch mit Messung der Druckhöhe im Pipingkanal unter Zuhilfenahme von Druckschläuchen vor und hinter dem Geotextilschirm

Der Druckhöhenunterschied wurde dabei jeweils in Schritten von 1 cm pro 5 Minuten erhöht und solange gewartet, bis sich ein Gleichgewicht eingestellt hat und kein Sandtransport mehr zu beobachten war. Der kritische Druckhöhenunterschied, bei welchem der Pipingprozess in Gang gesetzt wird, ist auch mit eingebautem Geotextil genauso groß wie ohne. Ohne Geotextil würde sich der Kanal stromaufwärts weiter entwickeln. Das Geotextil hemmt jedoch den Prozess einer durchgängigen Kanalentwicklung. Der Druck wurde zunächst soweit erhöht bis der Kanal das Geotextil erreicht hatt. Am Geotextil wurde die weitere Kanalbildung in oberstromige Richtung blockiert und der Kanal teilte sich auf. Der Kanal wuchs entlang des Geotextils an de unterstromigen Seite in beide Richtungen weiter, kam aber jeweils wieder zum Stillstand. Am Teilungspunkt war eine erhöhte Erosionsaktivität zu erkennen.

Als Folge der zunehmenden Kanallänge sinkt die Druckhöhe innerhalb des Pipingkanals (Abbildung 4). Der Gradient der Druckhöhe direkt hinter den Geotextil ist dann entscheidend. Je dichter das Geotextil beim Austrittspunkt angebracht wird, desto kleiner ist das Gebiet in dem sich ein Kanal entwickeln und die Druckhöhe den unterstromigen Wert annehmen kann, wodurch diese Maßnahme noch mehr Sicherheit liefert.

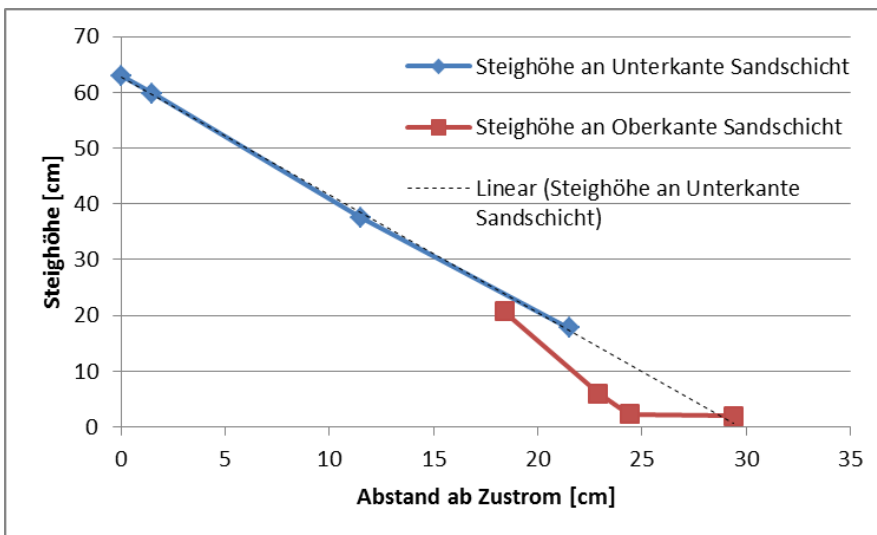


Abb. 4: Kleinmaßstäblicher Versuch mit Messung der Druckhöhe im Pipingkanal

Die Druckhöhendifferenz wurde weiter gesteigert bis sich der Kanal bis unterhalb des Geotextils vertiefte, um sich dann oberstromig weiter zu entwickeln. Der mittlere vertikale Gradient an der unterstromigen Seite des Geotextilschirms war im Moment des Versagens größer 1, was bedeutet, dass Heave aufgetreten ist. Der Druckhöhenunterschied bei Versagen mit Geotextil war in den Laborversuchen etwa dreimal größer als der kritische Druckhöhenunterschied bei den Experimenten ohne Maßnahme, welcher zur Anpassung der Formel von Sellmeijer herangezogen wurde. Beim Versagen trat unmittelbar Fließen der Sandschicht auf.

Zur Ermittlung des Maßstabeffekts und des Einflusses von Randeffekten wurden des weiteren zwei mittelmaßstäbliche Versuche durchgeführt. Der Versuchsaufbau war vergleichbar, nur waren die Abmessungen des Sandcontainers etwa viermal größer (lxbxh

= 2,00 x 0,88 x 0,40 m). Der an der Plexiglasscheibe und den Seitenwänden fixierte Geotextilstreifen hatte eine einbindetiefe von 0,02 beziehungsweise 0,08 m.

Um die Piping-hemmende Wirkung dieser Maßnahme unter realen Bedingungen testen zu können und um Unsicherheiten und Risiken dieser Maßnahme bezüglich des Verhaltens der Kleideckschicht und der Verankerungsstabilität besser identifizieren und ausschließen zu können, wurde 2013 ein Feldversuch auf dem IJkdijk-Versuchsfeld im Nordosten der Niederlande durchgeführt (Förster et al., 2013b). Der IJkdijk wurde eingerichtet, um geotechnische Deichversagensmechanismen großmaßstäblich ausführen zu können. Als Bezugswert für die Bestimmung der Effektivität des Geotextilschirms dienten vier baugleiche Piping-Experimente aus dem Jahre 2009, die zur Validierung der angepassten Sellmeijerformel ausgeführt wurden (Van Beek et al., 2010, Van Beek et al., 2011, Förster, 2012).

Die charakteristische Öffnungsweite des verwendeten Geotextils wurde entsprechend den Empfehlungen von Giroud (2010) auf die Korngrößenverteilung des Versuchssandes abgestimmt, so dass die Durchlässigkeit des Geotextils auch der des dies umgebenden Sandes entsprach. Aufgrund der kleinmaßstäblichen Versuche erschien eine Einbindetiefe des Geotextils von 0,25 m ausreichend genug, um auch bei einer Erhöhung des kritischen Druckhöhenunterschiedes um einen Faktor 1,6 (Wasserstand bis Deichkrone) eine ausreichende Deichstabilität gewährleisten zu können. Aus praktischen Erwägungen wurde das Geotextil jedoch 0,5 m tief in die wasserführende Schicht eingebaut und im Kleideich in 4 m Abstand vom Deichfuß mit einer vertikalen Verankerungslänge von 1,0 m fixiert.

Der Versuch wurde im gleichen Versuchsaufbau und unter den gleichen Bedingungen ausgeführt wie die vier Pipingversuche aus dem Jahre 2009. Als mit der Deichkrone die maximal erreichbare Druckhöhendifferenz erreicht war, hatte der Deich bereits 138 Stunden einem Wasserstand weit oberhalb der kritischen Druckhöhe standgehalten, wobei sich nur wenige kleine Sandkrater ausgebildet haben (Abbildung 5). Der Versuch musste dann aus organisatorischen Gründen beendet werden. Der Sandtransport war zu diesem Zeitpunkt noch nicht vollständig zum Stillstand gekommen.



Abb. 5: *Einbau des Geotextils in Sandschicht, vor Aufbau des Kleideichs (links) und Blick auf den Deich bei vollständig gefülltem Bassin am Ende des Versuchs. An der unterstromigen Seite sind nur wenige Sandkrater zu erkennen.*

Rechnung tragend mit einem gewissen Infiltrationswiderstand als Folge der Sedimentation suspendierten Bodens, war die effektiv erzielte Druckhöhenunterschied mindestens 20% größer als die kritische Druckhöhe der Versuche aus dem Jahre 2009. Außerdem versagten die Deiche ohne Geotextil bereits innerhalb von fünf Tagen, nachdem die kritische Druckhöhendifferenz erreicht war (Abbildung 6).

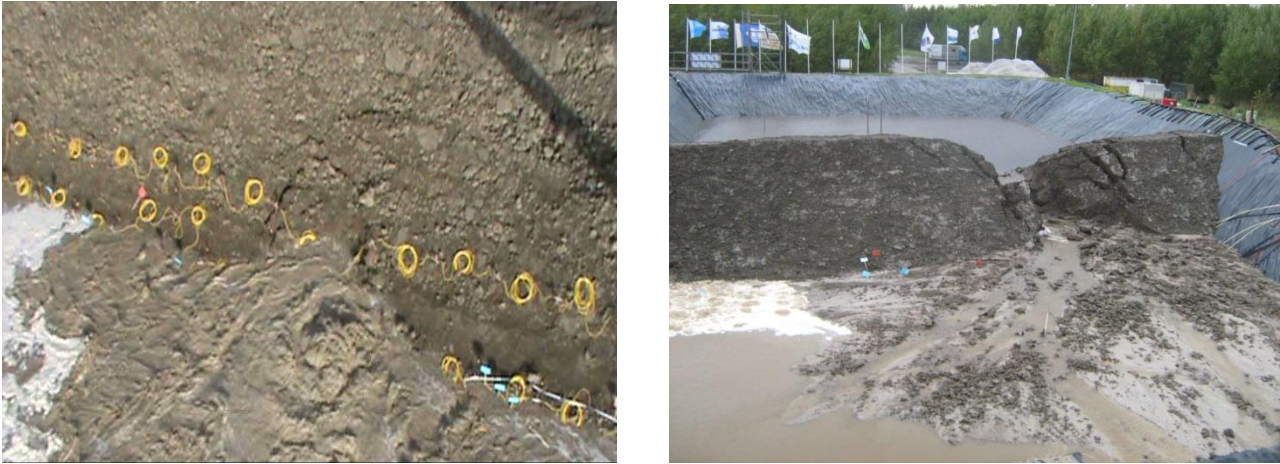


Abb. 6: Zum Vergleich der IJdijkversuch aus dem Jahre 2009 ohne Geotextil. Links ist eine starke Schlammfontäne kurz vor dem Deichbruch zu erkennen, rechts der unterspülte und schließlich eingestürzte Deich.

Die nachträgliche Freilegung des Geotextils ergab, dass sich der Erosionskanal entlang des Geotextils über eine Länge von 2 - 3 m verbreitert und vertieft hat. Hierdurch trat eine lokale Setzung der Kleideckschicht von etwa 0,10 m an der unterstromigen Seite unmittelbar vor dem Geotextilschirm auf. Diese Setzung wurde wahrscheinlich verursacht durch den wiederholten Einsturz der fächerförmigen Zone des sich teilenden Pipingkanals direkt vor dem Geotextil, welcher auch in den Laborversuchen als Bereich verstärkter Erosionsaktivität zu erkennen war.

Wie bereits erwähnt sind zwei mögliche Pipingmechanismen von Bedeutung: rückschreitende Erosion (Van Beek et al., 2010) und Piping als Folge von Heave (Terzaghi & Peck, 1967). Beide Mechanismen können im Bereich des Geotextils auftreten. Zur weiteren Untersuchung wurde das Strömungsbild im Sand und im Bereich des Geotextils mit dem 2D Grundwasserströmungsmodell MSeep simuliert. Hierbei wurde der Zustand mit und ohne Pipingkanal vor dem Geotextilschirm, sowohl mit einem durchlässigen als auch mit einem undurchlässigen Geotextil berechnet (Bezuijen et al., 2014).

Die Geometrie des Deiches wurde gemeinsam mit der Sandschicht unterhalb des Deiches modelliert. Die Kleischicht hat eine Durchlässigkeit von $2 \cdot 10^{-7}$ m/s, die Sandschicht eine Durchlässigkeit von $2 \cdot 10^{-4}$ m/s. Der Geotextilschirm wurde als dünne Schicht mit einer zehnmal kleineren Durchlässigkeit modelliert, da die Annahme plausibel ist, dass die Poren des Geotextils teilweise durch den umgebenden Sand versperrt werden (Blocking). In den Berechnungen mit anwesendem Pipingkanal wurden ein 1 cm tiefer hochdurchlässiger Kanal ($k = 1000$ m/s) simuliert, um jeglichem Druckabfall im Kanal (ungünstigster Fall in Bezug auf Stabilität) entgegenzuwirken. Die Ergebnisse dieser

Simulation sind in Abbildung 7 wiedergegeben. Vergleicht man die Druckhöhe in Zuständen ohne Pipingkanal, so ist der Unterschied in der Druckhöhe bei Situationen mit einem durchlässigen und einem undurchlässigen Geotextilschirm klein. Wenn sich jedoch ein Pipingkanal bis vor dem Schirm ausgebildet hat, ist der Unterschied größer. Im Falle des undurchlässigen Schirms wirkt eine signifikante horizontale Last auf den Schirm, welche im Falle des durchlässigen Geotextils nicht vorhanden ist. Hier ist die Belastung mehr über die gesamte Sandeinheit verteilt.

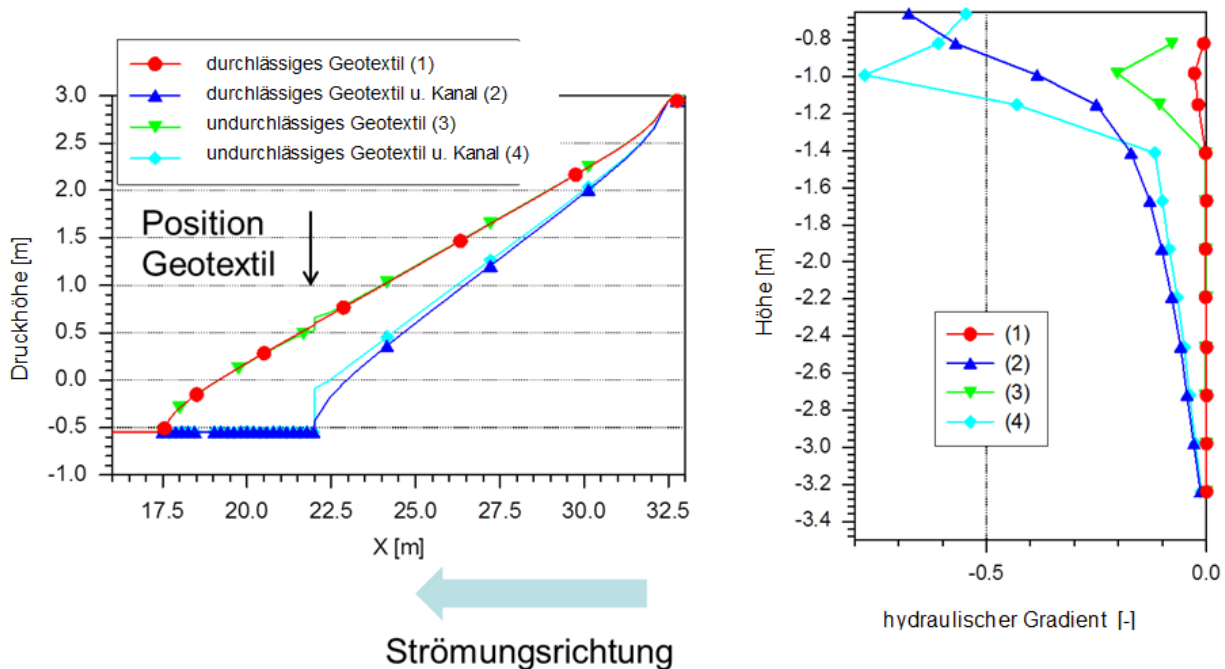


Abb. 7: Für unterschiedliche Situationen berechnete Druckhöhen direkt unterhalb der Deckschicht (links) und vertikale hydraulische Gradienten (rechts). Ein nach oben gerichteter Gradient ist negativ.

Aus der Berechnung des vertikalen Gradienten folgt, dass bei Anwesenheit eines Pipingkanals der vertikale Gradient in beiden Fällen nahezu 1 ist. Dies bedeutet, dass Piping als Folge von Heave auftreten kann. Der mittlere vertikale Gradient im oberen Bereich der Sandschicht (zwischen -0,6 und -1,2 m) ist höher im Falle eines undurchlässigen Geotextils. Hieraus kann gefolgert werden, dass im Falle eines undurchlässigen Geotextils eine höhere Belastung und ein höherer mittlerer vertikaler Gradient wirken. Es ist daher wahrscheinlich, dass ein durchlässiges Geotextil eine höhere Stabilität in Bezug auf Piping gewährleistet als ein undurchlässiger Geotextilschirm oder eine Spundwand derselben Einbindetiefe.

4 Vorläufiges Fazit

Das Wirkungsprinzip des Geotextilschirms konnte sowohl in klein- und mittelmaßstäblichen Laborversuchen als auch in einem großmaßstäblichen Feldversuch am Versuchsdeichgelände IJkdijk durch den direkten Vergleich mit der kritischen Druckdifferenz aus früheren Experimenten ohne erosionshindernde Maßnahme

nachgewiesen werden. Hiermit konnte ein ansehnlicher Verstärkungsfaktor erzielt werden. Das vertikal eingebrachte Geotextil scheint eine effektive Maßnahme zur Unterbindung des rückschreitenden Erosionsprozesses zu sein, da hierdurch ein entscheidender Schritt innerhalb des Versagensmechanismus blockiert wird. Die Messergebnisse wurden mit numerischen Berechnungen verglichen, wodurch ein besseres Verständnis erlangt wurde, wie und in welchem Maße das Geotextil die innere Erosion verringert. Die Wahrscheinlichkeit einer Verflüssigung des Aquifers als Folge der vertikalen Strömung im Bereich des Geotextilschirms wird beeinflusst durch die Durchlässigkeit des Geotextils. Bei einer ausreichenden Einbindetiefe und Durchlässigkeit des Geotextils bleibt der vertikale Gradient an der unterstromigen Seite des Schirms klein genug, so dass Heave nicht auftreten kann.

Diese raumsparende Präventionsmaßnahme ist voraussichtlich kostengünstig und einfach zu installieren. Sie bildet aus diesem Grunde eine gute Alternative zu den konventionellen Deichertüchtigungsmaßnahmen gegen rückschreitende Erosion.

5 Ausblick

Diese neue Ertüchtigungstechnik wird im Frühjahr 2015 beim niederländischen Wasserverbands Rivierenland in fünf Pilotprojekten in einem 2 km langen Deichabschnitt entlang des Lekufers zwischen Hagestein und Opheusden und an einem Sommerdeich entlang des Flusses Waal eingesetzt und getestet. Hierbei sollen zwei unterschiedliche Installationstechniken zum Einsatz kommen: ein horizontaler Einbau des Geotextils mit Hilfe einer hierfür speziell von der Firma Van den Herik entwickelten Fräsmaschine beziehungsweise ein vertikaler Einbau von Kunststoffspundwänden auf Basis des von der Firma Cofra entwickelten Gelock-Systems, wobei das Geotextil großflächig in das Kunststoffrahmenwerk integriert ist. In Machbarkeitsprüfungen soll hierzu zunächst der beschädigungsfreie In-Situ-Einbau des Geotextils und die Qualität der Abdichtung und des angefüllten Bodens nachgewiesen werden. Die beobachtete Setzung der Kleischicht im Ikdijkversuch lässt noch einige Fragen offen bezüglich des Langzeitverhaltens bei länger andauernder Belastung und sich wiederholenden Hochwasserereignissen. Das Langzeitverhalten des Geotextils in Bezug auf Durchlässigkeit und der damit einhergehenden pipinghemmende Effekt, sowie die Verformung des angrenzenden Bodens sollen unter anderem mit Hilfe von verformungs- und temperaturempfindlichen Glasfaserkabeln kontrolliert werden.

Schrifttum

BEZUIJEN, A., VAN BEEK, V.M., FÖRSTER, U. (2014): Geotextiel als remmend scherm, hoe werkt het? Geokunst 1, 38-41.

BLIGH, W.G. (1910): Dams, barrages and weirs on porous foundations, Engineering News 64(26):708-710.

BLIGH, W.G. (1916): Dams and weirs, American Technical Society, Chicago.

DWA (2011): Merkblatt DWA-M 507-1, Deiche an Fließgewässern, Teil 1: Planung, Bau und Betrieb, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall, Hennef, ISBN 978-3-941897-76-2.

ENW (2010): Kok, M., Calle, E.O.F., Epema, W.G., Van der Meer, M.T., Van den Berg, P., Schweckendiek, T.: Piping: Realiteit of Rekenfout. Rijkswaterstaat.

FLORIS (2005): Flood Risks and Safety in the Netherlands (Floris): Floris study - full report. C.J. van Westen, Ministry of Transport, Public Works and Water Management, Road and Hydraulic Engineering Division. ISBN 9036956049.

FÖRSTER, U. (2012): SBW/Flood Control 2015 – Praktische Untersuchungen zur rückschreitenden Erosion am Versuchsdeich „Ijkdijk“. Mitteilungen 42. IWASA Aachen 2012 Hochwasser – eine Daueraufgabe! S. 160 – 176. Lehrstuhl und Institut für Wasserbau, RWTH Aachen.

FÖRSTER, U., HAM, G. VAN DEN, CALLE, E., KRUSE, G. (2013a): Onderzoeksrapport zandmeevoerende wellen, rapportage 1202123-003-GEO-0002v3, Deltares, Delft.

FÖRSTER, U., HARKES, M.P., VAN BEEK, V.M, POST, W.J., TERMAAT, R. T. (2013b): Onderzoek naar de werking van geotextielen als pipingremmende maatregel (Hoofdrapport). Deltares-Rapport 1206806-000-GEO-0014.

GIROUD, J.P. (2010): Development of criteria for geotextile and granular filters. Geosynthetics for a challenging world: Proceedings, 9th International Conference on Geosynthetics, 2010, Brazil.

MMB (2013): Merkblatt Materialtransport im Boden (MMB), Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), Karlsruhe.

SELLMEIJER, J.B. (1988): On the mechanism of piping under impervious structures. Ph.D. thesis. Delft University of Technology, Delft.

SELLMEIJER J.B., LOPEZ DE LA CRUZ, J., VAN BEEK V.M., KNOEFF, J.G. (2011): Fine-tuning of the backward erosion piping model through small-scale, medium-scale and Ijkdijk experiments, European Journal of Environmental and Civil Engineering 15(8), 1139-1154.

TERZAGHI, K., PECK, R.B. (1967): Soil mechanics in engineering practice, John Wiley, New York.

VAN BEEK, V.M., KNOEFF, J.G., RIETDIJK, J., SEELMEIJER J.B., LOPEZ DE LA CRUZ, J. (2010): Influence of sand and scale on the piping process – experiments and multivariate analysis, Physical Modelling in Geotechnics: Proceedings, 7th ICPMG 2010, (Eds: Springman, S, Laue, J. & Seward, L.), 1221-1226. Taylor & Francis Group, London.

VAN BEEK, V.M., KNOEFF, J.G., SELLMEIJER, J.B. (2011): Observations on the process of backward erosion piping in small-, medium- and full-scale experiments, European Journal of Environmental and Civil Engineering 15(8), 1115-1137.

Der Einsatz von polymerummanteltem Stahldrahtgeflecht zur Sicherung von Uferbereichen, Dämmen und Deichen

Dipl.-Ing. Michael Arndt

MACCAFERRI DEUTSCHLAND GmbH, Kurfürstendamm 226, 10719 Berlin

Dipl.-Ing. Paolo di Pietro

MACCAFERRI DEUTSCHLAND GmbH, Kurfürstendamm 226, 10719 Berlin

1. Einführung

Biber, Nutria und andere Nage- und Wühltiere verursachen teils enormen Schaden an Uferbereichen, Deichanlagen und weiteren Erdbauwerken. Im Einzelfall können diese durch Wühl- und Nagetiere hervorgerufenen Schäden an Erdbauwerken zu einem erhöhten Versagensrisiko der betroffenen Bereiche führen. Allerdings gehören viele dieser Arten zur Gruppe der schützenswerten Tierarten.

