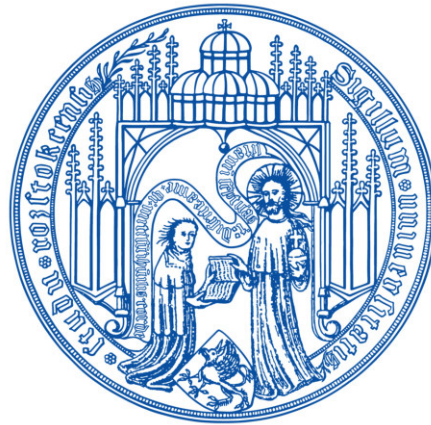

Untersuchungen hydraulischer Eigenschaften von Baggergut im Deichbau am Beispiel des Rostocker Forschungsdeiches

Dissertation
Umweltingenieurwissenschaften

Universität Rostock
Agrar- und Umweltwissenschaftliche Fakultät

Professur Geotechnik und Küstenwasserbau



vorgelegt von: M.Sc. Tim Jurisch
Brahestr. 6, 18059 Rostock

geboren am: 06.10.1988 in Cottbus

Gutachter: Prof. Dr.-Ing. Fokke Saathoff, Universität Rostock
Prof. Dr.-Ing. habil. Reinhard Pohl, TU Dresden
Prof. Dr.-Ing. Frank Rackwitz, TU Berlin
Dr.-Ing. Stefan Cantré, Universität Rostock

eingereicht am: 6. April 2023
verteidigt am: 14. Juli 2023

Vorwort

Die vorliegende Publikation ist die gedruckte Fassung der Dissertation von Herrn Tim Jurisch, die am 14. Juli 2023 an der Agrar- und Umweltwissenschaftlichen Fakultät der Universität Rostock verteidigt wurde.

Die Arbeit wurde von Herrn Prof. Dr.-Ing. Fokke Saathoff, dem Inhaber der Professur Geotechnik und Küstenwasserbau der Agrar- und Umweltwissenschaftlichen Fakultät der Universität Rostock, betreut und begutachtet. Weitere Gutachter waren Herr Prof. Dr.-Ing. habil Reinhard Pohl vom Institut für Wasserbau und Hydromechanik der Fakultät für Bauingenieurwesen der Technischen Universität Dresden, Herr Prof. Dr.-Ing. Frank Rackwitz vom Institut für Bauingenieurwesen an der Fakultät Planen Bauen Umwelt der Technischen Universität Berlin und Herr Dr.-Ing. Stefan Cantre von der Professur Geotechnik und Küstenwasserbau der Agrar- und Umweltwissenschaftlichen Fakultät der Universität Rostock.

Herr Tim Jurisch stellte sich in der Dissertation die Aufgabe, mit welchen Methoden feinkörniges organikreiches Baggergut hinsichtlich seiner hydraulischen Eigenschaften am Beispiel des Rostocker Forschungsdeiches untersucht werden kann, um die Anwendung des Materials unter praktischen Fragestellungen im Deichbau zu bewerten.

Feinkörniges organikreiches Baggergut fällt jährlich in großen Mengen bei Unterhaltungs- und Ausbaumaßnahmen von Häfen und Wasserstraßen an. Um Abfall zu vermeiden und Ressourcen zu schonen, sollte das Material in Abhängigkeit der Zusammensetzung und der Schadstoffbelastung einer Wiederverwertung zugeführt werden. Seit vielen Jahren wird national wie international eine Anwendung von Baggergut im Deichbau diskutiert, wobei in Deutschland dessen Einsatz bisher ausschließlich für Material aus der Nordseeregion umfangreich untersucht wurde. Die Dissertation von Herrn Jurisch greift dieses Wissensdefizit auf und leistet einen Beitrag zur Einschätzung des hydraulischen Materialverhaltens.

Ein wichtiges Ziel der Fragestellung bestand in der Untersuchung der hydraulischen Eigenschaften und Ursachen der in den Feldversuchen am Rostocker Forschungsdeich mit erhöhten Sickerwasserständen und Dränabflüssen vermuteten hohen hydraulischen Leitfähigkeiten der Deichdeckschichtmaterialien. Ein Schwerpunkt der Arbeit liegt dabei in der Bewertung vorhandener Laborergebnisse und wie diese in Bezug zu der am Rostocker Forschungsdeich beobachteten geringen Verdichtung, den beobachteten Schrumpfrissen oder der biologischen Aktivität von Wühltieren stehen. Hierfür werden auf Grundlage von im Feld erhobenen Messdaten Methoden der inversen Modellierung angewendet, wobei Ergebnisse anhand mit neuronalen Netzen erstellter Ersatzmodelle und einer sich selbständig erweiternden Explorationsmethode ausgewertet werden. Darüber hinaus wurden Erosionsversuche und Verdichtungsversuche im Labor sowie Infiltrationsversuche im Feld durchgeführt. Die Ergebnisse werden anhand eines großskalierten Feldversuchs validiert, in dem ein Querschnitt des Rostocker Forschungsdeiches an die kritische Grenze seiner Belastbarkeit herangeführt wurde.

Die umfangreichen Untersuchungen von Herrn Tim Jurisch bestätigen bekannte Untersuchungsergebnisse, in denen festgestellt wird, dass sich feinkörniges organikreiches Baggergut vergleichsweise schwer verdichten lässt. Hierbei wird gleichzeitig festgestellt, dass feinkörniges organikreiches Baggergut auch bei erhöhter hydraulischer Leitfähigkeit als Ersatzbaustoff für Deichdeckschichten im südlichen Ostseeraum geeignet ist, wenn eine hohe Erosionswiderstandsfähigkeit der Materialien

vorliegt. Mit den vorliegenden Ergebnissen stehen dem Anwender Erfahrungswerte zur Verfügung, die bei der Planung von Deichdeckschichten aus feinkörnigen organikreichen Baggergut hilfreich sind und künftig einen vermehrten Einsatz des Materials sowie eine vergleichsweise größere Akzeptanz in der Ostseeregion erhoffen lässt.

Prof. Dr.-Ing. Fokke Saathoff

Danksagung des Verfassers

Der Verfasser bedankt sich in erster Linie bei Prof. Dr.-Ing. Fokke Saathoff für die entgegengebrachte Unterstützung und für die Betreuung der Promotionsarbeit. Als Initiator des Projektes *DredgDikes* hat Prof. Dr.-Ing. Fokke Saathoff die Entscheidung zur Bearbeitung der vorliegenden Thematik gestützt und somit Chancen ermöglicht, ergänzende Fragestellungen inhaltlich zu vertiefen.

Ebenfalls richtet sich der Dank des Verfassers an Prof. Dr.-Ing. Reinhardt Pohl und Prof. Dr.-Ing. Frank Rackwitz, die im Rahmen ihrer gutachterlichen Tätigkeiten wertvolle Hinweise sowie ergänzende Kritikpunkte nennen konnten und somit anteilig zur Verbesserung dieser Arbeit geführt haben.

Ein Dank gilt Herrn Dr.-Ing. Stefan Cantré für die Hilfestellungen, den konstruktiven Ratschlägen und insbesondere für die stetige Motivation, die während der gesamten Tätigkeit an der Professur Geotechnik und Küstenwasserbau und während der Ausarbeitung der vorliegenden Arbeit entgegengebracht wurden.

Ebenso gilt ein Dank allen Mitarbeitern der Professur Geotechnik und Küstenwasserbau, die mit ihrem Engagement und konstruktiver Unterstützung einen Anteil zur Fertigstellung dieser Arbeit beigetragen haben. Dies richtet sich auch an alle studentischen Hilfskräfte der Professur, die durch ihr Mitwirken und ihre tatkräftige Unterstützung zum Gelingen der Labor- und Feldversuche beigetragen haben.

Für die Bereitstellung der FEFLOW-Software wird der DHI WASY gedankt. Das Support-Team der DHI WASY konnte bei Fragen ausnahmslos helfen und lieferte wertvolle Hinweise im Umgang mit der Software.

Die vorliegende Arbeit entstand im Rahmen einer dreijährigen Förderung durch eine Bewilligung eines Stipendiums der Landesgraduiertenförderung des Landes Mecklenburg-Vorpommern. Der Verfasser bedankt sich bei den Beteiligten neben der finanziellen Unterstützung ebenfalls für das entgegengebrachte Vertrauen.

Der Verfasser bedankt sich im besonderen Maße bei seiner Lebensgefährtin, seiner Familie sowie Freunden für die Unterstützung.

Tim Jurisch

Kurzfassung

Klimaänderungen -und damit verbunden ein zu erwartender weltweiter Meeresspiegelanstieg sowie extreme Niederschläge- bedeuten sowohl für küstennahe Regionen als auch für das hochwassergefährdete besiedelte Binnenland ein zunehmendes Konfliktpotenzial zwischen Siedlungsraumanspruch und Hochwasserrisiko. In diesem Zusammenhang stellt der Hochwasserschutz weiterhin für künftige Generationen eine der großen Herausforderungen des 21. Jahrhunderts dar. Die Weiterentwicklung und Optimierung von Hochwasserschutzanlagen bilden dabei wesentliche Eckpfeiler zur Bewältigung dieser Aufgabe.

Als Beitrag zur Erkundung alternativer Deichbaustoffe wird in Rostock bereits seit über zehn Jahren die Eignung von Baggergut im Deichbau untersucht. Der Fokus richtet sich dabei auf Untersuchungen feinkörniger organikreicher Baggergutmaterialien als Baumaterial für Deichdeckschichten. Die Motivation der Forschungsarbeit ist rechtlich, ökologisch und ökonomisch begründet. Baggergut fällt regelmäßig während Unterhaltungsmaßnahmen in küstennahen Offshore-Bereichen sowie in Fließgewässern an, die zur Gewährleistung der Schiffbarkeit oder dem Betrieb der Hafenanlagen erforderlich sind. Unter dem Vorbehalt der Eignung spricht die Verfügbarkeit der Baggergutmaterialien für eine Verwendung im Deichbau, da sie in größeren Mengen tendenziell nahe der potenziellen Einbauorte vorkommen. Ein Anspruch der Verwertung besteht darin, die Nachfrage der bisher üblicherweise häufig genutzten natürlichen mineralischen Deckschichtmaterialien wie Mergel- oder Klei zu senken und Stoffkreisläufe wieder zu schließen.

Zur Untersuchung der Materialeignung wurde unter Berücksichtigung praktischer sowie geotechnischer Fragestellungen beginnend ab dem Jahr 2011/2012 im Rahmen des EU-finanzierten Projektes *DredgDikes* in Rostock ein Forschungsdeich aus unterschiedlichen Baggergutmaterialien errichtet. Feldversuche zur Simulation langandauernder Hochwasser ergeben dabei, dass die Materialien im Rostocker Forschungsdeich deutlich durchlässiger sind als aus den Laboruntersuchungen zu erwarten ist. Die Zielstellung der vorliegenden Arbeit umfasst daher die Untersuchung der geohydraulischen Eigenschaften von feinkörnigen organikreichen Baggergut, um Unsicherheiten bezüglich der Planung und Umsetzung von Bauprojekten unter Verwendung vergleichbarer Baggergutmaterialien künftig einzugrenzen.

