BAWMitteilungen Nr. 94

Geohydraulische Aspekte bei Bauwerken der WSV

Karlsruhe November 2011



BAWMitteilungen Nr. 94

Geohydraulische Aspekte bei Bauwerken der WSV

Herausgeber

Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) Kußmaulstraße 17 76187 Karlsruhe

Postfach 21 02 53 76152 Karlsruhe

Tel.: 0721 9726-0 Fax: 0721 9726-4540

info@baw.de www.baw.de

Übersetzung, Nachdruck – auch auszugsweise – nur mit Genehmigung des Herausgebers: © BAW 2011

BAWMitteilungen Nr. 94

Inhalt

Odenwald, B. Vom Schadensfall am Elbe-Seitenkanal zum Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen	7
Schuppener, B. Das Normen-Handbuch zu Eurocode 7 und DIN 1054:2011 — Grundlagen für geotechnische Nachweise im Verkehrswasserbau	19
Odenwald, B. Neuerungen im Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen (MSD), Ausgabe 2011	35
Laursen, C. Nachweis gegen Fugenerosion gemäß dem Merkblatt "Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen"	47
Odenwald, B. Numerische Berechnung der Dammdurchströmung	59
Ratz, K. • Odenwald, B. Dränagen zur Erhöhung der Standsicherheit von Bauwerken in Kanaldämmen	77
Fuchs, I. Dränagen unter der Asphaltdichtung des Main-Donau-Kanals	89
Laursen, C. • Odenwald, B. Grundwassermessungen an der Mainschleuse Eddersheim	99
Nuber, T. • Lensing, HJ. Untersuchung der Trockenlegung der Schleusen Kummersdorf und Neue Mühle	105
Lensing, HJ. • Laier, W. Grundsätze für eine Grundwasserbeweissicherung von Baumaßnahmen der WSV	115
Gesamtinhaltsverzeichnis aller bisher erschienenen Ausgaben	123



Editorial

Dämme begrenzen weite Strecken der Kanäle und staugeregelten Bundeswasserstraßen. Dabei werden die Dämme durch einen Wasserstand belastet, der sich teilweise erheblich über dem angrenzenden Gelände befindet. Ein Dammbruch hätte deshalb katastrophale Folgen und muss mit hoher Wahrscheinlichkeit ausgeschlossen werden. Zur Gewährleistung eines einheitlichen, hohen Sicherheitsstandards dient das Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen (MSD), in dem insbesondere die geohydraulischen Auswirkungen einer Dammdurchströmung bei hydraulischem Versagen von Dichtungselementen auf die Standsicherheit berücksichtigt werden. Aus diesem Grund werden Fragestellungen zur Dammstandsicherheit innerhalb der BAW schwerpunktmäßig vom Referat Grundwasser bearbeitet. Das erstmals 1998 in der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes (WSV) eingeführte Merkblatt wurde bereits 2005 und in diesem Jahr erneut überarbeitet. Anlass für die aktuelle Überarbeitung war die erforderliche Anpassung des Merkblatts an die Regelungen der Eurocodes.

Die ersten sechs Beiträge der BAWMitteilungen Nr. 94 enthalten ergänzende Informationen zu dem mit Erlass vom 13. September 2011 des Bundesministeriums für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung in der WSV eingeführten MSD, Ausgabe 2011. In den weiteren Beiträgen werden geohydraulische Aufgabenstellungen aus der Projektarbeit der BAW für die WSV vorgestellt.

Die historische Entwicklung bei der Erarbeitung eines Regelwerks für die Standsicherheit von Dämmen – beginnend mit den großen Schadensfällen an Kanaldämmen der WSV in den 1970er Jahren, über die daraus gezogenen Schlussfolgerungen, bis hin zur Erstellung des MSD in der aktuellen Fassung – ist Gegenstand des ersten Beitrages. Daran anschließend werden die wesentlichen Regelungen der neuen europäischen Grundlagennorm für geotechnische Nachweise Eurocode 7,

Teil 1, und der neuen deutschen Ergänzungsnorm DIN 1054:2010 erläutert. Im dritten Beitrag werden diejenigen Regelungen im neuen MSD, die gegenüber der Ausgabe 2005 geändert wurden, im Einzelnen dargestellt. Im Mittelpunkt stehen dabei die Gründe für die vorgenommenen Überarbeitungen und der Bezug zu den Regelungen in den neuen Grundlagennormen.

Wie auch die Schadensfälle gezeigt haben, besteht bei Bauwerken in Dämmen ein erhöhtes Schadenspotenzial. Dies ist begründet durch die unterschiedliche Steifigkeit des Betonbauwerkes und des umgebenden Erdbauwerkes und dem daraus resultierenden, möglichen Bodenmaterialtransport infolge Fugenerosion im Übergangsbereich zwischen Bauwerk und Boden. Deshalb ist die Standsicherheit von Dämmen mit eingebetteten Bauwerken nach MSD unter Berücksichtigung der Gefährdung durch Fugenerosion gesondert nachzuweisen. Im vierten Beitrag werden die Grundlagen des auf numerischen Strömungsberechnungen basierenden Verfahrens nach MSD erläutert und die Ergebnisse einer Beispielberechnung mit denen anderer Verfahren verglichen und bewertet.

Numerische Strömungsberechnungen sind mittlerweile Standard bei der Ermittlung der Dammdurchströmung als Grundlage für die Berechnung der Dammstandsicherheit. Die Verlässlichkeit der Ergebnisse der numerischen Berechnungen ist jedoch stark von den getroffenen Modellannahmen abhängig. Um Modellannahmen sinnvoll treffen zu können, sind Kenntnisse über die Grundlagen der numerischen Berechnung gesättigt-ungesättigter, vertikal-ebener, stationärer Grundwasserströmungen notwendig. Diese Grundlagen werden unter Berücksichtigung der Besonderheiten bei der Berechnung der Dammdurchströmung im fünften Beitrag erläutert und durch Empfehlungen für die Wahl geeigneter Modellannahmen ergänzt.

Das hydraulische Versagen von Kanaldichtungen in Dammstrecken, das nach MSD als außergewöhnliche Bemessungssituation zu untersuchen ist, führt nicht nur zu einer erhöhten Belastung der Dämme, sondern hat auch einen Einfluss auf die im Damm befindlichen Bauwerke. Die Dammdurchströmung bewirkt eine erhöhte Wasserdruckbelastung auf Bauwerksteile (z. B. Flügelwände), die dafür oft nicht bemessen sind. Auf Grundlage der neuen Fassung des MSD kann in diesem Fall durch nachträglich hergestellte, geeignete Dränagen eine Reduzierung des Wasserdrucks und dadurch eine ausreichende Standsicherheit erzielt werden. Im sechsten Beitrag werden unterschiedliche Dränagetypen auf Grundlage numerischer Strömungsberechnungen hinsichtlich ihrer Wirkung beurteilt, und es werden Hinweise für die Anordnung und Ausführung sowie für die Bemessung von Dränagen gegeben.

Die Beiträge aus der Projektarbeit beginnen mit den Untersuchungen zu den Dränagen unter der Asphaltdichtung des Main-Donau-Kanals in der Haltung Hilpoltstein. Die Besonderheit dieser Kanalstrecke ist die Anordnung der Dränagen unmittelbar unter der Kanaldichtung, um beim Einbau der Asphaltschichten in den Dammstrecken und in den Strecken mit Hanglage (einseitiger Damm) das Planum entwässern zu können. Der Zusammenhang zwischen dem Dränagesystem und den in der Asphaltabdichtung aufgetretenen Leckagen steht dabei im Mittelpunkt.

Umfangreiche Grundwassermessungen waren die Grundlage zur Beurteilung der Sicherheit der Schleusenkammern gegen Aufschwimmen bei Trockenlegung der Doppelschleuse Eddersheim am Main. Anlass der Untersuchungen war der bei vorangegangenen Trockenlegungen beobachtete Bodenmaterialaustrag durch die wasserdurchlässigen Kammersohlen.

Eine ähnliche Aufgabenstellung ergab sich bei den Schleusen Kummersdorf und Neue Mühle in den Storkower Gewässern südwestlich von Berlin. Hier wurden messtechnisch überwachte, kontrollierte Entleerungen der Schleusenkammern bei gleichzeitiger Absenkung des Grundwasserspiegels durchgeführt. Basierend auf den Messergebnissen wurden die erforderlichen Maßnahmen für die Durchführung weiterer Trockenlegungen zu Revisionszwecken festgelegt.

Baumaßnahmen an den Bundeswasserstraßen haben teilweise erhebliche Auswirkungen auf die Grundwasserverhältnisse, die im Rahmen von Umweltverträglichkeitsuntersuchungen zu prognostizieren und zu beurteilen sind. Um die tatsächlichen Auswirkungen belegen zu können, ist während und nach den Baumaßnahmen eine Grundwasserbeweissicherung erforderlich. Der letzte Beitrag gibt einen Überblick über Grundsätze für die Durchführung einer belastbaren, den rechtlichen Anforderungen genügenden Grundwasserbeweissicherung bei Baumaßnahmen der WSV.

Prof. Dr.-Ing. Christoph Heinzelmann

Ch. Mizalusing

Leiter der Bundesanstalt für Wasserbau

Vom Schadensfall am Elbe-Seitenkanal zum Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen

From the Failure of the Embankment Dam at the Elbe Lateral Canal to the Code of Practice "Safety of Embankment Dams at German Inland Waterways"

Dr.-Ing. Bernhard Odenwald, Bundesanstalt für Wasserbau

In den 1970er Jahren ereigneten sich zwei große Dammbrüche an jeweils kurz zuvor erstellten, in Dammlage befindlichen Abschnitten des Elbe-Seitenkanals und des Main-Donau-Kanals. In dem Beitrag werden der Ablauf der beiden Schadensfälle, die durchgeführten Untersuchungen und die daraus resultierenden Erkenntnisse zu den Ursachen der Dammbrüche beschrieben. Als Konsequenz aus den Schadensfällen wurden Vorgaben und Richtlinien für die erforderliche Überprüfung und die Standsicherheitsnachweise sowie für die Überwachung und Gestaltung der Dämme und der Anschlüsse an Bauwerke erlassen. Im Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen (MSD) wurde die Vorgehensweise bei der Standsicherheitsuntersuchung von Dämmen insbesondere unter Berücksichtigung einer Durchströmung geregelt. Das Merkblatt wurde zwischenzeitlich zweimal überarbeitet. Dabei wurden insbesondere die Erkenntnisse aus den im Rahmen der sogenannten Dammnachsorge von der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes durchgeführten Standsicherheitsuntersuchungen an den Dämmen der Bundeswasserstraßen berücksichtigt. In dem Beitrag werden die wesentlichen Zielsetzungen und Inhalte des Merkblatts und die zwischenzeitlich durchgeführten Änderungen und Ergänzungen mit deren Ursachen dargestellt.

In the 1970s, two major embankment dam failures occurred in two newly constructed stretches of the Elbe Lateral Canal and the Main Danube Canal. This article describes how these accidents took place, which investigations were performed and which conclusions were drawn in terms of probable causes. As a consequence to these accidents, requirements and guidelines were devised for necessary checks and stability verification as well as for the design and surveillance of embankment dams and their joints with embedded structures.

The Code of Practice "Stability of Embankment Dams at German Inland Waterways" (MSD) regulates the verification of embankment dam stability, particularly considering seepage flow through the dam. The code of practice has been revised twice since, particularly considering knowledge recently achieved when reassessing the stability of embankment dams at the German inland waterways as conducted by the German Federal Waterways and Shipping Administration. In this article, the major contents and objectives of the code of practice are presented. Furthermore, the meanwhile realised changes and additions together with their causes are described.

1 Einleitung Introduction

Die Binnenwasserstraßen der Bundesrepublik Deutschland (Bild 1) weisen eine Gesamtlänge von 7.310 km auf. Davon entfallen 1.740 km auf Kanäle sowie 3.030 km auf staugeregelte und 2.540 km auf frei fließende Flüsse. Ein großer Teil der Kanalhaltungen verläuft in sogenannter Dammlage, bei der sich der Kanalwasserstand über der Oberfläche des seitlich angrenzenden Geländes befindet. Beispielsweise beträgt die Gesamtlänge der Kanalseitendämme am Mittellandkanal (MLK) 202,4 km und am Elbe-Seitenkanal (ESK) 124,1 km.

Innerhalb der Dammstrecken werden die Kanäle zumeist durch eine große Anzahl von Unterführungsbauwerken unterquert. So existieren z. B. am Mittellandkanal 167 und am Elbe-Seitenkanal 41 Unterführungsbauwerke. Als Beispiel für ein großes Bauwerk in einem vergleichsweise hohen Kanaldamm ist in Bild 2 eine Kanalbrücke des ESK über ein Gewässer abgebildet.



Bild 1: Bundeswasserstraßenkarte mit Markierungen für Mittellandkanal (MLK), Elbe-Seitenkanal (ESK) und Main-Donau-Kanal (MDK)

Figure 1: Map of the German federal waterways; the Midland Canal (MLK), Elbe Lateral Canal (ESK), and Main Danube Canal (MDK) are marked



Bild 2: Kanalbrücke des ESK (Quelle: WSA Ülzen)
Figure 2: Water-channel bridge of the ESK
(source: WSA Ülzen)

Das in Bild 3 abgebildete Einlaufbauwerk eines Dükers unter dem MLK ist dagegen ein Beispiel für ein kleines Unterführungsbauwerk in einer niedrigen Dammstrecke.



Bild 3: Düker am MLK
Figure 3: Culvert below the MLK

Dammstrecken existieren jedoch nicht nur an Kanälen sondern auch an den staugeregelten Flüssen. Das Luftbild der Staustufe Iffezheim am Oberrhein (Bild 4) mit der Doppelschleuse, dem Kraftwerk und der Wehranlage vermittelt einen Eindruck von der Ausdehnung der Wasserflächen im Stauhaltungsbereich. Die Stauhaltungsdämme weisen hier eine große Länge und Höhe auf (Bild 5). Stauhaltungsdämme können sich jedoch auch auf relativ kurze Strecken oberhalb der Staustufe mit einer geringen Dammhöhe beschränken, wie z. B. am Neckar oder am Main.



Bild 4: Staustufe Iffezheim am Oberrhein
Figure 4: Iffezheim barrage on the Upper River Rhine

Auf Grund des in Kanal- oder Stauhaltungen oberhalb der Höhe des angrenzenden Geländes gespeicherten Wasservolumens, das bei einem Dammbruch ausströmen würde, stellen Dammstrecken immer eine potenzielle Gefährdung des Umlandes dar. Deshalb muss ein Versagen der Dämme mit hoher Wahrscheinlichkeit ausgeschlossen werden.



Bild 5: Stauhaltungsdamm oberhalb der Staustufe Iffezheim

Figure 5: Embankment dam upstream of the Iffezheim barrage

Im Gegensatz zu Straßen- oder Bahndämmen sowie auch Hochwasserschutzdeichen sind die Dämme an den Bundeswasserstraßen ständig durch Wasser belastet. Neben dem Wasserdruck auf die wasserseitige Dammböschung stellen insbesondere die aus einer Dammdurchströmung resultierenden, auf die Bodenpartikel des Dammkörpers einwirkenden Strömungskräfte eine zusätzliche Belastung des Dammes dar. Als Beispiel ist in Bild 6 für einen homogenen Damm auf undurchlässigem Untergrund die Sicherheit der luftseitigen Dammböschung gegen Böschungsbruch für den nicht durchströmten und den durchströmten Fall dargestellt. Aus dem Anstieg der für die ständige Bemessungssituation (BS-P) ermittelten Ausnutzungsgrade m (nicht durchströmt: m = 0.76, durchströmt: m = 1.03) ist ersichtlich, dass die Standsicherheit der durchströmten Böschung wesentlich geringer ist als die der nicht durchströmten Böschung. Aus diesem Grund werden Standsicherheitsfragestellungen von Dämmen an Bundeswasserstraßen in der Abteilung Geotechnik der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) im Wesentlichen vom Referat G3 (Grundwasser) bearbeitet.

In Dammstrecken von Kanälen ist das Gewässerbett zumeist mit einer Kanaldichtung ausgekleidet um Wasserverluste zu minimieren. Durch eine intakte Kanaldichtung wird auch eine Durchströmung des Dammes vermieden. In staugeregelten Flüssen existiert zumeist eine natürliche Dichtung des Gewässerbetts infolge Kolmation. Diese resultiert aus der im Stauhaltungsbereich zumeist geringen Fließgeschwindigkeit und der Potenzialdifferenz zwischen dem gestauten Flusswas-

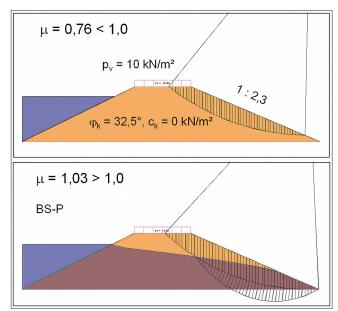


Bild 6: Ausnutzungsgrade μ der Standsicherheit der landseitigen Dammböschung im nicht durchströmten (oben) und durchströmten Fall (unten)

Figure 6: Utilisation ratio μ of the land side slope stability of the embankment dam; without seepage flow through the dam (top), with flow through the dam (bottom)

ser und dem Grundwasser. Die geringe Fließgeschwindigkeit führt zu einem Absinken von mitgeführten Schwebstoffen auf die Gewässersohle und die Infiltration von Flusswasser bewirkt einen Eintrag feiner Bodenpartikel in den Untergrund und damit eine Selbstdichtung der Gewässersohle.

Sowohl künstliche als auch natürliche Dichtungen können in ihrer hydraulischen Wirksamkeit beeinträchtigt werden. Bei künstlichen Kanaldichtungen können Leckagen z. B. durch Beeinträchtigungen aus der Schifffahrt verursacht werden. Bei Stauhaltungsdämmen an Fließgewässern können Hochwässer ein Aufreißen der Kolmationsschicht sowie eine Überströmung des i. A. nur bis Mittelwasserstand reichenden kolmatierten Bereiches bewirken. Aus diesem Grund ist bei der Beurteilung der Dammstandsicherheit immer ein mögliches Versagen von künstlichen oder natürlichen Dichtungen des Gewässerbettes zu berücksichtigen.

Darüber hinaus stellen Bauwerke in Dämmen auf Grund der unterschiedlichen Steifigkeit von Erddamm und Betonbauwerk immer ein erhöhtes Versagenspotenzial dar. Die dabei mögliche Bildung von Erosionskanälen entlang eines Bauwerks (Piping) infolge Hohlraumbildung bei Durchströmung ist eine der häufigsten Ursachen für das Versagen von Dämmen. Deshalb muss

die Standsicherheit von Dämmen mit darin eingebundenen Bauwerken gesondert untersucht werden, wobei eine mögliche Hohlraumbildung im Anschlussbereich zwischen Bauwerk und Damm zu berücksichtigen ist. Diese Anforderungen an die Standsicherheitsuntersuchung von Dämmen an Wasserstraßen ergaben sich aus der Analyse der Schadensfälle, die nachstehend dargestellt werden.

2 Schadensfälle an Dämmen der Bundeswasserstraßen

Embankment Dam failures at German inland waterways

Im Folgenden werden die beiden großen Schadensfälle an Dämmen der Bundeswasserstraßen, die sich in den 1970er Jahren ereigneten, sowie deren Ursachen kurz dargestellt.

2.1 Schadensfall am Elbe-Seiten-Kanal Failure at the Elbe Lateral Canal

Am 18. Juli 1976 brach der Kanalseitendamm des Elbe-Seitenkanals (ESK) unmittelbar an der Unterführung des Straßentunnels Lüneburg - Nutzfelde bei ESK-km 102,71. Durch den Dammbruch traten innerhalb weniger Stunden fast 4 Mio. m³ Wasser aus, wodurch ca. 10 km² Land überflutet wurden.

Bereits zwei Tage nach dem Dammbruch wurde eine Sachverständigengruppe unter dem Vorsitz von Herrn Prof. Lackner und Herrn Dr. Hager mit der Untersuchung der Schadensursache vom damaligen Bundesverkehrsministerium beauftragt. Im Rahmen der durchgeführten Untersuchungen wurde zur Veranschaulichung der räumlichen Verhältnisse, insbesondere der Sickerwege im Bereich der Flügelwände, ein Modell des Unterführungsbauwerkes mit den Dammanschlüssen im Maßstab 1:50 angefertigt (Bild 7).

Der Kanalwasserstand in dem mit einer Asphaltdichtung versehenen ESK befindet sich hier ca. 6,5 m über Gelände. Der Kanal ist über das Unterführungsbauwerk als Trapezquerschnitt geführt und wird hier seitlich nur geringfügig durch die Stirnwände des Tunnels eingeengt. Der Rechteckrahmen des Tunnels ist monolithisch mit den Stirnwänden und den seitlich anschließenden Flügelwänden verbunden, deren Unterkanten

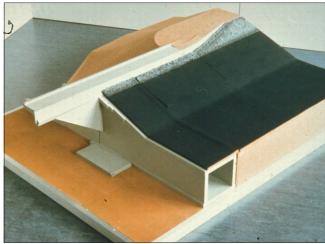




Bild 7: Modell des Unterführungsbauwerkes am ESK, Ansicht auf das Tunnelbauwerk unter dem Kanal (oben), Ansicht auf Tunnelportal mit Zufahrt und Kanalböschung (unten) (Quelle: Gutachten zur Schadensursache)

Figure 7: Model of the underpass at the ESK: tunnel below the canal (top); tunnel entrance with access road and embankment slope (bottom) (source: expert opinion on the cause of the damage)

mit zunehmendem Abstand vom Tunnel ansteigen. An die Flügelwände schließen flach gegründete Winkelstützwände an, durch die der Übergang bis zum nicht eingeengten Kanalquerschnitt erfolgt. Die Tunnelzufahrten bestehen aus einem oben offenen U-Rahmen aus Stahlbeton, an den die relativ steilen Böschungen des Kanaldamms anschließen. Im unmittelbaren Anschlussbereich der Dammböschung an die Stirnwand des Tunnels war die Böschungsoberfläche mit Betonplatten befestigt (im Modell durch Plexiglasplatten abgebildet, siehe Bild 7 unten).

Der Baugrund besteht aus schwach tonigen, feinsandigen Beckenschluffen die von Sanden geringer Mächtigkeit überlagert werden. Der Grundwasserstand steht

ca. 13 bis 15 m unter Gelände an. Da die Beckenschluffe auf Grund ihrer geringen Durchlässigkeit als Stauer wirken, bildet sich in den oberflächennah anstehenden Sanden zumeist ein oberer Grundwasserhorizont aus. Bei einer größeren Zusickerung aus dem Kanal ergibt sich deshalb ein Grundwasseraufstau oberhalb der Beckenschuffschicht.

Das Unterführungsbauwerk wurde von Mai 1970 bis Anfang 1972 errichtet. Erst nach Fertigstellung der Unterführung wurden die Dämme und die Kanaldichtung hergestellt. Anfang 1972 wurde der Kanal zunächst bis auf ca. NN + 40 m geflutet und bis zum Herbst 1975 nach und nach bis auf den Stauwasserstand von NN + 42 m aufgefüllt. Vor dem Dammbruch am 18. Juli 1976 wurde zunächst ein Wasseraustritt auf der Nordwestseite des Bauwerks an dem an die Flügelwand angrenzenden, hier mit Betonplatten gesicherten Böschungskegel beobachtet. Der Wasserfluss verursachte einen Bodenmaterialtransport aus dem Böschungskegel, wodurch die Betonplatten einsackten und der Wasserfluss zunehmend anstieg. Ausgehend von der Flügelwand setzte sich ein rückschreitender Bruch des Dammes entlang der Tunnelwand fort, bis der Damm im Anschlussbereich schließlich völlig weggespült wurde. In Bild 8 ist die Unterspülung der Flügelwand nach dem Einbruch der Asphaltdichtung zu sehen. Bild 9 zeigt den Zustand nach dem Leerlaufen des Kanalabschnitts mit dem neben der Tunnelröhre und unter der auskragenden Flügelwand vollständig weggespülten Damm.

Das Gutachten zur Schadensursache wurde von der Sachverständigengruppe am 6. September 1976 vorgelegt. Danach wurde der Dammbruch durch einen Erosionsböschungsbruch herbeigeführt, der durch einen Wasserzufluss vom Kanal ausgelöst wurde. Die Zuströmung begann wahrscheinlich zunächst durch eine undichte Fuge zwischen der Flügelwand und der angrenzenden Winkelstützwand. Durch die Einsickerung in den relativ locker gelagerten Sand entstanden Sackungen mit Hohlraumbildung bis unter die Asphaltdichtung, was zu einem örtlichen Durchbruch der Dichtung führte. Durch den Zustrom aus dem Kanal wurden in zunehmendem Maß Bodenteilchen ausgespült, was wiederum eine Verstärkung der Strömung infolge Verringerung des hydraulischen Widerstands durch die Hohlraumbildung bewirkte und schließlich zu dem Bruch des Dammes führte. Der Schadenshergang, die Schadensursachen, die Ergebnisse der durchgeführten



Bild 8: Unterspülung der Flügelwand (Quelle: Gutachten zur Schadensursache)

Figure 8: Undercutting of wing wall (source: expert opinion on the cause of the damage)



Bild 9: Seitlich des Tunnels weggespülter Damm (Quelle: Gutachten zur Schadensursache)

Figure 9: Eroded embankment dam adjacent to the tunnel (source: expert opinion on the cause of the damage)

Untersuchungen sowie darauf basierende Folgerungen zur Vermeidung von Schäden sind auch in [1] beschrieben.

In dem als "Hager-Erlass" bezeichneten Erlass des Bundesministeriums für Verkehr vom 1. Oktober 1976 wurden erstmals Folgerungen aus dem Dammbruch für die Bearbeitung der erforderlichen Instandsetzungs- und Ergänzungsmaßnahmen auf Grund der Überprüfung der weiteren Kreuzungsbauwerke am ESK aufgestellt. Darin heißt es: "Die Standsicherheit von Bauwerken, Kanaldämmen und Böschungen müssen in der jeweils maßgebenden ungünstigsten Beanspruchungsrichtung auch unter Annahme eines teilweisen oder vollen Versagens von Abdichtungen und von Undichtigkeiten von Spund-

wänden in allen Bau- und Betriebszuständen voll gewährleistet sein. Die Standsicherheit muss auch unter der Annahme der unvollständigen Wirkung von Dränen und Sickerleitungen voll gegeben sein." Weiterhin betreffen die in diesem Erlass aufgestellten acht Forderungen die erforderlichen Sickerwegverlängerungen, die Ausführung von Bauwerksanschlüssen und Fugendichtungen, die Verdichtung des Dammmaterials, die Vermeidung von Hohlräumen und die Ausführung von Dränagen.

2.2 Schadensfall am Main-Donau-Kanal Failure at the Main Danube Canal

Am 26. März 1979 trat nach Fluten des neu hergestellten dritten Abschnitts der Haltung Eibach des Main-Donau-Kanals (MDK) bei MDK-km 77,01 ein weiterer Dammbruch auf, bei dem der Haltungsabschnitt vollständig leer lief (Bild 10).



Bild 10: Leer gelaufener Abschnitt des MDK mit Dammbruchstelle (Quelle: Jürgen Gebhardt/Stern/Picture Press) Figure 10: Emptied section of the MDK with dam failure loca-

tion (source: Jürgen Gebhardt/Stern/Picture Press)

Durch den Dammbruch wurde die unmittelbar an der Schadensstelle gelegene Ortschaft Katzwang überflutet. Ein Mädchen, das auf dem Balkon eines Hauses stand, wurde von den Fluten mitgerissen und kam darin um. Durch die Flutwelle wurde großer Sachschaden, insbesondere an der Bebauung, verursacht (Bild 11).



Bild 11: Schäden in der Ortschaft Katzwang infolge der durch den Dammbruch am MDK ausgelösten Flutwelle

(Quelle: Jürgen Gebhardt/Stern/Picture Press)

Figure 11: Damages in the town of Katzwang after the flood
wave caused by dam failure at the MDK
(source: Jürgen Gebhardt/Stern/Picture Press)

Der Main-Donau-Kanal ist ebenfalls mit einer Kanaldichtung aus Asphalt versehen und weist einen Trapezquerschnitt mit einer maximalen Wassertiefe von
4 m auf. Im Schadensbereich befindet sich der Kanal in
Hanglage, sodass sich der Kanal gegenüber dem Gelände auf der östlichen Seite im Einschnitt und auf der
westlichen Seite in Dammlage mit einer Dammhöhe
von ca. 4,5 bis 5 m befindet. Auf Grund der Hanglage
steht das Grundwasser auf der Einschnittseite relativ
hoch an. Aus diesem Grund musste zur Herstellung

der Kanaldichtung der Grundwasserstand abgesenkt werden. Dies erfolgte über eine unterhalb der Asphaltdichtung angeordnete Entwässerungsschicht mit Dränageleitungen zu Pumpschächten, aus denen das zuströmende Grundwasser während der Bauzeit abgepumpt wurde. Nach dem Füllen der Kanalhaltung wurden die Pumpen abgeschaltet.

Im Schadensbereich steht unterhalb einer geringmächtigen Deckschicht aus schluffigen, kiesigen Sanden Sandstein an. Die Grundwasseroberfläche folgt ungefähr der Geländeoberfläche und reicht bis in die Deckschicht. Durch die nur für die Bauzeit benötigten Dränagen wird ein Grundwasserpotenzialausgleich unterhalb der Kanaldichtung bewirkt, wodurch je nach örtlichen Verhältnissen der Grundwasserstand im östlichen Einschnittbereich abgesenkt und im westlichen Dammbereich angehoben wird.

An der Dammbruchstelle wird der Kanal von einer Fernwasserversorgungsleitung DN 700 der Stadtwerke Fürth unterquert. Die Leitung befindet sich im Kreuzungsbereich mit dem MDK in einem Schutzrohr DN 1600 aus Betonmuffenrohren, die in einem mit Sand verfüllten Rohrgraben verlegt sind. Der minimale Abstand des Rohrscheitels des Schutzrohres von der Oberfläche der Kanaldichtung beträgt ca. 2 m. Die Dränagen unterhalb der Kanaldichtung haben somit nur einen geringen Abstand zu dem Schutzrohr und kreuzen den Rohrgraben, der auf Grund der Sandverfüllung eine erhöhte Durchlässigkeit gegenüber dem anstehenden Sandstein aufweist.

Am 27. März 1979 wurde von der Staatsanwaltschaft beim Landgericht Nürnberg wiederum eine Sachverständigengruppe unter dem Vorsitz von Herrn Dr. Hager mit der Untersuchung der Schadensursachen beauftragt. In dem am 30. Juni 1979 vorgelegten Gutachten wird die ermittelte Schadensursache ausführlich erläutert. Demnach führte das Abschalten der Pumpen der Grundwasserhaltung nach dem Füllen der Kanalhaltung zu einem Ansteigen des Grundwasserstandes im Dränagesystem. Dadurch sickerte Grundwasser im Bereich der Kreuzung mit der Fernwasserleitung in den Rohrgraben, und floss in diesem mit der Neigung des Schutzrohres in westlicher Richtung ab. Diese ständige Strömung führte zu Bodenmaterialtransport in den Rohrgraben und dadurch zu einer Hohlraumbildung unterhalb der Asphaltdichtung, wodurch sich eine lokale Schädigung der Asphaltdichtung einstellte. Durch

die Verbindung mit dem Kanalwasserstand wurde das hydraulische Grundwasserpotenzial im Bereich des Rohrgrabens der Fernwasserleitung stark erhöht. Dies führte zu einem hydraulischen Grundbruch am Dammfuß, wo die Fernwasserleitung die geringste Bodenüberdeckung aufwies. Mit zunehmendem Wasser- und Bodenmaterialaustritt vergrößerte sich der Einbruch der Asphaltdichtung bis schließlich der gesamte Damm einstürzte. Die dabei im Bereich der Fernwasserleitung aufgerissene Dammlücke ist aus Bild 12 und Bild 13 ersichtlich.



Bild 12: Dammbruchstelle am MDK (Quelle: Gutachten zur Schadensursache)

Figure 12: Embankment dam failure at MDK (source: expert opinion on the cause of damage)



Bild 13: Beim Dammbruch freigelegte Fernwasserversorgungsleitung (Quelle: Jürgen Gebhardt/Stern/Picture Press)

Figure 13: Long-distance water supply pipe exposed due to the embankment dam failure (source: Jürgen Gebhardt/Stern/Picture Press)

BAWMitteilungen Nr. 94 2011

Im Erlass des Bundesministeriums für Verkehr vom 20. August 1979 wurden die Erkenntnisse aus dem Schadensfall am MDK in 13 Folgerungen zusammengefasst. Diese Folgerungen, zu denen im Erlass vom 19. Februar 1980 zusätzliche Hinweise gegeben wurden, beinhalten im Wesentlichen Aussagen zur Zulässigkeit, Anordnung und Ausführung von Dränagen unter der Kanaldichtung und von Kreuzungen mit Rohrleitungen, zur Anwendung von Asphaltdichtungen und zur erforderlichen Überwachung von Dämmen.

3 Verwaltungsvorschrift VV-WSV 2301– Damminspektion

Administrative regulation VV- WSV 2301 – Inspection of embankment dams

Eine Folgerung aus den zuvor beschriebenen Schadensfällen war die Erfordernis einer qualifizierten Dammüberwachung, sodass Schäden an Dämmen möglichst frühzeitig festgestellt und rechtzeitig geeignete Sicherungsmaßnahmen durchgeführt werden können. Um dies für die gesamte Wasser- und Schifffahrtsverwaltung (WSV) des Bundes einheitlich zu regeln wurde die Verwaltungsvorschrift "VV-WSV 2301 – Damminspektion" [2] erstellt. Die Verwaltungsvorschrift wurde mit Einführungserlass des Bundesministeriums für Verkehr vom 6. Oktober 1981 bekannt gegeben und trat am 1. Dezember 1981 in Kraft.

Die Durchführung der Damminspektion ist Aufgabe der Außenbezirke der Wasser- und Schifffahrtsämter (WSÄ) mit Unterstützung durch die Ämter. Grundlage für die Durchführung der Damminspektion ist die Einteilung der Dammstrecken in Beobachtungsklassen durch die WSÄ, basierend auf den Vorgaben der VV-WSV 2301. Je nach Zustand des Dammes und nach Schadenspotenzial für das Hinterland erfolgt eine Einstufung der Dammstrecken in die Beobachtungsklassen O, I, II oder III, woraus sich ein Beobachtungsrhythmus von ständiger Beobachtung (Klasse 0) bis zu einer monatlichen bis vierteljährlichen Beobachtung (Klasse III) ergibt. Für den Zustand des Dammes wird dabei nach vermuteter, möglicher oder keiner Gefährdung der Standsicherheit unterschieden. Wird eine Gefährdung vermutet, sind eine ständige Beobachtung sowie die sofortige Durchführung von Sicherungsmaßnahmen erforderlich (Klasse 0). In der VV-WSV 2301 sind die Aufgaben der Dammbeobachter, der Außenbeamten und der Wasser- und Schifffahrtsämter hinsichtlich der Damminspektion festgelegt. Besondere Bedeutung kommt dabei den Dammbeobachtern zu, die die Beobachtungen vor Ort durchführen und die über ausreichende Fach- und Streckenkenntnisse verfügen sollen. Zur Gewährleistung einer ausreichenden Fachkenntnis ist die Teilnahme der Dammbeobachter an entsprechenden Fortbildungsmaßnahmen vorgesehen, die durch die Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) mit Unterstützung durch die Bundesanstalt für Gewässerkunde (BfG) regelmäßig in der Sonderstelle für Aus- und Fortbildung der WSV (SAF) durchgeführt werden.

Aufgabe der Dammbeobachter ist die Durchführung der Beobachtungen und Messungen an den Dämmen der Bundeswasserstraßen auf Grundlage der von den WSÄ erstellten Aufgabenblätter nach VV-WSV 2301. Dabei hat der Dammbeobachter einen Beobachtungsbericht und ggf. einen oder mehrere Mängelberichte anzufertigen, wobei die Mängel als Beschädigung, Schaden oder akute Gefahr einzustufen sind. Die weiteren Maßnahmen sind in Abhängigkeit von dieser Einstufung durchzuführen. Aufgabe des Außenbeamten ist die Überprüfung der von den Dammbeobachtern festgestellten Mängel und die Entscheidung über die Durchführung erforderlicher Maßnahmen, je nach Einstufung des Mangels in Abstimmung mit dem WSA. Auch für die Außenbeamten und die in den WSÄ mit Aufgaben der Dammstandsicherheit betrauten Mitarbeiter werden von der BAW regelmäßig Schulungen in der SAF durchgeführt. Grundsätzlich zeigt die Erfahrung, dass mit der Damminspektion nach VV-WSV 2301 ein wirksames Mittel zur frühzeitigen Erkennung von Mängeln an den Dämmen der Bundeswasserstraßen und damit zur rechtzeitigen Durchführung geeigneter Sicherungs- und Sanierungsmaßnahmen geschaffen wurde.

4 Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen (MSD)

Code of Practice "Stability of Embankment Dams at German Inland Waterways" (MSD)

Auf Grund der zuvor beschriebenen Schadensfälle an Dämmen der Bundeswasserstraßen und der daraus resultierenden Erlasse des Bundesministeriums für Verkehr ergaben sich in zunehmendem Maße Aufgabe für die Abteilung Geotechnik der BAW in der Beratung der WSV zu Fragen der Dammstandsicherheit. Dabei wurde ersichtlich, dass für die Untersuchung der Dammstandsicherheit einheitliche Vorgaben zum Untersuchungsumfang sowie insbesondere zur Berücksichtigung der Dammdurchströmung infolge eines angenommenen hydraulischen Versagens von Dichtungen oder Dräns erforderlich sind. Weiterhin benötigt wurden Vorgaben zum Nachweis der Dammstandsicherheit im Bereich von Bauwerken und zum zulässigen Bewuchs auf Dämmen.

Aus diesem Grund wurde in der BAW eine Arbeitsgruppe gebildet, deren Aufgabe zunächst nur die Erstellung eines Arbeitspapiers zur BAW-internen Standardisierung der Vorgehensweise bei Dammstandsicherheitsuntersuchungen war. Auf Grund zunehmender Anfragen durch die WSV wurde dieses Arbeitspapier unter Beteiligung der BfG und der WSV zum "Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen (MSD)" erweitert. Aufgabe des Merkblatts war die Regelung der Vorgehensweise bei der Standsicherheitsuntersuchung von Dämmen und deren Anschlüssen an Bauwerke unter Berücksichtigung einer Durchströmung sowie der mit dem Bewuchs auf Dämmen zusammenhängenden Fragestellungen. Dabei sollte das Merkblatt die geotechnischen Normen und sonstigen allgemeinen technischen Regelwerke hinsichtlich der besonderen Anforderungen an die Dämme von Bundeswasserstraßen ergänzen.

4.1 MSD, Ausgabe 1998 *MSD, 1998 edition*

Das "Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen (MSD)", Ausgabe 1998 [3], wurde nach umfangreichen Abstimmungen mit der WSV mit Erlass des damaligen Bundesministeriums für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen (BMVBW) vom 5. November

1998 für den Geschäftsbereich der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes eingeführt.

Insbesondere wurde festgelegt, dass im Lastfall 3 die Standsicherheit des Dammes für den Fall einer defekten Kanaldichtung nachzuweisen ist, weil sie z. B. durch eine Schiffsanfahrung zerstört oder durch Wellenschlag im Laufe der Zeit erodiert werden kann. Mit diesem Lastfall 3 sollen auch bauausführungsbedingte Mängel abgedeckt werden, insbesondere wenn sich etwaige Folgeerscheinungen erst nach längerem Betrieb zeigen. Die für die Dammstandsicherheit maßgebende Strömungsberechnung ist dabei unter Annahme eines i. d. R. vollständigen Ausfalls der hydraulischen Wirkung der Kanaldichtung zu führen. Grundsätzlich muss der Eintritt des Lastfalls 3 durch Beobachtungen sicher und schnell erkannt werden.

Da die Schadensfälle am ESK und am MDK mit ihren katastrophalen Folgen deutlich gemacht haben, dass ein Auslaufen einer Kanalhaltung auch für Einwirkungen mit sehr geringer Auftretenswahrscheinlichkeit verhindert werden muss, wurde zusätzlich ein Sonderlastfall 4 eingeführt, um nicht vollständig auszuschließende Kombinationen von Einwirkungen zu berücksichtigen, die zu einem Dammbruch führen können. Diese zusätzlich zu einem Versagen der hydraulischen Wirkung der Kanaldichtung anzusetzenden Einwirkungen können z. B. Windwurf von Bäumen auf dem Damm, außergewöhnliche Wasserstände im Kanal z. B. infolge Eisgangs, Befall von Wühltieren oder Hohlräumen durch abgestorbene Wurzeln sein. Die wichtigste Situation, die als Lastfall 4 nachzuweisen ist, ist jedoch der Fall, dass neben dem Ausfall des ersten Sicherungselementes – in der Regel die Dichtung des Kanalbetts – zusätzlich der Ausfall des zweiten Sicherungselementes – z. B eines Fuß- oder Auflastdräns zu berücksichtigen ist.

Weiterhin beinhaltet das Merkblatt Vorgaben für die zu führenden Nachweise der Sicherheit gegen Auftrieb einer gering durchlässigen Deckschicht am Böschungsfuß sowie gegen hydraulischen Grundbruch an der Sohle eines Seitengrabens, wenn dieser die Deckschicht durchschneidet. Zusätzlich wurden Vorgaben für die Beurteilung der Gefährdung eines Dammes und seines Untergrundes durch Materialtransport bei Durchströmung basierend auf der Kornzusammensetzung der einzelnen Bodenschichten und des lokalen hydraulischen Gradienten aufgenommen.

15

Ein besonderer Schwerpunkt wurde auf die zusätzlich erforderlichen Nachweise für Dammbereiche mit Querbauwerken gelegt, da die Schadensfälle am ESK und am MDK gezeigt hatten, dass bei Querbauwerken in Dämmen immer ein erhöhtes Schadensrisiko durch Fugenerosion bzw. rückscheitende Erosion bei Dammdurchströmung besteht. Dies ist bedingt durch die auch bei einwandfrei ausgeführten Anschlüssen zwischen Bauwerk und Damm im Anschlussbereich mögliche Hohlraumbildung infolge unterschiedlicher Setzungen. Da die in der Fachliteratur veröffentlichten Verfahren zur Ermittlung der Sicherheit gegen Fugenerosion als nicht geeignet für Dämme mit Querbauwerken erschienen, wurde ein Nachweisverfahren durch die BAW entwickelt, durch das die Strömungsverhältnisse entlang des Bauwerkes besser berücksichtigt werden können. Der grundlegende Ansatz des Verfahrens ist, dass eine ausreichende Sicherheit gegen rückscheitende Erosion gegeben ist, wenn ein Austrag von Bodenmaterial bei der Dammdurchströmung ausgeschlossen werden kann. Dies ist gewährleistet, wenn auch unter ungünstigsten hydraulischen Beanspruchungen insbesondere im Bereich von Wasseraustritten eine ausreichende Sicherheit gegen Böschungsbruch sowie hydraulischen Grundbruch und Aufschwimmen von Deckschichten oder Bauteilen gegeben ist. Zur Ermittlung der ungünstigsten hydraulischen Beanspruchungen wird auf der sicheren Seite überall entlang der Grenzflächen zwischen Bauwerk und Damm bzw. Baugrund eine Fuge und damit kein Potenzialabbau bei Durchströmung angenommen, wo eine Hohlraumbildung auf Grund der Art des Baugrundes, der Bauwerksgeometrie und des Bauverfahrens möglich ist. Dabei sind die gleichen Lastfälle wie bei Dammstrecken ohne Querbauwerke zu untersuchen. Kann für die in den einzelnen Lastfällen jeweils anzusetzenden ungünstigsten hydraulischen Beanspruchungen keine ausreichende Dammstandsicherheit nachgewiesen werden, so sind geeignete Sicherungsmaßnahmen (z. B. Abflachen von Böschungen, Aufbringen von Auflastdräns, Einbau von Sickerwegverlängerungen) durchzuführen.

Weiterhin aufgenommen wurden Regelungen zum zulässigen Bewuchs auf Dämmen. Da Gehölze durch Windbruch oder durch Hohlräume infolge abgestorbener Wurzeln die Dammstandsicherheit gefährden können, wurde empfohlen, Dämme, die rein nach erdstatischen Gesichtspunkten dimensioniert sind, nicht mit Gehölzen sondern nur mit einer dichten Grasnar-

be als Erosionsschutz zu bepflanzen. Für Dämme mit einem drüber hinaus gehenden Querschnitt wurden die möglichen Bepflanzungen in Abhängigkeit von verschiedenen Dammzonen angegeben. Dabei ist das untere Drittel der luftseitigen Dammböschung zur Durchführung einer ordnungsgemäßen Dammbeobachtung grundsätzlich von Gehölzbewuchs frei zu halten. In den Anhang des Merkblatts wurden eine Liste der in den einzelnen Zonen des Dammes zugelassenen Gehölze sowie verschiedene Berechnungsbeispiele und die die Standsicherheit von Dämmen an den Wasserstraßen betreffenden Erlasse des Bundesverkehrsministeriums aufgenommen.

4.2 MSD, Ausgabe 2005

MSD, 2005 edition

Anlass für die Überarbeitung des MSD war die im Rahmen der Harmonisierung der europäischen Normen durchgeführte Umstellung der geotechnischen Grundlagennorm DIN 1054:2005 [4] von dem in Deutschland bis dahin üblichen globalen Sicherheitskonzept auf das Teilsicherheitskonzept. Im Zuge der erforderlichen Umstellung der Regelungen für die geotechnischen Nachweise wurde das MSD grundlegend überarbeitet. Ein wesentlicher Grund für die Überarbeitung war der erforderliche Nachregelungsbedarf, der sich bei der Bearbeitung der Dammnachsorgeuntersuchungen herausstellte. Ziel des von der WSV auf Veranlassung des damaligen Bundesministeriums für Verkehr, Bau und Wohnungswesen (BMVBW) ab 2003 durchgeführten Projekts "Dammnachsorge" war die Untersuchung der Standsicherheit der gesamten bestehenden Dämme an Bundeswasserstraßen auf Grundlage des MSD und die Durchführung daraus resultierender Nachsorgemaßnahmen zur Erzielung eines einheitlich hohen Sicherheitsniveaus. Schließlich diente die Überarbeitung des Merkblatts auch zur Anpassung an die zwischenzeitlich weiterentwickelten allgemein anerkannten Regeln der Technik.

Die Überarbeitung erfolgte durch eine Arbeitsgruppe der BAW unter Beteiligung der mit der Dammnachsorge betrauten Dienstellen der WSV und der BfG für Fragen des Bewuchses auf Dämmen. Das "Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen (MSD)", Ausgabe 2005 [5], wurde mit Erlass vom 22. September 2005 vom BMVBW für den Geltungsbereich der WSV eingeführt.

Bei der Durchführung der Dammnachsorgeuntersuchungen nach dem MSD, Ausgabe 1998, hatte sich gezeigt, dass weiterer Regelungsbedarf bestand, insbesondere zur Berechnung der Dammdurchströmung, zum Ansatz der in den einzelnen Lastfällen maßgebenden Wasserstände bei hochwasserbelasteten Dämmen, zum zulässigen Bewuchs auf Dämmen und zum Nachweis der Sicherheit gegen Fugenerosion bei Dammbereichen mit Bauwerken. Aus diesem Grund wurden die folgenden Änderungen und Ergänzungen vorgenommen:

- Da sich zwischenzeitlich für die Ermittlung der Dammdurchströmung als Grundlage für die Standsicherheitsberechnung numerische Verfahren als Standardinstrument etabliert hatten, wurden hierfür grundlegende Anforderungen an die Modellerstellung, die Wahl der Randbedingungen, die Diskretisierung und das verwendete Berechnungsverfahren formuliert.
- Die maßgeblichen Wasserstände in den einzelnen Lastfällen wurden neben den für nicht hochwasserbeeinflusste Kanäle auch für hochwasserbelastete Dämme (Stauhaltungsdämme und Dämme an Seitenkanälen von Flüssen) vorgegeben.
- Die Regelungen zum zulässigen Bewuchs auf Dämmen wurden strikter geregelt. Insbesondere wurde gefordert, dass auf Dämmen, die rein nach erdstatischen Gesichtspunkten bemessen wurden und nicht über den sogenannten Mindestquerschnitt hinausgehen, der Gehölzbewuchs zu entfernen und durch einen Grasbewuchs als Erosionsschutz zu ersetzen ist.
- Die umfangreichsten Änderungen betrafen die Nachweise gegen Fugenerosion bei Dammabschnitten mit Bauwerken, da die Regelungen im Merkblatt von 1998 keine einheitliche Vorgehensweise bei der Beurteilung der Gefährdung des Dammes ermöglichten. Aus diesem Grund wurden detaillierte Vorgaben für die Durchführung der Strömungsberechnungen und der darauf basierenden Standsicherheitsberechnungen gegeben. Dabei wurden sowohl Vorgaben für den Ansatz des hydraulischen Versagens der Kanaldichtung als auch für die anzusetzenden Fugen zwischen Bauwerk und Baugrund bzw. Damm gemacht. Kann die Dammdurchströmung im Bereich des Querbauwerkes nicht adäquat durch eine vertikal-ebene Strömungsberechnung

abgebildet werden, so wird eine dreidimensionale numerische Strömungsberechnung empfohlen, wobei ebenfalls Vorgaben für die anzusetzenden hydraulisch wirksamen Fugen zwischen Bauwerk und Baugrund gemacht wurden. In den Anhang des Merkblatts wurden ein Berechnungsbeispiel für ein Durchlassbauwerk sowie ein Ansatz zur Berücksichtigung hydraulisch wirksamer Fugen in der Strömungsberechnung aufgenommen. Die Vorgehensweise und die Grundlagen dieses Nachweises gegen Fugenerosion für Dammbereiche mit Querbauwerken werden in [6] beschrieben.

4.3 MSD, Ausgabe 2011

MSD, 2011 edition

Anlass für die erneute Überarbeitung des MSD war wiederum die europäische Harmonisierung der Normen. Das "Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen (MSD)", Ausgabe 2011 [7], wurde hinsichtlich der Grundlagen, Ansätze und Begriffe für die Sicherheitsnachweise an die Systematik und die Nachweisverfahren des Eurocode 7 DIN EN 1997-1:2009 [8] und der als nationale Ergänzungsnorm dienenden DIN 1054:2010 [9] angepasst. Diese neuen geotechnischen Grundlagennormen werden z. B. in [10] erläutert. Eine detaillierte Beschreibung der neuen Regelungen im MSD, Ausgabe 2011, befindet sich in [11].

Die erforderliche Anpassung des Merkblatts betrifft insbesondere die Einführung von Bemessungssituationen anstelle von Lastfällen, die Definition der Grenzzustände und die den Bemessungssituationen und Grenzzuständen zugeordneten Teilsicherheitsbeiwerte. Die bisherigen Lastfälle 1, 2, 3 und 4 wurden in die ständige, vorübergehende und außergewöhnliche Bemessungssituation integriert. Dabei wurden die Grundlagen für die Berücksichtigung eines Ausfalls von Sicherungselementen in der außergewöhnlichen Bemessungssituation neu geregelt. Dies betrifft insbesondere den Ansatz eines hydraulischen Versagens von mehr als einem Sicherungselement sowie von Innendichtungen. Für Dräns als Sicherungselement wurden zusätzliche Regelungen aufgenommen. Danach darf die die Standsicherheit erhöhende Wirkung eines Dräns nur noch berücksichtigt werden, wenn der Drän definierten Qualitätsansprüchen genügt.

BAWMitteilungen Nr. 94 2011

Bei der Durchführung der Dammnachsorgeuntersuchungen für Dammbereiche mit Bauwerken ergaben sich Schnittstellenprobleme zwischen den auf Grundlage des MSD in den einzelnen Lastfällen ermittelten hydraulischen Beanspruchungen des Bauwerks und den für diese Beanspruchungen durchzuführenden geotechnischen und bautechnischen Standsicherheitsbzw. Tragfähigkeitsnachweisen. Durch die Integration der Lastfälle in die Bemessungssituationen und die neuen Regelungen für die Berücksichtigung des Ausfalls von Sicherungselementen in der außergewöhnlichen Bemessungssituation konnten diese Schnittstellenprobleme beseitigt werden.

Die Integration der bisherigen Lastfälle in die Bemessungssituationen erforderte für hochwasserbelastete Dämme auch eine neue Festlegung des für die Standsicherheitsuntersuchungen zu Grunde zu legenden maßgeblichen Wasserstandes in der ständigen, bisher dem Lastfall 1 entsprechenden Bemessungssituation. Hierbei wurde berücksichtigt, dass die Beanspruchungen aus Hochwasser als veränderliche Einwirkung wie bei anderen veränderlichen Einwirkungen (z. B. Verkehr, Schnee, Wind) in der ständigen Bemessungssituation für eine Auftretenswahrscheinlichkeit von ein Mal in der Lebensdauer des Bauwerks anzusetzen sind.

Weiterhin ergaben sich bei den Dammnachsorgeuntersuchungen immer wieder Fragestellungen zur Durchführung der numerischen Dammdurchströmungsberechnungen, insbesondere zur Berücksichtigung von Dräns. Aus diesem Grund wurden Hinweise zur numerischen Berechnung der Dammdurchströmung neu in den Anhang des MSD aufgenommen. Die Vorgehensweise bei der numerischen Berechnung der Dammdurchströmung wird in [12] detailliert beschrieben.

4.4 Schlussfolgerung

Conclusion

Insgesamt haben die für alle Dämme an Bundeswasserstraßen durchgeführten Dammnachsorgeuntersuchungen gezeigt, dass mit dem "Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen (MSD)" ein wirksames Mittel zur Erzielung eines einheitlichen, hohen Sicherheitsstandards für die ständig wasserbelasteten Dämme der WSV gegeben ist. Durch die Überarbeitungen des Merkblatts konnten neben der Anpassung an die geänderten geotechnischen

Grundlagennormen auch die für die Dammnachsorgeuntersuchungen erforderlichen Präzisierungen und Ergänzungen der Regelungen vorgenommen werden.

5 Literatur

References

- [1] Lackner, E., Hager, M.: Der Schadensfall an der Unterführung Lüneburg/Nutzfelde des Elbe-Seitenkanals und Folgerungen. In: Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft, 37. Band, S. 199-220, Springer-Verlag, Berlin Heidelberg New York, 1980.
- [2] VV-WSV 2301 Damminspektion: Verwaltungsvorschrift der WSV des Bundes; Herausgegeben vom Bundesministerium für Verkehr, 1981.
- [3] Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen (MSD), Ausgabe 1998; Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), Karlsruhe.
- [4] DIN 1054:2005: Baugrund Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau, Beuth-Verlag Berlin.
- [5] Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen (MSD) Ausgabe 2005; Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), Karlsruhe.
- [6] Laursen, C., Odenwald, B.: Nachweis gegen Fugenerosion gemäß dem Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen; BAWMitteilungen Nr. 94, S. 47-58, 2011.
- [7] Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen (MSD), Ausgabe 2011; Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), Karlsruhe.
- [8] Eurocode 7 DIN EN 1997-1:2009: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik Teil 1: Allgemeine Regeln; Deutsche Fassung EN 1997-1:2004 + AC:2009; Beuth-Verlag, Berlin.
- [9] DIN 1054:2010: Baugrund Sicherheitsnachweise im Erd und Grundbau - Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1, Beuth-Verlag, Berlin.
- [10] Schuppener, B.: Das Normen-Handbuch zu Eurocode 7 und DIN 1054:2010 – Grundlagen für geotechnische Nachweise im Verkehrswasserbau; BAWMitteilungen Nr. 94, S. 19-34, 2011.
- [11] Odenwald, B.: Neuerungen im Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen (MSD), Ausgabe 2011; BAWMitteilungen Nr. 94, S. 35-46, 2011.
- [12] Odenwald, B.: Numerische Berechnung der Dammdurchströmung, BAWMitteilungen Nr. 94, S. 59-76, 2011.

Das Normen-Handbuch zu Eurocode 7 und DIN 1054:2010 – Grundlagen für geotechnische Nachweise im Verkehrswasserbau

The Handbook for Eurocode 7 and DIN 1054:2010

– Basics for Geotechnical Verification in Waterway Engineering

Dr.-Ing. Bernd Schuppener, Bundesanstalt für Wasserbau

Der Eurocode 7 "Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik" liegt mit seinem Teil 1 als DIN EN 1997-1 "Allgemeine Regeln" seit 2004 in deutscher Sprache vor. Der Inhalt des Eurocodes deckt sich zum Teil mit der DIN 1054:2005-1 "Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau". Die Regeln der Europäischen Union verlangen, dass nach einer Übergangsperiode alle deutschen Normen zurückgezogen werden müssen, die Regelungen der Eurocodes enthalten. Es wird dargestellt, welche inhaltlichen und formalen Anpassungen in der DIN 1054 erforderlich werden, um die speziellen deutschen Erfahrungen im Erd- und Grundbau zu erhalten. Zur anwenderfreundlicheren Nutzung werden der Eurocode 7-1 und die zwei nationalen Normen, der Nationale Anhang zum Eurocode und die überarbeitete DIN 1054:2010-12: "Ergänzenden Regelungen zu DIN EN 1997-1" in einem Normen-Handbuch zusammengefasst. Es wird beschrieben, welche neuen Regelungen mit den Eurocodes in die deutsche geotechnische Bemessungspraxis eingeführt werden.

Since 2004, the first part ("General rules") of Eurocode 7 "Geotechnical design" has been available as DIN EN 1997-1 in German language. The content is partially identical with DIN 1054:2005-1 "Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau" ("Ground - Verification of the safety of earthworks and foundations"). EU legislation requires all German norms to be withdrawn after a transition phase, including Eurocode regulations. This paper illustrates which adaptations of DIN 1054 concerning content and format will be necessary to preserve the specific German experiences on earthwork and foundations. Eurocode 7-1 and the two national norms, the national appendix to the Eurocode and the revised DIN 1054:2012 "Ergänzenden Regelungen zu DIN EN 1997-1" ("Supplementary Regulations to DIN EN 1997-1") have been merged in a userfriendly handbook. This paper describes which new regulations included in the Eurocodes will be introduced to the German practice of geotechnics.

1 Einleitung Introduction

Der Eurocode 7 "Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik" - Teil 1 "Allgemeine Regeln" [1] (EC 7-1) wird in Deutschland die DIN 1054 "Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau" [2] als geotechnische Grundnorm ablösen. Damit wird in der Geotechnik wie auch in den anderen Bereichen des Bauingenieurwesens das globale Sicherheitskonzept durch das Konzept der Grenzzustände und der Teilsicherheitsbeiwerte der Eurocodes ersetzt. Allerdings können die speziellen deutschen Erfahrungen im Erdund Grundbau der DIN 1054 [2] erhalten bleiben, soweit sie nicht mit den Eurocodes konkurrieren oder ihnen widersprechen. Dazu wurde die DIN 1054 [2] inhaltlich überarbeitet und formal an den EC 7-1 [1] angepasst, damit ein in sich stimmiges und nutzerfreundliches Normenwerk für die geotechnische Bemessung entsteht.

2 Zusammenführung von europäischen und nationalen Normen Merging of European and national norms

In Deutschland lagen zur Bemessung in der Geotechnik zum einen

die DIN EN 1997-1 - Eurocode 7: "Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik" - Teil 1: "Allgemeine Regeln" (EC 7-1) [1] und zum anderen

BAWMitteilungen Nr. 94 2011

 die DIN 1054:2005-01: "Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau" [2]

vor. In Bild 1 ist der Inhalt des EC 7-1[1] und der DIN 1054 [2] durch zwei sich überschneidende Kreisflächen dargestellt, weil der größte Teil der Regelungen der beiden Normen gleich ist. Die Schnittmenge enthält die wichtigsten und grundlegenden Festlegungen, z. B. die Definition der Grenzzustände und das Teilsicherheitskonzept.

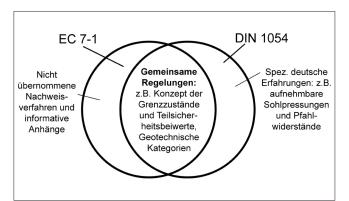


Bild 1: Regelungsbereiche des Eurocodes EC 7-1 [1] und der DIN 1054 [2]

Figure 1: Regulated areas of Eurocode EC 7-1 [1] and DIN 1054 [2]

Daneben gibt es eine Reihe von Festlegungen im EC 7-1 [1], die nicht in der DIN 1054 [2] enthalten sind. Dazu gehören z. B. die Nachweisverfahren, die in Deutschland nicht angewendet werden und die informativen Anhänge mit erdstatischen Berechnungsverfahren, für die es deutsche Normen gibt. Als letzter, aber wichtigster ist der Bereich der DIN 1054 [2] zu erwähnen, der nicht im EC 7-1 [1] enthalten ist. Dieser Bereich umfasst alle speziellen deutschen Erfahrungen, die natürlich auch in Zukunft weiter genutzt werden sollen, wie z. B. die bisherigen Tabellen für Sohldruckspannungen für Flachgründungen.

Bei der Zusammenführung von Eurocodes und nationalen Normen waren folgende Grundsätze zu beachten:

- Die Eurocodes sind vollständig mit allen informativen Anhängen von allen Mitgliedsstaaten einzuführen.
- Nationale Normen sind weiterhin zulässig, aber
- nationale Normen dürfen weder europäischen Normen widersprechen noch mit ihnen konkurrieren.
- Nationale Normen, für die es europäische Normen gibt, sind nach einer Übergangsfrist zurückzuziehen.