Das Bayerische Landesamt für Umwelt hat 2011 eine themenbezogene Broschüre in zweier Auflage veröffentlicht und unterhält einen eigenen Bibermanager, der den Bestand deutschlandweit für das Jahr 2010 mit ca. 25.000 Tieren beziffert - Tendenz steigend. Europaweit wird im selben Bezugsjahr von ca. 800.000 Bibern ausgegangen.

Ob und in welcher Form Maßnahmen getroffen werden dürfen, die das natürliche Wühlverhalten der Tiere nachhaltig und langfristig unterbinden können, obliegt der behutsamen Abwägung des konkreten Gefahrenpotentials für Mensch und Infrastruktur und den damit verbundenen Folgekosten gegenüber den erforderlichen Investitionen in vorbeugende technische Lösungskonzepte und das Schutzziel des Tierschutzes.

Sofern eine detaillierte Analyse und Bewertung der Standortfaktoren zu dem Entschluss führt, sensible Bereiche an Uferböschungen, Deichanlagen oder anderen Erdbauwerken zu schützen, steht der planende Fachingenieur vor der Aufgabe ein geeignetes Sicherungskonzept festzulegen und eine Material-/ Werkstoffauswahl zu treffen, die beide Ziele vernünftig verbindet: den Tier- und Objektschutz.

Hierzu können bestehende Merkblätter und Empfehlungen sicherlich als Hilfestellung herangezogen werden.

Ein notwendiger Revisionsprozess der derzeit verfügbaren fachtechnischen Empfehlungen und Vorgaben soll unserer Kenntnis nach noch im aktuellen Jahr durch entsprechende Fachgremien in Angriff genommen werden.

Biber-, Nutria-, Wühl- und Nagetierschutz gehört seit mehr als 15 Jahren zu den vordringlichen Fragestellungen mit denen sich Maccaferri in enger Zusammenarbeit mit renommierten Universitäten, Prüfinstituten und Fachgremien auseinandersetzt.

Maccaferri kann u.a. im Bereich der Ufersicherung und weiteren Anwendungen im hydraulischen Bereich auf eine mehr als 120 jährige Vergangenheit zurückblicken.

Bereits 1894 wurde in Bologna eine große Ufersicherungsmaßnahme mit Gabionen realisiert, die regelmäßig überwacht und in den 1950-er Jahren und 1994, also 100 Jahre nach dem Einbau, untersucht worden ist. Die letzte Laboruntersuchung an den nach wie vor funktionsfähigen Komponenten des Bauwerks wurde 2012 durchgeführt.

Aus der Fülle der Untersuchungen an und den Erfahrungen mit Maccaferri Produkten zum Biber-, Nutria-, Wühl- und Nagetierschutz möchten wir im Rahmen des vorliegenden Betrages einige ausgewählte Beispiele vorstellen.

2. Konzept und Zusammenfassung der Hauptargumente

Das Konzept zur nachhaltigen Verhärmung von Nage- und Wühltieren an Dämmen Deichen und Uferbereichen besteht im Wesentlichen aus der flächigen Verlegung von Stahldrahtgeflecht mit einem werkseitig extrudierten zusätzlichen Korrosionsschutz aus einer organischen Polymerummantelung. Das Geflecht, das zur einfacheren Verlegung als Rollenware angeliefert wird, kann von Nagetieren nicht durchbissen werden.

Neben der reinen Schutzfunktion gegen Nage- und Wühltiere, die bereits das reine Geflecht sicherstellt, können durch die Kombination des Geflechts mit einem werkseitig integrierten aufextrudierten Wirrgelege weitere positive Effekte für den Schutz der Bauwerke gegen hydraulische und mechanische Beanspruchungen durch einen sog. Oberflächenarmierungseffekt erreicht werden.

Vor der detaillierten Erläuterung der einzelnen Eigenschaften, Untersuchungen und Fallbeispiele sollen die Hauptargumente bereits im Vorfeld zusammenfassend aufgelistet werden.

2.1 Einsatz von polymerummantelten Biberschutznetzen:

- Stahl stoppt Biber und Nagetiere wirksam (kein Durchbeißen vgl. Geokunststoffe)
- 120 Jahre Korrosionsschutz durch Polymerummantelung (vgl. Anhang A, Tabelle A.1 der DIN EN 10233-3 2014-04)
- Problemlose Befahrbarkeit z.B. bei Mäharbeiten (Einbaubeschädigungstest)
- Durchgehende Oberflächenarmierung vom Damm über das Vorland bis in die Uferbereiche sichert das Bauwerk auch in Perioden von Hochwasserständen (Vertikalsperren gem. DVWK 247/1997 sind hier wirkungslos)
- Reduzierung der erforderlichen Übermengen an Wasserbausteinen (reduzierter Verlust durch Strömung / Wellenschlag / reduzierter Verlust durch Abrollen zur Flusssohle) bei Ausbildung einer Biberschutznetz-Steinwalze am Uferböschungsfuß oder der Verwendung von polymerummantelten Flussmatratzen
- Einfache Installation (Rollenware, sichere C-Ring Verbindung mit teilautomatisierten Verbindungswerkzeugen)
- Einfache Instandsetzung - Reparaturpaneele

2.2 Einsatz von polymerummantelten Biberschutznetz mit extrudiertem Wirrgelege

- Erosionsschutz – reduziert wirksam Ausspülung von Feinkornanteilen auch in der Wasserwechselzone
- Vegetationshilfe – zusätzlicher Halt der Bepflanzung in der Anwachsphase
- Eis-Last / Eis-Anprallschutz – „Armierter Oberfläche mit Dachschindeeffekt“
Gras legt sich um, Wurzelwerk dringt durch Maschenöffnungen des Stahlgeflechts und das Wirrgelege und verankert die Armierungslage mit dem anstehenden Boden
- Überströmung - Verbesserung der Widerstandsfähigkeit der Oberfläche gegen Überströmungsprozesse
- Außerordentlich flexibel auch bei ungewöhnlichen Geometrien leicht anpassbar
- Geringe Empfindlichkeit gegenüber Setzungen und unplanmäßiger Deformation
- Schutz bedrohter Arten der Fauna & Flora bei Verlegung in der wachstumsarmen Periode ohne Beeinträchtigung des gewachsenen Oberbodens

Im weiteren Verlauf des Beitrags soll nun der Versuch unternommen werden, die in der vorangestellten Auflistung erhobenen Behauptungen durch entsprechend belegte Ausführungen, fachlich technische Stellungnahmen und Erfahrungsberichte zu untermauern.

3. Kann Stahldrahtgeflecht Wühl - und Nagetiere wirksam und nachhaltig stoppen? Nachweise & Langzeituntersuchungen zur Langzeitwirksamkeit

3.1 Italien, Richtlinie des Umweltministerium und Langzeitstudie über 10 Jahre

Auch Italien hatte wie, viele andere Länder rund um den Globus, im zurückliegenden Jahrhundert eine florierende Pelzindustrie. Bereits in den 1920er Jahren wurden Biber und Nutria in Italien wiederangesiedelt, um in diesem Industriezweig Verwendung zu finden. Mit der Änderung der Mode und dem einsetzenden Bewusstsein für den Tierschutz wurden bereits in den frühen 1970er Jahren zahlreiche Pelztierfarmen geschlossen oder von Tierschützern gestürmt, um die Tiere in die Freiheit entlassen. Eine rasante unkontrollierte Entwicklung der Population in Verbindung mit Meldungen massiver Schäden an Erdbauwerken in Wassernähe war die Folge. Nach erfolglosen Maßnahmen zur Begrenzung der Population, hat Italien im Jahr 2000 eine drastische Entscheidung getroffen und in einer großangelegten Aktion den Bestand um 60.000 Exemplare reduziert, aber auch das hat zu keinem signifikanten Rückgang der Schadensmeldungen geführt.

Beobachtungen belegten, dass Uferbereiche die mit Flussmatratzen (flachbauende steingefüllte Gabionenform aus flexiblem Stahldrahtgeflecht) ausgebaut wurden – und diese Bauform ist in Italien in großem Umfang umgesetzt worden - keine Schäden durch Nage- und Wühltiere aufwiesen, während in unmittelbar anschließenden Nachbarbereichen bei entsprechender Population die typischen Schadensbilder festgestellt werden konnten.

Im Rahmen eines großangelegten Langzeit-Forschungsvorhabens unter Federführung

- des Umweltministeriums MATT „*Ministerio dell’Ambiente e della Tutela del Territorio*“,
- des Nationalinstituts INFS „*Instituto Nazionale per la Fauna Selvatica Alessandro Ghigi*“ sowie
- des Umweltschutzzinstituts ISPRA „*Instituto Superiore per la Protezione e la Ricerca Ambientale*“

sollte im Rahmen der Sanierung des Kanalprojektes Zabarelle in der Provinz Rovigo die Frage untersucht werden, ob nur die Kombination Stahldrahtgeflecht plus Steinfüllung oder - wie aus zurückliegenden Referenzprojekten und aus technisch-fachlicher Sicht erwartet – auch bereits das reine Stahldrahtgeflecht die nachhaltige Verhärmung der Wühl- und Nagetiere sicherstellen würde.

Auf der Basis der teils wissenschaftlich begleiteten Referenzlage und der Erörterung technischer Argumente erschien 2001 die Richtlinie „*Linee guida per il controllo della Nutria*“ durch das Umweltministerium als Herausgeber und unter Hinweis auf Verlege-Empfehlungen sowie Referenzerfahrungen.

Im Jahre 2003 wurde dann der Bau des Kanalprojektes Zabarelle durchgeführt, bei dem drei unterschiedliche Konzepte umgesetzt wurden und dabei ganz bewusst bei einer der Varianten ein langfristiger Versagensfall provoziert werden sollte, um die Notwendigkeit der korrekten Verwendung der Produktvarianten und die Einhaltung der Verlege-Hinweise zu untermauern.

Vor Beginn der Baumaßnahme wurden ein Teil der Population in non-mortalen Käfig-Fallen eingefangen und mit Sendern markiert/ausgerüstet (Halsbänder mit einem GPS-Sender), um deren Bewegungs- und Siedlungsverhalten über einen längeren Zeitraum aufzuzeichnen und die gewonnenen Daten einer langfristigen Auswertung zuführen zu können. Im Ergebnis konnte festgestellt werden, dass keines der Tiere durch die Sicherungsmaßnahme verendet war, das Bewegungsverhalten in den Anfangsperioden regelmäßig in den gesicherten Bereich zurückführte der Aufenthalt dabei aber stetig abnahm und eine Neuansiedlung in weniger sensiblen Bereichen erfolgreich bestätigt werden konnte.

10 Jahre nach Durchführung der Maßnahmen wurde Ende 2013 eine offizielle Inspektion der gesicherten Bereiche durch die damals beteiligten professoralen Vertreter des Umweltschutzzinstituts ISPRA „*Instituto Superiore per la Protezione e la Ricerca Ambientale*“ durchgeführt, im Rahmen dessen das bereits bei Baubeginn prognostizierte Versagen einer Variante bestätigt wurde. Im Folgenden eine kurze Zusammenfassung der Inspektionsergebnisse:

Stahldrahtgeflecht verlegt auf der profilierten Oberfläche mit einer Überdeckung bestehend aus Stein- und Bodenmaterial:

Wirkung nach 10 Jahren: kein Ausspülen vom Feinboden, ursprüngliche Böschungsneigungen bei Inspektion in der Wasserwechselzone erhalten, keine Beschädigungen des Netzes durch Mäharbeiten, keine Nutriabauten im Bereich der intakten Vernetzung.

Stahldrahtgeflecht mit integrierter Wirrgelegematte verlegt auf der profilierten Oberfläche ohne Überdeckung:

Wirkung nach 10 Jahren: kein Ausspülen von Feinboden, ursprüngliche Böschungsneigungen bei Inspektion in der Wasserwechselzone erhalten, keine Beschädigungen des Netzes durch Mäharbeiten, keine Nutriabauten im Bereich der intakten Vernetzung.

Stahldrahtgeflecht verlegt auf der profilierten Oberfläche ohne Überdeckung:

Wirkung nach 10 Jahren: Feinboden ausgespült, ursprüngliche Böschungsneigungen bei Inspektion in der Wasserwechselzone nahezu vertikal, teilweise Beschädigungen des Netzes durch Mäharbeiten, keine Nutriabauten im Bereich der intakten Vernetzung.

Fazit: Die bereits in der Konzeptionsphase der Langzeituntersuchung empfohlenen Varianten 1 und 2 sind auch nach 10 Jahren in ihrer nachhaltigen Schutzwirkung uneingeschränkt funktionsfähig.

3.2 Österreich, Wirksamkeitsnachweis und Umsetzung auf 300.000 qm

Österreich sah und sieht sich, wie auch seine Nachbarländer Italien und Deutschland mit regelmäßigen Schadensmeldungen infolge Wühl- und Nagetieraktivitäten an wassernahen Erdbauwerken konfrontiert. Die Wiederansiedlung des Bibers unter Federführung des Nachbarbundeslandes Bayern in den 1970er Jahren zeigt zunehmende negative Effekte auch in den angrenzenden Regionen des Alpenstaates.

Bei der Planung der Sicherungsmaßnahmen entlang der March, eines Nebenflusses der Donau wurde daher schon frühzeitig der Aspekt des Nage- und Wühl-tierschutzes insbesondere im Hinblick auf eine nachhaltige Verhärmung der dort siedelnden Biberpopulation in die Variantenbewertung mit aufgenommen. Bereits im Vorfeld der 2008 aufgenommenen mehrjährigen Sanierungsmaßnahmen war erkennbar, dass der erforderliche Umfang der betroffenen Flächen schon allein aufgrund der Gesamtflächen und der damit verbundenen zusätzlichen Investitionen eine vorhergehende gründliche wissenschaftliche Prüfung und Bewertung der auf dem Markt angebotenen Lösungskonzepte als Grundlage der Entscheidung erforderlich machen würde.

Die Spezies der Wühl- und Nagetiere ist groß, sehr unterschiedlich ist das Verhalten und die maximale Bisskraft der verschiedenen Tiere, daher war es keine triviale Aufgabe aus der Fülle der angebotenen Nagetiersperren das für den Anwendungsfall geeignete Konzept zu bestimmen und ein probates objektives Prüfverfahren festzulegen.

Daher hat sich der Investor entschlossen, der Entscheidung für das geeignete Konzept für eine Gesamtfläche von nahezu 300.000m², eine wissenschaftliche Studie des Instituts für Geotechnik der TU Wien voranzustellen, die unter Federführung des mittlerweile

emeritierten Em. O. Univ-Prof. Dipl.-Ing. Dr. tech. Dr. h. c. mult. H. Brandl durchgeführt worden ist.

Die Studie umfasste, neben der Sichtung und Auswertung vorliegender internationaler Studien und Referenzen auch einen Realversuch an der Forschungsstelle für Ethologie des renommierten Konrad-Lorenz-Instituts der Österreichischen Akademie für Wissenschaften sowie des Konrad-Lorenz-Instituts für vergleichende Verhaltensforschung (KLIVV) bei Wien, im Rahmen dessen ein Biber-Gehege durch die am Markt verfügbaren Nagetierschutz-Varianten in zwei Sektoren unterteilt worden war und alle nicht stahlbasierten Lösungskonzepte nach kurzer Zeit infolge der extrem hohen Bisskraft der Biber überwunden werden konnten.

Die TU Wien hat auf der Basis der Versuchsergebnisse, die die uneingeschränkte Eignung der stahlgeflechtbasierten Variante bestätigt haben, eine klare Empfehlung ausgesprochen, die letztlich in der Beauftragung und Umsetzung des Projektes mit einem polymerummanteltem Stahlgeflecht mit integrierter Wirrgelegematte mündete.

Die Ausführung ist in den Jahren 2008- 2013 erfolgt und bestätigt bislang die Erwartungen an einen nachhaltigen Schutz vor Biberschäden.

Mittlerweile hat die Biberpopulation in Österreich weiter zugenommen und inzwischen auch die Region Linz erreicht. Im Süden des Landes in der Region Kärnten hat sich der Biberbestand in den letzten Jahren mehr als verdoppelt.

4. Normative Bewertung der korrosiven Langzeitbeständigkeit: 120 Jahre Korrosionsschutz durch Polymerummantelung (DIN EN 10233-3:2014-04)

Die Verwendung von stahlbasierten Produkten führt insbesondere in geotechnischen und hydraulischen Anwendungsbereichen zwangsläufig und unmittelbar zu der Frage des Korrosionsverhaltens und der Korrosionsbeständigkeit. Erfahrungen mit rostendem Stahl haben schon sehr früh zu Beschichtungstechnologien mit Zink Legierungen geführt, die den Roh-Stahl in Abhängigkeit der Umgebungsbedingungen für gewisse Zeiträume vor Korrosionsvorgängen schützen konnten.

Bereits 1894 wurden durch die Firma Maccaferri Uferschutzmaßnahmen in Bologna in der Wasserwechselzone entlang des Flusses Reno, mit einer sehr einfachen Bauform verzinkter Stahldrahtgabionen ausgeführt. Damals waren es zylindrische Sackgabionen, das Patent für die heute bekannte Form der quaderförmigen 2x1x1 Gabionen hat Maccaferri erst rund 10 Jahre später in den ersten Jahren des 20. Jahrhunderts angemeldet. Die Funktion, die Beschaffenheit und die mechanischen Eigenschaften wurden in den Folgejahren (1920er 1950er und 1994 also 100 Jahre nach der Installation) umfangreich untersucht. Eine letzte labortechnische Untersuchung fand 2012 statt. Erstaunlicherweise ließen sich auch 118 Jahre nach der Installation noch Reste an Zinkanteilen an den Drahtproben nachweisen. Die resultierende Drahtstärke hatte durch die Abrostungsprozesse zwar gegenüber dem Ursprungsmaterial abgenommen, auch physikalische Eigenschaften wie die Werte der Zugfestigkeit erreichten nicht mehr die

Ausgangswerte, dennoch konnte 2012 festgestellt werden, dass die Funktion als geschlossener Behälter für die Steinfüllung und der Verbund als monolithischer Verbund voll erhalten geblieben sind.

Seit 1894 hat sich der Korrosionsschutz weiterentwickelt. Ein erster Schritt war die Optimierung der Beschichtungslegierungen. Einfache Dickverzinkungen wurden zunehmend durch verbesserte Mischlegierungen unter Beimengung von Aluminiumanteilen, dem sog. Galvan ZnAl 5% verdrängt. Neuere Entwicklungen und der aktuelle Standard der Drahtgeflechtprodukte der Maccaferri enthalten einen erhöhten 10% Aluminiumanteil und gehören somit zur Gruppe der in den aktuellen Normen definierten sogenannten „weiterentwickelten metallischen Beschichtungen“

Seit den 1950er Jahren werden insbesondere für den Wasserbau und den Einsatz in bodenberührten Bauwerken polymerummantelte Drahtgeflechte eingesetzt. Diese mittlerweile über 60 Jahre zurückliegenden Referenzerfahrungen haben in Verbindung mit der rasanten Entwicklung der Kunststoffindustrie zu immer weiter verbesserten Kunststoffummantelungen vorwiegend auf PVC Basis geführt. Die hohen Anforderungen an Flexibilität und Langlebigkeit bei extremem Verformungs-, Haftungs- und Abrasionsverhalten und aggressiven Randbedingungen beispielsweise dem langfristigen Einsatz in Salzwasser (Küstenschutz / Hafenanlagen) haben optimierte Rezepturen hervorgebracht, die in Ihren Eigenschaften von Nachahmern „me-too-Anbietern“ bis heute nicht erreicht werden konnten.

Mit der Vorstellung der neuen PA6 Beschichtungsgeneration vor wenigen Jahren (2013) kündigt sich im Bereich der Korrosionsbeständigkeit ein echter Generationswechsel an, der die ohnehin hohe erwartete Gebrauchsdauer der polymerummantelten Stahldrahtgeflechterzeugnisse auf eine neue Ebene heben wird.

Eine Vielzahl an Untersuchungen und Prüfberichten internationaler Institute haben die hohe Korrosionsbeständigkeit auf der Basis von beschleunigten Alterungsversuchen („accelarated aging tests“) der Ummantelungen, Salzsprühnebeltests die nach 6.000 Std (nahezu doppelte Prüfungsdauer im Vergleich zu nicht polymerummantelten Stahldrahtprodukten) ohne jegliche Rotrostbildung abgebrochen wurden und durchgehend positive Untersuchungen in der Kesternichzelle in Verbindung mit der umfangreichen erfolgreichen Referenzlage nachgewiesen.

Auf der Grundlage dieser Untersuchungsergebnisse ist nach jahrelanger fachtechnischer Diskussion mit Experten auf europäischer CEN Ebene im Dezember 2013 im Rahmen der EN 10223-3:2013, die im April 2014 in Deutschland ratifiziert worden ist, erstmals eine konkrete Zuordnung der Beschichtungs-/Ummantelungsstrategie mit der angenommenen zu erwartenden Gebrauchsdauer des Erzeugnisses in Abhängigkeit der Umgebungsbedingungen C2-Cx erfolgt (vgl. Anhang A, Tabelle A1 der DIN EN 10233-3:2014-04).

In der Norm wird für die im Bereich der Biberschutznetze eingesetzten polymerummantelten Stahldrahtgeflechte eine zu erwartende Gebrauchsdauer für alle Umgebungsbedingungen von 120 Jahren konstatiert.

5. Problemlose Befahrbarkeit z.B. bei Mäharbeiten (Einbaubeschädigungstest)

Aus dem Bereich der Geokunststoffe sind je nach verwendetem Produkt teils starke Einschränkungen an die Handhabung während der Installation (Einbau der überlagernden Schichten im Vor-Kopf-Einbau) und die maximale Belastung nach Einbau (Überfahrbarkeit nur bei massiven Mindestüberdeckungen) bekannt.

Stahldrahtgeflechtbasierte Produkte verhalten sich in der Einbauphase robuster und sind überfahrbar. Aber wie verhält sich die Polymerummantelung auf mechanische Belastungen in der Installationsphase?

Der Einsatz der Biberschutznetze mit integrierter Wirrgelegematte soll zu einer Armierung der Oberfläche führen und mit dem Wurzelwerk der Grasnarbe einen Verbund eingehen. Um dies zu ermöglichen liegt das Produkt konsequenterweise dicht unter der Oberfläche, weist also eine verhältnismäßig geringe Überdeckung mit Oberboden auf.

Demnach musste konsequenterweise ein Nachweis der schadensfreien Überfahrbarkeit im Rahmen eines sogenannten Einbaubeschädigungstests erbracht werden.