Die Methodik umfasst die Analyse erhobener Messdaten, um hieraus hydraulische Zielgrößen abzuleiten. Unter Verwendung der Finite-Elemente Software FEFLOW werden hierfür Methoden der inversen Modellkalibrierung sowie die auf neuronale Netze basierende Bildung von Ersatzmodellen am Beispiel des Rostocker Forschungsdeiches angewandt. Um Abhängigkeiten der einzelnen hydraulischen Zielgrößen am Ersatzmodell abzuleiten, wird das Ersatzmodell durch eine in dieser Arbeit vorgestellte Methode der Modellexploration selbständig erweitert. Die Zielgrößen werden anschließend anhand ihrer Abhängigkeit und der in den Felduntersuchungen beobachteten Zustände diskutiert. Die Eignung des Baggerguts wird abschließend anhand von in Ergänzung durchgeführter Labor- und Feldversuche (z.B. Erosions- und Verdichtungsversuche) bewertet.

Die Ergebnisse führen zu der Schlussfolgerung, dass feinkörniges organikreiches Baggergut als Ersatzbaustoff für Deckschichten im Deichbau prinzipiell geeignet ist. Allerdings zeigen die Untersuchungen, dass die hydraulischen Leitfähigkeiten als maßgebende Zielgröße eng mit der Fähigkeit zur Verdichtbarkeit der Baustoffe in Verbindung stehen. Unter diesem Aspekt weisen die am Rostocker Forschungsdeich als Deckschichtmaterial verbauten Baggergutmaterialien eine bis zu drei Potenzen höhere Leitfähigkeit auf als im Labor anhand von gestörten und ungestörten Materialproben

ermittelt wurde. Diese Umstände sind bei zukünftigen Projekten im Umgang mit vergleichbaren Baggergutmaterialien im Deichbau zu berücksichtigen. Die Verwendung der untersuchten Baggergutmaterialien als Deichdichtungsschicht kann auf Grundlage der vorliegenden Untersuchungsergebnisse allerdings nicht empfohlen werden.

Abstract

Climate changes and the global sea level rise mean for regions close to coastal line and its population a significant increase of flood risk that conflicts the demands of the settlement area. In this context, continuing with flood protection is remaining one of the big challenges of the 21st century for future generations. The further development and optimization of flood protection systems are seen to be essential as milestone for facing these challenges in the future.

In this context, researches have been carried out in Rostock for more than ten years to investigate the application of dredged materials in dike construction. The focus is laid on the investigations of the suitability of fine-grained, organic-rich dredged material as building material for dike cover layers, aiming to be used as a substitute material instead of natural mineral cover layer materials which are commonly used like marl or clay. High amounts of dredged materials arise regularly during maintenance work in offshore areas near to coastal line or rivers. The maintenance works are necessary to ensure the navigability or requirements of port facilities. With respect to its suitability as material for dike construction, the availability of the dredged material is seen as advantage as it occurs in larger amounts near to potential construction sites. On the other hand, the recycling of dredged material as a dike replacement material is motivated by legal, ecological and economical reason.

To investigate the suitability of dredged material in dike construction and taking into account practical as well as geotechnical issues, a research dike was made of various dredged materials in year 2011-2012 as part of the EU-financed project *DredgDikes* in Rostock. Several long-term flood simulation tests have showed that the materials in the research dike in Rostock are significantly more permeable as expected before from laboratory tests. Therefore, the aim of this work includes the investigation of the hydraulic properties that occurred at the research dike in Rostock in order to reduce uncertainties regarding the planning and implementation of construction projects using comparable dredged material.

In the present investigation, the evaluation of the measurement data that were collected during the long-term flood simulation tests at the research dike in Rostock is taken into account in order to obtain hydraulic values, which are seen to be important for planning processes of future projects with dredged material in dike construction. In this context, the finite element software FEFLOW, methods of inverse model calibration and creations of surrogate models based on neural networks are applied for simulation of watering processes of the research dike in Rostock. In order to derive dependencies of the hydraulic target variables on the surrogate model, the surrogate model is extended independently by a method of model exploration presented in this thesis. On this basis, the target variables are discussed afterward concerning their dependencies and its condition that is observed in the field study.

The results in this work lead to general conclusion that fine-grained, organic-rich dredged material is in principle suitable as cover layer material in dike construction. However, the investigations show that the hydraulic conductivities as a decisive target variable are closely related to its ability for compaction. It is found out, that the applied dredged material used in Rostock has a conductivity that is up to three powers higher than determined laboratory values basing of disturbed and undisturbed material samples. These circumstances must be taken into account in future projects using fine-grained organic-rich dredged material in dike construction. In principle, a suitability is seen for the usage of fine-grained, organic-rich dredged material as a substitute material for dike

cover layers. However, with respect to the present investigation results the application of fine-grained organic-rich dredged material as dike sealing layer cannot be recommended.

Inhaltsverzeichnis

Kurzfassung	IV
Abstract	VII
Inhaltsverzeichnis	IX
Abbildungsverzeichnis	XIII
Tabellenverzeichnis	XVIII
1. Einleitung	1
1.1 Problemstellung	2
1.2 Allgemeine Vorgehensweise	4
2. Grundlagen	5
2.1 Begriffe und Anforderungen im Deichbau	5
2.1.1 Stützkörper	7
2.1.2 Deckschichten	7
2.1.3 Dichtungsschichten	9
2.1.4 Dränung	12
2.2 Standsicherheit von Deichen und Versagensmechanismen	14
2.2.1 Wühltiere	16
2.2.2 Schrumpfrisse	20
2.2.3 Versagensmechanismen durch innere Erosion	23
2.3 Bodenphysikalische Grundlagen der Wasserbewegung im porösen Medium	25
2.3.1 Gesättigte hydraulische Leitfähigkeit - Darcy (1856)	25
2.3.2 Wasserbewegung in Kapillarporen - Gesetz nach Hagen-Poiseuille	28
2.3.3 Hydraulische Leitfähigkeit in Abhängigkeit von Bodenkennwerten	30
2.3.4 Wasserbewegung in der vadosen Bodenzone	33
2.3.5 Modellierung der Wasserbewegung	36
2.3.6 Pedotransferfunktionen zur Beschreibung der Wasserbewegung im teilgesättigten Boden	38
2.3.6.1 Saugspannungsmodelle	39
2.3.6.2 Analytische Funktionen zur Beschreibung der teilgesättigten hydraulischen Leitfähigkeit	43
2.3.7 Repräsentatives Elementarvolumen (REV) und repräsentative Elementarzeit (REZ)	45
2.3.8 Bodenwasserhysterese	47
2.3.9 Bimodale Porenverteilung	48
2.3.10 Präferentielle Wasserbewegung	50
2.4 Modellansätze zur Beschreibung der Wasserbewegung unter dem Einfluss von Makroporen	52
2.4.1 Einflüsse der Vegetation auf die Infiltration von Deichen	55
2.4.2 Organik	60
3. Rostocker Forschungsdeich	63
3.1 Aufbau und Deichquerschnitte	63
3.2 Einbau und angewendete Verdichtungstechnologien	66
3.3 Eigenschaften der im Rostocker Forschungsdeich verwendeten Baggergutmaterialien	69

3.3.1	Baggergut M1	71
3.3.2	Baggergut M2	72
3.3.3	Baggergut M3	73
3.3.4	Seesand S	73
3.4	Vegetation am Rostocker Forschungsdeich	74
3.5	Messdaten - Einstauversuche	75
4.	Numerische Modellierung in der Geohydrologie	82
4.1	Numerische Modelle zur Berechnung der Deichdurchströmung	84
4.2	Modellunsicherheiten	84
4.3	Bedingungen der Problemstellung	85
4.4	AMALGAM	86
4.5	Parameter Estimation Tool (PEST)	88
5.	Ersatzmodelle in der Geohydrologie	90
5.1	Künstliche neuronale Netze (KNN)	91
5.1.1	Lernregeln	93
5.1.2	Multi-Layer-Perzeptron-Netze (MLP-N)	94
5.1.3	Radialebasisfunktionen-Netze (RBF-N)	97
5.1.4	Incremental Clustering and Evolving/Evaluating-Netz (ICE)	98
5.2	Kriging	100
6.	Methodik	104
6.1	Voruntersuchungen	104
6.1.1	Infiltrometerversuche	105
6.1.2	Pedotransferfunktionen	107
6.1.3	Bodenwasserretentionsfunktionen	107
6.1.4	Untersuchung von Maulwurfsgängen	108
6.2	Simulation und inverse Modellkalibrierung	108
6.2.1	Modellkalibrierung am Beispiel einer fiktiven Problemstellung	109
6.2.2	Workflow der Modellexploration	113
6.2.3	Modellexploration am Beispiel einer fiktiven Problemstellung	116
6.2.4	Vergleich unterschiedlicher Ersatzmodelle am Beispiel einer fiktiven Problemstellung	120
6.2.5	Modellaufbau und Simulation der Wasserbewegung im Deichquerschnitt	125
6.2.6	Ersatzmodellbildung und Exploration am Beispiel des Querschnittes D	126
6.3	Ergänzende Untersuchungen	127
6.3.1	Modifizierter statischer Verdichtungsversuch	128
6.3.2	Hole Erosion Test (HET)	130
6.3.3	Feldversuch	133
7.	Ergebnisse	135
7.1	Ergebnisse aus der Voruntersuchung	135
7.1.1	Infiltrometerversuche	135
7.1.1.1	Testfeld A	135
7.1.1.2	Infiltrometerversuche am Forschungsdeich	137
7.1.2	Pedotransferfunktionen	143
7.1.3	Bodenwasserretentionsfunktion der Baggergutmaterialien M1, M2 und M3	146
7.1.4	Wühltiere am Rostocker Forschungsdeich	149
7.1.5	Fazit	150

7.2	Simulation	151
7.2.1	Ergebnisse der Modellkalibrierung	152
7.2.1.1	PEST	152
7.2.1.2	AMALGAM	155
7.2.2	Ergebnisse der Ersatzmodellbildung auf Grundlage von Testdaten	159
7.2.3	MLP- und RBF-Exploration	163
7.2.4	Darstellung der Parameterabhängigkeiten anhand des MLP-EM	164
7.2.5	Übertragung der Modellergebnisse auf weitere Einstauversuche	169
7.2.5.1	Polder I	170
7.2.5.2	Polder II	173
7.2.6	Fazit	175
7.3	Ergebnisse in Ergänzung durchgeführter Versuche	176
7.3.1	Modifizierter statischer Verdichtungsversuch	177
7.3.2	Laborversuch (HET)	180
7.3.3	Feldversuch	184
7.3.4	Fazit	189
8.	Diskussion und daraus abgeleitete Empfehlungen	190
8.1	Baggergut im Deichbau	190
8.1.1	Methodik zur Ermittlung der hydraulischen Leitfähigkeit auf Grundlage von Laborversuchen und vorliegenden Erfahrungswerten	191
8.1.2	Verdichtung der Baggergutmaterialien	192
8.1.3	Bewertung der gesättigten hydraulischen Leitfähigkeit unter Berücksichtigung äußerer Einflüsse	193
8.2	Laborfehler	194
8.2.1	Durchlässigkeitsuntersuchung im Triaxialversuch	194
8.2.2	Durchlässigkeitsuntersuchung im Falling-Head-Versuch	195
8.2.3	Infiltrationsversuche	195
8.2.4	Modifizierter statischer Verdichtungsversuch	195
8.3	In-situ-Messtechnik	196
8.3.1	Pegelwasserstände	196
8.3.2	Dränabfluss	196
8.3.3	Feuchtesensoren	197
8.3.4	Tensiometerdaten	197
8.4	Kritische Betrachtung des angewandten numerischen Modells	198
8.4.1	Makroporenmodell	199
8.4.2	Ersatzmodell	201
8.5	Erosionswiderstandsfähigkeit	202
9.	Schlussfolgerungen	204
10.	Zusammenfassung	206
	Literaturverzeichnis	209
	Thesen	223
	Veröffentlichungen	225
	Lebenslauf	227