Um die Eurocodes anwendbar zu machen und sie mit den nationalen Normen zu verbinden, waren in den europäischen Staaten so genannte Nationale Anhänge zu erstellen. Wegen ihrer besonderen Bedeutung hat die Europäische Kommission in dem "Leitpapier L – Anwendung der Eurocodes" [3] Vorschriften darüber erlassen, was in den Nationalen Anhang aufzunehmen ist. Dabei werden im Abschnitt 2.3.4 des Leitpapiers dem nationalen Entscheidungsspielraum enge Grenzen gesetzt:

"Ein nationaler Anhang kann den Inhalt eines EN Eurocodes in keiner Weise ändern, außer wo angegeben wird, dass eine nationale Wahl mittels national festzulegender Parameter vorgenommen werden kann."

Nach Abschnitt 2.3.3 des Leitpapiers L [3] darf ein Nationaler Anhang Folgendes enthalten:

- Die Zahlenwerte für die national zu bestimmenden Parameter (z. B. die Teilsicherheitsbeiwerte),
- die Entscheidung über die anzuwendenden Nachweisverfahren, wenn mehrere zur Wahl gestellt werden.
- die Entscheidung bezüglich der Anwendung informativer Anhänge und
- Verweise auf nicht widersprechende zusätzliche Angaben, die dem Anwender beim Umgang mit dem Eurocode helfen.

Der Nationale Anhang selbst darf also keine zusätzlichen nationalen normativen Regelungen enthalten. Sie sind in nationalen Normen niederzulegen, auf die im Nationalen Anhang verwiesen wird. In der Geotechnik wäre es am einfachsten gewesen, wenn man auf die DIN 1054 [2] hätte verweisen können. Dies war allerdings nicht möglich, da die DIN 1054 [2] und der EC 7-1 [1] zum großen Teil inhaltlich gleich sind. Die DIN 1054 [2] ist daher eine mit dem EC 7-1 [1] konkurrierende nationale Norm, die nach einer Übergangsfrist zurückzuziehen war.

Um die speziellen deutschen Erfahrungen der DIN 1054 [2] zu erhalten, musste sie überarbeitet werden, indem alle Regelungen gestrichen wurden, die schon im Eurocode 7 enthalten sind. Die so überarbeitete DIN 1054 [4] mit dem neuen Titel "Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1" stellt keine Konkurrenz mehr zum Eurocode dar. Sie ist eine nationale Ergänzung.

Nach dieser Überarbeitung gibt es seit Ende 2010 für die Bemessung in der Geotechnik drei Normen:

- Den Eurocode 7-1 (DIN EN 1997-1) [1],
- die DIN 1054:2010-12 "Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1" [4] und
- den Nationalen Anhang zu Eurocode 7-1 [5].

Diese drei Normen sind natürlich alles andere als anwenderfreundlich, denn der Nutzer muss bei der Arbeit immer drei Dokumente im Auge haben. Deshalb hat sich der zuständige Ausschuss dazu entschlossen, alle drei Normen im "Handbuch Eurocode 7 – Geotechnische Bemessung, Band 1: Allgemeine Regeln" [6] zusammenzufassen. Solche Normen-Handbücher wird es auch für die Eurocodes der anderen Fachbereiche des Bauingenieurwesens geben.

Der Kern des "Handbuchs Eurocode 7" [6] ist der EC 7-1 [1], in den die ergänzenden deutschen Regelungen der DIN 1054 [4] und die Hinweise und Erläuterungen des Nationalen Anhangs [5] hinter den entsprechenden Textstellen des EC 7-1 [1] eingefügt wurden. Dabei sind die ergänzenden Regelungen der DIN 1054 [4] einschließlich der Tabellen und Zeichnungen durch ein vorgesetztes "A" und die Hinweise und Erläuterungen

des Nationalen Anhangs durch "NA zu …" gekennzeichnet.

Mit der bauaufsichtlichen Einführung der Eurocodes zum 1. Juli 2012 gilt damit folgende Normenhierarchie, hier dargestellt am Beispiel des Verkehrswasserbaus (Bild 2).

An der Spitze der europäischen Baunormen stehen DIN EN 1990: "Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung" [7] und DIN EN 1991: "Eurocode 1: Einwirkungen auf Bauwerke" [8] mit mehreren Teilen und Anhängen. Sie sind Grundlage für die Bemessung im gesamten Bauwesen Europas. Auf diese beiden Grundnormen beziehen sich alle anderen 8 Eurocodes mit insgesamt 58 Teilen.

Die nationalen Anhänge stellen die Verbindung zwischen den Eurocodes und den nationalen Normen her wie z. B. zu der neuen DIN 1054 [4], der DIN 4084 [9], der EAU [10], der EAB [11] oder dem MSD [12]. Es versteht sich, dass auch alle anderen nationalen geotechnischen Normen dem Eurocode angepasst werden müssen. In der Regel sind das keine technischen-Änderungen, sondern in erster Linie Anpassungen an die Nomenklatur und die Form der Standsicherheitsnachweise.

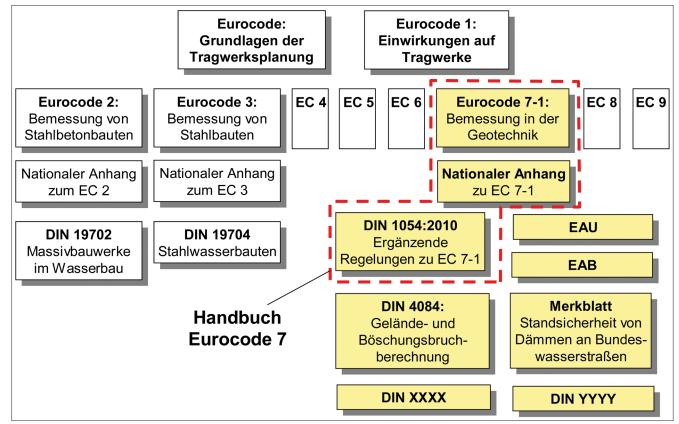


Bild 2: Normenhierarchie im Bauwesen am Beispiel des Verkehrswasserbaus Figure 2: Hierarchy of civil engineering norms; example shown above: waterway engineering

3 Neue Regelungen des Eurocode 7-1 und der DIN 1054

New regulations of Eurocode 7-1 and DIN 1054

3.1 Bemessungssituationen *Design situations*

Der Eurocode "Grundlagen der Tragwerksplanung" [7] unterscheidet folgende Bemessungssituationen: Ständige, vorübergehende, außergewöhnliche und bei Erdbeben. Die Bemessung hinsichtlich der Zuverlässigkeit, d. h. der erforderlichen rechnerischen Sicherheit des Bauwerks wird von diesen Situationen abhängig gemacht. Die ständige Bemessungssituation kann von einer vorübergehenden, besser überwachten Situation unterschieden werden. Nach einer außergewöhnlichen Situation darf ein Bauwerk gegebenenfalls auch begrenzte Schäden aufweisen. Innerhalb der Bemessungssituationen sind kritische Lastfälle festzulegen, z. B. Anordnungen veränderlicher Einwirkungen und Berücksichtigung von Imperfektionen und Verformungen, die gleichzeitig mit den ständigen und veränderlichen Einwirkungen anzusetzen sind.

Im EC 7-1 [1] sind die ständigen und vorübergehenden Bemessungssituationen zusammengefasst, wobei gemeinsame Teilsicherheitsbeiwerte für beide Bemessungssituationen empfohlen werden. Allerdings wird den nationalen Normungsgremien freigestellt geringere Werte bei Tragwerken für vorübergehende Zwecke oder bei vorübergehenden Bemessungssituationen anzusetzen, "wenn die möglichen Folgen das rechtfertigen" (EC 7-1 [1], 2.4.7.1 (5)). Mit dieser Begründung wurde in Deutschland die Unterscheidung zwischen ständigen und vorübergehenden Bemessungssituationen beibehalten.

Der EC 7-1 [1] beschränkt sich in seinen Regelungen auf ständige und vorübergehende Bemessungssituationen. Für außergewöhnliche Situationen empfiehlt er, dass "alle Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen und Beanspruchungen … in der Regel gleich 1,0 gesetzt werden. Alle Teilsicherheitsbeiwerte für die Widerstände sollten dann entsprechend den besonderen Umständen der außergewöhnlichen Situation gewählt werden." (EC 7-1 [1], 2.4.7.1 (3)).

Die DIN 1054 [4] unterscheidet sich daher vom EC 7-1 [1] als sie

- für die geotechnische Bemessung eine vorübergehende Bemessungssituation BS-T definiert und
- Teilsicherheitsbeiwerte für die drei Bemessungssituationen, die ständige, die vorübergehende und die außergewöhnliche angibt, wobei die Bemessungssituationen BS-P, BS-T und BS-A weitgehend den bisherigen drei Lastfällen entsprechen.

Die ständigen Situationen, die den üblichen Nutzungsbedingungen des Tragwerks entsprechen, werden der Bemessungssituation BS-P zugeordnet. Hierbei werden ständige und während der Funktionszeit des Bauwerks regelmäßig auftretende veränderliche Einwirkungen berücksichtigt.

Die Bemessungssituation BS-T ist den vorübergehenden Situationen zugeordnet, die sich auf zeitlich begrenzte Zustände beziehen, z. B. auf

- Bauzustände bei der Herstellung eines Bauwerks,
- Bauzustände an einem bestehenden Bauwerk, z. B. bei Reparaturen oder infolge von Aufgrabungs- oder Unterfangungsarbeiten und
- Baumaßnahmen für vorübergehende Zwecke, z. B. Baugrubenböschungen und Baugrubenkonstruktionen, soweit z. B. für Steifen, Anker und Mikropfähle, nichts anderes festgelegt ist.

Den Situationen, die sich auf außergewöhnliche Bedingungen des Tragwerks oder seiner Umgebung beziehen, z. B. auf Feuer, Explosion, Anprall, außergewöhnliches Hochwasser oder Ankerausfall, wird die Bemessungssituation BS-A zugeordnet. Hierbei wird neben den ständigen und regelmäßig auftretenden veränderlichen Einwirkungen der Bemessungssituationen BS-P oder BS-T eine außergewöhnliche Einwirkung berücksichtigt.

Die Tabellen A 2.1 bis A 2.3 der DIN 1054 [4] enthalten die Teilsicherheitsbeiwerte für die Nachweise der unterschiedlichen Grenzzustände der Tragfähigkeit in Abhängigkeit von den Bemessungssituationen.

3.2 Das Konzept der Grenzzustände

The concept of the limit states

3.2.1 Einführung *Introduction*

Mit den Eurocodes ist in den deutschen Normen das Konzept der Grenzzustände und Teilsicherheiten übernommen worden. Der Begriff des Grenzzustandes ist allgemein gefasst und bezeichnet den Zustand eines Tragwerks, bei dessen Überschreitung die zu Grunde gelegten Anforderungen überschritten werden.

Im EC 7-1 [1] wird der Nachweis für folgende zwei Grenzzustände gefordert:

- Der Grenzzustand der Tragfähigkeit ist der Zustand des Tragwerks, dessen Überschreiten zu einem rechnerischen Einsturz oder anderen Formen des Versagens führt.
- Der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ist der Zustand des Tragwerks, dessen Überschreiten die für die Nutzung festgelegten Bedingungen nicht mehr erfüllt.

Der Eurocode "Grundlagen der Tragwerksplanung" [7] und der EC 7-1 [1] unterscheiden für den Bereich der Geotechnik und des Konstruktiven Ingenieurbaus fünf Grenzzustände der Tragfähigkeit:

 EQU: Verlust der Lagesicherheit des als starrer Körper angesehenen Bauwerks oder des Baugrunds, wobei die Festigkeiten der Baustoffe und des Baugrunds für den Widerstand nicht entscheidend sind.

- In der Geotechnik wird er beim Nachweis des Kippens angewendet, wobei der Baugrund als starr angesehen wird.
- STR: inneres Versagen oder sehr große Verformung des Bauwerks oder seiner Bauteile, einschließlich der Fundamente, Pfähle, Kellerwände usw., wobei die Festigkeit der Baustoffe für den Widerstand entscheidend ist.
- GEO: Versagen oder sehr große Verformung des Baugrunds, wobei die Festigkeit des Baugrunds für den Widerstand entscheidend ist.
- UPL: Verlust der Lagesicherheit des Bauwerks oder Baugrunds infolge Aufschwimmens (Auftrieb) oder anderer vertikal aufwärts gerichteter Einwirkungen.
- HYD: hydraulischer Grundbruch, innere Erosion und Piping im Boden, verursacht durch Strömungskräfte.

Die Eurocodes machen diese Unterschiede in den Grenzzuständen, weil die verwendeten Teilsicherheitsbeiwerte und auch z. T. die Nachweisverfahren unterschiedlich sind. Eine Gegenüberstellung der Abkürzungen der Grenzzustände des EC 7-1 [1] und der alten DIN 1054 [2] von 2005 findet sich in der Tabelle 1.

3.2.2 Grenzzustände der Tragfähigkeit *Ultimate limit states*

Den Eurocodes verdanken wir, dass im gesamten Bauwesen in ganz Europa in Zukunft die rechnerischen Nachweise für Grenzzustände der Tragfähigkeit im gleichen Format durchgeführt werden. Bei den rechnerischen Nachweisen ist – vereinfacht dargestellt – nachzuweisen, dass der Bemessungswert der Bean-

EC 7-1 [1] und DIN 1054 [4]	DIN 1054 [2]
Verlust der Lagesicherheit (EQU)	
Aufschwimmen (UPL)	Verlust der Lagesicherheit (GZ1A)
Hydraulischer Grundbruch (HYD)	
Versagen oder sehr große Verformungen des Tragwerks oder seiner Teile, wobei die Tragfähigkeit von Baustoffen und Bauteilen entscheidend ist (STR)	Versagen von Bauwerken und Bauteilen durch Bruch im Bauwerk oder des stützenden Bau-
Versagen oder sehr große Verformung des Baugrunds, wobei die Festigkeit des Baugrunds für den Widerstand entscheidend ist. (GEO)	Grenzzustand des Verlusts der Gesamt- standsicherheit (GZ1C)

Tabelle 1: Grenzzustände der Tragfähigkeit

Table 1: Ultimate limit states

spruchungen E_d nicht größer wird als der Bemessungswert des Widerstands R_d eines Bauwerks oder Bauteils:

$$E_d \le R_d \tag{1}$$

Diese Nachweisform setzt voraus, dass man klar zwischen den Beanspruchungen und den Widerständen unterscheiden kann. Im konstruktiven Ingenieurbau ist das auch eigentlich immer möglich. Man ermittelt die Beanspruchungen in der statischen Berechnung, z. B. die Schnittgrößen, und die Widerstände ergeben sich aus der Querschnittsgeometrie, z.B. eines Balkens und der Festigkeit des Balkenmaterials. In der Geotechnik ist diese klare Trennung von Beanspruchungen und Widerständen in vielen Fällen nicht möglich. Z. B. ist der aktive Erddruck – eine Beanspruchung – abhängig von der Festigkeit des Bodens, also von seinem Widerstand. Umgekehrt ist z. B. der Gleitwiderstand abhängig von der Größe der Beanspruchung durch die Normalkraft auf die Gleitfläche. Diese Wechselwirkung zwischen Beanspruchungen und Widerständen ist auf das Reibungsverhalten des Bodens zurückzuführen.

Es gibt daher zwei verschiedene Möglichkeiten, wie man die Bemessungswerte der Beanspruchungen und Widerstände im Boden beschreiben kann.

• Bei dem Verfahren der faktorisierten Beanspruchungen und Widerstände wird der Bemessungswert E_d der Beanspruchungen ermittelt, indem der charakteristische Wert E_k der Beanspruchungen mit dem Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{\rm E}$ für die Beanspruchungen multipliziert wird. Der Bemessungswert R_d des Widerstandes ergibt sich, indem der charakteristische Wert R_k des Widerstands eines Bauwerks oder Bauteils durch den Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{\rm R}$ für den Widerstand dividiert wird:

$$E_{d} \le R_{d} \tag{2}$$

$$E_k \cdot \gamma_E \le R_k / \gamma_R \tag{3}$$

Die Sicherheitsphilosophie des Konzepts der Grenzzustände und Teilsicherheitsbeiwerte ist also ganz simpel: Die charakteristischen Widerstände des Bauwerks oder Bauteils werden durch den Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{\rm R}$ für die Widerstände dividiert und dadurch vermindert, und die charakteristischen Beanspruchungen werden mit dem Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{\rm E}$ für die Beanspruchungen (oder Einwirkungen) multipliziert und damit erhöht. Dann wird

- überprüft, ob der Bemessungswert der Beanspruchungen den Bemessungswert des Widerstands nicht überschreitet.
- Bei dem Verfahren mit den faktorisierten Scherparametern werden die Teilsicherheitsbeiwerte auf die Scherparameter angewendet. Den Bemessungswert tan ϕ_d des Reibungsbeiwerts erhält man, indem der charakteristische Reibungsbeiwert tan ϕ_k durch den Teilsicherheitsbeiwert γ_j für die Reibung geteilt wird und den Bemessungswert c_d für die Kohäsion erhält man, indem der charakteristische Wert der Kohäsion c_k durch den Teilsicherheitsbeiwert γ_c für die Kohäsion dividiert wird. Mit den Bemessungswerten der Scherparameter werden dann die Bemessungswerte der Beanspruchungen und Widerstände des Baugrunds bestimmt.

$$E_d \le R_d \tag{4}$$

$$E_d\left(\varphi'_d, c'_d\right) \le R_d\left(\varphi'_d, c'_d\right) \tag{5}$$

Wenn im Boden keine Festigkeit, d. h. kein Widerstand mobilisiert wird (wie bei den Grenzzuständen EQU, UPL, HYD), kann der Grenzzustand nicht wie sonst mit Widerständen und Beanspruchungen beschrieben werden. In der Grenzzustandsbedingung werden daher stattdessen die Bemessungswerte der ungünstigen, destabilisierenden Beanspruchungen $E_{dst,d}$ mit den günstigen, stabilisierenden Beanspruchungen $E_{stb,d}$ verglichen. Die Grenzzustandsbedingung fordert dann, dass die Bemessungswerte der ungünstigen, destabilisierenden Beanspruchungen nicht größer werden als die Bemessungswerte der günstigen, stabilisierenden Einwirkungen:

$$E_{dst,d} \le E_{stb,d} \tag{6}$$

$$E_{G,dst,k} \cdot \gamma_{G,dst} + E_{Q,dst,k} \cdot \gamma_{Q,dst} \le E_{G,stb,k} \cdot \gamma_{G,stb}$$
 (7)

Die Bemessungswerte der Einwirkungen ergeben sich aus den charakteristischen Werten $E_{\rm G,dst,k}$ und $E_{\rm Q,dst,k}$ der ständigen und veränderlichen destabilisierenden Beanspruchungen sowie der ständigen stabilisierenden Beanspruchungen $E_{\rm G,stb,k}$, die mit den Teilsicherheitsbeiwerten $\gamma_{\rm G,dst}$ und $\gamma_{\rm Q,dst}$ für die destabilisierenden ständigen und veränderlichen Beanspruchungen bzw. mit $\gamma_{\rm G,stb}$ für die stabilisierenden ständigen Beanspruchungen multipliziert werden (siehe dazu auch die Abschnitte 3.5 "Grenzzustand des Aufschwimmens" und 3.6 "Hydraulischer Grundbruch, innere Erosion und Piping").

3.2.3 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit Serviceability limit states

Alle Grenzzustände, die

- die Funktion des Tragwerks oder eines seiner Teile unter normalen Gebrauchsbedingungen
- oder das Wohlbefinden der Nutzer oder
- das Aussehen des Bauwerks

betreffen, sind als Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit einzustufen (siehe Eurocode "Grundlagen der Tragwerksplanung" [7], 3.4, (1) (P)). Dabei wird beim "Aussehen" auf große Durchbiegungen und ungewollte Rissbildung Bezug genommen und nicht auf Gesichtspunkte des optischen oder des architektonischen Erscheinungsbildes.

Der EC 7-1 [1] fordert, dass für alle Bemessungssituationen sichergestellt sein muss, dass kein Grenzzustand überschritten wird (siehe 2.1 (1) P). Der rechnerische Nachweis einer ausreichenden Gebrauchstauglichkeit wird mit der Grenzzustandgleichung

$$E_d \le C_d \tag{8}$$

geführt (Gleichung 2.10 in 2.4.8 (1) P), wobei E_d der Bemessungswert einer Auswirkung von Einwirkungen (z. B. einer rechnerischen Fundamentbewegung) und C_d der Bemessungswert des maßgebenden Gebrauchstauglichkeitskriteriums ist (z. B. zulässige Fundamentbewegungen). In der Regel werden die Teilsicherheitsbeiwerte beim Nachweis der Gebrauchstauglichkeit gleich 1,0 gesetzt. Die Gebrauchstauglichkeitskriterien sind für jedes Projekt besonders zu vereinbaren. Grenzwerte für Bauwerksverformungen und Fundamentbewegungen enthält der Anhang H des EC 7-1 [1]. Insbesondere bei setzungsempfindlichen Bauwerken sind die Gebrauchstauglichkeitskriterien so realistisch wie möglich und in enger Abstimmung mit dem konstruktiven Ingenieur festzulegen, der die Auswirkungen der Setzungen auf das Bauwerk beurteilen muss. Unnötig konservative Werte führen zu unwirtschaftlichen Abmessungen. Andererseits muss gewährleistet sein, dass die Sicherheit des Bauwerks nicht möglicherweise durch Verformungen des Baugrunds gefährdet wird, ohne dass im Baugrund selbst ein Grenzzustand der Tragfähigkeit erreicht ist.

Für die Ermittlung von Verformungen zur Überprüfung von Gebrauchstauglichkeitskriterien eignen sich numerische Berechnungsmethoden (z. B. FEM) wesentlich besser als herkömmliche Verfahren. Voraussetzung ist natürlich ein geeignetes Stoffgesetz, das das Verhalten des Bodens wirklichkeitsgetreu wiedergibt. Insbesondere bei nichtlinearem Bodenverhalten ergeben sich bessere Ergebnisse. Eine Kalibrierung der Modelle an Messergebnissen, z. B. aus Teilbauzuständen, verbessert die Prognosen erheblich. Verschiedene jüngere Untersuchungen betonen allerdings die Notwendigkeit der Berücksichtigung der erhöhten Steifigkeit bei kleinen Dehnungen, um wirklichkeitsnahe Prognosen zu erhalten. Für die Ermittlung von Setzungen als Gebrauchstauglichkeitskriterium gilt allerdings weiterhin die DIN V 4019-100 "Baugrund – Setzungsberechnungen" [13].

3.3 Grenzzustand des Versagens des Baugrunds (GEO)

Limit state GEO: failure of the ground

3.3.1 Einleitung *Introduction*

In dem zuständigen europäischen Ausschuss wurde lange darum gerungen, welche der Formulierungen der Grenzzustandsgleichung für die verschiedenen geotechnischen Nachweise für den Grenzzustand des Versagens des Baugrunds (GEO) im EC 7-1 [1] aufgenommen werden soll. Das Ergebnis der langen und kontroversen Debatte war, dass eine Einigung auf eine gemeinsame und einheitliche Formulierung nicht möglich war. Als Kompromiss einigte man sich darauf, dass im EC7-1 [1] drei verschiedene Möglichkeiten zur Wahl gestellt werden, nach denen die Standsicherheitsnachweise und die Bemessung in der Geotechnik durchgeführt werden können. Die drei Nachweisverfahren des EC 7-1 [1] unterscheiden sich darin, wie und wann die Einwirkungen bzw. Beanspruchungen und Widerstände mit Teilsicherheitsbeiwerten belegt werden. In Deutschland kommen nur die Verfahren 2 und 3 zur Anwendung.

Das Verfahren 2, das auch schon in der DIN 1054 [1] von 2005 für die Bemessung von Gründungen verwendet wurde, beruht auf dem Verfahren mit faktorisierten

Einwirkungen und Widerständen. Dabei werden die Einwirkungen oder die Beanspruchungen sowohl des Bauwerks als auch des Bodens mit den gleichen Teilsicherheitsbeiwerten beaufschlagt, wie sie im gesamten Bauingenieurwesen verwendet werden. Beim Verfahren 2 können die Teilsicherheitsbeiwerte entweder gleich zu Beginn der statischen Berechnung auf die charakteristischen Werte der Einwirkungen angesetzt werden oder erst am Ende der Berechnung auf die charakteristische Werte der Beanspruchungen. Unterschiedliche Bemessungsergebnisse ergeben die beiden Verfahren nur beim Grundbruchnachweis.

Im Gegensatz zum Verfahren 2 werden beim Verfahren 3 die Bemessungswerte der Einwirkungen und der Widerstände des Baugrunds mit faktorisierten Scherparametern ermittelt. Bei den Einwirkungen aus dem Bauwerk werden die gleichen Teilsicherheitsbeiwerte wie im gesamten Bauingenieurwesen verwendet.

3.3.2 Das Verfahren GEO-2 für Gründungen *The GEO-2 procedure for foundations*

3.3.2.1 Teilsicherheitsbeiwerte Partial factors of safety

In Deutschland wird bei den Nachweisen von Flachgründungen, Stützwänden, Pfählen und Ankern das Nachweisverfahren 2 in der Variante verwendet, bei dem die gesamte Berechnung mit charakteristischen Werten durchgeführt wird. Erst am Ende bei der Überprüfung der Grenzzustandsgleichung werden die charakteristischen Einwirkungen und Widerstände mit den Teilsicherheitsbeiwerten beaufschlagt. Es wird mit GEO-2 bezeichnet. Der Vorteil des Verfahrens liegt darin, dass der entwerfende Ingenieur während der Berechnung immer mit den realen, charakteristischen Größen der Belastungen und Schnittgrößen arbeitet. Außerdem kann er die gleichen Schnittgrößen für die Ermittlung der Verformungen beim Gebrauchtauglichkeitsnachweis verwenden, die auch mit charakteris-tischen Größen durchgeführt werden. Der wichtigste Grund für die Entscheidung für das Verfahren GEO-2 liegt darin, dass nur mit diesem Verfahren das bewährte Sicherheitsniveau des globalen Sicherheitskonzept erhalten werden kann (Vogt et. al. [14])

Deutschland hat eine mehr als 70-jährige Tradition von Normen in der Geotechnik. Die erste Ausgabe der DIN 1054 wurde 1934 mit dem Titel "Richtlinie für die zulässige Belastung des Baugrunds im Hochbau" veröffentlicht. Seitdem wurden die geotechnischen Normen laufend optimiert. Das Sicherheitsniveau des bisherigen globalen Sicherheitskonzepts hat sich bewährt und die gewählten Sicherheitsbeiwerte haben einen sicheren und wirtschaftlichen geotechnischen Entwurf ermöglicht.

Bei der Umstellung auf den Eurocode ist man daher bei der Wahl des Nachweisverfahrens und der Festlegung der Teilsicherheitsbeiwerte von dem Grundsatz ausgegangen, dass das bewährte Sicherheitsniveau des globalen Sicherheitskonzepts erhalten bleiben muss. Die Nachweisverfahren und die Teilsicherheitsbeiwerte waren daher so auszuwählen, dass eine Bemessung mit Teilsicherheitsbeiwerten auf Grundlage des EC 7-1 [1] etwa zu den gleichen Abmessungen führt wie eine Gründungsbemessung nach den Normen des globalen Sicherheitskonzepts.

Um zum Beispiel das Sicherheitsniveau im Nachweisverfahren GEO-2 aufrechtzuerhalten, muss die Beziehung:

$$\gamma_R \cdot \gamma_{G/O} \approx \eta_{global}$$
 (9)

erfüllt sein, wobei γ_{R} der Teilsicherheitsbeiwert für den Widerstand des Baugrunds, $\gamma_{\text{G/Q}}$ ein mittlerer Teilsicherheitsbeiwert für die Beanspruchungen aus ständigen und veränderlichen Einwirkungen und η_{global} der bisherige globale Sicherheitsbeiwert ist.

Da man sich geeinigt hatte, für die ständigen und veränderlichen Einwirkungen ($\gamma_{\rm G,Q}$) im gesamten konstruktiven Ingenieurbau – also auch in der Geotechnik – die gleichen Teilsicherheitsbeiwerte zu verwenden, kann man aus dieser Gleichung bei bekanntem globalen Sicherheitsbeiwert $\eta_{\rm global}$ den Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{\rm R}$ für den Widerstand des Baugrunds ermitteln:

$$\gamma_R = \eta_{global} / \gamma_{G,Q} \tag{10}$$

Für den Grundbruchnachweis forderte die alte DIN 1054 [15] von 1976 zum Beispiel für den Lastfall 1 eine globale Sicherheit von η_{global} = 2,0. Mit einem Mittelwert von γ_{GO} = 1,40 für die Teilsicherheitsbeiwerte von γ_{G} =

1,35 und $\gamma_{\rm Q}$ = 1,50 für die ständigen und veränderlichen Einwirkungen ergibt sich dann ein Teilsicherheitsbeiwert für den Grundbruchwiderstand von $\gamma_{\rm R,v}$ = 1,40. In entsprechender Weise sind die in DIN 1054 [4] angegebenen Teilsicherheitsbeiwerte für die drei Bemessungssituationen festgelegt worden (siehe Tabellen A 2.1 bis A 2.3 in DIN 1054:2010-12 [4]).

Bei GEO-2 werden die gleichen Teilsicherheitsbeiwerte verwendet, die auch im Anhang A des EC 7-1 [1] empfohlen werden. Allerdings muss – mit Ausnahme von Zugpfahlgruppen – nicht zwischen günstig und ungünstig wirkenden ständigen Einwirkungen unterschieden werden, weil sie als ungünstig wirkende Einwirkungen immer maßgebend sind (siehe [15]). Darüber hinaus haben im Gegensatz zum Anhang A des EC 7-1 die Teilsicherheitsbeiwerte für die wirksame Kohäsion c' und die Kohäsion des undränierten Bodens c_u den gleichen Wert wie für den wirksamen Reibungswinkel ϕ' und den Reibungswinkel ϕ_u des undränierten Bodens.

Mit dem Teilsicherheitskonzept ist zwar in den Eurocodes ein einheitliches Format für die Nachweise zur Bemessung im konstruktiven Ingenieurbau für unterschiedliche Bauarten und Baumaterialien eingeführt worden. Ein einheitliches Sicherheitsniveau im Sinne einer einheitlichen Versagenswahrscheinlichkeit wurde nicht erreicht, auch wenn weitgehend gleiche Teilsicherheitsbeiwerte bei den Einwirkungen in allen Fachbereichen des konstruktiven Bauingenieurwesens eingeführt wurden [16]. Wie oben dargestellt, wurden diese Teilsicherheitsbeiwerte auch in der Geotechnik übernommen und nicht versucht, für die geotechnischen Einwirkungen eigene Teilsicherheitsbeiwerte zu entwickeln. Sie sind daher nicht – wie ursprünglich vorgesehen - ein Maß für die Zuverlässigkeit, mit der man die Größe der geotechnischen Einwirkungen ermitteln kann. Gleiches gilt für die Teilsicherheitsbeiwerte für die Widerstände, denn sie wurden aus der Bedingung abgeleitet, dass sich bei einer Bemessung nach dem Teilsicherheitskonzept etwa die gleichen Abmessungen von Gründungen ergeben sollten wie beim bisherigen globalen Sicherheitskonzept. Bei Lichte betrachtet ist also das Teilsicherheitskonzept weiterhin ein globales, deterministisches Sicherheitskonzept, dessen Sicherheitsniveau auf Erfahrungen beruht.

Die Eurocodes berücksichtigen kein menschliches Versagen (human error), menschliches Versagen wird in den Definitionen der Teilsicherheitsbeiwerte nicht erwähnt. Stattdessen enthält der einleitende allgemeine Abschnitt aller Eurocodes eine Liste von Voraussetzungen, die definieren und sicherstellen sollen, dass das Bauwerk von fachkompetentem und erfahrenem Personal planmäßig hergestellt und unterhalten wird. In den Normen des globalen Sicherheitskonzepts wurde zwar auch nie explizit auf menschliches Versagen Bezug genommen, doch wurde stillschweigend davon ausgegangen, dass es zumindest zum Teil durch die Sicherheitsbeiwerte abgedeckt wird. Ziel war immer eine robuste und dennoch wirtschaftliche Bemessung, sodass das Bauwerk nicht schon bei kleinen Fehlern versagt. Durch die Übernahme des Sicherheitsniveaus der alten Normen sind in den Teilsicherheitsbeiwerten damit auch "kleinere" Fehler durch menschliches Versagen abgedeckt.

3.3.2.2 Kombinationsregeln Combination rules

Mit den Kombinationsregeln wird der sehr geringen Wahrscheinlichkeit Rechnung getragen, dass die möglichen veränderlichen Einwirkungen, wie z. B. Verkehrslasten, Wind und Schnee alle gleichzeitig in voller Größe wirken. Bei mehr als einer veränderlichen Einwirkung wird daher nur eine Einwirkung, die Leiteinwirkung $Q_{k,i}$ voll berücksichtlich, während alle weiteren Einwirkungen als Begleiteinwirkungen $Q_{k,i}$ mit einem Kombinationsbeiwert y_o kleiner als 1 multipliziert werden.

Bisher gab es in der Geotechnik keine Kombinationsregeln. Im Eurocode "Grundlagen der Tragwerksplanung" [7] werden sie eingeführt und im EC 7-1 [1] ist ihre Anwendung zwar vorgesehen, die Umsetzung wird jedoch den europäischen Mitgliedsstaaten überlassen.

Bei der Erarbeitung der DIN 1054:2010-12 [4] war sich der zuständige Ausschuss einig, dass z. B. der Nachweis der äußeren Abmessungen des Fundaments mit den gleichen Beanspruchungen durchgeführt werden sollte wie die Stahlbetonbemessung des Fundaments. Daher wurden in der Geotechnik die Kombinationsregeln des Eurocodes "Grundlagen der Tragwerksplanung" [7] übernommen.

In der deutschen Geotechnik wird so weit wie möglich das Konzept verfolgt, bei einer erdstatischen Berechnung zunächst alle Beanspruchungen als charakteristische Werte zu ermitteln. Erst am Ende der Berechnungen werden mit Hilfe der Teilsicherheitsbeiwerte γ_{GL} für die ständigen Einwirkungen, γ_{P} für eine Vorspannkraft und $\gamma_{\mathbf{Q},j}$ für die veränderlichen Einwirkungen daraus Bemessungswerte errechnet. Darauf muss auch die Anwendung der Kombinationsregeln mit Kombinationsbeiwerten abgestimmt werden. Im Regelfall, bei vorausgesetzter Gültigkeit des Superpositionsprinzips, können auf Grundlage der charakteristischen ständigen Einwirkungen $G_{k,i}$, der Vorspannkraft P_k und der veränderlichen Einwirkungen Q_{k_i} die entsprechenden Beanspruchungen E einzeln errechnet und der Bemessungswert E_d der Gesamtbeanspruchung unter Anwendung der Kombinationsregeln weiterhin am Ende einer Berechnung ermittelt werden - beispielhaft für die Bemessungssituationen BS-P und BS-T entsprechend der Gleichung:

$$E_{d} = \sum_{j \ge 1} \gamma_{G,j} \cdot E(G_{k,j}) + \gamma_{P} \cdot E(P_{k}) + \gamma_{Q,1} \cdot E(Q_{k,1})$$

$$+ \sum_{i \ge 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot E(Q_{k,i})$$
(11)

In besonderen Fällen, bei denen das Superpositionsprinzip nicht gilt, müssen Bemessungswerte der Beanspruchungen E_d aus den Bemessungswerten der Einwirkungen, die nach den Regeln des Eurocodes "Grundlagen der Tragwerksplanung" [7] aus charakteristischen Einwirkungen verknüpft mit Teilsicherheitsbeiwerten γ und Kombinationsbeiwerten ψ entstehen, ermittelt werden – z. B. wieder für die Bemessungssituationen BS-P und BS-T nach der formalen Gleichung:

$$E_{d} = E \left(\sum_{j \ge 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{j} + \gamma_{P} \cdot P_{k} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} \right)$$

$$+ \sum_{l > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,l}$$
(12)

Hierin bedeutet "+": "in Verbindung mit". Um den maßgebenden Wert der Bemessungsbeanspruchung festzustellen, müssen bei mehreren unabhängigen veränderlichen charakteristischen Einwirkungen $Q_{k,i}$ gegebenenfalls mehrere Kombinationen untersucht werden. Dabei ist fallweise jeweils eine der unabhängigen veränderlichen Einwirkungen als Leiteinwirkung $Q_{k,i}$ anzusetzen und die anderen – dann als zugehörige Begleiteinwirkungen bezeichnet – können gleichzeitig

je mit einem Kombinationswert $\psi_{0,i}$ abgemindert werden, dessen Größe von der Art der Einwirkung abhängt.

In den Bemessungssituationen BS-A und BS-E sind zum Teil keine Teilsicherheitsbeiwerte vorgesehen und es werden statt des Kombinationsbeiwerts ψ_0 für begleitende veränderliche Einwirkungen die kleineren Zahlenwerte der Kombinationsbeiwerte zum Festlegen des häufigen Werts der veränderlichen Leiteinwirkung ψ_1 bzw. des quasi-ständigen Werts einer veränderlichen Einwirkung ψ_2 verwendet, um die geringere Wahrscheinlichkeit der Gleichzeitigkeit mehrerer veränderlicher Einwirkungen im Fall des außergewöhnlichen Ereignisses bzw. Erdbebens zu berücksichtigen.

Im Eurocode "Grundlagen der Tragwerksplanung" [7] und dem zugehörigen National Anhang [17] sind Kombinationsbeiwerte für den Hochbau festgelegt. Sie gelten auch für die Nachweise in der Geotechnik. Für in den Tabellen für den Hochbau nicht erfasste sonstige veränderliche Einwirkungen sind die Kombinationsbeiwerte ψ_0 = 0,8, ψ_1 = 0,7 und ψ_2 = 0,5 zu verwenden.

3.3.3 Das Verfahren GEO-3 zum Nachweis der Böschungsstandsicherheit Verification of slope stability with the GEO-3 procedure

Beim Nachweis der Standsicherheit von Böschungen wird das Nachweisverfahren 3 – bezeichnet mit GEO-3 – angewendet, das im Wesentlichen dem Verfahren der alten DIN 4084:2009-1[9] entspricht. Im Gegensatz zu GEO-2 werden bei diesem Nachweisverfahren die Bemessungswerte der Einwirkungen und Widerstände des Baugrunds mit Bemessungswerten der Scherparameter ϕ_d und c_d ermittelt, die Teilsicherheitsbeiwerte also auf die Scherparameter angewendet. Die Teilsicherheitsbeiwerte auf die Scherparameter in den Tabellen A 2.1, A 2.2 und A 2.3 der DIN 1054:2010-12 [4] entsprechenden den im Anhang A des EC 7-1 [1] empfohlenen Teilsicherheitsbeiwerten. Für Einwirkungen aus Bauwerken werden allerdings andere Werte verwendet als im EC 7-1 [1].

3.3.4 Charakteristische Werte Characteristic values

Welche Bedeutung eine möglichst realistische Festlegung der Werte der charakteristischen Bodenkenngrößen für die Wirtschaftlichkeit und Sicherheit einer Gründung hat, zeigt sich am deutlichsten beim Grundbruchnachweis. So führt die verhältnismäßig geringe Erhöhung des Reibungswinkels von ϕ' = 30° auf ϕ' = 32,5° zu einem Anstieg der rechnerischen Tragfähigkeit eines Fundaments von über 40 %.

Für den charakteristischen Wert fordert der EC 7-1 [1] in 2.4.5.2:

"(2)P Der charakteristische Wert einer geotechnischen Kenngröße ist als eine vorsichtige Schätzung desjenigen Wertes festzulegen, der im Grenzzustand wirkt."

Diese Formulierung entspricht derjenigen des Anhangs C 2.1.2 von DIN 4020:2003-09 [18]:

"Die charakteristischen Werte sind so festzulegen, dass die Ergebnisse der damit durchgeführten Berechnungen auf der sicheren Seite liegen."

Wie vorsichtig die Schätzung sein muss, blieb vor dem Erscheinen des EC 7-1 [1] allein der Erfahrung des Baugrundgutachters überlassen. Im EC 7-1 [1] wurde zum ersten Mal der Versuch gemacht, zu quantifizieren, wie vorsichtig ein Gutachter bei der Festlegung von charakteristischen Werten sein sollte (EC 7-1, 2.4.5.2):

"(11) Falls statistische Verfahren benutzt werden, sollte der charakteristische Wert so abgeleitet werden, dass für den betrachteten Grenzzustand die rechnerische Wahrscheinlichkeit für einen ungünstigeren Wert nicht größer als 5 % ist.

ANMERKUNG In diesem Zusammenhang entspricht der vorsichtig gewählte Mittelwert einem Mittelwert mit einem 95 %-igen Vertrauensbereich für einen begrenzten Satz von Werten der geotechnischen Kenngröße. Ist dagegen örtliches Versagen angezeigt, entspricht eine vorsichtige Wahl dem einer 5 %-Fraktile zuzuordnenden unteren Wert."

Etwas verklausuliert stecken in dem Absatz (11) und der Anmerkung zwei Aussagen:

- Zum einen hat der Geotechniker zu prüfen,
 - ob bei dem untersuchten Grenzzustand ein so großes Volumen des Baugrunds betroffen ist, dass er einen vorsichtigen Mittelwert für den cha-

- rakteristischen Bodenkennwert ansetzen kann oder
- ob ein nur sehr kleiner Baugrundbereich betroffen ist, bei dem ein lokaler unterer Wert als charakteristischer Wert angesetzt werden muss.
- Zum anderen werden bei der Festlegung von charakteristischen Werten Wahrscheinlichkeiten vorgegeben, die bei einer statistischen Auswertung im Hinblick auf einen charakteristischen Wert zugrunde zu legen sind.

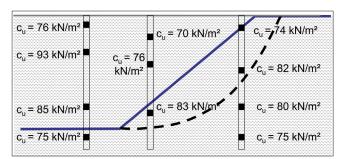


Bild 3: Beispiel für die Wahl des charakteristischen Werts als globaler charakteristischer Wert $X_{k,m}$ (Böschungsstandsicherheit)

Figure 3: Sample selection of the characteristic value as global characteristic value X_{km} (slope safety)

In der praktischen Anwendung gibt es zwei unterschiedliche Fragestellungen. Im ersten Fall ist der charakteristische Wert einer Bodenkenngröße für den Fall zu ermitteln, dass der im untersuchten Grenzzustand in Anspruch genommene Bodenbereich so groß ist, dass der Mittelwert der Versuchsergebnisse der zu beurteilenden Bodenkenngröße maßgebend wird (siehe EC 7-1, 2.4.5.2 (7)). Ein Beispiel dafür ist der Nachweis der Sicherheit der Einschnittsböschung im Bild 3, für den die dargestellten Bohrungen abgeteuft und für den an den Proben die bodenmechanischen Kenngrößen bestimmt wurden. In diesem Fall ist nach 2.4.5.2 (11) der charakteristische Wert $X_{m,k}$ als Wert zu bestimmen, bei dem die Wahrscheinlichkeit nur 5 % beträgt, dass der (unbekannte) wahre Mittelwert m der Bodenkenngröße kleiner ist als X_{mk} Unter diesen Voraussetzungen kann der charakteristische Wert $X_{m,k}$ eines Bodenkennwerts nach folgender Formel berechnet werden [18]:

$$X_{k} = X_{m} \left[1 - t_{(n-1)}^{0.95} V \frac{1}{\sqrt{n}} \right] = X_{m} \xi_{1}$$
 (13)

Dabei ist X_m der arithmetische Mittelwert der einzelnen Versuchsergebnisse, V deren geschätzter Variations-

BAWMitteilungen Nr. 94 2011

koeffizient (V = s / X_m mit $s^2 = \sum (X_i - X_m)^2$ / (n -1)), n die Zahl der Versuchsergebnisse und

 $\mathsf{t}_{(\mathsf{n}-1)}^{0,95}$

der Faktor der Student-Verteilung bei (n-1) Freiheitsgraden und einem Vertrauensbereich von 95 %. Die Tabelle 2 enthält die Werte für $\xi_1 = X_k / X_m$ als Funktion der Anzahl n der Versuche und des Variationskoeffizienten V.

Zahl der Versuchsergebnisse	Variationskoeffizient V				
n	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,92	0,83	0,75	0,66	0,58
4	0,94	0,88	0,82	0,76	0,71
5	0,95	0,90	0,86	0,81	0,76
6	0,96	0,92	0,88	0,84	0,79
8	0,97	0,93	0,90	0,87	0,84
10	0,97	0,94	0,91	0,89	0,86
20	0,98	0,96	0,94	0,92	0,90
40	0,99	0,97	0,96	0,95	0,93

Tabelle 2: Zahlenwerte für ξ_1 nach [19] Table 2: Numerical values for ξ_2 according to [19]

Für den Fall, dass ein charakteristischer Kennwert als "globaler" Mittelwert gesucht wird, schlägt Schneider [19] schlägt eine sehr einfache Formel zur Ermittlung von charakteristischen Werten vor:

$$X_k = X_m - 0.5 \cdot s \tag{14}$$

wobei s die Standardabweichung der Versuchsergebnisse ist.

Im zweiten Fall ist der charakteristische Wert einer Bodenkenngröße zu bestimmen, bei dem der für den untersuchten Grenzzustand in Anspruch genommene Bodenbereich so klein ist, dass nicht der Mittelwert der Versuchergebnisse des Untersuchungsbereiches zugrunde gelegt werden kann, sondern ein örtlich kleinerer Wert maßgebend wird. Ein Beispiel dafür ist der Nachweis der Grundbruchsicherheit eines Einzelfundaments im Bild 4.

Hier ist der "lokale" charakteristische Wert $X_{l,k}$ zu bestimmen, der dem Wert der 5-%-Fraktile der Normalverteilung der Einzelwerte entspricht. Für den lokalen charakteristischen Wert X_k gilt, dass nur eine 5 %ige Wahrscheinlichkeit dafür besteht, dass irgendwo im Boden eine noch kleinere Festigkeit auftritt. Für diesen Fall ist der charakteristische Wert:

$$X_{k} = X_{m} \left[1 - t_{(n-1)}^{0.95} V \sqrt{1 + \frac{1}{n}} \right] = X_{m} \xi_{2}$$
 (15)

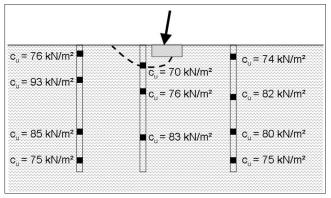


Bild 4: Beispiel für die Wahl des charakteristischen Werts als lokaler charakteristischer Wert $X_{k,l}$ (Grundbruch eines Einzelfundaments)

Figure 4: Sample selection of the characteristic value as local characteristic value $X_{k,l}$ (failure of a single footing)

Die Tabelle 3 enthält die Werte für $\xi_2 = X_k / X_m$ als Funktion der Anzahl n der Versuche und des Variationskoeffizienten V.

Zahl der Versuchsergebnisse	Variationskoeffizient V				
n	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,83	0,66	0,49	0,33	0,16
4	0,87	0,74	0,61	0,47	0,34
5	0,88	0,77	0,65	0,53	0,42
6	0,89	0,78	0,67	0,56	0,46
8	0,90	0,80	0,70	0,61	0,51
10	0,90	0,81	0,71	0,62	0,52
20	0,91	0,82	0,73	0,65	0,56
40	0,92	0,83	0,75	0,66	0,58

Tabelle 3: Zahlenwerte für ξ_2 nach [19] Table 3: Numerical values for ξ_2 according to [19]

Es gibt in der Praxis allerdings auch Situationen, wo der maßgebende Bodenbereich des untersuchten Grenzzustands zwar klein ist, aber trotzdem der globale charakteristische Wert angesetzt werden kann. Das ist immer dann der Fall, wenn das Bauwerk selbst so steif ist, dass es örtliche Unterschiede in der Festigkeit oder Steifigkeit des Baugrunds ausgleichen kann.

In vielen Fällen zeigen die Ergebnisse von Baugrunduntersuchungen im Labor und im Feld deutliche Einflüsse der Entnahmetiefe bzw. der örtlichen Spannungen. In diesem Fall können die Gleichungen (13), (14) und (15) zur Ermittlung von charakteristischen Werten nicht angewendet werden. Auf eine Darstellung der in solchen Fällen anzuwendenden statistischen Formeln wird hier verzichtet und auf Bauduin [19] und Fellin [21] verwiesen. Als Ergebnis erhält man dann den charakteristischen Wert in Abhängigkeit der Tiefe bzw. der Spannung.

3.3.5 Beispiele Examples

Für die in den Bildern 3 und 4 dargestellten 11 Proben ergibt sich ein Mittelwert der in Versuchen ermittelten undränierten Scherfestigkeit von $c_{u,m} = 79 \text{ kN/m}^2$, bei einer Standardabweichung von $s_{cu}^2 = 41,4$ und einem Variationskoeffizienten von $V_{cu} = 0,08$. Aus Tabelle 2 ergibt sich dann $\xi_1 = 0,95$. Mit Gleichung (13) kann dann der globale charakteristische Wert der undränierten Scherfestigkeit zum Nachweis der Böschungsstandsicherheit ermittelt werden zu:

$$c_{u,k} = c_{u,m} \cdot \xi_1 = 79 \cdot 0.95 = 75 \ kN / m^2$$
 (16)

Die Anwendung der Faustformel von Schneider [20] (Gleichung (14)) ergibt mit $s_{cu}/2=3,2$ einen charakteristischen Wert von $c_{u,k}=75,8$ kN/m², der sehr gut mit der aufwändigeren statistischen Auswertung übereinstimmt.

Für den Nachweis der Standsicherheit eines Einzelfundaments, bei dem der lokale charakteristische Wert der undränierten Scherfestigkeit maßgebend wird, ergibt sich aus Tabelle 3 mit den gleichen Werten ξ_2 = 0,83. Mit Gleichung (15) wird dann die lokale charakteristische undränierte Scherfestigkeit ermittelt zu:

$$c_{u,k} = c_{u,m} \cdot \xi_1 = 79 \cdot 0.83 = 65.6 \ kN / m^2$$
 (17)

Das Beispiel zeigt, dass der lokale charakteristische Wert deutlich unter dem globalen charakteristischen Wert liegt, im vorliegenden Fall sogar unter dem kleinsten in Versuchen ermittelten Wert. In solchen Fällen empfiehlt es sich, unmittelbar an den Fundamenten Untersuchungen durchzuführen.

3.4 Grenzzustand des Verlusts der Lagesicherheit (EQU)

Limit state EQU: loss of equilibrium

Da bei einem Verlust der Lagesicherheit in der Regel keine Materialfestigkeit im Bauwerk oder Baugrund und damit kein Widerstand mobilisiert wird, werden in der Grenzzustandsgleichung die Bemessungswerte $E_{dst,d}$ der destabilisierenden und $E_{stb,d}$ der stabilisierenden Einwirkungen verglichen:

$$E_{dst,d} \le E_{sth,d} \tag{18}$$

Bei einer Flachgründung auf Fels, die im Grenzzustand der Lagesicherheit um eine Fundamentkante kippt, sind als stabilisierende und destabilisierende Einwirkungen die Momente $M_{stb,d}$ und $M_{dst,d}$ aus den vertikalen und horizontalen, ständigen und veränderlichen Gründungslasten anzusetzen.

Beim Nachweis des Grenzzustandes EQU erlauben sowohl der Eurocode "Grundlagen der Tragwerksplanung" [7] als auch der EC 7-1 zusätzliche stabilisierende Kräfte – z. B. Scherkräfte oder Anker – in der Grenzzustandsgleichung zu berücksichtigen (siehe auch [20]). Obgleich diese Kräfte streng genommen Widerstände bzw. Reaktionskräfte sind, werden sie beim Nachweis der Lagesicherheit als stabilisierende Einwirkungen behandelt.

Bei Flächengründungen auf nichtbindigen und bindigen Böden kann eigentlich kein Nachweis der Sicherheit gegen Gleichgewichtsverlust durch Kippen geführt werden, da die Kippkante unbekannt ist. Anstatt eines Nachweises der Sicherheit gegen Kippen wurde daher in der DIN 1054:2005-1 [2] der Nachweis der Einhaltung einer zulässigen Ausmittigkeit der Sohldruckresultierenden eingeführt (A 6.5.4 A(3)) und gefordert, dass die Fundamentsohle unter den ungünstigsten ständigen und veränderlichen Einwirkungen noch bis zu ihrem Schwerpunkt durch Druck belastet ist. Dies entspricht bei rechteckigen Fundamentflächen einer globalen Sicherheit von η = 1,50 zwischen dem Moment der Vertikalkraft und dem zum Kippen führenden Moment der Horizontalkraft. Dieser Gedanke ist bei der Anpassung der DIN 1054 an das Konzept der Grenzzustände aufgenommen worden. Der Nachweis der zulässigen Ausmittigkeit von Flachgründungen auf Boden wird zum Nachweis des Grenzzustandes der Lagesicherheit EQU, wobei wie beim Fels ein Kippen um eine Fundamentkante und ein starrer Baugrund angenommen werden. Mit den Teilsicherheitsbeiwerten für eine veränderliche destabilisierende Momentenbeanspruchung von $\gamma_{Q,dst}$ = 1,50 und für eine günstig wirkende, ständige stabilisierende Momentebeanspruchung $\gamma_{Q, sth}$ = 0,90 ergibt sich ein globale Sicherheit von η = $\gamma_{\rm Q,dst}$ / $\gamma_{\rm G,stb}$ = 1,67, die etwas größer ist als diejenige

globale Sicherheit, die sich bei Einhaltung einer zulässigen Ausmittigkeit ergibt. Die erhöhte Sicherheit ist gerechtfertigt, da damit eine Begrenzung der Schiefstellungen exzentrisch veränderlich belasteter Gründungen erreicht und bei veränderlicher Horizontalbelastung das "Aufreiten" von Turmfundamenten sicher vermieden wird.

3.5 Grenzzustand des Aufschwimmens (UPL)

Limit state UPL: uplift

Das Aufschwimmen von Bauwerken infolge der Auftriebskraft des Wassers ist ebenfalls ein Versagen durch Verlust der Lagesicherheit, allerdings hat man ihn wegen seiner Besonderheiten nicht unter den Grenzzustand EQU eingeordnet. Der Grenzzustand UPL wird im EC 7-1 definiert (siehe 2.4.7.1 (1) P) als:

"Verlust der Lagesicherheit des Bauwerks oder Baugrunds infolge Aufschwimmens (Auftrieb) oder anderer vertikaler Einwirkungen;"

Die Grenzzustandsgleichung (Gleichung (2.8) in 2.4.7.4) zum Nachweis gegen Aufschwimmen fordert, dass der Bemessungswert der destabilisierenden ständigen und veränderlichen Vertikalkräfte $G_{dst,d}$ und $Q_{dst,d}$ nicht größer werden darf als die Bemessungswerte der stabilisierenden ständigen Vertikalkräfte $G_{sth,d}$:

$$G_{dst,d} + Q_{dst,d} \le G_{stb,d} + R_d \tag{19}$$

wobei gegebenenfalls der Bemessungswert eines zusätzlichen Widerstandes $R_{\rm d}$ gegen Aufschwimmen berücksichtigt werden darf, der wie eine zusätzliche stabilisierende Einwirkung behandelt wird. Die in der Tabelle A 2.1 empfohlenen Teilsicherheitsbeiwerte entsprechenden nicht denen der Tabelle A 16 des EC 7-1. Das Sicherheitsniveau ist allerdings gleich.

Einzelheiten der Berücksichtigung von Reibungskräften oder von Zugverankerungen bei unter Auftrieb stehenden Bauwerken sind im Abschnitt 10.2 der DIN 1054:2010-12 [4] dargestellt. Weitere praktische Anwendungsfälle werden im "Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen" [12] und der EAU [10] geregelt.

Bei bindigen, wenig durchlässigen Schichten stellt sich gelegentlich die Frage, ob zusätzlich zum Nachweis

gegen Aufschwimmen noch ein Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch erforderlich ist. Hier regelt die DIN 1054:2010-12 [4] in A 10.1.1 (2), dass dies nur erforderlich ist, wenn die bindige Bodenschicht nicht mindestens steife Konsistenz hat.

3.6 Hydraulischer Grundbruch, innere Erosion und Piping (HYD)

Hydraulic heave, internal erosion and piping (HYD)

Die Definition des Grenzzustands HYD umfasst hydraulischen Grundbruch, innere Erosion und Piping im Boden, die durch Strömungsgradienten verursacht werden. Allerdings gibt es nur für den hydraulischen Grundbruch eine Grenzzustandsgleichung. Es muss nachgewiesen werden, dass für jedes in Frage kommende Bodenprisma der Bemessungswert $S_{dst:d}$ der destabilisierenden Strömungskraft in dem Prisma nicht größer ist als der Bemessungswert des stabilisierenden Gewichts desselben Prismas unter Auftrieb G_{sthat}^{ϵ}

$$S_{dst,d} \le G'_{sth,d} \tag{20}$$

Die Bemessungswerte der Strömungs- und der Gewichtskraft ergeben sich wieder aus dem Produkt ihrer charakteristischen Werte mit den entsprechenden Teilsicherheitsbeiwerten. Die in der Tabelle A 2.1 geforderten Teilsicherheitsbeiwerte entsprechen allerdings nicht denen der Tabelle A 17 des EC 7-1 [1], insbesondere wird bei dem Teilsicherheitsbeiwert für die Strömungskraft unterschieden zwischen günstigem Untergrund, dem ein kleinerer Teilsicherheitsbeiwert zugewiesen wird, und ungünstigem Untergrund, bei dem die Strömungskraft mit einem größeren Teilsicherheitsbeiwert beaufschlagt wird.

Der EC 7-1 enthält noch eine weitere Grenzzustandsgleichung des hydraulischen Grundbruchs (Gleichung (2.9a) in 2.4.7.5 (1) P) in totalen Spannungen, die jedoch in Deutschland nicht angewendet wird, da sie physikalisch nicht korrekt ist.

Einzelheiten zur Durchführung des Nachweises gegen hydraulischen Grundbruch enthält der Abschnitt 10.2 der DIN 1054:2010-12 [4] und die EAU [10]. Für die Wichte des Boden ist dabei im Sinne von Abschnitt 3.3.3 A (3) von DIN 1054:2010-12 [4] ein unterer charakteristischer Wert der Wichte festzulegen. Der schwierigste

Teil des Nachweises liegt in der Bestimmung der Größe der Strömungskraft S_{λ} bzw. in der Ermittlung des für den Nachweis maßgebenden waagerechten Schnitts durch den Baugrund, bei dem das Verhältnis von Strömungskraft S_k und Eigenlast G'_k des Bodenprismas unter Auftrieb am ungünstigsten ist. Bei geschichteten Böden stellt sich in Schichten mit geringerer Durchlässigkeit immer ein größeres hydraulisches Gefälle und damit eine größere Strömungskraft ein. Dies ist beim Nachweis zu berücksichtigen, um den maßgebenden Bodenkörper mit der kleinsten Sicherheit zu ermitteln. Die Ermittlung des dazu erforderlichen Grundwasserpotenzialfeldes erfolgt am zweckmäßigsten durch eine numerische Grundwasserströmungsberechnung, wobei zumeist eine zweidimensionale, vertikal-ebene Modellierung ausreichend ist. Für einfache geometrische Verhältnisse und homogenen Baugrund gibt es Näherungslösungen zur Bestimmung des Grundwasserpotenzials, z. B. entlang einer unterströmten Baugrubenwand in der EAU [10]. Räumliche Wirkungen, z. B. bei der Zuströmung zu einer Baugrubenecke, können durch Korrekturbeiwerte (z. B. Ziegler und Aulbach [22]) oder durch dreidimensionale Strömungsberechnungen berücksichtigt werden.

Am zuverlässigsten kann die Strömungskraft bzw. die Auftriebskraft durch Messungen des Porenwasserdrucks im Untergrund bestimmt werden, was allerdings in der Planungsphase zumeist nicht möglich ist. In vielen Fällen empfiehlt es sich aber im Sinne der Beobachtungsmethode beim Bau oder nach Fertigstellung des Bauwerks Messungen durchzuführen, um die Berechnungsannahmen zu überprüfen und das Bauwerk zu überwachen.

Für die innere Erosion und für das Piping geben EC 7-1 [1] und die DIN 1054:2010-12 [4] keine Grenzzustandsgleichungen und Teilsicherheitsbeiwerte an, mit denen man eine ausreichende Sicherheit gegen den die Standsicherheit gefährdenden Materialtransport im Baugrund nachweisen kann. Bei der inneren Erosion wird die Einhaltung von Filterkriterien gefordert. Die in Deutschland anzuwendenden Filterregeln sind z. B. im "Merkblatt Anwendung von Kornfiltern (MAK)" [23] zusammengestellt. Für das Piping empfiehlt der EC 7-1 einen indirekten Nachweis, wie er auch im "Merkblatt Standsicherheit von Böschungen an Bundeswasserstraßen (MSD)" [12] beschrieben wird.