Ein entsprechender Nachweis ist in Zusammenarbeit mit Prof. Dr. Müller-Rochholz erbracht worden im Verlauf dessen ein polymerummanteltes Stahldrahtgeflecht mit geringer Überdeckung aus teils scharfkantigem Bruchstein einer 4 fachen Doppelüberfahrt mit einer Vibrations-Schafffußwalze unterzogen wurde und das belastete Geflecht anschließend im Labor mit einer Mikroskop-Kamera untersucht worden ist. Im Ergebnis konnte bestätigt werden, dass leichte oberflächliche Kratzer an der Polymerummantelung festgestellt werden konnten aber in keinem Bereich der Stahlbereich betroffen war oder gar eine Durchtrennung von Einzeldrähten aufgetreten sei. Somit wurde der Abminderungsfaktor für Einbaubeschädigungen folgerichtig auf Null (1,0) gesetzt.

Was für die Belastungen aus dem Einbau gilt hat selbstverständlich auch für die regelmäßig wiederkehrenden Pflege- und Wartungsarbeiten (Mäharbeiten) Aussagekraft.

Solange eine minimale Überdeckung der eingesetzten Biberschutznetze gewährleistet ist, gibt es keine Einschränkungen bei der Ausführung der Pflege- und Wartungsarbeiten.

6. Durchgehende Oberflächenarmierung vom Damm über das Vorland bis in die Uferbereiche sichert das Bauwerk auch in Perioden von Hochwasserständen (Vertikalsperren gem. DVWK 247/1997 sind hier wirkungslos)

Das DVWK Merkblatt 247/1997 hat vorausschauend bereits 10 Jahre vor dem in Österreich durchgeführten Wirkungsnachweis unter „realen“ Bedingungen, der eindrücklich die Wirksamkeit von stahlbasierten Produkten bestätigt hat, die Verwendung von Stahl als Biber und Nutria Sperre empfohlen.

Der im Merkblatt aufgeführte Werkstoff hat sich bewährt, allerdings haben die Vorgaben zum Korrosionsschutz (dickverzinkt) sowie die Empfehlung der Anordnung lediglich als Vertikalsperre in direkter Nähe zur Uferböschung zu kurz- bis mittelfristigen Problemen geführt. Bei zahlreichen ausgeführten und teils zwischenzeitlich sanierten Abschnitten konnten folgende nicht erwünschte Effekte festgestellt werden:

- Die Tunnelbauten zwischen Uferböschung und Vertikalsperre werden geflutet und stürzen ein. Die einsetzende Erosion legt über kurz oder lang die Vertikalsperren frei, die nicht als Stützwand konzipiert sind und in der Folge stark verformt werden, beschleunigt korrodieren und ihre Funktion verlieren.
- Die Tunnelbauten enden zunächst an der Vertikalsperre werden vom Biber aber oberirdisch überwunden und hinter der Vertikalsperre mit weiteren Tunnelbauten hinein ins Vorland fortgesetzt
- Bei Hochwasserständen kann der Biber seine bisherigen Bauten nicht mehr erreichen und legt neue Tunnelsysteme direkt im ungeschützten Deichkörper an und schwächt damit den ohnehin kritisch belasteten Deich in einem oberen Bereich geringer Mächtigkeit. Bei weiter steigenden Wasserständen werden die Tunnelsysteme geflutet und sind dann Ausgangspunkt erhöhter Erosion.

Die durchgehende oberflächennahe Vernetzung des Dammbereiches sowie des angrenzenden Vorlandes mit einer Einbindung in den Vertikalsperrenbereich oder einer alternativen Fortsetzung der Vernetzung bis in die Uferböschung - im zweiten Fall konsequenterweise unter Verzicht auf die Vertikalsperre - sichert das gesamte Bauwerk in allen zu erwartenden Wasserstand-Phasen.

7. Reduzierung der erforderlichen Übermengen an Wasserbausteinen (reduzierter Verlust durch Strömung / Wellenschlag / Abrollen zur Flusssohle)

In Deutschland werden zur Ufersicherung von Fließgewässern überwiegend Wasserbausteine verschiedener Steinklassen in den meisten Fällen in Verbindung mit BAW geprüften Wasserbauvliesstoffen oder BAW geprüften Sandmatten eingesetzt.

Je nach vorliegenden Randbedingungen werden in den Planungen Schichtdicken für die Steinschüttungen von 0,50m-1,00m aufgeführt. Im Rahmen der Ausführung können diese Schichtstärken bei der vorliegenden Böschungsneigung aber nur hergestellt werden, wenn ein ausreichender passiver Stützkeil mit deutlich höherer Schichtdicke am Fuß der Uferböschung gewährleistet werden kann. Bei der Herstellung des Stützkeils rollt ein gewisser Teil des Steilschüttungsmaterials Richtung Flussmitte und muss durch zusätzliche Steine ersetzt werden. Gleiches gilt im Rahmen der planmäßigen Nutzung durch Strömungen und Turbulenzen infolge des Schiffsverkehrs, Wellenbildung, Strömungsänderungen bei Hochwasserständen. Hinzu kommt der Faktor Mensch: Es wurde beobachtet, dass Anwohner Steine für die private Gartenbauzwecke entwendet haben, Jugendliche aus Übermut/Wettkampf große Mengen an Steinen von der Böschung

in den Fluss geworfen haben, Angler Steine aus der Böschung entfernt haben, um bequeme Angelplätze zu schaffen, etc.

Somit entsteht im Rahmen der planmäßigen Nutzung der Wasserstraßen ein wiederkehrender Bedarf an zusätzlichem Steinschüttungsmaterial als Ersatz verlagerter Schüttungen im Rahmen von Instandsetzungsarbeiten.

Bei geringen Strömungsgeschwindigkeiten kann bereits die Verwendung des Biberschutznetzes mit integriertem Wirrgelege eine probate Ufersicherung darstellen. Werden herkömmliche Wasserbausteine eingesetzt, könnte die Verlegung eines Biberschutznetzes als Unterlage in Verbindung mit einer netzummantelten Steinwalze am Böschungsfuß den passiven Stützkeil ersetzen und somit den Steinbedarf senken. Bei Verwendung von Flussmatratzen senkt sich das erforderliche Steinvolumen gegenüber der klassischen Steinschüttung um die Hälfte bis zwei Drittel und der Steinbedarf ist durch die Bauform klar definiert. Abgerechnete schwer nachprüfbare Übermengen, die vielleicht im passiven Stützkeil, unter Umständen als Rollgut Richtung Flussmitte oder möglicherweise zwar abgerechnet aber nicht wirklich geliefert worden sind, würden damit der Vergangenheit angehören.

Die normativ bestätigten langen Gebrauchsdauern der aktuellen polymerummantelten Stahlgeflecht-Lösungen sollten eine Wiederaufnahme der Diskussion mit der BAW über die Einsetzbarkeit dieser nachweislich wirtschaftlichen und nachhaltigen Alternativen, die weltweit in großem Umfang für diesen Anwendungsbereich erfolgreich eingesetzt werden, ermöglichen.

8. Einfache Installation (Rollenware, C-Ring Verbindung teilautomatisiert)

Gegenüber den im DVKW Merkblatt 247/1997 aufgeführten Vertikalsperren, die aus geschweißten Stahlgitterpanelen ähnlich den Gabionengitterpaneelen bestehen, maximal 2-3 qm pro Panel abdecken und jeweils einzeln miteinander verbunden werden müssen, wird das Biberschutznetz als Rollenware angeliefert.

Die Rollen, die in Breiten bis zu 4,00 m und Längen bis zu 100 m hergestellt werden können, erfordern keine Überlappung sondern werden auf Stoß mittels einfacher C-Ring Verbindung fixiert. Hierzu kommen teilautomatisierte Werkzeuge zum Einsatz, die eine große Anzahl an Ringen in einem Magazin vorhalten. Bei der oberflächlichen Verlegung mit anschließender Überdeckung wird das Netz vor der Überdeckung mit wenigen Erdnägeln, die nur temporäre Funktion haben, zusätzlich fixiert.

9. Einfache Instandsetzung, Ad Hoc Maßnahmen – Reparaturpaneele

Sollten begrenzte Bereiche der Flächenvernetzung Beschädigungen aufweisen, können diese schnell und einfach mit Reparaturpaneelen in unterschiedlichen Größen behoben werden. Die Reparaturpaneele bestehen aus Biberschutznetz, das zusätzlich mit einem werkseitig vorkonfektionierten polymerummantelten Randeddraht rundum geschlossen ist.

Werden Biberbauten an sensiblen bislang ungesicherten Bereichen eines Deiches festgestellt, können ohne größere Vorbereitungen Ad Hoc Maßnahmen mit Reparaturpaneelen durchgeführt werden. Die Paneele werden lokal über dem Schadensbereichen aufgelegt und mit geeigneten Erdnägeln verankert. Sie sichern somit kurzfristig und wirksam den geschädigten Bereich. Allerdings stellen diese lokal begrenzten Schutzmaßnahmen keine nachhaltige Verhärzung der Biber im Deichabschnitt dar.

Eine langfristige Sicherung kann nur durch die flächige Verlegung der Biberschutznetze im betroffenen Abschnitt erzielt werden. Eine solche flächige Verlegung wird in aller Regel nach der erfolgreichen Abwendung der unmittelbaren Schadensgefährdung planmäßig in einer geeigneten Folgeperiode erfolgen.

Potentielle Anwendungen der Reparaturpaneelle:

Ad Hoc Sofortmaßnahmen:

Ähnlich einem Pflaster, das nach einer Schnittverletzung auf die Wunde aufgelegt wird, verhindern Reparaturpaneelle sofort eine weitere Schadensausbreitung der betroffenen Schadensbereiche. Da die Paneele nur lokal aufgebracht werden, können mit dieser Maßnahme künftige Schäden in der Umgebung der Paneele allerdings nicht wirksam ausgeschlossen werden, hierfür ist eine flächige Verlegung erforderlich.

Vertikalsperren:

Bei Verwendung der Reparaturpaneelle als Alternative zu den Vertikalsperren gem. DVWK Merkblatt 247/1997, die in der Regel für eine Tiefe von 1,5m ausgelegt sind, werden die Paneele entlang der Doppeldrilling bei 1,5 m umgeklappt, somit entsteht ein ca. 0,5 m breiter Streifen an der Oberfläche der Vertikalsperre an die eine flächige Vernetzung mittels C-Ring Verbindung problemlos und sicher angeschlossen werden kann.

Baumverbiss-Schutz:

Die Reparatur Paneele können mit einfachen Hilfsmitteln auch als Baumverbiss-Schutz eingesetzt werden. Es ist darauf zu achten, einen Freiraum zwischen der den Baum umschließenden Vernetzung und der Baumrinde herzustellen. Bei einem Deichertüchtigungsprojekt an der Oder in Brandenburg wurde ein auf dem Baufeld zu Verfügung stehendes Drainagerohr als Abstandshalter zwischen Paneel und Baumrinde eingesetzt.

10. Erosionsschutz – reduziert wirksam Ausspülung auch in der Wasserwechselzone

Oberflächenerosion kann zum Versagen eines Deiches führen und durch unterschiedliche Einflüsse hervorgerufen werden. Je nach regionaler Lage, Witterungsbedingungen und Wasserständen, können die folgenden Belastungen zu Erosionsprozessen führen:

Abtrag durch Starkwinde, Abtrag durch Starkregenereignisse, Abtrag durch Strömungsprozesse und/ oder Wellenschlag in der Wasserwechselzone.

Eine umfangreiche Studie zum Erosionsverhalten unterschiedlicher Erosionsschutzprodukte wurde im Zeitraum 2009-2011 im Rahmen des AiF geförderten Forschungsvorhabens 15717 N in Zusammenarbeit des Süddeutschen Kunststoffzentrums in Würzburg SKZ und der Bayerischen Landesanstalt für Weinbau und Gartenbau LWB am Autobahndreieck Bibelried durchgeführt.

Im Rahmen des umfangreichen Prüfprogramms wurden die folgenden Untersuchungen durchgeführt:

Bodenabtrag nach Starkregenereignis, Vegetationsentwicklung, Wasseraustritt aus der Frostschuttschicht, Beständigkeit/Festigkeit, Beregnungstest, vegetationstechnische Öffnungsweite, Licht-Transmission, Verdunstungsschutz, Witterungsbeständigkeit, mikrobiologische Abbaubarkeit, Schwelwiderstand, Brandverhalten, Zugfestigkeit, Biegesteifigkeit, Verbundfestigkeit, Druckstauchungsverhalten, Dämpfungsverhalten, Rückstellverhalten, Wasserableitvermögen, Wasserdurchlässigkeit normal zur Ebene, Dicke, flächenbezogene Masse, Wasseraufnahmevermögen bei Eintauchen und bei Beregnen, Dickenänderung bei Wasserlagerung, Porosität, Umweltunbedenklichkeit nach M Geok K.

Die Variante Biberschutznetz mit integrierter Wirrgelegematte - MacMat R Steel hat die Testreihe erfolgreich absolviert.

Den wesentlichen Beitrag zum Erosionsschutz übernimmt die Wirrgelegematte, der Vergleich der Ergebnisse der AiF Studie in Bibelried zeigt jedoch eindrücklich, dass den mechanischen Eigenschaften des unbewehrten Multifilaments bei mechanischen Belastungen rasch Grenzen gesetzt werden. Unbewehrte Produkte sind in den Böschungsbereichen der Testanordnung teils eingerissen, teils haben sie über die gesamte Breite der Testfeldstreifen versagt. Dieser Versagensfall konnte bei den bewehrten Produkten nicht beobachtet werden.

Das Biberschutznetz mit integrierter Wirrgelegematte ist eine optimale Kombination und verbindet die Ableitung der mechanischen Beanspruchungen über das Stahlgeflecht mit den positiven Effekten der Erosionsschutzmatte.

Bei zahlreichen internationalen hydraulischen Projekten ist diese Kombination erfolgreich und langjährig als Uferschutz entlang von Wasserstraßen verbaut und verhindert in Kombination mit der Vegetation das Ausspülen von Feinkornanteilen.

Die Ergebnisse der in Italien in einem Zeitraum von 10 Jahren von der ISPRA „Istituto Superiore per la Protezione e la Ricerca Ambientale“ am Kanalprojekt Zabarelle Region Rovigo durchgeführten Langzeitstudie belegen auch 10 Jahre nach der Installation den wirksamen Erosionsschutz gegen Ausspülen von Feinkornanteilen im direkten Bereich der Wasserwechselzone.

11. Vegetationshilfe – zusätzlicher Halt der Bepflanzung in der Anwachsphase

Der Vegetation und hier im Wasserbau insbesondere der intakten Grasnarbe kommt eine besondere Bedeutung zu. Ein optimaler Rückhalt der Feinkornanteile entsteht erst im Zusammenwirken des Biberschutznetzes mit integrierter Wirrgelegematte und dem Wurzelwerk der Oberflächenvegetation.

Besonders erosionsanfällig ist die Oberfläche eines Neubauabschnittes unmittelbar nach Fertigstellung und in der ersten Anwachs-/Wachstumsphase der frischen Vegetation. Die im vorherigen Abschnitt beschriebenen Erosionsmechanismen Wind, Starkregen, Strömung und Wellenschlag wirken ohne zusätzlichen Schutz unmittelbar auf den Oberboden und die jungen Triebe ein und verursachen sehr rasch umfangreiche Schäden.

In Österreich wurde im Zeitraum zwischen 2010-2013 das Vegetationsverhalten bei unterschiedlichen Erosionsschutzprodukten im Rahmen einer dreijährigen Studie des AlpS - Zentrum für Naturgefahren und Risikomanagement aus Innsbruck und der Universität für Bodenkultur BoKu aus Wien untersucht und sehr detailliert dokumentiert. Das Biberschutznetz mit integrierter Wirrgelegematte - MacMat R Steel hat die Testreihe erwartungsgemäß positiv abgeschlossen.

12. Eis-Last / Eis-Anprallschutz – Armierte Oberfläche mit Dachschindeleffekt

Dass auch Eis eine massive Gefahr für Deichbauwerke darstellen kann, wurde in den vergangenen Jahren sehr eindrücklich von Prof. Dr. Carstensen in zahlreichen Fachvorträgen und Veröffentlichungen belegt. An der Brandenburgischen Technischen Universität BTU Cottbus wurden im Jahre 2011 historische und aktuelle Hochwasserereignisse, die im Zusammenhang mit der Eis-Problematik zu sehen sind, im Rahmen einer Dissertation sehr umfangreich dokumentiert. Neben der in der Dissertation dargestellten unmittelbaren Belastung durch Eislast als zusätzliche Auflast sowie infolge Eispralls, können auch mittelbare erhöhte Belastungen des Deichs durch Rückstau als Konsequenz von Eisbarrieren entstehen, die im Rahmen des Symposiums „Sicherung von Dämmen, Deichen und Stauanlagen“ der Technischen Universität TU Siegen 2012, von einem ausführenden Ingenieurbüro (Hr. Krei, PPN, Neuruppin) sehr anschaulich vorgestellt wurden.

Diese sogenannten Eisversetzungen entstehen durch übereinander geschobene Eisplatten, die im Extremfall zu einer Barriere im Flusslauf führen, die einen massiven Rückstau und somit einen extrem schnellen Anstieg des Pegels flussaufwärts auslösen kann. Der Vortrag des ausführenden Ingenieurbüros stellt diesen Effekt am Beispiel der Oder im Bereich der Stadt Schwedt vor. Sicherlich eine der spektakulärsten Maßnahmen wurde von der russischen Luftwaffe im Rahmen von Bombardierungen einer Eisversetzung am Oderbruch im Winter 1946/47 - wenn auch nur mit mäßigem Erfolg – durchgeführt.

Einen Überblick über die Beanspruchung der Deichoberflächen durch Eis bieten die im Folgenden zitierten Ausschnitte aus der o.g. Dissertation von Dr. Schuh, S. 210:

„ (...) Außenböschungen von Deichen können bei einem Eishochwasser z.B.

- durch auf die Deiche geschobenes Eis,
- durch Eisschollen oder Eisfelder, die durch ihre rotierenden Bewegungen Gras und Boden aus den Deichen herausreißen,
- durch auflaufendes Treibeis, das Bäume auf dem Deich entwurzeln kann,
- durch eine parallel zur Fließrichtung den Deich tangierende Eisschlammmasse und
- durch vorherigen Regen oder durch ein infolge Hochwassers aufgeweichten Deich

geschädigt bzw. belastet werden. (...)“

Das Biberschutzgitter mit aufextrudierter Wirrgelegematte MacMat R Steel bildet mit der Vegetation eine armierte Oberfläche, bei der die Wurzeln durch die Wirrgelegematte und die Maschenöffnungen des Stahlgeflechtes eine zusätzliche Rückverankerung mit dem anstehenden Boden bilden und somit eine Verstärkung der Oberfläche gegen mechanische Belastungen bewirken.

Dieser Oberflächenarmierungseffekt kann auch einen positiven Beitrag zur Reduzierung der Schäden infolge Eislast / Eisanprall leisten.

Dass die Eindringtiefe bei starken mechanischen Belastungen auf Erdkörper durch die Sicherung der Oberfläche mit Stahlgeflecht erheblich reduziert werden kann, zeigen auch Erfahrungen aus der Felssicherung und dort insbesondere aus dem Bereich der Steinschlagschutzwälle. Die überzeugenden Ergebnisse der Steinschlagschutzwälle sind im Wesentlichen auf den Aufbau des Damms nach dem Prinzip der bewehrten Erde zurückzuführen, jedoch trägt auch der reine Oberflächenarmierungseffekt einen erheblichen Anteil zum Gesamtverformungsverhalten bei.

13. Überströmung - Verbesserung der Widerstandsfähigkeit der Oberfläche gegen Überströmen

Die aktuellen zurückliegenden Hochwasserereignisse der vergangenen Jahre sind aufgrund der neuen Medien, die es jedermann erlauben überall und zu jedem Zeitpunkt Foto- und Videodokumente zu erstellen und mit einer breiten Öffentlichkeit zu teilen, umfassend dokumentiert. Auch der Einsatz der neuen leicht handhabbaren Drohnen hat viel Informationsmaterial aus bislang nur beschränkt zugänglichen Perspektiven geliefert.

Der zerstörerische Einfluss von unplanmäßigen Überströmungsvorgängen an Deichanlagen wurde so in nie gekanntem Umfang und Detailaufnahmen dokumentiert, Das Versagen der Deiche setzte sehr häufig auf der luftseitig überströmten Flanke bereits nach überraschend kurzer Überströmdauer ein.

Der positive Einfluss des Biberschutznetzes mit integrierter Wirrgelegematte auf die Widerstandsfähigkeit der Oberfläche gegen Überströmungsvorgänge wurde unter Federführung der Universität für Bodenkunde BoKu in Wien, 2000 und der Technischen Universität TU Wien 2012 in einem 1:1 Modellüberströmungsversuch in Zusammenarbeit mit der Firma KRISMER bestätigt.

Bei höheren Strömungsgeschwindigkeiten in Kombination mit größeren Durchflussmengen - also bei planmäßigen Überströmungsbereichen den sog. „Spillways“ - kann der Überströmungsschutz der Oberfläche durch den Wechsel von Biberschutznetzes mit integrierter Wirrgelegematte - MacMat R Steel auf Reno Flussmatratzen, die neben der Armierungsfunktion aufgrund der Steinfüllung für eine zusätzliche Auflast sorgen, weiter verbessert werden.

In diesem Zusammenhang sind umfangreiche Untersuchungen an folgenden Instituten durchgeführt worden: Laboratories of Colorado State University in FORT COLLINS, USA, SOGREAH of Grenoble, Frankreich, University of South Wales, Australien, INCYTH of Ezeira, Argentinien.

Eine solche Überströmungsfläche mit Reno Flussmatratzen ist auf einer Fläche von ca. 5.000 qm im Frühjahr/Sommer 2015 in Österreich an der HWS Kamp einem Nebenfluss der Donau in der Nähe von Krems an der Donau in der Ausführung.

14. Außerordentlich flexibel bei ungewöhnlichen Geometrien leicht anpassbar Geringe Empfindlichkeit gegenüber Setzungen und Deformationen

Die als Rollenware gelieferten Biberschutznetze sind im Gegensatz zu den im DVWK Merkblatt 247/1997 empfohlenen Stahlgittern aus geschweißten Paneelen ausgesprochen flexibel und lassen sich bereits im Prozess der Installation auch an ungewöhnliche Geometrien anpassen.

Im Gegensatz zu „steifen“ Bauformen, die im Wasserbau häufig in Betonbauweise ausgeführt werden, bieten die „semi-steifen“ Konzepte, zu denen Vernetzungen aber auch doppeltgedrillte Gabionen und Flussmatratzen zu rechnen sind, durch deren bedingte Verformbarkeit gerade bei Anwendungen im Wasserbau enorme Deformationsreserven bei unplanmäßiger Beanspruchung beispielsweise infolge von Setzungen oder mechanischem Anprall.

15. Umweltunbedenklichkeitsnachweis - Schutz bedrohter Arten der Fauna & Flora bei Verlegung in der wachstumsarmen Periode ohne Beeinträchtigung des gewachsenen Oberbodens

Im Umfeld von Deichanlagen bilden sich aufgrund der beschränkten Zugänglichkeit und der behutsamen Unterhaltung durch geschultes und sensibilisiertes Personal häufig einzigartige Biotope, die Raum und Ruhe für die Entwicklung einer großen Artenvielfalt bieten. Es ist daher sehr erfreulich und nicht allzu überraschend, dass im Vorfeld anstehender Sanierungs- und Ertüchtigungsbauvorhaben häufig eine Wiederansiedlung längst verdrängt vermuteter bedrohter Arten der Flora und Fauna festgestellt werden kann.