Eigenständigkeitserklärung

229

11. Anhang	XXV
11.1 Anhang A - Definition bodenkundlicher, geotechnischer und statistischer Größen .	XXV
11.2 Anhang B - Messdaten	XXXI
11.2.1 Messdaten Polder I	XLII
11.2.1.1 Einstauversuch 1 Polder I	XLII
11.2.1.2 Einstauversuch 2 Polder I	XLV
11.2.1.3 Einstauversuch 3 (+4) Polder I	XLVIII
11.2.1.4 Einstauversuch 5 Polder I	LI
11.2.1.5 Einstauversuch 6 Polder I	LIV
11.2.1.6 Einstauversuch 7 Polder I	LVII
11.2.1.7 Einstauversuch 8 Polder I	LX
11.2.2 Messdaten Polder II	LXIII
11.2.2.1 Einstauversuch 1 Polder II	LXIII
11.2.2.2 Einstauversuch 2 Polder II	LXVII
11.2.2.3 Einstauversuch 3 Polder II	LXXI
11.2.2.4 Einstauversuch 4 (Überströmversuch) Polder II	LXXV
11.2.2.5 Einstauversuch 5 Polder II	LXXIX
11.2.2.6 Einstauversuch 6 Polder II	LXXXIII
11.2.2.7 Einstauversuch 7 Polder II (ÜV [5.5.14 - 27.5.14])	LXXXVII
11.2.2.8 Einstauversuch 8 Polder II	XCI
11.2.2.9 Einstauversuch 9 Polder II	XCV
11.2.3 Messdaten Polder III	XCVII
11.2.3.1 Einstauversuch 1 Polder III	XCVII
11.2.3.2 Einstauversuch 2 Polder III	XCVII
11.2.3.3 Einstauversuch 3 Polder III	XCVIII
11.2.3.4 Einstauversuch 4 Polder III	XCIX
11.2.3.5 Einstauversuch 5 Polder III	C
11.2.3.6 Einstauversuch 6 Polder III	CI
11.2.3.7 Einstauversuch 7 Polder III	CII
11.3 Anhang C - TabellenCIII
11.4 Anhang D - FotosCXXIV

Abbildungsverzeichnis

1	Regelprofil eines Landesküstenschutzdeiches an der Ostseeküste (REGELWERK KÜSTENSCHUTZ M-V 2009)	6
2	Nach a.a.R.d.T empfohlener Aufbau eines Drei-Zonen-Deiches an einem Fließgewässer (DIN 19712 2013)	6
3	Stationäre Sickerlinien und Potentialabbau in Abhängigkeit unterschiedlicher Deichdichtungssysteme (DWA 2005)	10
4	Funktionsweise unterschiedlicher Dräntypen mit Angabe der Mindestmaße ihrer Dimensionierung; Oben: Homogener Deichquerschnitt ohne Drän mit Wasseraustritt entlang der landseitigen Böschung; Mitte: Homogener Deichquerschnitt mit Auflastdrän; Unten: Homogener Deichquerschnitt mit innenliegenden Drän und in den Fußpunkt hineinverlagerte Sickerlinie (BAW MSD 2011)	13
5	Versagensfälle von Deichen (TAW 1998)	14
6	Feldversuch zum Deichversagen; Norwegen (EBL 2003 zitiert in SCHMOCKER 2011)	15
7	In Deutschland beheimatete semiaquatische Wühltierarten (Bildquelle: (BELLMANN et al. 2018))	17
8	Anteil an Flussdeichen nachgewiesener Wühltiere (DVWK-M 226 1993)	18
9	An deutschen Flussdeichen häufig vorkommende Kleinwühltierarten (Bildquelle: BELLMANN et al. (2018))	18
10	Schematische Darstellung zur Entstehung von Schrumpfungsrissen (KONRAD und AYAD 1997)	20
11	Phasen der Schrumpfung (DÜLLMANN 2014)	21
12	Berechnungsbeispiel zur Bestimmung der Schrumpfungsrisstiefe (POHL 2009)	22
13	Schurfgrabung einer Kleideckschicht mit freigelegtem Schrumpfungsriss; Niederlande (ALTERA 2013)	23
14	Strömungsdruck; Links: Druckverhältnisse und Gefälle in einem durchströmten Rohr; Rechts: Reibung r und Strömungsdrücke s bei der Durchströmung poröser Medien (FRANKE 1967)	25
15	Modellannahme der Wasserbewegung im Boden; Links: Tatsächliche Wasserbewegung im porösen Medium; Rechts: Der idealisierte advective Transport als Filter- und Abstandsgeschwindigkeit (BUSCH et al. 1993)	28
16	Übersicht der gesättigten hydraulischen Leitfähigkeit in Abhängigkeit der Bodenart (HASSELSTEINER 2007)	32
17	Untersuchungsergebnisse der Leitfähigkeit in Abhängigkeit der Bodentiefe und des Tongehalts (BLUME, SCHEFFER und SCHACHTSCHABEL 2016)	33
18	Darstellung des Matrixpotentialkonzepts zur Beschreibung der Wasserbewegung in der vadosen Bodenzone (BLUME, SCHEFFER und SCHACHTSCHABEL 2016)	34
19	Einteilung des Bodenwassers und seine Erscheinungsformen (SCHEUERMANN 2005 und BUSCH et al. 1993 zitiert in HASSELSTEINER 2007)	35
20	Schematisch dargestellte Saugspannungskurve während der Be- und Entwässerung (ABEYKOON et al. 2017 nach GALLAG et. al 2013)	39
21	Saugspannungskurve nach dem VAN GENUCHTEN-Modell ($m_{(VG)} = 1 - 1/n_{(VG)}$) für unterschiedliche Bodenarten (Parameter s. Tab. 4)	41
22	Unsicherheiten bei der Schätzung der hydraulischen Leitfähigkeit auf Basis der SW-CC (KOBAYAMA, KUBOTA und TSUKAMOTO 1995)	45
23	REV-Konzept: Die Erweiterung eines Betrachtungsgebietes auf ein höheres Skalierungsniveau führt zur Abnahme des Variationskoeffizienten einer betrachteten mittleren Materialeigenschaft (FLÜHLER und ROTH 2004)	46

24	Hysterese eines Bodens in Abhängigkeit der Durchfeuchtungshistorie (FLÜHLER und ROTH 2004)	47
25	Charakteristische Retentionskurven in Abhängigkeit der Gefügestruktur und Porengrößenverteilung (FLÜHLER und ROTH 2004)	49
26	Beispiel für unterschiedliche Arten der Wasserbewegung im Boden mit homogenen (durchlässigen) Matrixfluss in der Verteilungszone des Oberbodens und einem präferentiellen Fluss im Unterboden (SOIL & WATER LAB 2003)	50
27	Verschiedene Arten der Infiltration; a) biogene Makroporen mit TiO_2 eingefärbt; b) Infiltration durch Matrix mit BB-FCF; c) mit BB-FCF eingefärbte Interaggregatporen (KOCH, KAHLE und LENNARTZ 2016)	52
28	Überlagerte SWCC und gesättigte hydraulische Leitfähigkeit zur Nachbildung eines einfachen dualen Porenflusses (ŠIMŮNEK et al. 2003)	53
29	Beispielhafte Berechnungsergebnisse der Wasserbewegung in Makroporen auf Grundlage eines Dualen Permeabilitätsmodells (VOGEL et al. 2000)	55
30	Typischer Jahresverlauf der Stickstoffaufnahme und des verfügbaren Stickstoffs einer Winterrapskultur mit Anstieg durch Mineralisierung nach der Ernte (LfULG (Albert) o.D zitiert in GRUNERT 2015)	57
31	Prozess der wurzelbedingten Bodenlockerung (HASELSTEINER und STROBL 2004) . .	57
32	Wurzelform und -tiefen ausgewählter Pflanzen: I Saat-Luzerne (<i>Medicago sativa</i>); II Dt. Weidelgras (<i>Lolium perenne</i>); III Wiesen-Rispengras (<i>Poa pratensis</i>); IV Gemeine Melde (<i>Atriplex patula</i>); V Weißklee (<i>Trifolium repens</i>) (KUTSCHERA 1960) . . .	60
33	Beispielhaftes Komplexmolekül einer Huminsäure mit AS: Aminosäuren; AZ: Aminozucker; FS: Fettsäure und Z: Zucker (GAGOSIAN 1978 zitiert in FOOKEN 1999 . . .	61
34	Allgemeiner Aufbau des Rostocker Forschungsdeichs (UAV-Befliegung, 2016)	63
35	Aufbau der Querschnitte QA-QH am Rostocker Forschungsdeich	64
36	Am Rostocker Forschungsdeich verbaute Geotextilien	65
37	Angewandte Technologien zur Verdichtung der im Rostocker Forschungsdeich in den Deckschichten eingebauten Baggergutmaterialien	67
38	Verdichtungsgrade der am Rostocker Forschungsdeich in den Deckschichten eingebauten Baggergutmaterialien in Abhängigkeit der Wassergehalte und Polderabschnitte	68
39	Aufbereitung von Baggergut auf dem Gelände der IAA Rostock (GROSSE 2017, Bildquelle: NEUMANN, 2010)	70
40	Material M1 (GROSSE 2017)	71
41	Material M2 (GROSSE 2017)	72
42	Laborprobe Seesand S	74
43	Aufgezeichnete Messdaten im Querschnitt D - ESV2QD	78
44	Im ESV2QD aufgezeichnete Saugspannung am Tensiometer TEN-DE05-T	79
45	Gegenüberstellung aufgezeichneter Klimadaten und der im Zeitraum März bis Dez. 2013 aufgezeichneten Saugspannung im QD	80
46	Schematisch dargestelltes Konzept neuronaler Netze: Links: Schema einer biologischen Nervenzelle (Neuron); Rechts: abstrahierte und stark vereinfachte mathematische Annahme (SCHAAF 2020)	92
47	Beispiel eines KNN mit vorwärts gerichteter Netzarchitektur (feed forward network)	92
48	Aufbau eines primitiven Multi-Layer-Perzeptron-Netzes (MLP-N) in Matlab mit einer sigmoiden (tansig) Transferfunktion im Neuron der verdeckten Schicht und einem Neuron mit linearer Transferfunktion (purelin) in der Ausgabevorbereitung sowie den Wichtungsfaktoren w_i und den Bias b_i als Absolutglieder	95
49	Beispiel: Anpassung mit MLP-Netzen	96