4 Literatur *References*

- [1] DIN EN 1997-1:2009-9: Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik Teil 1: Allgemeine Regeln; Deutsche Fassung EN 1997-1: 2004 + AC:2009, Beuth Verlag, Berlin
- [2] DIN 1054:2005-1: Baugrund Sicherheitsnachweise im Erd und Grundbau, Beuth Verlag, Berlin
- [3] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt) (2002): Leitpapier L – Anwendung der Eurocodes, Schriften des Deutschen Instituts für Bautechnik, Reihe LP Heft L
- [4] DIN 1054:2010-12 Baugrund Sicherheitsnachweise im Erd und Grundbau Ergänzenden Regelungen zu DIN EN 1997-1, Beuth Verlag, Berlin
- [5] DIN EN 1997-1/NA:2010-12: Nationaler Anhang National festgelegte Parameter – Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1; Allgemeine Regeln, Beuth Verlag, Berlin
- [6] Handbuch Eurocode 7 (2011) Geotechnische Bemessung, Band 1 Allgemeine Regeln, Beuth Verlag, Berlin
- [7] DIN EN 1990:2010-12: Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung; Deutsche Fassung EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010, Beuth Verlag, Berlin
- [8] DIN EN 1991 Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke, Beuth Verlag, Berlin
- [9] DIN 4084:2009-1: Baugrund Geländebruchberechnung, Beuth Verlag, Berlin
- [10] EAU Empfehlungen des Arbeitsausschusses "Ufereinfassungen, Häfen und Wasserstraßen" (EAU), herausgegeben von der Hafenbautechnischen Gesellschaft e. V. (HTG) und der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e. V. (DGGT), 10. Auflage, Verlag Ernst & Sohn (2005)
- [11] EAB Empfehlungen des Arbeitskreises "Baugruben", herausgegeben von der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e. V. (DGGT), 4. Auflage, Verlag Ernst & Sohn (2006), Nachdruck 2007
- [12] Bundesanstalt für Wasserbau (2011): Merkblatt Standsichersicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen (MSD), Ausgabe 2011
- [13] DIN V 4019-100 Baugrund Setzungsberechnungen, Beuth Verlag, Berlin

- [14] Vogt, N., Schuppener, B. und Weißenbach, A. (2006). Nachweisverfahren des EC 7-1 für geotechnische Bemessungen in Deutschland, geotechnik 29 Nr. 3
- [15] DIN 1054:1976-11: Baugrund Zulässige Belastung des Baugrunds, Beuth Verlag, Berlin
- [16] Schuppener, B. und Heibaum, M. (2011): Reliability Theory and Safety in German Geotechnical Design, Proceedings of 3rd International Symposium on Geotechnical Safety and Risk, München
- [17] DIN EN 1990/NA:2010-12: Nationaler Anhang National festgelegte Parameter Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung, Beuth Verlag, Berlin
- [18] DIN 4020:2003-09 Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke, Beuth Verlag, Berlin
- [19] Bauduin, Ch., Ermittlung charakteristischer Werte, in Grundbau-Taschenbuch, Teil 1: Geotechnische Grundlage, 6. Auflage, Herausgeber U. Smoltczyk, Ernst und Sohn, Berlin, 2001
- [20] Schneider, H. R. (1999). Determination of characteristic soil properties, Proceedings of the 12th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Amsterdam, Balkema, Rotterdam, Vol. 1, S 273 – 281
- [21] Fellin, W., Berghamer, S. und Renk, D., Konfidenzgrenzen der Scherfestigkeit als Grundlage zur Festlegung charakteristischer Scherparameter, geotechnik 32, (2009), Nr. 1
- [22] Ziegler, M. und Aulbach, B. (2010): Zur Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch, Baugrundtagung München
- [23] Bundesanstalt für Wasserbau (1989), Merkblatt Anwendung von Kornfiltern (MAK), Karlsruhe, Ausgabe 1989

Neuerungen im Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen (MSD), Ausgabe 2011

Changes in the Code of Practice – Stability of Embankment Dams at German Inland Waterways (MSD), 2011 Edition

Dr.-Ing. Bernhard Odenwald, Bundesanstalt für Wasserbau

Das im Bereich der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes eingeführte Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen (MSD) wurde zum zweiten Mal überarbeitet. Das Merkblatt regelt die Vorgehensweise bei der Standsicherheitsuntersuchung von Dämmen und deren Anschlüssen an Bauwerke. Anlass der Überarbeitung war die erforderliche Anpassung der Nachweise an die Regelungen der Eurocodes, die zukünftigen europäischen Grundlagennormen im Bauwesen, und der darauf basierenden nationalen Normen. Weiterhin wurden die Regelungen des Merkblatts auf Grundlage der Erkenntnisse aus den durchgeführten umfangreichen Untersuchungen zur Standsicherheit der Dämme an den Bundeswasserstraßen überarbeitet. In dem Beitrag werden die wesentlichen Änderungen und Ergänzungen im Einzelnen beschrieben.

The Code of Practice – Stability of Embankment Dams at German Inland Waterways (Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen (MSD)), which is valid within the German Federal Waterways and Shipping Administration, has been revised for the second time. This Code of Practice regulates the verification of embankment dam stability and their joints to embedded structures. The revision was motivated by the need to adapt verification methods to the Eurocodes, the future basic European standards in civil engineering, and to the national standards based thereupon. Moreover, MSD regulations have been revised due to knowledge gained recently through comprehensive investigations on embankment dam stability at German inland waterways. In this paper, the individual significant changes and additions are described.

1 Einleitung Introduction

Das Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen (MSD) regelt die Vorgehensweise bei der Standsicherheitsuntersuchung von Dämmen und deren Anschlüssen an Bauwerke unter besonderer Berücksichtigung der erhöhten geohydraulischen Beanspruchungen bei einer Dammdurchströmung. Das erstmals 1998 erschienene und für den Geltungsbereich der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes (WSV) eingeführte Merkblatt wurde bereits einmal überarbeitet. Das mit Erlass vom 22. September 2005 vom damaligen Bundesministerium für Verkehr, Bau und Wohnungswesen (BMVBW) eingeführte MSD, Ausgabe 2005 [1], dient als Grundlage für die seit 2003 im Rahmen des WSV-Projektes "Dammnachsorge" durchgeführten Untersuchungen über die Standsicherheit der Seitendämme von Kanalhaltungen, Schleusenkanälen und Flussstauhaltungen an Bundeswasserstraßen.

Anlass für die erneute Überarbeitung des MSD war die europäische Harmonisierung der Grundlagennormen im Bauwesen durch die Eurocodes. Das Merkblatt wurde hinsichtlich der Grundlagen, Ansätze und Begriffe für die Sicherheitsnachweise an die Systematik und die Nachweisverfahren des Eurocode 7 DIN EN 1997-1:2009 [2] und der neuen, als nationale Ergänzungsnorm fungierenden DIN 1054:2010 [3] angepasst. Dies betrifft insbesondere die Einführung von Bemessungssituationen anstelle von Lastfällen, die Definition der Grenzzustände und die Berücksichtigung der den Bemessungssituationen und Grenzzuständen zugeordneten Teilsicherheitsbeiwerte. Weiterhin wurden auf Grundlage der Erfahrungen aus den umfangreichen Untersuchungen im Rahmen der Dammnachsorge ein-

zelne Vorgaben des Merkblatts überarbeitet sowie ergänzende Regelungen aufgenommen.

2 Europäische und nationale Grundlagennormen

European and national basic standards

Im Zuge der europäischen Harmonisierung der Normen im Bauwesen wurden die deutschen, nationalen Normen vielfach bereits vor Einführung der Eurocodes von dem in Deutschland bis dato üblichen globalen Sicherheitskonzept auf das Teilsicherheitskonzept umgestellt. Anstatt der Verwendung von globalen Sicherheitsbeiwerten in den bautechnischen und geotechnischen Nachweisen werden bei Ansatz des Teilsicherheitskonzepts die einzelnen Einwirkungen bzw. Beanspruchungen sowie die Widerstände jeweils mit Teilsicherheitsbeiwerten beaufschlagt. Die unterschiedlichen Einwirkungen auf Tragwerke mit den zugehörigen Teilsicherheitsbeiwerten sowie die Grundlagen der Tragwerksplanung, das Sicherheitskonzept und die Bemessungsregeln sind bisher in der nationalen Grundlagennorm DIN 1055-100:2001 [4] geregelt. Diese ist z. B. auch Grundlage der DIN 19702:2010 [5], in der die wesentlichen Anforderungen an die Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit von Massivbauwerken im Wasserbau festgelegt sind. Bei den Nachweisen für die Einhaltung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit wird in ständige, vorübergehende und außergewöhnliche Bemessungssituationen unterschieden. In der nationalen geotechnischen Grundlagennorm DIN 1054:2005 [6] wurde die Vorgehensweise bei der Erstellung von Standsicherheitsnachweisen ebenfalls auf das Teilsicherheitskonzept umgestellt. Hier werden jedoch Lastfälle 1 bis 3 definiert, die im Wesentlichen den Bemessungssituationen in [4] entsprechen.

Durch die europäische Harmonisierung der Normen im Bauwesen werden u. a. die nationale Grundlagennorm DIN 1055-100 für die Tragwerksplanung durch den Eurocode DIN EN 1990:2010 [7], im Folgenden als EC 0 bezeichnet, und die nationale Grundlagennorm DIN 1054:2005 für die geotechnische Bemessung durch den Eurocode 7 DIN EN 1997 (EC 7) ersetzt. Zusätzliche nationale Bestimmungen, die den europäischen Regelungen nicht widersprechen dürfen, sind

in den Nationalen Anhängen (NA) zu den Eurocodes sowie ggf. in nationalen Ergänzungsnormen geregelt. Für die geotechnischen Bemessungsgrundlagen in Deutschland sind die wesentlichen zusätzlichen nationalen Regelungen in der Ergänzungsnorm DIN 1054:2010 enthalten (siehe auch Schuppener [8]). Entsprechend den Regelungen für die Grundlagen der Tragwerksplanung im EC 0 wird für die geotechnischen Standsicherheitsnachweise im EC 7 anstelle der Lastfälle 1 bis 3 nun ebenfalls in ständige, vorübergehende und außergewöhnliche Bemessungssituationen unterschieden.

Die geotechnischen Nachweise für die Dämme an Bundeswasserstraßen nach MSD 2005 basieren auf den Regelungen der DIN 1054:2005 mit dem Teilsicherheitskonzept und der Unterscheidung in die Lastfälle 1 bis 3. Zusätzlich zu diesen Lastfällen wird im MSD 2005 ein Sonderlastfall 4 definiert, um nicht vollständig auszuschließende Kombinationen von Einwirkungen zu berücksichtigen, die zu einem Dammbruch führen können. Insbesondere berücksichtigt wird dabei ein gleichzeitiges Versagen von zwei unabhängig voneinander wirkenden hydraulischen Sicherungssystemen (z. B. Kanaldichtung und Auflastdrän am luftseitigen Fuß des Kanaldammes). Die im Lastfall 4 anzusetzenden Teilsicherheitsbeiwerte für die geotechnischen Nachweise der Dammstandsicherheit (Böschungsstandsicherheit, Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch und gegen Aufschwimmen) sind im MSD 2005 vorgegeben.

3 Schnittstelle Damm – Bauwerk Joints of embankment dam and structures

In den Dammstrecken der Bundeswasserstraßen befindet sich eine große Anzahl von Unterführungsbauwerken. Auf Grund der unterschiedlichen Steifigkeit von Erddamm und Betonbauwerk und daraus resultierenden unterschiedlichen Setzungen ergibt sich bei einer Durchströmung des Dammes die Gefahr einer Bildung von Erosionskanälen entlang der Anschlussbereiche zwischen Bauwerk und Damm (siehe Odenwald [9]). Im MSD 2005 wird ein Verfahren für den Nachweis der Standsicherheit von Dämmen mit darin befindlichen Bauwerksteilen vorgegeben, durch das die erhöhte Gefährdung durch Erosion entlang der Grenzflächen bei Dammdurchströmung berücksichtigt wird. Das Verfahren basiert

auf numerischen Berechnungen der Dammdurchströmung, bei denen neben dem hydraulischen Ausfall von Dichtungen des Gewässerbetts auch mögliche Fugen zwischen Bauwerk und Dammkörper berücksichtigt werden (siehe Laursen [10]).

Bei einer Leckage in der Dichtung des Gewässerbetts, z. B. durch eine Schiffsanfahrung, ergibt sich auf Grund der Dammdurchströmung auch eine erhöhte Beanspruchung von im Dammkörper befindlichen Bauwerken durch die Wasserdruck- und Strömungskräfte. Im MSD 2005 wird gefordert, dass auf Grundlage der aus den numerischen Strömungsberechnungen resultierenden hydraulischen Beanspruchungen die bautechnischen und die geotechnischen Nachweise der Tragfähigkeit und Standsicherheit der Bauwerksteile zu führen sind. Für die Durchführung der Nachweise wird auf die relevanten bautechnischen und geotechnischen Normen verwiesen, in denen jedoch weder ein Lastfall 4 noch eine dem Lastfall 4 entsprechende Bemessungssituation definiert sind. Dies bedingte, dass die hydraulischen Beanspruchungen, die gemäß MSD 2005 sowohl im Lastfall 3 als auch im Lastfall 4 ermittelt wurden, in den bautechnischen Tagfähigkeitsnachweisen jeweils der außergewöhnlichen Bemessungssituation und in den geotechnischen Standsicherheitsnachweisen jeweils dem Lastfall 3 zugeordnet werden mussten. In den bautechnischen Nachweisen für die Unterschreitung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit ist nach DIN 19702:2010 [5] eine weitere Abminderung der Teilsicherheitsbeiwerte auch nicht möglich, da in der außergewöhnlichen Bemessungssituation bereits alle Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkungen 1,0 betragen.

Dies hatte zur Folge, dass sowohl für den Lastfall 3 als auch für den Lastfall 4 nach MSD 2005 die bautechnischen und geotechnischen Nachweise von Bauwerken in Dämmen mit den gleichen Teilsicherheitsbeiwerten durchgeführt werden mussten. D. h., wenn für die geohydraulischen Beanspruchungen aus dem Lastfall 3 nach MSD 2005 (z. B. Versagen der Kanaldichtung) keine ausreichende Standsicherheit eines im Damm befindlichen Bauwerks nachgewiesen werden konnte, so ergab sich zwangsläufig auch für die Beanspruchungen aus dem Lastfall 4 nach MSD 2005 (z. B. gleichzeitiges Versagen von Kanaldichtung und Drän) keine ausreichende Standsicherheit des Bauwerks. Deshalb konnte z. B. die den Wasserdruck auf Bauteile in Dämmen reduzierende Wirkung von Dränagen nicht berücksichtigt

werden, wenn im Lastfall 4 nach MSD 2005 ein gleichzeitiges Versagen von Kanaldichtung und Drän (1. und 2. hydraulisches Sicherungselement) angesetzt werden musste. Diese Problematik beim Nachweis der Standsicherheit von Bauwerken in Dämmen auf Grundlage der Regelungen im MSD 2005 ist im Ablaufdiagramm in Bild 1 dargestellt.

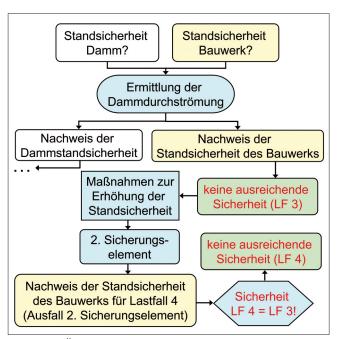


Bild 1: Überprüfung der Standsicherheit von Bauwerken in Dämmen auf Grundlage des MSD 2005

Figure 1: Verification of the stability of structures embedded in embankment dams based on MSD 2005

Die im Rahmen der Dammnachsorge durchgeführten Untersuchungen zeigten, dass Wasserdruckbeanspruchungen von Bauwerken, die sich aus der Annahme eines hydraulischen Versagens der Kanaldichtung ergeben, in vielen Fällen in den für die Erstellung des Bauwerks zu Grunde gelegten statischen Berechnungen nicht angesetzt wurden. Deshalb sind zum Nachweis einer ausreichenden Standsicherheit von Bauwerken in Dämmen in der außergewöhnlichen Bemessungssituation (hydraulisches Versagen der Kanaldichtung) häufig Sicherungsmaßnahmen erforderlich. Dies kann einerseits durch Verstärkung der Widerstände des Bauwerks zur Aufnahme der erhöhten geohydraulischen Beanspruchungen (z. B. durch Verankerungen) und andererseits durch Reduzierung der geohydraulischen Einwirkungen auf das Bauwerk (z. B. durch Dräns) erfolgen. Dränagemaßnahmen haben den Vorteil, dass sie nur wirksam werden, wenn erhöhte hydraulische Beanspruchungen infolge des Versagens von Dichtungen auftreten. Verankerungen müssten zumeist vorgespannt werden um die Verformungen bei der Lastaufnahme zu begrenzen. Die Bauwerke sind jedoch oft nicht geeignet zur Aufnahme der aus den erforderlichen Ankerkräften resultierenden, dauerhaft wirkenden Beanspruchungen. Aus diesen Gründen sind Dränagen zumeist deutlich besser geeignet zur nachträglichen Sicherung von Bauwerken in Dämmen unter Berücksichtigung der aus dem Versagen von Dichtungen resultierenden geohydraulischen Beanspruchungen (siehe auch Ratz & Odenwald [11]).

Die auf Grundlage des MSD 2005 durchgeführten Standsicherheitsuntersuchungen von Bauwerken in Dämmen haben gezeigt, dass bei der Überarbeitung des Merkblatts zur Vermeidung von Schnittstellenproblemen auf eine "Sonder-Bemessungssituation" entsprechend dem bisherigen Lastfall 4 verzichtet werden sollte. Die bisherigen Lastfälle 1 bis 4 nach MSD 2005 sind deshalb in die Bemessungssituationen nach EC 7 zu integrieren. Daraus ergab sich das Erfordernis, die Zuordnung der Einwirkungen in den einzelnen Bemessungssituationen neu zu regeln. Dies betrifft insbesondere die Integration der Einwirkungen aus den bisherigen Lastfällen 3 und 4 in die außergewöhnliche Bemessungssituation. Im Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen (MSD), Ausgabe 2011 [12] wird auf den grundsätzlichen Ansatz eines gleichzeitigen hydraulischen Versagens von zwei hydraulischen Sicherungselementen verzichtet. Vielmehr erfolgt die Berücksichtigung der Wirkung eines Sicherungselements in Abhängigkeit von dessen Qualität. Nach MSD 2011 sind dadurch Dränagen als zweites Sicherungselement unter bestimmten Qualitätsanforderungen auch geeignet zur Erhöhung der Standsicherheit von Bauwerken in Dämmen.

4 Neue Regelungen im MSD, Ausgabe 2011

New regulations in MSD, 2011 edition

Die neuen Regelungen im MSD 2011 ergeben sich zu einem großen Teil aus der Anpassung an die Regelungen der europäischen Grundlagennormen EC 0 und EC 7 und der nationalen Ergänzungsnorm DIN 1054:2010 sowie der erforderlichen Überführung der bisherigen Lastfälle 1, 2, 3 und 4 nach MSD 2005 in die ständige (BS-P), vorübergehende (BS-T) und außergewöhnliche Bemessungssituation (BS-A). Nachstehend sind die wesent-

lichen vom MSD 2005 abweichenden Regelungen dargestellt. Die Kapitelangaben beziehen sich auf das neue MSD 2011.

4.1 Bemessungssituationen (Kapitel 3.2)

Design situations (chapter 3.2)

In der ständigen Bemessungssituation BS-P nach EC 0. die innerhalb eines Zeitraumes maßgebend ist, der der geplanten Nutzungsdauer des Dammes entspricht, sind für die Standsicherheitsnachweise von Dämmen neben den ständigen Einwirkungen aus Eigenlasten und ständig wirkenden Erd- und Wasserdrücken die veränderlichen Einwirkungen aus Nutz- und Verkehrslasten sowie aus veränderlichen Wasserständen bei hochwasserbelasteten Dämmen zu berücksichtigen. Dabei sind die charakteristischen Werte veränderlicher Einwirkungen so festzulegen, dass sie in der zu erwartenden Nutzungsdauer des Dammes nicht überschritten werden. Bei Festlegung auf statistischer Basis sind die charakteristischen Werte veränderlicher Einwirkungen i. d. R. für eine Auftretenswahrscheinlichkeit von ein Mal in der Nutzungsdauer des Dammes zu

In der vorübergehenden Bemessungssituation BS-T nach EC 0, die während eines wesentlich kürzeren Zeitraums als der geplanten Nutzungsdauer des Dammes maßgebend ist, sind die hier jeweils maßgebenden ständigen und veränderlichen Einwirkungen anzusetzen. Dabei handelt es sich um geplante, besonders überwachte Bau- und Revisionszustände. Bei der Festlegung der hier maßgebenden Werte der veränderlichen Einwirkungen ist der relativ kurze Zeitraum der Bau- oder Revisionszustände zu berücksichtigen.

In der außergewöhnlichen Bemessungssituation BS-A nach EC 0, in der außergewöhnliche Bedingungen für den Damm berücksichtigt werden, ist zusätzlich zu den ständigen und veränderlichen Einwirkungen der Bemessungssituationen BS-P oder BS-T jeweils eine außergewöhnliche Einwirkung zu berücksichtigen. Außergewöhnliche Einwirkungen mit einer äußerst geringen Auftretenswahrscheinlichkeit stellen bei Dämmen z. B. das vollständige Versagen eines hydraulischen Sicherungselementes oder ein außergewöhnliches Hochwasser dar.

4.2 Berücksichtigung von Sicherungselementen (Kapitel 3.3)

Consideration of safety elements (chapter 3.3)

Die neuen Regelungen für die Berücksichtigung von Sicherungselementen in den unterschiedlichen Bemessungssituationen resultieren insbesondere aus der Integration der bisherigen Lastfälle 3 und 4 nach MSD 2005 in die außergewöhnliche Bemessungssituation (BS-A).

4.2.1 Bauweisen mit Dräns (Kapitel 3.3.1) Construction design including drainage (chapter 3.3.1)

Für Bauweisen mit Dräns gelten nach MSD 2011 die folgenden Regelungen:

Die druckentlastende Wirkung von Dräns darf in der Durchströmungsberechnung und den darauf basierenden Standsicherheitsberechnungen nur angesetzt werden, wenn

- die geometrische Filterstabilität des Dränmaterials gegenüber dem Baugrund nachgewiesen wird bzw. ist und
- bei Dräns, bei denen zur Ableitung des gefassten Wassers eine Dränleitung erforderlich ist, außerdem eine Überprüfung der Funktionstüchtigkeit der Dränagen möglich ist und regelmäßig durchgeführt wird.

Ist dies nicht der Fall, ist von einer fehlenden Funktionsfähigkeit des Dräns auszugehen und die druckentlastende Wirkung der Dräns darf nicht berücksichtigt werden.

Diese Regelungen gelten für alle Bemessungssituationen, unabhängig davon, ob der Drän als erstes Sicherungselement ständig, nur in einem Bauzustand oder nur bei Hochwasser beaufschlagt wird oder ob er als zweites Sicherungselement nur beim Ausfall des ersten Sicherungselement oder zusammen mit Dichtungen, die nur eine Sickerwegsverlängerung bewirken, wirksam ist.

4.2.2 Bauweisen mit mehreren Sicherungselementen (Kapitel 3.3.3) Construction design including multiple safety elements (chapter 3.3.3)

Für Bauweisen mit mehreren Sicherungselementen gelten nach MSD 2011 die folgenden Regelungen für die erforderlichen Nachweise in der außergewöhnlichen Bemessungssituation BS-A:

Bei mehreren, unabhängig voneinander wirksamen Sicherungselementen (Bild 2) ist nur der hydraulische Ausfall des ersten Sicherungselementes zu untersuchen. Dies setzt voraus, dass ein Beobachtungssystem existiert, durch das das Versagen des ersten Sicherungselementes erkannt werden kann und somit eine außergewöhnliche Bemessungssituation BS-A nicht unerkannt zu einer ständigen Bemessungssituation BS-P wird.

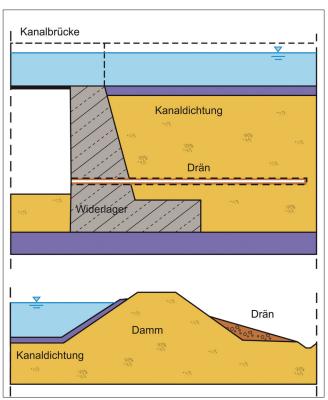


Bild 2: Beispiele für Bauweise mit zwei unabhängig voneinander wirkenden Sicherungselementen (Kanaldichtung und Drän)

Figure 2: Construction examples including two independent safety elements (impervious lining and drain)

BAWMitteilungen Nr. 94 2011

Bei mehreren, zusammen wirksamen Sicherungselementen, z. B. unvollständige Dichtung, die nur eine Verlängerung des Sickerwegs bewirkt, und Drän (Bild 3), ist der hydraulische Ausfall jedes Sicherungselements separat zu untersuchen. Kann das hydraulische Versagen des ersten Sicherungselementes nicht durch ein Beobachtungssystem (z. B. Grundwassermessstellen) erkannt werden, so ist der gemeinsame hydraulische Ausfall der beiden Sicherungselemente anzusetzen.

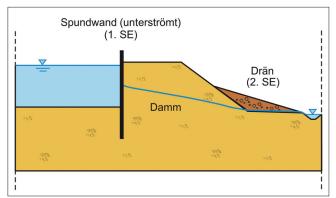


Bild 3: Beispiel für Bauweise mit zwei gemeinsam wirkenden Sicherungselementen (unterströmte Spundwand und Drän)

Figure 2: Construction example including two interacting safety elements (sheet pile wall with under-flow and drain)

4.2.3 Bauweisen mit Innendichtungen (Kapitel 3.3.2)

Construction design with internal cut-off (chapter 3.3.2)

Für Bauweisen mit Innendichtungen gelten nach MSD 2011 die folgenden Regelungen für die erforderlichen Nachweise in der außergewöhnlichen Bemessungssituation BS-A:

Ein hydraulischer Ausfall von Innendichtungen in Dämmen muss nicht angesetzt werden, wenn deren Dichtwirkung durch eine Funktionsprüfung (z. B. Grundwasserstandsmessungen, Bodentemperaturmessungen) sichergestellt wird bzw. wurde. Ist eine Funktionsprüfung nicht durchführbar, kann auf den Ansatz eines hydraulischen Ausfalls einer Innendichtung nur dann verzichtet werden, wenn die Dichtung eine sehr hohe Systemsicherheit aufweist. Die Systemsicherheit ist gutachterlich zu bewerten.

4.2.4 Bauweisen mit massiven Uferwänden (Kapitel 3.3.2) Construction design with solid bank wall (chapter 3.3.2)

Für Bauweisen mit massiven Uferwänden gilt nach MSD 2011 die folgende Regelung für die erforderlichen Nachweise in der außergewöhnlichen Bemessungssituation BS-A:

Der hydraulische Ausfall massiver Uferwände ist nicht anzusetzen, wenn nachgewiesen wird, dass eine Schiffsanfahrt nicht zu einer Undichtigkeit führt.

4.3 Hochwasserbelastete Dämme (Kapitel 4.2.2)

Flood loaded embankment dam (Chapter 4.2.2)

Die in den einzelnen Bemessungssituationen anzusetzenden Hochwasserstände wurden auf Grundlage der Regelungen für Einwirkungen im EC 0 neu festgelegt. Dadurch konnten die Regelungen für den Ansatz von Hochwasserständen in den einzelnen Bemessungssituationen gegenüber denen im MSD 2005 deutlich vereinfacht werden. In Tabelle 1 sind die nach MSD 2011 in den einzelnen Bemessungssituationen anzusetzenden Hochwasserstände zusammengefasst.

In der ständigen Bemessungssituation BS-P ist zur Ermittlung der charakteristischen Wasserdruck- und Strömungskräfte der Wasserstand bei Bemessungshochwasserstand (BHW) ist der für die Errichtung der Dämme zu Grunde gelegte Hochwasserstand. Die Jährlichkeit n (Reziprokwert der jährlichen Überschreitungswahrscheinlichkeit) des Bemessungshochwassers beträgt für die hochwasserbelasteten Dämme an Bundeswasserstraßen i. d. R. n \approx 50 – 100 a. Bei geringer Dammhöhe und geringen Anforderungen an den Hochwasserschutz des Hinterlandes kann in Abstimmung mit den für den Hochwasserschutz zuständigen Behörden auch eine deutlich geringere Jährlichkeit für den maßgebenden Hochwasserstand festgelegt werden.

Die vorübergehende Bemessungssituation BS-T bezieht sich auf Bau- und Revisionszustände. Der maßgebende Bemessungshochwasserstand BHW_{Bau} ist jeweils im Einzelfall festzulegen, wobei die geplante Dauer des Bauoder Revisionszustands zu berücksichtigen ist.

Bemes-		Hochwasserstände			
sungs- situation	Einwirkung	Betriebszustand	Bau- oder Revisionszustand		
BS-P	ständige und veränderliche	Bemessungshochwasserstand (BHW) (Jährlichkeit n ≈ 50 – 100 a)			
BS-T	ständige und veränderliche		Bemessungshochwasserstand für Bau- oder Revisionszustände (BHW _{Bau})		
BS-A	außer- gewöhnliches Hochwasser	bordvoller Wasserstand bzw. außergewöhnlicher Hochwasserstand (Jährlichkeit n ≈ 100 – 1000 a)	über BHW _{Bau} hinausgehender Hochwasserstand		
во-А	eine andere außer- gewöhnliche Einwirkung	Bemessungshochwasserstand (BHW) (Jährlichkeit n ≈ 50 – 100 a)	Bemessungshochwasserstand für Bau- oder Revisionszustände (BHW _{Bau})		

Tabelle 1: Maßgebende Hochwasserstände nach MSD 2011

Table 1: Relevant flood levels according to MSD 2011

In der außergewöhnlichen Bemessungssituation BS-A ist zu unterscheiden, ob diese durch ein außergewöhnliches, das Bemessungshochwasser übersteigendes Hochwasser oder durch eine andere außergewöhnliche Einwirkung (z. B. Ausfall eines hydraulischen Sicherungselements) bewirkt wird. Zusätzlich ist zu unterscheiden, ob die außergewöhnliche Einwirkung während des Betriebszustandes des Dammes oder während eines Bauoder Revisionszustandes zu berücksichtigen ist.

Stellt das Hochwasser die außergewöhnliche Einwirkung dar, so ist für den Betriebszustand ein Hochwasser mit einer deutlich höheren Jährlichkeit (n \approx 200 – 1000 a) als in der ständigen Bemessungssituation BS-P anzusetzen. Alternativ kann ein bordvoller Wasserstand (Wasserstand bis OK Dammkrone) bzw. ein maximal möglicher Wasserstand im Bereich von überhöhten Dammstrecken (z. B. Brückenrampen) angesetzt werden. Im Bau- oder Revisionszustand sind die erforderlichen Maßnahmen bei Überschreitung des bauzeitlichen Bemessungshochwasserstandes BHW_{Bau} im Einzelfall festzulegen.

Wird eine andere außergewöhnliche Einwirkung betrachtet, so ist bei hochwasserbelasteten Dämmen im

Betriebszustand der Bemessungshochwasserstand BHW entsprechend BS-P und im Bau- oder Revisionszustand der bauzeitliche Bemessungshochwasserstand $\rm BHW_{Bau}$ anzusetzen.

4.4 Teilsicherheitsbeiwerte (Kapitel 5)Partial safety factors (chapter 5)

Für die Nachweise der globalen und lokalen Böschungsstandsicherheit, sowie der ausreichenden Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch und Aufschwimmen sind im MSD 2005 Teilsicherheitsbeiwerte in mehreren Tabellen angegeben. Dies war insbesondere zur Vorgabe von Teilsicherheitsbeiwerten im Lastfall 4 erforderlich. Die Tabellen und zugehörigen Erläuterungen für den Lastfall 4 werden in im MSD 2011 nicht mehr benötigt, da die Nachweise und die zugehörigen Teilsicherheitsbeiwerte für die ständige, vorübergehende und außergewöhnliche Bemessungssituation im EC 7 und der nationalen Ergänzungsnorm DIN 1054:2010 geregelt sind.

4.5 Mindestquerschnitt (Kapitel 5.3.3) Minimum cross section (chapter 5.3.3)

Die Definition des Mindestquerschnitts für den vereinfachten Nachweis der Standsicherheit der luftseitigen Dammböschung in der außergewöhnlichen Bemessungssituation BS-A wurde im MSD 2011 angepasst, da die Unterscheidung zwischen Lastfall 3 und Lastfall 4 entfällt. Zusätzlich zu homogenen Dämmen, deren Querschnitt den Mindestquerschnitt in der Breite übertrifft, wurde die Regelung auch für Dämme ergänzt, deren Querschnitt den Mindestquerschnitt in der Höhe überragt. Diese Dämme werden als überbreite und/oder überhohe Dämme bezeichnet. In den Skizzen zur Definition des Mindestquerschnitts wurden deshalb sowohl überbreite als auch überhohe Dämme berücksichtigt.

4.6 Nachweis gegen Piping (Kapitel 5.6.4)

Verification against piping (chapter 5.6.4)

Da es sich gezeigt hat, dass der Nachweis der Sicherheit gegen Fugenerosion (Piping) entsprechend dem für Bauwerke in Dämmen nach MSD 2005 für den Nachweis der Sicherheit gegen Fugenerosion unter einer bindigen Deckschicht bei Dämmen oft nicht anwendbar ist, wird im MSD 2011 auf das Verfahren von Sellmeijer verwiesen. Für den Nachweis gegen Fugenerosion bei Bauwerken in Dämmen wird wie im MSD 2005 auf das Kapitel "Bauwerke in Dämmen" verwiesen, in dem die erforderlichen Nachweise für Dammabschnitte mit darin befindlichen Bauwerken detailliert beschrieben werden.

4.7 Damminspektion (Kapitel 7)Inspection of embankment dams (chapter 7)

Die Kapitel 7.3 "Beobachtungssysteme bei Bauwerken" und 8 "Hinweise für die Kontrolle des Dammes" im MSD 2005 wurden überarbeitet und unter Kapitel 7 "Damminspektion" im MSD 2011 zusammengefasst. Hinsichtlich der erforderlichen Beobachtungssysteme zur Damminspektion wird in Dammstrecken ohne Bauwerke und in Dammbereiche mit Bauwerken unterschieden um das ggf. erhöhte Gefährdungspotenzial aufgrund möglicher Sickerwege an den Grenzflächen zwischen Bauwerk und Damm zu berücksichtigen.

4.8 Nachweis gegen Fugenerosion bei Bauwerken in Dämmen (Kapitel 7.2) Verification against piping along embedded structures (chapter 7.2)

Das Kapitel wurde im MSD 2011 von "Nachweise" in "Nachweis gegen Fugenerosion" umbenannt, um zu verdeutlichen, dass bei dem dargestellten Nachweisverfahren die Dammstandsicherheit unter Berücksichtigung von möglichen Fugenerosionen entlang der Grenzflächen zwischen Bauwerk und Dammkörper ermittelt wird. Grundlage des Verfahrens sind numerische Berechnungen der Dammdurchströmung im Bauwerksbereich. Dabei werden mögliche, bereits vorhandene oder durch Fugenerosion entstehende Hohlräume zwischen Bauwerk und Damm durch Bereiche erhöhter hydraulischer Durchlässigkeit abgebildet. Die Ergebnisse der Strömungsberechnungen dienen als Grundlage für die Untersuchung der Dammstandsicherheit im Bauwerksbereich sowie für die Tragfähigkeitsnachweise des Bauwerks (siehe auch Laursen [10]). Zur besseren Übersicht wurde das Kapitel untergliedert in "7.2.1 Vorgehensweise" und "7.2.2 Berechnung der Dammdurchströmung im Bauwerksbereich".

4.9 Bewuchs auf Dämmen (Kapitel 8) Vegetation on embankment dams (chapter 8)

Das Kapitel wurde im MSD 2011 überarbeitet und neu strukturiert. Es wird gegenüber dem MSD 2005 stärker herausgestellt, dass auf Dämmen an Bundeswasserstraßen grundsätzlich nur ein Grasbewuchs mit dem Ziel einer dichten Grasnabe zugelassen ist. Nur auf überbreiten oder überhohen Dämmen, die über den in Kapitel 5.3.3 definierten Mindestquerschnitt hinausragen, ist ein Gehölzbewuchs zulässig. Dämme, die keinen Mindestquerschnitt enthalten, dürfen nicht mit Gehölzen bepflanzt werden.

Für vorhandene Gehölze auf Dämmen ohne Mindestquerschnitt wurden die Regelungen konkretisiert:

- Vorhandene Gehölze, deren Erhalt aus Gründen des Naturhaushalts oder des Umweltschutzes erforderlich ist, sind nur zulässig, wenn eine Gefährdung der Dammstandsicherheit ausgeschlossen werden kann.
- Bestehende Gehölze auf einem Damm mit innenliegender, durchwurzelungssicherer Wand sind zu-

lässig, wenn die Wand auf den aus einem Windwurf von Bäumen resultierenden Geländesprung bemessen ist. Wasserseitig der Wand ist ein Bewuchs nur zulässig, wenn die Dammstandsicherheit ohne Ansatz der hydraulischen Wirkung einer Oberflächendichtung auf Grund ihrer möglichen Durchwurzelung nachgewiesen wird.

Auf Grundlage der von der BAW durchgeführten Untersuchungen werden Regelungen für den Ansatz der Durchlässigkeit von durchwurzelten Oberflächendichtungen in der Strömungsberechnung als Grundlage für die Dammstandsicherheitsuntersuchungen festgelegt. Durch die Untersuchungen konnte der im MSD 2005 angegebene Berechnungsansatz bestätigt werden.

Die Zoneneinteilung für Dämme, die den Mindestquerschnitt überragen, wurde auf überbreite und überhohe Dämme erweitert und ist im Bild 9 des MSD 2011 dargestellt. Die Zone 6 (Abstand ≥ 10 m vom landseitigen Rand des Seitengrabens) wurde nicht mehr aufgenommen. Hier gilt lediglich die Regelung, dass Pappeln einen Mindestabstand von 30 m vom Dammfuß aufweisen sollten. In der zugehörigen Tabelle 4 des MSD 2011 für die Zoneneinteilung und den zulässigen Bewuchs auf überbreiten und überhohen Dämmen wurde zusätzlich die Tabellengliederung für Zone 1 zur besseren Zuordnung umgestellt.

4.10 Numerische Berechnung der Dammdurchströmung (Anhang 1)

Numerical computation of see page flow through embankment dams (appendix 1)

Der bisherige Anhang 1 im MSD 2005 zur Beurteilung der Standsicherheit von typischen Dammsituationen bei Durchströmung wurde im MSD 2011 nicht wieder aufgenommen. Einerseits ist dies durch den Wegfall des Lastfalls 4 begründet, wodurch ein großer Teil der dargestellten Dammsituationen bei Durchströmung nicht mehr relevant ist. Andererseits haben die Dammnachsorgeuntersuchungen gezeigt, dass die Angaben des bisherigen Anhangs 1 größtenteils nicht verwendet werden, da die Dammdurchströmung zwischenzeitlich standardmäßig durch numerische Berechnung ermittelt wird. Dabei wurden jedoch häufig Fehler bei der Vorgabe der Randbedingungen und der Grundlagen für die

hier erforderliche gesättigt-ungesättigte Strömungsberechnung gemacht.

Aus diesen Gründen wurden als Anhang 1 im MSD 2011 Hinweise zur numerischen Berechnung der Dammdurchströmung neu aufgenommen. Diese beinhalten eine kurze Darstellung der Berechnungsgrundlagen, insbesondere für die numerische, vertikal-ebene Berechnung der gesättigt-ungesättigten Strömung. Dazu sind vereinfachte Bodentypkurven zur Berücksichtigung der Abhängigkeit der ungesättigten Durchlässigkeit von der Saugspannung angegeben. Weiterhin wird ein Verfahren zur Ermittlung von auf der sicheren Seite liegenden Wasserdruck- und Strömungskräften aus der Strömungsberechnung als Grundlage für die Standsicherheitsuntersuchung beschrieben (siehe auch Odenwald [13]).

4.11 Erlasse zur DammstandsicherheitDecrees on embankment dam stability

Der Anhang 6 des MSD 2005 enthält folgende Unterlagen:

- Den Erlass des BMVBW vom 05. November 1998 zur Einführung des MSD, Ausgabe 1998,
- den Erlass des BMV vom 30. April 1979 mit dem Ergebnisvermerk über die Besprechung "Sicherheit von Dämmen" am 23. April 1979 im BMV,
- den Erlass des BMV vom 19. Februar 1980 mit den Erläuterungen zu den "Grundsätzlichen Folgerungen aus den Schadensfällen" und
- eine Zusammenstellung der Folgerungen aus dem Schadensfall am ESK im Juli 1976 für die Ausführung von Kreuzungsanlagen.

Bei den Erlassen auf Grund der Schadensfälle in den 1970er Jahren handelt es sich im Wesentlichen um Vorgaben für die Planung und Ausführung von Dämmen und Kreuzungsanlagen. Im Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen (MSD) wird jedoch lediglich die Vorgehensweise bei der Standsicherheitsuntersuchung von Dämmen geregelt, sodass hier kein unmittelbarer Bezug gegeben ist. Der Erlass zur ersten Einführung des MSD in 1998 erscheint ebenfalls entbehrlich. Aus diesen Gründen wurde der Anhang 6 im MSD 2011 nicht wieder aufgenommen.

5 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

Conclusion

Anlass für die Überarbeitung des MSD 2005 war die Anpassung an die Regelungen der europäischen Grundlagennorm für die geotechnischen Nachweise EC 7 und der nationalen Ergänzungsnorm DIN 1054:2010. Insbesondere wurden die Lastfälle 1 bis 3 sowie der bisher im Merkblatt definierte Sonderlastfall 4 in die ständige, vorübergehende und außergewöhnliche Bemessungssituation integriert. Dadurch werden Schnittstellenprobleme zwischen dem MSD 2011 und dem bautechnischen sowie geotechnischen Regelwerk vermieden, die insbesondere bei den Nachweisen für Bauwerke in Dämmen auf Grundlage der nach MSD 2005 ermittelten Beanspruchungen aus der Dammdurchströmung bestanden.

Die Reduzierung von 4 Lastfällen auf 3 Bemessungssituationen erforderte neue Regelungen für die Berücksichtigung von Sicherungselementen in den einzelnen Bemessungssituationen. So wird ein Drän als Sicherungselement nur noch angesetzt, wenn der Drän bestimmten Qualitätsanforderungen genügt, durch die dessen dauerhafte Wirksamkeit sichergestellt wird. Die Auswirkungen eines gleichzeitigen Ausfalls mehrerer Sicherungselemente werden nur noch untersucht, wenn das hydraulische Versagen eines dieser Sicherungselemente nicht durch ein geeignetes Beobachtungselement erkannt werden kann. Ein hydraulisches Versagen von Innendichtungen in Dämmen und von massiven Uferwänden, bei denen eine Beschädigung durch äußere Einwirkungen nicht zu erwarten ist, muss unter bestimmten Randbedingungen nicht mehr berücksichtigt werden.

Die in den einzelnen Bemessungssituationen anzusetzenden Hochwasserstände wurden auf Grundlage der Regelungen im EC 0 festgelegt, wodurch die Regelungen gegenüber denjenigen im MSD 2005 deutlich vereinfacht wurden. Zukünftig ist der für die Dimensionierung des Dammes zu Grunde gelegte Bemessungshochwasserstand BHW bereits in der ständigen Bemessungssituation (BS-P) für die Ermittlung der Beanspruchungen des Dammes aus Wasserdruck- und Strömungskräften anzusetzen. In der vorübergehenden Bemessungssituation sind dagegen ausschließlich Bauoder Revisionszustände zu betrachten, wobei der maßgebende bauzeitliche Bemessungshochwasserstand BHW_{Bau} jeweils im Einzelfall festzulegen ist.

Weiterhin wurden auf Grundlage der Erfahrungen aus den umfangreichen Untersuchungen im Rahmen der Dammnachsorge einzelne Vorgaben des Merkblatts überarbeitet sowie ergänzende Regelungen aufgenommen. So wurde z. B. die Definition des Mindestquerschnitts von überbreiten auf überhohe Dämme erweitert und es wurden zusätzliche Erläuterungen zum Nachweis gegen Fugenerosion bei Bauwerken gegeben. Die Regelungen zum zulässigen Bewuchs auf Dämmen wurden präzisiert. Insbesondere wurden Ausnahmeregelungen für vorhandene Gehölze auf Dämmen, deren Querschnitt nicht über den Mindestquerschnitt hinausreicht, aufgenommen. Der bisherige Anhang 1 zur vereinfachten Beurteilung der Standsicherheit für typische Dammsituationen bei Durchströmung wurde ersetzt durch Hinweise zur numerischen Modellierung der Dammdurchströmung, da diese mittlerweile standardmäßig eingesetzt wird.

Insgesamt wird das Sicherheitsniveau von Dämmen an Bundeswasserstraßen durch die neuen Regelungen im MSD 2011 gegenüber denjenigen im MSD 2005 nicht wesentlich verändert. Aus diesem Grund besteht auch keine Notwendigkeit für eine Überprüfung von Dämmen, deren Standsicherheit auf Grundlage des MSD 2005 nachgewiesen wurde.

6 Literatur

References

- [1] Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen (MSD), Ausgabe 2005; Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), Karlsruhe.
- [2] Eurocode 7 DIN EN 1997-1:2009: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik Teil 1: Allgemeine Regeln; Deutsche Fassung EN 1997-1:2004 + AC:2009, Beuth-Verlag, Berlin.
- [3] DIN 1054:2010: Baugrund Sicherheitsnachweise im Erd und Grundbau Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1; Beuth-Verlag, Berlin.
- [4] DIN 1055-100:2001: Einwirkungen auf Tragwerke Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln; Beuth-Verlag, Berlin.
- [5] DIN 19702:2010: Massivbauwerke im Wasserbau
 Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit; Beuth-Verlag, Berlin.
- [6] DIN 1054:2005: Baugrund Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau; Beuth-Verlag Berlin.

- [7] Eurocode DIN EN 1990:2010: Grundlagen der Tragwerksplanung; Deutsche Fassung EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010; Beuth-Verlag, Berlin.
- [8] Schuppener, B.: Das Normenhandbuch zu Eurocode 7 und DIN 1054:2010 – Grundlagen für geotechnische Nachweise im Verkehrswasserbau; BAWMitteilungen Nr. 94, S. 19-34, 2011.
- [9] Odenwald, B.: Vom Schadensfall am Elbe-Seitenkanal zum Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen; BAWMitteilungen Nr. 94, S. 7-18, 2011.
- [10] Laursen, C. Nachweis gegen Fugenerosion gemäß dem Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen; BAWMitteilungen Nr. 94, S. 47-58, 2011.
- [11] Ratz, K., Odenwald, B.: Dränagen zur Erhöhung der Standsicherheit von Bauwerken in Kanaldämmen; BAWMitteilungen Nr. 94, S. 77-88, 2011.
- [12] Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen (MSD), Ausgabe 2011; Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), Karlsruhe.
- [13] Odenwald, B.: Numerische Berechnung der Dammdurchströmung; BAWMitteilungen Nr. 94, S. 59-76, 2011.

BAWMitteilungen Nr. 94 2011 45

Odenwald: Neuerungen im Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen (MSD), Ausgabe 2011

Nachweis gegen Fugenerosion gemäß dem Merkblatt "Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen"

Verification of Safety against Piping as Specified in the Code of Practice "Stability of Embankment Dams at German Inland Waterways"

Dipl.-Ing. Charlotte Laursen, Bundesanstalt für Wasserbau

Die Bildung von Erosionskanälen entlang eines Bauwerks (Piping) ist eine der häufigsten Ursachen für das Versagen von Dämmen und Deichen. Die in der Literatur aufgeführten Berechnungsverfahren erlauben i. A. jedoch nur eine globale Beurteilung der Gefahr des Piping ohne Berücksichtigung der bauwerksspezifischen Besonderheiten. Im Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen (MSD), Ausgabe 2005 [1], wird für die Nachweisführung deshalb auf diese Verfahren verzichtet. Für Bauwerke in Dämmen wird ein Verfahren eingeführt, das den geometrischen und geohydraulischen Besonderheiten des Übergangbereiches zwischen Baugrund und Bauwerk unter Berücksichtigung der Bauwerksherstellung wesentlich besser Rechnung trägt. Im folgenden Beitrag werden die Nachweisführung gemäß MSD vorgestellt und die Grundlagen dieses Ansatzes beleuchtet. Anhand eines Beispieles werden die Berechnungsergebnisse mit denen verschiedener anderer Nachweisverfahren verglichen.

The development of erosion channels along constructions (i.e. piping) is one of the most frequent causes for the failure of embankment dams and dykes. Calculation methods known in the literature generally allow only a global assessment of the piping risk without taking particularities specific to the construction into account. Therefore BAW Code of Practice: Stability of Embankment Dams at German Inland Waterways (MSD), 2005 edition [1], doesn't use these methods for the verification against piping. A new method is introduced for structures embedded in embankment dams which takes the geometrical and geohydraulic particularities of the transition between subsoil and structures, considering also the installation of the structure, much better into account. The following article presents the

verification method against piping according to MSD and explains the basics of this approach. Based on a sample calculation, the calculation results of the new method are compared to those of other verification methods.

1 Einleitung Introduction

Als Fugenerosion oder Piping wird ein hydrodynamischer Bodentransport an Grenzflächen bezeichnet. Für Fugenerosion gefährdete Grenzflächen finden sich sowohl zwischen verschiedenen Bodenschichten, i. A. zwischen einer bindigen Deckschicht und einer unterlagernden, durchlässigen Schicht als auch zwischen einem Bauwerk und dem Baugrund. Damit Fugenerosion stattfinden kann, ist - wie für jede Art des hydrodynamischen Bodentransports – eine Sickerströmung mit einer entsprechend großen Schleppkraft erforderlich. Die Strömungskraft des Wassers im Boden versetzt die Bodenkörner entlang der Grenzfläche in Bewegung und es kommt zu einer konzentrierten Unterspülung eines Bauwerkes oder der Deckschicht. Bei den bekannten Berechnungsverfahren handelt es sich überwiegend um statistisch empirische Verfahren, die für eine Fugenerosion unter Wehranlagen oder unter bindigen Deckschichten abgeleitet wurden und die nicht sinnvoll auf die Problematik von Bauwerken in Dämmen übertragbar sind. Das Nachweisverfahren nach MSD bietet demgegenüber die Möglichkeit die individuell verschiedenen Untergrund- und Bauwerksverhältnisse in dem zugrunde liegenden numerischen Modell zu berücksichtigen.

2 Nachweisverfahren Assessment method

2.1 Verfahren nach MSD *MSD method*

Grundlage des Verfahrens nach MSD für den Nachweis der Sicherheit gegen Fugenerosion entlang der Grenzflächen zwischen Bauwerk und Dammkörper bzw. Untergrund ist die numerische Berechnung der Durchströmung des Dammes und des Untergrundes im Bereich des Bauwerkes unter folgenden ungünstigen hydraulischen Randbedingungen:

- Annahme einer Zuströmung aus dem Kanal infolge eines hydraulisches Versagens der Kanaldichtung und
- Berücksichtigung von möglichen Hohlräumen (hydraulisch wirksamen Fugen) zwischen Bauwerk und Dammkörper bzw. Untergrund, in denen bei Durchströmung kein oder nur ein sehr geringer Potenzialabbau stattfindet.

Dabei werden an allen Grenzflächen zwischen den Bauwerksteilen und dem Dammkörper bzw. Untergrund hydraulisch wirksame Fugen angesetzt, an denen eine Hohlraumbildung auf Grund des Bodenmaterials der Dammschüttung und des Untergrunds, der Bauwerksgeometrie und des Bauverfahrens möglich ist. Diese Hohlräume können sowohl bei der Erstellung des Bauwerkes z. B. durch ungenügende Verdichtung oder ungleichmäßige Auflagerung als auch infolge von Setzungen oder infolge einer Durchströmung entstehen. In Tabelle 8 des MSD sind Beispiele zur Beurteilung der Gefahr einer Hohlraumbildung bei Bauwerken in Dämmen zu finden.

Zur Ermittlung der maßgebenden Beanspruchung werden zwei Strömungsberechnungen durchgeführt:

 In der ersten Berechnung unter Berücksichtigung hydraulisch wirksamer Fugen wird der zu berücksichtigende Dichtungsausfall auf einen realistischen Teilbereich der Kanaldichtung beschränkt. Dieses Vorgehen wurde gewählt um eine unrealistisch hohe Dammdurchströmung, die sich bei der Überlagerung von vollständigem Dichtungsausfall und möglicher hydraulisch wirksamer Fugen ergeben würde, zu vermeiden. Die zweite Berechnung erfolgt unter der Annahme eines vollständigen hydraulischen Ausfalls der Kanaldichtung jedoch ohne Berücksichtigung von möglichen Fugen zwischen Bauwerk und Damm bzw. Untergrund. Dies entspricht der Vorgehensweise bei Dämmen ohne darin eingebettete Bauwerke.

Auf Grundlage der aus diesen beiden Berechnungen ermittelten Grundwasserpotenzialverteilungen sind die relevanten geotechnischen und geohydraulischen Nachweise zu führen. Maßgebend für die einzelnen Nachweise ist die jeweils ungünstigere Potenzialverteilung.

Im Einzelnen ist auf Grundlage der berechneten Grundwasserpotenzialverteilungen (vor allem für Sickerwasseraustrittsbereiche) zu untersuchen, ob

- ausreichende Sicherheiten gegen hydraulischen Grundbruch und Aufschwimmen sowie gegen Böschungsbruch gegeben sind und
- der Boden selbst eine ausreichende Erosions- und Suffosionssicherheit besitzt.

Sind die Sicherheiten erfüllt, ist nachgewiesen, dass auch unter ungünstigen geohydraulischen Annahmen keine Gefahr eines Bodenaustrags besteht. Umlagerungen im Baugrund können damit zwar nicht vollständig ausgeschlossen werden. Da aber kein Bodenmaterial das System verlassen kann, besteht auch keine Gefahr, dass durch rückschreitende Erosion (Piping) der Damm schrittweise zerstört wird. Dadurch ist der Nachweis einer ausreichenden Sicherheit gegen Fugenerosion erbracht.

Falls die relevanten geotechnischen und geohydraulischen Nachweise nicht erbracht werden können, sind geeignete Maßnahmen zur Verhinderung eines möglichen Bodenaustrags im Bauwerksbereich erforderlich (z. B. Sickerwegverlängerungen, Grundwasserdruckentlastungen oder Dräns). Dafür ist auf Grundlage der numerischen Berechnungen der Damm- und Untergrunddurchströmung unter Berücksichtigung der Maßnahmen der oben beschriebene Nachweis der Sicherheit gegen Fugenerosion zu erbringen.

Verfahren nach Bligh	Verfahren nach Lane		
Sickerwegquotient C_B $C_B = L/H \ge C_{B,erf} mit \ L = L_v + L_h$	Sickerwegquotient C_L $C_L = L/H \ge C_{L,erf} mit L = L_v + L_h/3$		
Bodenart C _{B,erf}		Bodenart	$C_{L,erf}$
Feiner Schlick 18		Sehr feiner Sand, Schluff	8,5
Feiner, schlickartiger Sand 15		Feinsand	7,0
Grobsand 12		Grobsand	5,0
Mischungen aus Sand, Kies und Geröll 4 - 6		Kies und Geröll	3,0

Erforderliche Sickerwegquotienten nach Bligh ($C_{B,erf}$) und Lane ($C_{L,erf}$) Required coefficients of seepage flow length according to Bligh ($C_{B,erf}$) and Lane ($C_{L,erf}$) Table 1:

2.2 Verfahren nach Bligh und Lane Methods by Bligh and Lane

Bei den Bemessungsansätzen von Bligh [2] und Lane [3] handelt es sich um statistisch-empirische Verfahren. Beiden Ansätzen liegt die Auswertung einer Vielzahl von Stauanlagen zu Grunde. Je nach anstehender Bodenart wird ein bestimmtes Verhältnis des Sickerweges L zur äußeren Potenzialdifferenz H, der sogenannte Sickerwegquotient $C_{eff} = L/H$, als erforderlich erachtet. Während Bligh bei seinen Untersuchungen den Sickerweg L als den der kürzesten Strömungsweg bei der Umströmung, d. h. den unterirdischen Umriss der Bauwerksgründung, zu Grunde legt, nimmt Lane ein Wichtung einzelner Abschnitte des Sickerwegs entsprechend ihrer Strömungsrichtung vor, indem die Wirksamkeit vertikaler bzw. mehr als 45° zur Horizontalen geneigter Strecken (L_) hydraulisch als dreimal so wirksam wie die horizontalen (L,) angesetzt werden.

In Tabelle 1 sind die Ansätze von Bligh und Lane zur Ermittlung des Sickerwegquotienten C sowie die erforderlichen Sickerwegsquotienten $C_{\mbox{\tiny erf}}$ für verschiedene Bodenarten zusammengestellt.

2.3 Verfahren nach Tschugaev Tschugaev's method

Tschugaev (in [4]) wertete ebenfalls eine große Zahl von Staubauwerken aus. Auf Basis dieser Untersuchungen gibt er für verschiedene Bodenarten zulässige Kontrollgradienten $I_{k,zul}$ an (Tabelle 2). Die Beurteilung der Erosionssicherheit erfolgt bei diesem Verfahren anhand

Verfahren nach Tschugaev					
$I_k = \frac{H}{T \sum \varsigma_i} I_k \le I_{k,zul}$					
Bodenart	I _{k,zul}				
Dichter Ton	0,40 - 0,52				
Grobsand, Kies	0,25 - 0,33				
Schluffiger Ton	0,20 - 0,26				
Mittelsand	0,15 - 0,20				
Feinsand	0,12 - 0,16				

Tabelle 2: Zulässige Kontrollgradienten I, nach Tschugaev

Table 2: Permissible control gradients I, according to Tschugaev

der Gegenüberstellung des mittleren hydraulischen Gradienten I, im Untergrund zum zulässigen Kontrollgradienten $I_{k,zul}$.

Bei der Ermittlung des hydraulischen Gradienten wird über Widerstandskoeffizienten (ζ_i) die Mächtigkeit der durchströmten Schicht unterhalb des Bauwerks (T) sowie die Art der Umströmung erfasst (Fragmentenmethode), was zu einer realitätsnaheren Abbildung der Strömungsverhältnisse führt.

49 BAWMitteilungen Nr. 94 2011

Verfahren nach Khosla						
d h	$G_{E} = \frac{H}{\pi \cdot d} \cdot \frac{1}{\sqrt{\lambda}}$ $G_{E} \le G_{E,zul}$	$\lambda = \frac{1 + \sqrt{1 + \alpha^2}}{2} mit\alpha = \frac{b}{d}$				
Bodenart	Sicherheitsfaktoren	Zulässige Austrittsgradienten				
Feinsand oder Schluff	6 - 7	0,17 - 0,14				
Grobsand	5 - 6	0,2 - 0,17				
Kies	4 - 5	0,25 - 0,2				

Tabelle 3: Zulässige Austrittsgradienten $G_{E,zul}$ u. empfohlene Sicherheitsfaktoren nach Khosla Table 3: Permissible exit gradients $G_{E,zul}$ and recommended safety factors according to Khosla

2.4 Methode der kritischen Austrittsgradienten von Khosla

Khosla's method of critical exit gradients

Khosla (in [5]) hat für verschiedene Arten und Formen von Wehren Formeln zur Bestimmung des zulässigen Austrittsgradienten an der stauabgewandten Seite erarbeitet. Tabelle 3 zeigt die Formeln zur Ermittlung des Auftrittsgradienten G_{ϵ} und die von ihm vorgeschlagenen zulässigen Austrittsgradienten und die zugehörigen Sicherheitsfaktoren für eine Wehrgeometrie mit unterwasserseitiger Dichtwand.

2.5 Verfahren nach Sellmeijer *Sellmeijer's method*

Sellmeijer (in [6]) entwickelte ein Nachweisverfahren für die rückschreitende Erosion unter einer bindigen Deckschicht. In Bild 1 ist das Grundmodell für das Berechnungsverfahren nach Sellmeijer dargestellt. Das Modell besteht aus einem undurchlässigen Bauteil der Länge L, das auf einem Untergrund aus Sand aufsteht. Das Bauteil ist beidseitig eingestaut, wobei zwischen Ober- und Unterwasserseite eine Wasserspiegeldifferenz ΔH vorhanden ist. Im unterwasserseitigen Bereich der Aufstandsfläche befindet sich ein Erosionskanal der Länge I. Das mathematische Nachweisverfahren besteht aus einer Verbindung folgender Gleichungen:

- Potenzialgleichung zur Beschreibung des Grundwasserstroms in der Sandschicht,
- Strömungsgleichung für die laminare Strömung im Erosionskanal und

 Kräftegleichgewicht für die Schleppkraft des strömenden Wassers und den Rollwiderstand der Sandkörner.

Mit Hilfe dieser Gleichungen kann die maximale Wasserstandsdifferenz an dem Staubauwerk ermittelt werden, bei dem die Sandkörner gerade noch im Gleichgewicht sind. Dieser Wert ist abhängig von dem Verhältnis I/L, d. h. der Länge des Erosionskanals I und der Länge des Staubauwerkes L, dem Schleppkraftkoeffizienten sowie der Durchlässigkeit, der Korngröße und dem Rollwiderstand der Sandkörner. Für das in Bild 1 darge-

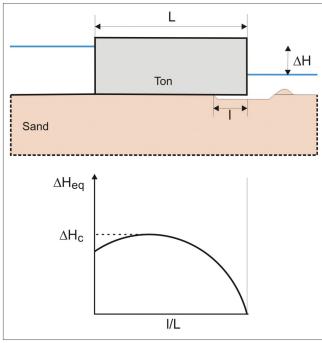


Bild 1: Grundmodell des Berechnungsansatzes nach Sellmeijer

Figure 1: Ground model of Sellmeijer's calculation approach

stellte Modell ergibt sich die maximale Wasserstandsdifferenz, die sogenannte kritische Wasserstandsdifferenz, bei der sich ein Gleichgewichtszustand einstellt, bei einem Verhältnis I/L = 0,5. Für Differenzen, die kleiner als diese kritische Wasserstandsdifferenz sind, entsteht ein Erosionskanal, dessen Länge von der Größe der Differenz abhängig ist. Bei zunehmenden Differenz nimmt die Länge des Erosionskanals zu bis ein neuer Gleichgewichtszustand erreicht ist. Der Erosionsprozess kommt immer wieder zum Stillstand solange die Wasserstandsdifferenz die kritische Differenz nicht überschreitet. Nach Überschreiten der kritischen Wasserstandsdifferenz nimmt die Länge des Erosionskanals zu bis ein Durchbruch zur Oberwasserseite entsteht. Nach Überschreiten dieses kritischen Punktes beschleunigt sich der Erosionsprozess sehr stark. Sellmeijer hat auf dieser Basis eine Vielzahl von Berechnungen durchgeführt, bei denen die maßgeblichen Parameter variiert wurden. Die analytische Formel für den Nachweis wurde durch Kurvenanpassung an diese Berechnungsergebnisse abgeleitet und durch großmaßstäbliche Versuche validiert.