Je nach Art und Seltenheit werden diese Bereiche der Deichabschnitte bislang von den Sanierungsmaßnahmen ausgeschlossen, da eine Neuprofilierung der Oberflächen und der damit verbundene Abtrag des Oberbodens unweigerlich zu einem massiven Eingriff in das Biotop führen würde. Der Oberboden beherbergt neben dem Wurzelwerk teils seltener

Pflanzenarten auch Käfer und Engerlinge seltener Falter, wie der Auszug aus einer aktuellen Anfrage belegt:

„(...) Wegen vermuteter Vorkommen der europäisch geschützten Schmetterlingsart *Maculinea nausithous* (Dunkler Wiesenknopf-Ameisenbläuling), die durch ihre spezielle Lebensweise eng an die nur in diesem Abschnitt vorkommende Futterpflanze *Sanguisorba officinalis* (Großer Wiesenknopf) gebunden ist, wurde der Deichabschnitt von Bibersicherungsmaßnahmen völlig ausgelassen, weil man mit den Naturschutzbehörden keine Einigung erzielen konnte. Ein Biberschutz ist wegen der zahlreichen Kleingewässer, die wasserseitig praktisch unmittelbar an den Deichschutzstreifen grenzen, dringend erforderlich.“

Lösungskonzept und Nachweis der Umweltunbedenklichkeit nach M Geok E:

In Bereichen mit Vorkommen besonders gefährdeter Arten der Fauna und Flora kommt das polymerummantelte Biberschutznetz mit integrierter Wirrgelegematte zum Einsatz, dass in der wachstumsarmen Periode (Winterperiode) unmittelbar auf den unbearbeiteten Untergrund aufgelegt und mit Erdnägeln fixiert wird.

In der folgenden Wachstumsperiode entwickelt sich die anstehende unberührte Vegetation ungehindert durch das Wirrgelege hindurch und bildet nach kurzer Zeit oberhalb des Wirrgeleges eine geschlossene Vegetationsoberfläche, die durch diese Maßnahme eine zusätzliche Stabilisierung gegen mechanische und hydraulische Einwirkungen, wie beispielsweise den in anderen Abschnitten des Konzeptes beschriebenen Eisanprall, oder die Erosionsbelastungen aus Überströmungsvorgängen, erhält.

Weder die Öffnungsweite des polymerummantelten Stahldrahtgeflechtes noch die des Wirrgeleges stellen eine Barriere für die Kleinlebewesen im Oberboden dar. Das Polypropylen-Wirrgelege ist aufgrund des geringen Filament-Durchmessers sehr flexibel und schränkt den Ein- und Austritt der Kleinlebewesen zwischen Oberboden und Umgebung nicht ein.

Beeinträchtigungen der Umwelt (Boden/Wasser/Luft) durch die eingesetzten Materialien beispielsweise durch Ausgasen, Eluate (Löslichkeiten) oder chemische Reaktionen mit den Umgebungsstoffen können bei der Verwendung der Biberschutznetze mit (oder ohne) Wirrgelege ausgeschlossen werden.

Ein entsprechender Nachweis ist im Rahmen der Umweltunbedenklichkeitsprüfung nach M Geok E am Institut der KIWA-TBU in Greeven erfolgreich geführt worden.

16. Ausblick

Die Biberschutznetze finden auch in Deutschland zunehmend Eingang in aktuelle Deichsanierungsprojekte. Mittlerweile sind Deichanlagen in Brandenburg, Sachsen und Bayern mit dem Schutzkonzept ausgerüstet. Ausschreibungen in Mecklenburg-Vorpommern, Niedersachsen und Nordrhein-Westfalen werden noch im aktuellen Jahr zu weiteren Deichsanierungsmaßnahmen mit Wühl- und Nagetierschutz führen.

Aber auch andere Tierarten können die Oberflächen von Deichen gefährden. Neben Kaninchen, die ebenfalls Tunnel anlegen, werden inzwischen Wildschweine mehr und mehr als Gefahr eingestuft.

Wildschweine werden nicht unmittelbar der Spezies „Wühl- und Nagetiere“ zugeordnet, sie graben auch keine Tunnelbauten in Deichanlagen, dennoch werden in zunehmendem Maße Schäden der Grasnarbe durch Wildschweineinwirkung auch an Deichen gemeldet. Interessanterweise konzentrieren sich die Schäden auf die luft- und wasserseitigen Flanken der Deichbauwerke und betreffen seltener das angrenzende Vorland. Dieser Effekt wird nach Aussagen der zuständigen Behörden dem Umstand zugeordnet, dass der Deichkörper aufgrund seiner beschränkten Zugänglichkeit und den ausgewogenen Feuchtigkeitsverhältnissen eine größere Artenvielfalt und Bestandsdichte an Kleinlebewesen (z.B. Würmer, Engerlinge, etc.) im Vergleich zum Vorland aufweist und dadurch für Wildschweine interessant wird.

Da einer intakten Grasnarbe im Hochwasserfall eine entscheidende Rolle für die Verhinderung von Oberflächenerosion zukommt, besteht ein Interesse an geeigneten nachhaltigen technischen Schutzmaßnahmen. Die Biberschutznetze mit aufextrudiertem Wirrgelege bilden mit dem Wurzelwerk der Grasnarbe eine geschlossene Einheit und erschweren es den Wildschweinen, die Narbe flächig zu durchwühlen. Damit der Wildschweinzahn durch das Sechseckgeflecht behindert werden kann, darf das Netz nicht zu tief liegen, da sonst der Oberboden über der Vernetzung abgeschält werden könnte.

Aufgrund der geringmächtigen Überdeckung von nur wenigen Zentimetern wäre ein ausgewachsenes Wildschwein in der frühen Phase der ersten Wachstumsperiode nach der Installation, in der noch kein ausreichender Verbund des Wirrgeleges mit dem Wurzelwerk und dem Untergrund entstanden ist im Zweifel in der Lage, das Netz anzuheben und den Anwachsprozess zu stören. Um dies zu unterbinden müssen die Netze bei der Anwendung als Wildschweinschutz im Rahmen der Installation mit dem Untergrund verbunden werden. Dies erfolgt mit einfachen Erdnägeln oder Stahlkrampen in einem festgelegten Raster. Das Raster orientiert sich an den Untergrundbedingungen sowie der Größe und Geometrie der Vernetzungsfläche.

Die Erfahrungen aus dem Deichabschnitt gegenüber der Insel Rügen in Mecklenburg-Vorpommern finden Eingang in aktuelle Planungen zur Wildschwein-Abwehr, bei denen derzeit verschiedene potentielle Ausführungsvarianten analysiert und bewertet werden.

Dass Wildschweine mittlerweile auch die natürliche Scheu vor Menschen und Siedlungen verloren haben, zeigen u.a. Beispiele aus Berlin und Brandenburg. Es ist aus Sicht der Tiere nachvollziehbar, dass die gepflegten Gärten und Parkanlagen eine große Anziehungskraft ausüben. Im Herbst liefern Laubbäume wie Eichen und Buchen große Mengen an Früchten, das ordentlich zu Haufen aufgeschichtete Laub ist voller Kleinlebewesen, die Komposthaufen liefern immer etwas Schmackhaftes und im Frühjahr finden sich in den Parkanlagen in großer Zahl die besonders schmackhaften Blumenzwiebeln.

Es wird also auch zukünftig ein breites Feld für weitere Forschungsarbeiten und zu entwickelnde Nachweisverfahren geben.

Maccaferri stellt sich den Fragestellungen und arbeitet zielgerichtet mit akkreditierten Instituten zusammen, um den Erkenntnisstand weiter auszubauen und einen technischen Beitrag zur nachhaltigen Sicherheit der Deiche beizutragen.

Kontrollierbare Dichtung mit Bentonitmatten sichert den Damm eines großen HRB

Prof. Dr. Ing. Franz Sänger
iTN-Hochschule Zittau/Görlitz

1 Einleitung

Der Titel dieses Beitrages hätte auch lauten können „Kontrollierbare Dichtung aus Geokunststoffen sichert den Damm eines großen Hochwasserrückhaltebeckens (HRB). Damit wären alle zum Einsatz gekommenen Kunststoffmaterialien umschrieben worden. Neben den im Titel genannten Bentonitmatten wurden am Damm des HRB-Glashütte 1 auch Dränmatten und auch Filtervlies eingesetzt. Auf Letzteres unter der mineralischen Dichtung (Ton), also auf dem Planum des Stützkörpers angeordnetes Filtervlies wird in diesem Beitrag allerdings nicht eingegangen. Die auch oft mit dem sperrigen Titel „Geosynthetische Tondichtungsbahnen“ (GTD) bezeichneten Bentonitmatten werden vom Autor hier mit dem besser verbreiteten Begriff „Bentonitmatten“ benannt.

Warum das Wort „sichern“ im Titel des Beitrages? Das liegt auf der Hand. Erstens passt das Wort gut zum Motto des Symposiums „Sicherung von Dämmen, Deichen und Stauanlagen“ und zweitens ist die Dichtung an einem Staudamm stets auch gleichzeitig eine Sicherungsmaßnahme.

Im Beitrag wird die interessante kontrollierbare Dichtungs konstruktion beschrieben. Der Beitrag soll gleichzeitig das Bauen mit Geokunststoffen im Wasserbau wieder befördern, denn wie der folgende Rückblick zeigt, war die Anwendung dieser Materialien im Wasserbau schon vor Jahrzehnten mehr verbreitet als heute. Nach Meinung des Autors lagen die Ursprünge der Anwendung von Geokunststoffen eindeutig im Wasserbau.

2 Kurzer Rückblick

Die heute mit dem Sammelbegriff – Geokunststoffe – versehenen Materialien (flexible Flächengebilde als Folien, Dichtungsbahnen, Textilien und Verbundstoffe) wurden in Europa schon in den 1950er Jahren und in den USA sogar schon vor dem 2. Weltkrieg als Dichtungen oder Filterelemente im Wasserbau angewendet.

In [1] schreibt Zitscher von Bauwerksabdichtungen vor dem Krieg in den USA mit Folien aus Polyisobutylene (PIB) und Guner/Wackernagel erwähnen in [2] das Wasserreservoir - Syrakus – im Bundesstaat New York (1947) mit einer Dichtung aus einer Kunststofffolie.

In Europa beginnt die Anwendung solcher Materialien zwangsläufig etwas später Ende der 1950er Jahre. Zu nennen sind hier:

- die frühe Anwendung in den Niederlanden im Küstenschutz (Roelofs [3]),
- die 1959 realisierte Dichtung des 25 m hohen Staudammes „Contrata Sabetta“ in Italien (Sänger [4]),

- aber auch die Dichtung des 10 m hohen Dammes „Dobšina“ 1960 in der damaligen CSSR (Hobst [5]).

Der Autor dieses Beitrages konnte auch schon 1973 die Anwendung einer 0,9 mm dicken Folie als Dichtung des Dammes der Talsperre Landštejn (CSSR) beobachten.

War es zunächst vor allem die Dichtungsfunktion solcher Materialien, die genutzt wurde, so wurden bald auch – Technische Textilien – für Filter- und Trennzwecke im Wasserbau verwendet.

Diese Entwicklung verlief so damals auch in den beiden Teilen Deutschlands. In den DVWK-Schriften 76 [6] werden zahlreiche Anwendungen für geotextile Filter und Dichtungsbahnen im Westen Deutschlands genannt. So z. B. als Filter an der Förmitz- und Ölsnitztalsperre und dem HRB-Schönstädt und als Dichtung am Staudamm Bitburg.

Weitere interessante Maßnahmen werden in [7] „Elbe-Seitenkanal mit Dichtungsbahnen ...“ und in [8] der Einsatz von ca. 2.2 Mio. m² textiler Filter am Speicherbecken Geeste beschrieben. Sängler hat in [4] und [9] weitere Staubaauwerke zusammengetragen, an denen er bei der Herstellung von Dichtungen aus Kunststoffbahnen mitwirken konnte. Diese Dichtungen sind auch heute noch funktionsfähig.

Die Tabelle 1 zeigt diese Zusammenstellung:

Tab. 1: Zusammenstellung von Staubaauwerken mit Dichtungen aus Kunststoffbahnen (Auswahl)

Objekt	Fertigstellung	Stauhöhe	Dichtungsfläche
Damm für eine Grundwasseranreicherung Pretzsch	1973	5 m	2.000 m ²
TS Hopfgarten	1977	12 m	12.000 m ²
TS Schadebach II	1985	6,5 m	2 x 2.500 m ² für Kern 13.000 m ² für Teppich
TS Wallroda	1987	11 m	3.400 m ²
Oberbecken PSW-Wendefurt	1988/89	ca. 10 m	ca. 9.000 m ²
TS Altenberg	1991	6,5 m	Nicht bekannt

Nicht unerwähnt bleiben dürfen die zahlreichen Flussverlegungen mit Dichtungen aus Kunststoffbahnen im Lausitzer Braunkohlerevier. Sängler hat in [9] auch diese Flussbaumaßnahmen mit einer Gesamtlänge von über 40 km und einer Dichtungsfläche von rund 1 Mio. m² zusammengestellt.

Bei der aufgezeigten erfolgreichen Verbreitung von Geokunststoffen in der Zeit schon vor 1990 im Wasserbau ist es umso unverständlicher, warum diese Bauweise zurzeit im Wasserbau eher die Ausnahme ist. Gründe dafür können aber auch in der Wahrnehmung liegen, denn echte Staubaauwerke sind seit Jahren politisch kaum noch durchsetzbar. Aber

selbst nach den bekannten Jahrhunderthochwassern der letzten Jahrzehnte an Oder, Elbe, Donau und an deren Nebenflüssen und den jeweils folgenden Deichbauprogrammen blieb und bleibt auch die Anwendung von Geokunststoffen eher die Ausnahme.

In diesem Sinne soll die nachfolgende Beschreibung einer ausgeführten Dichtung mit Bentonitmatten (Verbundgeokunststoff) an einem Staudamm für ein Hochwasserrückhaltebecken auch dazu beitragen, diese effiziente Bauweise wieder und weiter zu befördern und noch immer vorhandene Vorurteile abzubauen.

3 Der Damm und das HRB Glashütte 1

Während des Hochwassers 2002 wurde der alte, aber sehr viel kleinere Damm des HRB Glashütte (Stauinhalt nur 50.000 m³) zerstört. Nach einigen Sofortbaumaßnahmen zur Wiederherstellung eines „Mindesthochwasserschutzes“ wurde an gleicher Stelle der neue und ungleich höhere Absperrdamm errichtet.

Im Hochwasserrückhaltebecken (HRB) Glashütte 1 wird der Briesnitzbach (ein Zufluss zur Müglitz und diese ein Nebenfluss der Elbe, linksseitig) bei Bedarf gestaut. Der Damm liegt oberhalb der Ortschaft Glashütte, etwa südwestlich von Dresden.

Das HRB Glashütte 1 ist seit November 2013 fertiggestellt. Es hat keinen Dauerstau und ist damit ein sogenanntes grünes Becken. Als Hochwasserentlastung ist ein Schachtüberlauf (Überfallturm mit Einlauftrichter) vorhanden. Mit entsprechenden Bermen und Rampen auf der Luftseite wird die Verbindungsstraße K 9026 zur Dammkrone und von dort entlang einer Rampe linksseitig der Briesnitz wieder in das Tal geführt. Der neue in der Achse gerade verlaufende Damm ist von der Gründungssohle der Dichtung bis zur Krone ca. 27 bis 28 m hoch und oben ca. 180 m lang. Das Becken kann bis zu 1,05 Mio. m³ Wasser im gewöhnlichen Hochwasserrückhaltebecken zurückhalten und ist damit gem. DIN 19700 – 12/2004 ein großes Becken. Das Gesamtstauvolumen umfasst 1,2 Mio. m³. Die Neigung an der Wasserseite beträgt 1 : 2,5 und auf der Luftseite zwischen 1 : 2 und 1 : 2,8. Auf ca. 18 m Höhe (ab Gründung) ist auf der Wasserseite eine 3 m breite Berme angeordnet.

Von der Sohle der mineralischen Dichtung aus Ton ist diese etwa bis 16 m Höhe als überdeckte, 1 : 2,5 geneigte Innendichtung ausgebildet. Ab ca. 16 m Höhe bis ca. 1 m unter Dammkrone, also auf den oberen ca. 10 m der Stauhöhe, wurde eine kontrollierbare Dichtung aus zwei Lagen Bentonitmatten mit dazwischenliegender Dränmatte eingebaut. Am Fuß dieser Dichtung und deren Einbindung in die min. Dichtung wurde eine Kontrollrigole zur Erfassung von eventuellem Sickerwasser hergestellt, aus der solches Wasser mittels drei Vollrohrleitungen schadlos zur Luftseite des Dammes abgeleitet werden kann.

Die Abbildung 1 zeigt einen schematisierten Schnitt durch den Damm (wasserseitig).

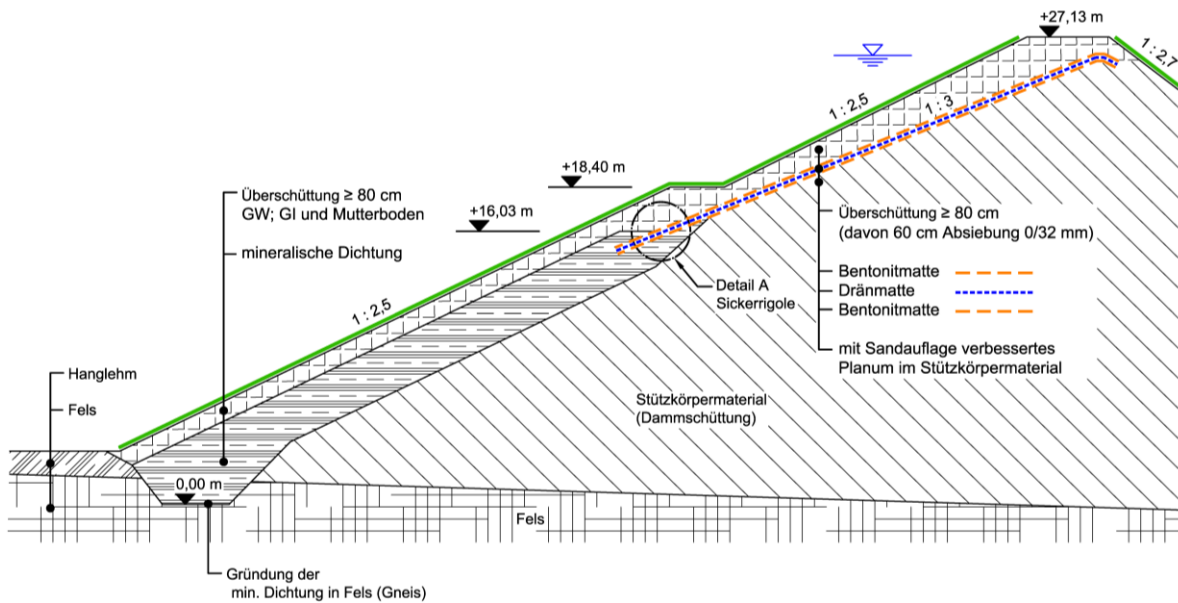


Abb. 1: Stark vereinfachter, schematischer Teilquerschnitt des Damms am HRB Glashütte 1

Zu erkennen ist auch der Übergang von der mineralischen Dichtung auf die kontrollierbare Dichtung unter der wasserseitigen Berme (Detail A). Auf weitere Einzelheiten zum Becken und zum Dammbauwerk des HRB soll an dieser Stelle nicht eingegangen werden.

4 Die kontrollierbare Dichtung mit Bentonitmatten

4.1 Konstruktion

Die Lage der kontrollierbaren Dichtung wurde bereits unter Punkt 3 genannt und wird in der Abbildung 1 deutlich. Der Regelausbau der Dichtung ist bei einer generellen Neigung von 1 : 3 folgender: (von oben)

- Überdeckung ≥ 80 cm und Mutterboden, davon direkt über der oberen Bentonitmatte ≥ 60 cm eine Absiebung (0/32 mm)
- obere Bentonitmatte (NAUE Bentofix NSP 10 300 a)
- Dränmatte NAUE Secudrain 131C WD401 131C
- untere Bentonitmatte (wie obere)
- mit i. M. 3 cm Sand 0,2/0,63 mm verbessertes Planum auf dem Dammschüttmaterial
- Dammschüttung (Stützkörper) in GW, GI (0/500 mm)

Beide Bentonitmatten sind ca. 1 m unter der Krone in einem ausgerundetem Verankerungsgraben eingebunden. Am Übergang der Dichtung aus Bentonitmatten in die mineralische Dichtung ist, wie bereits genannt, eine Rigole zur Sickerwasserkontrolle (Sickerprisma oder Sickerriegole) ausgebildet. Dazu ist die untere Bentonitmatte durch den in der mineralischen Dichtung ausgehobenen Rigolengraben unterliegend

hindurchgeführt, die Rigole mit Splitt/Schottergemisch (5,6/63 mm) verfüllt und die obere Bentonitmatte über die Rigole geführt. Daran nach unten anschließend sind beide Bentonitmatten übereinanderliegend ca. 3 m in die min. Dichtung eingebunden. In ähnlicher Weist ist die Rigole und die Einbindung der Bentonitmatten auch in einem Tonsporn in den beiden Kehlen zwischen dem Damm und den Talflanken nach oben ausgebildet. Die Sickerwasserfassung in der Rigole erfolgt mit einem Dränagerohr \varnothing 200 mm, welches an drei Stellen als Vollrohr zur Luftseite des Dammes geführt ist. Die Dränmatte ist in die Rigole auf der unteren Bentonitmatte liegend eingebunden.

Die Abbildung 2 zeigt die Ausbildung der Rigole im Querschnitt.

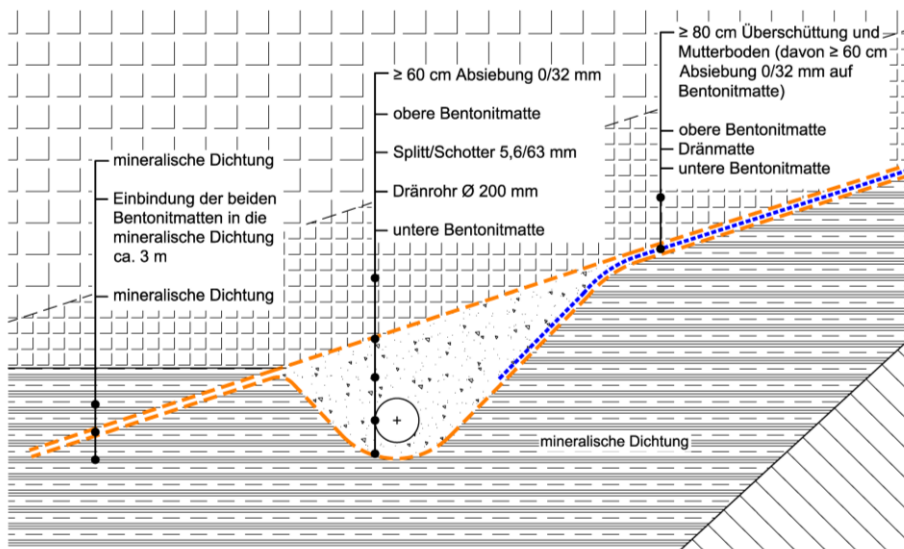


Abb. 2: Detail-A-Schemaskizze der ausgeführten Sickerwasserkontrollrigole

4.2 Materialien

Im Folgenden wird aber nur auf die für die kontrollierbare Dichtung verwendeten Geokunststoffe eingegangen.