50	Allgemeines Schema zur Netzoptimierung (LÄMMEL o. D.)	97
51	Beispiel: Anpassung mit RBF-Netzen	98
52	Beispiel: Schrittweise Anpassung eines ICE-Netzes	99
53	Unterschiedliche Regressionsfunktionen zur Beschreibung der Variogrammverteilung	102
54	Anpassung mit Kriging	103
55	Infiltrometersuch am Querschnitt E - Messpunkte (Okt/Nov. 2017)	106
56	Wühltiere am Rostocker Forschungsdeich	108
57	Verhalten der einzelnen Parameter im Beispielmodell	110
58	Minimalbeispiel Spurenverfolgung - Unterschiedliche Strategien der globalen Ziel- wertsuche	111
59	Minimalbeispiel - Sensitivität und Streudiagramm	112
60	Minimalbeispiel - Gefundene Parameterkombinationen für $MF < 8$	112
61	Workflow Modellexploration	114
62	Minimalbeispiel - Iteration #0	118
63	Minimalbeispiel - Iteration #1	118
64	Minimalbeispiel - Iteration #2	119
65	Minimalbeispiel - Iteration #4	119
66	Minimalbeispiel - Iteration #21	120
67	Minimalbeispiel - Ergebnis Kriging-EM	121
68	Minimalbeispiel - Modellanpassung mit Kriging nach erfolgreichem Abbruch	121
69	Minimalbeispiel - Ergebnis RBF-EM	122
70	Minimalbeispiel - Modellanpassung mit RBF nach erfolglosem Abbruch	122
71	Minimalbeispiel- Ergebnis MLP-EM	123
72	Minimalbeispiel - Modellanpassung mit MLP nach erfolglosem Abbruch	123
73	Minimalbeispiel - Ergebnis ICE-EM	124
74	Minimalbeispiel - unzureichende Modellanpassung durch das ICE-EM nach erfolglo- sem Abbruch	124
75	Modellaufbau in FEFLOW	125
76	Modellaufbau und Varianten der räumlichen Aufteilung am Querschnitt QD (JURISCH, CANTRÉ und SAATHOFF 2021)	126
77	Modifizierter statischer Verdichtungsversuch zur Bestimmung der im Proctorversuch erzeugten Verdichtung notwendigen maximalen Spannung	128
78	HET-Versuch im Labor	130
79	Schematischer Aufbau: Feldversuch - Innere Erosion	133
80	Photogrammetrische Dokumentation der Verformung im Feldversuch	134
81	Infiltrationsraten auf dem Testfeld A (SCHARFENBERG 2013)	136
82	Durch Schrumpfrisse gekennzeichnete Bodenprofile am Testfeld A der Mess- punkte Nr. 2 und Nr. 8 mit auftretender erhöhter Infiltrationsrate (SCHARFENBERG 2013)	136
83	Ergebnisse der Laboruntersuchung zur Bestimmung der k_s -Werte der ungestörten Materialproben vom Testfeld A (SCHARFENBERG 2013)	137
84	Gemessene Infiltrationsrate im Querschnitt QD, QE und QB (Ostdeich)	139
85	Infiltrationsraten im Polder II in QD, QE, QF u. QG (Westdeich)	140
86	Nach den Infiltrometersuchen aufgegrabene Profil im Querschnitt E (wasserseitige Deckschicht, Ostdeich)	141
87	Aus Bodenkennwerten geschätzte hydr. Leitfähigkeit für M1	144
88	Aus Bodenkennwerten geschätzte hydr. Leitfähigkeit für M2	144
89	Aus Bodenkennwerten geschätzte hydr. Leitfähigkeit für M3	144
90	Abhängigkeiten der Schätzfunktionen für feinkörniges Baggergut ohne Sekundärporen	145

91	Im Labor ermittelte Bodenwasserretentionskurven der Baggergutmaterialien M1 bis M3	146
92	Anpassungsgüte der SWCC-Anpassung	147
93	Angepasste Retentionskurven für das Baggergutmaterial M2 (JURISCH, CANTRÉ und SAATHOFF 2020)	148
94	Während der Profilerkundung erkannte Wühltiergänge	150
95	Anpassung mit Parameter Estimation Tool (PEST) - Konvergenz der Zielfunktion (JURISCH, CANTRÉ und SAATHOFF 2021)	153
96	Anpassung mit PEST - Ergebnisse der Approximation (JURISCH, CANTRÉ und SAATHOFF 2021)	153
97	Parametersensitivität (JURISCH, CANTRÉ und SAATHOFF 2021)	154
98	Histogramm und Marginalverteilung AMALGAM	155
99	Koordinatendiagramm AMALGAM	156
100	Pareto AMALGAM	157
101	Koordinatendiagramm AMALGAM fx1	158
102	Koordinatendiagramm AMALGAM fx2	158
103	Koordinatendiagramm AMALGAM fx3	159
104	Aus initialen Daten mit der Kriging-Methode erzeugtes EM und Darstellung der Parameterabhängigkeit zwischen $k_{s(M2,D1)}$ und $k_{s(M2,D2)}$ (Var. 2, ESV2QD)	160
105	Aus initialen Daten mit RBF-N erzeugtes EM und Darstellung der Parameterabhängigkeit zwischen $k_{s(M2,D1)}$ und $k_{s(M2,D2)}$ (Var. 2, ESV2QD)	161
106	Aus initialen Daten mit ICE-N erzeugtes EM und Darstellung der Parameterabhängigkeit zwischen $k_{s(M2,D1)}$ und $k_{s(M2,D2)}$ (Var. 2, ESV2QD)	161
107	Aus initialen Daten mit MLP-N erzeugtes EM und Darstellung der Parameterabhängigkeit zwischen $k_{s(M2,D1)}$ und $k_{s(M2,D2)}$ (Var. 2, ESV2QD)	162
108	Entwicklung des Korrelationskoeffizienten und der euklidischen Distanz während der Exploration	163
109	Detaillierte Darstellung der Abb.110a: Ersatzmodell (EM)-Ergebnisse am Beispiel der Kombination: $k_{s(M2,D1)} - k_{s(M2,D2)}$	164
110	I (a-l): Durch vollständig exploriertes MLP-EM dargestellte Abhängigkeiten ausgewählter Parameter (Var. 2; ESV2QD)	166
110	II (m-u): Durch vollständig exploriertes MLP-EM dargestellte Abhängigkeiten ausgewählter Parameter (Var. 2; ESV2QD)	167
111	In der Modellexploration erkundete Parameter ($MF < 0,03$) und Eingrenzung im Vertrauensbereich	169
112	ESV1P1 Vergleich ($t_0 = 12.06.2013$ 00:00 Uhr)	170
113	ESV6P1 Vergleich ($t_0 = 27.05.2014$ 00:00 Uhr)	171
114	ESV7P1 Vergleich ($t_0 = 25.09.2014$ 00:00 Uhr)	172
115	ESV8P1 Vergleich ($t_0 = 19.09.2016$ 00:00 Uhr)	172
116	ESV1P2 Vergleich ($t_0 = 16.06.2013$ 00:00 Uhr)	173
117	ESV8P2 Vergleich ($t_0 = 11.06.2014$ 00:00 Uhr)	174
118	ESV9P2 Vergleich ($t_0 = 28.09.2016$ 00:00 Uhr)	174
119	Beispielhaft berechnete stationäre Sickerlinie unter der Annahme einer zunehmend leitfähigeren Deichdeckschicht (Polder II)	175
120	Ergebnisse des modifizierten statischen Verdichtungsversuchs (unperforierte Zelle) für das Baggergutmaterial M2 ($w_g = 0.365$)	177
121	Zustände im modifizierten statischen Verdichtungsversuch M2#3	178
122	Querschnitte der Materialproben M2 aus den Versuchen M2#3 und M2#4	179

123	Nach BOUSSINESQ und WESTERGAARD berechnete Spannungsverteilung in Horizontalebene in Abhängigkeit der Schichttiefe S1 - S3	180
124	HET #8 - Messdaten: M2, QB (Entnahmetiefe: 65 cm, Ostdeich)	181
125	HET #8 - Zustand der Probe vor und nach der Versuchsdurchführung	181
126	HET #63 - Messdaten: M2, QB (Entnahmetiefe: 55 cm, Ostdeich)	182
127	HET #63 - Zustand der Probe vor und nach Versuchsdurchführung	183
128	HET #18 - Messdaten: M2 (Entnahmetiefe: 55 cm, Ostdeich)	183
129	HET #18 - Zustand der Probe vor und nach Versuchsdurchführung	184
130	Messdaten - Feldversuch zur inneren Erosion: Aufgezeichnete Wasserstände (W1, PEG) und in der landseitigen Deichdeckschicht aufgezeichnete Saugspannung der Tensiometer (Süd: TEN-S1, Ten-S3; TEN-S5 und TEN-S6; Nord: TEN-N2, TEN-N3, TEN-N5 und TEN-N6)	185
131	Phase G: Entwicklung der Oberflächenerosion im Gerinne in der Deckschicht (M2, Querschnitt B, Westböschung)	187
132	Phase G: Beschleunigter Austrag des Seesandes (S) aus dem Stützkörper im Querschnitt B (Westdeich) nach Öffnung des Bypasses (23.05.2019 20:56 Uhr)	188
133	Sackung der Deichdeckschicht nach Austrag des Stützkörpermaterial nach Beendigung der Versuchsdurchführung in Phase G	188
134	Durch den Materialaustrag aus dem Stützkörper verursachte Sackung der Deckschicht auf der landseitigen Böschung im Querschnitt B (Westdeich) (24.05.2019 12:08 Uhr)	189
135	Aufbau eines dualen Porenmodellls zur Abbildung der präferentiellen Wasserbewegung in der Deichdeckschicht (kinematischer Ansatz nach HAGEN-POISEUILLE (JURISCH, CANTRÉ und SAATHOFF 2020))	200
136	Aufgezeichnete und berechnete Saugspannung (ESV2P2) mit hoher Anpassungsgüte des kinematischen Modelles (Punktlinie, grau) und niedriger Anpassungsgüte des Modells im Gleichgewichtszustand (Strichlinie, grau) (JURISCH, CANTRÉ und SAATHOFF 2020)	200

Tabellenverzeichnis

1	Für den Einbau als Deichabdeckung empfohlene Grenzwerte für bindiges Baggergut (EAK 2020)	8
2	Grenzwerte der Bodeneigenschaften für Klei im Deichbau (EAK 2020)	8
3	Ordinalskala zur Einteilung von Durchlässigkeitsbeiwerten (DIN 18130-1 1998, Tab. 1, zurückgezogen)	32
4	Charakteristische Van Genuchten-Anpassungsparameter ($m_{(VG)} = 1 - 1/n_{(VG)}$) für unterschiedliche Bodenarten (RetC)	41
5	Einteilung der Porendurchmesser in Abhängigkeit der Saugspannung	51
6	Einteilung von Porenarten nach hydraulischen Eigenschaften	51
7	Beispiele für Saatmischungen im Deichbau	59
8	Verdichtung am Rostocker Forschungsdeich	69
9	Übersicht der Feldversuche mit hydraulischer Beanspruchung am Rostocker Forschungsdeich	76
10	Übersicht zum Untersuchungsprogramm der Infiltrationsversuche	105
11	Übersicht der untersuchten Saugspannungsmodelle	107
12	Gesättigte hydraulische Leitfähigkeit im Querschnitt E	143
13	Anpassung Saugspannung (JURISCH, CANTRÉ und SAATHOFF 2020)	148