Sellmeijer hat diesen grundlegenden Ansatz auf die Situation in Bild 2 übertragen und folgende Formel für die Ermittlung der kritischen Wasserstandsdifferenz abgeleitet.

$$\Delta H_c = \alpha \cdot c \cdot \frac{\gamma_p}{\gamma_m} \cdot \tan \theta \cdot (0.68 - 0.10 \cdot \ln c) \cdot L$$

$$\alpha = (\frac{D}{L})^{(\frac{0,28}{(D/L)^{2.8}-1)})} \qquad c = \eta \cdot d_{70} \cdot (\frac{1}{\kappa \cdot L})^{\frac{1}{3}}$$

$$\kappa = \frac{v}{g} \cdot k = 1,35 \cdot 10^{-7} \cdot k$$

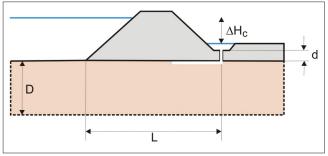


Bild 2: Grundmodell für den Nachweis nach Sellmeijer Figure 2: Ground model for the verification according to Sellmeijer

In TAW [6] wurde daraus eine praktikable Formel abgeleitet. Die Sicherheit gegen Fugenerosion ist demnach gegeben, wenn folgende Bedingung eingehalten wird:

$$(\Delta H - 0.3 \cdot d) \le \frac{1}{\gamma} \Delta H_c$$

mit dem Sicherheitsfaktor γ = 1,20 und der Länge d des Aufbruchkanals in [m].

Tabelle 4 beinhaltet eine Empfehlung für die Wahl der Parameter.

 ΔH_c Kritische Potenzialdifferenz

 γ_p Wichte des Bodens unter Auftrieb [kN/m³]

 γ_w Wichte Wasser [kN/m³]

 θ Reibungswinkel des Bodens [°]

L Länge Sickerweg [m]

D Dicke der durchströmten Schicht [m]

 η Schleppkraftkoeffizient [-]

 d_{70} Korndurchmesser bei 70% Siebdurchgang [m]

 κ Permeabilität [m²]

ν kinematische Viskosität [m²/s]

k Durchlässigkeit [m/s]

g Schwerebeschleunigung [m²/s]

Parameter	Bezeichnung	Einheit	Art des repräsentati- ven Werts	Anmerkung/ Standard-/ abweichung V _c
ΔН	Wasserstandsdifferenz	[m]	NHW - Grabensohle NHW - GOK	
L	Länge der Umströmung	[m]	geringer repräsentativer Wert	wenn keine Versuchswerte vorhanden: V_c = 0,10
D	Mächtigkeit der durchströmten Schicht	[m]	hoher repräsentativer Wert	wenn keine Versuchswerte vorhanden: V_c = 0,10
θ	Rollwiderstandwinkel	[°]	nominal: 41°	
η	Schleppkraftfaktor	[-]	nominal: 0,25	
γр	Wichte des Bodens	[kN/m³]	nominal: 17 kN/m²	
γw	Wichte des Wassers	[kN/m³]	nominal: 10 kN/m²	
к	Permeabilität	[m²]	hoher repräsentativer Wert	
d ₇₀	Korndurchmesser bei 70% Siebdurchgang	[m]	geringer repräsentati- ver Wert	0,25

Tabelle 4: Empfohlene Parameter nach TAW [1994] (in TAW, 1999)

Table 4: Recommended parameters according to TAW [1994] (in TAW, 1999)

Die charakteristischen Werte werden wie folgt ermittelt:

- hoher repräsentativer Wert $\approx \mu (1 + t_{N-1}^{0.95} V_c)$
- geringer repräsentativer Wert $\approx \mu (1 t_{N-1}^{0.95} V_c)$

mit
$$\mu$$
 = Mittelwert oder Schätzwert V_c = Standardabweichung $t_{N-1}^{0,95}$ = Student- t- Faktor (falls keine Versuchsergebnisse vorliegen: $t_{N-1}^{0,95}$ = 1,65)

Da das Verfahren für den Nachweis der Fugenerosion unter einer bindigen Deckschicht entwickelt wurde, wird der Einfluss von Sickerwegverlängerungen bei diesem Ansatz nicht berücksichtigt, was hinsichtlich der kritische Wasserstandsdifferenz ΔH_c zu auf der sicheren Seite liegenden Ergebnissen führt.

3 Beispielberechnung Sample calculation

Für die nachfolgenden Vergleichsberechnungen wird das Beispiel aus Anhang 4 des MSD (2005) verwendet. Es handelt sich hierbei um einen idealisierten Durchlass unter einem gedichteten Kanal mit einen Auslaufbauwerk und einen anschließenden Auslaufgraben. Die Bauwerks- und Dammgeometrie sowie die Bodenparameter sind in Bild 3 dargestellt. Der Durchlass besteht aus Betonfertigteilen, die vor dem Bau des Kanals in einem offenen Graben verlegt wurden. Die Grabenverfüllung entspricht dem vorhandenen Untergrundmaterial. Die Sohlplatte des Auslaufbauwerks besteht aus Fertigbeton.

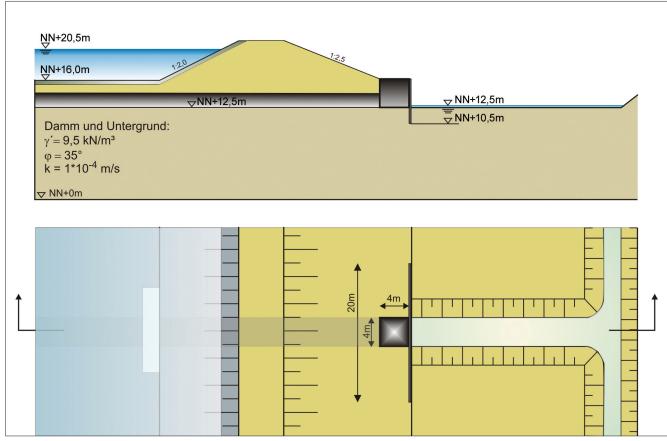


Bild 3: Durchlassbauwerk, Längsschnitt und Draufsicht Figure 3: Culvert structure, longitudinal section, and top view

3.1 Verfahren nach MSD MSD method

Die Ermittlung der Dammdurchströmung erfolgt anhand eines dreidimensionalen FE-Modells. In der außergewöhnlichen Bemessungssituation werden zwei Modelle verwendet. Die Berechnungen im ersten Modell erfolgen unter Annahme eines vollständigen Ausfalls der Dichtung und ohne Berücksichtigung hydraulisch wirksamer Fugen. Im zweiten Modell wird eine 1 cm dicke durchgängige Fuge unter dem Durchlass und dem Auslaufbauwerk angenommen, da im vorliegenden Fall auf Grund des Herstellungsverfahrens des Durchlasses nicht auszuschließen ist, dass Hohlräume unter dem Durchlass vorhanden sind. Die Nachbildung dieser Fuge im FE-Modell erfolgt unter Annahme einer laminaren Strömung in der Fuge über eine 0,5 m mächtigen Schicht mit einer Durchlässigkeit von k = 1 m/s. Der Dichtungsausfall wird in diesem Fall auf eine Leckagegröße von 12,5 m Länge und 2 m Breite am Übergang zwischen Sohl- und Böschungsdichtung begrenzt.

Bild 4 zeigt die anhand der beiden Modelle ermittelte Potenzialverteilung im Schnitt entlang der Achse des Durchlasses.

Da im Bereich der Fuge unter dem Durchlass kein oder nur ein geringer Potenzialabbau stattfindet, erfolgt im vorliegenden Beispiel der Potenzialabbau überwiegend im Zuströmbereich zwischen der Leckage und der Fuge sowie bei der Umströmung der Spundwand.

Betrachtet man nun die Nachweise, die nach MSD für den Nachweis der Sicherheit gegen Piping zu führen sind, so sind der Böschungsbruch und Materialtransport als unkritisch zu bewerten. Da im vorliegenden Fall keine bindige Deckschicht vorhanden ist, entfällt der Nachweis gegen Aufschwimmen.

Für den Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch wird nach DIN 1054:2005-01 ein Bodenkörper vor dem Spundwandfuß betrachtet, dessen Höhe der luftseitigen Einbindetiefe der Spundwand in den Baugrund und dessen Breite der halben Höhe entspricht. In Bild 5 ist dieser Bodenkörper zusammen mit der anhand des zweiten 3D-Modells ermittelten Potenzialverteilung an

BAWMitteilungen Nr. 94 2011

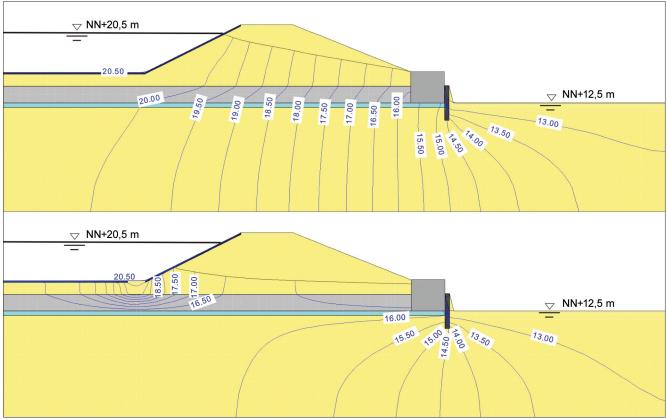


Bild 4: Potenzialverteilung für das erste (oben) und zweite (unten) 3-D-Modell im Vertikalschnitt entlang der Durchlassachse Figure 4: Groundwater head distribution for the first (above) and the second (below) 3-D model; vertical section along the culvert axis

der Unterseite dieses Körpers (in Bauwerksachse) dargestellt. Das Potenzial an der Unterseite des Bodenkörpers ist in diesem Fall geringfügig größer als für das im ersten 3D-Modell und daher maßgebend für den Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch. Die charakteristische Strömungskraft, die auf den Körper wirkt, errechnet sich mit einem mittleren Potenzial an der Unterseite des Körpers in der Höhe von NN + 13,98 m und einem Potenzial an der Oberseite entsprechend dem Wasserstand in Höhe der Grabensohle von NN + 12,5 m zu $S_k = 14,8 \text{ kN/m}$. Die charakteristische Eigenlast des durchströmten Bodenkörpers unter Auftrieb berechnet sich zu 18,1 kN/m.

Im vorliegenden Beispiel erfolgt eine Durchströmung nur im Falle einer Dichtungsleckage. Dieser Fall ist eine außergewöhnliche Bemessungssituation (Lastfall 3) und mit den entsprechenden Teilsicherheitsbeiwerten für die Strömungskraft $\gamma_{\rm H}$ = 1,2 und für die günstigen ständigen Einwirkungen $\gamma_{\rm G,stb}$ = 0,95 ergibt sich für den Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch:

$$S_{k} \cdot \gamma_{H} \leq G_{k} \cdot \gamma_{G,stb}$$

14,8 kN/m \cdot 1,2 = 17,8 kN/m \leq 18,1 kN/m = 19 kN/m \cdot 0,95,

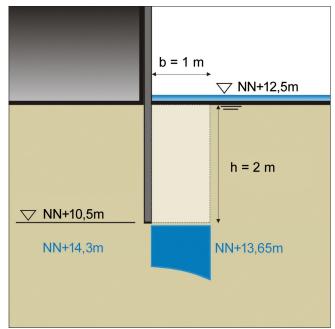


Bild 5: Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch, vereinfachter Bodenkörper nach DIN 1054

Figure 5: Verification of hydraulic heave safety, simplified unstable block according to DIN 1054

d. h. die Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch ist gerade noch ausreichend.

3.2 Verfahren nach Bligh und Lane Methods by Bligh and Lane

Bei der Anwendung der Nachweisverfahren nach Bligh und Lane wurde für das Beispiel der in Bild 6 dargestellte Sickerweg festgelegt. Bei der vertikalen Sickerstrecke zwischen dem Übergang Sohl- und Böschungsdichtung und der Unterseite des Durchlasses handelt es sich genaugenommen nicht um einen Bauwerksumriss. Dieser Teil der Sicherstrecke wird bei den Nachweisen nach Bligh und Lane einer Sickerstrecke entlang des Bauwerksumrisses gleichgesetzt. Für die beiden Nachweise ergeben sich die in Tabelle 5 zusammengestellten Zahlenwerte. Sie zeigen, dass der Nachweis gegen Fugenerosion für das Beispiel nach beiden Verfahren nicht erfüllt ist.

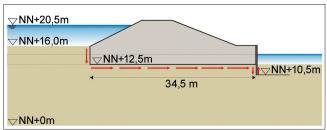


Bild 6: Sickerweg für die Nachweise nach Bligh und Lane für das Beispiel

Figure 6: Seepage flow path for the verification against piping according to Bligh and Lane applied to sample calculation

3.3 Verfahren nach Tschugaev Tschugaev's method

Wie bereits in Kapitel 2.3 beschrieben werden bei der Ermittlung des hydraulischen Gradienten $\rm I_k$ sogenannte Widerstandskoeffizienten $(\zeta_{\rm i})$ verwendet. Somit ist es möglich die Mächtigkeit der durchströmten Schicht unterhalb des Bauwerks (T) sowie die Art der Umströmung zu erfassen. MANSOUR, 2005 enthält im Anhang eine Zusammenstellung der Formeln, mit denen die einzelnen Widerstandskoeffizienten (Widerstand für Elemente im Zu- und Abströmbereich, Widerstand für innere Absperrungen und Absätze, Widerstand für horizontale Elemente) berechnet werden können. In Bild 7 sind die für das Beispiel ermittelten Widerstandskoeffizienten für die verschiedenen Bereiche der Umströmung dargestellt

Mit H = 8 m, T = 16 m und $\Sigma\xi$ = 4,11 ergibt sich nach der in Tabelle 2 genannten Formel ein Kontrollgradient I_k = 0,12. Für einen Feinsand nennt Tschugaev zulässigen Kontrollgradienten $I_{k,zul}$ zwischen 0,12 und 0,16. Der Nachweis gegen Fugenerosion nach Tschugaev ist somit für das Bespiel erbracht.

Verfahren nach Bligh	Verfahren nach Lane		
Sickerwegquotient C_B $C_B = L/H \ge C_{B,erf}$	Sickerwegquotient C_L $C_L = L/H \ge C_{L,erf}$ mit $L = L_v + L_h/3$		
H = 8 m	H = 8 m		
L = 3.5 m + 34.5 m + 2 m + 2 m = 42 m	$L_v = 3.5 m + 2 m + 2 m = 7.5 m, L_h = 34.5 m$ L = 7.5 m + 34.5 m/3 = 19 m		
Sand: <i>C_{B,erf}</i> = 15	Sand: C _{L,erf} = 7		
$C_B = 42 m / 8 m = 5,25$	C _L = 19 / 8 m = 2,38		
$C_B = 5,25 < 15 = C_{B,erf}$	$C_L = 2.38 < 7 = C_{L,erf}$		

Tabelle 5: Nachweise nach Bligh und Lane für das Beispiel

Table 5: Verification methods by Bligh and Lane applied to sample calculation

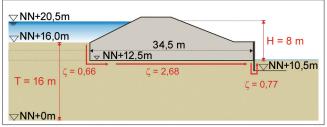


Bild 7: Nach dem Verfahren von Tschugaev ermittelte Widerstandskoeffizienten für die verschiedenen Bereiche der Umströmung

Figure 7: Resistance coefficients determined according to Tschugaev for different flow sections

3.4 Methode der kritischen Austrittsgradienten nach Khosla

Khosla's method of critical exit gradients

Zur Anwendung der Methode nach Khosla wird die für ein Wehr mit unterwasserseitiger Spundwand angegebene Formel (Tabelle 3) auf das Beispiel übertragen. Für die Eingangsparameter ergeben sich folgende Werte:

- Wasserspiegeldifferenz: H = 8 m
- Länge Spundwand/Sickerwegverlängerung d = 2 m
- horizontale Sicherstrecke unter dem Bauwerk:
 d = 34,5 m

Der Austrittgradient berechnet sich mit diesen Werten zu $G_{\rm E}=0,41$ und liegt deutlich über den von Khosla genannten zulässigen Austrittsgradienten (0,14 - 0,17). Der Nachweis gegen Fugenerosion ist nach dem Verfahren nach Kosla somit nicht erfüllt.

3.5 Verfahren nach Sellmeijer

Sellmeijer's method

Die Parameter für den Nachweis nach Sellmeijer auf Grundlage der Bauwerksgeometrie und des Untergrundmaterials sind in Tabelle 6 zusammengestellt.

Nach den in Kapitel 2.5 genannten Formeln errechnet sich die die kritische Wasserstandsdifferenz zu $\Delta H_c = 6,1 \, \text{m}.$

Nach dem in TAW (1999) vorgeschlagenen Nachweis ergibt sich:

$$(\Delta H - 0.3 \times d) = 8 \text{ m} \ge 5.08 \text{ m} = 1/\gamma \times \Delta H_c$$

mit d = 0 (keine überlagernde Schicht und somit kein Aufbruchkanal vorhanden und dem in TAW (1999) vorgeschlagenen Sicherheitsfaktor γ = 1,20.

Der Nachweis gegen Fugenerosion nach dem Verfahren von Sellmeijer kann für das Beispiel nicht erbracht werden.

Parameter	Bezeichnung	Einheit		Anmerkung
ΔН	Wasserstandsdifferenz	[m]	8	
L	Länge der Umströmung	[m]	34,5	
D	Mächtigkeit der durchströmten Schicht	[m]	12,5	
θ	Rollwiderstandwinkel	[°]	nominal: 41°	
η	Schleppkraftfaktor	[-]	nominal: 0,25	
γр	Wichte des Bodens	[kN/m³]	nominal: 17 kN/m²	
γw	Wichte des Wassers	[kN/m³]	nominal: 10 kN/m²	
к	Permeabilität	[m²]	1,35· 10 ⁻¹¹	$\kappa = 1,35 \cdot 10^{-7} \cdot k$
d ₇₀	Korndurchmesser bei 70% Siebdurchgang	[m]	0,0003	

Tabelle 6: Eingangsparameter für den Nachweis nach Sellmeijer für das Beispiel

Table 6: Initial parameters for the verification according to Sellmeijer applied to sample calculation

Nachweis nach		Nachweis erfüllt
MSD	S´ _d = 17,8 kN/m ≤ 18,1 kN/m = G´ _d	ja
Bligh	$C_B = 5.3 < 15 = C_{B, erf}$	nein
Lane	$C_L = 2.4 < 15 = C_{L, erf}$	nein
Tschugaev	$I_K = 0.12 \le 0.12$ bis $0.16 = I_{K, zul}$	ja
Khosla	$G_E = 0.41 > 0.14 \text{ bis } 0.17 = G_{E, zul}$	nein
Sellmejer	$(\Delta H - 0.3 \cdot d) = 8 \text{ m} \ge 5.08 \text{ m} = 1/\gamma \cdot \Delta H_c$	nein

Tabelle 7: Ergebnisse der Nachweise gegen Piping Table 7: Results of the verification against piping

3.6 Zusammenstellung der Berechnungsergebnisse

Overview of the calculation results

In Tabelle 7 sind die Ergebnisse der genannten Nachweisverfahren zusammengestellt.

Die in den einzelnen Nachweisverfahren enthalten Sicherheiten sind sehr verschieden bzw. nicht bekannt. Die in den statistisch-empirischen Verfahren nach Bligh, Lane und Tschugaev enthaltene Sicherheit kann nicht quantifiziert werden, da das an den betrachteten Wehranlagen vorhandene Sicherheitsniveau gegen ein Versagen durch Fugenerosion nicht bekannt ist. Khosla gibt zulässige Austrittsgradienten an, die in Abhängigkeit von der Bodenart eine Sicherheit von 4 bis 7 beinhalten. Der auf das Verfahren nach Sellmeijer basierende Nachweis in TAW, 1999 beinhaltet eine Sicherheit von 1,2.

Eine ausreichende Sicherheit gegen Fugenerosion ist nur nach dem Nachweis nach MSD und nach Tschugaev gegeben. Die geforderten Kriterien der anderen Nachweise werden nicht eingehalten.

Es ist jedoch zu beachten, dass die Sicherheit nach MSD auch nur für die außergewöhnliche Bemessungssituation (Lastfall 3) gegeben ist. Unter Berücksichtung in der ständigen Bemessungssituation (Lastfall 1) und unter Verwendung der in diesem Fall anzusetzenden Teilsicherheitsbeiwerte ergibt sich ebenfalls keine ausreichende Sicherheit gegen Fugenerosion.

In dem Nachweisverfahren nach MSD wird jedoch, im Gegensatz zu den anderen aufgeführten Verfahren, die mögliche Bildung von Fugen an Bauwerken in Dämmen explizit berücksichtigt. Aus diesem Grund

ermöglicht das Verfahren nach MSD eine sehr gute Beurteilung der Gefährdung der Dammstandsicherheit durch Fugenerosion entlang von innen liegenden Bauwerken und Bauwerksteilen.

4 Zusammenfassung *Conclusion*

Im vorliegenden Beitrag wird die Vorgehensweise des Nachweises gegen Fugenerosion nach MSD vorgestellt. Im Unterschied zu anderen Verfahren werden bei dieser Methode Besonderheiten des Dammkörpers, des Baugrundes und des Bauwerkes sowie seiner Bauweise durch die Annahme möglicher hydraulisch wirksamer Fugen an den Grenzflächen zwischen Baugrund, Dammkörper und Bauwerk berücksichtigt. Grundprinzip dieser Methode ist die Forderung, dass die Standsicherheit von Dämmen auch unter ungünstigen geohydraulischen Randbedingungen, wie sie hier durch die Berücksichtigung eines Dichtungsausfalls und den Ansatz von Fugen gegeben sind, gewährleistet sein muss. Dies bedeutet, dass bei Durchströmung in bereits vorhandenen oder sich bildenden Fugen ein begrenzter Materialtransport stattfinden kann, jedoch kein Bodenmaterial auf Grund eines Versagens an der Geländeoberfläche ausgetragen werden kann. Somit kann keine rückschreitende Erosion (Piping) als Ursache für ein Versagen des Dammes auftreten. Das Verfahren wurde zwischenzeitlich für eine Vielzahl von Dämmen mit Bauwerken an Bundeswasserstraßen angewendet und hat sich als praktikabel und geeignet erwiesen.

5 Literaturverzeichnis

References

- [1] MSD (2005): Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe
- [2] Bligh, W.G.: The practical design of irrigation works; Constable, London, 1912.
- [3] Lane, E.: Security from under-Seepage Masory dams on earth foundation, Proceedings ASCE, Transactions No. 100, 1935
- [4] Mansour, B.G.S.: Investigation on design and rehabilitation options for river barrages with special respect to piping, Mitteilungen des Instituts für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau (IGBE), Universität Hannover, 2005
- [5] Khosla, A.N., Bose, N.K., Mckenzie, E.T.: Design of weirs on pervious foundations, Publication number 12 of the Central Board of Irrigation, Simla, India, 1936
- [6] TAW: Technical Report on Sand Boils (Piping), Technical Advisory Committee in Flood Defences, The Netherlands, 1999

Numerische Berechnung der Dammdurchströmung

Numerical Computation of Seepage Flow through Embankment Dams

Dr.-Ing. Bernhard Odenwald, Bundesanstalt für Wasserbau

Werden Dämme durchströmt, so haben die daraus resultierenden Strömungskräfte einen maßgebenden Einfluss auf die Standsicherheit. Für die Dammstandsicherheitsberechnung ist deshalb eine qualifizierte Ermittlung der Grundwasserpotenzialverteilung im durchströmten Damm eine Voraussetzung für die adäguate Berücksichtigung der Strömungskräfte. Die dazu erforderliche Strömungsberechnung erfolgt zumeist mit numerischen Verfahren. Im nachstehenden Beitrag werden Hinweise und Empfehlungen für die numerische Berechnung der Dammdurchströmung als Grundlage für die Ermittlung der Dammstandsicherheit gegeben. Dazu werden die Grundlagen der mathematisch-physikalischen Beschreibung und der numerischen Berechnung von vertikal-ebenen, stationären Grundwasserströmungen kurz dargestellt. Insbesondere berücksichtigt werden dabei die Problemstellungen, die sich aus der erforderlichen Berücksichtigung von sowohl wassergesättigten als auch teilgesättigten Bereichen innerhalb des Dammquerschnitts ergeben. Weiterhin betrachtet wird die numerische Berechnung der Grundwasserströmung aus einem geringer in einen deutlich höher wasserdurchlässigen Bodenkörper, wie sie bei Durchströmung eines Dammes mit einem landseitig angeordneten Drän auftritt.

If embankment dams are percolated by water, the resulting flow forces have a significant impact on dam stability. When assessing embankment dam stability a qualified evaluation of the groundwater head distribution in the percolated embankment is a prerequisite to adequately consider these flow forces. In most cases, numerical procedures are used to perform the necessary flow computation. In this paper advice and recommendations for the numerical computation of seepage flow through an embankment are given as a basis for embankment dam stability verification. For this purpose, basics of the math-

ematical-physical description and the numerical computation of vertical-plane, steady-state groundwater flow are briefly explained. There is a focus on problems that arise when consider-ing water-saturated as well as unsaturated areas within the embankment dam cross section. Moreover, the numerical computation will be discussed consider-ing groundwater flow from a soil layer with lower permeability to a soil layer with higher permeability; e. g. seepage flow through an embankment dam towards a downstream drainage layer.

1 Einleitung Introduction

Dämme an Wasserstraßen unterliegen im Gegensatz zu Straßen- oder Eisenbahndämmen einer ständigen Wasserbelastung. In Dammstrecken ohne Dichtung des Kanaloder Flussbettes (z. B. bei Stauhaltungsdämmen) resultiert daraus eine permanente Durchströmung des Dammes, sofern die Zuströmung nicht durch eine Kolmation des Kanal- oder Flussbetts verhindert wird. Jedoch auch in Dammstrecken mit gedichtetem oder kolmatierten Kanaloder Flussbett kann eine Beschädigung der Kanaldichtung sowie ein Aufreißen oder Überströmen der Kolmationsschicht zu einer Dammdurchströmung führen. Aus diesem Grund ist nach Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen, Ausgabe 2011 [1] in der außergewöhnlichen Bemessungssituation (BS-A) die Standsicherheit der Dämme unter Berücksichtigung eines hydraulischen Ausfalls der Dichtung oder Kolmationsschicht des Kanal- oder Flussbettes zu untersuchen. Die bei der Dammdurchströmung auf die Bodenpartikel einwirkenden Strömungskräfte haben einen maßgebenden Einfluss auf die Dammstandsicherheit. Deshalb ist eine qualifizierte Ermittlung der Dammdurchströmung eine Voraussetzung für die Berechnung der Dammstandsicherheit.

Zur Berechnung der stationären Dammdurchströmung existieren eine Reihe halbanalytischer Lösungen für vereinfachte Modellannahmen (siehe z. B. Davidenkoff [2]). Eine exakte analytische Berechnung der Dammdurchströmung ist auf Grund der komplexen Randbedingungen jedoch auch für stationäre, vertikal-ebene Strömungsverhältnisse nicht möglich. Mittlerweile erfolgt die Ermittlung der Dammdurchströmung in zunehmendem Maße mit Hilfe numerischer Verfahren, wofür kommerzielle Programmsysteme erhältlich sind, mit denen die Berechnungen mit relativ geringem Aufwand und nahezu ohne Kenntnisse der mathematisch-physikalischen Grundlagen durchgeführt werden können. Der Modellierer sollte jedoch über grundlegende Kenntnisse der numerischen Berechnung von Grundwasserströmungen verfügen, um die Programmsysteme richtig anwenden und die Zuverlässigkeit der Berechnungsergebnisse beurteilen zu können.

Nachstehend werden die Grundlagen für die numerische Berechnung der Dammdurchströmung kurz dargestellt. Die Beschreibung erfolgt dabei lediglich für vertikal-ebene Strömungen und stationäre Strömungsverhältnisse. Für weiterführende Informationen sei auf die umfangreiche Literatur über die Grundlagen der Berechnung von Grundwasserströmungen, z. B. Bear [3], Freese & Cherry [4], Verruijt [5] und Busch et al. [6] sowie Hölting & Coldewey [7] und Langguth & Voigt [8] mit dem Schwerpunkt auf hydrogeologischen Fragestellungen verwiesen. Ausführliche Darstellungen von numerischen Verfahren zur Berechnung von Grundwasserströmungen enthalten z. B. Pinder & Grey [9], Anderson & Woessner [10] sowie Kinzelbach & Rausch [11]. Grundlagen der Grundwasserströmungsberechnung sowie analytische und numerische Lösungsverfahren mit dem Schwerpunkt Grundwasserhaltung werden z. B. von Odenwald et al. [12] dargestellt.

2 Berechnungsgrundlagen Calculation basics

2.1 Darcy-Gleichung *Darcy's Equation*

Die Theorie der Grundwasserströmungsberechnung basiert auf den Ergebnissen der von Darcy um 1856 durchgeführten Versuche. Dabei ermittelte er den

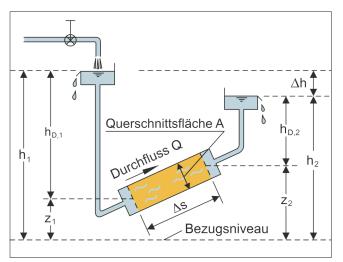


Bild 1: Qualitative Darstellung des Darcy-Versuchs Figure 1: Qualitative illustration of Darcy's experiment

Durchfluss durch eine aus Grob- bis Mittelsanden bestehende, wassergesättigte Bodenprobe (Bild 1).

Aus der Variation der Potenzialdifferenz Δh sowie der Querschnittsfläche A und der durchströmten Strecke Δs der Bodenprobe ergab sich der als Gesetz von Darcy bezeichnete, lineare Zusammenhang zwischen der Filtergeschwindigkeit v und dem hydraulischen Gradienten i.

$$v = k \cdot i$$

Die Filtergeschwindigkeit v [m/s] stellt den Quotienten aus dem Durchfluss Q [m³/s] und der Querschnittsfläche A [m²] des durchströmten Bodenkörpers dar. Sie ist eine fiktive Rechengröße und entspricht nicht der tatsächlichen Strömungsgeschwindigkeit der Wasserteilchen in den Poren. Diese ist wesentlich höher, da der durchströmte Querschnitt durch die Feststoffmatrix und das daran gebundene Porenwasser eingeschränkt wird. Der hydraulische Gradient i [-] ergibt sich aus dem Quotienten der Potenzialdifferenz Δh (= $h_1 - h_2$) [m] zwischen Zu- und Ausstromseite der Bodenprobe und der Länge ∆s [m] des durchströmten Bodenkörpers. Der bodenabhängige Proportionalitätsfaktor k [m/s] wird als Durchlässigkeitsbeiwert bezeichnet. Das auf ein gemeinsames Niveau (zumeist NN) bezogene Grundwasserpotenzial (Standrohrspiegelhöhe) h [m] setzt sich aus der Summe von Grundwasserduckhöhe h, [m] und geodätischer Höhe z [m] zusammen. Die Druckhöhe h_n [m] ergibt sich aus der Division des an der Untersuchungsstelle wirkenden Porenwasserdrucks u [kN/m²] durch die Wichte des Grundwassers γ_w [kN/m³].

$$h = h_D + z h_D = \frac{u}{\gamma_W}$$

Unter der vereinfachenden Annahme eines homogenen und isotropen Bodens (Durchlässigkeit konstant, nicht orts- oder richtungsabhängig) lässt sich die Darcy-Gleichung für eine Grundwasserströmung in einem vollständig wassergesättigten Bodenkörper (Bodenporen vollständig mit Grundwasser gefüllt) für die kartesischen Komponenten des Filtergeschwindigkeitsvektors darstellen durch:

$$v_x = -k \frac{\partial h}{\partial x}$$
 $v_y = -k \frac{\partial h}{\partial y}$ $v_z = -k \frac{\partial h}{\partial z}$

Das negative Vorzeichen ergibt sich aus dem Potenzialabbau in Fließrichtung (negativer Gradient).

2.2 Kontinuitätsgleichung

Continuity equation

Neben der Darcy-Gleichung stellt die Kontinuitätsgleichung, die das physikalische Prinzip der Massenerhaltung beschreibt, die zweite grundlegende Gleichung zur Beschreibung von Grundwasserströmungen dar. Für stationäre (zeitunabhängige) Verhältnisse besagt diese, dass die Bilanz der Zu- und Abflüsse an einem wassergesättigten Kontrollvolumen des durchströmten Bodens Null betragen muss (Bild 2).

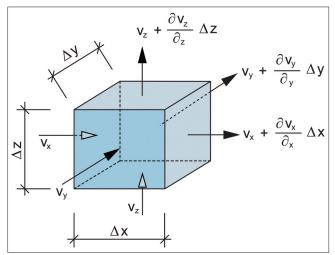


Bild 2: Zu- und Abflüsse am Kontrollvolumen Figure 2: Flow into and out of a control volume

Unter der Annahme einer konstanten Dichte des Grundwassers sowie ohne Berücksichtigung von Zuflüssen oder Entnahmen (Quellen und Senken) innerhalb des Kontrollvolumens ergibt sich die Kontinuitätsgleichung für stationäre, wassergesättigte Strömungsverhältnisse zu:

$$-\frac{\partial v_x}{\partial x} - \frac{\partial v_y}{\partial y} - \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0$$

2.3 Strömungsgleichung

Flow equation

Durch Einsetzen der Darcy-Gleichung in die Kontinuitätsgleichung erhält man die partielle Differentialgleichung für die Berechnung von stationären, wassergesättigten Grundwasserströmungen in einem homogenen und isotropen Boden:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0$$

Diese Gleichung ist eine der bedeutendsten partiellen Differenzialgleichungen der mathematischen Physik, die Laplace-Gleichung. Die Lösung dieser Gleichung ist die Funktion h(x,y,z), die die Verteilung der Zustandsvariablen, des hydraulischen Potenzials h, in Abhängigkeit vom Ort des dreidimensionalen Strömungsfeldes beschreibt.

2.4 Randbedingungen

Boundary conditions

Zur Lösung der stationären (zeitunabhängigen) Grundwasserströmungsgleichung müssen entlang der gesamten Ränder des Modellgebietes Randbedingungen definiert werden. Es werden dabei drei Arten von Randbedingungen unterschieden:

Mit der **Randbedingung der ersten Art** (Dirichlet-Bedingung) wird das Grundwasserpotenzial am Modellrand vorgeschrieben (Festpotenzial h = konst.). Z. B. kann der Wasserstand eines Kanals oder eines Flusses für den angrenzenden Damm eine Randbedingung der ersten Art darstellen. Ein Festpotenzial kann auch an einem Modellrand vorgeschrieben werden, wenn der Modellrand so weit von der die Grundwasserverhältnisse beeinflussenden Maßnahme entfernt ist, dass deren Einfluss auf das Grundwasserpotenzial am gewählten Modellrand vernachlässigt werden kann. Die Vorgabe eines konstanten (atmosphärischen) Porenwasserdruckes (u = 0 bzw. h = z) zur Beschreibung von Sickerstrecken beim Grundwasseraustritt an der Geländeoberfläche stellt ebenfalls eine Randbedingung der ersten Art dar.

Bei der Randbedingung der zweiten Art (Neumann-Bedingung) wird der Zu- oder Abfluss senkrecht zum Modellrand (z. B. Grundwasserneubildung infolge Niederschlags) vorgeschrieben. Ein häufig auftretender Spezialfall dieses Randes ist der undurchlässige Modellrand (z. B. entlang der Begrenzung durch Grundwassernichtleiter oder wasserundurchlässige Bauwerke), bei dem der Zu- oder Abfluss senkrecht zu diesem Rand gleich Null ist. Als undurchlässig angenommene Modellränder stellen deshalb Randstromlinien dar. In den auf der Methode der Finiten Elemente basierenden Programmsystemen zur numerischen Berechnung von Grundwasserströmungen ist diese Randbedingungsart i. A. als Standard gesetzt, d. h. ohne Vorgabe einer sonstigen Randbedingung wird am Modellrand eine Randstromlinie angesetzt.

Die Randbedingung der dritten Art (Cauchy-Bedingung) stellt eine Kombination aus erster und zweiter Art durch die Vorgabe eines Zu- oder Abflusses senkrecht zum Modellrand in Abhängigkeit von der Differenz zwischen dem Grundwasserpotenzial und einem konstanten äußeren Potenzial dar. Sie wird zur Beschreibung von halbdurchlässigen Rändern (z. B. Zusickerung aus kolmatierten Gewässern) verwendet. Dabei wird am Modelland nicht unmittelbar ein äußeres Potenzial sondern ein gedämpftes (durch einen Strömungswiderstand abgeschwächtes) Grundwasserpotenzial wirksam.

2.5 Modellierung *Modelling*

Grundlage für die Berechnung von Grundwasserströmungen ist ihre Beschreibung mit Hilfe mathematischer Modelle. Der erste Schritt bei der Modellerstellung besteht in der Auswahl eines geeigneten mathematischen Modells, mit dem die zu untersuchenden, wesentlichen physikalischen Prozesse in der Natur ausreichend beschrieben werden können. Bereits durch die Festlegung des mathematischen Modells werden die Grundwasserströmungsvorgänge auf Grundlage vereinfachter Annahmen abgebildet (z. B. konstante Dichte des Wassers, homogene und isotrope Durchlässigkeit, ausschließlich wassergesättigte Strömung, stationäre Strömungsverhältnisse, vertikal-ebene Berechnung).

Im zweiten Schritt ist ein Modellgebiet festzulegen, das einen repräsentativen Abschnitt der für das Untersuchungsziel maßgebenden Grundwasserleiter und ggf. Grundwassernichtleiter und Grundwassergeringleiter sowie der strömungsrelevanten Bauwerke umfasst. Die Modellabmessungen sind möglichst so festzulegen, dass sie die Vorgabe von natürlichen grundwasserhydraulischen Randbedingungen an den Modellrändern ermöglichen (z. B. durch Grundwassernichtleiter vorgegebene Randstromlinien, Wasserstände in Oberflächengewässern). Ist dies für einzelne Modellränder nicht möglich, müssen die Modellabmessungen so gewählt werden, dass die an diesen Rändern angenommenen grundwasserhydraulischen Randbedingungen keinen relevanten Einfluss auf die Berechnungsergebnisse haben. Ggf. kann der Einfluss der Randbedingungen durch eine Parameterstudie ermittelt werden.

Im letzten Schritt sind die Einflussgrößen der Grundwasserströmung vorzugeben, wobei eine Parametrisierung erforderlich ist. Dies bedeutet, dass auf Grundlage einer zumeist geringen Anzahl geotechnischer, hydrogeologischer und geohydraulischer Erkundungen und Untersuchungen die räumlich veränderlichen Einflussgrößen (Schichtgrenzen, Durchlässigkeiten, Zuflüsse, Entnahmen, Randpotenziale, Randzuflüsse, Oberflächenwasserstände etc.) durch bereichsweise konstante Modellparameter abgebildet werden (Festlegung von Homogenbereichen).

2.6 Berechnung der stationären Dammdurchströmung

Computation of steady-state seepage flow through an embankment dam

Die Berechnung der Dammdurchströmung wird zumeist vertikal-eben unter Annahme eines in Längsrichtung über den betrachteten Dammabschnitt konstanten Querschnitts mit konstanten hydraulischen Randbedingungen ohne Berücksichtigung einer Strömung senkrecht zu der Berechnungsebene durchgeführt. Für vertikal-ebene, stationäre Strömungen in einem vollständig wassergesättigten Boden mit homogener und isotroper Durchlässigkeit ergibt sich die Strömungsgleichung (x-z-Ebene) zu:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0$$

Die vertikal-ebene Berechnung der Dammdurchströmung für stationäre Strömungsverhältnisse wird nachstehend für das vereinfachte Modell eines homogenen Damms mit isotroper Durchlässigkeit auf undurchlässigem Untergrund erläutert (Bild 3).

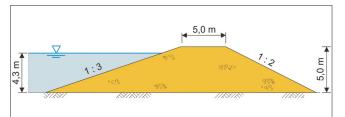


Bild 3: Vertikal-ebenes Berechnungsmodell eines homogenen Dammes

Figure 3: Vertical-plane computation model of a homogeneous embankment dam

Wie oben beschrieben, müssen zur Lösung der partiellen Differenzialgleichung für das vertikal-ebene Berechnungsmodell entlang des gesamten Modellrandes Randbedingungen vorgegeben werden. Dabei können i. A. entweder das Grundwasserpotenzial h (Randbedingung 1. Art) oder die Filtergeschwindigkeit v (spezifischer Zufluss bzw. Abfluss pro Fläche) senkrecht zum Modellrand (Randbedingung 2. Art) entlang einzelner Teilabschnitte des gesamten Modellrandes vorgegeben werden. Aus der Strömungsberechnung ergeben sich für die Ränder mit Randbedingungen der 1. Art, an denen Grundwasserpotenziale vorgegeben werden, Randzuflüsse bzw. -abflüsse. Für die Ränder mit Randbedingungen der 2. Art, an denen Zu- bzw. Abflüsse vorgegeben werden, ergibt sich aus der Strömungsberechnung die Verteilung der Randpotenziale.

2.6.1 Berechnung der wassergesättigten Dammdurchströmung Calculation of water-saturated flow through an embankment dam

In Bild 4 sind die einzelnen Modellränder mit den jeweiligen Randbedingungen für die Dammdurchströmung dargestellt. In dem hier dargestellten Fall wird als Berechnungsmodell nur der wassergesättigte Bereich des Dammes berücksichtigt. D. h. es wird angenommen, dass die Begrenzung des wassergesättigten Teils des Dammes bekannt ist und dass eine Durchströmung nur in diesem wassergesättigten Bereich des Dammkörpers stattfindet.

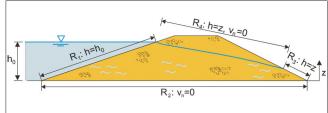


Bild 4: Randbedingungen für die Modellierung der wassergesättigten Dammdurchströmung
Figure 4: Boundary conditions for modelling water-saturated flow through an embankment dam

Am linken Modellrand im Bereich des Wassereinstaus (R_1) wird ein Grundwasserpotenzial entsprechend dem Wasserstand h_0 über Bezugsniveau vorgegeben ($h = h_0$). Aus der Annahme einer undurchlässigen Aufstandsfläche folgt der Ansatz einer Randstromlinie ($v_n = 0$) für den unteren Modellrand (R_2).

Am rechten Modellrand ergibt sich ein Wasseraustritt (Sickerstrecke). Unter der (für die Dammdurchströmung gerechtfertigten) Annahme, dass kein Wasseraufstau infolge der Dammdurchströmung auf der Luftseite des Dammes erfolgt und das Wasser frei ausströmen kann, entspricht der Porenwasserdruck an der Dammoberfläche dem atmosphärischen Luftdruck. Da weiterhin i. A. angenommen werden kann, dass der äußere Luftdruck im gesamten Dammbereich konstant ist, kann dieser und somit auch der Porenwasserdruck an diesem Modellrand (R₂) definitionsgemäß zu Null gesetzt werden (u = 0). Das Grundwasserpotenzial h an diesem Modellrand im Bereich des Wasseraustritts entspricht (wegen $h = u/\gamma_w + z$) der geodätischen Höhe z des Modellrandes über dem Bezugsniveau. Deshalb ist an diesem Modellrand (R₂) ein Grundwasserpotenzial entsprechend der jeweiligen geodätischen Höhe über Bezugsniveau (h = z) vorzugeben.

Durch den oberen Modellrand (R_4) wird der wassergesättigte Bereich innerhalb des durchströmten Dammkörpers begrenzt (Sickerlinie), an dem der Porenwasserdruck dem atmosphärischen Luftdruck entspricht (definitionsgemäß u = 0). Auf Grund der Annahme, dass eine Durchströmung nur im wassergesättigten Bereich des Dammkörpers stattfindet, stellt die Sickerlinie, die den wassergesättigten Bereich nach oben begrenzt, hier ebenfalls eine Randstromlinie (v_n = 0) dar.

Die obere Begrenzung des wassergesättigten Bereichs bei der Durchströmung eines Dammes und damit die Lage der Sickerlinie innerhalb des Dammkörpers sowie die obere Begrenzung der Sickerstrecke an der Dammoberfläche sind jedoch a priori nicht bekannt sondern müssen im Zuge der Durchströmungsberechnung ermittelt werden.

Eine Lösungsmöglichkeit besteht darin, die Ausdehnung des Berechnungsmodells solange iterativ anzupassen, bis entlang dem als Randstromlinie (v_n = 0) definierten oberen Modellrand (R_4) der Porenwasserdruck zu Null wird (u = 0), bzw. bis das Grundwasserpotenzial entlang dieses Modellrands der geodätischen Höhe des Modellrands entspricht (h = z). Eine derartige iterative, automatisierte Anpassung des Modells ist bei der numerischen Strömungsberechnung unter Verwendung einer vertikal-ebenen Modellierung, zumindest bei komplexeren Strukturen (Bodenschichtungen, Einbauten, etc.) und komplexeren geometrischen Verhältnissen (unterschiedliche Böschungsneigungen, Bermen, etc.) jedoch zumeist nicht möglich.

2.6.2 Berechnung der gesättigt-ungesättigten Dammdurchströmung Calculation of saturated-unsaturated flow through an embankment dam

Auf Grund der oben dargestellten Probleme bei der Berechnung des ausschließlich wassergesättigten Teils der Dammdurchströmung wird die numerische Berechnung der i. A. für ein festgelegtes, vertikalebenes Modell, das den gesamten Dammkörper beinhaltet, durchgeführt. Dies erfordert die Berechnung der Dammdurchströmung sowohl im wassergesättigten Bereich unterhalb der Sickerlinie als auch im wasserungesättigten Bereich oberhalb der Sickerlinie. Im Folgenden werden die physikalischen Grundlagen der Strömung im wasserungesättigten Boden kurz dargestellt, ohne auf die mathematische Beschreibung der Strömungsvorgänge einzugehen. Eine detaillierte Darstellung der physikalischen Grundlagen und der physikalisch-mathematischen Beschreibung findet sich z. B. bei Busch et al. [6] oder Fredlund & Rahardjo [13].

Im wasserungesättigten Bereich sind die durch die Bodenmatrix gebildeten Poren teilweise mit Wasser und teilweise mit Luft gefüllt. Dabei können die aus zusammenhängenden Poren bestehenden, feinen Strömungskanäle mit Kapillarröhrchen verglichen werden. Auf Grund der physikalischen Eigenschaft des Wassers als benetzende Phase gegenüber der Bodenmatrix ergeben sich an den Grenzflächen dieser beiden Phasen

Kräfte, die zu einem Aufsteigen des Wassers gegen die Schwerkraft in den Kapillaren führt. Der Druck der nichtbenetzenden Phase Luft ändert sich dagegen in den Bodenporen nicht. Der Wasserdruck innerhalb der Kapillaren ist somit kleiner als der Luftdruck. Wird der Luftdruck definitionsgemäß mit Null angesetzt, ergibt sich innerhalb der Kapillaren oberhalb des wassergesättigten Bereiches ein negativer Porenwasserdruck (u < 0). Dieser negative Porenwasserdruck (-u) bzw. dessen negative Druckhöhe (Saughöhe: -u/(ρ_w·g)) wird in der Literatur als Saugspannung bezeichnet. Der Wassergehalt θ des Bodens im wasserungesättigten Bereich ist abhängig von der jeweils wirkenden Saugspannung und der Bodenart. Dies ist in Bild 5 qualitativ dargestellt, wobei zur besseren Vergleichbarkeit der bodenabhängigen Funktionen der Sättigungsgrad S, des Bodens in Abhängigkeit von der Saugspannung (-u) dargestellt ist. Der Sättigungsgrad S, entspricht dem Quotienten aus dem tatsächlichen Wassergehalt θ und dem Wassergehalt θ des Bodens bei vollständiger Wassersättigung ($S_r = \theta / \theta_s$).

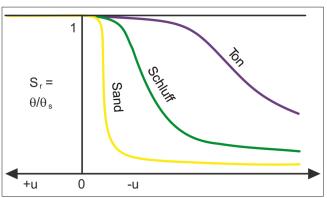


Bild 5: Funktionaler Zusammenhang zwischen Sättigungsgrad (S,) und Saugspannung (-u) für verschiedene Bodenarten (qualitativ)

Figure 5: Functional relationship between degree of saturation (S) and capillary pressure (-u) for different soils (qualitative)

Im wassergesättigten Bereich (u > 0) entspricht der Wassergehalt θ dem Wassergehalt bei Sättigung θ_s (bzw. S_r = 1). Mit steigender Saugspannung nimmt der Wassergehalt bis auf einen Restwassergehalt (residualen Wassergehalt) θ_r ab, bei dem nur noch das fest an die Bodenpartikel gebundene und nicht durch Schwerkraft entwässerbare Porenwasser vorhanden ist. Bei feinkörnigen Böden mit geringem Durchmesser der Porenkanäle ist die Abnahme des Wassergehaltes mit steigender Saugspannung deutlich geringer als bei grobkörnigen Böden. Dieser funktionale Zusammen-

hang zwischen Saugspannung und Wassergehalt wird jedoch nur für instationäre Berechnungen benötigt, bei denen die zeitabhängige Entleerung und Füllung der Bodenporen infolge Änderung der Grundwasserpotenziale berücksichtigt wird.

Bei der stationären Berechnung (wie auch bei der instationären Berechnung) muss jedoch die gegenüber dem wassergesättigten Bereich reduzierte hydraulische Durchlässigkeit der ungesättigten Bodenzone berücksichtigt werden. Dabei wird die relative Durchlässigkeit k, als Maß für die ungesättigte Durchlässigkeit k_{...} in Relation zur gesättigten Durchlässigkeit k betrachtet (k, = k, /k). Diese relative hydraulische Durchlässigkeit ist abhängig von dem in den Porenkanälen vorhandenen freien, nicht an die Bodenpartikel gebundenen Wasser und somit vom Wassergehalt. Auf Grund der Abhängigkeit des Wassergehalts von der Saugspannung ergibt sich auch eine entsprechende Abhängigkeit der relativen hydraulischen Durchlässigkeit von der Saugspannung (Bild 6). Bei grobkörnigen Böden nimmt die relative Durchlässigkeit mit zunehmender Saugspannung deutlich schneller ab als bei feinkörnigen Böden. Demnach ist bei grobkörnigen Böden die Durchströmung im ungesättigten Bodenbereich gegenüber der im gesättigten Bereich vernachlässigbar gering. Bei feinkörnigen Böden ergibt sich jedoch auf Grund der relativ hohen ungesättigten Durchlässigkeit auch eine im Vergleich zum gesättigten Bereich relevante Durchströmung im ungesättigten Bodenbereich.

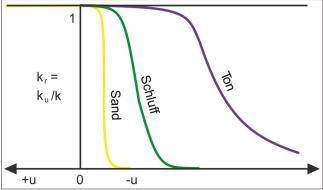


Bild 6: Funktionaler Zusammenhang zwischen relativer Durchlässigkeit (k,) und Saugspannung (-u) für verschiedene Bodenarten (qualitativ)

Figure 6: Functional relationship between relative permeability (k) and capillary pressure (-u) for different soils (qualitative)

Über den Zusammenhang zwischen dem Wassergehalt in Böden und der Saugspannung existieren umfangreiche Untersuchungen sowie unterschiedliche Modellansätze zur mathematisch-physikalischen Beschreibung. Insbesondere im Bereich der Bodenkunde wird am häufigsten das von van Genuchten [14] begründete bodenphysikalische Modell verwendet, das eine flexible Anpassung des Funktionsverlaufes an Messdaten ermöglicht (siehe auch DIN 4220 [15]):

$$S_e = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \frac{1}{\left(1 + \left[\alpha \cdot \left(\frac{-u}{\rho_W \cdot g}\right)\right]^n\right)^m}$$

Als bezogenes Maß für den Wassergehalt dient die effektive Sättigung $S_{_{\rm e}}$, die als Quotient der Differenzen zwischen dem tatsächlichen Wassergehalt $\boldsymbol{\theta}$ und dem residualen Wassergehalt θ_{r} sowie dem Wassergehalt bei Sättigung $\boldsymbol{\theta}_{_{\boldsymbol{s}}}$ und dem residualen Wassergehalt $\theta_{\rm r}$ definiert ist. Die funktionale Beschreibung der Abhängigkeit zwischen der effektiven Sättigung Saund der Saugspannung -u/(ρ_w ·g) erfolgt mit Hilfe der empirischen Parameter α , n und m. Zur Reduzierung der zu bestimmenden Parameter wird m in der Regel durch n in der Form (m = 1 - 1/n) beschrieben. Im Gegensatz zu den dimensionslosen Parametern n und m hat der Parameter α [1/m] auch eine direkte bodenphysikalische Bedeutung. Sein Kehrwert $1/\alpha$ [m] entspricht bei grobkörnigen Böden ungefähr dem Lufteintrittspunkt bzw. der Höhe des Kapillarsaums über dem freien Grundwasserspiegel. Erst bei Erhöhung der Saugspannung über diesen Punkt hinaus finden eine relevante Entwässerung der Poren und ein Lufteintritt in die entwässerten Poren statt.

Unter vereinfachenden Annahmen kann aus der funktionalen Beziehung zwischen Wassergehalt und Saugspannung die Abhängigkeit der ungesättigten Durchlässigkeit des Bodens vom Wassergehalt abgeleitet werden. Die relative Durchlässigkeit $k_{\rm r}$ als Quotient aus der ungesättigten Durchlässigkeit $k_{\rm u}$ und der Durchlässigkeit bei Wassersättigung k ergibt sich dabei als Funktion der effektiven Sättigung $S_{\rm e}$ und des Formparameters m (mit m = 1 – 1/n):

$$k_r = \frac{k_u}{k} = S_e^{1/2} \left(1 - \left(1 - S_e^{1/m} \right)^m \right)^2$$

Für eine detaillierte Herleitung sei auf die Arbeiten von Mualem [16] und van Genuchten [14] verwiesen. Basierend auf dieser Funktion für die Abhängigkeit der rela-

BAWMitteilungen Nr. 94 2011 65

tiven Durchlässigkeit von der effektiven Sättigung lässt sich unter Verwendung der funktionalen Abhängigkeit der effektiven Sättigung von der Saugspannung auch die relative Durchlässigkeit als Funktion der Saugspannung beschreiben.

Zur stationären Berechnung einer gesättigt-ungesättigten Strömung muss die funktionale Beziehung zwischen relativer Durchlässigkeit und Saugspannung bodenabhängig vorgegeben werden. Für die Ermittlung der Dammdurchströmung als Grundlage für die Standsicherheitsuntersuchung ist eine allzu genaue Vorgabe dieser bodenabhängigen Funktionen jedoch nicht erforderlich. Der Abfluss in der ungesättigten Bodenzone ist hier oft vernachlässigbar. Bei feinkörnigen Böden findet jedoch auch ein im Vergleich zum gesättigten Bereich relevanter Abfluss in der ungesättigten Bodenzone statt. Um dies zu berücksichtigen sollte eine Bodenfunktion gewählt werden, bei der die relative Durchlässigkeit mit steigender Saugspannung nur allmählich abnimmt. Für einen durchlässigen, grobkörnigen Boden ist dagegen eine Funktion vorzugeben, bei der die relative Durchlässigkeit mit steigender Saugspannung steil abfällt, da ansonsten ein unrealistisch großer Abfluss in der ungesättigten Bodenzone und eine daraus resultierende Absenkung der Sickerlinie ermittelt wird. Bei der numerischen Modellierung der gesättigt-ungesättigten, stationären Dammdurchströmung ist in dem Modellbereich, der den ungesättigten Dammbereich oberhalb der Sickerlinie repräsentiert, differenziert für die verschiedenen Bodenarten eine Abminderung der hydraulischen Durchlässigkeit gegenüber der gesättigten Durchlässigkeit k in Abhängigkeit von der Saugspannung (-u) durchzuführen.

Die Abhängigkeit der ungesättigten Durchlässigkeit von der Saugspannung lässt sich versuchstechnisch nur mit sehr großem Aufwand und nur für wenige Bodenarten sowie mit geringer Zuverlässigkeit ermitteln. Deshalb existieren in der Literatur nur wenige verlässliche Angaben zu k_u(-u)-Funktionen, die auf versuchtechnischem Weg ermittelt wurden. Als Grundlage für die numerische Berechnung der Dammdurchströmung wurden von der BAW basierend auf den Angaben in der DIN 4220 [15] für die bodenspezifische Abhängigkeit des Wassergehalts von der Saugspannung und weiteren Literaturangaben vier vereinfachte Parametersätze nach dem van-Genuchten-Mualem-Modell für Kies, Sand, Schluff und Ton abgeleitet, die in Tabelle 1

Parameter	Kies	Sand	Schluff	Ton
θ _s [-]	0,30	0,35	0,4	0,45
θ _r [-]	0,01	0,03	0,1	0,3
α [1/m]	17,4	3,2	0,6	0,1
1/α [m]	0,06	0,3	1,7	10,0
n [-]	3,1	3,1	3,1	3,1
m [-] = 1 – 1/n	0,68	0,68	0,68	0,68

Tabelle 1: Parameter des van-Genuchten-Mualem-Modells

für vier Bodentypen

Table 1: Parameters of the van Genuchten Mualem model for four soil types

zusammengestellt sind. Dabei wurde insbesondere darauf geachtet, dass sich für die vier Bodenarten sowohl für die Abhängigkeit des Wassergehalts von der Saugspannung als auch für die Abhängigkeit der Durchlässigkeit von der Saugspannung bodenphysikalisch begründete Funktionsverläufe ergeben. Außerdem wurde berücksichtigt, dass sich die Eigenschaften der im Dammbau verwendeten Bodenmaterialien (z. B. Dichtungston, Dränagekies) von denen landwirtschaftlich genutzter Oberböden unterscheiden. Abweichend von den in der Bodenkunde verwendeten Parametern für landwirtschaftlich genutzte Oberböden wurde hier vereinfachend ein konstanter Parameter n (und damit auch ein konstanter Parameter m) für die vier Bodentypen verwendet.

In Bild 7 sind die auf Grundlage der in Tabelle 1 aufgeführten Parameter ermittelten Funktionsverläufe für die Abhängigkeit der relativen Durchlässigkeit von der Saugspannung für die vier Bodentypen dargestellt. Die Saugspannung ist dabei in m Wassersäule (m WS) angegeben. Zur Verwendung der Typfunktionen in numerischen Berechnungsprogrammen, bei denen eine Vorgabe der Bodenfunktionen auf Grundlage des van-Genuchten-Mualem-Modells nicht möglich ist, wurden die Funktionsverläufe durch Polygonzüge angenähert. Die Stützstellen der Polygonzüge sind ebenfalls dargestellt. Bild 8 zeigt einen Ausschnitt der Typkurven bis zu einer Saugspannung von (-u) = 1 m WS.

In Tabelle 2 sind für die Typkurven die Stützstellen der Polygonzüge aufgeführt. Die relativen Durchlässigkeiten wurden aus rechentechnischen Gründen bis zu einer Saugspannung von 100 m WS angegeben. Physikalisch haben diese Werte keine Bedeutung. Die

Auswahl der Typkurve bei der numerischen Berechnung der Dammdurchströmung für unterschiedliche Bodenmaterialien sollte in Abhängigkeit von der die Durchlässigkeit des jeweiligen Bodenmaterials bestimmenden Kornfraktion erfolgen.

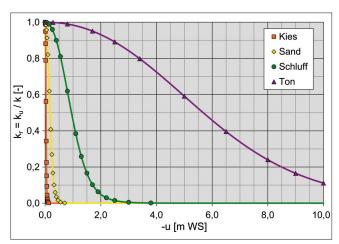


Bild 7: Typkurven für den funktionalen Zusammenhang zwischen relativer Durchlässigkeit (k,) und Saugspannung (-u)

Figure 7: Type curves for the functional relationship between relative permeability (k) and capillary pressure (-u)

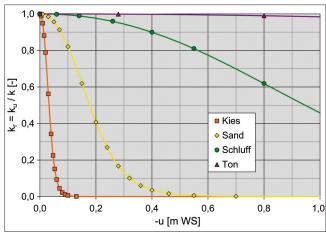


Bild 8: Typkurven für den funktionalen Zusammenhang zwischen relativer Durchlässigkeit (k,) und Saugspannung (-u) (Ausschnitt)

Figure 8: Type curves for the functional relationship between relative permeability (k) and and capillary pressure (-u) (detail)

Ki	Kies		Sand		Schluff		Ton	
-u [m WS]	$k_r = k_u/k$ [-]	-u [m WS]	$k_r = k_u/k$ [-]	-u [m WS]	$k_r = k_u/k$ [-]	-u [m WS]	k _r = k _u /k [-]	
0,0	1,000	0,0	1,0	0,0	1,0	0,0	1,0	
0,002	0,998	0,01	0,999	0,06	0,998	0,28	0,999	
0,005	0,988	0,03	0,985	0,14	0,989	0,80	0,990	
0,010	0,949	0,05	0,957	0,26	0,960	1,70	0,951	
0,015	0,881	0,07	0,913	0,40	0,900	2,50	0,891	
0,02	0,789	0,10	0,821	0,55	0,810	3,40	0,798	
0,03	0,562	0,15	0,619	0,80	0,619	5,00	0,591	
0,04	0,343	0,20	0,408	1,10	0,384	6,50	0,396	
0,047	0,225	0,24	0,269	1,30	0,258	8,00	0,240	
0,053	0,151	0,28	0,167	1,50	0,166	9,00	0,165	
0,06	0,093	0,32	0,101	1,70	0,102	10,00	0,111	
0,07	0,045	0,36	0,060	1,90	0,063	11,00	0,074	
0,08	0,022	0,40	0,035	2,20	0,030	12,00	0,049	
0,09	0,011	0,46	0,016	2,50	0,015	14,00	0,022	
0,10	0,006	0,55	0,006	3,00	0,005	18,00	0,005	
0,13	0,001	0,70	0,001	3,80	0,001	25,00	0,001	
100,0	0,000	100,0	0,0	100,0	0,0	100,0	0,0	

Tabelle 2: Typkurven für den funktionalen Zusammenhang zwischen relativer Durchlässigkeit (k,) und Saugspannung (-u)

Table 2: Type curves for the functional relationship between relative permeability (k,) and capillary pressure (-u)

2.6.3 Randbedingungen für die Berechnung der gesättigt-ungesättigten Dammdurchströmung Boundary conditions for the computation

of saturated-unsaturated flow through an embankment dam

Wie bei der gesättigten Strömungsberechnung sind auch bei der gesättigt-ungesättigten Strömungsberechnung für den gesamten Modellrand des vorab definierten Berechnungsmodells Randbedingungen vorzugeben (Bild 9). Die Ränder R $_1$ (Grundwasserpotenzial entsprechend Wassereinstauhöhe (h = h $_0$)) und R $_2$ (Randstromlinie (v $_n$ = 0) für undurchlässige Aufstandsfläche) entsprechen den Rändern des Modells, bei dem nur der wassergesättigte Dammbereich berücksichtigt wurde (siehe Bild 4).