Bentonitmatten

Zum besseren Verständnis hier noch Erläuterungen zum Begriff „Bentonitmatten“. Bentonitmatten, auch als Geosynthetische Tondichtungsbahnen – GTD – bezeichnet, sind sogenannte geotextile Verbundstoffe mit folgendem Schichtenaufbau

(von oben)

- geotextile Deckschicht (Decklage)
beim verwendetem Produkt ein Vlies
- Bentonitpulver oder Bentonitgranulateinlage
- geotextile Trägerschicht (Trägerlage)
beim verwendeten Produkt ein Gewebe

Der Verbund der Decklage mit der Trägerlage erfolgt beim verwendeten Produkt durch eine vollflächige Vernadelung durch die Bentoniteinlage. Damit ist auch eine hohe innere Scherfestigkeit der Bentonitmatte gegeben.

Im Leistungsverzeichnis (LV) zur Ausschreibung waren u. a. für die Bentonitmatte vorgegeben:

- Bentoniteinwaage > 9 kg/m²
- Permittivität < 5 x 10⁻⁹ 1/s
- Träger- und Deckgeotextil (nur PP oder PE-HD)

Ausgewählt und eingebaut wurde dann das Produkt:

⇒ Faserarmierte geosynthetische Tondichtungsbahn (GTD) Bentofix NSP 10300 a (Fa. NAUE).

Die vom Hersteller zugesicherten Kennwerte der Bentonitmatte enthält die Tabelle 2 (Auszug).

Tab.2: *Ausgewählte Kennwerte der verwendeten Bentonitmatte (NAUE Bentofix NSP 10300 a)*

	Eigenschaften	Wert	Einheit
Einzelkomponenten	Decklage (Polypropylen-Vliesstoff) Masse pro Flächeneinheit	300	g/m ²
	Trägerlage (Polypropylen-Gewebe) Masse pro Flächeneinheit	110	g/m ²
	Bentonitlage (Na-Bentonitpulver) Masse pro Flächeneinheit	10.000	g/m ²
	Wassergehalt	ca. 10	%
fertige Matte	Masse pro Flächeneinheit	10.400	g/m ²
	Schichtdicke	9	Mm
	Höchstzugkraft	12/12	KN/m
	Dehnung bei Bruch	10,0 / 6,0	%
	Stempeldurchdrückkraft	2.000	N
	K-Wert	2 x 10 ⁻¹¹	m/s

Die Abmessungen der Bahnen betragen: Breite 5 m; Länge 20 m; Durchmesser der Rollen ca. 65 cm. Das Gewicht liegt bei ca. 1 Tonne. An den Längskanten ist der Deckvliesstoff auf 50 cm Breite zusätzlich mit Bentonitpulver gefüllt. Weitere Angaben und Kennwerte enthält das Datenblatt der Firma NAUE vom März 2012.

Dränmatten

Für die Dränmatte gab es im LV keine speziellen Vorgaben. Zur Anwendung kam das Produkt:

⇒ Filter- und druckstabiles Dränsystem Secudrain 131C WD401 131C (Fa. NAUE).

Die Bahnen sind 3,8 m breit und 70 m lang aufgerollt. Das Datenblatt der Firma NAUE enthält u. a. die in Tabelle 3 ausgewiesenen Kennwerte.

Tab.3: Kennwerte für die Dränmatte (Auszug)

Eigenschaft	Wert	Einheit
Rohstoff (Kern und Textilien)	Polypropylen	PP
Masse pro Flächeneinheit	660	g/m ²
Schichtdicke	ca. 6,5	Mm
Höchstzugkraft	15,0 / 15,0	KN/m
Höchstzugkraftdehnung	40/40	%
Stempeldurchdrückkraft	3,0	KN
Masse pro Flächeneinheit (Geotextil)	130	g/m ²
Charakterische Öffnungsweite	0,08	Mm

Auf die Angaben der jeweiligen Prüfvorschriften wurde in den Tabellen verzichtet.

Weitere Kennwerte und Angaben zur Wasserdurchlässigkeit und den Abflussleistungen enthält das Produktdatenblatt der Fa. NAUE vom Januar 2011.

4.3 Voruntersuchungen

Da das Produkt Bentofix NSP 10 300 a mit seinen Kennwerten die Vorgaben des LV erfüllte, konzentrierten sich die Voruntersuchungen hauptsächlich auf die Bestimmung des Reibungsverhaltens in den einzelnen Kontaktflächen zwischen den Systemkomponenten des Dichtungssystems.

Am Institut für Geotechnik (IGtH) der Leibniz Universität Hannover wurden im Jahre 2012 (und zwar zeitlich deutlich vor der Materiallieferung) folgende Kontaktflächen und die Matte selbst im Großrahmenschergerät (30 x 30 cm) mit Originalmaterialien und bei Auflasten (Normalspannungen) von 20/40/60 kN/m² untersucht.

⇒ Innere Scherfestigkeit der Bentonitmatte

⇒ Oberseite der Bentonitmatte zur Abdeckung (Absiebung 0/32 mm)

a) ⇒ Unterseite der Bentonitmatte zur Oberseite der Dränmatte

b) ⇒ Unterseite der Dränmatte zur Oberseite der Bentonitmatte

⇒ Unterseite der Bentonitmatte zum abgesandetem Planum des Dammschüttmaterials.

Als geringste Reibungswinkel ergaben sich 26° (Bruchwerte) in den Fugen zwischen der Bentonitmatte und der Dränmatte, also bei a) und b). Bei der Kontaktfläche der

Bentonitmatte Unterseite zur Dränmatte Oberseite (a) konnte noch eine Adhäsion a mit 4 KN/m^2 nachgewiesen werden.

Die am Material selbst und an den anderen Kontaktflächen nachgewiesenen Reibungswinkel lagen deutlich über 26° . Mit den nachgewiesenen Werten zu den Scherversuchen konnte die im Vorlauf mit Erfahrungswerten vom Planer durchgeführte Standsicherheitsberechnung bestätigt werden.

4.4 Bauablauf und Herstellung der kontrollierbaren Dichtung

Die Verlegung der ersten Geokunststoffe am Damm des HRB Glashütte konnte erst am 12.11.2012, also jahreszeitlich sehr spät beginnen. Insgesamt war die Dichtungsfläche ca. 6.000 m^2 groß, so dass ca. $2 \times 6.000 \text{ m}^2$ Bentonitmatten und auch ca. 6.000 m^2 Dränmatten zu verlegen waren. Am 28.11.2012 mussten die Arbeiten wegen eines Wintereinbruchs mit anschließender geschlossener Schneedecke abgebrochen werden. Allerdings war zu diesem Zeitpunkt nur noch eine Restfläche von knapp 1.000 m^2 auf der Seite zum rechten Hang hin offen. Diese Restfläche inklusive der Anbindung an den rechten Hang konnte dann erst vom 29.04.2013 bis 02.05.2013 fertiggestellt werden. Damit waren Verlegeleistungen für das komplette System von ca. $400 - 500 \text{ m}^2/\text{Tag}$ inkl. Kontroll-/Sickerrigole, Einbindung, Planumsvorbereitung und Sofortabdeckung möglich.

Die Abbildung 3 zeigt einen Überblick zur Baustelle. Zu erkennen sind am linken Rand der Schachtüberlauf, in der Mitte die Verlegung der Geokunststoffe, die eingebaute Abdeckung und rechts eine abgedeckte „Tagesfuge“, die später als „Winterfuge“ ausgebildet wurde.



Abb. 3: Sicht auf das Baufeld vom rechten Hang

Die Abbildung 4 verdeutlicht die Takt in Takt Arbeitsweise. Im Bild sind auch die Rigole und die an den Längsseiten versetzt eingebauten Lagen der Geokunststoffe zu erkennen. Deutlich sind auch die Randstreifen der Bentonitmatten mit zusätzlich mit Bentonit gefülltem Deckvlies (dunklere Färbung) zu sehen.



Abb. 4: Blick von oben auf die ersten verlegten Bentonit- und Dränmatten und unten die Rigole (Foto Hagenloch)

Zu Beginn der Verlegearbeiten wurden die ersten drei Bahnen der unteren Lage der Bentonitmatte, die Dränmatte und die versetzten zwei Bahnen der oberen Lage der Bentonitmatten im Sinne eines Probefeldes verlegt, überdeckt und dabei laufend kontrolliert. Nach den dabei gewonnenen Erfahrungen wurden dann die Arbeiten weitergeführt.

Die Geokunststoffe wurden von unten nach oben verlegt und die Bentonitbahnen von einer am Bagger hängenden Traverse abgerollt. Der Bagger fuhr dabei seitlich neben der Bahn. Anschließend musste jeweils das Planum für die nächste untere Bahn hergestellt werden. Die untere Bentonitmatte in der Sickerrigole wurde längs verlegt und damit die Anzahl der Querstöße deutlich reduziert.

Auch die Überdeckung der Geokunststoffe erfolgte von unten nach oben. Zuerst erfolgte die Einbindung der Bentonitbahnen in die mineralische Dichtung; dann die Überdeckung im Bereich der Rigole und dann von unten nach oben die Abdeckung auf der Böschung. Damit konnten Zugspannungen und Dehnungen in der Kehle zwischen Rigole und Böschung vermieden werden. Die Abbildung 5 zeigt die Anordnung der Bahnen und Dränmatte im Bereich der Rigole.



Abb. 5: Lage der Bentonitmatten und Dränmatte im Bereich der Rigole

Die ersten ca. 40 cm der Sofortabdeckung wurden mit Bagger (der zum Schutz der Matte auf einer höheren Abdeckung stand) eingesetzt. Bei den Arbeiten galt generell die „Allgemeine Verlegeanleitung-Bentofix“ der Fa. NAUE (Stand 22.08.2007) und die „Verlegeanleitung Secudrain WD“, auch Fa. NAUE (Stand 26.07.2007). Die Längs- und Querstöße und die Rohrdurchdringungen in der Rigole wurden auch gemäß Verlegeanleitung ausgebildet. Die Längsstöße wurden 30 cm überlappt und die Querstöße mit Bentonitpaste voreingestrichen; an der Stoßkante mit Paste verspachtelt und ein Deckstreifen aus Vlies aufgedrückt. Die offenen Kanten der Bentonitmatten (Tagesarbeitsfugen) wurden zum Ende des Arbeitstages gegen Niederschlag mit Baufolien abgedeckt und diese gegen Wind gesichert.

Die Abbildung 6 zeigt einen Querstoß an der oberen Bentonitmatte.



Abb. 6: Ausbildung eines Querstoßes an der Bentonitmatte (Foto Hagenloch)

In der Abbildung 7 ist die Einbindung der Bentonitmatten in die mineralische Dichtung zu sehen.



Abb.7: Einbindung der Bentonitmatten in die min. Dichtung (Foto Hagenloch)

Die erforderlich gewordene „Winterfuge“ wurde zusätzlich gesichert (siehe auch Punkt 5). Alle Bentonitmatten wurden in einer Halle trocken gelagert. Es wurden jeweils nur so viel Bentonitmattenrollen antransportiert, wie an einem Tag verarbeitet werden konnten.

4.5 Qualitätssicherung

Um beim Einbau der Geokunststoffe ein Höchstmaß an Qualitätssicherung zu erreichen, wurde sinngemäß nach den Vorgaben zur Qualitätssicherung im Deponiebau (dem wohl zurzeit höchsten Standard) verfahren. Zu diesem Zweck hatte der Auftraggeber ein sachkundiges Büro, welches für solche Prüfaufgaben im Deponiebau akkreditiert ist als Fremdprüfer (FP) gebunden. Diesem Fremdprüfer, der bei den Arbeiten mit Geokunststoffen arbeitstätig anwesend war, oblagen u. a. folgende Prüftätigkeiten:

- ⇒ Bewertungen der Eignungsnachweise (Datenblätter u.a.) der Voruntersuchungen (Reibungsversuche) und der Einbauvorschrift incl. Verlegeanleitungen sowie des Verlegeplanes
- ⇒ Kontroll- und Inspektionstätigkeit vor Ort (arbeitstätig) mit den Schwerpunkten:
 - Lagerung, Zwischentransport und Kontrolle der Lieferunterlagen
 - Verlegeplanum, Verlegung, Stoßausbildung
 - Detailpunkte wie Rigole, Rohrdurchführung und „Tagesarbeitsfugen“

- Abdeckung inklusive der Einbindung an die mineralische Dichtung
- Probeentnahmen für Kontrolluntersuchungen im Labor

⇒ Dokumentationsarbeiten (Beschreibung der tatsächlichen Arbeiten) und Abschlussbericht.

Da die Verlegearbeiten wegen des Wintereinbruches unterbrochen werden mussten, war die Herstellung der „Winterfuge“ ein spezieller Punkt der Qualitätssicherung. Die bereits mit einer Baufolie gegen Niederschlag geschützten Längskanten der Dichtungslagen wurden dazu breitflächig mit Absiebung überdeckt. Damit war der Bereich gesichert und ein Quellen der Bentonitmatte ohne Auflast wurde vermieden.

Laboruntersuchungen des Fremdprüfers an Materialproben aus dem später wieder freigelegten Bereich der Winterfuge ergaben keine Qualitätseinschränkungen.

Positiv auf die Qualitätssicherung wirkte sich auch die Bindung einer Fachverlegerfirma für die Geokunststoffe aus. Neben der Schwerpunktaufgabe des Fremdprüfers, der Inspektionstätigkeit vor Ort wurden an den entnommenen Materialproben im Labor folgende Kennwerte zur Kontrolle bestimmt:

⇒ An der Betonitmatte:

- 5 x Bestimmung der Flächenmasse gesamt
- 5 x Bestimmung der Masse der Betoniteinwaage
- 5 x Bestimmung Wassergehalt am Bentonit
- 2 x Bestimmung Höchstzugkraft / Dehnung
- 4 x Bestimmung Permittivität über die Wasserdurchlässigkeit

⇒ An der Dränmatte:

- 2 x Bestimmung der Flächenmasse gesamt
- 1 x Bestimmung des Wasserableitvermögens

Mit allen Ergebnissen konnten die zugesicherten Werte des Herstellers bestätigt werden. Zusätzlich wurden 4 Proben vor dem Weiterbau aus den Bentonitbahnen im Bereich der Winterfuge und eine aus dem über Winter auch in der Halle gelagerten Material entnommen und die Wassergehalte am Bentonit bestimmt. Es gab auch dabei keine Probleme.

Auch nach den neuerlichen Erfahrungen des Autors auf dieser Baustelle, bestätigt sich die alte Weisheit – Qualität wird auf der Baustelle erzeugt und kann im Labor nur bestätigt oder nicht bestätigt werden. Sie kann aber nicht im Labor „erprüft“ werden. Die Inspektionstätigkeit des Prüfers auf der Baustelle stellt somit den Schwerpunkt der Qualitätssicherung dar. Die Einbindung eines Fachbüros im Sinne eines unabhängigen Fremdprüfers (wie z. B. im Deponiebau) sollte auch im Wasserbau zur Regel werden und das nicht nur beim Einbau von Geokunststoffen.

5 Zusammenfassung

Dieser Beitrag konnte deutlich machen, dass Produkte, die heute mit dem Sammelbegriff „Geokunststoffe“ belegt sind, schon vor mehr als 40 Jahren häufig im Wasserbau verwendet wurden und auch heute noch als Filter- oder Dichtungselemente funktionsfähig sind.

Es ist unverständlich, warum diesen effizienten Materialien bis heute im Wasserbau oft mit Vorbehalten begegnet wird, zumal die Produkte stets noch verbessert wurden und sie zum Beispiel im Deponiebau zugelassen sind, obwohl dafür eine nachgewiesene Funktionsdauer von 100 Jahren (siehe Deponieverordnung) die Voraussetzung ist. Zulassungen der Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM) für „reine“ Geokunststoffe und positive Eignungsbeurteilungen der LAGA Ad-hoc AG „Deponietechnik“ zum Beispiel für Bentonitmatten bestätigen diese lange Funktionsdauer.

Mit der im Beitrag beschriebenen Anwendung von Bentonitmatten und Dränmatten zur Herstellung einer kontrollierbaren Dichtung eines Staudammes wird aufgezeigt, welche anspruchsvollen konstruktiven Lösungen mit diesen Materialien möglich sind und dass deren Umsetzung auch in der Praxis mit einem hohen Qualitätsstandard erreichbar ist. Auch wenn man sich kein Hochwasser am Briesnitzbach wünschen kann, ein Probestau am HRB Glashütte 1 bis in den Bereich der beschriebenen Dichtung dürfte die Kritiker hoffentlich von der Funktionstüchtigkeit dieser Lösung und der Anwendung von Geokunststoffen überzeugen.

Wenn dieser Beitrag dazu beiträgt, die Anwendung der Geokunststoffe auch im Wasserbau wieder mehr zu verbreiten, dann hat er seinen Zweck erfüllt.

6 Schrifttum

ZITSCHER, F.-F.: „Kunststoffe für den Wasserbau“; Bauingenieur-Praxis-Heft 125, (1971, Verlag Wilhelm Ernst u. Sohn Berlin, München, Düsseldorf

GRUNER, E, WACKERNAGEL, A.: „Kunststoff-Folien zur Flächendichtung im Wasserbau“; Wissenschaftl. Zeitschrift der HAB Weimar 21 (1974), H. 6

ROELOFSZ, F.: „Niederländische Erfahrungen mit Kunststoffen im Seebau“, Wasser und Boden, Hamburg 15 (1963)

SÄNGER, F. U. A.: „Abschlussbericht zum F/E-Thema „Kunststoffoliendichtungen im Wasserbau“ VEB SBK Wasserbau, Weimar 1977

HOBST, L.: „Grundsätze der Dimensionierung und Nachweise der Alterungsbeständigkeit von Polymerdichtungen im Staudammbau“,

DVWK SCHRIFTEN 76, „Anwendung und Prüfung von Kunststoffen im Erdbau und Wasserbau“, Verlag Paul Parey Hamburg

DIERSEN H., KOPS, F.: „Elbe-Seitenkanal mit Dichtungsbahnen aus PVC-weich“ Straßen- und Tiefbau, Isernhagen 32 (1978), H. 1

„Asphalt-Wasserbau, Speicherbecken Geeste“, STRABAG-SCHRIFTENREIHE NR. 48/1992

SÄNGER, F.: „Die Anwendung von Geokunststoffen im Wasserbau – Wegbereitung für deren Einsatz im Deponiebau – Rückblick und Standortbestimmung“, Beitrag zur Tagung die Sichere Deponie am 20. und 21.02.2014 in Würzburg (Tagungsband)

Vergleichende Untersuchungen zur Reduktion der Strömungskräfte bei Hochwasserschutzdeichen

M. Seidl

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

Dipl.-Ing. Martin Löwen

Institut für Geotechnik, Universität Siegen, Paul-Bonatz-Straße 9-11, 57076 Siegen

Kurzfassung

Deiche als schützendes Bauwerk für genutzte und besiedelte Flächen an Flüssen sind historisch bis ins Mittelalter zurückzuführen. Fortwährend entwickelten sich die technischen Standards und Regelwerke weiter. Diese Entwicklung wurde maßgeblich von den steigenden Schutzzielen und der Anpassung an bestehende hydraulische Verhältnisse geprägt. Aufgrund dessen weisen vorherrschende Deichsysteme eine bisweilen sehr inhomogene Erscheinungsform auf. Der heutige Fokus liegt aus wirtschaftlichen Gründen und eingeschränktem Siedlungsräumen in der Regel auf der Ertüchtigung dieser Altdeiche. Die Untersuchungen zur Ausbildung und Zusammensetzung solcher Systeme zeigen, dass mitunter kein ausreichender Widerstand gegen einwirkende Kräfte und Strömungen besteht. Maßgeblich für eine Untersuchung nach dem heutigen Stand der Technik sind die Betrachtung der letztgenannten Strömungen und deren Reduktion durch den Deichquerschnitt.

1 Einleitung

Strömungen im Deichquerschnitt sind stark abhängig von Bodenparametern des Deichmaterials wie bspw. der Durchlässigkeit, der Wassersättigung oder der effektiven Porosität. Insbesondere die Bodenkennwerte und die damit einhergehenden Eigenschaften für feinkörnige und grobkörnige Böden unterscheiden sich teils stark voneinander. Die hier beschriebenen Untersuchungen hatten zum Ziel, die Reduktion der Potentiale am landseitigen Böschungsfuß, durch Oberflächen- bzw. Innendichtungen, mit Hilfe eines zweidimensionalen, numerischen Grundwassermodells, mit dem Programm GGU-SS-FLOW2D, zu modellieren. Die Modellierung erfolgte auf Basis dreier unterschiedlicher Deichaufbauten auf einem durchlässigen Untergrund, die die zeitliche Entwicklung des Deichbaus repräsentieren. Die Berechnungen erfolgten, sowohl für den stationären als auch für den instationären Strömungszustand.

2 Beschreibung der untersuchten Systeme

Das Deichsystem I repräsentiert einen Altdeich. Der Untergrund (s. Tabelle 1: Kies) von Deichsystem I weist hierbei mit $1,0 \times 10^{-4}$ m/s die gleiche Durchlässigkeit auf wie der Stützkörper (Kronenbreite /-höhe: 3,0 m / 5,0 m, Breite Deichkörper: 23,0 m, Böschungsneigung: 1:2). Das Deichsystem II (Kronenbreite /-höhe: 5,0 m, Breite Deichkörper: 30,0 m, Böschungsneigung: 1:3 bzw. 1:2) basiert auf Deichsystems I, ertüchtigt durch eine beidseitige Anschüttung (s. Tabelle 1: Schluff). Die Durchlässigkeit der Anschüttung beträgt $1,0 \times 10^{-6}$ m/s. Das Deichsystem III besitzt einen Stützkörper aus dem Material der Anschüttung aus System II mit einer Durchlässigkeit von $1,0 \times 10^{-6}$ m/s (Kronenbreite /-höhe: 5,0 m, Breite Deichkörper: 30,0 m, Böschungsneigung: 1:3 bzw. 1:2). Die Systeme sind schematisch in Abbildung 1 dargestellt.