Abkürzungsverzeichnis

a.a.R.d.T.	Allgemeine anerkannte Regeln der Technik
AMALGAM	A Multi-Algorithm, Genetically Adaptive multi-objective Methode
BC-HH	<i>Boundary Conditions-Hydraulic-head</i>
BP	Back Propagation
CCP	Grobe Kapillarporen (engl. coarse capillary pores)
D1	Verdichtungsschicht 1 (oberer Deckschichtbereich)
D2	Verdichtungsschicht 2 (unterer Deckschichtbereich)
DGPS	Differential Global Positioning System
DOC	Verdichtungsgrad (engl. degree of compaction)
DVWK	Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau e.V.
DWA	Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V.
EM	Ersatzmodell
ESV	Einstauversuch
FCP	Feine kapillare Poren (engl. fine capillary pores)
FD	Frequency Domain
FDM	Finite-Differenzen-Methode
FDR	Frequency Domain Reflectometry
FEM	Finite-Elemente-Methode
FH	Bestimmung der ges. hydr. Leitfähigkeit nach der Methode des Fallenden Wasserstandes (engl. Falling Head)
FK	Feldkapazität
FVM	Finite-Volumen-Methode
GD	Gradient Descent
GLMA	GAUSS-LEVENBERG-MARQUARDT Algorithmus
GOK	Geländeoberkante
GTD	Geosynthetische Tondichtungsbahn
GWO	Grundwasseroberfläche
HET	Hole Erosion Test
HTG	Hafen Technische Gesellschaft
IAA	Industrielle Absetz- und Aufbereitungsanlage
ICE	Incremental Clustering and Evolving/Evaluating(-Netz)
KDB	Kunststoffdichtungsbahn
KNN	Künstliche neuronale Netze
LK	Luftkapazität
LOI	Glühverlust (engl. loss on ignition)
M1	Material 1 (sechs Jahre gereifter Schlick)
M2	Material 2 (zwei Jahre gereifter Schlick)
M3	Material 3 (sechs Jahre gereifter Schlick mit höheren Sandanteilen)
M-V	Mecklenburg- Vorpommern
MDC	Hauptentwässerungskurve (engl. main dewatering curve)
MF	Modellfehler
MLP	Multi-Layer-Perzeptron(-Netz)
MSE	Mittlere quadratische Abweichung (engl. mean squared error)
MWC	Hauptbewässerungskurve (engl. main watering curve)
NCP	Unwirksame kapillare Poren (engl. non-capillary pores)
nFK	Nutzbare Feldkapazität

NHN	Normalhöhennull
OBF	Zielfunktion (engl. objective function)
OS	Organische Substanz
PDG	Partielle Differentialgleichung
PEST	Parameter Estimation Tool
PDC	Primäre Entwässerungskurve (engl. primary dewatering curve)
PTF	Pedotransferfunktion
PUV	Parameter Upgrade Vector
PWP	Permanenter Welkepunkt
PWC	primäre Bewässerungskurve (engl. primary watering curve)
RBF	Radiale Basis Funktionen(-Netz)
RDP	Schnell entwässernde Poren (engl. rapidly draining pores)
REV	Repräsentative Elementarvolumen
REZ	Repräsentative Elementarzeit
SDP	Langsam entwässernde Poren (engl. slowly draining pores)
SMP	Boden-Matrix Poren (engl. soil-matrix pores)
SSR	Residuenquadratfehlersumme (engl. sum of squared residuals)
SWCC	Bodenwasserretentionskurve (engl. soil water characteristic curve)
TOC	Organischer Kohlenstoffanteil, gesamt (engl. total organic carbon)
TDP	Vollständig entwässernde Poren (engl. total draining pores)
TDR	Time Domain Reflectometry
UAV	Unmanned Aerial Vehicle
VG	VAN GENUCHTEN-Parameter
WHP	Wasserhaltende Poren (engl. water holding pores)
WSP	Vollständig wasserhaltende Poren (engl. total water-storage pores)

Symbolverzeichnis

Symbol	Bedeutung	Einheit
Griechische Symbole		
α	Benetzungswinkel	[°]
$\alpha_{(BC)}$	Anpassungsparameter (Brooks & Corey)	[1]
$\alpha_{(Exp)}$	Anpassungsparameter (Exponentielles Modell)	[1]
$\alpha_{(HA)}$	Anpassungsparameter (Haverkamp)	[1]
$\alpha_{(VG)}$	Anpassungsparameter (Van Genuchten)	[m ⁻¹]
$\alpha_{d(VG)}$	Anpassungsparameter, Entwässerung (Van Genuchten)	[m ⁻¹]
$\alpha_{w(VG)}$	Anpassungsparameter, Bewässerung (Van Genuchten)	[m ⁻¹]
$\beta_{(HA)}$	Anpassungsparameter (Haverkamp)	[1]
γ	Oberflächenspannung zw. Luft und Wasser	[kg s ⁻²]
γ_w	Fluidwichte	[N m ⁻³ ; kg m ⁻² s ⁻²]
ϵ_t	Erosionsrate	[kg s ⁻¹ m ²]
μ	Dynamische Fluidviskosität	[kg m ⁻¹ s ⁻¹]
Φ	Summe gewichteter Abweichungsquadrate	[1]
Φ_t	Lochdurchmesser zum Zeitpunkt t (HET)	[m]
Φ_{init}	Initialer Lochdurchmesser vor Versuchsbeginn (HET)	[m]
Φ_{fin}	Initialer Lochdurchmesser vor Versuchsbeginn (HET)	[m]
φ	Reibungswinkel	[°]
ψ	Permittivität	[s ⁻¹]
ψ	Gesamtpotenzial	[kPa]
$\psi_{a(Lin)}$	Anpassungsparameter (Lineares Modell)	[mWS]
$\psi_{m,[kPa]}$	Matrixpotenzial	[m]
$\psi_{m,[m]}$	Matrixpotenzial	[kPa]
ψ_z	Gravitationspotential	[kPa]
$\psi_{a(Exp)}$	Anpassungsparam. bei Lufteintrittspunkt (Exp. Modell)	[mWS]
$\psi_{t(Lin)}$	Anpassungsparameter (Lineares Modell)	[mWS]
ρ_d	Trockenrohdichte	[kg m ⁻³]
ρ_s	Korndichte des Bodens	[kg m ⁻³]
ρ_w	Wasserdichte	[kg m ⁻³]
σ_h	Horizontale Bodenspannung	[kN m ⁻²]
σ_o	Vertikale Bodenspannung (oberer Kraftaufnehmer)	[kN m ⁻²]
σ_t	Aufnehmbare Bodenspannung (Labor)	[kN m ⁻²]
σ_u	Vertikale Bodenspannung (unterer Kraftaufnehmer)	[kN m ⁻²]
σ_v	Vertikale Bodenspannung	[kN m ⁻²]
τ_c	Kritische Oberflächenscherspannung (HET)	[N m ⁻²]
τ_t	Oberflächenscherspannung zum Zeitpunkt t (HET)	[N m ⁻²]
θ_a	Vol. Wassergehalt im Lufteintrittspunkt	[1]
θ_e	Effektiver Porenraum	[1]
θ_{vol}	Volumetrischer Wassergehalt, berechnet	[m ³ m ⁻³]
$\hat{\theta}_{vol}$	Volumetrischer Wassergehalt, Labor	[m ³ m ⁻³]

Symbol	Bedeutung	Einheit
Lateinische Symbole I		
A	Anisotropiefaktor	[1]
A	Probenfläche	[m ²]
C	Kohäsion	[1]
C_e	Erosionskoeffizient	[s m ⁻²]
C_{org}	Organischer Kohlenstoffanteil nach ...	[%]
C_u	Ungleichförmigkeitszahl der Kornsummenkurve	[1]
D	Schichtdicke	[m]
d_{10}	Korndurchmesser bei 10 % Siebdurchgang	[mm]
d_{60}	Korndurchmesser bei 60 % Siebdurchgang	[mm]
D_{pr}	Verdichtungsgrad	[1]
D_{pr}	Verdichtungsgrad	[%]
e	Porenzahl	[1]
e	Porenziffer	[m ³ m ⁻³]
e_L	Porenziffer bei Plastizitätsgrenze	[1]
E	Elastizitätsmodul	[kN m ⁻²]
$f_{L,t}$	Reibungsfaktor (laminar, Zeitpunkt t ; HET)	[kg m ⁻² s]
$f_{T,t}$	Reibungsfaktor (turbulent, Zeitpunkt t ; HET)	[kg m ⁻² s]
F_o	Kraft (oberer Kraftaufnehmer)	[kN]
F_o	Kraft (unterer Kraftaufnehmer)	[kN]
F_r	Reibungskraft	[kN]
g	Konstante der Erdbeschleunigung	[9,81 m s ⁻²]
h	Kapillare Aufstiegshöhe	[m]
h	Wasserstand	[m]
h_i	Beob. Wasserstand Zeitserie	[m]
\hat{h}_i	Sim. Wasserstand Zeitserie	[m]
h_{ten}	Tensiometerhöhe über Bezugsniveau	[m]
H	Räumliches Elastizitätsmodul	[kN m ⁻²]
H_f	Räumliches Elastizitätsmodul	[kN m ⁻²]
i	Hydraulischer Gradient	[m m ⁻¹]
I_e	Erosionsindex	[%]
I_L	Liquiditätszahl	[1]
I_P	Plastizitätsindex (nach ATTERBERG)	[%]
k	Hydraulische Leitfähigkeit	[m s ⁻¹]
k_f	Filterwirksamer hydr. Leitfähigkeitsbeiwert	[m s ⁻¹]
k_s	Gesättigter hydr. Leitfähigkeitsbeiwert	[m s ⁻¹]
K	Intrinsische Permeabilität	[m ²]
K_r	Anteil der gesättigten hydr. Leitfähigkeit	[1]
l	Tortuositätsfaktor (Porengewundenheit)	[1]
L	Risslänge	[m]
m_s	Feststoffmasse	[kg]
$m_{(VG)}$	Anpassungsparameter (Van Genuchten)	[1]
m_w	Masse des Wassers im Boden	[kg]
n	Porenanteil	[m ³ m ⁻³]

Symbol	Bedeutung	Einheit
Lateinische Symbole II		
n_e	Effektiver Porenanteil	$[\text{m}^3 \text{m}^{-3}]$
$n_{(BC)}$	Anpassungsparameter (Brooks & Corey)	[1]
$n_{(VG)}$	Van Genuchten Parameter	[1]
N	Anzahl Kapillarporen	$[\text{m}^{-3}]$
p	Wasserdruck	[kPa, Pa]
q	Flächenbezogener Durchfluss	$[\text{m}^3 \text{s}^{-1} \text{m}^{-1}]$
Q	Durchfluss	$[\text{m}^3 \text{m}^{-2} \text{s}^{-1}]$
Q	Durchfluss (Drän)	$[\text{m}^3 \text{m}^{-1} \text{s}^{-1}]$
r	Rohrradius	[m]
r	Kapillarradius	[m]
r_c	Kritischer Porenradius im Übergang zur turbulenten Strömung	[m]
R^2	Korrelation	[1]
Re	Reynolds-Zahl	[1]
S	Sättigungsgrad	[]
S_e	Norm. Sättigungsgrad	[1]
S_r	Residuale Wassersättigung	[1]
S_s	Vollsättigung (abzgl. eingeschlossener Luftporen)	[1]
s_t	Hydraulischer Gradient	[1]
s_x	Empirische Standardabweichung	[1]
TOC	Totaler Organischer Kohlenstoff	[%]
u_a	Atmosphärendruck	$[\text{kN m}^{-2}]$
u_w	Saugspannung im Boden	$[\text{kN m}^{-2}]$
U	Saugspannung des Bodens	$[\text{kN m}^{-2}]$
U	Ungleichförmigkeitszahl	$[\text{mm mm}^{-1}]$
v	Querdehnungszahl	[1]
v_a	Mittlere Abstandsgeschwindigkeit	$[\text{m s}^{-1}]$
v_F	Filtergeschwindigkeit	$[\text{m s}^{-1}]$
V_h	Holraumvolumen	$[\text{m}^3]$
V_s	Feststoffvolumen	$[\text{m}^3]$
V_t	Gesamtvolumen	$[\text{m}^3]$
V_w	Wasservolumen	$[\text{m}^3]$
V_{Zyl}	Stechzylindervolumen	$[\text{cm}^3]$
VI_{H50}	Vertikale Wasserdurchlässigkeit	$[\text{m s}^{-1}]$
w_g	Gravimetrischer Wassergehalt	[1]
w_i	Gewichtung	[1]
w_{pr}	Gravimetrischer Wassergehalt bei Proctor-Dichte	[1]
w_L	Fließgrenze (nach ATTERBERG)	[%]
w_{opt}	Gravimetrischer Wassergehalt, optimal (Proctor-Versuch)	[1]
w_P	Ausrollgrenze (nach ATTERBERG)	[%]
w_u	Verdichtungsarbeit (unterer Kraftaufnehmer)	[N m]