An der luftseitigen Dammböschung (Rand $\rm R_3$) ergibt sich wiederum ein Wasseraustrittsbereich (Sickerstrecke), dessen obere Begrenzung zunächst nicht bekannt ist. Im Bereich der Sickerstrecke, in dem ein Wasseraustritt

 $(v_n < 0)$ erfolgt, ist das Grundwasserpotenzial entsprechend der geodätischen Höhe der Böschungsoberfläche (h = z) vorzugeben. (In der hier zu Grunde gelegten Definition entspricht ein positiver spezifischer Randzufluss $v_n > 0$ einem Zufluss in das Modellgebiet und ein negativer spezifischer Randzufluss $v_n < 0$ einem Abfluss, bzw. einem Wasseraustritt.) Im Böschungsbereich oberhalb der Sickerlinie kann dagegen kein Wasser ausströmen, da hier eine Saugspannung vorliegt. D. h. der Porenwasserdruck ist in diesem Bereich kleiner ist als der atmosphärische Luftdruck bzw. das Grundwasserpotenzial ist geringer als die geodätische Höhe der Böschungsoberfläche (h < z), sodass kein nach außen gerichteter hydraulischer Gradient vorliegt. Dieser Teilbereich des Randes R₃ stellt somit ebenfalls eine Randstromlinie ($v_n = 0$) dar. Die Abgrenzung der beiden Teilbereiche des Randes R₃ mit der jeweils korrekten Vorgabe der Randbedingung muss innerhalb der Modellrechnung erfolgen.

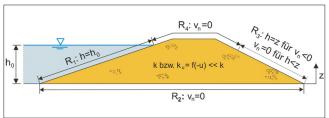


Bild 9: Randbedingungen für die Modellierung der gesättigt-ungesättigten Dammdurchströmung Figure 9: Boundary conditions for the modelling of saturated-unsaturated flow through an embankment dam

Der obere Modellrand R_4 stellt ohne Berücksichtigung eines äußeren Zuflusses (z. B. infolge Niederschlags) ebenfalls eine Randstromlinie ($v_n = 0$) für die sich unterhalb davon einstellende ungesättigte Strömung dar.

3 Numerische Strömungsberechnung Numerical flow computation

3.1 Grundlagen *Basics*

Nachfolgend werden die Grundlagen für die Anwendung der Finite-Elemente-Methode zur stationären Berechnung der Dammdurchströmung kurz dargestellt.

Bei der numerischen Strömungsberechnung mittels Finite-Elemente-Methode wird das Berechnungsmodell

in eine Anzahl endlicher (finiter) Elemente unterteilt. Die unbekannte Funktion h (x, z) (Grundwasserpotenzial h als Funktion der kartesischen Koordinaten x und z) wird innerhalb der Elemente durch eine Interpolationsfunktion beschrieben. Für die Lösung der hier vorliegenden partiellen Differenzialgleichung ist es ausreichend, lineare Ansatzfunktionen innerhalb der Elemente zu verwenden. Die Diskretisierung (Unterteilung des Berechnungsmodells in Finite Elemente) wird zumeist mittels Dreieckselementen unterschiedlicher Größe durchgeführt, die eine flexible Anpassung der Diskretisierung an die Modellgeometrie und an Modellstrukturen (z. B. Bodenschichten, Einbauten oder hydraulische Randbedingungen) ermöglichen. Die Eckpunkte der Dreieckselemente werden als (Diskretisierungs-) Knoten und die Seiten der Dreieckselemente als Elementkanten bezeichnet. Liegen innerhalb des Berechnungsmodells keine Ränder vor, so müssen benachbarte Elemente innerhalb des Berechnungsmodells jeweils eine gemeinsame Elementkante aufweisen. Bereiche mit großen Änderungen des hydraulischen Gradienten sind entsprechend fein zu diskretisieren, um die Potenzialänderungen ausreichend genau abbilden zu können. Im hier gewählten, vereinfachten Berechnungsmodell ist insbesondere eine relativ feine Diskretisierung für den Wasseraustrittsbereich an der luftseitigen Dammböschung (Sickerstrecke) erforderlich. Die wassergesättigten, hydraulischen Durchlässigkeiten werden innerhalb der einzelnen Elemente (bzw. Elementbereiche) als konstant angesetzt.

Die Anwendung der Finiten-Elemente-Methode auf die lineare, partielle Differenzialgleichung 2. Ordnung zur Beschreibung wassergesättigter, stationärer, vertikalebener Strömungsverhältnisse ergibt unter Berücksichtigung der Randbedingungen ein Gleichungssystem mit n (Anzahl der Diskretisierungsknoten) linearen Gleichungen. Durch die Lösung dieses Gleichungssystems werden die Grundwasserpotenziale an den n Diskretisierungsknoten und darauf basierend die Zuund Abflüsse für die Modellränder mit vorgegebenem Grundwasserpotenzial ermittelt.

Bei der gesättigt-ungesättigten Strömungsberechnung muss die Abhängigkeit der Durchlässigkeit im ungesättigten Bereich und der a priori nicht bekannten oberen Begrenzung der Sickerstrecke von der Saugspannung (bzw. von dem entsprechenden Grundwasserpotenzial) berücksichtigt werden. Deshalb ergibt sich für die Be-

rechnung der Dammdurchströmung unter Berücksichtigung gesättigt-ungesättigten Strömungsverhältnisse eine nichtlineare, partielle Differentialgleichung und daraus bei der numerischen Lösung ein nichtlineares Gleichungssystem. Die numerische Berechnung erfolgt hier durch iterative Lösung eines in den einzelnen Iterationsschritten linerarisierten Gleichungssystems. Dazu wird zunächst die Höhe der Sickerstrecke abgeschätzt und an dem die Sickerstrecke repräsentierenden Rand werden die entsprechenden Randbedingungen vorgegeben.

In einer ersten Iteration wird die hydraulische Durchlässigkeit der Elemente, in denen sich wasserungesättigte Strömungsverhältnisse ergeben, auf Grundlage der für die einzelnen Bodenschichten vorgegebenen k (-u)-Funktionen angepasst. Als Startwert für die Iteration wird z. B. eine vollständige Wassersättigung angesetzt oder eine geschätzte Potenzialverteilung vorgegeben. Die iterative Berechnung erfolgt durch elementweise Ermittlung der Durchlässigkeit im wasserungesättigten Bereich basierend auf dem gemittelten Grundwasserpotenzial der drei Elementknoten aus dem jeweilig vorangehenden Iterationsschritt und anschließender erneuter Lösung des linerarisierten Gleichungssystems für die Grundwasserpotenziale. Diese erste Iteration wird beendet, wenn die Abweichung zwischen den berechneten Grundwasserpotenzialen zweier aufeinanderfolgender Iterationsschritte einen vorgegebenen Wert ε (Iterationsabweichung) unterschreitet.

Dabei ist es möglich, dass die iterative Lösung des Gleichungssystems nicht konvergiert. Kritisch sind insbesondere sehr steile k (-u)-Funktionen, bei denen bereits geringe Änderungen der Saugspannung zu großen Änderungen der ungesättigten Durchlässigkeit führen können. Ein derartiger Funktionsverlauf ist jedoch zur Beschreibung der Abhängigkeit der ungesättigten Durchlässigkeit von der Saugspannung für grobkörnige Böden erforderlich. Eine Konvergenz der Lösung kann zumeist durch eine Dämpfung der Iteration erzielt werden. Dabei werden die aus der Lösung des linerarisierten Gleichungssystems ermittelten Potenziale um die mit dem Dämpfungsfaktor λ (0 < λ < 1) multiplizierte Änderung der Potenziale zum vorausgegangenen Iterationsschritt vermindert. D. h., die Änderung der Potenziale zum vorausgegangenen Iterationsschritt wird nur mit dem Faktor (1 - λ) berücksichtigt. Durch diese gedämpfte Änderung der Potenziale wird

eine zu große Abweichung der Durchlässigkeiten im ungesättigten Bodenbereich zum vorangegangenen Iterationsschritt vermieden.

Die zweite Iteration dient zur Ermittlung der Sickerstrecke und damit zur Anpassung der Randbedingung an die berechneten Potenziale für die Diskretisierungsknoten, deren Elementkanten die luftseitige Dammböschung repräsentieren. Diese Iteration muss solange erfolgen, bis die Berechnung für alle Randdiskretisierungsknoten mit vorgegebenem Potenzial (h = z) einen Abfluss $(v_n < 0)$ und für die sich daran anschließenden, eine Randstromlinie darstellenden Randdiskretisierungsknoten ($v_n = 0$) eine Saugspannung (u < 0 bzw. h < z) ergibt (siehe Bild 9). Falls diese Bedingungen nicht eingehalten werden, ist die Berechnung mit entsprechend korrigierten Randbedingungen erneut durchzuführen. Werden die beiden Iterationen nacheinander durchgeführt, so muss innerhalb jedes Iterationsschrittes der zweiten Iteration zur Anpassung der Randbedingungen die erste Iteration zur Ermittlung der ungesättigten Durchlässigkeiten durchgeführt werden. Dabei sind die Randbedingungen jeweils an die in der ersten Iteration berechneten Potenziale anzupassen.

Bei dem im nachstehenden Berechnungsbeispiel verwendeten Programm GGU-SS-FLOW2D [17] zur stationären Grundwasserströmungsberechnung erfolgt die erste Iteration automatisiert, während die zweite Iteration manuell durchgeführt wird. Dabei müssen die Randbedingungen für den Bereich der luftseitigen Dammböschung so lange variiert werden, bis für den Diskretisierungsknoten am oberen Rand der Sickerstrecke (h = z) gerade noch ein Abfluss ermittelt wird. Der berechnete Austrittspunkt der Sickerlinie (oberes Ende der Sickerstrecke) muss sich dann zwischen diesem Diskretisierungsknoten und dem oberhalb folgenden Randdiskretisierungsknoten befinden.

3.2 Homogener Damm

Homogeneous embankment

Die Ergebnisse der numerischen Strömungsberechnung für das Berechnungsbeispiel sind in Bild 10 und Bild 11 dargestellt. Dabei wurde die oben aufgeführte Sand-Typkurve zur Beschreibung der funktionalen Abhängigkeit der relativen Durchlässigkeit ($k_r = k_u/k$) im ungesättigten Boden von der Saugspannung k_s (-u) ver-

wendet. Die Größe der in Bild 10 dargestellten Kreise ist proportional zu den für die entsprechenden Diskretisierungsknoten berechneten Zu- und Abflüssen. Um eine geeignete Darstellung der Zu- und Abflüsse sowie der Geschwindigkeitsvektoren (s. Abschnitt 3.2) zu erzielen wurde der numerischen Strömungsberechnung eine gleichmäßige Modelldiskretisierung zu Grunde gelegt.

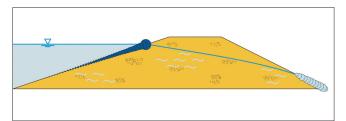


Bild 10: Zuflüsse (dunkle Kreise) und Abflüsse (helle Kreise) für homogenen Damm

Figure 10: Inflow (dark circles) and outflow (light circles) for a homogeneous embankment

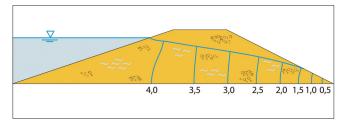


Bild 11: Grundwasserpotenziale und Sickerlinie für homogenen Damm

Figure 11: Groundwater heads and phreatic surface of a homogeneous embankment

3.3 Berücksichtigung von Dräns in der numerischen Strömungsberechnung

Consideration of drainage layers in the numerical flow computation

Nachstehend wird die Dammdurchströmung für den Fall betrachtet, bei dem zur Erhöhung der Böschungsstandsicherheit am luftseitigen Böschungsfuß ein Auflastdrän aufgebracht wird, dessen wassergesättigte, hydraulische Durchlässigkeit wesentlich größer ist als die des Dammmaterials. Unter dieser Voraussetzung ist der hydraulische Widerstand innerhalb des Dräns so gering, dass dessen Einfluss auf die Durchströmung des Dammkörpers vernachlässigbar ist. Weiterhin wird angenommen, dass das Dammmaterial eine so große gesättigte hydraulische Durchlässigkeit aufweist, dass der Abfluss im ungesättigten Bodenbereich oberhalb der Sickerlinie ebenfalls vernachlässigt werden kann. Daraus resultiert, dass durch den Auflastdrän keine relevante Änderung der Potenzialverteilung innerhalb

des Dammkörpers und damit auch der Lage der Sickerlinie bewirkt wird. Es ergibt sich eine innenliegende Sickerstrecke mit einer teilgesättigten Strömung beim Übergang zwischen dem geringer durchlässigen Dammmaterial und dem sehr durchlässigen Drän.

Derartige Strömungen mit freier Grundwasseroberfläche und Ausbildung innen liegender Sickerstrecken werden durch numerische, gesättigt-ungesättigte Modellierungen oft nur unzureichend abgebildet. Dies soll anhand der nachstehend beschriebenen Strömungsberechnung für das Berechnungsbeispiel unter Berücksichtigung eines Auflastdräns am luftseitigen Böschungsfuß (Bild 12) verdeutlicht werden.

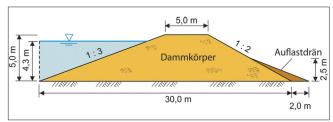


Bild 12: Vertikal-ebenes Berechnungsmodell für einen Damm mit Auflastdrän

Figure 12: Vertical-plane computation model for an embankment with surcharge drainage layer

3.3.1 Gut durchlässiger Damm Embankment with high permeability

Für die numerische, vertikal-ebene Berechnung der Durchströmung des Dammkörpers und des Auflastdräns wurde, wie bei der Strömungsberechnung für den Damm ohne Auflastdrän (siehe Bild 10), eine regelmäßige Dreiecksdiskretisierung verwendet. Den Elementen des aus Sanden bestehenden Dammkörpers wurde eine gesättigte hydraulische Durchlässigkeit von $k = 10^{-4}$ m/s und denen des aus Kies bestehenden Auflastdräns von k = 10⁻² m/s zugewiesen. Zunächst wurde für die numerische Berechnung der gesättigt-ungesättigten Dammdurchströmung sowohl für das Dammmaterial als auch für den Auflastdrän die gleiche k (-u)-Funktion zur Berücksichtigung der reduzierten hydraulischen Durchlässigkeit im ungesättigten Boden angesetzt. Verwendet wurde hierbei die Standard-Funktion des Finite-Elemente-Programms GGU-SS-FLOW2D [17] zur stationären, vertikal-ebenen Grundwasserströmungsberechnung, die in Bild 13 zusammen mit den Typkurven aus Bild 7 dargestellt ist. Diese Funktion verläuft zwischen den von der BAW angegebenen Typkurven für Sand und Schluff. Sowohl

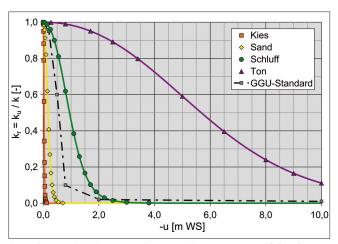


Bild 13: k_,(-u)-Funktion für erste Testrechnung (GGU-Standard) und Typkurven aus Bild 7

Figure 13: k_i(-u)-function for the first test computation (GGU standard) and type curves according to Figure 7

für den aus Sanden bestehenden Damm als auch insbesondere für den aus kiesigem Material bestehenden Auflastdrän wird bei Ansatz dieser Funktion die hydraulische Durchlässigkeit im wasserungesättigten Bereich deutlich überschätzt.

In Bild 14 sind die berechneten Grundwasserpotenziale im wassergesättigten Bereich sowie die Sickerlinie dargestellt.

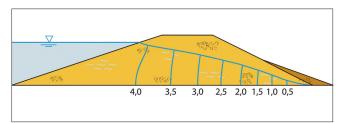


Bild 14: Grundwasserpotenziale und Sickerlinie für Damm mit Auflastdrän ohne Anpassung der Bodenfunktionen

Figure 14: Groundwater heads and phreatic surface for an embankment with surcharge drainage layer without adaptation of soil functions

Wie aus dem Vergleich von Bild 14 mit Bild 11 ersichtlich, ergibt die numerische Strömungsberechnung für den Damm mit Auflastdrän eine deutlich niedrigere Sickerlinie im Dammkörper als die Berechnung für den Damm ohne Auflastdrän. Das Aufbringen eines Auflastdräns bewirkt in diesem Fall jedoch keine relevante Absenkung der Sickerlinie im durchströmten Dammkörper. Die numerische Berechnung der Dammdurchströmung führt bei Verwendung der oben beschriebenen Eingangsparameter offensichtlich zu einem fehlerhaften Ergebnis. Dies ist im Wesentlichen auf Verwendung

einer unqualifizierten, nicht an die Bodenarten angepassten k_r(-u)-Funktion zurückzuführen. Dadurch ergibt die numerische Berechnung einen physikalisch unrealistisch hohen Abfluss im wasserungesättigten Bereich des Dammkörpers und des Auflastdräns oberhalb der Sickerlinie. Dies ist aus den in Bild 15 dargestellten Geschwindigkeitsvektoren der Grundwasserströmung er-

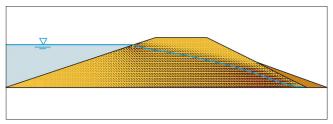


Bild 15: Geschwindigkeitsvektoren für Damm mit Auflastdrän ohne Anpassung der Bodenfunktionen

Figure 15: Velocity vectors for an embankment with surcharge drainage layer without adaptation of soil functions

sichtlich.

In einer zweiten Berechnung wurden als k_r (-u)-Funktionen für den Dammkörper die Sand-Typkurve und für den Auflastdrän die Kies-Typkurve (siehe Bild 7 und Tabelle 2) vorgegeben. Für diese zweite Berechnung sind die ermittelten Grundwasserpotenziale im wassergesättigten Bereich sowie die ermittelte Sickerlinie in Bild 16 dargestellt.

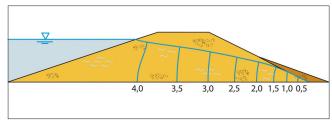


Bild 16: Grundwasserpotenziale und Sickerlinie für Damm mit Auflastdrän mit Anpassung der Bodenfunktionen

Figure 16: Groundwater heads and phreatic surface for an embankment with surcharge drainage layer with adaptation of soil functions

Zum besseren Vergleich sind in Bild 17 die ermittelten Sickerlinien für den luftseitigen Dammbereich aus der numerischen Strömungsberechnung für den homogenen Damm ohne Auflastdrän (Bild 11) und aus den numerischen Strömungsberechnungen für den homogenen Damm mit Auflastdrän bei Ansatz einer nicht an die Bodenarten angepassten Bodenfunktion (GGU-Standard) für Dammkörper und Drän (Bild 14) sowie bei Ansatz angepasster Bodenfunktionen für Dammkörper und Drän (Bild 16) dargestellt.

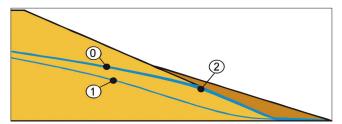


Bild 17: Sickerlinien für Damm ohne Auflastdrän (0) sowie mit Auflastdrän ohne (1) und mit Anpassung der Bodenfunktionen (2)

Figure 17: Phreatic surfaces for an embankment without drainage layer (0) and with surcharge drainage layer without (1) and with adaptation of soil functions (2)

Durch die Anpassung der Bodenfunktionen für die Beschreibung der hydraulischen Durchlässigkeit in Abhängigkeit von der Saugspannung an die Bodenarten wird offensichtlich eine deutliche Verbesserung der Berechnungsergebnisse gegenüber der Berechnung ohne Anpassung der Bodenfunktionen erzielt. Bei der Berechnung für den Damm mit Auflastdrän unter Verwendung angepasster Bodenfunktionen ergibt sich ein nahezu gesättigter Übergangsbereich geringer Dicke zwischen dem Dammkörper und dem Auflastdrän, in dem der Abfluss aus dem Damm stattfindet. Die gute Übereinstimmung der Sickerlinie mit der für die Dammdurchströmung ohne Auflastdrän ermittelten Sickerlinie ergibt sich durch den geringen Strömungsanteil im wasserungesättigten Bereich auf Grund der vorgegebenen, steilen Bodenfunktion für den aus Sanden bestehenden Dammkörper.

Um die Grundwasserströmung aus einem Bodenkörper in einen Drän mit einer deutlich höheren gesättigten Durchlässigkeit physikalisch korrekt im Modell abzubilden ist einerseits die Wahl geeigneter Bodenfunktionen zur Beschreibung der ungesättigten Durchlässigkeit in Abhängigkeit von der Saugspannung und andererseits eine ausreichend feine Modelldiskretisierung zur Abbildung des teilgesättigten Abflusses im Übergangsbereich zwischen Bodenkörper und Drän erforderlich. Um die ungesättigte Strömung im Modell adäguat abbilden zu können muss die vertikale Modellauflösung in diesem Übergangsbereich kleiner als die kapillare Steighöhe sein. Sowohl eine ungenügend feine Modelldiskretisierung als auch insbesondere die Vorgabe ungeeigneter Bodenfunktionen können zu deutlichen Fehlern in den Ergebnissen der Strömungsberechnung und damit auch in der darauf basierenden Standsicherheitsberechnung führen.

3.3.2 Gering durchlässiger Damm Embankment with low permeability

Um den Einfluss der ungesättigten Strömung bei gering durchlässigem Dammmaterial zu veranschaulichen sind in Bild 18 bis Bild 21 die Ergebnisse einer weiteren Strömungsberechnung (Abmessungen des Dammquerschnitts siehe Bild 12) für einen homogenen Dammkörper aus schluffigem Material mit einer gesättigten, hydraulischen Durchlässigkeit von $k = 10^{-6}$ m/s und einen aus Sanden bestehenden Auflastdrän ($k = 10^{-4}$ m/s) dargestellt. Auch hier wurden eine Berechnung ohne Berücksichtigung des Auflastdräns sowie Berechnungen mit Berücksichtigung des Auflastdräns unter Verwendung der Standard-Bodenfunktion des GGU-Programms sowie angepasster Bodenfunktionen (Schluff-Typkurve für den Dammkörper und Sand-Typkurve für den Auflastdrän, siehe Bild 7 und Tabelle 2) durchgeführt.

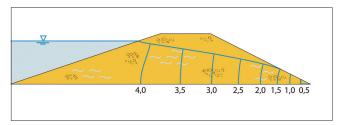


Bild 18: Grundwasserpotenziale und Sickerlinie für homogenen Damm ohne Auflastdrän

Figure 18: Groundwater heads and phreatic surface for a homogeneous embankment without drainage layer

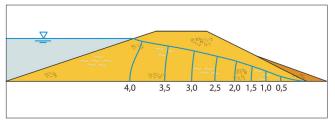


Bild 19: Grundwasserpotenziale und Sickerlinie für Damm mit Auflastdrän ohne Anpassung der Bodenfunktionen

Figure 19: Groundwater heads and phreatic surface for an embankment with surcharge drainage layer without adaptation of soil functions

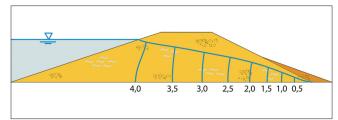


Bild 20: Grundwasserpotenziale und Sickerlinie für Damm mit Auflastdrän und Anpassung der Bodenfunktionen

Figure 20: Groundwater heads and phreatic surface for an embankment with surcharge drainage layer with adaptation of soil functions

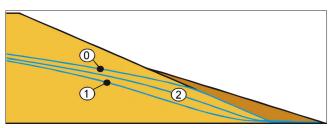


Bild 21: Sickerlinien für Dammdurchströmung ohne Auflast-drän (0) sowie mit Auflastdrän ohne (1) und mit Anpassung der Bodenfunktionen (2)

Figure 21: Phreatic surfaces for flow through an embankment without drainage layer (0) as well as with surcharge drainage layer without (1) and with adaptation of soil functions (2)

In diesem Fall ergibt sich ein relevanter teilgesättigter Strömungsbereich oberhalb der Sickerlinie beim Übergang zwischen Dammkörper und Drän, in dem ein wesentlicher Anteil der Strömung erfolgt. Auf Grund der flacher verlaufenden, gewählten Bodenfunktion für den aus schluffigem Bodenmaterial bestehenden Damm ist die hydraulische Durchlässigkeit bis zu einer relativ großen Saugspannung nicht wesentlich kleiner als die gesättigte Durchlässigkeit. Bei einem Damm aus geringdurchlässigem Bodenmaterial mit relativ großer Kapillarität mit einem Auflastdrän am luftseitigen Dammfuß aus einem Bodenmaterial mit ausreichend großer ungesättigter Durchlässigkeit ergibt sich demnach gegenüber dem durchströmten Damm ohne Auflastdrän eine Absenkung der Sickerlinie im Dammkörper auf Grund des teilgesättigten Abflusses aus dem Dammkörper in den Drän.

3.3.3 Erläuterung der Berechnungsergebnisse Discussion of results

In Bild 22 ist die ungesättigte Durchlässigkeit k, in Abhängigkeit von der Saugspannung (-u) für die Bodentypen Kies, Sand und Schluff dargestellt. Dabei wurden die Typkurven für die funktionale Abhängigkeit der relative Durchlässigkeit k, von der Saugspannung (-u) aus Abschnitt 2.6.2 sowie, wie in den Beispielberechnungen, gesättigte hydraulische Durchlässigkeiten k von 10⁻² m/s für Kies, 10⁻⁴ m/s für Sand und 10⁻⁶ m/s für Schluff zugrunde gelegt. Aus dem Vergleich der Funktionsverläufe für eine grobkörnigere und eine feinkörnigere Bodenart (Kies - Sand, Sand - Schluff) ist ersichtlich, dass die ungesättigte Durchlässigkeit der grobkörnigeren Bodenart mit steigender Saugspannung schneller abnimmt als die der feinkörnigeren Bodenart. Ab einer bestimmten Saugspannung unterschreitet die ungesättigte hydraulische Durchlässigkeit der grobkörnigeren Bodenart jeweils die der feinkörnigen. Dieser Sachverhalt ist seit langem bekannt und wird z. B. bei auf dem Prinzip der Kapillarsperre beruhenden Abdichtungssystemen in der Deponietechnik verwendet. Bei den hier zugrunde gelegten Annahmen ergibt sich dieser Übergang bei einer Saugspannung von ca. 0,1 m WS für Kies gegenüber Sand und von ca. 0,5 m WS für Sand gegenüber Schluff.

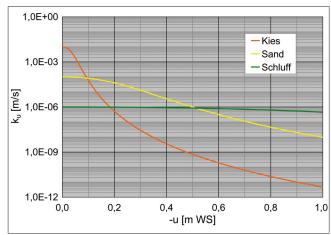


Bild 22: Ungesättigte Durchlässigkeit (k_u) in Abhängigkeit von der Saugspannung (-u) für die Bodentypen Kies, Sand und Schluff

Figure 22: Functional relationship of unsaturated permeability (k_i) and capillary pressure (-u) for the soil types gravel, sand, and silt

BAWMitteilungen Nr. 94 2011 73

Für das Berechnungsbeispiel mit dem Damm aus schluffigem und dem Drän aus sandigem Bodenmaterial ergibt sich relativ großer ungesättigter Durchfluss. Dieser ist begründet durch die mit steigender Saugspannung nur langsam abnehmende ungesättigte Durchlässigkeit des schluffigen Dammmaterials und die bis zu einer Saugspannung von ca. 0,5 m WS größere ungesättigte Durchlässigkeit des sandigen Dränmaterials. Dadurch ergibt sich ein Abfluss aus dem Dammkörper in den Drän im ungesättigten Boden bei einer relativ großer Saugspannung mit einer deutlichen Absenkung der Sickerlinie gegenüber dem durchströmten Damm ohne Auflastdrän.

Bei dem Berechnungsbeispiel mit dem Damm aus sandigem und den Drän aus kiesigem Bodenmaterial nimmt die Durchlässigkeit des sandigen Dammmaterials dagegen mit steigender Saugspannung schnell ab. Bereits bei einer Saugspannung von ca. 0,1 m WS unterschreitet die ungesättigte Durchlässigkeit des Kiesmaterials die des Sandes. Hier ergibt sich ein Abfluss aus dem Dammkörper in den Drän im ungesättigten Bereich nur bei geringer Saugspannung. Deshalb ist die Absenkung der Sickerlinie gegenüber dem durchströmten Damm ohne Auflastdrän auch nur gering.

3.3.4 Empfohlene Vorgehensweise für die numerische Strömungsberechnung

Recommended procedure for numerical flow computation

Bei der numerischen, vertikal-ebenen Berechnung der stationären Durchströmung von Dämmen mit Dräns als Grundlage für die Standsicherheitsberechnung ist Folgendes zu berücksichtigen:

- Für die Modellrechnungen müssen geeignete Bodenfunktionen zur Beschreibung der Abhängigkeit der ungesättigten Durchlässigkeit von der Saugspannung für die verschiedenen Bodenmaterialien zugrunde gelegt werden um die Strömung aus dem Dammkörper in den Drän realistisch abbilden zu können.
- Der Bereich des Modellquerschnitts, der den Übergang zwischen dem Damm und dem Drän repräsentiert, muss ausreichend fein diskretisiert werden um die teilgesättigte Strömung in diesem Bereich realistisch modellieren zu können.

 Als Grundlage für die Standsicherheitsberechnungen wird nur die Grundwasserpotenzialverteilung im wassergesättigten Modellbereich verwendet. Wie die im ungesättigten Bereich günstig wirkenden Saugspannungen werden jedoch auch die aus der Grundwasserströmung im ungesättigten Bereich ungünstig wirkenden Kräfte nicht berücksichtigt.

Als Grundlage für eine hinsichtlich der Strömungsbeanspruchung auf der sicheren Seite liegende Standsicherheitsberechnung wird für die numerische Berechnung der Durchströmung von Dämmen mit Dräns folgende Vorgehensweise empfohlen:

- Die numerische Berechnung der Dammdurchströmung wird ohne Berücksichtigung des Dräns durchgeführt. D. h., der Modellquerschnitt beinhaltet nur den Dammkörper, die den Drän darstellende Querschnittsfläche wird "ausgeschnitten". Die Randbedingungen für den Grundwasseraustritt in den Drän werden an der luftseitigen Dammoberfläche vorgegeben.
- Die in der Strömungsberechnung ermittelten Grundwasserpotenziale werden in die Standsicherheitsberechnung übertragen. Die Standsicherheitsberechnung erfolgt unter Berücksichtigung des Dräns mit seinen zugehörigen Parametern (Feuchtwichte, Reibungswinkel). Innerhalb des Dräns werden keine Porenwasserdrücke bzw. keine Strömungskräfte berücksichtigt. (Auf Grund der geringen hydraulischen Gradienten innerhalb des Dräns sind Strömungskräfte vernachlässigbar.) Saugspannungen im Dammkörper oberhalb der Sickerlinie werden in der Standsicherheitsberechnung ebenfalls nicht berücksichtigt. (Die standsicherheitserhöhende Wirkung von Saugspannungen wird, auf der sicheren Seite liegend, nicht berücksichtigt, da diese bei Aufsättigung oder Austrocknung reduziert bzw. aufgehoben werden kann.)

Diese Vorgehensweise wird nicht nur bei der Durchströmungs- und Standsicherheitsberechnung von Dämmen mit Auflastdräns sondern auch von Dämmen mit in den Dammkörper reichenden Dräns empfohlen. Voraussetzung ist, dass das (gegenüber dem Dammmaterial filterstabile) Dränmaterial eine wesentlich (i. d. R. mindestens 50-fach) höhere wassergesättigte Durchlässigkeit als das Dammmaterial aufweist und der Wasseraufstau innerhalb des Dräns vernachlässigt werden kann.

4 Literatur

References

- [1] Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen (MSD), Ausgabe 2011; Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe
- [2] Davidenkoff, R.: Deiche und Erddämme; Werner Verlag, Düsseldorf, 1964
- [3] Bear, J.: Hydraulics of Groundwater; McGraw-Hill, New York, 1979
- [4] Freese, A., Cherry, J.A.: Groundwater; Prentice-Hall, Englwood Cliffs, New Jersey, 1979
- [5] Verruijt, A.: Theory of Groundwater Flow; 2nd Ed., Macmillan, London, 1982
- [6] Busch, K.-F., L. Luckner, Tiemer, K.: Geohydraulik, Lehrbuch der Hydrologie, Band 3; 3. neu bearbeitete Auflage; Gebrüder Bornträger, Berlin Stuttgart, 1993
- [7] Hölting, B., Coldewey, W.G.: Hydrogeologie, Einführung in die Allgemeine und Angewandte Hydrogeologie; 6. Auflage, Elsevier Spektrum Akademischer Verlag, Heidelberg, 2005
- [8] Langguth, H.-R., Voigt, R.: Hydrogeologische Methoden; 2. Auflage, Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg, 2004
- [9] Pinder; G.F., Gray, W.G.: Finite Element Simulation in Surface and Subsurface Flow; Acadamic Press, New York, 1977
- [10] Anderson, M.P., Woessner, W.W.: Applied Groundwater Modeling; Academic Press, San Diego, California, 2002
- [11] Kinzelbach, W., Rausch, R.: Grundwassermodellierung – Eine Einführung mit Übungen; Gebrüder Bornträger, Berlin Stuttgart, 1995
- [12] Odenwald, B., Hekel, U., Thormann, H.: Kap. 10: Grundwasserströmung – Grundwasserhaltung. In: Witt, K.J. (Hrsg.) Grundbau-Taschenbuch, 7. Auflage, Teil 2: Geotechnische Verfahren, S. 485 – 654, Ernst & Sohn, Berlin, 2009.
- [13] Fredlund, D.G., Rahardjo, H.: Soil Mechanics for Unsaturated Soils; John Wiley & Sons, New York, 1993
- [14] van Genuchten, M.Th.: A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils; Soil Sci. Soc. Am. J., Vol. 44, pp. 892 – 898, 1980.
- [15] DIN 4220: Bodenkundliche Standortbeurteilung Kennzeichnung, Klassifizierung und Ableitung von Bodenkennwerten (normative und nominale Skalierungen); Beuth-Verlag, Berlin, 2008.

- [16] Mualem, Y.: A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media; Water Resour. Res., Vol. 9. No. 5, pp. 1324 1331, 1976.
- [17] GGU-SS-FLOW2D: Software zur Berechnung von zweidimensionalen Grundwasserströmungen mit Finiten Elementen, Version 9.0; August 2008, GGU Braunschweig.

75

Odenwald: Numerische Berechnung der Dammdurchströmung

Dränagen zur Erhöhung der Standsicherheit von Bauwerken in Kanaldämmen

Drainage Measures to Increase the Stability of Structures in Embankment Canal Dams

Dipl.-Ing. Kerstin Ratz, Dr.-Ing. Bernhard Odenwald, Bundesanstalt für Wasserbau

In Dammstrecken von Kanälen, die zumeist mit einer Dichtung des Gewässerbetts versehen sind, existiert eine Vielzahl von Unterquerungsbauwerken und Kanalbrücken. Dabei ist nach Merkblatt Standsicherheit von Dämmen in Bundeswasserstraßen (MSD) die Standsicherheit sowohl der Dämme als auch der darin befindlichen Bauwerke unter Berücksichtigung eines hydraulischen Versagens der Kanaldichtung in der außergewöhnlichen Bemessungssituation nachzuweisen. Durch Anordnung von Dränagen kann die aus dem hydraulischen Versagen der Kanaldichtung resultierende Wasserdruckbelastung auf das Bauwerk deutlich reduziert und damit eine ausreichende Standsicherheit auch für diese Beanspruchungen erzielt werden. Auf Grundlage eines vereinfachten Modells eines Kanalbrückenwiderlagers werden die Auswirkungen von Dränagen auf die Standsicherheit des Bauwerks dargestellt. Dabei wurden zwei Dränagesysteme, die beim Bau im Zuge der Hinterfüllung des Bauwerks eingebaut werden können (Flächendränage und Rigole), und zwei Dränagesysteme, die sich zu einem nachträglichen Einbau durch das Bauwerk eignen (Horizontaldränagen und Entlastungsöffnungen) untersucht. Basierend auf diesen Untersuchungen werden die Dränagesysteme hinsichtlich ihrer Effizienz beurteilt und es werden Hinweise zur Anordnung und Ausführung der Dränagen sowie zu der für die Dimensionierung der Dränagen erforderlichen numerischen Grundwasserströmungsberechnung gegeben.

Embankment dam stretches of canals with an impervious lining of the canal bed often comprise numerous underpass structures and bridges. The Code of Practice "Safety of Embankment dams at German Inland Waterways" requires the verification of embankment dam stability as well as of the stability of embedded structures considering a hydraulic failure of the canal lining

in the accidental design situation. Installing drains can reduce the water load resulting from hydraulic failure of the canal lining and thus can ensure sufficient stability even under these loadings. Based on a simplified model of a canal bridge abutment, the impact of drainage on the stability of the structure is illustrated. For this purpose, two drainage systems which can be installed during the backfilling of the structures (drainage layer, horizontal drain behind the structure), and two drainage systems which are suitable for the installation after the completion of the structure (horizontal drains through the structure, relief openings in the structure) were analysed. Based on this analysis, the drainage systems are assessed in terms of their efficiency. Advice is given on the positioning and implementing of the drains as well as on the numerical computation of groundwater seepage flow which is necessary for the dimensioning of the drains.

1 Einleitung Introduction

Ein großer Teil der insgesamt ca. 1.700 km langen Kanalstrecken der bundesdeutschen Binnenwasserstraßen befindet sich in sogenannter Dammlage, wobei der Wasserstand im Kanal teilweise deutlich über der Oberfläche des angrenzenden Geländes liegt. In diesen, i. d. R. mit einer Dichtung des Kanalbetts versehenen Dammstrecken existiert eine Vielzahl von Unterführungsbauwerken und Kanalbrücken, bei denen ein Fließgewässer oder ein Verkehrsweg unter einem Schifffahrtskanal hindurchgeführt wird. In Bild 1 und Bild 2 sind beispielhaft das Einlaufbauwerk eines Dükers unter dem Mittellandkanal und eine Kanalbrücke über ein Gewässer unter dem Elbe-Seitenkanal dargestellt. Für diese gedichteten Kanalstrecken ist

in der außergewöhnlichen Bemessungssituation nach "Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen (MSD)" [1], die Standsicherheit der Kanaldämme und der darin befindlichen Bauwerke unter Berücksichtigung der Auswirkungen eines hydraulischen Versagens der Kanaldichtung nachzuweisen.



Bild 1: Einlaufbauwerk eines Dükers unter dem Mittellandkanal

Figure 1: Inlet structure of a culvert below the Midland Canal



Bild 2: Kanalbrücke des Elbe-Seitenkanals Figure 2: Canal bridge of the Elbe Lateral Canal

Unterführungsbauwerke beinhalten zumeist Kopfbauwerke mit seitlich anschließenden Flügelwänden zur Stützung der im Ein- und Auslaufbereich angeschnittenen Dammböschungen. Kanalbrücken ruhen auf massiven Betonwiderlagern, an die sich seitlich ebenfalls oft Flügelwände zur Stützung der Kanaldämme anschließen. Bei Annahme eines hydraulischen Ausfalls der Kanaldichtung gemäß MSD ergibt sich eine erhebliche Wasserdruckbelastung auf die Kopfbauwerke von Kanalunterführungen und die Widerlager von Kanalbrücken sowie die daran anschließenden Stützwände. Da unter Berücksichtigung dieser Wasserdruckbelas-

tungen die Sicherheit der Bauwerksteile gegen Gleiten, Kippen und Grundbruch oft nicht nachgewiesen werden kann, sind häufig Zusatzmaßnahmen erforderlich.

Dränagesysteme können hier eine wirtschaftliche und technisch effektive Maßnahme zur Gewährleistung der Standsicherheit der Bauwerksteile darstellen. Auch bei bestehenden Bauwerken, für die eine ausreichende Standsicherheit bei Berücksichtigung der Wasserdruckbelastung infolge eines hydraulischen Versagens der Kanaldichtung nicht nachgewiesen werden kann, ist eine Sicherung durch nachträglich durch die Bauwerksteile bis in den dahinter anstehenden Baugrund eingebrachte Dränagesysteme möglich. Im Gegensatz zu konstruktiven Maßnahmen, wie z. B. Verankerungen, werden Dränagen nur wirksam, wenn eine erhöhte Belastung infolge eines Grundwasseranstiegs durch einen Zufluss aus dem Kanal bei Leckagen in der Kanaldichtung auftritt. Die ausreichende Standsicherheit der Bauwerksteile wird in diesem Fall durch die Reduzierung der Grundwasserdruckbelastung sicher gestellt. Zudem dienen Dränagesysteme als Kontrollinstrument zum Erkennen einer Beschädigung der Kanaldichtung und der daraus resultierenden Zuströmung aus dem Kanal.

Gemäß der neuen Fassung des "Merkblatts Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen (MSD)", Ausgabe 2011 [1], darf die den Wasserdruck vermindernde Wirkung einer Dränage nur angesetzt werden, wenn

- die geometrische Filterstabilität des Dränmaterials gegenüber dem Baugrund nachgewiesen wird bzw. ist und
- bei Dräns, bei denen zur Ableitung des gefassten Wassers eine Dränleitung erforderlich ist, eine Überprüfung der Funktionstüchtigkeit der Dränageleitung möglich ist und regelmäßig durchgeführt wird.

Sind diese Kriterien erfüllt, so ist davon auszugehen, dass die Funktionsfähigkeit der Dränage dauerhaft gegeben ist. In diesem Fall ist die Berücksichtigung der Auswirkungen eines gleichzeitigen hydraulischen Versagens der Kanaldichtung und der Dränage in der außergewöhnlichen Bemessungssituation nicht erforderlich.

2 Untersuchte Dränagesysteme Analysed drainage systems

Für das Beispiel eines Kanalbrückenwiderlagers wurden die vier in Bild 3 qualitativ dargestellten Dränagesysteme untersucht.

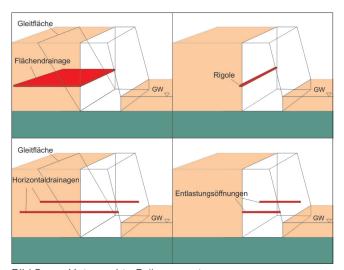


Bild 3: Untersuchte Dränagesysteme *Figure 3: Analysed drainage systems*

Das erste Dränagesystem besteht aus einer über die gesamte Breite des Widerlagers reichenden horizontalen Flächendränage. Diese Dränageschicht wird bei der Hinterfüllung des Kanalbrückenwiderlagers mit einem gegenüber dem Verfüllboden filterstabilen Aufbau eingebaut. Sie besteht aus einem möglichst einkörnigen Dränagekies mit einem beidseitig angeordneten geotextilen oder Mineralkornfilter. Die Fassung des Wassers erfolgt über eine oder mehrere in der Kiesschicht parallel zum Widerlager verlegten Dränageleitungen. An diese Dränageleitungen sind Ableitungen angeschlossen, über die das gefasste Wasser durch den seitlichen Kanaldamm abgeführt wird. Zur Kontrolle und Reinigung der Dränage- und Ableitungen sind Kontrollschächte im Kanaldamm und eine geradlinige Anordnung der Leitungen mit ausreichendem Rohrdurchmesser erforderlich. Um die Dauerhaftigkeit der Dränage sicherzustellen, müssen die Leitungen eine ausreichende Widerstandsfähigkeit und Stabilität in Abhängigkeit von ihrer Belastung aufweisen. Die Dränageleitungen sollten eine möglichst große, jedoch an die Dränagekieskörnung angepasste Schlitz- bzw. Lochweite aufweisen. Die Dränageschicht sollte möglichst tief, jedoch oberhalb des durch Zuflüsse aus dem Kanal unbeeinflussten Grundwasserspiegels angeordnet werden. Außerdem sollte der Abfluss in den

Dränage- und Ableitungen im Freispiegelgefälle ohne Rückstau und ohne Pumpeneinsatz erfolgen. Um horizontale, auf das Widerlager wirkende Strömungskräfte weitgehend zu vermeiden sollte die Flächendränage bis hinter den aktiven Gleitkeil reichen.

Das zweite untersuchte Dränagesystem besteht aus einer kiesummantelten Dränageleitung (Rigole), die ebenfalls über die gesamte Breite des Widerlagers reicht. Die Rigole entspricht einer Flächendränage mit geringer Ausdehnung in die Tiefe. Wie bei der Flächendränage wird die Rigole bei der Hinterfüllung des Widerlagers mit seitlicher Ableitung des gefassten Wassers durch den Kanaldamm erstellt.

Der nachträgliche Einbau einer Flächendränage oder einer Rigole hinter einem Bauwerk auf Grund eines festgestellten Standsicherheitsdefizits ist zumeist nicht oder nur mit einem unverhältnismäßig hohen Aufwand möglich. Zur Sicherung der Bauwerke bieten sich hier Dränagen oder Entlastungsöffnungen an, die durch das Bauwerk bis in den dahinter anstehenden Baugrund erstellt werden.

Das dritte Dränagesystem besteht aus Horizontaldränagen, die parallel zueinander in regelmäßigem Abstand durch das Bauwerk in den dahinter anstehenden Baugrund eingebracht werden. Die Horizontaldränagen bestehen i. d. R. aus geschlitzten Kunststoffrohren, die in Abhängigkeit vom anstehenden Baugrund mit einem Filter (z. B. Kiesklebefilter oder Wickeldrahtfilter) ummantelt sind. Der Einbau der Horizontaldränagen erfolgt über senkrecht zur Wand angeordnete Horizontalbohrungen. Durch die Bohrungen in der Wand wird ein freier (druckloser) Ablauf des in den Dränagen gesammelten Wassers ermöglicht. Die Abstände der Dränagen zueinander und die Einbauhöhe der Dränagen sind abhängig von den örtlichen Gegebenheiten und der erforderlichen Absenktiefe. Wie eine Flächendränage sollten sie möglichst tief, jedoch oberhalb des durch Zuflüsse aus dem Kanal unbeeinflussten Grundwasserspiegels angeordnet werden.

Bei dem vierten Dränagesystem handelt es sich um Dränageöffnungen, die nur durch das Bauwerk, aber im Unterschied zu den Horizontaldränagen nicht bis in den dahinter anstehenden Baugrund reichen. Sie werden ebenfalls durch senkrecht zur Wandoberfläche angeordnete Horizontalbohrungen hergestellt. Auch in die Dränageöffnungen ist ein geeigneter Filter einzu-

bauen, der einen Austrag von Bodenmaterial bei freiem Wasserabfluss verhindert.

3 Berechnungsgrundlagen Basics of computation

Nachstehend sind das verwendete Berechnungsmodell für das Kanalbrückenwiderlager sowie die auf das Widerlager einwirkenden Kräfte bei unterschiedlichen hydraulischen Randbedingungen dargestellt.

3.1 Berechnungsmodell *Computation model*

Zur Ermittlung der Auswirkungen der unterschiedlichen Dränagesysteme auf die Druckverteilung hinter einem Bauwerk bei Zuströmung aus dem Kanal wurde das im unteren Teil von Bild 4 dargestellte und nachstehend beschriebene Berechnungsmodell verwendet. Es handelt sich um ein vereinfachtes, vertikal-ebenes Modell eines Widerlagers einer Kanalbrücke, wie im oberen Teil von Bild 4 beispielhaft dargestellt.

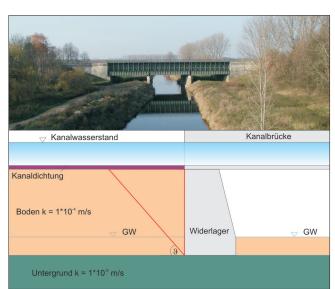


Bild 4: Berechnungsmodell Figure 4: Computation model

Es wird angenommen, dass es sich um eine gedichtete Kanalstrecke handelt, die in eine Kanalbrücke übergeht. Das massive Betonwiderlager, auf dem die Kanalbrücke ruht, steht auf einem gering durchlässigen Untergrund. Vor und hinter dem Widerlager steht das gleiche Bodenmaterial an. Bei intakter Kanaldichtung sind Kanalwasserspiegel und Grundwasser getrennt,

wobei der Grundwasserstand vor dem Widerlager auf Höhe der Geländeoberfläche und auf gleicher Höhe hinter dem Widerlager angenommen wird.

Die Auswirkungen der modellierten Dränagen auf die Standsicherheit des Widerlagers werden beispielhaft am Nachweis gegen Gleiten dargestellt. Zur Berechnung der Grundwasserströmung wurde das Finite Elemente Programmsystem FEFLOW der DHI-WASY GmbH verwendet. Unter Annahme eines vollständigen hydraulischen Versagens der Kanaldichtung wurde die Wasserdruck- und Strömungsbelastung auf die Widerlagerwand ermittelt.

Das Modellgebiet wird durch ein Finite-Elemente-Netz diskretisiert (Bild 5). Bereiche, in denen starke Änderungen des hydraulischen Gradienten auftreten können, werden feiner diskretisiert. An den Rändern des Modells werden die Grundwasserverhältnisse durch Randbedingungen festgelegt. Der linke, der rechte und der untere Modellrand werden als Randstromlinien definiert (rote Linie). Das Widerlager wird als undurchlässig angenommen und deshalb aus dem Modellbereich ausgeschnitten (ebenfalls Randstromlinien). An der Kanalsohle und auf der Luftseite des Widerlagers werden jeweils konstante Grundwasserpotenziale (Kanalwasserstand bzw. Höhe der Geländeoberfläche) als Dirichlet-Randbedingung (blaue Linie) vorgegeben. Im Bereich des Dränageauslasses (mögliche Wasseraustritte) wird ein Grundwasserpotenzial entsprechend der Ortshöhe ebenfalls als Dirichlet-Randbedingung mit der Nebenbedingung, dass hier nur Abflüsse und keine Zuflüsse erfolgen können, angesetzt (grüne Linie).

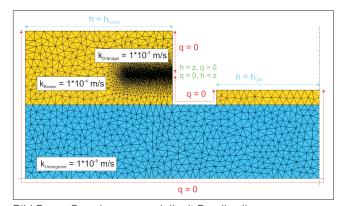


Bild 5: Grundwassermodell mit Randbedingungen Figure 5: Groundwater model with boundary conditions

3.2 Einwirkende Kräfte

Acting forces

Für den Nachweis gegen Gleiten werden die auf das Widerlager einwirkenden treibenden und haltenden Kräfte gegenübergestellt. Der Nachweis erfolgt daher über die vereinfachte Formel

$$E_p + W_4 + (G - W_3) \cdot \tan \delta_s \ge E_a + W_2 \tag{1}$$

In Bild 6 sind die auf das Widerlager bei intakter Kanaldichtung einwirkenden Kräfte dargestellt. Auf das Widerlager wirken bei intakter Kanaldichtung vor und hinter diesem die gleichen Wasserdrücke W_2 und W_4 . Entgegen dem Gewicht G aus dem Eigengewicht des Widerlagers und der Auflast aus der Brücke wirkt der Sohlwasserdruck W_3 auf die Sohle des Widerlagers. Der Erddruck auf der aktiven Seite E_a und der Erdwiderstand (passive Erddruck) E_p werden vereinfacht als horizontal wirkende Kräfte angenommen.

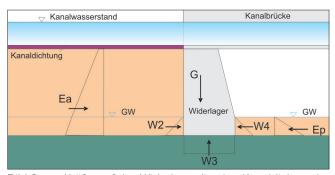


Bild 6: Kräfte auf das Widerlager (intakte Kanaldichtung)
Figure 6: Forces acting on the abutment (canal lining intact)

Bei Ausfall der Kanaldichtung erhöhen sich infolge des zuströmenden Wassers die Wasserdrücke W_2 und W_3 (Bild 7). Auf Grund des gering durchlässigen Untergrundes und der daraus resultierenden vernachlässigbaren Unterströmung des Widerlagers ergibt sich ein hydrostatischer Wasserdruck W_2 bis auf Höhe Kanalwasserspiegel. Der aktive Erddruck E_a wird infolge der durch den Auftrieb verminderten Wichte des Bodens etwas kleiner. Die luftseitig wirkenden Kräfte E_p und W_4 bleiben durch die Annahme des gering durchlässigen Untergrunds unbeeinflusst.

Nach der Coulomb'schen Erddrucktheorie ergibt sich der Erddruck auf eine Wand aus einem Gleitkeil hinter der Wand unter dem Winkel ϑ (Bild 8), wobei alle Gleichgewichtsbedingungen erfüllt sein müssen. Nach DIN 4085:2007 [2] darf der aktive Erddruck unter der Annahme einer ebenen Gleitfläche ermittelt werden.

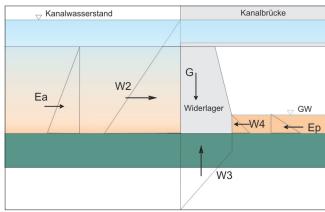


Bild 7: Kräfte auf das Widerlager (defekte Kanaldichtung)
Figure 7: Forces acting on the abutment
(canal lining defective)

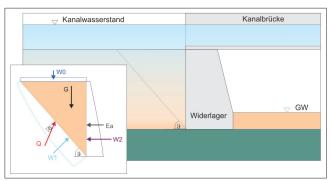


Bild 8: Kräfte am Gleitkeil Figure 8: Forces acting on the sliding wedge

Bei hydrostatischen Grundwasserdruckverhältnissen ist eine einfache Ermittlung des Erddrucks mittels Tabellenwerten möglich. Wird ein Bauwerk um- bzw. angeströmt, übt das Grundwasser einen Strömungsdruck auf die Bodenmasse des für aktiven Erddruck maßgebenden Gleitkörpers aus und verändert damit die Größe des Erddrucks. Die auf den Gleitkörper wirkenden, äußeren Wasserdruckkräfte können unmittelbar aus der numerischen Grundwasserströmungsberechnung entnommen werden. Damit sind alle auf den Gleitkörper wirkenden Kräfte (Bild 8) außer der Bodenresultierenden Q und dem auf das Widerlager wirkenden, aktiven Erddruck E_a bekannt. Da zusätzlich die Wirkungsrichtung dieser beiden letztgenannten Kräfte als bekannt vorausgesetzt wird, kann die Ermittlung der Erddruckkraft E_a mit Hilfe eines Kraftecks (Bild 9) erfolgen. Die Strömungskraft ergibt sich dabei aus der Differenz der äußeren Wasserdruckkräfte unter Berücksichtigung der Gewichtskraft des Wassers G_w im Gleitkeil.

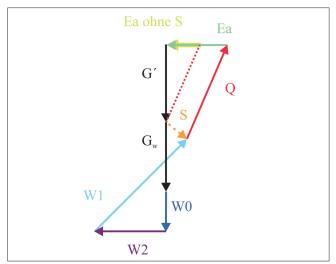


Bild 9: Krafteck, Auswirkung der Strömungskraft S auf den aktiven Erddruck $\mathbf{E}_{\mathbf{a}}$

Figure 9: Polygon of forces; impact of flow force S on active earth pressures E

Bild 9 verdeutlicht, wie groß der Einfluss des Strömungsdrucks auf den Erddruck ist. Bei einer Strömung in Richtung Widerlager ist der mittels Tabellenwerten, nur unter Berücksichtigung des Auftriebs aber ohne Berücksichtigung der Strömungskraft, ermittelte aktive Erddruck deutlich geringer als der aus dem Krafteck unter zusätzlicher Berücksichtigung der Strömungskraft ermittelte aktive Erddruck. Die Vernachlässigung der Strömungskraft führt somit bei einer Anströmung des Widerlagers zu einer deutlichen Unterschätzung der auf das Widerlager wirkenden aktiven Erddruckkraft.

In den folgenden Berechnungen wurde die Wirkung der oben beschriebenen Dränagesysteme bei Annahme eines vollständigen hydraulischen Versagens der Kanaldichtung untersucht. Für die Gegenüberstellung der auf das Widerlager wirkenden Kräfte wurde der Erddruck unter Berücksichtigung der Strömungskraft mit Hilfe eines Kraftecks ermittelt.

4 Berechnungsergebnisse *Computation results*

Im Folgenden werden die Berechnungsergebnisse für die unterschiedlichen Dränagearten dargestellt und miteinander verglichen. Darauf basierend wird die Effizienz der Dränagen zur Erhöhung der Standsicherheit von Bauwerken in Dämmen bei hydraulischem Versagen der Kanaldichtung bewertet.

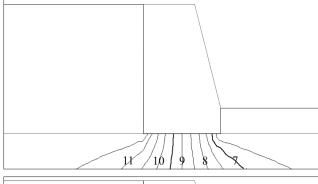
4.1 Flächendränage und Rigole hinter dem Widerlager

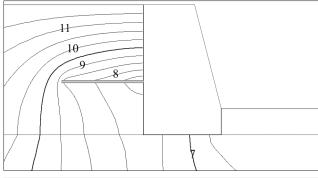
Drainage layer and horizontal drain behind the abutment

Sowohl für die Flächendränage als auch die Rigole wird ein Einbau über die gesamte Breite des Widerlagers angenommen. Unter der weiteren Annnahme eines vollständigen hydraulischen Versagens der Kanaldichtung erfolgt die Zuströmung zur Dränage gleichmäßig über die gesamte Breite des Widerlagers. Aus diesem Grund lässt sich die Grundwasserströmung in diesem Fall durch ein zweidimensionales, vertikal-ebenes numerisches Modell, wie in Bild 5 dargestellt, abbilden.

In Bild 10 ist die Grundwasserpotenzialverteilung unter Annahme eines vollständigen hydraulischen Versagens der Kanaldichtung ohne und mit Berücksichtigung von Dränagen dargestellt. Ohne den Einbau einer Dränage findet der gesamte Potenzialabbau im gering durchlässigen Untergrund statt (Bild 10, oben).

Durch die Fassung und Ableitung des aus dem Kanal zuströmenden Wassers bewirkt der Einbau einer Dränage eine Reduzierung des Wasserdrucks auf das Widerlager. Auf Grund der Annahme eines freien, nicht rückgestauten Abflusses aus der Dränage stellt sich im Abflussbereich ein dem Luftdruck entsprechender Wasserdruck, bzw. ein Grundwasserpotenzial entsprechend der Ortshöhe des Abflussbereiches ein. Aus diesem Grund ergibt sich ein großer Anteil des Potenzialabbaus (bzw. Wasserdruckabbaus) im Zuflussbereich vom Kanal zur Dränage an der Rückseite des Widerlagers. Bei der Flächendränage erfolgt die Zuströmung zur Dränage innerhalb des Gleitkeils hauptsächlich vertikal nach unten gerichtet (Bild 10 Mitte). Im Gegensatz dazu stellt sich bei der Rigole auf Grund der geringen Ausdehnung in die Tiefe eine radiale Anströmung ein (Bild 10, unten). Dadurch ergibt sich innerhalb des Gleitkeils zusätzlich zur vertikal nach unten gerichteten Strömungskomponente eine horizontal zum Widerlager gerichtete Strömungskomponente. Diese horizontale Komponente der Strömungskraft geht bei Annahme einer ebenfalls horizontal wirkenden Erddruckkraft vollständig in diese ein. Die vertikal nach unten gerichtete Komponente der Strömungskraft bewirkt zwar ebenfalls eine Erhöhung des Erddrucks auf das Widerlager, jedoch nur zu einem wesentlich geringeren Anteil (siehe Bild 9). Um einen horizontalen Strömungsanteil innerhalb des Gleitkeils weitgehend zu vermeiden,





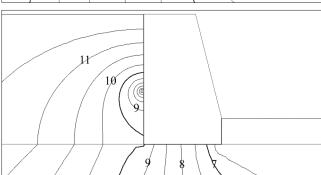


Bild 10: Grundwasserpotenzialverteilung bei Ausfall der Kanaldichtung (oben ohne Dränage, Mitte mit Flächendränage, unten mit Rigole)

Figure 10: Groundwater head distribution in case of failure of the canal lining (top: without drainage; middle: drainage layer; bottom: horizontal drain)

sollte deshalb eine Flächendränage immer bis hinter den Gleitkeil geführt werden.