Tab. 1: Bodenparameter der Deichsysteme

		Boden	
		Kies	Schluff
Wichte γ	[kN/m ³]	20,0	18,0
Reibungswinkel φ	[°]	32,5	27,5
Kohäsion c	[kN/m ²]	0,0	5,0
Effektive Porosität n_e	[-]	0,18	0,06
Gesättigte Durchlässigkeit k	[m/s]	$1,0 \times 10^{-4}$	$1,0 \times 10^{-6}$

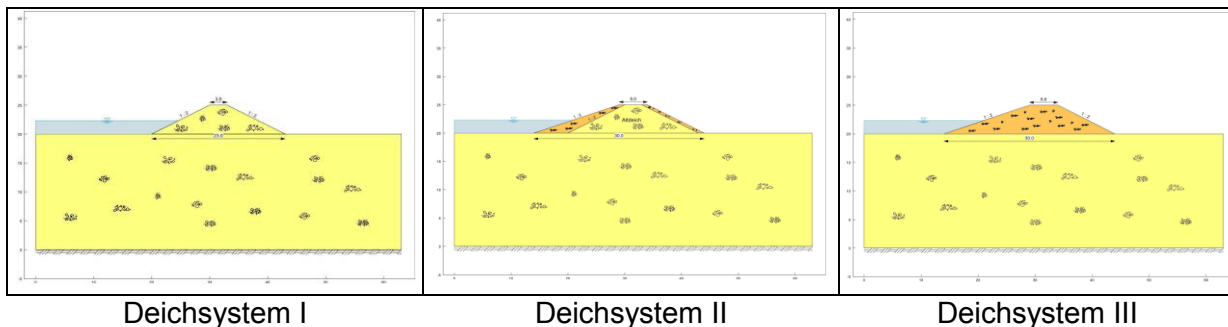


Abb. 1: Darstellung der Deichsysteme

Die Untersuchungen erfolgten mit einer oberflächennahen Dichtung aus Bentonit und einer innenliegenden Dichtung in Spundwandbauweise. Als repräsentative Belastungszustände wurden die Lastfälle Bemessungshochwasser ($h=4,30$ m) und Kronenstau betrachtet.

Ein Schwerpunkt der Untersuchungen ist der charakteristische Verlauf der sich einstellenden Sickerlinien. Die Bentonitmatten, die in der Praxis Durchlässigkeiten mit Potenzen von 10^{-9} bis zu 10^{-11} aufweisen, wurden hier in Form eines undurchlässigen Randes dargestellt. Weiterhin wurde die anzusetzende Deckschicht, die zum Schutz vor erosiven Einflüssen dient, vernachlässigt. Bei umfassender Betrachtung und

Untersuchung aller Nachweise ist eine Deckschicht aus geeignetem Material mit ausreichender Dicke anzusetzen und zu prüfen.

Die zuvor beschriebene untersuchte Ausbildung einer Bentonitmatte ist in Abbildung 2 a) dargestellt, die für die Berechnungen zugrunde gelegte Spundwand und deren Verlauf zeigt Abbildung 2 b). Ausgehend von der Geländeoberkante, auf der der Deich gelagert ist, wurde die Bentonitmatte in der Modellierung sukzessive in x-Richtung verlängert. Die Einbindung der Spundwand in den Untergrund erfolgte bis zu einer Tiefe von 5,0 m unterhalb OK Untergrund (y-Richtung).

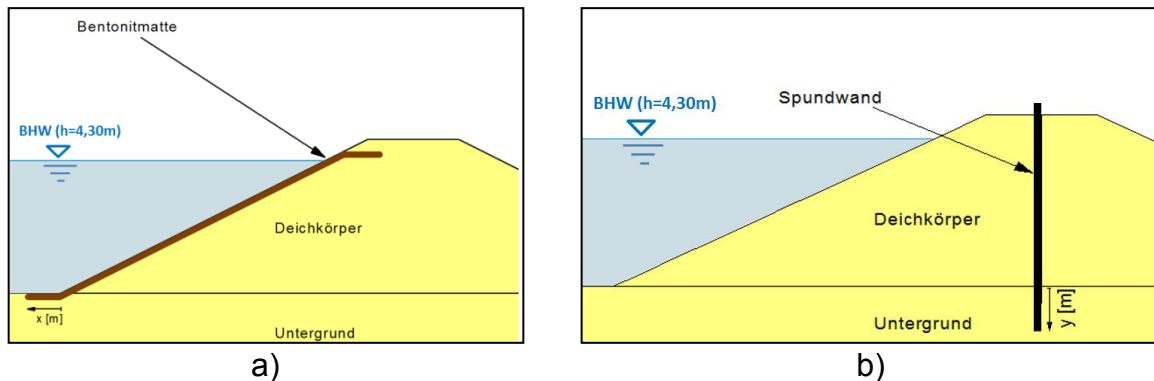


Abb. 2: a) Bentonitmatte mit Verlauf entlang der wasserseitigen Böschung, b) Spundwand mit vertikalem Verlauf in Richtung Grenzhorizont

3 Hydraulische Auswertung

3.1 Oberflächendichtung

Hier ist eine signifikante Veränderung hinsichtlich Sickerlinienpotentialen und Wassermengen im definierten Ausschnitt beim Deichsystem I erkennbar. Das landseitige Potential verringert sich für stationäre Berechnungen und einer wasserseitigen Überdeckung bis zum Böschungsfuß um 0,30 m auf 0,70 m. Für den instationären, zeitabhängigen Fall beträgt das landseitige Ergebnis nur 0,32 m, was eine signifikante Verbesserung zur Ausgangssituation (0,90 m ohne Oberflächenabdichtung) widerspiegelt. Entsprechend verhält es sich mit den am landseitigen Deichfuß austretenden Wassermengen, die sich aus dem Bemessungshochwasserstand ergeben. Für den gewählten Ausschnitt betragen diese für die stationäre Modellierung 13,09 m³/d pro laufenden Meter Deichquerschnitt und für die instationäre Modellierung 9,85 m³/d pro laufenden Meter. Demnach wird durch die wasserseitige Überdeckung eine Verbesserung der austretenden Wassermengen um mindestens 4,75 m³/d pro laufenden Meter Deichquerschnitt erzielt.

Die Bentonitmatte wurde im Verlauf der Modellierung bis zu einer Länge von x=5,0 m (s. Abb. 2a)), ausgehend vom Böschungsfuß, untersucht. Die daraus entstandenen Berechnungsergebnisse sind aus Abbildung 4 und 5 zu entnehmen.

Aus den Ergebnissen wird ersichtlich, dass sich die Potentiale bei einer Länge der Bentonitmatte von x=5,0 m stark verringern. Ebenso verhält es sich mit den austretenden Wassermengen, die im Bereich des landseitigen Böschungsfußes infolge

Grundwasserströmungen austreten. Deutlich ist auch hierbei die mitunter starke Differenz zwischen Ergebnissen der stationären und instationären Modellierung zu erkennen. Anmerkend sei an dieser Stelle erwähnt, dass die nachfolgende Schrittweite der Längenänderung für Deichsystem II und III aufgrund der Netzknoten auf 0,90 m geändert wurde. Für das Deichsystem II mit beidseitiger Ertüchtigung resultieren die in Abbildung 4 dargestellten Potentiale und Wassermengen. Anhand dieser kann der Einfluss der Ertüchtigung mit einer Durchlässigkeit von 1×10^{-6} m/s abgeschätzt werden. Sowohl das Potential der Sickerlinie als auch die resultierende Wassermenge für die erste Schrittweite ($x=0,0$ m) unterscheiden sich nur geringfügig von den ursprünglichen Ergebnissen ohne Sicherungsmaßnahmen. Demnach liegt die Vermutung nahe, dass die gering durchlässige Schicht die Strömungen bereits im signifikanten Maße durch den Untergrund leitet, indem sich ein wasserseitiges Eindringen nur begrenzt vollzieht.

Im Verlauf der Variation der Bentonitmattenlänge zeigt sich nur eine geringfügige Reduktion der Sickerlinie für die stationäre Modellierung. Instationär betragen diese $\geq 0,00$ m³/d pro laufenden Meter am landseitigen Deichfuß. Die austretenden Wassermengen verringern sich bei einer Länge von 5,40 m für stationäre Strömungen um 0,89 m³/d und für die instationäre um 2,20 m³/d pro laufenden Meter Deichquerschnitt.

Der aus diesen Berechnungen deutlich werdende Sachverhalt zeigt das spezifische Strömungsverhalten für das interdependente System Deich und Untergrund. Bei Untergrundverhältnissen, deren Durchlässigkeit geringer als die hier angesetzte ist, stellen sich gänzlich anders geartete Strömungszustände ein.

Für das Deichsystem III zeigten sowohl die stationären als auch die instationären anfänglichen Berechnungen signifikante Verbesserungen hinsichtlich der Sickerlinie und der austretenden Wassermengen im Vergleich zu Deichsystem I mit einer höheren Durchlässigkeit. Demnach führt hierbei das spezifische Saugspannungsverhalten des bindigen Boden zu einer erhöhten Durchströmung durch den Untergrund. Die Längenvariation der Bentonitmatte bestätigt diesen Sachverhalt. Bezogen auf die sich einstellende Sickerlinie sind nachweislich keine Änderungen am Böschungsfuß erkennbar. Zu Beginn liegen diese bereits im Bereich größer gleich Null, sodass sich demnach auch keine charakteristische Änderung im Verlauf einstellen kann. Hinsichtlich der austretenden Wassermengen verhält es sich ähnlich. Die ermittelten Mengen sind nahezu identisch mit der ersten Schrittweite der Längenvariation bei $x=0,00$ m. Am Ende dieser, bei $x=5,40$ m, ist eine Reduktion der stationären Verhältnisse um ca. 0,75 m³/d und für die instationären um ca. 2,00 m³/d pro lfm Deichquerschnitt festzustellen.

Sowohl für das System II als auch für das System III zeigt sich also, dass die zeitlich länger andauernde Wassersättigung der Poren bei bindigen Böden dazu führt, dass sich die Strömungsvorgänge vorwiegend im durchlässigen Untergrund vollziehen. Die zusammenhängende Wasserphase stellt sich im Verlauf bei dem hier untersuchten durchlässigeren Boden ($k = 10^{-4}$ m/s) deutlich schneller ein, wodurch diese Art der Strömungsausbreitung zu erklären ist.

3.2 Innendichtung

Die Auswertung der hydraulischen Ergebnisse aus stationärer und instationärer Modellierung zeigt eine deutliche Verbesserung der untersuchten Parameter bei der Variation hinsichtlich der Tiefeneinbindung (y) der Spundwand in den Untergrund. Für das Deichsystem I ändert sich das Sickerlinienpotential im stationären Fall um 0,25 m auf 0,65 m im Vergleich zum Ausgangszustand. Die instationäre Berechnung weist den gleichen Ergebniswert auf, wie die stationäre Untersuchung. Dieser Sachverhalt ist beinahe für alle betrachteten Schrittweiten identisch. Aus diesen Ergebnissen wird ersichtlich, dass das zeitabhängige Verhalten bei einer derartigen Modellierung keinen großen Einfluss auf die Ausbildung der Sickerlinien nimmt. Die Strömungen und damit die Ausbildung der jeweiligen Sickerlinien erfolgen also zumeist stationär, was mit dem Sättigungsverhalten einhergeht. Hinsichtlich der austretenden Wassermengen im definierten Ausschnitt ergeben sich teils große Variationen zwischen stationärer und instationärer Berechnung. Für den stationären Fall ergibt sich eine Reduktion der Wassermenge von ursprünglich 17,84 m³/d auf 16,28 m³/d pro lfm für die erste Schrittweite. Nach einer idealisierenden linearen Abnahme der resultierenden Wassermengen beträgt diese für die letzte Schrittweite ($y=5,00$ m) nur noch 12,65 m³/d pro lfm. Es wurde demnach eine Verringerung der Wassermengen für die stationäre Modellierung von ca. 5,20 m³/d pro lfm erzielt. Diese Verbesserung entspricht auch in etwa dem ermittelten Abbau der landseitigen Wassermengen für die instationäre Untersuchung bei einer Einbindetiefe von 5,00 m in den bestehenden Untergrund. Anfänglich erzeugt die Spundwand für die erste Schrittweite eine Besserung des Ausgangszustands auf 13,15 m³/d pro lfm. Im Verlauf der Längenvariation reduziert sich dieser Wert für die gewählten Schrittweiten auf 10,21 m³/d pro lfm. Die Ausbildung der jeweiligen instationären Sickerlinien am landseitigen Böschungsfuß für das Deichsystem II tendiert, wie bereits zuvor für die Ausgangssituation, gegen Null. Stationär wurde zu Beginn ohne Sicherungsmaßnahmen ein Potential von 0,50 m ermittelt, das jedoch durch die Innenabdichtung ebenfalls gegen Null strebt. Demnach übt die Spundwand bereits bei der ersten Schrittweite signifikanten Einfluss auf die zuvor beschriebenen Verhältnisse aus. Die spezifischen Strömungen und die Verlängerung des Sickerweges führen nachweisbar zu einer Durchströmung des Untergrundes. Der landseitige Teilbereich des Deiches, der durch die Spundwand separiert wurde, unterliegt somit nur bedingt Sättigungsprozessen durch den Bemessungshochwasserstand. Die untersuchten Wassermengen treten prinzipiell, also vorwiegend in jenem Teilbereich des definierten Ausschnittes aus, dessen Austrittsfläche durch den anstehenden Untergrund gekennzeichnet ist. Die aus der Längenvariation resultierenden Ergebnisse gleichen dabei anfänglich den Werten, die sich aus der Ausgangssituation ergeben. Im weiteren Verlauf der Modellierung verringern sich diese von 10,40 m³/d für den stationären und 6,32 m³/d pro lfm für den instationären Fall auf 9,40 m³/d bzw. 5,65 m³/d pro lfm.

Im Hinblick auf die Ausbildung der Sickerlinie gilt entsprechendes auch für Deichsystem III, wie zuvor für System II. In diesem konkreten Fall, eines in seinem gesamten Aufbau gering durchlässigen Deichkörpers, wurde jedoch auch im Vorfeld kein landseitiges Sickerlinienpotential ermittelt. Die Strömungsausbreitung erfolgte hier bereits ohne Sicherungsmaßnahmen maßgeblich durch den durchlässigen Untergrund. Die Auswertung

der Wassermengen ergab für die erste Schrittweite der untersuchten Szenarien keine signifikante Verbesserung. Mit einer zunehmenden Eindringtiefe der Spundwand in den Untergrund konnten diese jedoch um $0,63 \text{ m}^3/\text{d}$ für die stationäre und $0,42 \text{ m}^3/\text{d}$ pro lfm für die instationäre Untersuchung verringert werden. Die Ergebnisse der Längenvariation sind in Abbildung 4 und 5 dargestellt.

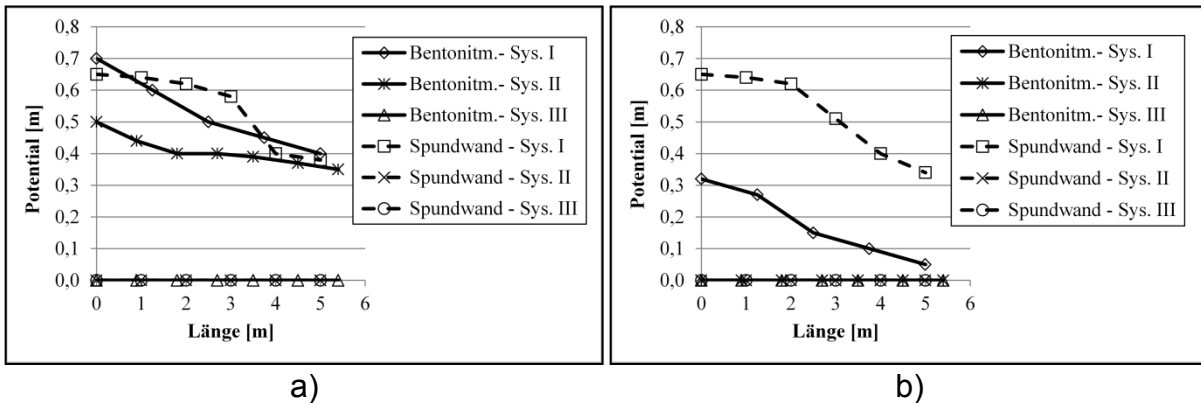


Abb. 4: Sickerlinienpotential am landseitigen Böschungsfuß infolge Längenvariation der Bentonitmatte / Spundwand für die Deichsysteme I-III (Fall: BHW, a) stationär, b) instationär).

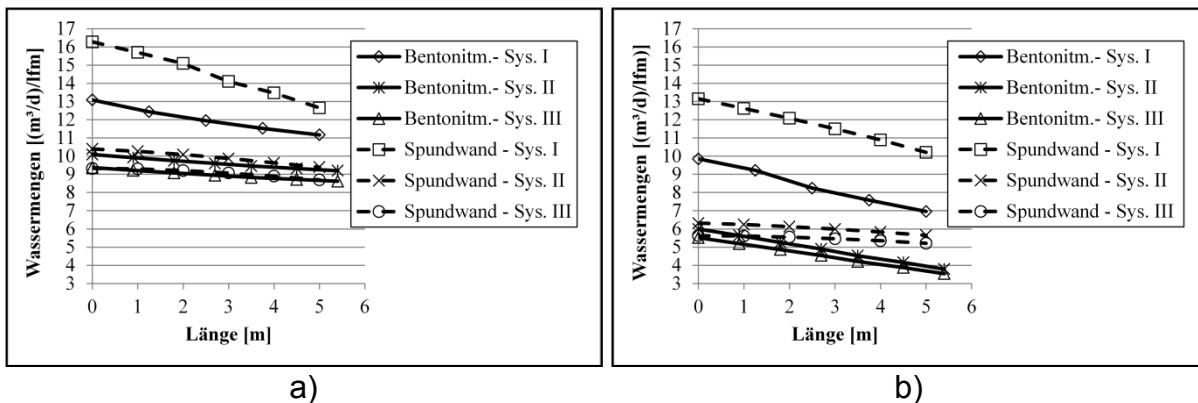


Abb. 5: Austretende Wassermenge am landseitigen Böschungsfuß infolge Längenvariation der bentonitmatte / Spundwand für die Deichsysteme I-III (Fall: BHW, a) stationär, b) instationär).

4 Zusammenfassung

Die Verwendung einer Oberflächendichtung kann für die untersuchten Systeme als zielführende Lösung angesehen werden. Neben den wesentlich geringeren Herstellkosten im Vergleich zu einer Innendichtung in Spundbauweise sind auch alle betrachteten Größen günstiger anzusetzen. Jedoch ist für eine umfassende Dimensionierung auch und vor allem der Strömungsdruck auf die Oberflächendichtung infolge schnell fallendem Wasserspiegel zu untersuchen. Dieser Lastfall kann sich limitierend auf die Verwendung eines solchen Prinzips auswirken. Auf das Prinzip der Innendichtung trifft dies dagegen nicht zu. Weiterhin ist bei umfassenderen Untersuchungen eine weitere Längenvariation der Spundwand zu prüfen. Für diese Bauweisen können mitunter wesentlich größere Einbindetiefen angesetzt werden, wodurch sich die strömungsspezifischen Parameter vermutlich günstiger auswirken werden. Darüber hinaus sind die signifikanten Bereiche zu

prüfen, für die ein kritischer hydraulischer Gradient ermittelt wurde. Dieser Umstand ist häufig ein beschränkendes Kriterium für Innendichtungen, sodass zusätzliche Maßnahmen wie beispielsweise Auflastbermen erforderlich sein können. Dies gilt insbesondere wenn eine erhöhte Sicherheit und Duktilität gegen äußere Einwirkungen erforderlich ist. Die hier untersuchten Systeme und Parameter können als beispielhafte Berechnungsgrundlage angesehen werden. Ziel dieser Untersuchung ist es nicht, eine umfassende Bemessung nach den gültigen Normen und Vorschriften zu führen, vielmehr soll ein Einblick zu den charakteristischen Einflüssen im Hinblick auf das Strömungsverhalten vermittelt werden. Der Einfluss der jeweiligen vorherrschenden Parameter wie hydraulische Beanspruchung oder bodenmechanische Kennwerte sind ebenfalls einzelfallspezifisch zu prüfen und unterliegen starken Variationen. Aufgrund dieser Randbedingungen kann auf Basis einer solchen numerischen Betrachtung keine umfassende allgemein gültige Untersuchung erfolgen.

5 Schrifttum

BAUMGART, R. (2010): Sicherheitskonzepte (DIN 1055-100). Darmstadt: University of Applied Science.

BAYRISCHES LANDESAMT FÜR WASSERWIRTSCHAFT (1992): Hinweise zur Anwendung von Geotextilien im Wasserbau. München: Bayerisches Landesamt für Wasserwirtschaft.

BEYER, W. (1964): Zur Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit bei Kiesen und Sanden aus der Kornverteilung. Berlin: WWT.

BEYER, W. UND SCHWEIGER, K.-H. (1969): Zur Bestimmung des entwässerbaren Porenanteils der Grundwasserleiter. Berlin: WWT.

BLOSKY, S. (2009): Geotechnische Aspekte bei der Planung und Ausführung von Hochwasserschutzdämmen. Wien: Technische Universität Wien.

BOLEY, C. (2012): Handbuch Geotechnik. München: Vieweg + Teubner Verlag.

BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU (BAW) (2004): Grundlagen zur Bemessung von Böschungs- und Sohlensicherung an Binnenwasserstraßen. Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau (BAW).

BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU (BAW) (2011): Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen. Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau (BAW).

BUSCH, K.-F., LUCKNER L. UND TIEMER, K. (1993): Geohydraulik. Stuttgart: Gebrüder Bornträger.

DAVIDENKOFF, R. (1964): Deiche und Erdwärme. Düsseldorf: Werner Verlag.

DEUTSCHE GESELLSCHAFT FÜR GEOTECHNIK E. V. (DGGT) (2007): Oberflächenabdichtungssysteme mit geosynthetischen Tondichtungsbahnen. Darmstadt: DGGT.

DEUTSCHE VEREINIGUNG FÜR WASSERWIRTSCHAFT, ABWASSER UND ABFALL E. V. (DWA) (2011): DWA-M 507-1: Deiche an Fließgewässern (Teil 1). Hennef: DWA.

DEUTSCHE VEREINIGUNG FÜR WASSERWIRTSCHAFT, ABWASSER UND ABFALL E. V. (DWA) (2012): DWA-M 512-1: Dichtungssysteme im Wasserbau. Hennef: DWA.

HERRMANN, R. UND JENSEN, J. (2003): Sicherung von Dämmen und Deichen – Handbuch I bis IV., Siegen: Universitätsverlag Siegen.

SIEBEL, R. (2003): Überströmbare Dämme, Dammscharten und Flussdeiche. Stuttgart: Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg.

SIMMER, K. (1994): Grundbau - Teil 1. Stuttgart: B.G. Teubner.

SMOLTCZYK, U. (2001): Grundbau-Taschenbuch – Teil 1. Böblingen: Ernst & Sohn.

STEUERNAGEL, J. (2007): Möglichkeiten zur Optimierung von Sanierungsmaßnahmen an Flussdeichen. Darmstadt: Technische Universität Darmstadt.

TERZHAGI, K. (1925): Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage. Wien: Deuticke.

TÜRKE, H. (1999): Statik im Erdbau. Berlin: Ernst & Sohn..

ULM, M. (2012): Untersuchung zum Einfluss von Infrastruktur im Untergrund auf die Durchlässigkeit von hochwassergeschützten Gebieten. Siegen: Forschungsinstitut Wasser und Umwelt.

Seismische Drucksondierung SCPT – ein innovatives Erkundungsverfahren

Dipl.-Ing. Elmar Dräger

Geotechnik Heiligenstadt GmbH, Aegidienstraße 14, D-37308 Heilbad Heiligenstadt

Dipl.-Ing. Thomas Weiz

Geotechnik Heiligenstadt GmbH, Aegidienstraße 14, D-37308 Heilbad Heiligenstadt

Dipl.-Geophys. Uwe Heide

Geotechnik Heiligenstadt GmbH, NL Leipzig, Bautzner Straße 67, 04347 Leipzig

1 Die klassische Drucksondierung

1.1 Prinzip der Drucksondierung

Grundlage für die Ausführung von elektrischen Drucksondierungen bildete die DIN 4094-1, welche durch die DIN EN ISO 22476-1 in neuester Fassung 2013-01 ersetzt wurde. Diese Norm beschreibt das CPT- (Cone Penetration Testing) und das CPTU-Verfahren (Cone Penetration Testing mit zusätzlicher Messung des Porenwasserdrucks).