1. Einleitung

„Baggergut ist Sediment, Bodenmaterial oder Aushubmaterial mit unterschiedlichem Anteil an mineralischen und organischen Bestandteilen, welches im Zuge der Gewässerunterhaltung und bei Gewässerausbaumaßnahmen zur Gewährleistung der Sicherheit und Leichtigkeit des Schiffsverkehrs und des Wasserabflusses im oder am Gewässer anfällt.“

(HTG 2019, S. 3, Def. in Anlehnung an DIN 19731 1998 und ATV-DVWK-M 362 2004)

Im Rahmen der o.g. Unterhaltungsmaßnahmen fallen im deutschen Ostseeraum jährlich 2 - 2,5 Mio. t und im deutschen Nordseeraum 40 Mio. t Baggergut an (HTG 2006). Im internationalen Vergleich zu der durch die OSPAR¹-Vertragsstaaten geförderten Menge Baggergut entspricht diese Größenordnung einem jährlichen Anteil von etwa 20 % allein für den Standort Deutschland (HTG 2019). Ein großer Anteil dieser Menge wird bereits vor Ort umgelagert (z.B. durch Verklappung im küstennahen Offshore-Bereich) oder einer direkten Verwendung (z.B. zur Strandaufspülung oder als Füllmaterial für Hafenbecken) zugezogen. Sind diese Maßnahmen aufgrund der stofflichen Zusammensetzung oder Schadstoffbelastung nicht möglich, wird das Baggergut i.d.R. zur weiteren Behandlung oder Deponierung an Land verbracht. In Deutschland beträgt diese Menge für den Ostseeraum jährlich etwa 0,6 Mio. t und für den Nordseeraum 4 Mio. t (HTG 2006). Die Kosten für die Behandlung und die Entsorgung von an Land verbrachten Baggergut betragen allein für Hamburg und Bremen rund 50 Mio. € pro Jahr (HTG 2019).

Gemäß dem europäischen Abfallverzeichnis (EAV) wird an Land verbrachtes Sediment in der Regel als Abfall behandelt. In diesem Sinne fällt eine allgemeine Regelung zum Umgang mit dem Material unter das Kreislaufwirtschaftsgesetz (KrWG), sodass das Abfallhierarchieprinzip gemäß der Prämisse „vermeiden/vermindern, wiederverwenden, recyceln, sonstiges verwerten oder beseitigen“ umzusetzen ist. Hierdurch haben die Wiederverwendung und die Verwertung des an Land verbrachten und aufbereiteten Baggerguts gesetzlichen Vorrang gegenüber der Beseitigung. Die HTG (2019) nennt folgende Möglichkeiten zur Verwertung von Baggergut:

- Als Baumaterial (Dichtung, Dammbau) in der Spülfeldbewirtschaftung oder als Teil von Basis- und Oberflächenabdichtungssystemen im Deponiebau,
- im Küsten- und Hochwasserschutz sowie im Straßen- und Wegebau,
- im Landbau zur Bodenstrukturverbesserung,
- im Landschaftsbau und in der Landschaftsgestaltung,
- zur Verfüllung von Tagebauen,
- zur Sanierung von devastierten Standorten und
- als Zuschlagstoff bei der Herstellung von Ziegeln, Schaumglas, Blähton und Zement.

Die aus der Spülfeldbewirtschaftung, dem Deponiebau sowie der Nutzung als Zuschlagstoff resultierende Nachfrage nach organikreichen feinkörnigen Baggergut ist allerdings begrenzt. Zusätzlich stehen die Verwendungsmöglichkeiten häufig im wirtschaftlichen Spannungsfeld zwischen Kosten und Nutzen. Insbesondere lange Transportwege erhöhen den Kostendruck, wenn das Material von den Aufbereitungsanlagen an Nord-/ Ostsee über weite Strecke ins Landesinnere befördert wird

¹OSPAR: Übereinkommen zum Schutz der Meeresumwelt des Nordost-Atlantiks (Oslo-Paris Konvention, OSPAR) (1992) mit den staatlichen Vertragsparteien: Belgien, Dänemark, Deutschland, Finnland, Frankreich, Großbritannien, Irland, Island, Luxemburg, Niederlande, Norwegen, Portugal, Spanien, Schweden, Schweiz

1. Einleitung

(z.B. zu Tagebaurevieren). Da organikreiches feinkörniges Baggergut in großen Mengen anfällt und seine Verwendung weiterhin einer geringen Nachfrage gegenübersteht, wurde bereits seit Ende der 90er Jahre mit der geotechnischen Untersuchung zur Verwendung von Baggergut (Elbe, Weser und Nordsee) als Ersatzbaustoff im Deichbau in Bremen und Hamburg begonnen. Neben einer rechtlichen und ökonomischen Motivation werden die Anstrengungen als Potenzial gesehen, den Bedarf der üblicherweise im Küstenschutz verwendeten natürlichen Rohstoffe Mergel und Klei zu senken. Eine Verwendung ist damit auch unter ökologischen Gesichtspunkten anzustreben. Darüber hinaus kann eine hohe Nachfrage für Deichbaustoffe aus den in IPCC (2015) prognostizierten Klimaänderungen und der hieraus resultierenden Neubewertung von Hochwasser-Risikomanagementplänen aus der Schutzbedürftigkeit in Hochwasserrisikogebieten abgeleitet werden. Die Orte der Entnahme und die Zielorte der Verwendung des anfallenden Baggerguts liegen in diesem Fall tendenziell räumlich nahe zusammen.

Für den europäischen Raum nennt die HTG (2006) als Anwendungsbeispiel für Baggergut im Deichbau Maßnahmen am Uferbereich des Weserdeichs in Bremen sowie den Norddeich CT 4 in Bremerhaven. SAATHOFF, CANTRÉ und SIKORA (2015) verweisen auf Praktiken der Niederlande und Belgien, in denen Baggergut bereits traditionell im Hochwasserschutz an Flüssen und Kanälen eingesetzt wird. Beispiele hierfür sind Maßnahmen am Scheldefluss (Belgien, Niederlande) oder der Deich *Hoek van Holland* (Niederlande). In Hamburg wird bereits seit mehr als sieben Jahren das Baggergut der METHA (mechanical treatment and dewatering of harbour sediments)-Anlage untersucht und Feldversuche am Elbeufer durchgeführt (GEBERT und GRÖNGRÖFT 2020; OING, GRÖNGRÖFT und ESCHENBACH 2020).

Anwendungsbeispiele für die Verwendung von feinkörnigen organikreichen Baggergut als Ersatzbaustoff für Deckschichten im Deichbau sind für den südlichen Ostseeraum nicht bekannt. Um diese Lücke zu schließen und praktische Erfahrungswerte zu sammeln, wurden im Rahmen des EU-finanzierten *DredgDikes*-Projektes (2010-2015) zwei großskalierte Forschungsdeiche aus unterschiedlichen Baggergutmaterialien in Rostock und Danzig sowie ein Pilot-Deich am Körkwitzer Bach (Neuheide/ Hirschburg bei Ribnitz-Damgarten) errichtet und hinsichtlich ihrer geotechnischen Eignung umfassend untersucht. Ergebnisse dieser Projektarbeit sind in SAATHOFF, CANTRÉ und SIKORA (2015) und in GROSSE (2017) zusammengefasst und deuten eine Eignung als Deichdeckschichtmaterial für den südlichen Ostseeraum an. Allerdings stehen weiterhin offene Fragen im Raum wie die Materialien hinsichtlich ihrer hydraulischen Eigenschaften unter Berücksichtigung der Einbautechnologie und äußerer Faktoren zu bewerten sind. Diese Fragen konnten bisher in der Projektarbeit nicht vollständig geklärt werden und bilden den Schwerpunkt der in dieser Arbeit betrachteten Untersuchungen.

1.1 Problemstellung

In der Praxis werden die unterschiedlichsten Deichbaustoffe verwendet (vgl. STEUERNAGEL 2013; HASELSTEINER 2007). Eine Eignung als Deichbaustoff liegt vor, wenn im Rahmen der geotechnischen Voruntersuchung eine Verwendung nachweisbar ist, unter Berücksichtigung der Bemessungssituation und der Standsicherheitsanalyse der Einbau möglich ist und ökologische Risiken sowie Langzeitrisiken im Sinne des Hochwasserschutzes auszuschließen sind (DWA-M 512-1 2012; DWA 2005; EAK 2020).

Die geotechnischen Voruntersuchungen stützen sich auf Ergebnisse geotechnischer Laborversuche. Geotechnische Grenzwerte sind dabei auf der Baustelle bzw. auf den Testfeldern nachzuweisen.

Da sich aus der theoretischen Sicht und der praktischen Anwendung teilweise große Diskrepanzen ergeben, ist die Beurteilung einer Deichbaumaßnahme nachträglich stets schwierig. Ein Grund hierfür liegt darin, dass Hochwasserschutzdeiche i.d.R. nur selten unter hydraulischer Belastung stehen und sich ihr reales Materialverhalten unter wissenschaftlicher Fragestellung nur bedingt überprüfen lässt. Andererseits sind Hochwasserschutzdeiche einer Vielzahl äußerer Faktoren ausgesetzt, wodurch sich das Verhalten saisonal oder mit zunehmendem Alter aufgrund pedogenetischer Prozesse verändert und geotechnische Kenngrößen überlagert werden können. Die DWA-M 512-1 (2012) empfiehlt neben der labortechnischen Untersuchung der hydraulischen Leitfähigkeit von Dichtungsschichten (k_1 bis k_3) im Sonderfall die funktionale Überprüfung der gesamten Dichtungsschicht auf Grundlage vorhandener Messdaten (k_5).