Die Gegenüberstellung der bei Annahme eines vollständigen Versagens der Kanaldichtung auf das Widerlager wirkenden Kräfte in Tabelle 1 zeigt:

- Die Dränagen bewirken eine Erhöhung der haltenden Kräfte. Diese ergibt sich allein durch die vergrößerte Sohlreibung des Widerlagers auf Grund der Reduzierung des Sohlwasserdrucks W₃. Die auf der Luftseite wirkenden Kräfte E_p und W₄ sowie die Gewichtskraft G bleiben unverändert.
- Die Dränagen bewirken in der Summe eine Verringerung der treibenden Kräfte. Durch die innerhalb des Gleitkeils wirkende Strömungskraft erhöht sich

	Ohne Dränage	Rigole	Flächen- dränage	
Haltende Kräfte [kN/m]				
Ep+W ₄ +(G-W ₃)·tanδ _s	147	166	180	
Treibende Kräfte [kN/m]				
Ea	34	85	81	
W2	225	113	68	
Summe	259	198	149	
H/T	0,6	0,8	1,2	

Tabelle 1: Haltende und treibende Kräfte bei hydraulischem Versagen der Kanaldichtung

Table 1: Holding and pushing forces in case of hydraulic failure of the canal lining

zwar der aktive Erddruck Ea. Diese Erhöhung des Erddrucks ist jedoch relativ gering im Vergleich zur Reduzierung des auf das Widerlager wirkenden Wasserdrucks W2.

Die Flächendränage hat eine deutlich größere Wirkung auf die Erhöhung der haltenden Kräfte sowie insbesondere auf die Reduzierung der treibenden Kräfte und damit auf die Erhöhung der Sicherheit gegen Gleiten als die nur unmittelbar am Widerlager wirkende Rigole.

Der Quotient aus haltenden und treibenden Kräften H/T ergibt sich im Fall ohne Dränage zu 0,6, d. h. die haltenden Kräfte sind deutlich kleiner als die treibenden. Der Einbau einer Rigole führt zwar zu einer Verbesserung des Verhältnisses von haltenden zu treibenden Kräften. Jedoch sind auch hier bei einem Quotienten von 0,8 die haltenden Kräfte geringer als die treibenden. Erst beim Einbau einer Flächendränage ergibt sich ein Quotient H/T > 1. D. h. im vorliegenden Beispiel wird die Summe der haltenden Kräfte erst beim Einbau einer Flächendränage größer als die Summe der treibenden Kräfte.

4.2 Horizontaldränagen und Entlastungsöffnungen durch das Widerlager

Horizontal drains and relief openings through the abutment

Horizontaldränagen und Entlastungsöffnungen wirken im Gegensatz zu Flächendränagen und Rigolen nicht gleichmäßig über die gesamte Breite des Widerlagers. Vielmehr findet eine räumlich differenzierte Strömung mit der größten Absenkung des Grundwasserpotenzials unmittelbar an der Dränage oder der Entlastungsöffnung und der geringsten in der Mitte zwischen zwei

Dränagen oder Entlastungsöffnungen statt. Die Modellierung der Zuströmung zu Horizontaldränagen und Entlastungsöffnungen durch ein zweidimensionales, vertikal-ebenes Modells ist auf Grund der räumlichen Anströmung somit nicht möglich. Die Reduzierung des Grundwasserpotenzials durch Horizontaldränagen mit begrenzter seitlicher Ausdehnung wird bei Verwendung eines vertikal-ebenen Modells in Abhängigkeit vom Abstand der Dränagen teilweise deutlich überschätzt. Daher wurden die folgenden Berechnungen mit Hilfe eines dreidimensionalen Modells durchgeführt.

Für das hier verwendete, vereinfachte Berechnungsbeispiel ergibt sich bei in regelmäßigem Abstand parallel angeordneten Horizontaldränagen oder Entlastungsöffnungen eine jeweils symmetrische Anströmung der einzelnen Dränagen oder Öffnungen. Auf Grund der symmetrischen Strömungsverhältnisse ist es in diesem Fall ausreichend, in dem dreidimensionalen Modell einen Bereich mit einer dem halben Abstand zwischen den Dränagen entsprechenden Breite ausgehend von der Mitte einer Dränage abzubilden. Der im 3D-Modell abgebildete Modellbereich entspricht dem in Bild 11 grau markierten Abschnitt.

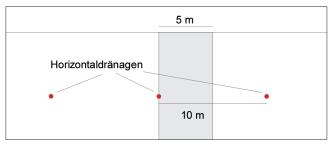


Bild 11: Abgrenzung des 3D-Modells Figure 11: Limitations of the 3D model

Die Basisdiskretisierung des 3D-Modells bildet hier die durch die Achse der Horizontaldränage verlaufende vertikale x-z-Ebene. Durch die weiteren, parallel zu dieser Ebene in y-Richtung angeordneten Berechnungsebenen ergeben sich die Finiten Elemente des 3D-Modells zu Prismen mit Dreiecksgrundfläche. Um die Anströmung zur Dränage adäquat abbilden zu können ist es notwendig im Nahbereich der Dränage sehr geringe Ebenenabstände zu wählen. In Richtung zu dem in der Mitte bis zur benachbarten Dränage (Feldmitte) angeordneten Modellrand kann ein zunehmender Ebenenabstand gewählt werden. In Bild 12 ist die Diskretisierung des verwendeten 3D-Modells dargestellt,

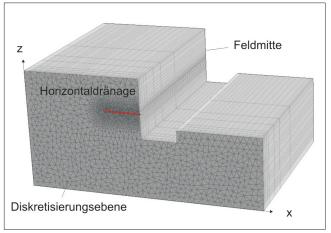


Bild 12: Diskretisierung des 3D-Grundwassermodells Figure 12: Discretisation of the 3D model

wobei die Modellausdehnung in y-Richtung stark überhöht wurde um die Ebenenanordnung erkenntlich zu machen.

Im vorliegenden Beispiel wurden senkrecht zum Widerlager angeordnete Horizontaldränagen mit einer Länge von 10 m ab der Rückseite des Widerlagers und einem Durchmesser von 10 cm angenommen. Die Breite des Modells beträgt 5 m, was einem relativ großen Abstand der Dränagen von 10 m entspricht. Die Modellierung der Entlastungsöffnungen basierte auf dem gleichen Modell.

Bild 13 und Bild 14 geben die aus den 3D-Berechnungen unter Berücksichtigung der Horizontaldränagen und der Entlastungsöffnungen ermittelten Wasserdruckverteilungen wieder. Dargestellt sind der Wasserdruck auf die Widerlagerwand (durchgezogene Linie) und die Horizontalkomponente des Wasserdrucks auf die Gleitfläche (gestrichelte Linie) jeweils für die Ebene durch die Achse der Dränagen bzw. Entlastungsöffnungen sowie in der Symmetrieebene in der Mitte zwischen zwei Dränagen oder Entlastungsöffnungen (Feldmitte).

Bei Ansatz der 10 m langen Horizontaldränagen (Bild 13) ergibt sich in der durch die Dränage verlaufenden Ebene eine deutliche Wasserdruckreduzierung gegenüber der Berechnung ohne Dränage. Im Bereich der Dränage wird der Wasserdruck über deren gesamte Länge auf Null (Luftdruck) reduziert. Die Wirkung nimmt mit dem Abstand zur Dränage ab. In der Mitte zwischen zwei Dränagen (Feldmitte) ist der Wasserdruck am Größten. Jedoch auch bei dem hier gewählten großen Abstand von 10 m ergibt sich in Feldmitte noch ein geringerer Wasserdruck auf die Wand als ohne Dränage. Die ge-

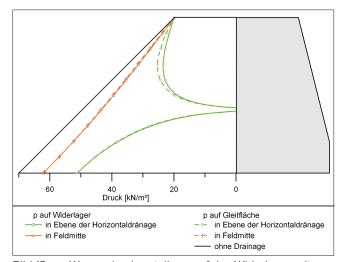


Bild 13: Wasserdruckverteilung auf das Widerlager mit Horizontaldränagen

Figure 13: Distribution of water pressure on the abutment with horizontal drains

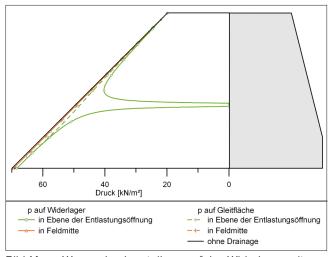


Bild 14: Wasserdruckverteilung auf das Widerlager mit Entlastungsöffnungen

Figure 14: Distribution of water pressure on the abutment with relief openings

ringe Differenz zwischen dem Wasserdruck auf die Wand und dem Wasserdruck auf die Gleitfläche (gestrichelte zu durchgezogener Linie) zeigt, dass der horizontale Anteil der Strömungskraft auf das Widerlager auf Grund der bis über die Gleitfläche hinausgehenden Dränagen gering ist.

Aus Bild 14 ist zu erkennen, dass der Einfluss von Entlastungsöffnungen auf die Wasserdruckverteilung nur sehr gering und lokal sehr begrenzt ist. Lediglich in der unmittelbaren Umgebung der Entlastungsöffnung ist eine Reduzierung des Wasserdrucks zu verzeichnen. Bereits in der durch die Entlastungsöffnung verlaufenden Ebene ergibt sich auf der Gleitfläche nur noch eine minimale Reduzierung des Wasserdrucks. In der Symmetrieebene (Feldmitte) zwischen zwei Entlastungsöffnungen entspricht die Wasserdruckverteilung auf die Wand nahezu der Wasserdruckverteilung ohne Entlastungen.

4.3 Vergleich der Berechnungsergebnisse für die untersuchten Dränagesysteme

Comparison of computation results for the analysed drainage systems

In Bild 15 und Bild 16 sind die Wasserdruckverteilungen bei Ansatz der Flächendränage und der Rigole zusammen mit den für Standsicherheitsnachweise ungünstigsten Belastungen in Feldmitte bei Ansatz von Horizontaldränagen und Entlastungsöffnungen dargestellt. Bild 15 zeigt die Wasserdrücke auf die Widerlagerwand und Bild 16 die Wasserdrücke auf die Gleitfläche.

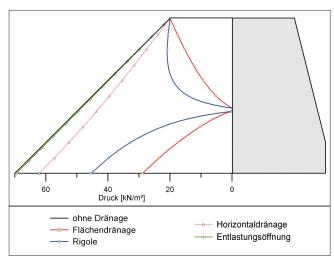


Bild 15: Wasserdruckverteilung auf die Widerlagerwand (in Feldmitte für Horizontaldränagen und Entlastungsöffnungen)

Figure 15: Distribution of water pressure on the abutment (in the middle between horizontal drains and relief openings)

Der Vergleich der vier untersuchten Dränagesysteme zeigt, dass die größte Reduzierung des Wasserdrucks mit der Flächendränage erreicht wird. Die geringste Wirkung wird durch die Entlastungsöffnungen erzielt.

Um eine Vergleichbarkeit der Ergebnisse aus den 2D und den 3D-Berechungen zu erhalten, wurden alle ermittelten Wasserdrücke auf einen 5 m breiten Bereich bezogen. Dafür wurde die durch die unterschiedlichen Dränagesysteme erzielte Reduzierung des Wasser-

BAWMitteilungen Nr. 94 2011

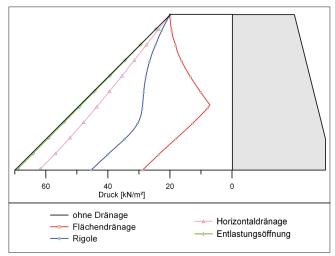


Bild 16: Wasserdruckverteilung auf die Gleitfläche (in Feldmitte für Horizontaldränagen und Entlastungsöffnungen)

Figure 16: Distribution of water pressure on the sliding face (in the middle between horizontal drains and relief openings)

drucks gegenüber dem Zustand ohne Dränage ermittelt. In Tabelle 2 ist dabei jeweils der maßgebende, horizontale Anteil des Wasserdrucks auf die aktive Gleitfläche angegeben. Zur Verdeutlichung der Auswirkung eines geringeren Dränageabstandes wurden zusätzlich Berechnungen für einen Dränageabstand von 5 m und 2 m durchgeführt. Die daraus ermittelten, auch auf eine Breite von 5 m bezogenen Wasserdrücke auf die Gleitfläche sind ebenfalls in Tabelle 2 angegeben.

Dränagesystem	Abstand [m]	W _{1,h} [kN]	Redu- zierung [%]
ohne Dränage	-	1125	0
Entlastungsöffnung	10	1110	1
Horizontaldränage	10	901	20
	5	728	35
	2	475	58
Rigole	-	743	34
Flächendränage	-	410	64

Tabelle 2: Reduzierung des Wasserdrucks auf das Widerlager durch die Dränagesysteme

Table 2: Reduction of water pressure on the abutment due to drainage systems

Der Einsatz von Entlastungsöffnungen im Abstand von 10 m führt nur zu einer geringen Reduzierung des maßgebenden Wasserdrucks um ca. 1 %. Auch bei einer Verringerung des Abstands zwischen den Entlastungsöffnungen ist keine relevante Wasserdruckreduzierung zu erwarten.

Größer ist die Reduzierung des maßgeblichen Wasserdrucks beim Einsatz von Horizontaldränagen. Der sehr große Abstand von 10 m führt bereits zu einer Reduzierung von 20 %. Durch die Verringerung des Abstandes der Horizontaldränagen kann eine größere Reduzierung erreicht werden. Je dichter der Abstand gewählt wird, desto mehr nähert sich die Wirkung der Horizontaldränagen derjenigen einer Flächendränage an. Mit Horizontaldränagen mit einem Abstand von 2 m wird bereits eine Reduzierung des maßgebenden Wasserdrucks um 58 % erzielt.

Durch den Einsatz der über die gesamte Breite reichenden Rigole wird lediglich eine Reduzierung des maßgeblichen Wasserdrucks um 34 % erzielt. Die relativ geringe Entlastungswirkung ist durch die geringe Tiefe der nicht bis hinter die aktive Gleitfuge reichenden Rigole begründet.

Die größte Reduzierung des maßgebenden Wasserdrucks um 64 % wird durch die Flächendränage erzielt. Dies ist begründet durch ihre Wirkung über die gesamte Breite des Widerlagers und in der Tiefe bis über die aktive Gleitfläche hinaus.

5 Zusammenfassung *Conclusion*

Die beste Entlastungswirkung wird durch die über die gesamte Bauwerksbreite und bis über die aktive Gleitfläche hinausreichende Flächendränage erzielt. Die zwar ebenfalls über die gesamte Breite des Bauwerks reichende, jedoch nur eine geringe Tiefe aufweisende Rigole hat eine deutlich geringere Entlastungswirkung. Dies ist durch die bei der Anströmung der Rigole (und damit des Widerlagers) im Gleitkeil wirkenden Strömungskräfte begründet.

Entlastungsöffnungen in einem Bauwerk bewirken nur eine sehr geringe, räumlich stark begrenzte Reduzierung des Wasserdrucks. Die nachträgliche Herstellung von Entlastungsöffnungen führt demnach nicht zu einer relevanten Erhöhung der Bauwerksstandsicherheit. Im Gegensatz zu Entlastungsöffnungen können Horizontaldränagen, die bis über den aktiven Gleitkeil hinaus reichen, eine deutliche Reduzierung des Wasserdruckes auf das Bauwerk bewirken. Allerdings ist, in Abhängigkeit von der benötigten Wasserdruckreduzierung, ein relativ geringer Abstand der Horizontaldränagen erforderlich.

Um eine möglichst hohe hydraulische Wirkung zu erzielen und um eine ausreichende Bodenüberdeckung bis zum Kanal zu gewährleisten, sollten Dränagen möglichst tief angeordnet werden. Es muss jedoch ein freier Abfluss oberhalb des angrenzenden Geländes gegeben sein. Außerdem sollten Dränagen, die nur zur Sicherung der Bauwerksstandsicherheit bei hydraulischem Versagens der Kanaldichtung dienen, bei funktionsfähiger Kanaldichtung nicht durch Grundwasser eingestaut werden.

Die Filterstabilität zwischen Boden und Baugrund ist sorgfältig sicherzustellen. Dies betrifft insbesondere auch die Anschlussbereiche zum Bauwerk. Beim nachträglichen Einbau von Dränagen dürfen durch die Horizontalbohrungen kein über den Bohrquerschnitt hinausreichender Bodenentzug sowie keine Bodenauflockerungen erfolgen. Um eine ausreichende hydraulische Wirksamkeit der Horizontalbrunnen zu erzielen müssen die Brunnenrohre mit einem gegenüber dem anstehenden Boden stabilen Filter ausreichender und gleichmäßiger Dicke ummantelt sein. In jedem Fall fordert die Erstellung von Dränagen, deren Betriebsfähigkeit während der gesamten Nutzungsdauer des Bauwerks gewährleistet werden muss, eine sorgfältige Planung unter Berücksichtigung der jeweiligen örtlichen Randbedingungen. Die Dimensionierung von Horizontaldränagen zur nachträglichen Erhöhung der Bauwerksstandsicherheit erfordert darüber hinaus eine, i. A. relativ aufwendige 3D-Grundwasserströmungsmodellierung. Dabei ist eine entsprechende, dreidimensionale Verfeinerung der Modelldiskretisierung im Bereich der Dränagen durchzuführen um den Potenzialabbau bei der Anströmung der Dränagen adäquat abzubilden.

6 Literatur *References*

- [1] Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen (MSD), Ausgabe 2011; Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), Karlsruhe.
- [2] DIN 4085:2007: Baugrund Berechnung des Erddrucks; Beuth Verlag, Berlin.

BAWMitteilungen Nr. 94 2011

Ratz/Odenwald: Dränagen zur Erhöhung der Standsicherheit von Bauwerken in Kanaldämmen

Dränagen unter der Asphaltdichtung des Main-Donau-Kanals

Drainage Layers underneath the Asphalt Lining of the Main-Danube-Canal

Dipl.-Ing. (FH) Ines Fuchs, Bundesanstalt für Wasserbau

Die Haltung Hilpoltstein ist die Scheitelhaltung des Main-Donau-Kanals zwischen den Schleusen Hilpoltstein und Bachhausen. Innerhalb dieser Haltung verläuft der Kanal bereichsweise im Einschnitt sowie in Dammlage, wobei sich teilweise nur auf einer Seite des Kanals Dämme befinden. Die in Dammlage befindlichen Streckenabschnitte sind mit einer Asphaltdichtung gedichtet, zu deren Herstellung unterhalb der Kanaldichtung ein Dränagesystem angeordnet wurde. Der Zusammenhang zwischen diesem Dränagesystem und aufgetretenen Leckagen und Rissbildungen in der Asphaltdichtung wird untersucht und bewertet.

The Hilpoltstein reach is the summit level of the Main-Danube Canal between the Hilpoltstein and Bachhausen Locks. Within this reach the canal is partly cut in the ground and partly bordered by embankments, whereby partially embankment dams are only situated at one side of the canal. Stretches which are bordered by an embankment dam are supplied by an impervious asphalt lining with an underneath installed drainage system, which was used for the construction of the asphalt lining. The relationship between this drainage system and leakage and crack formation processes observed in the asphalt lining was analysed and assessed.

1 Einleitung Introduction

In der Haltung Hilpoltstein des Main-Donau-Kanals (MDK) ist es über einen längeren Zeitraum zu Dichtungsaufbrüchen in der Asphaltdichtung gekommen. Aus diesem Grund wurde das Referat Grundwasser der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) vom Wasser- und Schifffahrtsamt (WSA) Nürnberg beauftragt, die Grund-

wasserverhältnisse und deren Einfluss auf das bestehende Dichtungs- und Dränagesystem zu untersuchen und ggf. erforderliche Maßnahmen zur Sanierung zu erarbeiten. Dazu wurden sowohl die Grundwasserstandsmessungen im Umfeld der Kanalhaltung als auch insbesondere die unterhalb der Asphaltdichtung durchgeführten Messungen ausgewertet. Diese Messungen geben Aufschluss über die zeitliche Entwicklung der Grundwasserpotenziale unterhalb der Kanaldichtung und dadurch bedingte Dichtungsaufbrüche.

2 Bauwerk Structure

Die Haltung Hilpoltstein ist die Scheitelhaltung des MDK und liegt zwischen den Kanalkilometern 99,100 und 115,250. Der Streckenausbau erfolgte von März 1984 bis November 1989 durch die Rhein-Main-Donau AG (RMD). Die Verkehrsfreigabe des gesamten Main-Donau-Kanals fand 1992 statt. Vereinbarungsgemäß wird die linke Kanalseite (bei aufsteigender Kilometrierung) als Kanalostseite und die rechte Kanalseite als Kanalwestseite bezeichnet.

Auf Grund der Geländetopografie befinden sich in der Haltung Hilpoltstein sowohl Einschnitt- als auch Dammstrecken. Die Dammstrecken liegen teilweise in Hanglage, d. h. eine Kanalseite ist in das Gelände eingeschnitten und auf der anderen Seite wird der Kanal durch einen Damm begrenzt. Bei den Dammstrecken handelt es sich um gedichtete Kanalabschnitte zwischen den Kanalkilometern 99,190 bis 100,300 (Dichtungsstrecke 1), 104,100 bis 108,52 (Dichtungsstrecke 2) und 112,52 bis 115,25 (Dichtungsstrecke 3). Die Kanalsohle liegt auf einer Höhe von NN + 402,00 m. Die Dammkronenhöhe befindet sich auf NN + 407,5 m und

der Normalstau auf NN + 406,00 m. Das Kanalprofil, ein Trapezprofil, schneidet sowohl in bindige als auch nichtbindige Böden ein. Als Dammmaterial wurde aufbereiteter Amaltheenton verwendet. Die Dammstrecken wurden mit einer Asphaltdichtung versehen.

Seit Inbetriebnahme der Pumpspeicheranlage Dürrloh an der Schleuse Bachhausen im Jahr 1996 werden die Betriebswasserstände in der Haltung von BWo = $406,3 \text{ m } \ddot{\text{u}} \text{ NN auf BWu} = 406,00 \text{ m } \ddot{\text{u}} \text{ NN gefahren}.$ Vor der Inbetriebnahme dieser Speicheranlage (1992 bis 1996) diente die Haltung Hilpoltstein als Speicher und wurde im Extremfall im Laufe des Tages von 406,30 m ü NN (BWo) bis auf 405,80 m ü NN gefahren, wodurch sich planmäßige Wasserspiegelschwankungen von 0,5 m ergeben. Die Grundwasserstände außerhalb des Kanalprofils liegen in den Übergangsbereichen vom Damm zum Einschnitt und in den Hangbereichen mit einseitigem Damm bereichs- und zeitweise oberhalb des Kanalwasserstandes. Innerhalb der oben genannten Zeitspanne sind hohe Grundwasserstände im jahreszeitlichen Gang aufgetreten, die auf die Asphaltdichtung einwirkten.

3 Dichtungs- und Dränagesystem Lining drainage system

Die Dammstrecken sind mit einer 2 x 8 cm starken Asphaltgrobbetonschicht auf einer 15 cm starken Schottertragschicht gedichtet. Die Dichtung beginnt und endet in der jeweils angrenzenden Einschnittstrecke. Bei Einschnitt in nichtbindige, wasserführende Schichten liegt die Schottertragschicht zum Schutz vor Materialeintrag zusätzlich auf einem Geotextil auf. An den wasserseitigen Böschungsfüßen verlaufen Längsdränagen mit Anbindung an die Schottertragschicht (siehe Bild 1). Die eingebaute Schottertragschicht diente während der Bauzeit zur Dränung des zuströmenden Grundwassers und damit zur Befahrbarkeit des Planums beim Kanalbau. Um einen Potenzialausgleich unterhalb der Dichtung in Kanallängsrichtung zu vermeiden, wurde das Dränagesystem mit Hilfe undurchlässiger Querriegel aus Beton B15 in einzelne Dränagefelder unterteilt.

Die Längsdränagen bestehen aus Teilsickerrohren, die in Einkornbeton eingebettet sind. Sie enden in Dränageschächten (Sohlkontrollschächte), die an keine Vorflut angeschlossen sind. Die einzelnen Dränagefelder sind

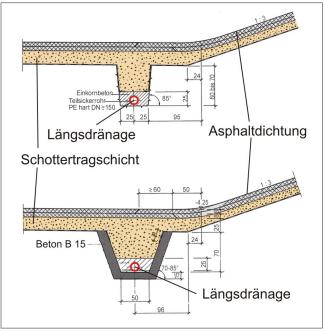


Bild 1: Längsdränagen am kanalseitigen Böschungsfuß im Bereich bindiger (oben) und nichtbindiger (unten) Böden

Figure 1: Longitudinal drainage layer along the toe of the canal slop in the range of cohesive soil (above) and non-cohesive soil (below)

durch Querriegel voneinander getrennt, die im Bereich der Kanalsohle bis 1,0 m unter die Dichtung reichen. Unterhalb der wasserseitigen Böschungen reichen diese Querriegel bis max. 0,60 m unter die Dichtung. Die Breite der Querriegel variiert je nach Untergrund zwischen 0,60 und 1,00 m. Bild 2 zeigt eine Darstellung des beschriebenen Dränagesystems.

Die Messungen der Grundwasserpotenziale in der Schottertragschicht erfolgen jeweils an den Enden der Dränagefelder über die 2-Zoll-Rohre der Sohldränagenentlüftung. Diese Rohre, die im Folgenden als Schrägmessstellen bezeichnet werden, sind in den Beton der Querriegel am Ende jedes Dränagefeldes eingebettet und an die am wasserseitigen Böschungsfuß verlaufenden Längsdränagen angeschlossen. Auf beiden Kanalseiten existieren in den Querriegeln jeweils zwei unabhängig nebeneinander angeordnete Schrägmessstellen, durch die die Grundwasserpotenziale in den Dränagefeldern links und rechts des Querriegels getrennt erfasst werden. Das Grundwasserpotenzial wird dabei aus der Messung des Abstandes von der Oberkante der Schrägmessstellen bis zum Grundwasserstand in der Messstelle unter Berücksichtigung der Neigung ermittelt. In Bild 3 ist der Längsschnitt dieses Dränagesystems dargestellt.

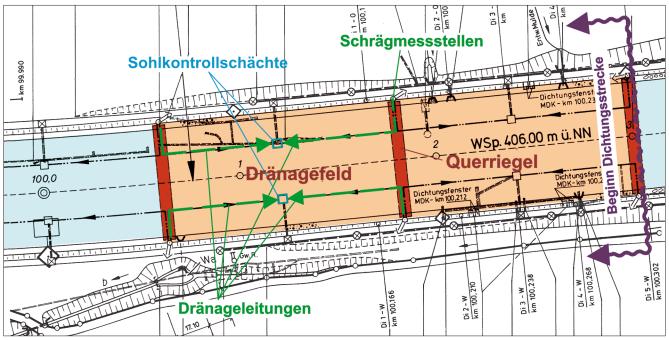


Bild 2: Dränagesystem Figure 2: Drainage system

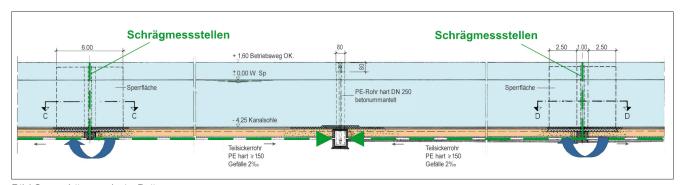


Bild 3: Längsschnitt Dränagesystem
Figure 3: Longitudinal section of the drainage system

Sowohl eine Unter- als auch eine seitliche Umströmung der Querriegel (Sperrflächen) über die Schottertragschicht ist auf Grund ihrer geringen Einbindetiefe möglich. Liegt die Schottertragschicht im Bereich durchlässiger Böden oder porösen Sandsteins bzw. schließt an diese an, erfolgt eine Umströmung der Querriegel über diese Schichten.

4 Dichtungsstrecke 1 (MDK-km 99,190 – 100,300) Lining stretch 1 (Main-Danube Canal km 99.100 – 100.300)

Im Folgenden wird anhand der Dichtungsstrecke 1 der Haltung Hilpoltstein die Problematik der Dichtungsaufbrüche in Verbindung mit den anstehenden Baugrund-, Kanalwasser- und Grundwasserverhältnissen dargelegt.

Die Dichtungsstrecke 1 (siehe Bild 4), beginnend am Oberen Vorhafen (OVH) der Schleuse Hilpoltstein, befindet sich in einer Hanglage. Der Geländeeinschnitt liegt auf der Ostseite des Kanals (linke Kanalseite). Die Kanalwestseite befindet sich bis ca. km 100 in einer Dammlage. Ab km 100 steigt das Gelände auf der

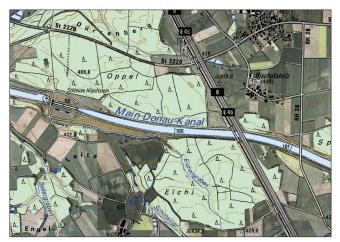


Bild 4: Geländetopografie Dichtungsstrecke 1
Figure 4: Topography of lining stretch 1

Kanalwestseite wieder an. Am luftseitigen Dammfuß verläuft auf dieser Seite der Mörtelgraben, der beim Bau des MDK verlegt wurde und als Vorfluter für die am Dammfuß befindlichen Fußdränagen fungiert.

Auf der Kanalostseite wurden überwiegend nichtbindige Böden, bestehend aus schluffigen Sanden (Grundwasserleiter) durch das Kanalprofil angeschnitten, die von bindigen (gering durchlässigen) Böden unterlagert sind. Unterhalb der Kanalsohle stehen überwiegend bindige Böden an. Der Damm auf der Kanalwestseite wurde aus aufbereitetem Amaltheenton auf bindigem Untergrund hergestellt. Die Dammhöhe beträgt hier bis zu 16 m am OVH der Schleuse bei einer luftseitigen Böschungsneigung von 1: 4 bis 1: 5 und einer Kronenbreite von ca. 6 m.

Zwischen km 99,150 und 99,570 wurde eine 1 m dicke durchgehende Entwässerungsschicht aus sandigem Material auf der Dammaufstandsfläche an der Kanalwestseite sowie Pfahldränagen eingebaut, die in eine Dränageleitung am luftseitigen Dammfuß entwässern. Diese Dränageleitung hat Anschluss an den am Dammfuß verlaufenden Mörtelgraben. Anschließend wurden zwischen Kanalkilometer 99,570 und 99,825 neun Entwässerungsstreifen mit einer Breite von 10 m und einer Dicke von 0,75 m in das Planum der Dammaufstandsfläche eingearbeitet. Diese, im Bild 5 dargestellten Entwässerungsstreifen, schließen an die Schottertragschicht unter der Asphaltdichtung an und entwässern ebenfalls über die Dränageleitung in den Mörtelgraben.

4.1 Grundwasserverhältnisse

Groundwater conditions

In den Bildern 6 bis 8 sind für Querprofile senkrecht zur Kanalachse die maximalen gemessenen Grundwasserstände bei Kanalkilometer 99,200, 99,850 und 100,300 dargestellt. Die Grundwasseroberfläche wurde in den Bildern als lineare Verbindung zwischen den Grundwassermessstellen idealisiert eingetragen. Zur Veranschaulichung der topografischen Situation ist die Lage des Main-Donau-Kanals abstands- und höhengerecht zu den ausgewerteten Grundwassermessstellen eingezeichnet. Auf Grund der unterschiedlichen Maßstäbe sind die Darstellungen stark überhöht.

Mit steigender Kilometrierung ist der zunehmende Einschnitt des MDK sowohl in das Gelände als auch in die maximale Grundwasseroberfläche erkennbar. Während die Kanalsohle bei Kanalkilometer 99,200 (Bild 6) noch oberhalb der Grundwasseroberfläche liegt, schneidet sie bei km 99,800 bis 99,900 (Bild 7) schon über die Hälfte in diese ein. Bei Kanalkilometer 100,300 (Bild 8),



Bild 5: Herstellung von Entwässerungsstreifen Figure 5: Construction of drainage stretches



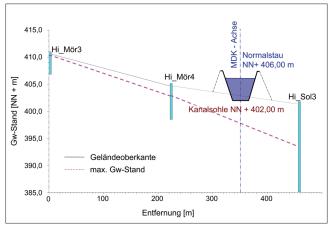


Bild 6: Maximaler Grundwasserstand im Querschnitt senkrecht zur Kanalachse bei MDK-Kilometer 99,200

Figure 6: Maximum groundwater level in the cross section normal to the canal axis at Main-Danube Canal km 99.200

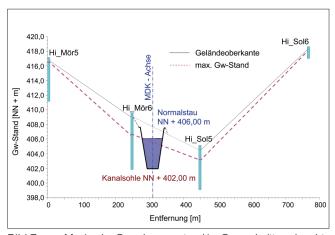


Bild 7: Maximaler Grundwasserstand im Querschnitt senkrecht zur Kanalachse zwischen MDK-km 99,800 und 99,900

Figure 7: Maximum groundwater level in the cross section normal

Figure 7: Maximum groundwater level in the cross section normal to the canal axis between Main-Danube km 99.800 and km 99.900

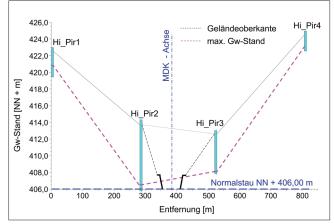


Bild 8: Maximaler Grundwasserstand im Querschnitt senkrecht zur Kanalachse zwischen MDK-km 100,250 und 100,500 (Beginn der Einschnittstrecke bei km 100,300)

Figure 8: Maximum groundwater level in the cross section normal to the canal axis between Main-Danube Canal km 100.250 and km 100.500 (the stretch cutted into the ground starts at km 100.300)

also am Ende der Dichtungsstrecke, liegt auch die Normalstauhöhe des MDK von NN + 406,0 m unterhalb der umgebenden Grundwasseroberfläche. Hier strömt bei maximalen Wasserständen auf beiden Kanalseiten Grundwasser zur Schottertragschicht unter der Asphaltdichtung mit einem Grundwasserpotenzial, das höher ist als der Kanalwasserstand.

Bild 9 zeigt eine Systemskizze der Dichtungsstrecke 1, in der die Untergliederung des Streckenabschnittes in 8 durch Querriegel voneinander getrennte Dränagefelder dargestellt ist. Die amtsseitigen Bezeichnungen der Dränagefelder (1 bis VI) sowie die zugehörigen Schrägmessstellen (53/IL bis 68/VIR) und Kilometrierungen sind eingetragen.

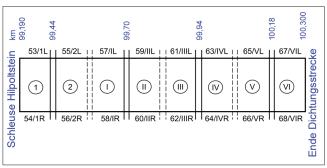


Bild 9: Systemskizze von Dichtungsstrecke 1 Figure 9: System sketch of lining stretch 1

In den Bildern 10 und 11 sind die Ganglinien der Schrägmessungen in den einzelnen Dränagefeldern getrennt nach Kanalostseite und Kanalwestseite dargestellt. Um den Vergleich in beiden Diagrammen zu vereinfachen sind die Ganglinien der jeweils in den einzelnen Dränagefeldern gegenüberliegenden Schrägmessstellen dabei farblich gleich gekennzeichnet.

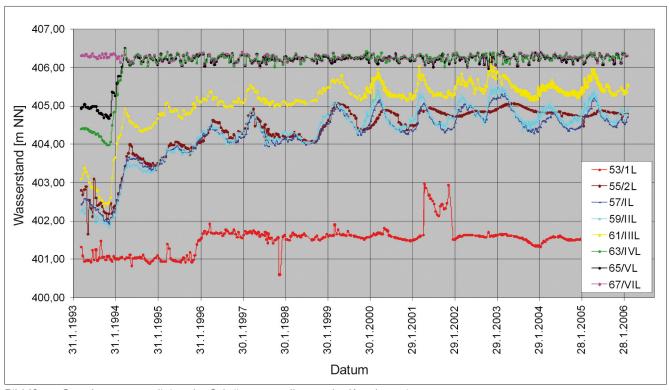


Bild 10: Grundwasserganglinien der Schrägmessstellen an der Kanalostseite Figure 10: Groundwater hydrographs of the inclined measurement wells at the eastern side of the canal

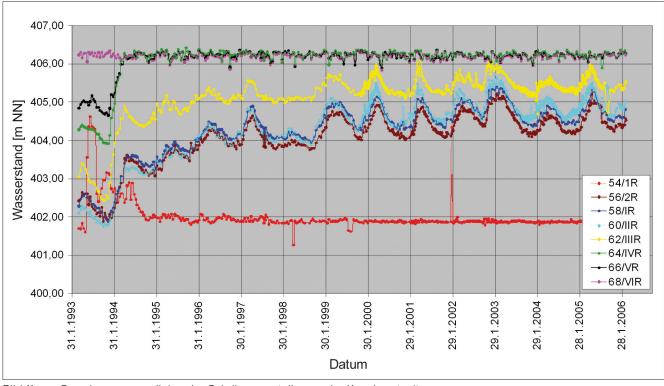


Bild 11: Grundwasserganglinien der Schrägmessstellen an der Kanalwestseite Figure 11: Groundwater hydrographs of the inclined measurement wells at the western side of the canal

Aus den oben dargestellten Grundwasserstandsganglinien der Schrägmessungen in der Schottertragschicht lassen sich folgende Schlussfolgerungen ziehen:

- Bereits zu Beginn des dargestellten Messzeitraums zeigen die Messungen in den Messstellen 67/VIL und 68/VIR in dem an den Einschnittbereich angrenzenden Dränagefeld VI ein Grundwasserpotenzial, das dem Kanalwasserstand entspricht. Es ist davon auszugehen, dass schon zu diesem Zeitpunkt ein Potenzialausgleich zwischen Kanal- und Grundwasser in der Schottertragschicht infolge Dichtungsleckagen stattgefunden hat. Im Übergangsbereich vom Einschnitt zur Dichtungsstrecke wurden deshalb zur Grundwasserentspannung Dichtungsfenster eingebaut. In den anderen Dränagefeldern liegen die aus den Schrägmessungen ermittelten Grundwasserstände deutlich unterhalb des Kanalwasserstandes.
- Anfang 1994 hat in den Dränagefeldern I bis V und 2 eine deutliche Erhöhung des Grundwasserpotenzials unterhalb der Asphaltdichtung stattgefunden, dessen Ursache aber nicht eindeutig geklärt werden konnte. Die Messungen in den Schrägmessstellen 65/VL, 66/VR, 63/IVL und 64/IVR der Dränagefelder IV und V zeigen einen Grundwasserstandsanstieg bis auf Höhe des Kanalwasserstands. Hier ist davon auszugehen, dass infolge aufgetretener Undichtigkeiten in der Asphaltdichtung ein Potenzialausgleich zwischen dem Kanal- und Grundwasser in der Schottertragschicht stattgefunden hat. Die Grundwasserstände in den Schrägmessungen der Dränagefelder III (61/IIIL, 62/IIIL), II (59/IIL, 60/IIR), I (57/IL, 58/IR) und 2 (55/2L, 56/2R) stiegen in diesem Zeitraum ebenfalls deutlich an, jedoch nicht bis auf Höhe des Kanalwasserstands. Außerdem weisen diese Grundwasserstandsganglinien auch nach dem Anstieg einen deutlichen Gang auf, der durch einen jahreszeitlich unterschiedlichen Grundwasserzustrom vom Hang verursacht wird. In den genannten Dränagefeldern bestand auch nach dem Grundwasserstandsanstieg kein Potenzialausgleich zwischen Grund- und Kanalwasser, so dass hier von einer noch intakten Kanaldichtung auszugehen ist. Wahrscheinlich wurde der Grundwasserstandsanstieg in den Dränagefeldern 2 und I bis III durch Unter- und Umströmung der Querriegel nach Dichtungsleckagen in den Dränagefeldern IV und V und den dort hervorgerufenen Grundwasserstandsanstieg verursacht.
- Nach dem starken Grundwasserstandsanstieg Anfang 1994 zeigen die aus den Schrägmessungen ermittelten Grundwasserstände in den Dränagefeldern 2 und I bis III weiterhin einen langsamen Anstieg bis ca. im Jahr 2000. Seitdem ist kein signifikanter Anstieg mehr vorhanden. Die Messungen zeigen weiterhin einen deutlich ausgeprägten jahreszeitlichen Gang. Der Potenzialausgleich zwischen Grund- und Kanalwasserstand in den Dränagefeldern IV, V und VI weist auf relevante Dichtungsleckagen hin. Dagegen ist in den Dränagefeldern 2 sowie I bis III auf Grund der vorliegenden Grundwasserstandsmessungen von einer intakten Kanaldichtung auszugehen.
- Die Wasserstände im Dränagefeld 1 liegen in Höhe der Kanalsohle. Wie oben beschrieben, sind im Bereich des OVH eine Entwässerungsschicht und Pfahldränagen im Bereich der Dammaufstandsfläche eingebaut. Diese Konstruktionselemente führen eventuell anfallendes Grundwasser in den Untergrund und in den Mörtelgraben ab. Solange diese Dränelemente funktionstüchtig sind, ist nicht damit zu rechnen, dass die Wasserstände im Dränagefeld 1 auf die Höhe der Wasserstände in den anderen Feldern ansteigen.

Für das noch im Einschnittbereich befindliche Dränagefeld VI ist davon auszugehen, dass sich infolge der Wasserbewirtschaftung in Zusammenhang mit den Grundwasserverhältnissen unmittelbar nach Inbetriebnahme der Kanalhaltung ein Wasserüberdruck aus dem Grundwasser auf die Kanaldichtung eingestellt hat. Aus der gegenüber einer Tondichtung vergleichsweise geringen Dicke der Asphaltdichtung von 16 cm mit einer angenommenen Wichte des Asphalts unter Auftrieb von 14 kN/m³ ergibt sich ein geringes Flächengewicht der Kanaldichtung von 2,24 kN/m². Dadurch wird bereits bei einer Potenzialdifferenz zwischen dem Grundwasser unterhalb der Dichtung und dem Kanalwasser von $\Delta h \approx 22$ cm das Gewicht der Dichtung und damit das Grenzgleichgewicht für das Aufschwimmen der Dichtung überschritten. D. h. auch bei einem dem Kanalwasserstand entsprechenden Grundwasserstand unterhalb der Dichtung ist bei plötzlichem Absunk des Wasserspiegels infolge Schiffspassagen oder Schleusungen mit einem Grundwasserüberdruck zu rechnen, der zu einem Aufbruch der Dichtung führen kann. Der bei plötzlichem Absunk entstehende Grundwasser-

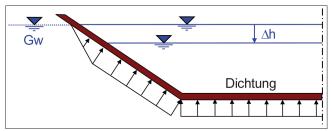


Bild 12: Grundwasserüberdruck unterhalb der Kanaldichtung bei plötzlichem Absunk des Kanalwasserstands

Figure 12: Excessive groundwater pressure underneath the canal lining in the case of a sudden drawdown of the water level in the canal

überdruck ist im Bild 12 qualitativ dargestellt. Die in den Dränagefeldern IV, V und VI mit Sicherheit vorhandenen Leckagen in der Kanaldichtung werden auf diese Schadensursache zurückgeführt.

Die für die Dichtungsstrecke 1 getroffenen Aussagen treffen i. A. auch auf die Baugrund- und Grundwasserverhältnisse und die daraus resultierende Beeinflussung der Kanaldichtung in den beiden anderen Dichtungsstrecken zu.

5 Schlussfolgerungen *Conclusion*

Grundsätzlich handelt es sich bei dem als "Dränagesystem" bezeichneten Bauelement, bestehend aus Schottertragschicht und Dränageleitung unterhalb der Asphaltdichtung im derzeitigen Betriebszustand nicht um eine Dränage im technischen Sinn. Dränagen dienen zur Absenkung des Grundwasserstandes und zur gefahrlosen Ableitung des gefassten Grundwassers. In der Haltung Hilpoltstein wird das anfallende Grundwasser in jedem einzelnen "Dränagefeld" zwar gefasst, aber nicht abgeleitet. Das Dränagesystem diente nur während der Bauzeit zur Absenkung des Grundwasserstandes durch den Einsatz von Pumpen. Im Betriebszustand des Kanals wird i. A. jedoch keine Absenkung des Grundwasserstandes bewirkt. Dies ist nur bei Aufbruch der Kanaldichtung infolge Wasserüberdruck unter der Dichtung bei hohen Grundwasserständen im (zumeist einseitigen) Anstrombereich des Kanals und einem dadurch verursachten Potenzialausgleich zwischen Grund- und Kanalwasser der Fall. Der MDK fungiert in diesem Fall als Vorfluter für das vom Hang zuströmende Grundwasser.

Das Aufbrechen der Asphaltdichtung in der Kanalhaltung Hilpoltstein wurde durch einen Porenwasserüberdruck im "Dränagesystem" unter der Dichtung in Verbindung mit dem geringen Gewicht der Asphaltdichtung verursacht. Dieser Porenwasserüberdruck wird auf die Kombination aus hohem Grundwasserstand seitlich des Kanals und damit im "Dränagesystem" und dem schnellem Absunk des Kanalwasserstandes (z. B. infolge Schiffsverkehr oder Schleusungen) zurückgeführt. Die Wasserstandsmessungen im Dränagesystem zeigen, dass Leckagen in der Asphaltdichtung sowohl in den Übergangsbereichen zu Einschnitten mit hohen seitlichen Grundwasserständen als auch in Bereichen mit Hanglage des Kanals aufgetreten sind. In diesen Kanalabschnitten mit einseitigem Damm findet ein Grundwasserzufluss von der Hangseite des Kanals in das Dränagesystem unter der Kanaldichtung statt, wobei die Grundwasserstände im Hangbereich oberhalb des Kanalwasserstands liegen.

Zur Reduzierung des Grundwasserpotenzials im Dränagesystem und damit der Gefahr eines Dichtungsaufbruchs könnten Ableitungen aus dem Dränagesystem zum luftseitigen Dammfuß hergestellt werden. Dies wird jedoch nicht empfohlen, da durch diese Ableitungen bei Dichtungsleckagen eine direkte hydraulische Verbindung zum Kanalwasser hergestellt würde. Bei größeren, unerkannten Leckagen würde das zum Auslaufen der Kanalhaltung und zu einer Beeinträchtigung der Dammstandsicherheit führen. Aus diesem Grund sind die im Bereich des OVH existierenden Entwässerungsschichten bei der Damminspektion über die vorhandenen Dränageausläufe zu beobachten und die zugehörigen Schrägmessungen auszuwerten.

Die Wasserstandsmessungen im Dränagesystem zeigen auch, dass nach einem Dichtungsaufbruch mit Potenzialausgleich zwischen Grundwasser im Dränagesystem und Kanalwasser auch die Wasserstände im Dränagesystem der angrenzenden Dränagefelder ansteigen. Folglich ist zusätzlich zum Grundwasserzustrom aus dem Hangbereich von einem (relativ geringen) Grundwasserstrom in Kanallängsrichtung infolge der Unterströmung der Querriegel zwischen den Dränagefeldern auszugehen.

Zur Verhinderung des Potenzialausgleichs zwischen den Dränagefeldern ist eine Verfüllung bzw. Verpressung der Dränageleitungen jedoch nicht geeignet, da der Potenzialausgleich weiterhin über die Schottertragschicht erfolgen kann. Es wird empfohlen, das vorhandene Dränagesystem weiterhin als ein geeignetes Kontrollinstrument zur Messung der Wasserstände unterhalb der Kanaldichtung und damit zur Feststellung von Dichtungsaufbrüchen zu nutzen und in das Überwachungssystem des Kanals zu integrieren.

Die Schottertragschicht unter der Asphaltdichtung bewirkt wegen ihrer vergleichsweise hohen hydraulischen Durchlässigkeit eine Grundwasserdruckausbreitung bei Leckagen in der Kanaldichtung. Bei geringdurchlässigem Damm- und Untergrundmaterial stellt sich dadurch im gesamten Dränagefeld ein dem Kanalwasserstand entsprechendes Grundwasserpotenzial ein. Kritisch ist dies jedoch nur zu bewerten, wenn

- die Dämme infolge der Wasseraufsättigung keine ausreichende Standsicherheit in der ständigen Bemessungssituation aufweisen oder
- lokal unterhalb der Schottertragschicht Bereiche mit hoher hydraulischer Durchlässigkeit (z. B. Verfüllbereiche von Bauwerken mit grobkörnigem Material) existieren, durch die eine Ableitung des Wassers zur Luftseite der Dämme möglich ist.

Bei Standsicherheitsuntersuchungen gemäß dem Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen (MSD) [1] sind insbesondere die Randbedingungen bezüglich der Dammdurchströmung und Kanalunterströmung infolge des einseitigen Grundwasseranstroms mit geneigter Grundwasseroberfläche bei Hanglage des Kanals und eine mögliche Aufweichung des eingebauten, bindigen Dammmaterial infolge Aufsättigung zu berücksichtigen.

6. Literatur

References

[1] Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen (MSD), Ausgabe 2011; Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe Fuchs: Dränagen unter der Asphaltdichtung des Main-Donau-Kanals

Grundwassermessungen an der Mainschleuse Eddersheim Groundwater Measurements at the Eddersheim Lock

Dipl.-Ing. Charlotte Laursen, Dr.-Ing. Bernhard Odenwald, Bundesanstalt für Wasserbau

Zur Durchführung von Instandsetzungsarbeiten war eine erneute Trockenlegung der Doppelschleuse Eddersheim geplant. Da bei vorangegangenen Trockenlegungen an den zur Grundwasserdruckentspannung wasserdurchlässig gestalteten Kammersohlen Wasseraustritte mit Bodenaustrag beobachtet wurden, wurden die Grundwasserpotenzialverhältnisse im Bereich der Schleuse untersucht. Dazu wurden unmittelbar neben den Schleusen 12 sowie in der Sohle der Nordkammer weitere drei Grundwassermessstellen hergestellt und eine kurze Probetrockenlegung durchgeführt. Auf Grund der Messungen konnten Angaben über den zu erwartenden Grundwasserüberdruck unter der Schleusensohle bei Trockenlegung gemacht werden.

Repair work at the Eddersheim twin lock required prior emptying of the lock. As previous emptyings had resulted in leakage and soil erosion at the chamber base, which is water permeable to allow groundwater pressure relief, groundwater conditions were examined in the lock area. For this purpose, 12 groundwater observation wells were installed alongside the lock, plus another three piezometers at the bottom of the northern lock chamber, and brief test emptying was performed. Based on the measurements, the expected overload groundwater pressure below the base of an empty lock chamber could be assessed.

1 Einführung Introduction

Die Doppelschleuse Eddersheim befindet sich bei Mainkm 15,55 in einem kurzen, vom Main abzweigenden Schleusenkanal südöstlich der Ortschaft Eddersheim unmittelbar neben dem Kraftwerk und dem Mainwehr (Bild 1).

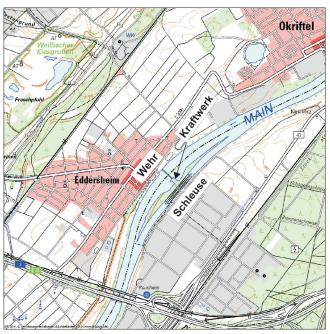


Bild 1: Lageplan Schleuse und Wehr Eddersheim Figure 1: Site map of Eddersheim lock and weir

Um dringend erforderliche Instandsetzungsarbeiten durchführen zu können, ist eine Trockenlegung von jeweils einer der beiden Schleusenkammern geplant. Da bei den vorangegangenen Trockenlegungen der Schleusen 1999 und 2006 in der Kammersohle Wasserzutritte mit Materialtransport auftraten, wurden Messungen zur Ermittlung der Grundwasserpotenzialverhältnisse im Bereich der Schleuse durchgeführt um gesicherte Eingangsparameter für die Standsicherheitsberechnungen zu gewinnen.

2 Bauwerk Structure

Die beiden von 1929 bis 1935 erstellten Schleusen haben eine Hubhöhe von ca. 3,60 m und eine nutzbare Kammerlänge von jeweils ca. 345 m. Die nutzbare Breite der Nordkammer beträgt 12 m und die der Südkammer 15 m. Die Schleusenkammern sind als Spundwandschleusen mit seitlichen, bis unter die Kammersohle reichenden, zweilagig rückverankerten Spundwänden ausgebildet (Bild 2). Nur die Häupter sind als Massivbauwerke ausgeführt.

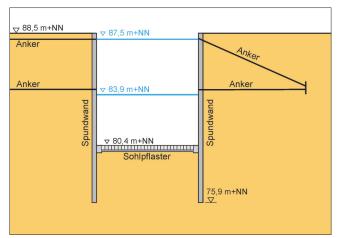


Bild 2: Querschnitt der Schleusenkammer Figure 2: Cross section of the lock chamber

Die Kammersohlen bestehen aus unbewehrten Betondruckriegeln zur Aussteifung der seitlichen Spundwände. Die Druckriegel haben eine Breite von 1,2 m und eine Höhe von 1,0 m und wurden in einem regelmäßigen Abstand von 3,6 m hergestellt. Zwischen den Druckriegeln wurde ein Sechseck-Prismenpflaster mit einer Höhe von 0,6 m und einem Durchmesser von 0,4 m auf einer 25 cm dicken Feinkiesschicht und einer darunter angeordneten 5 cm dicken Splittschicht eingebaut. Die Herstellung des Prismenpflasters erfolgte in Ortbetonbauweise mittels vorgefertigter Schalungselemente. Bild 3 aus der Bauzeit zeigt die Herstellung des Sohlpflasters zwischen den Druckriegeln. Die nach Ziehen der Schalungselemente entstehenden Fugen zwischen dem Prismenpflaster wurden wahrscheinlich mit Sand verfüllt. Durch das zwischen den Betonriegeln mit Fugen verlegte Sohlpflaster sollten eine Wasserdurchlässigkeit der Kammersohlen und dadurch eine Druckentspannung des Grundwassers unterhalb der Kammersohlen insbesondere bei einer Trockenlegung erzielt werden.



Bild 3: Herstellung des Sohlpflasters
Figure 3: Execution of the pavement at the base of the lock

3 Untersuchungen

Investigations

Nachstehend sind die durchgeführten Untersuchungen zur Erkundung der Grundwasserverhältnisse und zur Ermittlung der Grundwasserdrücke unter den Schleusenkammern bei Trockenlegung beschrieben.

3.1 Einrichtung von Grundwassermessstellen

Installation of groundwater oberservation wells

Da keine ausreichenden Kenntnisse über den Baugrundaufbau und die Grundwasserverhältnisse vorlagen, wurden in einem ersten Schritt beidseitig der Doppelschleuse Aufschlussbohrungen durchgeführt und diese zu Grundwassermessstellen ausgebaut. Die Auswertung der Grundwasserpotenziale in diesen Messstellen bei unterschiedlichen Schleusenwasserständen sollte eine Aussage über den zu erwartenden Grundwasserüberdruck unter der Schleusensohle bei Trockenlegung ermöglichen.

Im März und April 2008 wurden in drei Messquerschnitten (Bild 4) mainseitig der Nordkammer und landseitig der Südkammer insgesamt 12 Bohrungen hergestellt (6 flache und 6 tiefe) und diese zu Grundwassermessstellen ausgebaut. Dabei wurden jeweils 2 Bohrungen (tief und flach) direkt nebeneinander ausgeführt. Die tiefen Bohrungen wurden 18 m tief abgeteuft, um ausreichende Informationen über den Baugrund zu erhalten. Die tiefen Bohrungen wurden mit einer Filterstre-

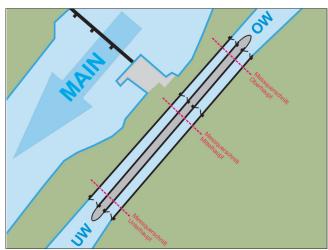


Bild 4: Schleusenquerschnitt mit Grundwassermessstellen Figure 4: Cross section of the lock with groundwater observation wells

cke aus Mineralkornfilter zwischen NN + 74,5 m und NN + 76 m ausgebaut, um das Grundwasserpotenzial am Spundwandfuß zu ermitteln. Die flachen Bohrungen wurden 10 m tief abgeteuft und zwischen NN + 78,5 m und NN + 80 m verfiltert. Bild 5 zeigt den Querschnitt durch die beiden Schleusenkammern mit den Grundwassermessstellen, wobei die in jedem Messquerschnitt in der Kammersohle angeordnete Messstelle erst später hergestellt wurde (siehe Kapitel 3.4). Die beiden unterschiedlich tief angeordneten Filter der Grundwassermessstellen ermöglichen die Ermittlung des Potenzialabbaus über die Höhe bei vertikalem Grundwasserströmungsanteil.

3.2 Baugrund- und Grundwasserverhältnisse

Underground and groundwater conditions

Die Bohrungen zeigten über die gesamte Erkundungstiefe überwiegend Kiese und Mittel- bis Grobsande. In deutlich geringerem Umfang wurden Feinsande angetroffen. Nur vereinzelt wurden geringmächtige Schluff- und Tonlinsen erbohrt. Auf Grundlage der durchgeführten Bohrungen war die Annahme einer durchgängigen bindigen Schicht unterhalb der Spundwandunterkanten, wie sie auf Grundlage von Altbohrungen vermutet wurde, nicht gerechtfertigt. Weiterhin waren auch keine durchgängigen bindigen Zwischenschichten erkennbar, die zu einer wesentlichen Verringerung der vertikalen Durchlässigkeit führen könnten. Aus den Kornverteilungen wurden charakteristische Durchlässigkeiten für die Bodenschichten Kies, Mittel- bis Grobsand und Feinsand ermittelt. Daraus wurden über die Schichtdicken gewichtete vertikale und horizontale Durchlässigkeiten berechnet. Insgesamt ergaben die Untersuchungen eine hohe hydraulische Durchlässigkeit des Baugrunds mit einer relativ geringen Anisotropie.

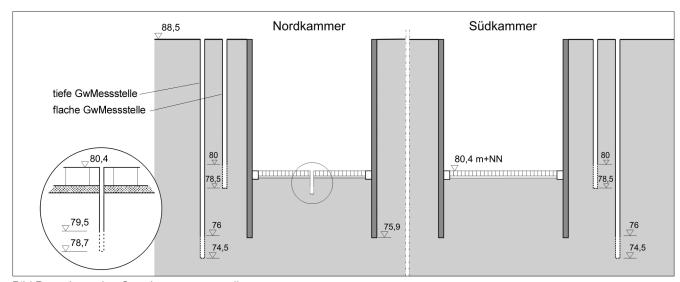


Bild 5: Lageplan Grundwassermessstellen Figure 5: Site map of groundwater observation wells

BAWMitteilungen Nr. 94 2011

3.3 Ergebnisse der Grundwasserstandsmessungen

Results of groundwater head measurements

Zur Untersuchung der Abhängigkeit der Grundwasserpotenziale am Spundwandfuß von den Schleusenwasserständen wurden zwei Versuche durchgeführt. Dabei wurde jeweils eine Schleusenkammer auf Unterwasserstand gestellt und nur in der anderen Kammer Schleusungen durchgeführt. Die Grundwasserstandsmessungen zeigten, wie erwartet, ein Potenzialgefälle vom Oberhaupt zum Unterhaupt sowie im Oberwasserbereich von der Mainseite zur Landseite und im Unterwasserbereich von der Landseite zur Mainseite. Die Grundwasserstände reagierten deutlich auf Schleusungsvorgänge, wobei sie in den Messstellen entlang der in Betrieb befindlichen Schleusenkammer deutlich stärker reagierten als in den Messstellen entlang der auf Unterwasserstand gestellten Schleusenkammer. Der Schwankungsbereich der in den tiefen Messstellen gemessenen Grundwasserpotenziale am Spundwandfuß war jedoch auch in den Messstellen, die sich unmittelbar neben der Schleuse mit unterschiedlichen Schleusungswasserständen befanden, deutlich geringer als der Wasserstandsunterschied in der Schleuse. Insbesondere im Oberhauptbereich traten bei Unterwasserstand in der Schleuse große Potenzialdifferenzen zwischen dem Grundwasserpotenzial am Spundwandfuß und dem Schleusenwasserstand auf.

Basierend auf den Messergebnissen wurden die zu erwartenden Grundwasserpotenziale bei Trockenlegung der Schleusenkammern durch Extrapolation abgeschätzt. Die durchgeführten Messungen erlaubten jedoch keine genaue Aussage über die Art des Potenzialabbaus zwischen der Unterkante der Spundwände und der Schleusensohle. Da jedoch nicht angenommen werden konnte, dass der Baugrund unterhalb der Kammersohlen deutlich undurchlässiger ist als der außerhalb der Schleusenkammern, war von einem erheblichen Grundwasserüberdruck unter den Kammersohlen bei Trockenlegung der Schleusen auszugehen. Um dies zu überprüfen, wurden zusätzliche Grundwassermessstellen in der Kammersohle einer Schleuse installiert und eine kurze Probetrockenlegung durchgeführt.

3.4 Erstellung zusätzlicher Grundwassermessstellen in der Schleusensohle Installation of additional piezometers at the lock base

Anfang Juli 2008 wurden in der Sohle der Nordkammer drei Unterwasserbohrungen vom Ponton aus durchgeführt und diese zu Grundwassermessstellen ausgebaut (siehe Bild 5 und Bild 6). Die Bohrungen wurden bis zum Spundwandfuß abgeteuft um Informationen über den Baugrundaufbau zwischen Schleusensohle und Spundwandfuß zu erhalten. Unterhalb der Betonprismen wurden die Bohrungen im Trockenbohrverfahren als Rammkernbohrung mit einem dem Grundwasserdruck unterhalb der Kammersohle entsprechenden Wasserüberdruck im Bohrrohr durchgeführt.