Bei einer elektrischen Drucksondierung (CPT/CPTU) wird eine Sondierspitze mit einem an eine hydraulische Einpressvorrichtung gekoppelten Sondiergestänge mit konstanter Geschwindigkeit (2 cm/s) eingepresst. Diese Arbeitsweise setzt ein entsprechendes Gegengewicht voraus, welches meist durch die Masse des Trägerfahrzeugs gewährleistet wird. Die Sondierspitze ist so aufgebaut, dass am Spitzkegel der Spitzendruck und an der darüber liegenden Hülse die Mantelreibung mit Hilfe von Dehnmessstreifen gemessen werden. Die optionale Messung des Porenwasserdrucks erfolgt zumeist mit einem ringförmigen Filterelement direkt über dem Spitzkegel mit einem Piezo-Element.

Weiterhin werden als verfahrenstechnische Größen noch die integrale Neigung, die Sondiergeschwindigkeit und die Gesamtdruckkraft gemessen. Sämtliche Messgrößen werden über Kabel, bei den neuesten Anlagen auch kabellos, auf eine rechnergesteuerte Registriereinheit übertragen, visualisiert und gespeichert.

1.2 Darstellung und Auswertung der Messergebnisse

Bei den heute üblichen Registriereinrichtungen verfolgt der Sondiermeister während des Sondiervorganges den Verlauf der Messwerte auf einem Bildschirm. Über eine entsprechende Kopplung via GSM kann dies auch vom Büro aus erfolgen.

Die Messergebnisse werden als senkrechter Plot über die Sondiertiefe aufgetragen (Abb. 1). Mit den ermittelten Werten des Spitzendruckes und des Reibungsverhältnisses

(Quotient aus Mantelreibung x 100 und dem Spitzendruck) können die Bodenarten näherungsweise bestimmt werden (Abb. 2).

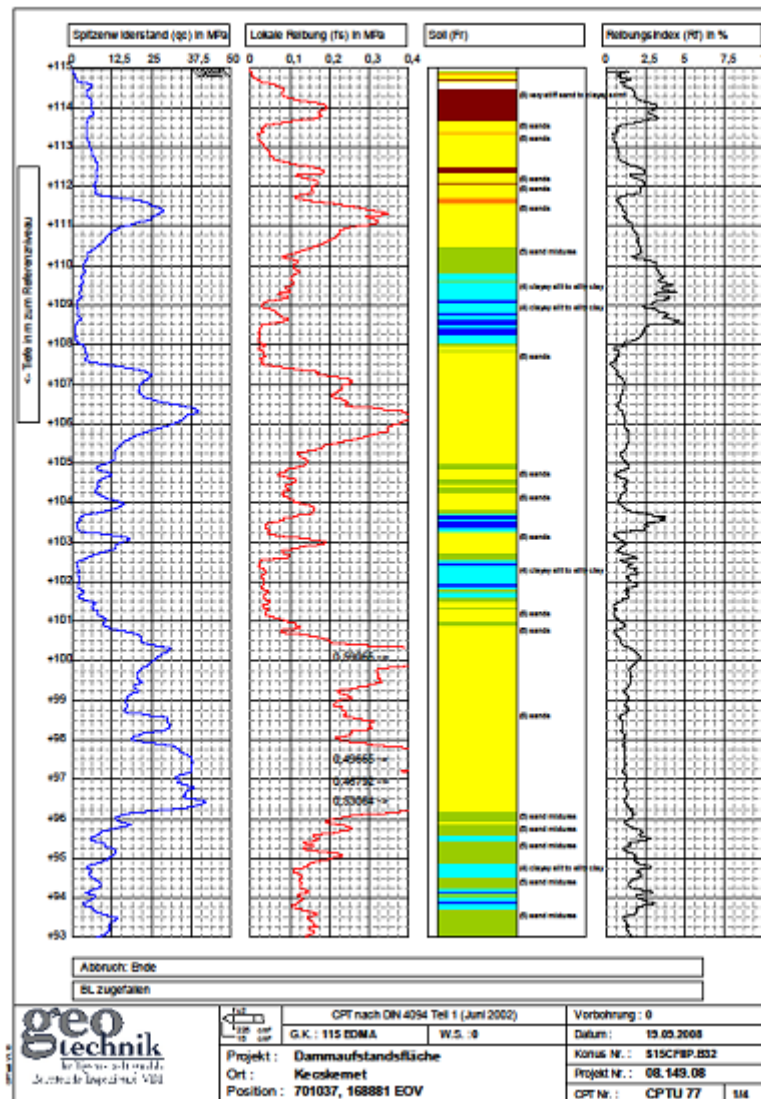


Abb. 1: Grafische Darstellung der Messergebnisse

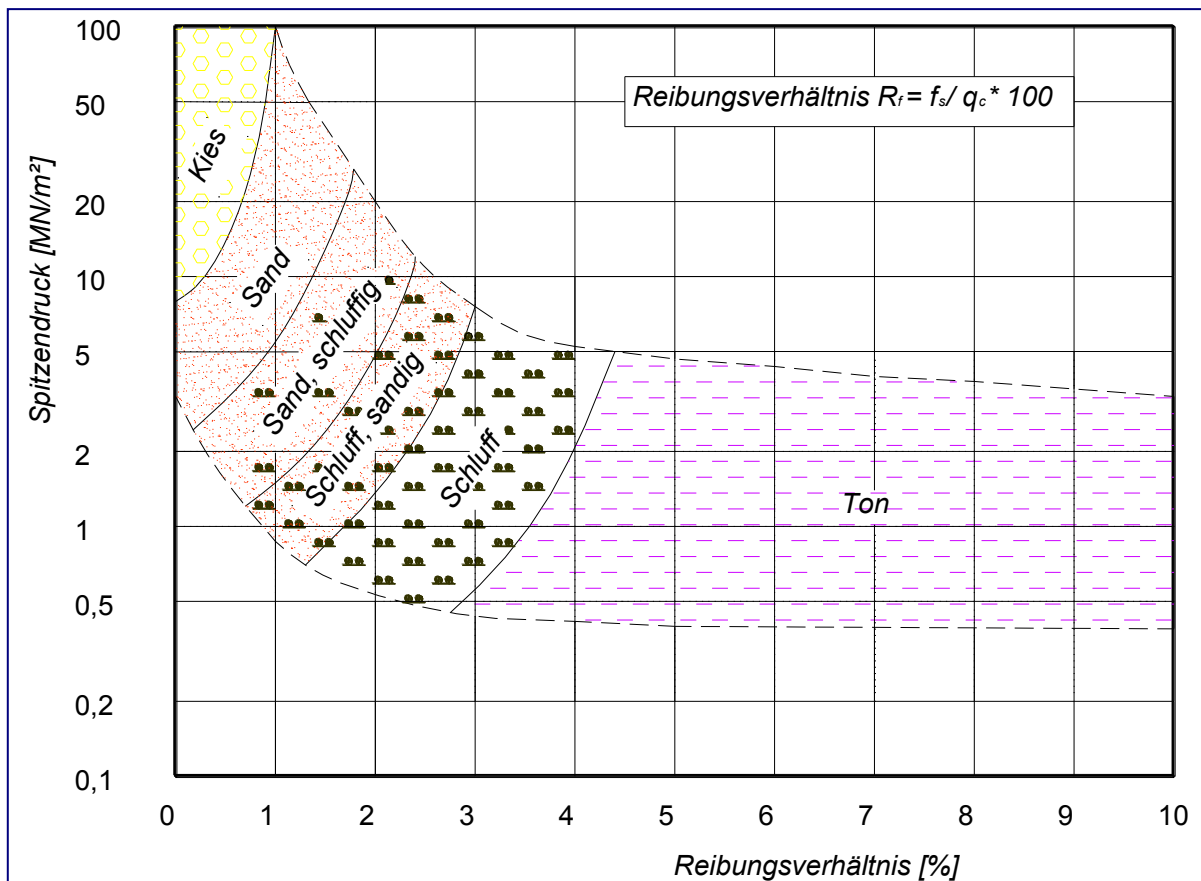


Abb. 2: Halblogarithmische Darstellung zur Bestimmung der Bodenarten

1.3 Weitere Anwendungen der Drucksondiertechnik

Mit Hilfe der Eindrückvorrichtung kann ein Drehflügel zur Bestimmung der in-situ-Scherfestigkeit in definierten Horizonten eingepresst werden. Durch Drehung des Sondiergestänges erfolgt der Abschervvorgang, wobei aus dem über die Registriereinrichtung gemessenem Drehmoment und der Flügelgeometrie die Scherspannung berechenbar ist.

Weitere Einsatzfälle sind Sondierspitzen mit einem Metalldetektor zur Kampfmittelsuche, spezielle Probenahmesonden für feste, flüssige und gasförmige Bestandteile im Lockergesteinsboden sowie verschiedene Milieusonden zur Bestimmung von Umweltparametern, welche auch unter der Überschrift „Direct Push“ zusammengefasst werden.

Eine sehr spezielle Anwendung ist das sogenannte SCPT-Verfahren. SCPT steht für „Seismic Cone Penetration Testing“. Diese relativ neue Anwendung nutzt die aus der Geophysik bekannten unterschiedlichen Eigenschaften von Raumwellen im Untergrund und soll im Folgenden näher betrachtet werden.

2 Die seismische Drucksondierung (SCPT – Seismic Cone Penetration Testing)

2.1 Grundlagen der Seismik

Die Seismik als Teilgebiet der angewandten Geophysik umfasst Erkundungsmethoden, bei der man mit künstlich angeregten elastischen Wellen physikalische Eigenschaften des Untergrundes untersucht.

Grundprinzip ist eine Quelle-Empfänger-Konfiguration, wobei deren Art und Geometrie die speziellen Verfahren definieren.

Eine einfache Methode ist die Hammerschlagseismik mit Geophonen an der Erdoberfläche. Abb. 3 zeigt die Versuchsanordnung einer Hammerschlag-Refraktionsseismik zur Erkundung oberflächennaher Schichten. Bedingung hierfür ist eine Zunahme der Ausbreitungsgeschwindigkeit der elastischen Wellen mit der Tiefe.

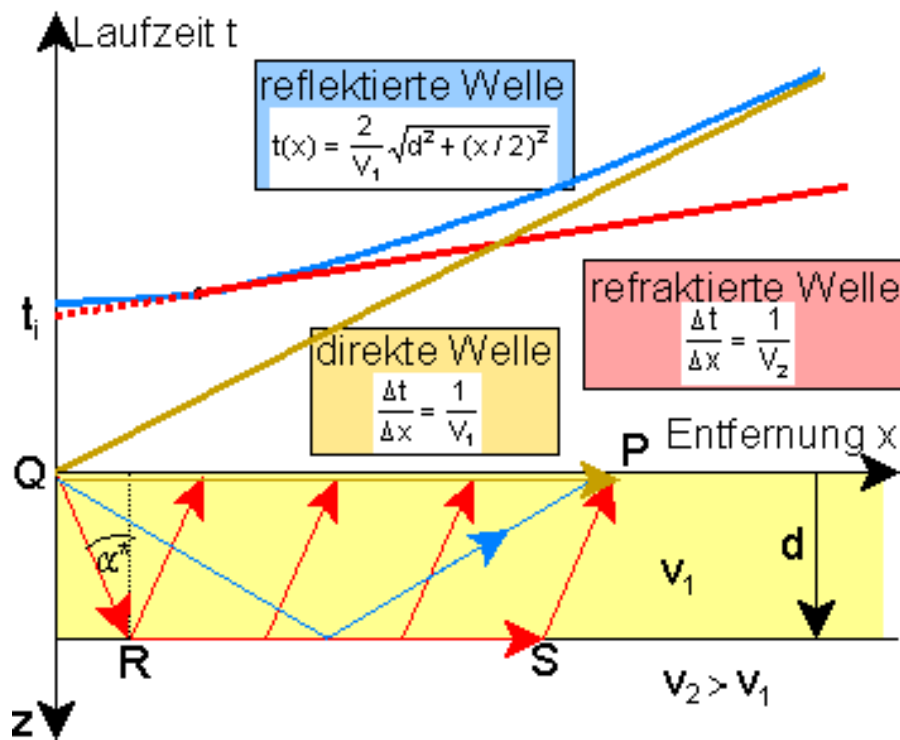


Abb. 3: Hammerschlag-Refraktionsseismik (Quelle: Universität Kiel)

Mit einem Hammerschlag wird dabei ein elastischer Impuls erzeugt, dessen primäres Wellenfeld sich aus drei Anteilen zusammensetzt: der Longitudinalwelle (Primärwelle, P-Welle), der Transversalwelle (Sekundärwelle, S-Welle) und der Rayleighwelle (Oberflächenwelle). Die P-Welle hat die größte Ausbreitungsgeschwindigkeit und trifft somit als erste am Geophon ein.

Durch Reflexionen und Refraktionen der P- und S-Welle entsteht ein sekundäres Wellenfeld im Untergrund, welches ebenfalls registriert und ausgewertet werden kann.

Die Generierung bestimmter Vorzugswellenarten lässt sich durch die Art und Weise des Energieeintrages steuern. Abb. 4 und 5 zeigen dies am Beispiel des Hammerschlages.

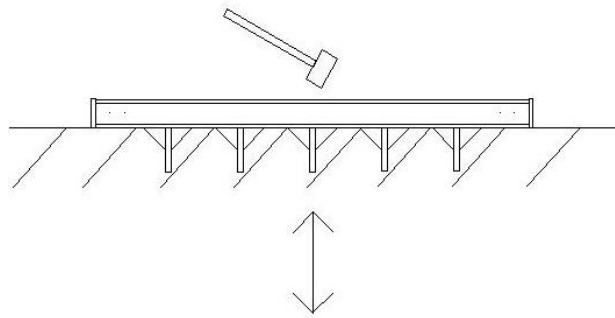


Abb. 4: Anregung P-Welle (Oszillatoren schwingen in Ausbreitungsrichtung)

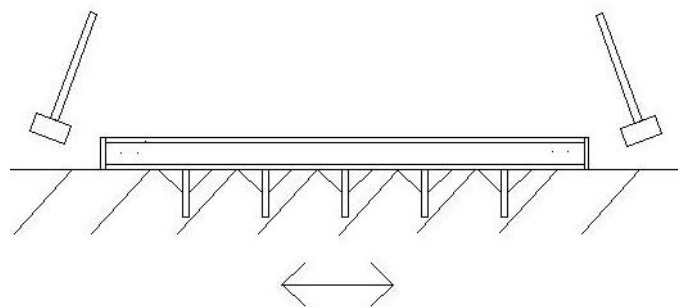


Abb. 5: Anregung S-Welle (Oszillatoren schwingen senkrecht zur Ausbreitungsrichtung)

Aufgrund der Tatsache, dass die Oszillatoren der S-Welle senkrecht zur Ausbreitungsrichtung schwingen, unterscheidet man horizontal (SH) und vertikal (SV) polarisierte S-Wellen. Weiterhin kann bei der in Abb. 5 gezeigten Variante durch eine beidseitige Anregung (Schlag von rechts und von links) eine um 180° gedrehte Phasenlage der S-Welle erreicht werden.

2.2 Adaption auf die Drucksondierung

Der Energieeintrag wird in der Standardvariante mit der beschriebenen Hammerschlagmethode per Hand realisiert. Wichtig sind dabei eine gute Ankopplung an den Boden und eine sichere Triggerung des Signales (z.B. als Kurzschlussignal). Die für die Drucksonde erforderlichen Abstützungen lassen sich mit geeigneten Zusatzeinrichtungen dafür optimal nutzen (Abb. 6).



Abb. 6: Hammerschlaganregung an der Drucksonde

Für den häufigeren Einsatz dieses Verfahrens gibt es inzwischen Varianten, den Hammerschlag pneumatisch vertikal oder auch horizontal mit dem Drucksondiergerät zu generieren (Abb. 7). Neben der Erleichterung der körperlichen Arbeit bieten diese Varianten den Vorteil, dass der Hammerschlag keinen subjektiven Einflüssen mehr ausgesetzt ist.



Abb. 7: Pneumatische Anregung als Zusatzmodul für das Drucksondiergerät

Daneben gibt es die Möglichkeit den Energieimpuls durch externe Geräte zu erzeugen. Das kann durch Fallgewichte an der Erdoberfläche sowie durch elektrische oder pneumatische Impuls- bzw. Sprengquellen im Untergrund geschehen.

Kernstück des SCPT-Verfahrens ist jedoch die Empfängerseite mit der speziellen Modifikation einer Drucksondierspitze. Neben den Messelementen für Spitzendruck und Mantelreibung sind drei Beschleunigungsaufnehmer untergebracht, welche in den drei Hauptrichtungen x, y und z orientiert sind (Abb. 8).



Abb. 8: SCPT-Sondierspitze

Zur Registrierung der Messungen wird an das Datenkabel ein Zusatzmodul (Datenlogger) angeschlossen, welches mit dem Trigger verbunden ist (Abb. 9).

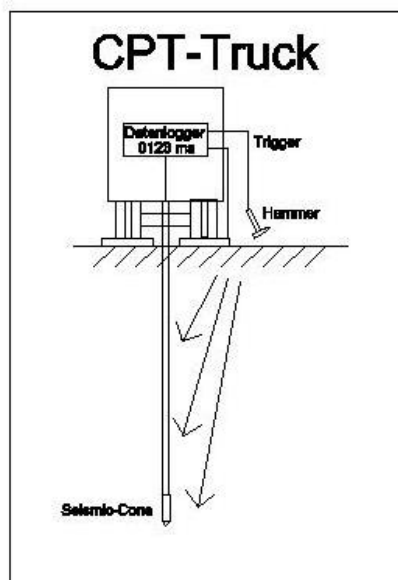


Abb. 9: Messprinzip bei der SCPT-Sondierung

Die SCPT-Sondierspitze wird wie die normale CPT-Sondierspitze mit einer auf einem Trägergerät (LKW, Raupe) montierten Presse eingedrückt. Zu üblicherweise jedem vollen Sondiermeter unterbricht man den Sondiervorgang und trennt das Sondiergestänge zur Vermeidung von Störimpulsen von der Eindrückvorrichtung. Jetzt kann der

Anregungsimpuls (Hammerschlag) ausgeführt werden, um die erzeugten seismischen Wellen mit den in der Spitze befindlichen Beschleunigungsaufnehmern zu registrieren.

Das Signalbild (Abb. 10) wird unmittelbar auf einem an die Registriereinheit angeschlossenen Laptop verfolgt. Bei energetisch ungünstigen Bedingungen (verraushtes Signalbild) ist eine Signalstapelung sinnvoll. Somit ist eine unmittelbare Qualitätskontrolle der Messungen gewährleistet.

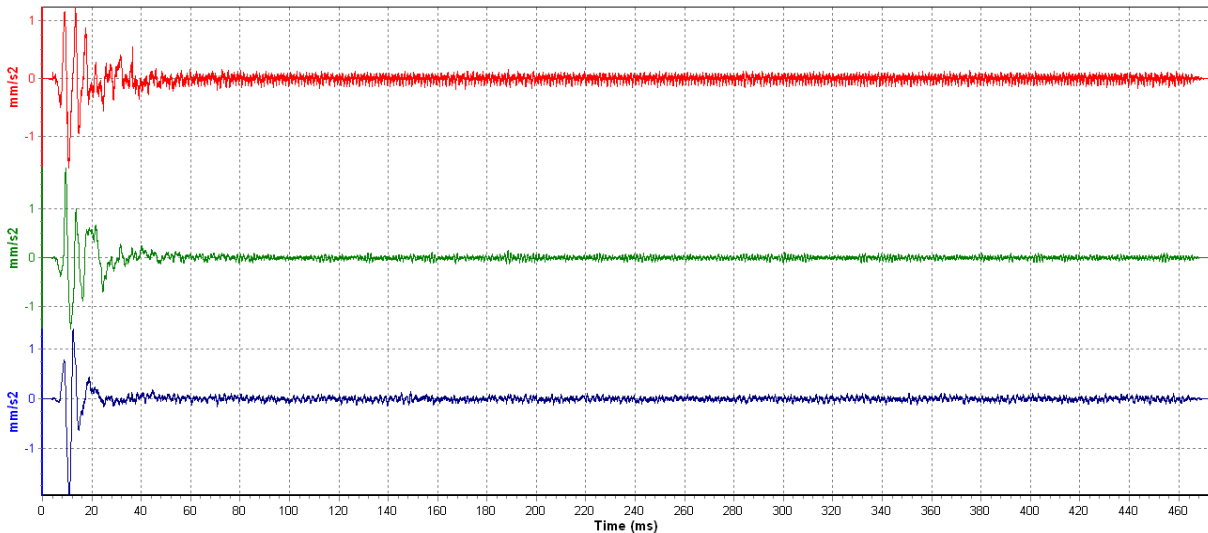


Abb. 10: Signalbild der drei Beschleunigungskomponenten

2.3 Anwendungsfälle

2.3.1 SCPT neben einer Erdbebenmessstation in der Schweiz

In Zusammenarbeit mit der Schweizer Firma Geoprofile wurde in Luzern eine SCPT-Sondierung neben einer Erdbebenmessstation abgeteuft. Zur Beurteilung der Verflüssigungsempfindlichkeit sollte mit Hilfe der SCPT die S-Wellengeschwindigkeit bestimmt werden.

Die Sondiertiefe betrug 39 m. Mit der zur Verfügung stehenden Hammerschlagrüstung wurde eine Signalregistrierung bis in 31 m Tiefe erreicht. Die seismischen Messungen erfolgten meterweise in x, y, und z-Richtung. Die nachfolgenden Daten wurden uns von der Firma Geoprofile freundlicherweise zur Verfügung gestellt.