Zur Bewertung der Eignung von feinkörnigen organikreichen Baggergut aus dem südlichen Ostseeraum ist neben der geotechnischen Bewertung auch die Untersuchung der unter Feldbedingung auftretenden Materialeigenschaften erforderlich. Unter dieser Betrachtung wurden bereits während der Projektlaufzeit in den Jahren 2013 und 2014 umfangreiche Feldversuche durchgeführt. Hierzu zählen unter anderem Überströmversuche in Rostock und Danzig zur Untersuchung der Erosionswiderstandsfähigkeit der Materialien sowie Einstauversuche (ESV) zur Simulation langandauernder Hochwasser. Während die Überströmversuche in Rostock und Danzig darlegen, dass die verwendeten Baggergutmaterialien ausgesprochen gute Eigenschaften bezüglich der Widerstandsfähigkeit gegen Oberflächenerosion aufweisen, zeigen die Einstauversuche in Rostock, dass einige Deichquerschnitte bereits nach kurzer Zeit aufsättigen. Da das am Rostocker Standort untersuchte feinkörnige organikreiche Baggergut Organikanteile (LOI) $> 10\%$ aufweist, sind höhere hydraulische Leitfähigkeiten generell kritisch zu bewerten. Es deutet sich an, dass der physikalische Zustand des Rostocker Forschungsdeiches durch die geotechnischen Kenngrößen unzureichend charakterisiert ist.

Die geotechnische und geohydraulische Bewertung der Materialeigenschaften des verwendeten Baggerguts erfordert aufgrund der hohen Organikanteile die Quantifizierung der erreichten hydraulischen Leitfähigkeit am Rostocker Forschungsdeich sowie die Benennung von Einflussfaktoren, die zu diesem Zustand führen. Als mögliche Faktoren nennen SAATHOFF, CANTRÉ und SIKORA (2015) die im Projekt beobachteten Schrumpfungsrisse, eine möglicherweise unzureichende Verdichtung der Materialien oder die biologische Aktivität von Wühltieren. Auch anthropogene Faktoren (z.B. durch Messinstrumente, durch Materialstörung aufgrund von Probeentnahmen) oder der Einfluss der Durchwurzelung sind als Ursache für eine erhöhte Leitfähigkeit nicht auszuschließen. Einflüsse der Durchwurzelung oder eines Wühltierbefalls sind allerdings den standortspezifischen Faktoren zuzuschreiben und treten unabhängig vom Material auf. Eine unzureichende Verdichtung oder das Auftreten von Schrumpfungsrissen sind den materialspezifischen Eigenschaften bzw. verfahrenstechnischen Ursachen zuzuordnen, womit eine Bewertung unter geotechnischer Fragestellung relevant ist. Das mögliche Auftreten anthropogener Ursachen ist als Sonderfall anzusehen. Unter Beachtung der a.a.R.d.T. im Deichbau sind Einflüsse auf das Materialverhalten zwar vermeidbar, sie können jedoch auch nicht aufgrund nichtquantifizierbarer Größen vollständig ausgeschlossen werden.

Die Motivation dieser Arbeit liegt in der Zielstellung, die bisherigen Erfahrungswerte im Umgang mit feinkörnigen organikreichen Baggergut aus dem südlichen Ostseeraum als Deichersatzbaustoff zu erweitern und somit einen Beitrag zu leisten, die Akzeptanz dieser Materialien für zukünftige Projekte zu fördern. Hieraus lässt sich ein Neuwert ableiten, der zusätzlich unter Berücksichtigung der beleuchteten physikalischen Prozesse der Deichinfiltration einen Mehrwert in der Planung von Hochwasserschutzanlagen liefern kann.

1.2 Allgemeine Vorgehensweise

Auf Grundlage der in den Einstauversuchen zur Simulation langandauernder Hochwasser erhobenen Messdaten (Beobachtungsdaten) wird das hydraulische Verhalten einzelner Querschnitte des Rostocker Forschungsdeiches an numerischen Modellen nachgebildet und anhand der Modellparameter die effektiven hydraulischen Eigenschaften der verbauten Baggergutmaterialien abgeleitet. Basierend auf der Finite-Elemente-Methode (FEM) wird die Bewegung des Wassers im porösen Medium im Rostocker Forschungsdeich für einzelne Querschnitte mit der Software FEFLOW (DHI-WASY) berechnet. Zur Quantifizierung der Materialeigenschaften werden Methoden der inversen Modellapproximation angewendet, die üblicherweise im Anwendungsbereich der Geohydrologie liegen. Es werden zunächst zwei Approximationsalgorithmen (PEST und AMALGAM²) genutzt, um die Parameter im Modell an die erhobenen Messdaten anzupassen. Im Anschluss wird der Datensatz in einer weiteren Modellexploration erweitert und hieraus ein Ersatzmodell (surrogate model) generiert, an dessen Ergebnis die effektiven Materialeigenschaften diskutiert werden. Die Methodik entspricht somit der in DWA-M 512-1 (2012) empfohlenen Qualitätsprüfung zur Ermittlung der k_5 -Werte für die gesamte Dichtungsschicht auf Grundlage vorhandener Messdaten.

Zur Validierung der Modellergebnisse werden Infiltrationsmessungen in Kombination mit Farbtracern und Profiluntersuchungen durchgeführt. Hinzu kommen ergänzende Laborarbeiten zur Ermittlung der hydraulischen Leitfähigkeit und der Verdichtbarkeit der Baggergutmaterialien sowie Erosionsversuche im Labor. Es wird die Hypothese aufgestellt, dass feinkörniges organikreiches Baggergut auch unter der Eigenschaft einer erhöhten hydraulischen Leitfähigkeit als Ersatzbaumaterial für Deckschichten geeignet ist, wenn das Material die Grenzwerte kritischer Wandscherspannungen überschreitet und somit eine hohe Erosionsbeständigkeit aufweist. Die aufgestellte Hypothese wird anhand eines Feldversuchs validiert.

Die vorliegende Arbeit schließt sich an die im bisherigen *DredgDikes*-Projekt generierten Forschungsergebnisse systematisch an und ist in diesem Zusammenhang als fortführende Auswertung der im Projekt erhobenen Daten einzuordnen. Aus diesen Gründen sind Verweise auf bestehende Ergebnisse zwingend erforderlich. Auf redundante Inhalte wird weitgehend verzichtet.

Einer klassischen Gliederung folgend werden in den Grundlagen zunächst allgemeine Begriffe und Anforderungen zum Deichbau, Aspekte der Bodenphysik, der Geohydrologie, der Geotechnik und der Approximationstheorie näher erläutert. In der Methodik sind die zugrundeliegenden Messdaten, der Modellaufbau und die Vorgehensweise der Modellexploration beschrieben. Anschließend werden die Ergebnisse der Ersatzmodelle präsentiert, welche im Kapitel 8 anhand der aufbereiteten Grundlagen diskutiert werden.

²A Multi-Algorithm, Genetically Adaptive multi-objective Methode

2. Grundlagen

Die folgenden Abschnitte umfassen Grundlagen zum Deichbau sowie Grundlagen zur Infiltration von Deichen. Hierfür werden zunächst im Abs. 2.1 allgemeine Anforderungen im Deichbau erläutert. Im Abs. 2.2 wird anschließend auf die Standsicherheit sowie häufige Versagensarten von Deichen eingegangen. Umfassende Ausführungen zu den allgemeinen physikalischen Prozessen der Wasserbewegung in porösen Medien, die als Grundlage der Modellierung erforderlich sind, werden im Abs. 2.3 erläutert. Auf die Grundlagen der präferentiellen Wasserbewegung wird abschließend im Abs. 2.4 näher eingegangen. Allgemeine Symboldefinitionen sind ergänzend in Anh.-A aufgelistet.

2.1 Begriffe und Anforderungen im Deichbau

Definitionsgemäß ist ein Deich ein:

„Damm [...] längs eines Gewässers zum Schutz des Hinterlandes gegen Hochwasser, der im Wesentlichen aus Erdbaustoffen besteht [und] im Gegensatz zu Stauhaltungsdämmen nur zeitweilig eingestaut [ist].“

(DWA-M 507-1 2011)

Um den hydraulischen Einwirkungen im Hochwasserfall widerstehen zu können, muss die Querschnittsgestaltung im Deichbau an eine Vielzahl individueller Gegebenheiten angepasst werden. Die Bemessung richtet sich im Wesentlichen nach dem Sicherheitsbedarf, der Standsicherheitsberechnung, den hydraulischen Beanspruchungen, den Untergrundverhältnissen, den Raumansprüchen sowie der Verfügbarkeit von Baumaterialien. Aus den individuell zu erwartenden Belastungen ergeben sich spezielle Anforderungen anhand derer einzelne Deichtypen unterschieden werden. Für Flussdeiche müssen u.a. langandauernde Hochwasser als Bemessungsgrundlage berücksichtigt werden (vgl. HASELSTEINER 2007). Für sie gelten maßgeblich die in der DWA-M 507-1 (2011) und DIN 19712 (2013) aufgeführten Bestimmungen und Verweise. Küstenschutzdeiche sind hingegen tendenziell kürzeren Belastungsdauern (Sturmfluten) ausgesetzt, wobei gleichzeitig höhere dynamische Beanspruchungen durch Wellenüberlauf oder Wellendruckschlägen zu erwarten sind. Es gelten daher die in der EAK (2020) aufgeführten Empfehlungen. Bezüglich der Querschnittsgestaltung resultieren weitere Kriterien aus individuellen Sanierungskonzepten von Altdeichen, welche wiederum maßgeblich vom Bestand und Zustand dieser abhängig sind. Ein einheitliches Regelprofil der Deichquerschnitte kann daher nicht verallgemeinernd genannt werden. Entlang der deutschen Nord- und Ostseeküste haben sich Querschnitte von Küstenschutzdeichen bewährt, deren sandige Stützkörper durch Deckschichten aus Klei³ oder Mergel geschützt werden, wobei die seeseitige Böschung i.d.R. geringe Neigungswerte von 1:12 bis 1:3 aufweist (Abb. 1).

³Klei: zusammenfassende Bezeichnung für aus entwässerten Schlick (auch Marschböden) gewonnenen inhomogenen, bindigen Bodenmaterialien mit hohem Ton und Schluffanteilen (GROSSE 2017)

2. Grundlagen

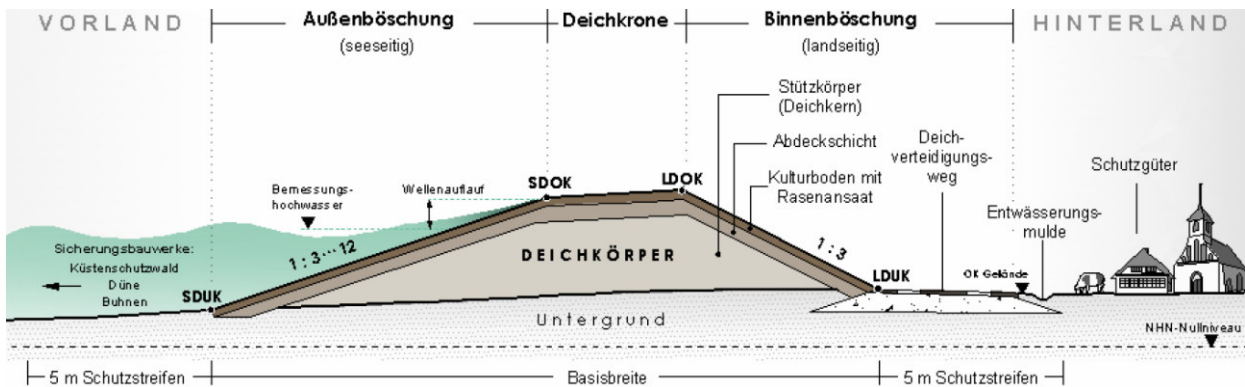
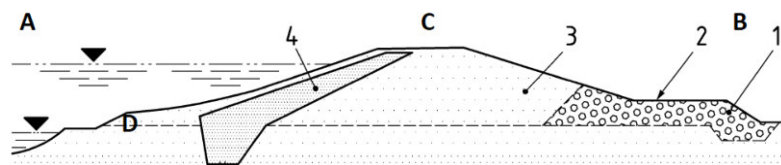


Abb. 1: Regelprofil eines Landesküstenschutzdeiches an der Ostseeküste (REGELWERK KÜSTENSCHUTZ M-V 2009)

Für Flussdeiche haben sich in der Praxis neben homogenen Deichquerschnitten (bestehend aus gering durchlässigen Erdbaustoffen), Regelprofile eines Zwei-Zonen-Deiches (bestehend aus einem homogenen Deichkörper mit gering durchlässigen Stützkörper und Dränprisma) oder Regelprofile des Drei-Zonen-Deiches nach Abb. 2 bewährt.