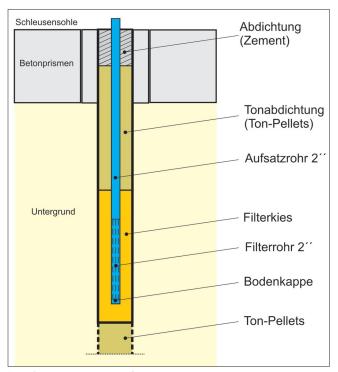


Bild 6: Ausbau der Grundwassermessstellen in der Schleusensohle

Figure 6: Piezometer installed in the lock base

Der Ausbau der Bohrungen erfolgte nur bis zu einer Tiefe von 1,5 m unterhalb der Unterkante der Betonprismen, um den Grundwasserdruck unmittelbar unterhalb der Kammersohle festzustellen. Der darunter liegende Bereich der Bohrung wurde mit Tonpellets verfüllt. Darüber wurde die Filterkiesschüttung mit einer Höhe von 1,0 m angeordnet. Oberhalb des Filterkieses

wurde bis zur Unterkante der Betonprismen eine ebenfalls aus Tonpellets bestehende Abdichtung eingebaut. Im Bereich der Betonprismen wurde der Ringraum zwischen dem Pegelrohr und dem Betonpflaster mit einer Zement-Bentonit-Suspension verfüllt, um einen dichten Anschluss zwischen Rohr und Betonprismen zu erzielen.

In die Messstellen wurden Systeme jeweils bestehend aus einem Packer in Verbindung mit einem Druckaufnehmern (Bild 7) zur kontinuierlichen Messungen des Wasserdruckes eingebaut.

Die Entwicklung diese System erfolgte von Fa. Comdrill in Zusammenarbeit mit der BAW und erfüllt die für den Messeinsatz notwendigen Anforderungen:

- Durch den Einbau des Packers muss das Pegelrohr druckdicht gegen das Betonpflaster verschlossen werden.
- Das Kabel des Druckaufnehmers muss ebenfalls druckdicht durch den Packer geführt werden.
- Der Packer muss so ausgebildet werden, dass er wieder ausbaubar ist.

Grundlage ist ein mechanischer Packer, bei dem das Kabel des Druckaufnehmers durch den Packer hindurchgeführt und mittels Kunstharz dicht mit dem Packer vergossen wurde. Der Einbau der Packer erfolgte durch Taucher, wobei die Abdichtung der Packer in der Messstelle durch Drehen der Spannknebel erfolgte. Bild 8 zeigt das Messsystem vor dem Einbau und das in der Kammersohle eingebaute Messsystem während der Trockenlegung.

3.5 Ergebnisse der Testtrockenlegung der Schleusenkammer

Results of test emptying of the lock chamber

Die Trockenlegung der Nordkammer wurde vom 14. bis zum 17. Juli 2008 unmittelbar nach Einbau der Messsysteme durchgeführt. Dabei wurden die Grundwasserdrücke in allen Grundwassermessstellen mittels Druckaufnehmern erfasst und kontinuierlich aufgezeichnet. Die Messergebnisse bestätigten, dass bei der Trockenlegung unterhalb der Kammersohle erhebliche Grundwasserüberdrücke auftreten. Ein wesentlicher

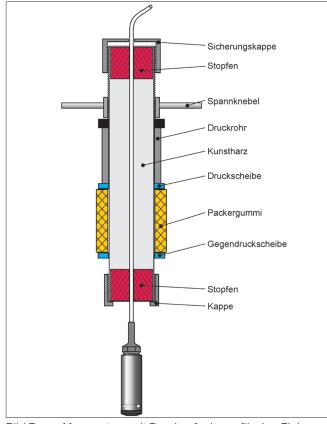


Bild 7: Messsystem mit Druckaufnehmer für den Einbau in die Grundwassermessstelle

Figure 7: Measuring system with pressure transmitter for the installation in the piezometer

Anteil des Potenzialabbaus findet aufgrund des stark reduzierten Abflussquerschnittes im unmittelbaren Anstrombereich der Fugen zwischen dem Sohlpflaster sowie innerhalb der Fugen selbst statt. Dadurch treten in diesem Bereich hohe vertikal nach oben gerichtete Strömungsgeschwindigkeiten auf. Diese führen zu dem während den Trockenlegungen beobachteten Freispülen einzelner Fugen und dem Materialaustrag. Durch den lokalen Materialaustrag unterhalb des Sohlpflasters lässt sich die Absenkung einzelner Bereiche des Sohlpflasters erklären. Da die Aussteifung der Spundwände jedoch nicht durch das Sohlpflaster sondern durch die Betonriegel erfolgt, ist die Standsicherheit der Schleusenkammer bei einer kurzen Testtrockenlegung nicht unmittelbar gefährdet.

BAWMitteilungen Nr. 94 2011





Bild 8 Messsystem bestehend aus Datenlogger und Packer (links) und eingebautes Messsystem (rechts)

Figure 8: Measuring system consisting of data logger and packer (left) and installed measuring system (right)

4 Schlussfolgerungen

Conclusion

Auf Grundlage der Ergebnisse der durchgeführten Untersuchungen konnte eine längerfristige Trockenlegung der Schleusen zur Durchführung der Instandsetzungsarbeiten nicht empfohlen werden. Bei einer entsprechend langen Trockenlegung besteht die Gefahr, dass auf Grund des Porenwasserüberdrucks unterhalb der Kammersohle große Mengen von Bodenmaterial durch die Fugen des Sohlpflasters ausgetragen und mit dem Wasserstrom abtransportiert werden und dadurch die Standsicherheit der Schleusenkammer beeinträchtigt wird. Die Durchführung einer Grundwasserabsenkung im Bereich der Schleusenkammern zur Verhinderung eines Grundwasserzustroms durch die Kammersohle bei Trockenlegung damit eines Bodenmaterialaustrags ist auf Grund des sehr durchlässigen Grundwasserleiters, den ungünstigen hydraulischen Randbedingungen und des weitreichenden Absenktrichters nicht möglich. Aus diesen Gründen wurde beschlossen, zusätzliche Absperreinrichtungen kammerseitig der Häupter einzubauen um die massiven

Häupter separat trockenlegen zu können. Dadurch kann die erforderliche Instandsetzung der Schleusentore ohne Trockenlegung der Schleusenkammern durchgeführt werden.

Untersuchung der Trockenlegung der Schleusen Kummersdorf und Neue Mühle

Analysis of the Dewatering of the Kummersdorf and Neue Mühle Locks

Dr.-Ing. Thomas Nuber, Dr.-Ing. Hermann-Josef Lensing, Bundesanstalt für Wasserbau

Schleusen in Bundeswasserstraßen müssen zur Durchführung erforderlicher Wartungs- und Inspektionsarbeiten regelmäßig trockengelegt werden. Da auch während des Revisionsfalls die Standsicherheit einer Schleuse zu jedem Zeitpunkt gewährleistet sein muss, sind die geotechnischen Standsicherheitsnachweise sowohl für den Vorgang der Trockenlegung als auch für die trockengelegte Schleuse zu erbringen. In diesem Zusammenhang wurden Untersuchungen bei zwei Schleusentrockenlegungen im Berliner Raum (Schleuse Kummersdorf und Schleuse Neue Mühle) durchgeführt. Für beide Schleusen liegen für den Revisionsfall geotechnische Standsicherheitsgutachten vor, die von unabhängigen Ingenieurbüros vor mehr als fünf Jahren erstellt wurden. Die Gutachten definieren für den Revisionsfall maximal zulässige Grundwasserstände, die nicht überschritten werden dürfen. Auf Grundlage der hier beschriebenen Untersuchung wurden Handlungsanweisungen für die Trockenlegung der Schleusen erstellt. Diese beinhalten Angaben über die Anordnung und den Betrieb der Pumpen zur Grundwasserabsenkung und über die Vorgehensweise bei der Leerung der Schleusenkammer und gleichzeitiger Absenkung der Grundwasserstände. Ziel ist dabei eine möglichst geringe Grundwasserabsenkung um schädliche Auswirkungen auf die Umwelt zu vermeiden.

Ship-locks of the German Federal Waterways have to be emptied completely prior to inspection and maintenance. Since for the case of revision the geotechnical safety of the lock has to be ensured for every point in time, verifications of the geotechnical safety are required for the dewatering procedure as well as for the dry lock. In this context investigations at two locks were conducted in the Berlin area (Kummersdorf Lock and Neue Mühle Lock). For both locks geotechnical expertises were done by external engineering offices more

than 5 years ago for the case of revision, in which the maximum tolerable groundwater levels were defined. Based upon the investigations described in this paper, instructions for the dewatering procedure of the two locks were formulated, including specifications for the configuration of the pumps which are installed to lower the groundwater level and recommendations for the procedural method to empty the locks parallel to the groundwater lowering. Here, the goal was a groundwater drawdown as low as possible to avoid detrimental effects on the environment.

1 Aufgabenstellung Objective

Für die Bauwerksrevisionen der Schleusen Kummersdorf und Neue Mühle wurde das Referat Grundwasser der BAW Karlsruhe vom Wasser- und Schifffahrtsamt Berlin beauftragt, eine messtechnische Überwachung der kontrollierten Trockenlegungen der Schleusen durchzuführen und darauf basierend Randbedingungen für zukünftige Trockenlegungen zu formulieren.

2 Beschreibung der Schleusen Characterisation of the locks

Die hier beschriebenen Untersuchungen wurden an den beiden Schleusen Kummersdorf und Neue Mühle, die südöstlich von Berlin in den Storkower Gewässern liegen, durchgeführt (Bild 1).

Die Schleuse Kummersdorf ist eine von drei Schleusen der Storkower Gewässer, die auf dem Weg von Berlin

BAWMitteilungen Nr. 94 2011



Bild 1: Lage der Schleusen Figure 1: Location of the locks

zum Scharmützelsee durchfahren werden muss. Sie wird hauptsächlich von Fahrgastschiffen und Sportbooten genutzt (Bild 2). Die Schleuse wurde im Jahr 1862 als Einkammerschleuse aus Ziegelmauerwerk gebaut und hat eine Länge von 34,25 m, eine Kammerbreite von 5,31 m sowie eine Hubhöhe von 1,17 m (Bild 3). Die Schleusensohle ist als Holzpfahlrost ausgebildet, der im Rahmen der letzten Schleusentrockenlegung im Winter 1996/97 ausgebessert wurde. Der Untergrund an der Schleuse Kummersdorf lässt sich als nahezu homogen beschreiben. Oberflächig stehen Auffüllungen mit Mächtigkeiten zwischen 0,3 bis 1,9 m an, die aus Sanden mit unterschiedlichen Bauschuttanteilen bestehen. Die Auffüllungen werden flächig von kalt-



Bild 2: Schleuse Kummersdorf Figure 2: Kummersdorf Lock

zeitlichen Fein- bis Mittelsanden unterlagert, vereinzelt finden sich Braunkohlehorizonte. Der Grundwasserspiegel steht zwischen 1 m unter Geländeoberkante (GOK) am Oberhaupt und ca. 1,5 m unter GOK am Unterhaupt an. Im Vorfeld der Untersuchungen wurden auf beiden Schleusenseiten Grundwassermessstellen sowohl an den beiden Schleusenhäuptern als auch im mittleren Bereich der Schleusenkammer abgeteuft. Diese Grundwassermessstellen wurden eingerichtet, um während des Versuchs die Grundwasserstände an den einzelnen Bauwerksteilen beobachten zu können und um über diese Messstellen bei Bedarf den Grund-

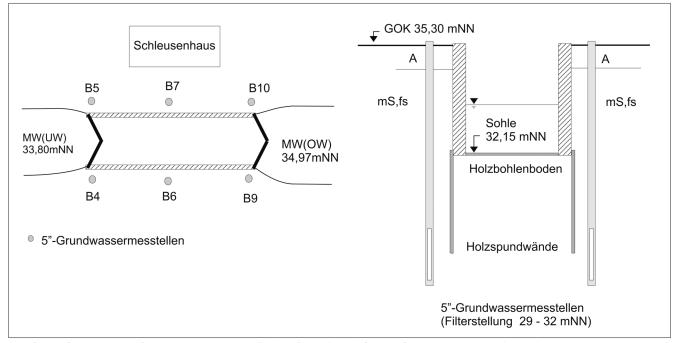


Bild 3: Systemskizze Schleuse Kummersdorf - Draufsicht (links), Schnitt Schleusenkammer (rechts)

Figure 3: System sketch of the Kummersdorf Lock – top view (left); cross section of lock chamber (right)



Bild 4: Schleuse Neue Mühle Figure 4: Neue Mühle Lock

wasserstand absenken zu können.

Die Schleuse Neue Mühle (Bild 4) liegt in Königs-Wusterhausen und wurde wie die Schleuse Kummersdorf in den 60er Jahren des 19. Jahrhunderts gebaut. Die Schleusenhäupter bestehen aus Beton und Ziegelstein, die Kammer selbst aus Ziegel. Wie auch bei der Schleuse Kummersdorf ist die Kammersohle als Holzpfahlrost ausgebildet. Im Zuge der letzten Schleusentrockenlegung im Winter 1997 wurde der gesamte Holzbohlenboden erneuert und unterhalb des Bodens ein Geotextil verlegt. An den Seiten der Schleusenkammer

sind Holzspundwände angebracht, deren Tiefen jedoch unbekannt sind. Die Länge der Schleuse beträgt 38,93 m, die Breite 5,33 m und die Hubhöhe 1,50 m (Bild 5). Auf der Wehrseite der Schleuse befindet sich eine Halbinsel, an deren südlichem Ufer eine Bootsschleppe liegt, die kleineren Sportbooten als Schleusenumfahrung dient. Unmittelbar an der Schleuse ist auf der Wehrseite eine Brunnengalerie vorhanden, die zur Grundwasserabsenkung während der bisherigen Schleusentrockenlegungen genutzt wurde. Zusätzlich wurden in Vorbereitung zur hier beschriebenen Schleusentrockenlegung insgesamt sechs Grundwassermessstellen abgeteuft.

An der Schleuse Neue Mühle herrschen ähnliche Untergrundverhältnisse wie an der Schleuse Kummersdorf. Auch hier stehen oberflächig 0,3 bis 1,5 m mächtige Auffüllungen an, die aus Sanden mit unterschiedlichen Bauschuttanteilen bestehen. Auf der Wehrseite im Bereich des Oberhauptes beträgt die Mächtigkeit der Auffüllung ca. 3,8 m. Unterlagert werden diese Auffüllungen von holozänen und pleistozänen Fein- und Mittelsanden. Der Grundwasserspiegel steht zwischen 1,5 m unter GOK am Oberhaupt und ca. 1,8 m unter GOK am Unterhaupt an.

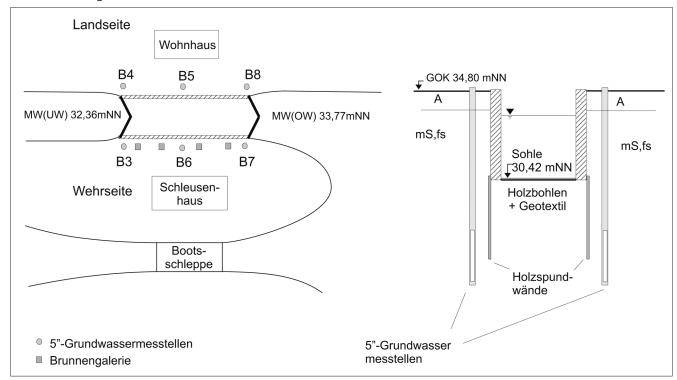


Bild 5: Systemskizze Schleuse Neue Mühle – Draufsicht (links), Schnitt Schleusenkammer (rechts)
Figure 5: System sketch of the Neue Mühle Lock – top view (left); cross section of lock chamber (right)

BAWMitteilungen Nr. 94 2011

3 Ergebnisse der geotechnischen Standsicherheitsuntersuchungen Results of the geotechnical stability verification

3.1 Schleuse Kummersdorf *Kummersdorf Lock*

Für die Schleuse Kummersdorf wurden für die Bauwerksteile Kammerwand, Oberhaupt und Unterhaupt im Auftrag des WNA Berlins die Nachweise gegen Kippen, Gleiten und Aufschwimmen nach DIN 1054 (2005–1) im Rahmen eines Standsicherheitsgutachtens durch ein externes Ingenieurbüro geführt. Grundbruchsicherheit und Geländebruchsicherheit wurden unter der Begründung, dass ein holzpfahlgegründeter Holzboden vorliegt, nicht nachgewiesen. Ebenfalls wurde der Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch nicht geführt, da auf Grund des dichten Holzbohlenbodens nicht mit einem Materialaustrag gerechnet wurde.

Die Nachweise gegen Kippen, Gleiten und Aufschwimmen werden dabei für die einzelnen Bauwerksteile mit einer auf der sicheren Seite liegenden Differenz zwischen Grundwasserstand (1 m unter Gelände) und Kammerwasserstand (Höhe der Kammersohle) geführt. Für sämtliche Bauwerksteile konnte für diesen Ansatz die Gleitsicherheit und Aufschwimmsicherheit nachgewiesen werden, wogegen die Sicherheit der Schleusenwand gegen Kippen (Außermittigkeit der Resultierenden) nicht gegeben ist.

Zur Bestimmung der maximalen Differenz zwischen Grundwasserstand und Kammerwasserstand, bei der die Nachweise gegen Kippen erfüllt sind, wurde in einem ersten Schritt der Kammerwasserstand in Höhe der Kammersohle angesetzt und mit verschiedenen Grundwasserständen kombiniert. In einem zweiten Schritt wurde ein Grundwasserstand von 1 m unter Geländeoberkante angenommen und ebenfalls mit unterschiedlichen Kammerwasserständen kombiniert. Bei dieser Nachweisführung ergab sich, dass bei einer maximalen Wasserstandsdifferenz zwischen Kammerwasserstand und Grundwasser von 0,8 m die Sicherheit gegen Kippen unabhängig von der Höhe des Kammerwasser- bzw. Grundwasserstands rechnerisch gewährleistet ist.

Auf Grundlage dieses Ergebnisses wurde für die trockengelegte Schleuse im Bereich des Oberhauptes und der Schleusenkammer die erforderliche Grundwasserabsenkung bis auf mindestens NN + 33,0 m und für den Bereich des Unterhauptes eine Grundwasserabsenkung bis auf NN + 32,0 m festgelegt. Empfehlungen zu erforderlichen Grundwasserständen während des Vorgangs der Trockenlegung werden nicht ausgesprochen.

3.2 Schleuse Neue Mühle

Neue Mühle Lock

Für die Bauteile Oberhaupt, Kammerwand und Unterhaupt wurden die Nachweise gegen Gleiten und Auftrieb, für das Gesamtbauwerk der Nachweis gegen Gleiten nach DIN 1054(1976-11) ebenfalls von einem externen Ingenieurbüro geführt. Die Nachweise gegen Grundbruch und Geländebruch erfolgten mit der Begründung, dass die Schleuse mit einem holzpfahlgegründeten Holzbohlenboden ausgeführt ist, dagegen nicht. Ebenso wurden die Nachweise gegen hydraulischen Grundbruch nicht geführt, da auf Grund des dichten Holzbohlenbodens der Schleusenkammer ein Materialtransport ausgeschlossen wurde und sowohl das Unter- als auch das Oberhaupt aus dichtem Mauerwerk besteht. Zudem wurde im Gegensatz zur Schleuse Kummersdorf der Nachweis gegen Kippen nicht geführt.

Im Gegensatz zur Schleuse Kummersdorf wurde für die Nachweise gegen Gleiten und Auftrieb ein Kammerwasserstand auf Höhe der Kammersohle, kombiniert mit einem willkürlich gewählten Grundwasserstand von 0,58 m über der Kammersohle auf NN +31,0 m, angesetzt. Für diese Kombination werden sämtliche Nachweise mit teilweise hohen Sicherheiten erfüllt (Tabelle 1).

Als Bedingung für die Trockenlegung der Schleuse wurde für den gesamten Trockenlegungsvorgang ein maximaler Grundwasserstand von NN + 31,0 m festgelegt. Aus den Ergebnissen der Nachweise kann jedoch abgeleitet werden, dass auch bei weitaus höheren Grundwasserständen die Standsicherheit rechnerisch gewährleistet ist. Dabei ist die Gleitsicherheit auf Grund der geringsten Differenz zwischen der berechneten und der geforderten Sicherheit als der kritischste Nachweis zu bewerten. Zudem wurden die Nachweise

	Oberhaupt	Kammer	Unterhaupt	Geforderte Sicherheit
Gleitsicherheit	2,01	1,66	2,20	1,35
Auftriebsicherheit	8,02	14,88	2,92	1,10

Tabelle 1: Berechnete Sicherheiten für die einzelnen Bauteile der Schleuse Neue Mühle nach DIN 1054: 1976-11

Table 1: Calculated safety factors for the different structural elements of the Neue Mühle Lock according to DIN 1054: 1976-11 [1]

nur für den auf die Höhe der Kammersohle abgesenkte Kammerwasserstand geführt. Während des Lenzens der Schleusenkammer liegen jedoch auch höhere Kammerwasserstände vor, die wiederum entsprechend höhere Grundwasserstände rechnerisch ermöglichen und somit eine paralleles Absenken von Schleusenkammerwasserstand und Grundwasserstand erlauben würden.

4 Versuchsansatz

Test approach

4.1 Allgemeiner Versuchsaufbau *General test set-up*

Die Trockenlegung beider Schleusen erfolgte prinzipiell unter dem gleichen Versuchsaufbau, der nachfolgend beschrieben ist. Die Versuchsdurchführung an den beiden Schleusen unterschied sich jedoch, so dass eine getrennte Beschreibung in den Abschnitten 4.2 und 4.3 erfolgt.

Im Vorlauf der Versuchsdurchführungen wurden an beiden Schleusen jeweils sechs Grundwassermessstellen eingerichtet, um während der Trockenlegung bei Bedarf den Grundwasserspiegel über diese Grundwassermessstellen absenken zu können. Auf jeder Schleusenseite wurde dabei eine Grundwassermessstelle im Bereich des Oberhaupts und des Unterhaupts sowie im mittleren Bereich der Schleusenkammer gebaut.

Der Versuchsaufbau für beide Schleusen lässt sich wie folgt beschreiben:

- Sowohl vor dem Unter- als auch vor dem Oberhaupt wurden vor der Trockenlegungen Verschlussbalken gesetzt.
- Pumpen wurden für das Lenzen der Schleusenkammer in die vorhandenen Pumpensümpfe an Oberund Unterhaupt gesetzt. Die maximalen Förderkapazitäten der Pumpen betrugen ca. 80 m³/h.
- Datenlogger wurden in die Grundwassermessstellen eingebaut, um während der Trockenlegung der Schleusen die Grundwasserstände kontinuierlich aufzeichnen zu können. Die Datenlogger wurden auf ein Messintervall von 1 min programmiert.
- Zusätzlich wurde in der Schleusenkammer ein Datenlogger eingehängt. Dieser Datenlogger wurde kontinuierlich ausgelesen, um den Wasserstand der Schleusenkammer während der Versuchsdurchführung kontrollieren zu können.
- Vor Beginn der Versuchsdurchführung wurde der Grundwasserstand an allen vorhandenen Grundwassermessstellen mit einem Lichtlot bestimmt.

Da die Datenlogger während des Versuchs nicht ausgelesen werden konnten, wurden während des Versuchs in regelmäßigen Abständen die Grundwasserstände sowie der Kammerwasserstand mittels Lichtlotmessungen bestimmt, um somit unmittelbar die Differenzen zwischen Grundwasserwasserstand und Kammerwasserstand berechnen zu können. Zusätzlich erfolgte eine visuelle Kontrolle der Kammersohle hinsichtlich eines Materialeintrags in die Schleusenkammer.

4.2 Versuchsdurchführung an der Schleuse Kummersdorf

Test procedure at the Kummersdorf Lock

Die Versuchsdurchführung an der Schleuse Kummersdorf lässt sich in insgesamt drei Phasen unterteilen.

Versuchsphase I: In der Versuchsphase I erfolgte schrittweise ein Absenken des Wasserstandes in der Schleusenkammer um jeweils 50 cm. In dieser Versuchsphase wurde an keiner der Grundwassermessstellen Grundwasser entnommen.

Versuchsphase II: Parallel zu einem schrittweisen Absenken des Wasserstandes in der Schleusenkammer erfolgten in der Versuchsphase II Grundwasserentnahmen an den beiden Grundwassermessstellen B 9 und B 10, die sich am Oberhaupt der Schleuse befinden. Die Grundwasserentnahme erfolgte dabei jeweils über eine Pumpe. Durch Auslitern konnte eine Förderleistung der Pumpen von jeweils ca. 3 m³/h ermittelt werden. Diese Versuchsphase dauert ca. 20 Stunden.

Versuchsphase III: Für die Versuchsphase III wurden Tauchpumpen in alle sechs Grundwassermessstellen eingebaut. Parallel zur Grundwasserförderung wurde der Schleusenwasserstand schrittweise abgesenkt. Die Förderleistung der Pumpe wurde auf einen Zielwasserstand von ungefähr NN + 32,0 m eingeregelt und lag im Bereich des Unterhaupts zwischen 3,2 und 3,8 m³/h und im Bereich des Oberhaupts zwischen 5,2 und 12,4 m³/h. Im mittleren Bereich der Schleusenkammer förderten die Pumpen 4,5 bis 6,2 m³/h.

4.3 Versuchsdurchführung an der Schleuse Neue Mühle

Test procedure at the Neue Mühle Lock

Die Versuchsdurchführung an der Schleuse Neue Mühle wurde auf Grundlage der Erfahrungen, die bei der vorhergegangenen Schleusentrockenlegung in Kummersdorf gemacht werden konnten, geplant und unterschied sich deshalb von der Versuchsdurchführung in Kummersdorf maßgeblich. Die Versuchsdurchführung in Neue Mühle lässt sich dabei in eine Vorlaufphase und eine Versuchsphase unterteilen.

Vorlaufphase: In der sog. Vorlaufphase erfolgte keine Absenkung des Wasserstandes in der Schleusenkammer, sondern ausschließlich eine Grundwasserentnahme in der vorhandenen Brunnengalerie sowie in den drei gegenüberliegenden Grundwassermesstellen mittels Tauchpumpen mit Förderleistungen von jeweils ca. 5 m³/h. Die Vorlaufphase erstreckte sich über einen Zeitraum von 17 Stunden.

Versuchsphase: In der eigentlichen Versuchsphase wurde die Grundwasserentnahme der Vorlaufphase beibehalten und gleichzeitig die Schleusenkammer schrittweise trocken gelegt. Über einen längeren Zeitraum wurde die Schmutzwasserpumpe, die zum Lenzen der Schleuse genutzt wurde über einen Schwimmerschalter gesteuert, sodass der Kammerwasserstand in diesem Zeitraum zwischen den einzelnen Absenkphasen wieder geringfügig anstieg. Die Versuchsphase dauert insgesamt 40 Stunden.

5 Ergebnisse Results

5.1 Schleuse Kummersdorf *Kummersdorf Lock*

5.1.1 Versuchsphase I Test phase I

In der Versuchsphase I erfolgte - wie oben beschrieben - ein schrittweises Absenken des Schleusenkammerwasserstandes um jeweils 50 cm ohne parallele Grundwasserentnahme. Dadurch wurde im Bereich des Oberhaupts das Grundwasser um ca. 5 cm, im mittleren Bereich der Schleusenkammer um ca. 12 cm und im Bereich des Unterhaupts um ca. 20 cm abgesenkt (Bild 6). Am Ende dieser Versuchsphase I lag die Differenz zwischen Kammerwasserstand und Grundwasserstand geringfügig unter der im Gutachten als maximal ausgewiesene zulässige Wasserstandsdifferenz, sodass der Ansatz dieser Versuchsphase, eine Grundwasserabsenkung ohne Grundwasserentnahme zu bewirken, verworfen werden musste. Durch alleiniges Absenken des Kammerwasserstandes war es nicht möglich, eine Grundwasserabsenkung zu bewirken, durch die die nach dem Standsicherheitsgutachten zu-

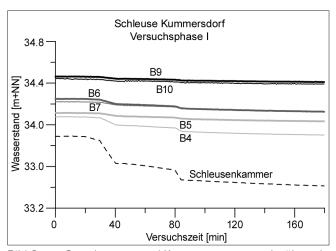


Bild 6: Grundwasser- und Kammerwasserstand während der Versuchsphase I

Figure 6: Groundwater and chamber water levels during test phase I

lässige Differenz zwischen Kammerwasserstand und Grundwasserstand eingehalten werden kann. Gegen Ende dieser Versuchsphase wurde zudem ein leichter Materialeintrag im Bereich des Drempels am Oberhaupt sowie im mittleren Bereich der Schleusenkammer beobachtet.

5.1.2 Versuchsphase II Test phase II

Im Schutze einer Grundwasserentnahme aus den beiden am Oberhaupt liegenden Grundwassermessstellen B9 und B10 wurde der Wasserstand in der Schleusenkammer in vier Schritten um insgesamt 33 cm abgesenkt (Bild 7). Dabei konnte im mittleren Bereich der

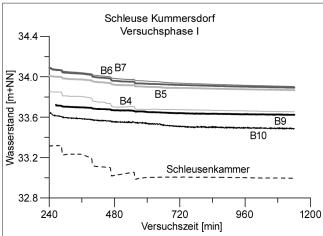


Bild 7: Grundwasser- und Kammerwasserstand während der Versuchsphase II

Figure 7: Groundwater and chamber water levels during test phase II

Schleusenkammer eine Grundwasserabsenkung um ca. 18 cm und im Bereich des Unterhaupts um ca. 20 cm erzielt werden. Allerdings war es auch mit dieser Pumpenanordnung nicht möglich, die Grundwasserstände parallel zum Schleusenwasserstand so abzusenken, dass die maximal zulässige Wasserstandsdifferenzen eingehalten wurden. Wie auch bei der Versuchsphase I wurde im mittleren Bereich der Schleusenkammer Materialeintrag beobachtet.

5.1.3 Versuchsphase III Test phase III

Die in Versuchsphase III an allen sechs Grundwassermessstellen eingerichtete Grundwasserentnahme ermöglichte eine Absenkung des Wasserstands in der Schleusenkammer bis auf die Kammersohle (Bild 8). Da im Bereich sämtlicher Bauteile die Grundwasserstände unterhalb der Kammersohle lagen und somit die maximal zulässige Wasserstandsdifferenz weit unterschritten wurden, war die hier gewählte Pumpenanordnung für die Schleusentrockenlegung geeignet.

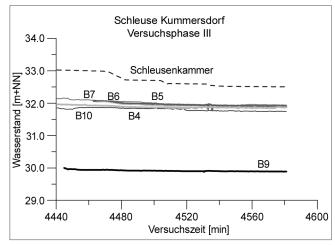


Bild 8: Grundwasser- und Kammerwasserstand während der Versuchsphase III

Figure 8: Groundwater and chamber water levels during test phase III

Dabei ist jedoch zu berücksichtigen, dass die Messungen der Grundwasserstände in den Grundwassermessstellen erfolgte, in denen aktiv gepumpt wurde, d. h. die dargestellten Grundwasserstände geben die niedrigsten Punkte der sich einstellenden Grundwasserabsenkung wieder. Da während dieser Versuchsphase allerdings kein Materialeintrag in die Schleusenkammer beobachtet werden konnte, kann davon

ausgegangen werden, dass die Potenzialdifferenz zwischen Grundwasser und Kammerwasser und damit die Strömungskraft gering war, und somit die vorhandene Grundwasserabsenkung ausreichte, um die maximal zulässige Wasserstandsdifferenz zu unterschreiten.

5.2 Schleuse Neue Mühle

Neue Mühle Lock

5.2.1 Vorlaufphase *Preliminary phase*

Da der vorhergegangene Versuch an der Schleuse Kummersdorf zeigte, dass eine aktive Grundwasserabsenkung notwendig ist, um die geforderten maximalen Grundwasserstände zu halten, erfolgte in der ersten Phase des Versuchs (Vorlaufphase) ausschließlich eine Grundwasserentnahme in der vorhandenen Brunnengalerie sowie in den drei gegenüberliegenden Grundwassermesstellen B4, B5 und B8 mittels Tauchpumpen. Eine Absenkung des Kammerwasserstandes erfolgte nicht.

Kurz nach Pumpbeginn konnten in den landseitigen Messstellen B4, B5 und B8 bereits Grundwasserstände weit unterhalb der Kammersohle gemessen werden. Bei längerem Pumpbetrieb stellt sich dort ein Grundwasserstand von ca. NN + 29,20 m ein (Bild 9).

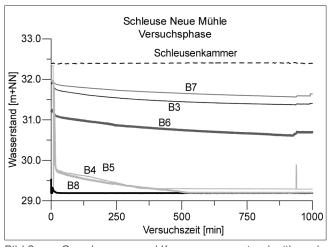


Bild 9: Grundwasser- und Kammerwasserstand während der Vorphase

Figure 9: Groundwater and chamber water levels during the preliminary phase

An der Wehrseite der Schleuse ließen sich die Grundwasserstände nur vergleichsweise langsam absenken. Im mittleren Bereich der Schleuse bewirkt die Grundwasserentnahme eine Absenkung auf ca. NN + 30,6 m und lag somit ca. 40 cm unterhalb des im Standsicherheitsgutachten festgelegten maximalen Grundwasserstands von NN + 31 m. Da im Bereich der Schleusenhäupter der Einfluss des Oberwasser bzw. Unterwassers dominiert, ließen sich dort die Grundwasserstände nur um wenige Zentimeter absenken. Da jedoch die für die Schleusenhäupter berechneten Sicherheiten der geotechnischen Nachweise weit über den nach DIN 1054 (1976-11) erforderlichen Sicherheiten liegen, konnten die Schleusentrockenlegung auf Grundlage der Grundwasserverhältnisse, die sich während der Vorlaufphase eingestellt haben, durchgeführt werden.

5.2.2 Versuchsphase *Test phase*

Während der Versuchsphase wurde schrittweise der Wasserstand der Schleusenkammer bis auf die Sohltiefe von NN + 30,42 m abgesenkt. Während dieser Absenkung konnte keinerlei Reaktion der Grundwasserstände beobachtet werden (Bild 10). Auch während des Zeitraums in dem die Pumpe, die zum Lenzen der Schleusenkammer verwendet wurde, mit einem Schwimmerschalter gesteuert wurde, war keinerlei Reaktion des Grundwassers auf Wasserstandsänderungen zu beobachten. Der Wasseranstieg innerhalb der

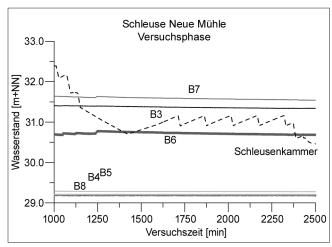


Bild 10: Grundwasser- und Kammerwasserstand während der Versuchsphase

Figure 10: Groundwater and chamber water levels during the test phase

Schleuse ist hauptsächlich auf undichte Stellen in den Verschlussbalken an den Schleusenhäuptern zurückzuführen. Die fehlende Reaktion der Grundwasserstände auf die Absenkung und den Wiederanstieg des Kammerwasserstandes während der Schwimmschaltersteuerung der Lenzpumpen lässt einen hydraulischen Kontakt zwischen Schleusenkammer und Grundwasser ausschließen. Die 1996 neu eingebaute Kammersohle scheint eine wirkungsvolle hydraulische Sperre zwischen Schleusenkammer und Grundwasserleiter darzustellen.

Wie für die Schleuse Kummersdorf bereits beschrieben ist jedoch auch hier zu berücksichtigen, dass die Messungen der Grundwasserstände in den Grundwassermessstellen erfolgt, in denen aktiv gepumpt wird. Die dargestellten Grundwasserstände geben somit die niedrigsten Punkte der sich einstellenden Grundwasserabsenkung wieder. Da jedoch die in den Förderbrunnen gemessenen Grundwasserstände weit unter den erforderlichen Grundwasserständen liegen, wird davon ausgegangen, dass mit der hier beschriebenen Vorgehensweise die maximal zulässigen Wasserstandsdifferenzen unterschritten werden und somit die Schleuse sicher trockengelegt werden kann.

6 Schlussfolgerungen und Empfehlungen

Conclusions and Recommendations

Die durchgeführten Versuche ergaben, dass die Trockenlegungen der Schleusen Kummersdorf und Neue Mühle ausschließlich im Schutz einer aktiven Grundwasserabsenkung durchgeführt werden müssen. Eine Grundwasserabsenkung, durch die in den Standsicherheitsgutachten angegebene maximal zulässige Wasserstandsdifferenz eingehalten werden kann, kann durch das alleinige Absenken des Kammerwasserstands nicht bewirkt werden, da der hydraulische Kontakt zwischen Schleuse und Grundwasser zu gering ist. Bei einer parallel zur Absenkung des Kammerwasserstandes erfolgenden Grundwasserentnahme sowohl an Unter- und Oberhaupt als auch im Bereich der Schleusenkammer ist eine Trockenlegung der Schleusen jedoch sicher möglich.

Auf Grund der geringen hydraulischen Kontakte zwischen Schleusenkammern und Grundwasser wurde empfohlen, bereits vor den Trockenlegungen der Schleusenkammern die Grundwasserstände abzusenken. Weiter wird vorgeschlagen neben Grundwassermessstellen, die im Bedarfsfall zur Grundwasserentnahme genutzt werden, weitere Messstellen dazwischen einzurichten, um die höchsten an den Bauwerk auftretenden Grundwasserstände erfassen zu können und somit eine gesicherte Trockenlegung zu gewährleisten. Um den Einfluss der Grundwasserabsenkung auf die großräumigen Grundwasserverhältnisse zu minimieren sollten die Pumpraten so gering wie möglich gewählt werden. Dazu sind die tatsächlichen Wasserstandsdifferenzen auf Grundlage der geotechnischen Standsicherheitsnachweise zu ermitteln.

7 Literatur *References*

[1] DIN 1054: 1976-11: Baugrund; Zulässige Belastung des Baugrunds; Beuth-Verlag, Berlin.

BAWMitteilungen Nr. 94 2011

Nuber/Lensing: Untersuchung der Trockenlegung der Schleusen Kummersdorf und Neue Mühle

Grundsätze für eine Grundwasserbeweissicherung von Baumaßnahmen der WSV

Principles for Groundwater Monitoring at WSV Constructions

Dr.-Ing. Hermann-Josef Lensing, Bundesanstalt für Wasserbau; Dr. rer. nat. Willi Laier, Bundesanstalt für Gewässerkunde

Sowohl die allgemeinen Richtlinien zum Gewässerschutz als auch die Rechtsprechung zu Grundstücksund Gebäudeschäden gebieten eine belastbare Grundwasserbeweissicherung für grundwassersensitive Baumaßnahmen. Dabei ist zu beachten, dass bei der praktischen Umsetzung dieser Aufgabe nicht nur die baubegleitende Kontrolle der Grundwasserstandsentwicklung sondern alle relevanten Aspekte der Untersuchung, Prognose und Kontrolle der quantitativen und qualitativen Grundwasserverhältnisse von der Planung über den Bau und den Betrieb der Bauwerke berücksichtigt werden müssen. Auf Grund der Komplexität der Fragestellungen sowie der Bandbreite möglicher Baumaßnahmen existieren keine exakt definierten Handlungsanweisungen für die Auslegung und Durchführung einer Grundwasserbeweissicherung. Unter Berücksichtigung der steigenden Anforderungen an die Grundwasserbeweissicherung verkehrswasserbaulicher Ausbauvorhaben werden für die einzelnen Projektphasen Eckpunkte für eine effektive und zielorientierte Untersuchung, Prognose und Kontrolle der Grundwasserverhältnisse erläutert. Insbesondere bei größeren Ausbauvorhaben, die relevante Veränderungen des bestehenden Grundwasserregimes bewirken oder deren Bauwerke maßgeblich durch wechselnde Grundwasserstände belastet werden können, wird eine fachwissenschaftliche Begleitung des Vorhabens bereits in der Planungsphase und der Genehmigung des Vorhabens empfohlen.

General principles for water protection and legislation regarding property damage both require a reliable groundwater monitoring for groundwater-sensible con-structions. This task does not only imply the observation of groundwater levels during the construction phase but also all relevant aspects of analysis, prognosis, and control of the quantitative and qualita-

tive groundwater conditions from the planning stage to the construction and operation of the structure. Due to the complexity of related issues and the wide range of possible con-struction measures, no exactly defined instructions exist for planning and performing groundwater monitoring. Considering the increasing demands towards groundwater monitoring in the case of construction measures at navigable waterways, key principles for an efficient and target-oriented analysis, prognosis and control of groundwater conditions are described for the individual project stages. Expert support is recommended right from the planning stage and the approval of the project, in particular for large construction measures that change the existing groundwater conditions considerably or in cases where structures can be effected by changing groundwater levels.

1 Einleitung Introduction

Die Wasser- und Schifffahrtsverwaltung (WSV) des Bundes ist für die Unterhaltung und den Betrieb sowie den Aus- und Neubau der Bundeswasserstraßen zuständig. Charakteristisch für WSV-Baumaßnahmen ist die räumliche Nähe zu Oberflächengewässern, welche häufig mit dem Grundwasser hydraulisch in Verbindung stehen. Die Beurteilung der Auswirkungen von Baumaßnahmen auf die lokalen und ggf. auch großräumigen Grundwasserverhältnisse sowie die Ausarbeitung geeigneter Maßnahmen zur Minimierung der Beeinflussung und zur Grundwasserbeweissicherung sind daher Schwerpunkte der hydrogeologischen Untersuchungen der Neu- und Ausbauvorhaben. Weiterhin bildet die hydrogeologische Erkundung die Grundlage für die Ermittlung der grundwasserhydraulischen Belastungen auf Baugewerke und Baugruben sowie

für den Entwurf grundwasserregulierender Maßnahmen. Im Folgenden werden alle Aspekte, die mit der Untersuchung, Prognose und Kontrolle der Grundwasserverhältnisse in den Projektphasen vom Vorentwurf bis zur Inbetriebnahme des Bauwerkes in Verbindung stehen, unter dem Oberbegriff Grundwasserbeweissicherung zusammengefasst.

2 Rechtlicher Rahmen Legislation

Erste Hinweise zur Notwendigkeit und zum Umfang einer Grundwasserbeweissicherung liefern die rechtlichen Anforderungen. Dabei ist zwischen dem allgemeinen Schutz des Grundwassers und den grundwasserinduzierten Beeinträchtigungen benachbarter Grundstücke zu unterscheiden.

2.1 Schutz benachbarter Grundstücke *Protection of neighbouring property*

Einen Schwerpunkt in der Rechtssprechung zum Schutz benachbarter Grundstücke nach den §§ 906, 909 BGB bildet der Begriff der Vertiefung. Darunter wird jede Maßnahme verstanden, die dem Boden des Nachbargrundstücks die erforderliche Stütze entzieht [1] und damit zu Schäden an der bestehenden Bebauung führen kann. Durch die Rechtssprechung wird der Entzug des Grundwasserstromes mit der Folge eines Stützverlustes (Setzungen) am Nachbargrundstück als unzulässige Vertiefung eingestuft. Führt der baubedingte Anstieg des Grundwassers zu einer Aufweichung des Bodens, liegt ebenfalls eine unzulässige Einwirkung vor. Falls durch die Umleitung des Grundwasserstromes eine Drainagewirkung entsteht und zu einer Schädigung der Nachbarbebauung führt, ist diese Einwirkung trotz unveränderter Grundwasserstände ebenfalls als unzulässige Vertiefung angesehen worden [1]. Letztendlich können alle Änderungen der Grundwasserverhältnisse, die zu einer Minderung oder zum Verlust der Gebrauchstauglichkeit und Standsicherheit benachbarten Bodens führen, eine unzulässige und entschädigungspflichtige Vertiefung darstellen [1].

Werden Ansprüche aus den "Nachbarvorschriften" der §§ 906, 909 BGB geltend gemacht, hat der beeinträchtigte Nachbar nachzuweisen, dass überhaupt eine Ein-

wirkung im Sinne der Vorschriften stattgefunden hat, dass sie vom Bauherrn bzw. Auftragnehmer ausgegangen ist und dass ein zeitlicher und örtlicher Zusammenhang zwischen der Einwirkung und einer benachbarten Baumaßnahme besteht [1]. In diesem Zusammenhang wurde allerdings geurteilt, dass die Aushebung und Sicherung von Baugruben nach den anerkannten Regeln der Technik zu erfolgen hat und deren Nichteinhaltung die widerlegbare Vermutung eines örtlichen und zeitlichen Zusammenhanges mit benachbarten Schäden nahe legt. Daher hätte der auf Schadensersatz in Anspruch genommene Beklagte darzulegen, dass die Schäden nicht auf der Verletzung der anerkannten Regeln der Technik beruhen, also auch im Falle der Beachtung entstanden seien. In diesem Zusammenhang verbleibende Zweifel würden zu Lasten des Beklagten und nicht zu Lasten des Klägers gehen [1]. Aus der Rechtssprechung zur Beweislast bei Grundstücks- und Gebäudeschäden kann daher eindeutig die Empfehlung zur Durchführung einer umfassenden Beweissicherung abgeleitet werden, um unbegründeten Schadensansprüchen begegnen zu können. Falls grundwasserinduzierte Einwirkungen nicht vorab sicher ausgeschlossen werden können, sollte daher die Beweissicherung der Baumaßnahme eine belastbare Beweissicherung der Grundwasserverhältnisse umfassen. Eine Einwirkung auf das Grundwasser, bei der keine Vertiefung und kein Stützverlust des Bodens eintritt, unterliegt nicht dem Schutz des § 909 BGB.

2.2 Allgemeiner rechtlicher Schutz des Grundwassers

General legal groundwater protection

Beim allgemeinen Schutz des Grundwassers nimmt die europäische Wasserrahmenrichtlinie (WRRL) eine zentrale Stellung ein. Mit der Einführung dieser Richtlinie wurde der europäische Gewässerschutz auf der Basis einer integrativen Gesamtbetrachtung konzeptionell neu aufgestellt und harmonisiert. Die Richtlinie stellt einen einheitlichen Ordnungsrahmen für den Schutz der Binnenoberflächengewässer (Bäche, Flüsse und Seen), der Übergangsgewässer, der Küstengewässer und des Grundwassers dar.

In der Richtlinie ist das Ziel definiert, im Falle natürlicher Wasserkörper einen guten ökologischen und chemischen Zustand und im Falle erheblicher verän-

derter Wasserkörper ein gutes ökologisches Potenzial und einen guten chemischen Zustand zu erhalten bzw. bis zum Jahr 2015 zu erreichen [7]. Um die Ziele der WRRL zu erreichen, ist ferner das Grundwasser so zu bewirtschaften, dass

- nachteilige Veränderungen seines mengenmäßigen und chemischen Zustands vermieden werden,
- alle signifikanten und anhaltenden Trends ansteigender Schadstoffkonzentrationen, die auf menschliche Tätigkeiten zurückzuführen sind, umgekehrt werden.
- ein Gleichgewicht zwischen Grundwasserentnahme und Grundwasserneubildung gewährleistet wird (Nachhaltigkeit) und
- ein guter mengenmäßiger und chemischer Zustand erhalten oder erreicht wird.

Für Neu- und Ausbaumaßnahmen muss daher nachgewiesen werden, dass sie den Bewirtschaftungszielen der WRRL nicht zuwiderlaufen.

Die Richtlinie wurde in Deutschland durch die Novellierung des Wasserhaushaltsgesetzes (WHG) sowie die Änderung der Wassergesetze der Bundesländer in nationales Recht umgesetzt. Im Zuge der Umsetzung der WRRL sind mehrere aufeinander aufbauende Arbeitspakete umzusetzen. Auf der Grundlage einer ersten Bestandsaufnahme (12/2004) wurden spezifische Überwachungsprogramme konzipiert und seit Ende 2006 umgesetzt, um die Bestandsaufnahme und die Erstbewertung zu präzisieren sowie ggf. Defizite und ihre Ursachen zu ermitteln. Basierend auf den Ergebnissen der Überwachung sind unter Einbeziehung der Öffentlichkeit bis Ende 2009 Maßnahmenprogramme aufzustellen und bis 2012 zu realisieren, um die mit der WRRL definierten Ziele bis 2015 zu erreichen. Die spezifischen Maßnahmenprogramme bilden darüber hinaus eine wesentliche Grundlage der bis Ende 2009 auf der Ebene der Flussgebietseinheiten zu erstellenden, detaillierten Bewirtschaftungspläne, die die vorgenannten Arbeitsschritte aggregieren und die turnusmäßig alle sechs Jahre fortzuschreiben sind.

Für eine erste Übersicht zur fachlichen Ausgestaltung und Umsetzung der einzelnen Arbeitsschritte in Deutschland sei hier die Arbeitshilfe zur Umsetzung der WRRL der Länderarbeitsgemeinschaft Wasser (LAWA) empfohlen [2]. Um den aktuellen Stand bei der Umsetzung der WRRL für die einzelnen Flussgebietseinheiten

zu ermitteln, sollten darüber hinaus die einschlägigen Internetseiten des Bundes und der Länder regelmäßig eingesehen werden /www.wasserblick.net/.

Bei der Umsetzung der WRRL ist weiterhin die Anfang 2007 in Kraft getretene Grundwasserrichtlinie zu beachten [8]. Ergänzend zu den Ausführungen in der WRRL werden in dieser Tochterrichtlinie insbesondere die Kriterien und Verfahren für die Beurteilung und Bewertung des chemischen Zustands des Grundwassers präzisiert. Die Grundwasserrichtlinie wurde letztendlich am 16. November 2010 mit Verordnung zum Schutz des Grundwassers (GrwV) in der Fassung vom 9. November 2010 in nationales Recht umgesetzt [9].

Die im Zuge der Umsetzung der WRRL installierten Messnetze zur Kontrolle der Oberflächenwasser- und Grundwasserkörper sind auf die Größe der definierten Einheiten sowie die Parameter der spezifischen Überwachungs- und Maßnahmenprogramme abgestimmt. Da die meisten Ausbauvorhaben auf einer deutlich kleineren Maßstabsebene wirken, sind diese bestehenden Messnetze in der Regel nicht geeignet, die vorhabensbedingten Veränderungen in der erforderlichen räumlichen Auflösung zu beweissichern. Falls baubedingte Veränderungen der Grundwasserverhältnisse nicht sicher ausgeschlossen werden können, kann daher eine vorhabensspezifische Präzisierung der Grundwasserbeweissicherung erforderlich sein, um die aus den Anforderungen der WRRL resultierenden Fragestellungen mit dem notwendigen Detaillierungsgrad untersuchen und belastbar belegen zu können.

2.3 Weitere Bestimmungen des WHG

Further regulations of the WHG (German Water Resources Act)

Grundsätzlich ist jedermann verpflichtet, Maßnahmen, die mit einer Einwirkung auf Gewässer oder das Grundwasser verbunden sein können, so auszuführen, dass sowohl eine quantitative als auch eine qualitative Beeinträchtigung des Wassers bzw. Grundwassers ausgeschlossen ist. Analog zu oberirdischen Gewässern ist für die Benutzung des Grundwassers bis auf wenige Ausnahmen stets eine behördliche Erlaubnis oder Bewilligung erforderlich. Benutzungen im Sinne dieses Gesetzes sind das Einleiten von Stoffen in das Grundwasser oder aber das Entnehmen, Zutagefördern,

Zutageleiten und Ableiten von Grundwasser. Zu den Benutzungen sind ferner alle Maßnahmen zu rechnen, die geeignet sind, dauernd oder in einem nicht nur unerheblichen Ausmaß schädliche Veränderungen der physikalischen, chemischen oder biologischen Beschaffenheit des Wassers herbeizuführen.

Als Benutzungen im Sinne des WHG gelten weiterhin Einwirkungen wie das Aufstauen, Absenken und Umleiten von Grundwasser durch Anlagen, die hierzu bestimmt oder hierfür geeignet sind. Dabei umfasst der Begriff "Anlage" alle technischen Einrichtungen, die geeignet sind Grundwasser aufzustauen, abzusenken oder umzuleiten, wie etwa Spundwände, Injektionen, Wannen, Tunnel oder Unterführungen, Erdaufschüttungen, der Bau einer Kanalisation, eines Gebäudes oder einer Straße am Hang sowie in ebenem Gelände, wenn dadurch eine Drainagewirkung ausgelöst wird [1].

Die vorgenannten Ausführungen zeigen auf, dass sowohl aus den allgemeinen Richtlinien und Gesetzen zum Gewässerschutz als auch aus der Rechtssprechung zu Grundstücks- und Gebäudeschäden die Notwendigkeit einer Grundwasserbeweissicherung bei grundwassersensitiven Baumaßnahmen eindeutig abgeleitet werden kann. Demgegenüber bieten die rechtlichen Anforderungen allerdings nur wenige Anhaltspunkte, um den notwendigen Umfang der Grundwasserbeweissicherung festzulegen.

3 Konzeption der Grundwasserbeweissicherung

Concept for groundwater monitoring

Das Fehlen klar definierter Handlungsanweisungen für die Auslegung und Durchführung einer Grundwasserbeweissicherung ist nicht auf das Fehlen entsprechender Richtlinien und Empfehlungen zurückzuführen, sondern spiegelt die Komplexität dieser Fragestellung wider. Letztendlich kann eine belastbare Grundwasserbeweissicherung vor allem bei größeren Neu- und Ausbauvorhaben nur dann erfolgen, wenn ihre Durchführung als fortlaufender Optimierungsprozess über alle Projektphasen von der Vorerkundung bis zur Inbetriebnahme verstanden wird. Unter Berücksichtigung der steigenden Anforderungen an die Grundwasserbeweissicherung verkehrswasserbaulicher Ausbauvorhaben werden im Folgenden für die einzelnen

Projektphasen Eckpunkte für eine effektive und zielorientierte Untersuchung, Prognose und Kontrolle der Grundwasserverhältnisse vorgestellt.

3.1 Hydrogeologische VorerkundungPreliminary hydrogeological investigations

Bereits mit dem Beginn der Planungsphase wasserbaulicher Bauvorhaben sollten die im Untersuchungsgebiet vorhandenen Grundwassermessstellen systematisch erfasst werden. Die notwendige Datenrecherche sollte dabei nicht nur die Landesmessnetze zur Grundwasserbeobachtung sondern auch die Messnetze kommunaler und privater Betreiber, wie beispielsweise von Wasserwerken, einschließen. In diesem Zusammenhang sind die durch die WSV für spezielle Fragestellungen, wie etwa die Kontrolle der Dammstandsicherheit, eingerichteten Grundwassermessstellen ebenfalls zu berücksichtigen.

Ein Schwerpunkt bei der Datenaufbereitung sollte dabei die Übernahme der verfügbaren Messdaten darstellen, damit bereits bei der Planung der Baumaßnahmen auf möglichst langfristige Messreihen, etwa zur Festlegung von charakteristischen Grundwasserständen, zurückgegriffen werden kann. Dabei können auch die Messreihen zwischenzeitlich verfallener oder rückgebauter Grundwassermessstellen von Interesse sein, da sich die Messungen ggf. mit der Errichtung einer neuen Grundwassermessstelle im Nahbereich der ehemaligen Grundwassermessstelle sinnvoll fortführen lassen. Auf Grund des rudimentären Pflegezustandes vieler Datenbanken sowie der oft begrenzten Personalressourcen ihrer Betreiber sollte der mit der Abfrage und Aufbereitung der Daten verbundene Aufwand nicht unterschätzt werden, sodass eine Vergabe dieser Aufgaben in Erwägung gezogen werden sollte. Falls möglich, sollten die Arbeiten mit der geotechnischen Vorerkundung kombiniert werden, um den Bearbeitungsaufwand für die beiden Erkundungen zu minimieren.

3.2 Hydrogeologische Erkundung *Hydrogeological investigations*

Basierend auf den geologischen und hydrogeologischen Vorerkundungen sowie einer ersten Abschätzung der baubedingten Änderungen des Grundwasserregimes ist danach das hydrogeologische Erkundungsprogramm zu definieren, um den Ist-Zustand hinsichtlich der quantitativen und qualitativen Grundwasserverhältnisse zu erfassen. Falls die Möglichkeit besteht, sollte in dieser Projektphase eine enge Abstimmung mit der Baugrunderkundung erfolgen, um den notwendigen Erkundungsaufwand zu minimieren und eine enge fachliche Verzahnung dieser beiden Untersuchungen zu erreichen. Es bietet sich weiterhin an, die Probenahme für die Erkundung der Grundwasserbeschaffenheit sowie gegebenenfalls von Boden oder auch potentiell anfallendem Baggergut in das geotechnische Erkundungsprogramm zu integrieren. Die im Zuge der Erkundung einzurichtenden Grundwassermessstellen sollten dabei mit hoher Priorität hergestellt werden, damit die für die weitere Bearbeitung erforderlichen Grundwasserstandsmessungen möglichst frühzeitig begonnen werden können.

3.3 Hydrogeologische Begutachtung Hydrogeological expertise

Die Ergebnisse der hydrogeologischen Erkundung sowie die regelmäßigen Grundwasserstandsmessungen bilden die Grundlage für die hydrogeologische Begutachtung des geplanten Vorhabens. Prinzipiell gehören die Prognose und Bewertung der vorhabensbedingten Veränderungen der Grundwasserverhältnisse zum Bearbeitungsumfang der erforderlichen naturschutzfachlichen Bewertungen des Vorhabens (Umweltverträglichkeits- ggf. Fauna-Flora-Habitat (FFH) Verträglichkeitsuntersuchung). Falls eine gemeinsame Vergabe dieser Leistungen angestrebt wird, sollten die erwarteten hydrogeologischen Fachbeiträge allerdings detailliert in der Leistungsbeschreibung definiert werden, um ihre vollständige Bearbeitung zu gewährleisten. Darüber hinaus sollte die entsprechende Fachkunde der Bieter gezielt nachgefragt und im Zuge der Vergabegespräche geprüft werden.

Bei Neu- und Ausbaumaßnahmen, die mit relevanten Eingriffen in das Grundwasserregime verbunden sind, empfiehlt es sich jedoch eher, die hydrogeologische Begutachtung durch ein separat zu vergebendes Gutachten abzudecken. Durch die Trennung der Aufgabengebiete ist die qualifizierte Bearbeitung der Themengebiete einfacher zu gewährleisten, da bei einer getrennten Bearbeitung der Fragestellungen die Anzahl geeigneter Büros deutlich größer ist als bei einer gemeinsamen Ausschreibung.

Sind im Untersuchungsgebiet Brauch- und Trinkwassernutzungen vorhanden, würden die erforderlichen wasserwirtschaftlichen Betrachtungen zudem den Rahmen der naturschutzfachlichen Fachbeiträge sprengen. Darüber hinaus gehören die unter Umständen notwendigen spezifischen wasserwirtschaftlichen Fachbeiträge, z. B. für einzelne Wasserfassungen, nicht zum Umfang der naturschutzfachlichen Untersuchungen. Falls die hydrogeologische Vorerkundung frühzeitig erfolgt ist und ausreichend lange Datenreihen zur Verfügung stehen, kann das hydrogeologische Gutachten zudem umgehend beauftragt werden, während der Umfang der naturschutzfachlichen Gutachten letztendlich erst mit der Ergebnissen des Scoping-Termins endgültig festgelegt werden kann. Liegen bereits frühzeitig die wasserwirtschaftlichen Fachbeiträge für das Vorhaben vor. lassen sich die darauf aufbauenden naturschutzfachlichen Fachbeiträge deutlich stringenter bearbeiten.

3.4 Bautechnische Anforderungen

Constructional requirements

Bei der Beauftragung des hydrogeologischen Gutachtens ist weiterhin darauf zu achten, dass die Betrachtungen nicht nur den Betriebszustand sondern auch die einzelnen Bauphasen abdecken. Insbesondere bei Ausbaumaßnahmen, bei denen der Endzustand geohydraulisch in etwa dem Ausgangszustand entspricht (Ausbau gedichteter Kanalabschnitte, Bau zweiter Schleusen), treten die Veränderungen der Grundwasserverhältnisse weniger im Endzustand sondern vor allem in den einzelnen Bauphasen auf. Befinden sich Gebäude im Nahbereich des Baufeldes und liegen große Grundwasserpotenzialunterschiede vor, sollte auf Grund des hohen Schadenspotenzials die Prognose der vorhabensbedingten Änderungen der Grundwasserverhältnisse mit einem entsprechend detaillierten Grundwasserströmungsmodell erfolgen, um die notwendige räumliche und zeitliche Prognosegenauigkeit gewährleisten zu können. In diesen Fällen empfiehlt es sich, das Grundwasserströmungsmodell mit ausreichendem zeitlichen Vorlauf zu erstellen, um mögliche Ausbauvarianten bereits in der Planungsphase hinsichtlich ihrer hydrogeologischen Auswirkungen belastbar bewerten zu können.

3.5 Naturschutzfachliche Anforderungen Requirements regarding nature conservation

Bei der Prognose der vorhabensbedingten Änderungen der Grundwasserverhältnisse ist zu beachten, dass die Genauigkeit der Aussagen nicht nur den bautechnischen Fragestellungen genügen muss. Insbesondere bei Maßnahmen in naturschutzfachlich sensiblen Bereichen der Flussaue, die häufig einen hohen Schutzstatus genießen, müssen die Prognosen in ihrer räumlichen und zeitlichen Auflösung an den Anforderungen der notwendigen naturschutzfachlichen Bewertungen ausgerichtet werden. Daher genügt es oft nicht, die Prognosen beispielsweise auf die Veränderung der mittleren Grundwasserstände zu beschränken. Insbesondere in hydrologisch sensiblen Auebereichen, die durch eine naturnahe Fluss- und Grundwasserstandsentwicklung geprägt sind, sind die Grundwasserdynamik, das Grundwasserströmungsfeld und ggf. die Grundwasserbeschaffenheit in die Betrachtungen aufzunehmen.

Werden die hydrogeologische Begutachtung und die naturschutzfachlichen Fachbeiträgen von unterschiedlichen Büros bearbeitet, besteht seitens des Trägers des Vorhabens ein erhöhter Koordinationsaufwand für die terminliche und inhaltliche Abstimmung der einzelnen Fachgutachten. Dieser vermeintliche Mehraufwand wird jedoch durch die bessere Integration des Träger des Vorhabens sowie der einzelnen Fachgutachter in den Gesamtprozess bestehend aus der Planung, Genehmigung und Durchführung des Vorhabens mehr als aufgewogen, da auf diesem Wege Fehlentwicklungen und Defizite eher erkannt und behoben werden können.