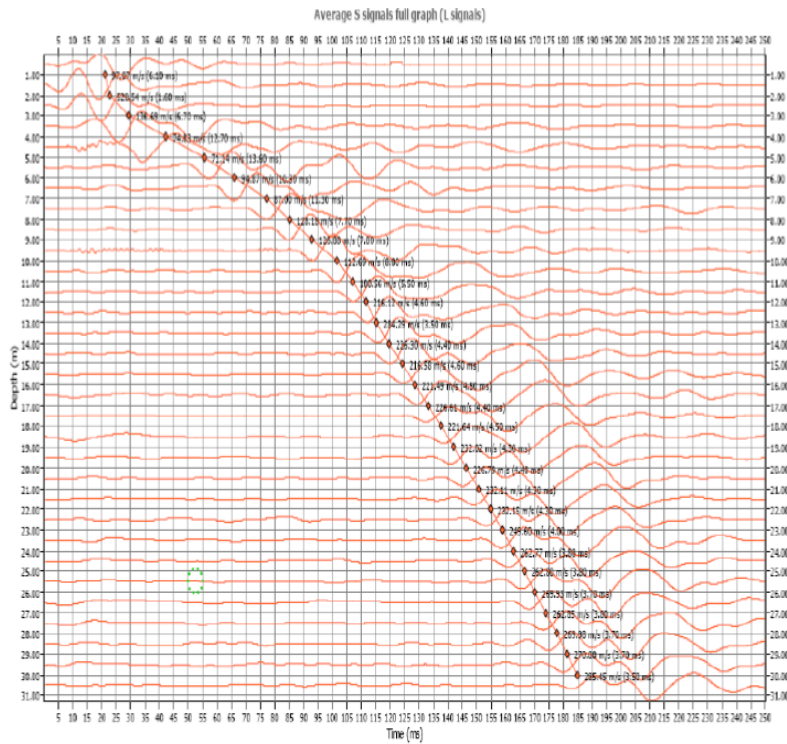


Abb. 11: Geschwindigkeitsprofil der S-Welle

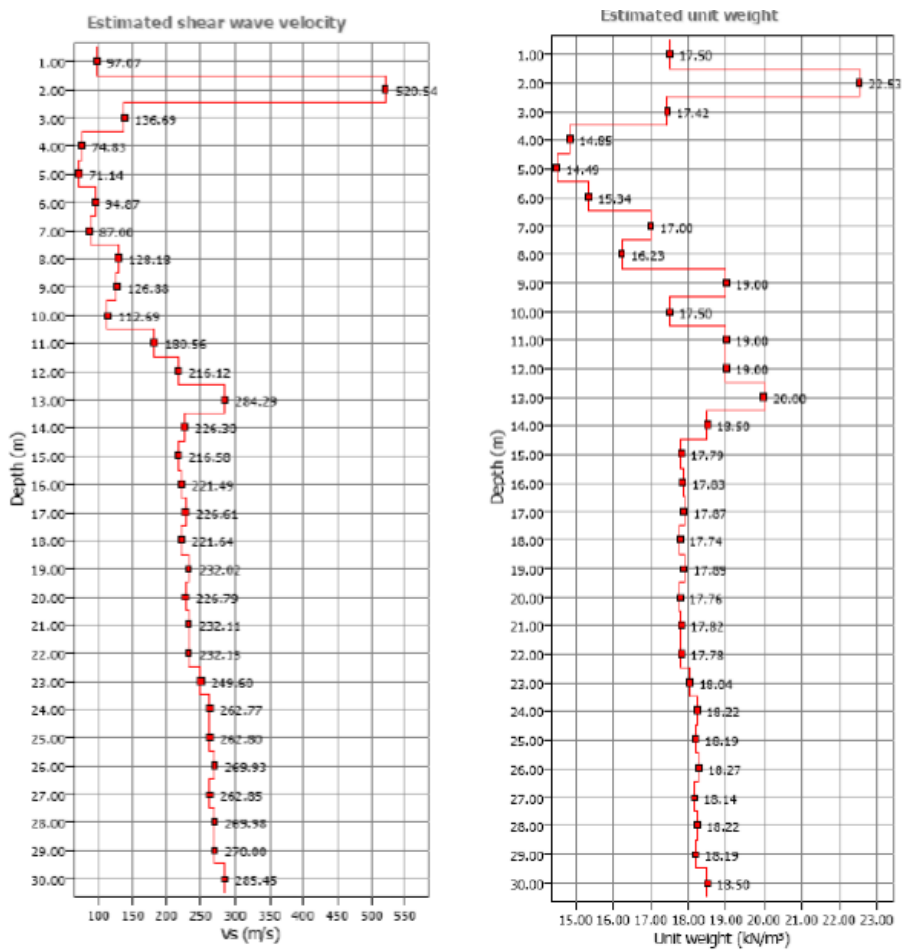


Abb. 12: Abgeleitetes Profil der Wichte

2.3.2 SCPT als Baugrunderkundung für eine Windkraftanlage auf der Tagebaukippe in der Lausitz

Im Zuge der Energiewende erlangen Windkraftanlagen eine immer größere Bedeutung innerhalb der erneuerbaren Energien. Die Anlagengröße nimmt dabei zu und die zur Verfügung stehenden Flächen haben teilweise komplizierte Baugrundverhältnisse. Die für eine Gründungsberatung notwendigen Informationen und Bodenkennwerte sind mit herkömmlichen Aufschlussverfahren allein nicht hinreichend beschaffbar, da zunehmend dynamische Bodenkennwerte benötigt werden.

Für diese Aufgabenstellung lässt sich das SCPT-Verfahren hervorragend einsetzen. Spitzendruck und Mantelreibung liefern den Input für die statischen Bodenkennwerte und die mit Hilfe der 3D-Beschleunigungsaufnehmer aufgezeichneten Messwerte liefern den Input für die Bestimmung der dynamischen Bodenkennwerte, z. B.:

$$\text{Schubmodul } G_0 = \rho \cdot v_s^2$$

$$\text{Steifezahl } E_s = \rho \cdot v_p^2$$

$$\text{Poissonzahl } = (v_p^2 - 2v_s^2) / (2(v_p^2 - v_s^2))$$

v_s = S-Wellengeschwindigkeit

v_p = P-Wellengeschwindigkeit

ρ = Dichte der jeweiligen Schicht

Von unserer Seite soll das Prozessing der SCPT-Daten insbesondere zur Bestimmung der P- und S-Wellengeschwindigkeiten betrachtet werden.

Die Signalanregung erfolgte für die P-Welle mittels Fallgewicht, welches mit einem kleinen Traktor gekoppelt ist (Abb. 13). Dabei wurde mit verschiedenen Offsets gearbeitet, um Rückschlüsse über Inhomogenitäten in der Kippenbeschaffenheit zu ziehen.



Abb. 13: Anregung der P-Welle

Die Anregung der S-Welle (Abb. 14) erfolgte von einer der hinteren LKW-Abstützungen. Es wurden beide Schlagrichtungen von einer Abstützung ausgeführt. Dies hat den Vorteil, dass der gleiche Wellenweg zum Empfänger durchlaufen wird. Allerdings verschlechtert sich die Ankopplung durch die wechselseitigen Schläge mit zunehmender Tiefe.



Abb. 14: Anregung der S-Welle

Weiterhin ist es wichtig äußere Störeinflüsse möglichst auszuschalten bzw. gering zu halten, um ein günstiges Nutz-/Störsignalverhältnis zu erreichen. Im konkreten Fall wurden bestehende Windkraftanlagen vorübergehend außer Betrieb genommen und das Sondiergestänge während der seismischen Messungen von der Einpresseinrichtung entkoppelt. Je nach Bauart der Drucksonde kann auch die Abschaltung des Motors sinnvoll sein. Eine Signalstapelung musste mit zunehmender Tiefe im verstärkten Maße durchgeführt werden.

Nachfolgend werden einige Beispiele (Abb. 15 bis 18) das Prozessing der gewonnen Messdaten und deren Zusammenführung zu Seismogrammen vorgestellt. Bei der untersuchten Location handelt es sich um eine teilgesättigte Tagebaukippe (bis zur Untersuchungsendteufe kein nachgewiesener Grundwasserspiegel).

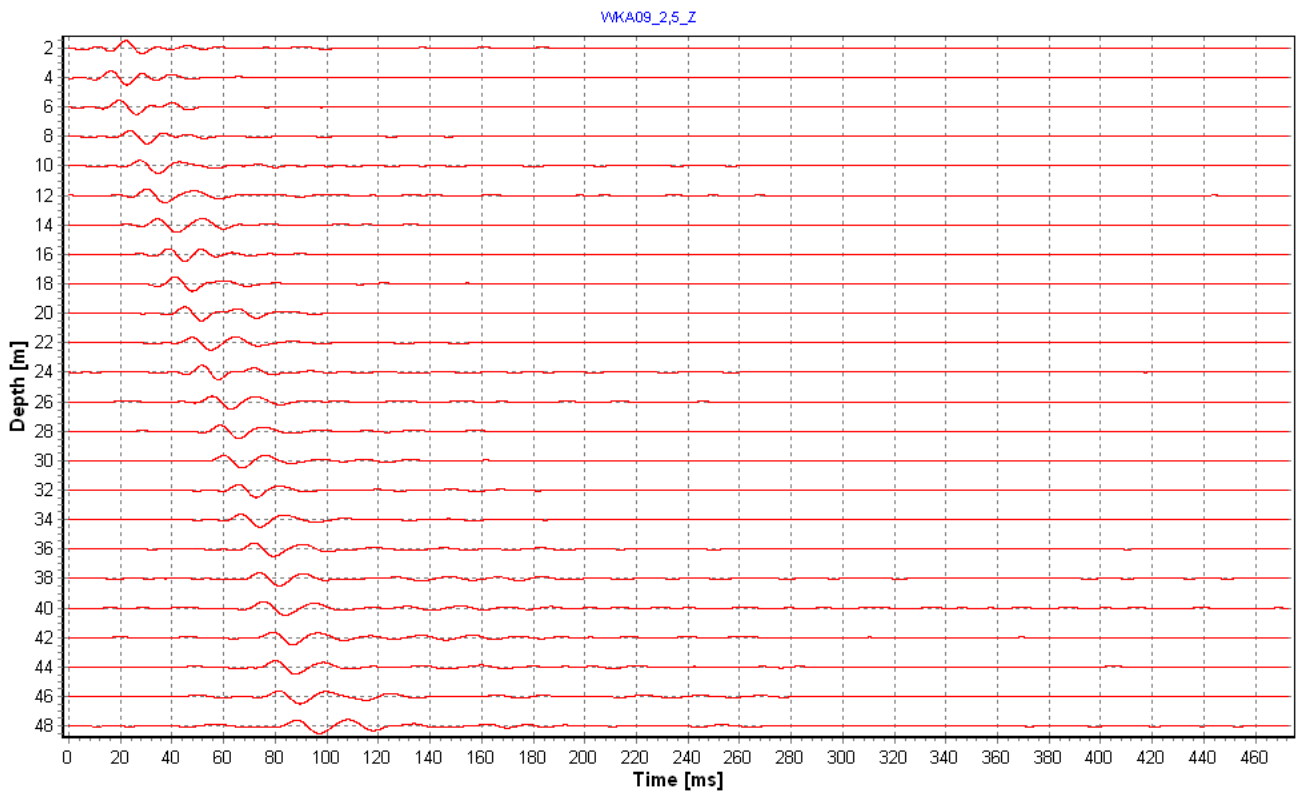


Abb. 15: *Bearbeitetes P-Wellenseismogramm (Z-Komponente)*

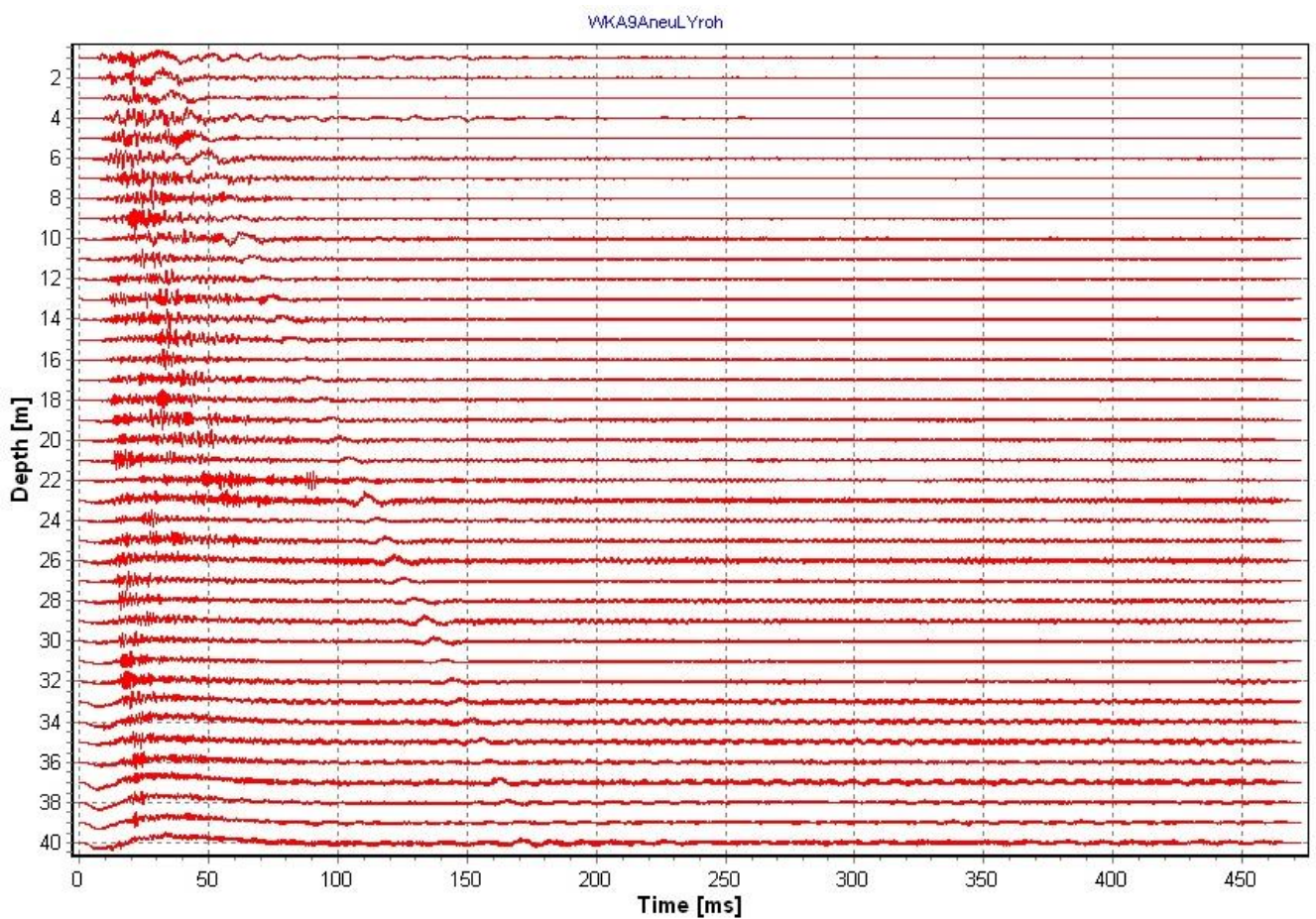


Abb. 16: *S-Wellenseismogramm (Y-Komponente) unbearbeitet*

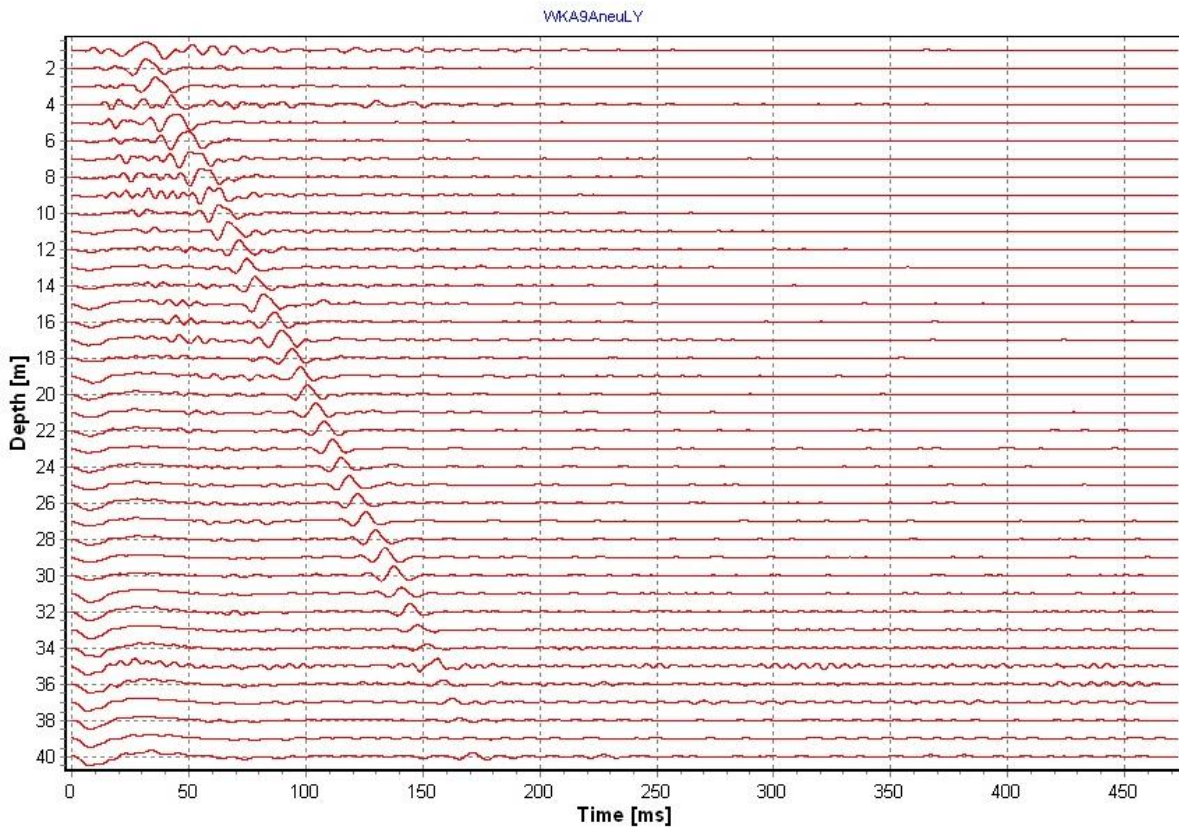


Abb. 17: S-Wellenseismogramm (links Y-Komponente) bearbeitet

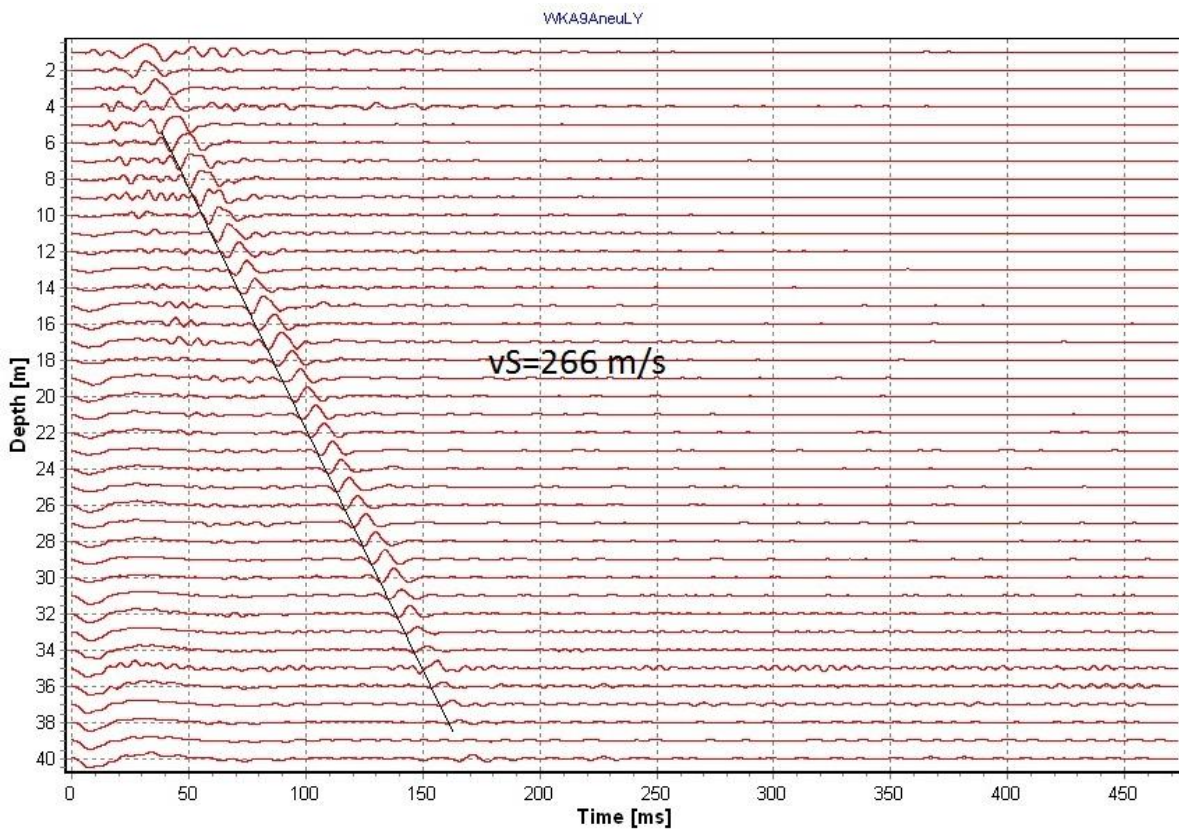


Abb. 18: S-Wellenseismogramm (links Y-Komponente) bearbeitet mit Geschwindigkeitsbestimmung

3 Zusammenfassung

Für die Beurteilung der Standsicherheit von vorhandenen Dämmen und Deichen bzw. für den Neubau entsprechender Bauwerke sind umfangreiche Erkundungsarbeiten notwendig. Bei den zur Verfügung stehenden direkten und indirekten Untersuchungsmethoden nimmt das Drucksondierverfahren oder CPT (Cone Penetration Testing) einen wichtigen Stellenwert ein. Mit einer neuen speziellen Sondierspitze können nun auch seismische Messungen ausgeführt werden.

Bei der klassischen Drucksondierung wird eine elektrische Sondierspitze über ein Gestänge von einer hydraulischen Presse in den Boden (Lockergestein) gedrückt. Die Presse befindet sich üblicherweise auf einem Trägergerät (LKW oder Raupe), welches auch das entsprechende Gegengewicht erzeugt. Messgrößen sind Spitzendruck, Mantelreibung und gegebenenfalls Porenwasserdrücke, welche über ein Kabel an die übermäßige Registrierapparatur geleitet werden. Weiterhin werden noch Sondiergeschwindigkeit, Neigung und Gesamtkraft aufgezeichnet. Aus den Messgrößen lassen sich statische Kennwerte des Bodens ableiten.

Zur Ermittlung von dynamischen Kenngrößen stellt das Verfahren SCPT (Seismic Cone Penetration Testing) eine sinnvolle Erweiterung der klassischen CPT dar. Die Standarddrucksonde wird durch ein Seismikmodul erweitert. Dazu werden in die elektronische Sondierspitze zusätzlich drei Beschleunigungsaufnehmer integriert, welche entsprechend der drei Hauptrichtungen x, y bzw. z ausgerichtet sind. Während kurzer Pausen im Sondiervorgang in bestimmten Tiefenintervallen werden nach dem Prinzip der VSP (Vertikal Seismische Profilierung) Laufzeitmessungen von induzierten seismischen Wellen ausgeführt. Die seismische Erregung kann dabei mittels Hammerschlag oder Fallgewicht erreicht werden. Neben der Anregung von P-Wellen (Kompressionswellen) können auch horizontal polarisierte S-Wellen (Scherwellen) z. B. über einen Schlag an eine Schurfwand oder einen Schlagrechen primär erzeugt werden.

4 Literaturangaben

LUNNE, ROBERTSON, POWELL: Cone penetration Testing in Geotechnical Practice, London, 1997

SCHMIDT, WUTTKE: Seismische Standorterkundung für Anwendungen in der Geotechnik, TU Braunschweig, 2004

GEOMIL EQUIPMENT B. V., Baziw Consulting Engineers Ltd: Training in the practical use & theory of seismic CPT (SCPT) equipment, Moordrecht, 2013