3.6 Berücksichtigung der WRRL *Considering the WFD*

(Water Framework Directive)

Während für die Durchführung etwa von Umweltverträglichkeits- oder FFH-Verträglichkeitsuntersuchungen in der Regel bei allen Beteiligten auf eine breite Erfahrungsbasis zurückgegriffen werden kann, bestehen bei der Berücksichtigung der WRRL noch zahlreiche offene Fragen. Die WRRL basiert auf einer ganzheitlichen Betrachtung der Gewässer, um auf der Ebene der Flussgebietseinheiten mit national und international koordinierten Maßnahmenprogrammen und Bewirtschaftungsplänen eine Verbesserung des Gewässerzustandes bis zum Jahr 2015 zu erreichen. Sowohl für die Bestimmung des mengenmäßigen Zustandes als auch für die Bestimmung des chemischen Zustandes von Grundwasserkörpern wird dabei u. a. als Kriterium die signifikante Schädigung von Landökosystemen, die unmittelbar von dem Grundwasserkörper abhängen, herangezogen [3].

Um den Aufwand für die Kartierung dieser Landökosysteme zu minimieren und die bereits erhobenen Informationen nutzen zu können, wird derzeit die Bearbeitung, Klassifizierung und Erfassung auf der Ebene des Biotoptyps durchgeführt. Dabei wird das grundwasserabhängige Ökosystem einem grundwasserabhängigen Biotoptyp gleichgesetzt, d.h. als Biotop definiert, das durch den Standortfaktor Grundwasser bestimmt wird [3]. Die von den Ländern bereitzustellenden Karten liegen derzeit allerdings noch nicht für alle definierten Grundwasserkörper vor, sodass im Einzelfall eine alternative Vorgehensweise abzustimmen ist.

Einen weiteren Diskussionspunkt bei der Umsetzung der WRRL wird der Begriff der signifikanten Schädigung bilden. Ein Vorschlag sieht vor, die Schädigung eines grundwasserabhängigen Landökosystems als signifikant zu bewerten, wenn die Gefahr besteht, dass auf Grund einer anthropogenen Veränderung des Grundwasserzustands der zuvor erfasste Biotoptyp als solcher nicht erhalten bleibt [4]. Darüber hinaus wurden Kriterien entwickelt, die es erlauben sollen, die Beeinträchtigung einzelner Landökosysteme durch anthropogen induzierte, quantitative und qualitative Veränderungen der Grundwasserverhältnisse zu bewerten [4, 5]. Diese Vorschläge bedürfen ebenfalls der intensiven fachlichen Diskussion sowie ihrer Optimierung in der praktischen Anwendung.

Der ökologische Zustand oder das Potenzial eines Wasserkörpers wird auf der Grundlage spezifischer Kriterien und Stufengrenzwerte gemäß Anhang V der WRRL in Klassen wie zum Beispiel sehr gut, gut, mäßig, unbefriedigend oder schlecht eingeteilt. Nach [6] liegt eine unzulässige Verschlechterung des ökologischen Zustandes eines Wasserkörpers nur dann vor, wenn die Maßnahme zu einem Übergang zwischen den Klassen führt, während Veränderungen innerhalb der Klassen zu akzeptieren sind. Diese Auslegung des zentral in der WRRL verankerten Verschlechterungsverbotes für die Oberflächengewässer und das Grundwasser wird bei der naturschutzfachlichen Bewertung von Neu- und Ausbaumaßnahen sicherlich ebenfalls einen Kernpunkt in der fachlichen Diskussion bilden.

3.7 Resultierende Grundwasserbeweissicherung

Resulting groundwater monitoring

Die hydrogeologische Begutachtung der vorhabensbedingten Veränderungen der Grundwasserverhältnisse kann einen ersten Vorschlag für die Durchführung der Grundwasserbeweissicherung beinhalten, der dann als Grundlage für die ggf. erforderliche Abstimmung mit den zuständigen wasserwirtschaftlichen Behörden dient. Weist das Ausbauvorhaben kritische wasserwirtschaftliche Fragestellungen auf, wie beispielsweise die Beeinflussung größerer Brauch- und Trinkwasserfassungen, kann es sinnvoll sein, diese bereits vorab separat mit den zuständigen Institutionen zu klären.

Bei der Präzisierung der Grundwasserbeweissicherung sollten ferner die Ergebnisse des Planfeststellungsverfahrens berücksichtigt werden. Dies gilt auch dann, wenn keine direkten Auflagen durch die Planfeststellungsbehörde formuliert wurden. Werden beispielsweise zu einzelnen hydrogeologisch relevanten Baumaßnahmen verstärkt Bedenken formuliert und Einwendungen erhoben, empfiehlt es sich, diesen durch eine detaillierte Grundwasserbeweissicherung zu entsprechen. In der Regel umfasst die Grundwasserbeweissicherung die drei Phasen:

- Erfassung des Ist-Zustandes,
- baubegleitende Beweissicherung und
- nachsorgende Beweissicherung.

Nur auf Grundlage einer belastbaren Grundwasserbeweissicherung lassen sich später ggf. fachlich nicht gerechtfertigte Forderungen prüfen und ablehnen. In diesem Sinne kann es sogar noch während der eigentlichen Baumaßnahme sinnvoll sein, die Grundwasserbeweissicherung sowohl hinsichtlich der Kontrollpunkte als auch hinsichtlich des Messrhythmus oder des Parameterumfangs gezielt zu erweitern bzw. gegebenenfalls auch zu reduzieren.

3.8 Einschlägige Vorgaben zur praktischen Umsetzung

Relevant guidelines for the implementation

Für die Klärung weitergehender Fragestellungen zur praktischen Umsetzung der quantitativen und qualitativen Grundwasserbeweissicherung hinsichtlich beispielsweise des Messstellenausbaus, der Probenahmetechnik, der Probenbehandlung und des Probentransports, des sinnvollen Untersuchungsumfangs oder aber der Qualitätssicherung (Dokumentation), sind die einschlägigen Richtlinien und Normen (DIN, DVWK, DVWG, LAWA, Landesspezifische Vorgaben) heranzuziehen und fachspezifisch anzuwenden.

4 Fachliche Begleitung der Grundwasserbeweissicherung

Expert support for groundwater monitoring

Die Beschreibung der hydrogeologischen Arbeitspakete in den einzelnen Projektphasen macht deutlich, dass die Untersuchung, Erfassung, Bewertung und Kontrolle der quantitativen und qualitativen Grundwasserverhältnisse mit der Planung, Genehmigung und Durchführung des Vorhabens intensiv verbunden ist. Insbesondere bei größeren Neu- und Ausbaumaßnahmen, die relevante Veränderungen des bestehenden Grundwasserregimes bewirken, kann eine, den unterschiedlichen Anforderungen gerecht werdende Grundwasserbeweissicherung nur erfolgen, wenn sie als fortlaufender Optimierungsprozess über alle Projektphasen des Vorhabens umgesetzt wird.

Vor diesem Hintergrund wird empfohlen, zumindest in den Projektphasen, in denen umfangreiche hydrogeologische Arbeiten erforderlich sind, eine entsprechende fachwissenschaftliche Begleitung, wie sie beispielsweise die Fachreferate der BfG und BAW bieten, in die Projektsteuerung einzubinden. Insbesondere durch frühzeitige Abstimmung der hydrogeologischen Erkundung mit der geotechnischen und der naturschutzfachlichen Erkundung und Begutachtung lassen sich die größten Synergieeffekte erzielen. Diese Vorgehensweise bietet dem Träger des Vorhabens die Möglichkeit, die Planung, Genehmigung und Durchführung des Vorhabens sowohl hinsichtlich der Zeitschiene als auch hinsichtlich der einzusetzenden Ressourcen zu optimieren und die erforderliche fachliche Qualitätssicherung während der Beweissicherungsphase zu gewährleisten.

5 Literatur

References

- [1] Englert, K., Grauvogl, J. und Maurer, M. (1993): Handbuch des Baugrund- und Tiefbaurechts, Werner Verlag GmbH, Düsseldorf, 758 S.
- [2] LAWA (2003): Arbeitshilfe zur Umsetzung der EG-Wasserrahmenrichtlinie, Bearbeitungstand 30.04.2004
- [3] Erftverband (2002): Erarbeitung und Bereitstellung der Grundlagen und erforderlicher praxisnaher Methoden zur Typisierung und Lokalisation grundwasserabhängiger Oberflächengewässer und Landökosysteme Bericht zu Teil 1., LAWA-Projekt G 1.01: Erfassung, Beschreibung und Bewertung grundwasserabhängiger Oberflächengewässer und Landökosysteme hinsichtlich vom Grundwasser ausgehender Schädigungen
- [4] Erftverband (2003): Analyse der vom Grundwasser ausgehenden signifikanten Schädigung grundwasserabhängiger Ökosysteme (quantitative Aspekte) Bericht zu Teil 2., LAWA-Projekt G 1.01: Erfassung, Beschreibung und Bewertung grundwasserabhängiger Oberflächengewässer und Landökosysteme hinsichtlich vom Grundwasser ausgehender Schädigungen
- [5] Erftverband (2004): Analyse der vom Grundwasser ausgehenden signifikanten Schädigung grundwasserabhängiger Ökosysteme (qualitative Aspekte) – Bericht zu Teil 3., LAWA-Projekt G 1.01: Erfassung, Beschreibung und Bewertung grundwasserabhängiger Oberflächengewässer und Landökosysteme

- hinsichtlich vom Grundwasser ausgehender Schädigungen
- [6] Gemeinsame Umsetzungsstrategie für die Wasserrahmenrichtlinie Ausnahmen von den Umweltzielen der Wasserrahmenrichtlinie zulässig für neue Änderungen oder neue nachhaltige Entwicklungstätigkeiten des Menschen (WRRL Art. 4 Abs. 7) Positionspapier., Version 6.0, Stand: 30.10.2006
- [7] Gemeinsame Umsetzungsstrategie der EU zur Wasserrahmenrichtlinie Umweltziele der Wasserrahmenrichtlinie Zusammenfassung und Hintergrundpapier., Endgültige Fassung, 20.06.2005
- [8] Richtlinie 2006 / 118 / EG des Europäischen Parlaments und des Rates vom 12.12.2006 zum Schutz des Grundwassers vor Verschmutzung und Verschlechterung (ABI. L 372 vom 27.12.2006, S. 19, L 52 vom 22.2.2007, S. 30, L 139 vom 31.5.2007, S. 39)
- [9] Verordnung zum Schutz des Grundwassers (Grundwasserverordnung GrwV), Ausfertigungsdatum 9.11.2010

Gesamtinhaltsverzeichnis aller bisher erschienenen Ausgaben

Hinweis: Die erste Zahl steht für die fortlaufende Nummerierung, die zweite Zahl für

das Erscheinungsjahr, danach werden Autor und Titel des Beitrages aufgeführt.

Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau: ISSN 0572-5801

1/53 Jambor Erhöhung der festen Wehrschwelle bei gleicher hydraulischer Leistung

Burghart Die Verteilung der Abflußmenge über den Querschnitt

Türk Untersuchung über die Geschiebebewegung in Flüssen und Stauanla-

gen. Das elektro-akustische Geschiebe-Abhörverfahren

Zweck Flach- und Pfahlgründungen in weichem tonigem Schluff

Canisius Aus der Arbeit der Bundesanstalt Liebs Ausbau der Unteren Hunte

Schleiermacher Sicherung der Schiffahrtsrinne in der Donau im Bereich der Innmündung

bei Passau

Boos Vom wasserbaulichen Versuchswesen in England

2/53 Canisius Technische Entwicklung im Wasserbau

Pichl Der Ortungstachygraph und seine Anwendung

Burghart/Gehrig Beitrag zur Frage der Geschwindigkeitsverteilung in offenen Gerinnen

Davidenkoff Grundwasserzufluß zu Brunnen und Gräben

Sagawe Der Dehnungsmeßstreifen als Meßelement bei erd- und wasserbau-

lichen Modellversuchen

Zweck Zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Pfählen (I)

3/54 Canisius Die Bodenmechanik im Dienste des Wasserbaues

Wehrkamp Ein neues Flußprofilmeßgerät

Liebs Abzweigung einer verhältnisgleichen Teilwassermenge an einem Meßwehr

Schleiermacher Gestaltung schräg angeströmter Brückenpfeiler Zweck Zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Pfählen (II)

Meenen Reiseeindrücke von einem Einsatz der Bundesanstalt in Venezuela

4/54 Jambor Die Gestaltung von Kanalabzweigungen unter besonderer Berücksichtigung

von Schwingungen im Kanal

Herr Spülvermögen bei Verschlammung und Geschiebeablagerung in einem

Wehrfeld mit höckerartig erhöhter Wehrschwelle

WehrkampDas Flußprofilzeichengerät von Dr. FahrentholzDavidenkoffGefährdung der Stauwerke bei UnterströmungZweckZur Ermittlung der Tragfähigkeit von Pfählen (III)

5/55 Canisius Die Bundesanstalt für Wasserbau. Ein Rückblick auf ihre Entwicklung 1948 -1955

Niebuhr Kritische Betrachtungen zur Frage der Modellrauhigkeit (I)

Schleiermacher Wasserspiegelaufnahmen in Flußkrümmungen und Wasserspiegelquergefälle Gehrig Überprüfung hydrographischer Angaben durch den Modellversuch

Poggensee Die Grundformel zur Bestimmung der Schleusenleistung

BAWMitteilungen Nr. 94 2011

5/55	Zweck/Davidenkoff	Die versuchstechnischen Verfahren zur Berechnung des Netzes einer Grundwasserströmung
6/56	Schleiermacher Gehrig Wigand Zweck/Davidenkoff Poggensee	Geschwindigkeits-Verlagerung in Querschnitten mittels Buhnen oder Leitwerken Messung und Berechnung von Kräften an Schiffen im Modell Verhinderung von Geschiebeablagerungen vor den unteren Schleusenvorhäfen und Staustufen Über die Zusammensetzung von Filtern Anwendung und Kritik von Rammformeln
7/56	Gehrig Zweck/Davidenkoff Schleiermacher	Strömungsmessung mit einem Kreiszylinder Untersuchung von Sicherungsmaßnahmen an Flußdeichen durch Modellversuche Einfache Darstellung des zeitlichen Ablaufes von Anschwellungen in
	Niebuhr	Wasserläufen Beitrag zur Erfassung der Räumkraft einer ungleichförmigen Strömung unter besonderer Berücksichtigung der Verhältnisse im Tidegebiet
	Davidenkoff Liebs Jambor	Angenäherte Ermittlung des Grundwasserzuflusses zu einer in einem durchlässigen Boden ausgehobenen Grube Abflußbeiwerte für grasbewachsene Deiche Formgebung des Trennpfeilers in Flußkraftwerken
8/57	Yalin Davidenkoff	Die theoretische Analyse der Mechanik der Geschiebebewegung Durchsickerung durch Deiche und Erddämme (I)
9/57	Zweck/Davidenkoff Davidenkoff Schleiermacher Yalin	Auftrieb unter Wehren auf durchlässigem Grund Wirkung der Sickerströmung auf die Standsicherheit eines Erddammes (II) Versuch einer morphologischen Begründung von Rauhigkeits-Beiwerten für die Berechnung des Wasserspiegel-Gefälles Ermittlung des Querschnittes mit maximalem Geschiebetransport- vermögen
10/58	Magens	Untersuchung der Ursachen und des Vorganges der Verschlickung der Schleusenvorhäfen zu Brunsbüttelkoog
11/58	Rubbert Gruhle Gehrig Davidenkoff	Die Vertiefung der Tideflüsse und ihre Problematik Verformungsmessungen an den Spundwänden der Schleuse Friedrichsfeld Der Verbau von Übertiefen und die Erhaltung des Fahrwassers Durchsickerung durch Deiche und Erddämme (Schluß aus 8 und 9)
12/59	Zweck/Dietrich Zweck Rubbert	Zur Ermittlung der Verteilung des Coulomb'schen Erddruckes Versuchsergebnisse über die Zusammensetzung von Filtern Die Tiderechnung als Problem der Numerischen Analysis
13/59	Zweck/Dietrich Felkel	Die Berechnung verankerter Spundwände in nicht bindigen Böden nach ROWE Der Schwellbetrieb der Flußkraftwerke
	Steinfeld	Über den Erddruck an Schacht- und Brunnenwandungen
14/60	Felkel Davidenkoff	Walzenbucht und Ringgraben als Mittel zur Verminderung der Schwebstoffablagerungen in Flußhäfen Neue Forschungsarbeiten über die Konsolidierung wassergesättigter bindiger Böden

14/60	Cobrin/Horr	Doitrag zur Ermittlung das Wassardruskas auf gakrümmte Flächen
	Gehrig/Herr	Beitrag zur Ermittlung des Wasserdruckes auf gekrümmte Flächen
15/60	Jambor Felkel Felkel	Lage und Gestaltung der Schleusen und ihrer Zufahrten Wasserspiegelmessungen an einer festen Wehrschwelle Gemessene Abflüsse in Gerinnen mit Weidenbewuchs
16/61	Felkel Davidenkoff Dietrich	Die Modelluntersuchungen für zehn Moselstaustufen Sickerverluste bei Durch- und Unterströmung von Deichen Schnittgrößen und Randspannungen in der Sohlfuge einer Kaimauer oder Stützmauer von rechteckigem Querschnitt
17/62	Kleinschmidt/Schröder	Sonderheft Korrosionsversuche
18/62	Felkel Vollmer	Der Einsatz frei fahrender Modellschiffe beim flußbaulichen Versuch Erfahrungen an einem Tidemodell mit beweglicher Sohle und Vergleich zwischen Modell- und Naturmessungen
	Felkel Davidenkoff	Ein einfaches Rundbecken zum Mischen von Wasser und Koagulieren von Schmutzstoffen
		Über die Berechnung der Sickerverluste aus Kanälen
19/63	Zweck/Dietrich Jansen Felkel Jänke	Modellversuche mit steifen Dalben in bindigen Böden bei plötzlicher Belastung Die Neukonstruktion von Fahrstühlen für Kraftmessungen an Modellschiffen Die Neckartalplanung im Raume Heilbronn Überprüfung der Brauchbarkeit von Pfahlformeln anhand von Probe- belastungen und Messungen an Stahlpfählen
20/64	Franke	Die Strömungsvorgänge bei unvollkommenen Brunnen
21/64	Naujoks Dietrich Liebs Franke	Untersuchungen zum Nachweis eines spezifischen Sättigungsgrades Zur Berechnung der Tragfähigkeit starrer Dalben in homogenen Böden Die Abschirmung von Seehäfen gegen Seegang Der Einfluß des Neigungswinkels der wasserführenden Schicht und einer partiellen Auskleidung des durchlässigen Brunnenschachtes auf die Zuflußmenge zu einem artesischen Brunnen
22/65	Rubbert Jambor Davidenkoff/Franke	Tidewellenberechnungen nach dem Universalprogramm der BAW "Anwendung zur Berechnung der Tidebewegung der Oberelbe" Schutz der Sohle in Flüssen Untersuchung der räumlichen Sickerströmung in eine umspundete Baugrube in offenen Gewässern
23/66	Dietrich	Modellversuche mit biegsamen langen Dalben unter wiederholten Belastungen im Sand
	Ruck	Untersuchungen der Sandwandungsverhältnisse im Küstenbereich zwischen Stohl und Brauner Berg
	Dietz	Einfluß der Saugschlauchbeaufschlagung bei Kaplanturbinen auf die Schiffahrtsverhältnisse im Unterwasser von Staustufen
	Felkel/Canisius	Elektronische Berechnung von Wasserspiegellagen
24/66	Völpel/Samu	Reliefänderungen in der Tidestromrinne des Wangerooger Fahrwassers im Verlaufe einer Sturmperiode und in der darauf folgenden Periode mit ruhigeren Wetterlagen
	Schnoor	Über neue Verfahren zur Berechnung des Reflexionsdruckes von Wasser-

BAWMitteilungen Nr. 94 2011

wellen auf senkrechte Wände

24/66	Zweck	Baugrunduntersuchungen mit Sonden gem. DIN 4094 mit Auswertungs- möglichkeiten
	Davidenkoff/Franke	Räumliche Sickerströmung in eine umspundete Baugrube im Grundwasser
25/67	Schnoor Davidenkoff Franke Schulz/Ruck Lambert	Über verschiedene Verfahren zur Berechnung der Wellenangriffskräfte nicht brechender Wellen auf senkrechte Pfähle und Wände Dimensionierung von Brunnenfiltern Die Wirkungen des Wassers auf die Standsicherheit von Böschungen Die Sandwanderungsverhältnisse an der Nordküste der Insel Fehmarn zwischen Westermarkelsdorf und Puttgarden Die Erscheinung der Gezeiten und ihre Erklärung
26/68	Schnoor	Über verschiedene Verfahren zur Berechnung der Wellenangriffskräfte
	Samu Ruck	auf senkrechte Pfähle und Wände Ergebnisse der Sandwanderungsuntersuchungen in der südlichen Nordsee Auswirkung der geologischen Verhältnisse im Küstengebiet auf Baumaßnahmen im Wasserbau
27/68	Schäle/Kuhn/ Schröder/Hofmann	Kanal- und Schiffahrtsversuche Bamberg 1967
28/69	Jänke Felkel	Untersuchungen der Zusammendrückbarkeit und Scherfestigkeit von Sanden und Kiesen sowie der sie bestimmenden Einflüsse Der Weg zum vollständigen mathematischen Flußmodell
29/69	Dietz Dietz	Kolksickerung durch Befestigungsstrecken für das Eidersiel Kolksicherung am Elbewehr Geesthacht
30/70	Franke/Manzke Franke Felkel	Zwei interessante Beispiele von den Erdbauaufgaben am Elbe-Seitenkanal Einige Beispiele zur Strömungsdruckwirkung des Grundwassers Ideestudie über die Möglichkeiten der Verhütung von Sohlenerosionen durch Geschiebezufuhr aus der Talaue ins Flußbett, dargestellt am Beispiel des Oberrheins
	Jurisch Sindern/Rohde	Beitrag zur Verwendung von Durchflußgleichung bei Dreieck-Überfällen Zur Vorgeschichte der Abdämmung der Eider in der Linie Hundeknöll-Vollerwiek
	Harten	Abdämmung der Eider; Modellversuche im Tidemodell
	Dietz	Abdämmung der Eider; Modellversuche für das Sielbauwerk
31/72	Giese/Teichert/Vollmers Dorer Dietz	Das Tideregime der Elbe - Hydraulisches Modell mit beweglicher Sohle Berechnung der nichtstationären Abflüsse in nicht-prismatischen offenen Gerinnen Ausbildung von langen Pfeilern bei Schräganströmung am Beispiel der BAB- Mainbrücke Eddersheim
	Dietz	Systematische Modellversuche über die Pfeilerkolkbildung
32/72	Niebuhr	Einfluß der Seitenwände bei hydraulischen Versuchen in einer recht- eckigen Glasrinne
	Ache	Ergebnisse von Sondierungen neben einem eingespülten Gründungs- körper einer Leuchtbake
	Franke/Ache Franke/Garbrecht/ Kiekbusch	Ein Verfahren zur Berechnung eingespannter gedrungener Gründungskörper Meßfehler infolge unvollkommener Volumenkonstanz von Poren- wasserdruckgebern beim Scherversuch

32/72	Franke/Bernhard Felkel Giese	Erddruckansatz bei trogförmigen Bauwerken und Wechselwirkung zwischen Erd- und Sohldruck am Beispiel des Schiffshebewerkes Lüneburg Das Sohlenkorn des Rheins zwischen Straßburg und Bingen Fahrwasserumbildungen in der Unter- und Außenelbe
33/72	Rohde/Meyn Ruck Dietz Hein	Untersuchungen über das hydrodynamische Verhalten oberflächenmar- kierten Sandes und über die Einbringmethode bei Leitstoffuntersuchungen Erfahrungen beim Präparieren von Sand für Leitstoffuntersuchungen Kolksicherung am Störsperrwerk Verhalten von Rost unter nicht absolut dichten Beschichtungen bei Anlegen von kathodischem Schutz im Stahlwasserbau
34/73	Hovers	Der Einfluß von Strombauwerken auf die morphologische Entwicklung der Stromrinnen im Mündungsgebiet eines Tideflusses, untersucht am Beispiel der Außenweser
35/73	Davidenkoff Tödten Hein Jurisch Pulina Dietz List	Anwendung von Bodenfiltern im Wasserbau Beitrag zur Energiedissipation von Tosbecken im Modellversuch Sulfatangriff des Meerwassers auf Beton? Ein Beitrag zur Klärung der Frage, warum Meerwasser trotz hohen Sulfatgehaltes Beton nicht angreift Messung der Momentangeschwindigkeiten mit Hilfe der Laser-Doppler-Anemometrie Geschwindigkeitsmessungen an einer Bootsgasse Modelluntersuchung der Schleusenvorhäfen an der Rheinstaustufe Iffezheim Untersuchungen von instationär belasteten Kunststoff-Filtern für den Wasserbau
36/74	Dietz Felkel Dietz/Pulina	Hydraulische Probleme bei der Planung von Staustufen Modellversuche mit Grundschwellen und Schiffahrt Wahl der Wehrverschlüsse beim Ausbau der Saar zur Schiffahrtsstraße
37/75	Tödten Schuppener Harten/Knieß Dietz	Untersuchung der Strömungsvorgänge an Buhnen Erddruckmessungen am Schiffshebewerk Lüneburg Eiderdamm – Natur- und Modellmessungen Wellenmessungen im Hafen Travemünde - Vergleich zwischen Natur und Modell
38/75	Schuppener Felkel Samu	Der Erddruck einer rolligen Hinterfüllung auf eine unverschiebliche Stützwand infolge der Verdichtung Untersuchungen der Veränderungen der Höhenlage der Sohle des Oberrheins Beitrag zur morphologischen Entwicklung der Außenjade
39/76	Dietz/Pulina	Modelluntersuchungen zur Gestaltung der Hauptbauwerke an der Rheinstaustufe Iffezheim
40/76	Dietz/Pulina Knieß Annuß/Dehm/ Hein/Schröder Dietz/Pulina	Zur Wahl des Zugsegmentes als Wehrverschluß bei Ausbau der Saar Eiderdamm – Wiederauffüllung von Baggerlöchern im Watt Korrosion an Spundwänden – Wand-Dickenmessungen mit Ultraschall Zur Problematik der Querströmungen in Vorhafenzufahrten und ihre Untersuchung im Modell
41/77	Dietz Armbruster Döscher	Zur Frage der Nachbildung von Kolkvorgängen im Modell Vergleich berechneter und gemessener Grundwasserstände am Beispiel Kehl Die Suspensionswand

BAWMitteilungen Nr. 94 2011

41/77	Feddersen Franke/Garbrecht Franke/Schuppener Hauß Kiekbusch Ruck Sagawe Schulz	Querbelastete Verankerungen Drei Serien von Probebelastungen an Großbohrpfählen in Sand-Ziel- Methode -Ergebnisse Besonderheiten beim Gründungsgutachten für ein flachgegründetes off-shore-Bauwerk Beispiele für die Anwendung statistischer Methoden in der Bodenmechanik Elektrisches Messen von Volumenänderungen beim Triaxialversuch Sondierungen zur Erkundung unterhalb der Gewässersohle von schwimmender Arbeitsplattform Kraft- und Spannungsmessungen an der Containerkaje in Bremerhaven Überlegungen zur Führung des Nachweises der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge
42/77	Hein Knieß Hein	Untersuchung über den Korrosionsablauf an wetterfesten Stählen in Abhängigkeit von der Entfernung zum Meer Bemessung von Schüttstein-Deckwerken im Verkehrswasserbau; Teil I: Lose Steinschüttungen Zum Korrosionsverhalten von Zink in salzhaltigen Wässern
43/78	Dietz Knieß	Strömungsabweiser und/oder durchbrochene Trennmole als Mittel zur Verminderung der Querströmung in oberen Vorhafenzufahrten am Beispiel der neuen Mainstaustufe Krotzenburg Belastungen der Böschung des NOK durch Schiffsverkehr - Ergebnisse von Naturmessungen
44/79	Pulina Jurisch	Modelluntersuchungen für die Saarstaustufe Rehlingen Untersuchungen über die Abflußverhältnisse im Bereich einer Grundschwelle
45/79	Dietz/Pulina Dorer/Siem Hou Lie	Zur Frage des Wehrschwellenprofils beim Zugsegment Schwall- und Sunkberechnungen mit impliziten Differenzenverfahren
46/80	Garbrecht Liebig Franke Armbruster	Auswertung von Setzungsmessungen - zwei Beispiele - Stabilitätsuntersuchungen von Mehrfachregelkreisen an hydraulischen Modellen im wasserbaulichen Versuchswesen Studie zur Frage des Einflusses von Meereswellen auf die Größe des Sohlwasserdruckes unter Offshore-Flachgründungen Die Sickerwasserströmung im Bereich der Stauanlage Kulturwehr Kehl - Teil I: Unterströmung und Standsicherheit im Endzustand
47/80	Felkel	Die Geschiebezugabe als flußbauliche Lösung des Erosionsproblems des Oberrheins
48/80	Giese Schulz/Feddersen/ Weichert	Das Tideregime der Elbe – Hydraulisches-Modell mit beweglicher Sohle Zwängungskräfte infolge Sohlreibung
49/81	Pulina/Voigt	Hydrodynamische Belastung der Wehrverschlüsse an den Saarstufen Rehlingen, Mettlach und Schoden sowie Abflußleistungen bei spezifischen Betriebsfällen – Modelluntersuchungen
50/81	Schulz Gehrig Knieß	Zur Festigkeit überverdichteter Tone Die Berechnung des Geschiebetriebanfanges Schütten von Steinen unter Wasser

50/81	Wulzinger	Sedimenttransport und Sohlausbildung im Tidemodell der Elbe mit beweglicher Sohle
51/82	Pulina/Voigt Kemnitz Hein/Klein	Einfluß der Randbedingungen auf die Abflußleistung unterströmter Wehrverschlüsse Beitrag zur Verringerung der Quergeschwindigkeiten im unteren Schleusenvorhafen einer Staustufe Untersuchung über den Temperatureinfluß auf das Korrosionsverhalten von ungeschütztem Stahl im Emder Hafenwasser
52/83	Pulina/Voigt Knieß	Neubau eines Wehres im Zitadellengraben Berlin-Spandau Untersuchung zum Nachweis der Wirtschaftlichkeit von Uferdeckwerken an Wasserstraßen
53/83	Knieß	Kriterien und Ansätze für die technische und wirtschaftliche Bemessung von Auskleidungen in Binnenschiffahrtskanälen
54/84	Dorer	Ähnlichkeit bei flußbaulichen Modellen
55/84	Knieß Wagner Hein Hallauer Abromeit	Untersuchung und Begutachtung alter Massivbauwerke an Wasserstraßen Die Untersuchung von Stahlwasserbauten Korrosion über und unter dem Wasserspiegel Grundsätzliche Betrachtungen über den Schutz und die Instandsetzung von Betonbauwerken Anwendung von geotextilen Filtern bei Uferdeckwerken von Wasser-
	Knieß/Köhler Kellner/Annuß/ Kretschmer	straßen in der BRD Untersuchung gebundener Steinschüttungen auf Flexibilität, Verbundfestgkeit und Wasserdurchlässigkeit Kurzberichte über Arbeiten des Referats "Meßtechnik"
56/85	Schulz Schuppener Köhler	Die Ermittlung des Seitendrucks in überkonsolidierten Tonen mit Hilfe von Laborversuchen Verformungsmessungen im Erd- und Grundbau Modellversuche für die Dimensionierung von Deckwerken an Wasser- straßen – Stabilität loser Steinschüttungen
57/85	Armbruster Pulina/Voigt	Messungen, Inspektion und Kontrolle an Dämmen Lastbeanspruchungen langgestreckter Bauwerke in der Wasserstraße
58/86	Schulz Hallauer Eißfeldt Reiner/Schuppener Knieß	Stabilitätsformeln für lose Deckschichten von Böschungs- und Sohlenbefestigungen Kompressibilität und Porenwasserüberdruck - Bedeutung für Gewässersohlen Vergußstoffe für Uferdeckwerke Standsicherheitsbeurteilung alter Hafenanlagen am Beispiel der Woltmann Kaje Cuxhaven Gründungsbeurteilung und Sicherung des Weserwehres in Bremen Verfahren zur Untersuchung von Spanngliedern
59/86	Samu Armbruster/Venetis Müller/Renz	Ein Beitrag zu den Sedimentationsverhältnissen im Emder Fahrwasser und Emder Hafen Der Einfluß von zeitweilig überstauten Polderflächen auf das Grundwasser Erfahrungen bei der Untersuchung von Dükern und Durchlässen

BAWMitteilungen Nr. 94 2011 129

59/86 Hein Über das Korrosionsverhalten von Stahlspundwänden im Mittellandkanal

60/87 Rohde 25 Jahre Außenstelle Küste

DietzUntersuchungen in den Tidemodellen der Außenstelle KüsteKiekbuschEntwicklung des Hamburger Bodenmechanischen Labors der BAWSchuppenerErfahrungen mit Bodenmechanischen Laborversuchen an KleiManzkeErd- und grundbauliche Beratung beim Bau des ElbeseitenkanalsSchuppener/EißfeldtStandsicherheitsbeurteilung der Gründungen alter Wasserbauwerke

Alberts Wanddickenmessungen an Stahlspundwänden
Harten Das Staustufenmodell Weserwehr bei Bremen

Giese Aufbau eines hydraulischen Tidemodells für das Lagunengebiet von

Abu Dhabi

Fahse Traceruntersuchungen in der Natur

Samu Geomorphologische Untersuchungen im Bereich der Brammerbank und

des Krautsander Watts in der Unterelbe

Jensen Überlegung zur künftigen Entwicklung der Sturmflutwasserstände an der

Nordseeküste

61/87 Teil I: Beiträge zum Ehrenkolloquium für Herrn Prof. Gehrig am 27. März 1987

Lohrberg Prof. W. Gehrig und seine Bedeutung für die Entwicklung des Modell-

versuchswesens in der WSV

Garbrecht Erosion, Transport, Sedimentations-Probleme und Überlegungen im Altertum

Mosonyi Geschiebeprobleme bei Hochdruckwasserkraftwerken

Vollmers Probleme bei der praktischen Berechnung des Geschiebebetriebs

Nestmann/Bachmeier Anwendung von Luftmodellen im strömungsmechanischen Versuchswesen

des Flußbaus

Teil II:

Haferburg/Müller Instandsetzung der Mittellandkanalbrücke 144 b über die Weser in Minden

62/88 Weichert Kenngrößen von Bentonit-Zement-Suspensionen und ihre Bedeutung

für die Eigenschaften von Dichtungswandmaterialien

63/88 40-Jahre Bundesanstalt für Wasserbau

64/88 Rohde-Kolloquium am 9. Mai 1988

Keil Zur Untersuchung von Naturvorgängen als Grundlage für Ausbau und

Unterhaltung der Bundeswasserstraßen im Küstenbereich

Holz Moderne Konzepte für Tidemodelle

Vollmers Reflexionen über Modelle mit beweglicher Sohle

Festakt "40 Jahre Bundesanstalt für Wasserbau" am 8. November 1988

KnießEinführungsansprache beim Festakt zur 40 Jahr-Feier der BAW am 08.11.88KnittelAnsprache anläßlich des 40jährigen Jubiläums der BAW in Karlsruhe am 08.11.88

Lenk Verantwortungsprobleme im Wasserbau

Vortragsveranstaltung "Umwelt und Wasserstraßen" am 8. November 1988

Zimmermann/Nestmann

Schulz

Ströme und Kanäle als Ingenieurbauwerke oder gestaltete Natur Standsicherheiten, Bemessungskriterien und Normen - Kontraindikationen

eines naturnahen Flußbaus?

64/88 Lankenau Technische Zwänge, Entwicklungen und Notwendigkeiten bei

modernen Wasserstraßen

Reinhardt Rechtliche Zwänge, Entwicklungen und Notwendigkeiten bei modernen

Wasserstraßen

Kolb Grundsätze der Landschaftsplanung bei der Gestaltung von

Wasserstraßen

Larsen Notwendiges Umdenken beim Ingenieur in Ausbildung und Praxis

Kennedy Sediment, flood-control and navigation aspects of the Three Gorges

Project, Yangtse river, China

65/89 Schröder Auswirkung der Harmonisierung des EG-Binnenmarktes auf das Bauwesen

Flach Normung für das Bauwesen im Rahmen eines europäischen Binnenmarktes Litzner Welche Auswirkungen haben die vorgesehenen europäischen Regelungen

auf die deutschen Stahlbeton-Bestimmungen

Hallauer Die Entwicklung der Zusammensetzung von Beton für Wasserbauten

Bayer Einsatz der Betonbauweise bei Offshore-Bauwerken

Lamprecht Verwendung von Beton bei Wasserbauten in der Antike

Rassmus Entwicklung des Stahlbrückenbaus am Nord-Ostsee-Kanal (NOK)

Roehle Der technische Fortschritt bei der Konstruktion und betrieblichen Ausbildung

von Stahlwasserbauverschlüssen

Wagner Untersuchung von Stahlwasserbauverschlüssen, vergleichende Auswertung

und Folgerungen

66/89 Mühring Entwicklung und Stand der Deckwerksbauweisen im Bereich der Wasser-

und Schiffahrtsdirektion Mitte

Bartnik Entwicklung und Stand der Deckwerksbauweisen im Bereich der Wasser-

und Schiffahrtsdirektion West

Paul, W. Deckwerksbauweisen an Rhein, Neckar, Saar

Paul, H. J. Deckwerke unter ausführungstechnischen Gesichtspunkten

MöbiusAbrollen von Geotextilien unter WasserSaggauDeichschlußmaßnahme Nordstrander Bucht

Laustrup Dünensicherungsmaßnahmen an der dänischen Nordseeküste

de Groot Allgemeine Grundlagen zur Standsicherheit des Untergrundes unter Deckwerken

Oumeraci Zur äußeren Beanspruchung von Deckschichten

Richwien Seegang und Bodenmechanik - Geotechnische Versagensmechanismen

von Seedeichen

Köhler Messungen von Porenwasserüberdrücken im Untergrund

Bezuijen Wasserüberdruck bei Betonsteindeckwerken

Sparboom Naturmaßstäbliche Untersuchungen an einem Deckwerk im

Großen Wellenkanal

Heerten Analogiebetrachtungen von Filtern

HallauerBaustoffe für DeckwerkeSaathoffPrüfung an Geotextilien

Schulz Überblick über neue nationale und internationale Empfehlungen

67/90 Hein Zur Korrosion von Stahlspundwänden in Wasser

Kunz Risikoorientierte Lastkonzeption für Schiffsstoß auf Bauwerke
Pulina/Voigt Untersuchungen beim Umbau und Neubau von Wehranlagen an

Bundeswasserstraßen

Zimmermann Zur Frage zulässiger Querströmungen an Bundeswasserstraßen

67/90 Tsakiris Kombinierte Anwendung der Dezimalklassifikation und von Titelstichwörtern

zur Inhaltserschließung von Dokumenten

68/91 Knieß Erweiterte Bundesanstalt für Wasserbau

Alf/Theurer Prognose zur Entwicklung des Ladungspotentials für die Binnen-

schiffahrt in den neuen Bundesländern

Schulz Zur Mobilisierung von Bewehrungskräften in nichtbindigen Böden

Ehmann Bauwerksmessungen am Beispiel des Weserwehres

Hamfler Temperatur- und Dehnungsmessungen während der Erhärtungsphase

des Betons

Hauß Verwendbarkeit von Waschbergen im Verkehrswasserbau **Köhler/Feddersen** Porenwasserdruckmessungen in Böden, Mauerwerk und Beton

69/92 Ohde Nachdruck seiner Veröffentlichungen zu "Bodenmechanischen Problemen"

Themenkreise Bodenmechanische Kennwerte, Erddruck, Standsicherheit, Sonstige Pro-

bleme und Gesamtdarstellungen

70/93 Knieß 90 Jahre Versuchsanstalt für Wasserbau

Pulina Bestimmung der zulässigen Strömungsgröße für seitliche Einleitungs-

bauwerke an Bundeswasserstraßen

Köhler u. a. m.Wellenamplitudenmessungen mittels videometrischer BildverarbeitungKuhlDie Geschiebezugabe unterhalb der Staustufe Iffezheim von 1978 - 1992SiebertSimulation von Erosion und Deposition mit grobem Geschiebe unterhalb

Iffezheim

Nestmann Oberrheinausbau, Unterwasser Iffezheim

71/94 Nestmann/Theobald Numerisches Modell zur Steuerung und Regelung einer Staustufenkette

am Beispiel von Rhein und Neckar

Dietz/Nestmann Strömungsuntersuchungen für das Eider-Sperrwerk

72/95 Vorträge zum OHDE-Kolloquium "Prakische Probleme der Baugrunddynamik" am 14. September 1995

Fritsche Modellversuche zur Bestimmung des dynamischen Verhaltens von

Fundamenten

Huth Modellierung des zyklischen Materialverhaltens von Lockergestein

Holzlöhner Einfluß des Bodens beim Schiffsstoß auf Bauwerke

SchuppenerEine Proberammung vor einer Stützwand mit unzureichender StandsicherheitPalloks/ZierachZum Problem der Prognose von Schwingungen und Setzungen durch

Pfahlrammungen mit Vibrationsrammbären

Haupt Sackungen im Boden durch Erschütterungseinwirkungen

Zerrenthin/Palloks Beiträge zur Prognose von Rammerschütterungen mit Hilfe von

Fallversuchen

Palloks/Dietrich Erfahrungen mit Lockerungssprengungen für das Einbringen von

Spundbohlen im Mergelgestein

Huber Ein Beitrag zur Erschütterungsausbreitung bei Zügen

Achilles/Hebener Untersuchungen der Erschütterungsemission für den Ausbau von Straßen-

bahnstrecken mit angrenzender historischer Bebauung

73/95 Westendarp Untersuchungen und Instandsetzungsmaßnahmen an den Massivbau-

teilen des Eidersperrwerkes

Dietz Strömungsverhältnisse, Kolkbildung und Sohlensicherung am

Eider-Sperrwerk

73/95 Heibaum Sanierung der Kolke am Eidersperrwerk - Geotechnische Stabilität von Deck-

werk und Untergrund

74/96 Vorträge zum BAW-Kolloquium "Flußbauliche Untersuchungen zur Stabilisierung der Erosionsstrecke der Elbe" am 9. März 1995

Faist Langfristige Wasserspiegelsenkungen und Grundsätze der Strom-

baumaßnahmen in der Erosionsstrecke der Elbe

Glazik Flußmorphologische Bewertung der Erosionsstrecke der Elbe unterhalb

von Mühlberg

Faulhaber Flußbauliche Analyse und Bewertung der Erosionsstrecke der Elbe Schmidt Ergebnisse neuerer Untersuchungen zu Gewässersohle und Feststoff-

transport in der Erosionsstrecke

Alexy Hydronumerische Untersuchungen zur Felsabgrabung und zum Einbau

von Grundschwellen in der Elbe bei Torgau

Fuehrer Untersuchungen der Einsinktiefe von Bergfahrern im Stromabschnitt Torgau Schoßig Sohlenstabilisierung der Elbe km 154,62 - 155,70 im Bereich der Torgauer

Brücken – praktische Durchführung -

Kühne Sohleninstandsetzung im Stromabschnitt Klöden (El-km 188,8 - km 192,2)

75/97 Abromeit Ermittlung technisch gleichwertiger Deckwerke an Wasserstraßen

und im Küstenbereich in Abhängigkeit von der Trockenrohdichte der

verwendeten Wasserbausteine

Alberts/Heeling Wanddickenmessungen an korrodierten Stahlspundwänden -

Statistische Datenauswertung zur Abschätzung der maximalen Abrostung -

Köhler Porenwasserdruckausbreitung im Boden, Messverfahren und Berech-

nungsansätze

76/97 Vorträge zum BAW-Kolloquium zur Verabschiedung von LBDir a. D. Prof. Dr.-Ing. Schulz und zur Amtseinführung von LBDir Dr.-Ing. B. Schuppener am 18. Oktober 1996

Krause Ansprache anläßlich der Verabschiedung von Prof. Dr.-Ing. Schulz Schwieger Monitoringsystem zur Überwachung der Fugendichtigkeit an der

Schleuse Uelzen

Köhler Boden und Wasser - Druck und Strömung

Armbruster-Veneti Leckageortung an Bauwerken der WSV mittels thermischer Messungen

Schulz Rückblick auf 23 Jahre Geotechnik in der BAW

Schuppener Gedanken zu den zukünftigen Aufgaben der Geotechnik in der BAW

77/98 Armbruster-Veneti et al. Das Schawan-Wehr in Karelien - Zustand und Lebensdauer

Fuehrer Untersuchungen zur hydraulischen Beanspruchung der Wasserstraßen

durch die Schiffahrt

Jurisch Untersuchung der Genauigkeiten von Tachymeter- und DGPS-Ortungen

zur Ermittlung hydraulischer und hydrologischer Daten in Flüssen

Lasar/Voigt Gestaltung des Allerentlastungsbauwerkes I am MLK

78/98 50 Jahre Bundesanstalt für Wasserbau

79/98 Vorträge zum gemeinsamen Kolloquium von BAW und BfG

"Eisbildung und Eisaufbruch auf Binnenwasserstraßen" am 26. Mai 1998

Heinz Konzeptionelle Überlegungen zur Nutzung der Wasserstraßen bei Eis

Barjenbruch Wärmehaushalt von Kanälen

79/98 Klüssendorf-Mediger Prognose von Eiserscheinungen auf ostdeutschen Wasserstraßen

Brydda Chancen eines garantierten Ganzjahresverkehrs auf mitteleuropäischen

Kanälen

Busch Eissituation an den Wasserstraßen der WSD Süd

Voß Eisbildung und Eisaufbruch auf den Binnenwasserstraßen der WSD Ost

Rupp Eisbrechende Fahrzeuge und deren Einsatzmöglichkeiten bei

Eisbedeckung

Kaschubowski Eisfreihaltung mit Luftsprudelanlagen

Sachs Tauchmotorpropellerpumpen zur Eisfreihaltung von Stemmtoren

Alexy Eisdruck auf Kanalbrücken

Alexy Optimierung der Eisabführung an Brücken

80/99 Vorträge zum BAW-Kolloquium "Donauausbau Straubing-Vilshofen / vertiefte Untersuchungen" am 14. Oktober 1999

Kirchdörfer Donauausbau Straubing - Vilshofen - vertiefte Untersuchungen - Ziele,

Dolladassad Straubing - Visitolett - Vertierte Officisachungen - Ziele,

Varianten, Organisationsstruktur

Hochschopf Donauausbau Straubing - Vilshofen - vertiefte Untersuchungen -

Baumaßnahmen Naturversuch Sohlendeckwerk

Jurisch/Orlovius Durchführung und Rohdatenauswertung

Strobl Steinschlaguntersuchungen zur Ermittlung vertikaler Sicherheitsabstände

in der Schifffahrt

Zöllner Fahrdynamische Untersuchungen der Versuchsanstalt für Binnenschiffbau

e. V., Duisburg, zum Donauausbau Straubing - Vilshofen

Neuner Untersuchungen zu den horizontalen Sicherheitsabständen in einem mit

Buhnen geregelten Flussabschnitt

Nestmann Luftmodelluntersuchungen zu Kolkverbaumaßnahmen

Kellermann Donauausbau Straubing - Vilshofen - vertiefte Untersuchungen - 1D-Modell-

verfahren - Modelltechnik, 3D-Untersuchungen, Buhnen, flussmorpholo-

gische Änderungen

Söhngen Fahrdynamische Modelluntersuchungen
Roßbach/Kauppert Physikalischer Modellversuch Isarmündung

81/00 Dienststelle Ilmenau

Beuke Festvortrag - Bauinformatik als Verbundstelle zwischen Bauingenieur-

wesen und Informatik

Siebels Wie kam es zum Standort Ilmenau

KSP Engel und Neubau der Dienststelle der Bundesanstalt für Wasserbau in Ilmenau

Zimmermann Architekten

Siebels Kunstwettbewerb für den Neubau der Dienststelle der Bundesanstalt für

Wasserbau in Ilmenau

Paul Erwartungen der WSV an die BAW-Dienststelle in Ilmenau

Bruns Informations- und Kommunikationstechnik - Perspektiven und Visionen -

Bruns Zur Geschichte der Datenverarbeitung in der BAW

FleischerZur Begutachtung der Standsicherheit alter, massiver VerkehrswasserbautenPalloksDie Entwicklung der Aufgaben des Referats Baugrunddynamik (BD)PalloksBericht über das BAW - Kolloquium "Setzungen durch Bodenschwingungen"

in der Außenstelle Berlin am 29. September 1999

82/00 Oebius Charakterisierung der Einflussgrößen Schiffsumströmung und Propeller-

strahl auf die Wasserstraßen

Zöllner Schiffbauliche Maßnahmen zur Reduzierung der Sohlbeanspruchung Rieck/Abdel-Maksoud/ Numerische Berechnung der induzierten Geschwindigkeiten eines

Hellwig Binnenschiffes im Flussbett bei Bergfahrt

Fuehrer/Pagel Formparameter- und Tiefgangseinflüsse auf die erreichbare Schiffsge-

schwindigkeit und schiffsinduzierte Sohlströmung im allseitig begrenzten Fahrwasser – Ergebnisse der 3D-Modellierung der Schiffsumströmung

nach FANKAN

Willamowski Anwendung hydraulischer und fahrdynamischer Bewertungskriterien

zur Beurteilung der Befahrbarkeit von Flüssen am Beispiel der

Unteren Saale

Söhngen/Heer Einfluss des mittleren Rückströmungsfeldes auf den Geschiebetransport

am Beispiel des Rheins bei Westhoven

Abromeit Deckwerksschäden durch Verockerung des geotextilen Filters und

Sanierungsmethode

Alexy Ermittlung der Kolktiefen und der erforderlichen Sohlenbefestigung im

Bereich einer Brückenbaustelle in der Elbe

Faulhaber Veränderung von hydraulischen Parametern der Elbe in den letzten 100 Jahren

Hentschel/Kauther Hochgeschwindigkeitsvideokamera im wasserbaulichen und geo-

technischen Versuchswesen

Gladkow/Söhngen Modellierung des Geschiebetransports mit unterschiedlicher Korngröße

in Flüssen

Glazik Historische Entwicklung des wasserbaulichen Modellversuchswesens in

den Versuchsanstalten Berlin-Karlshorst und Potsdam

83/01 Vorträge zum BAW-Kolloquium "Instandhaltung der Wasserbauwerke - eine Kernaufgabe der WSV?", Abschiedskolloquium für Herrn LBDir R. Wagner am 22. März 2001

Aster Bauwerksinstandsetzung und Kernaufgaben - Ein Widerspruch?

Hermening Anforderungen der WSV an die BAW bezüglich der Beratung bei der

Instandhaltung der Anlagen

Kunz/Bödefeld Von der Bauwerksinspektion zum Bauwerksmanagement

WestendarpBetoninstandsetzung - Neue Anforderungen und EntwicklungenStrobl/WildnerInjektion mit hydraulischem Bindemittel im porösen MassenbetonMeinholdInstandsetzungsmöglichkeiten und -grenzen für Stahlwasserbauten

Binder Arbeits- und Umweltschutz bei Korrosionsschutzarbeiten

Beuke Gestalterische Aspekte bei der Modernisierung der Schleuse Woltersdorf

84/02 10 Jahre deutsch-russische Kooperation im Bereich der Binnenwasserstraßen 1991-2001,

Vorträge aus Symposien 9. September 2001 in Sankt Petersburg

und 11. Dezember 2001 in Karlsruhe (in deutscher und russischer Sprache)

Butow Zusammenarbeit der Sankt-Petersburger Staatlichen Universität für

Wasserkommunikationen mit der Bundesanstalt für Wasserbau

Armbruster Ausgewählte Aspekte der Zusammenarbeit auf dem Gebiet der Geotechnik

Kljujew Deformationen der Schleusenkammerwände an der

Wolga-Ostsee-Wasserstraße

Ogarjow/Koblew Zustand und Entwicklungsperspektiven der Kaspi-Schwarzmeer-Wasserstraße

Radionow Rekonstruktion des Moskau-Kanals

84/02 Bödefeld Auswertung der Bauwerksinspektion

Dettmann/Zentgraf Pegelabhängige Fahrspurberechnung in fließenden Gewässern

Kemnitz Modellierung des Geschiebetransports in Flüssen

Kemnitz Untersuchung von Schleusenfüllsystemen am Beispiel der neuen Hafen-

schleuse Magdeburg

Lausen Numerische 3D-Simulation der Moselstaustufe Lehmen

Odenwald Prüfung und Beurteilung der Baugrubenabdichtung für den Schleusenneu-

bau Uelzen II im Elbe-Seitenkanal

Paul Donauausbau Straubing - Vilshofen

Stenglein Unterhaltungskonzept für den freifließenden Rhein

85/02 Oberflächendichtungen an Sohle und Böschung von Wasserstraßen

Empfehlungen zur Anwendung von Oberflächendichtungen an Sohle und Böschung von Wasserstraßen Kolke an Gründungen / Scour of Foundations - Workshop 5 der XV. Internationalen Tagung über Bodenmechanik und Geotechnik in Istanbul im August 2001 (in deutscher und englischer Sprache)

Annandale et al. Fallstudien zur Kolkbildung / Scour Case Studies

Heibaum Geotechnische Aspekte von Kolkentwicklung und Kolkschutz /

Geotechnical Parameters of Scouring and Scour Countermeasures

Richardson et al. Praktische Berechnungen zu Kolken an Brücken in den USA /

United States Practice for Bridge Scour Analysis

Schiffbautechnisches Kolloquium der Bundesanstalt für Wasserbau am 24./25. April 2002

Bielke Funktionale Leistungsbeschreibung bei der Ausschreibung von

Wasserfahrzeugen

Dobinsky/Sosna Einsatz dieselelektrischer Schiffsantriebe **Lenkeit/Stryi** Modernisierung der Fähren entlang des NOK

StumpeVerlängerung MzS MELLUMGarberEntwicklung eines Sandhobels

Claußen Entwickung und Einsatz von flachgehenden Aufsichts- und Arbeitsschiffen

(Typ Spatz)

KühnleinModellversuchswesen im SchiffbauGermerAntifouling (TBT-Alternativen)

Christiansen Umweltverträgliche Schmierstoffe und Hydrauliköle

HoffmannFächerlot- und SonarsystemePreußEinsatz von AIS/VDR an Bord

86/03 Themenschwerpunkt: Wasserbau im Küstenbereich

Jürges/Winkel Ein Beitrag zur Tidedynamik der Unterems

Lang Ein Beitrag zur Tidedynamik der Innenjade und des Jadebusens

Schüttrumpf/Kahlfeld Hydraulische Wirkungsweise des JadeWeserPorts

Schubert/Rahlf Hydrodynamik des Weserästuars

Boehlich Tidedynamik der Elbe

Seiß/Plüß Tideverhältnisse in der Deutschen Bucht

Winkel Das morphologische System des Warnow-Ästuars

Rudolph Sturmfluten in den deutschen Ästuaren **Liebetruth/Eißfeldt** Untersuchungen zur Nautischen Sohle

Uliczka/Kondziella Dynamisches Fahrverhalten extrem großer Containerschiffe unter

Flachwasserbedingungen

86/03 Bielke/Siebeneicher Entwicklung, Planung und Neubau von Wasserfahrzeugen

Heyer Zur Bedeutung mathematischer Modelle im Küstenwasserbau

Lang Analyse von HN-Modell-Ergebnissen im Tidegebiet

Weilbeer Zur dreidimensionalen Simulation von Strömungs- und Transportprozessen

in Ästuaren

Malcherek Vom Sohlevolutions- zum vollständigen Morphologiemodell:

Eine Road Map zur SediMorph-Entwicklung

Vierfuss Seegangsmodellierung in der BAW

87/04 Grundlagen zur Bemessung von Böschungs- und Sohlensicherungen an Binnenwasserstraßen

88/05 Principles for the Design of Bank and Bottom Protection for Inland Waterways

(Englische Fassung des Mitteilungsblatts Nr. 87/2004)

89/06 Massive Wasserbauwerke nach neuer Norm

Kunz Bemessungsphilosophie für massive Wasserbauwerke

Westendarp Expositionsklassen von Wasserbauwerken

Allers/Maier/Fleischer

Vergleichende Beispielrechnung Schleuse Sülfeld

Bödefeld

Bemessungsbeispiel Schleuse Hohenwarthe

Becker Bemessungsbeispiel für einen Durchlass (Stever-Durchlass) nach neuem

Bemessungsbeispiel Wehranlage Raffelberg

Regelwerk

Lünsmann/Linse;

Bödefeld

Westendarp Hinweise zu Beton und Betonausführung bei Wasserbauwerken

Literatur

90/07 Wasserbauliches Versuchswesen

Grimm/Kemnitz/ Entwicklungsstand der physikalischen Modelluntersuchung von Schleusen

Seiter/Sengstock/Voigt und Wehren

Hentschel Hydraulische Flussmodelle mit beweglicher Sohle

Faulhaber Neue Methoden der aerodynamischen Modellierung flussbaulicher

Fragestellungen

Maas/Mulsow/Putze Verfahren der optischen Triangulation zur räumlich-zeitlich aufgelösten

Bestimmung von Wasserspiegelhöhen in hydraulischen Modellen

Weitbrecht/Muste/ Geschwindigkeitsmessungen mit Particle-Image-Velocimetry: Labor- und

Creutin/Jirka Feldmessungen

Henning/Sahrhage/ 3D-PTV – Ein System zur optischen Vermessung von Wasserspiegellagen

Hentschelund Fließgeschwindigkeiten in physikalischen ModellenHentschelEin Finite-Differenzen-Verfahren zur Strömungsanalyse

Ettmer Physikalische Modellierung von Kolkprozessen

Wenka/Köhler Simultane Druck- und 3D-Geschwindigkeitsmessungen im Porenraum

einer Kiessohle

Söhngen/Dettmann/ Modelluntersuchungen zur Ermittlung der erforderlichen horizontalen

Neuner Sicherheitsabstände von Binnenschiffen zu Uferböschungen

91/07 Einsatz von Schlauchwehren an Bundeswasserstraßen

Gebhardt Stand der Schlauchwehrtechnik, Anwendungsbeispiele und

Betriebserfahrungen

Gabrys Bemessung und Konstruktion der Verankerungen von Schlauchwehren

BAWMitteilungen Nr. 94 2011

91/07 Maisner Werkstoffe für Schlauchmembrane

Gebhardt/Kemnitz Hydraulische Bemessung von Schlauchwehren

Meine Bundeswasserstraße Aller – Schlauchverschlüsse für das Allerwehr

Marklendorf; Bau- und Funktionsbeschreibung, erste Erfahrungen

Reuter Ersatzneubau Wehr Bahnitz – Varianten, Planung und Bau eines

Schlauchwehres

Kamuf Untersuchungen zur Beschädigung durch Vandalismus

Gebhardt/Stamm Analyse von Schadensfällen an bestehenden Schlauchwehranlagen

Poligot-Pitsch/Moreira The French Experiment of an Inflatable Weir with Steel Gates

92/10 Bödefeld Rissmechanik in dicken Stahlbetonbauteilen bei abfließender Hydrata-

tionswärme

BAWMitteilungen: ISSN 2190-9199

93/10 Bautechnische und geotechnische Aspekte beim Schleusenbau

Reschke Instandsetzung unter Betrieb mit einem schnell erhärtenden Spritzbeton -

Probemaßnahme Schleuse Feudenheim

Meinhold Kollisionsbeanspruchungen im Stahlwasserbau – Untersuchungen zum

Schiffsstoß auf Schleusentore und abzuleitende Maßnahmen

Steffens/Anna/Enders Schleusen-Stemmtore in faserverstärkter Kunststoff-Bauweise

Bödefeld/Reschke Verwendung von Beton mit rezyklierten Gesteinskörnungen bei

Verkehrswasserbauten

Herten/Saathoff Geotechnische Aspekte bei der Planung und beim Bau der neuen

Schleuse Bolzum am Stichkanal Hildesheim

Montenegro/Hekel Wasserhaltung für die Baugrube der neuen Schleuse in Bolzum – Anwendung

der Beobachtungsmethode in einem Kluftgrundwasserleiter

94/11 Geohydraulische Aspekte bei Bauwerken der WSV

Odenwald Vom Schadensfall am Elbe-Seitenkanal zum Merkblatt

Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen

Schuppener Das Normen-Handbuch zu Eurocode 7 und DIN 1054:2011

– Grundlagen von Dämmen an Bundeswasserstraßen

Odenwald Neuerungen im Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an

Bundeswasserstraßen (MSD), Ausgabe 2011

Laursen Nachweis gegen Fugenerosion gemäß dem Merkblatt

"Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen"

Odenwald Numerische Berechnung der Dammdurchströmung

Ratz/Odenwald Dränagen zur Erhöhung der Standsicherheit von Bauwerken

in Kanaldämmen

Fuchs Dränagen unter der Asphaltdichtung des Main-Donau-Kanals Laursen/Odenwald Grundwassermessungen an der Mainschleuse Eddersheim

Nuber/Lensing Untersuchung der Trockenlegung der Schleusen

Kummersdorf und Neue Mühle

Lensing/Laier Grundsätze für eine Grundwasserbeweissicherung von

Baumaßnahmen der WSV

Gesamtinhaltsverzeichnis aller bisher erschienenen Ausgaben

Gesamtinhaltsverzeichnis aller bisher erschienenen Ausgaben