- | | |
|------------------------------|--------------------------|
| 1. Dränkörper | A Wasserseitige Böschung |
| 2. Deichverteidigungsweg | B Landseitige Böschung |
| 3. Durchlässiger Stützkörper | C Deichkrone |
| 4. Dichtungsschicht | D Deichfuß |

Abb. 2: Nach a.a.R.d.T empfohlener Aufbau eines Drei-Zonen-Deiches an einem Fließgewässer (DIN 19712 2013)

Da Deichkörper i.d.R. aus porösen Erdbaustoffen bestehen, muss prinzipiell davon ausgegangen werden, dass Deiche einer Wasserinfiltration und einer Sickerströmung während des Hochwassers ausgesetzt sind (HASELSTEINER 2007). Die damit verbundene Durchfeuchtung des Deichquerschnittes wirkt sich negativ auf die Standsicherheit aus, wenn Scherfestigkeiten reduziert, der Auftrieb erhöht und Materialien innerhalb des Deichkörpers umgelagert werden. Das schadlose Abführen des anfallenden Sicker- und Dränwassers ist zu gewährleisten und Erosionserscheinungen, die infolge des Austretens von Wasser aus dem Deich und dem deichnahen Hinterland auftreten können, sind zu verhindern (DWA-M 507-1 2011; DIN 19712 2013).

Um die Standsicherheitsrisiken zu minimieren, existieren neben der Möglichkeit zur Variation in der Querschnittsgestaltung (z.B. durch die Anpassung von Schichtmächtigkeiten, der Böschungneigung, der Kronenhöhe, die Anordnung von Bermen oder Verteidigungswege), Möglichkeiten zur Anordnung baulicher Maßnahmen (z.B. die Verwendung von Geotextilien wie Filtervliesstoffe, geosynthetische Tondichtungsbahnen (GTDs), oder die Herstellung von Barrieren aus hydraulisch gebundenen Materialien sowie Spundwände) (SAATHOFF 2006, SAATHOFF und WERTH 2003). Da die genannten Maßnahmen stets nur in Kombination mit den verbauten Erdbaustoffen ihre Funktionalität erfüllen (vgl. DWA 2005), kommt der Benennung der Materialeigenschaften der Erdbaustoffe ein besonderer Stellenwert zu. In diesem Zusammenhang beeinflussen die hydraulischen

Leitfähigkeiten der einzelnen Querschnittselemente maßgeblich die Infiltration. Die Anfangsscherfestigkeit, die undrained Scherfestigkeit oder die kritische Oberflächenscherspannung wiederum sind wichtige Indikatoren zur Beurteilung der Standsicherheit und der Erosionswiderstandsfähigkeit. Auf die baulichen Anforderungen einzelner Elemente wird daher in den folgenden Abschnitten näher eingegangen.

2.1.1 Stützkörper

Der Stützkörper übernimmt eine Vielzahl an Funktionen die für die Standsicherheit sowohl für Küstenschutzdeiche als auch für Flussdeiche bedeutungsvoll sind. Im Wesentlichen bildet der Stützkörper den Volumenkörper zur Erlangung der erforderlichen Bemessungshöhe und bildet das Widerlager zu den im Hochwasser einwirkenden hydrostatischen Belastungen. Aufgrund der unterschiedlichen Möglichkeiten der Deichquerschnittsgestaltung werden weder in DWA-M 507-1 (2011) noch in DIN 19712 (2013) klare Abgrenzungen zur Funktion und bauliche Festlegungen genannt.

Historisch gewachsen existiert auch heute noch in Deutschland ein hoher Bestand von Altdeichen an Fließgewässern mit homogener Querschnittsgestaltung. Da der Stützkörper ausschließlich aus einem homogenen Deichkörper gebildet wird, ist zur Gewährleistung der Standsicherheit die Verwendung gering durchlässiger Materialien (Reduzierung des Strömungsdrucks) mit hoher Scherfestigkeit (Erosionswiderstandsfähigkeit, Standsicherheit) erforderlich.

Im Drei-Zonen-Deich hingegen wird die Funktion einzelner Komponenten räumlich voneinander getrennt. Der Stützkörper kann aus den unterschiedlichsten rolligen, teilweise sehr durchlässigen Materialien hergestellt werden. Maßgebend hierfür ist die Einhaltung der in DWA-M 507-1 (2011) sowie der in der DIN 19712 (2013) genannten Kriterien unter Nachweiserbringung der Standsicherheit. Unter Betrachtung der Verfügbarkeit lokal vorhandener Rohstoffe und Möglichkeiten der verfahrenstechnischen Einbautechnologien (z.B. im Sanierungsfall durch Aufschlitzen des Bestandsdeiches und anschließender Einspülung der rolligen Materialien zur Anfertigung des Stützkörpers) bietet der Drei-Zonen-Deich neben einem ausreichend hohen Sicherheitsmaß häufig eine wirtschaftliche Variante zum homogenen Deich (HASELSTEINER 2007; STEURNAGEL 2013).

2.1.2 Deckschichten

Zum Schutz vor mechanischen Einwirkungen, die durch Wellenüberlauf oder Druckschlägen bei Sturmfluten zu erwarten sind, wird der Stützkörper eines Seedeiches an der mecklenburgischen Ostseeküste i.d.R. durch etwa 0,5 m bis 0,7 m mächtige bindige Deckschichten aus Mergel überdeckt. Kleideckschichten von Seedeichen an der deutschen Nordseeküste (Niedersachsen) werden i.d.R. mit Mächtigkeiten ≥ 1 m hergestellt (EAK 2020). Hierbei übernimmt die Deichdeckschicht die Aufgabe, den sandigen Stützkörper gegen Erosion zu schützen sowie die Infiltration zu reduzieren und bildet die Grundlage zur Etablierung einer geschlossenen Grasnarbe (RICHWIEN, POHL und VAVRINA 2010). Auf Erfahrungswerten und wissenschaftlichen Erkenntnissen beruhend, empfiehlt die EAK (2020) die Einhaltung der in Tab. 1 aufgeführten geotechnischen Grenzwerte zum Bau von Ästuar- und Seedeichen, wenn feinkörniges Baggergut als Baustoff für die Deckschicht verwendet wird.

Tab. 1: Für den Einbau als Deichabdeckung empfohlene Grenzwerte für bindiges Baggergut (EAK 2020)

Bodeneigenschaften	Grenzwerte	
	Geschiebelehm/-mergel	Hafenschlick
a) Glühverlust [%]	≤ 5	≤ 20
b) Tonanteil [d<0,002 mm/ %]	≥ 15	≥ 15
c) Sandanteil [d<0,063 mm/ %]	≤ 60	≤ 40
d) Anfangsscherfestigkeit [kPa]	≥ 25	≥ 15

Weitere Kriterien beziehen sich auf den Einbau von Kleideckschichten unter Benennung von Grenzwerten bezüglich der Fließgrenze, dem Einbauwassergehalt, dem Glühverlust oder der Trockenroh-dichte nach Tab. 2.

Tab. 2: Grenzwerte der Bodeneigenschaften für Klei im Deichbau (EAK 2020)

Bodeneigenschaften	Grenzwerte
a) Glühverlust	$V_{gl} < 10 \%$, max. 15 %
b) Sandanteil (d<0,063 mm)	$< 40 \%$
c) Tonanteil (d<0,002 mm)	$> 10 \%$ (15 %)
d) Fließgrenze	$w_L > 25 \%$ (40 %)
Ausrollgrenze	$w_P > 15 \%$ (25 %)
Plastizitätszahl	$I_P > 10 \%$ (20 %)
e) Anfangsscherfestigkeit	$c_u > 20 \text{ kN m}^{-2}$ (30 kN m^{-2})
f) Trockendichte	850 kg m^{-3} (1000 kg m^{-3}) $< \rho_d < 1450 \text{ kg m}^{-3}$
g) Einbauwassergehalt	80% (60 %) $> w > 30 \%$

Klammerwerte für exponierte Seedeiche

Die Bemessung der Deckschicht wird nach dem Eurocode 7 (EC 7) ausgeführt, wobei zusätzliche Nachweise von Wellendruckschlägen, das Abheben der Deckschicht, die Rutschsicherheit von Gleitfugen, Erosionsnachweise, die Festigkeit des vernässten bindigen Deckschichtmaterials und der Nachweis des Infiltrationsvermögens zu erbringen sind. Als wichtige Eingangsgrößen der Nachweisverfahren sind in diesem Zusammenhang primär bodenmechanische Kenngrößen wie z.B. die undrännierte Scherfestigkeit oder die Konsistenzzahl zu nennen, wobei Einflüsse der durch Schrumpfrisse zu erwartenden Gefügebildung zu berücksichtigen sind (RICHWIEN, POHL und VAVRINA 2010).

Am Beispiel von Nordsee- und Ästuardeichen zeigen Messungen der Infiltrationsraten im Feldversuch, dass Deckschichten aus Klei häufig aufgrund von Gefügebildung und Schrumpfrissen unabhängig vom Material häufig hohe Leitfähigkeiten aufweisen. In diesem Zusammenhang konnten RICHWIEN und WEISSMANN (1996), RICHWIEN und WEISSMANN (1998) und TEMMLER (2009) nachweisen, dass das Infiltrationsvermögen gealterter Kleiabdeckungen an Ästuar- und Seedeichen an der Nordsee in Schleswig-Holstein und Niedersachsen häufig im Bereich von $1 \cdot 10^{-5} \text{ m s}^{-1}$ bis $1 \cdot 10^{-4} \text{ m s}^{-1}$ liegt. ACHMUS et al. (2019) empfehlen daher für die Bemessung der Deckschichten die Durchlässigkeit einer gealterten Deckschicht mit einem k_s -Wert von $1 \cdot 10^{-4} \text{ m s}^{-1}$ anzunehmen. Bezüglich der Deichdeckschichtmächtigkeit wirkt sich die Dicke der Deichabdeckung nicht sensitiv auf Standsicherheit aus, wenn die mit dem Bemessungswasserstand in den Deich infiltrierende Wassermenge durch den Dränkörper in ausreichendem Maß abgeführt wird (RICHWIEN, POHL und

VAVRINA 2010).

Die Eignung eines Deichdeckschichtmaterials liegt vor, wenn die in EAK (2020) genannten Kriterien der Grenzwerte erfüllt sind. In den Niederlanden werden Deckschichtmaterialien nach den in VTV (2004) beschriebenen Bewertungsverfahren hinsichtlich der Erosionswiderstandsfähigkeit bewertet. Darüber hinaus schlägt WEISSMANN (2003) ein Bewertungsverfahren vor, das auf Zerfallsversuchen beruht, wobei eine Eignung unter Betrachtung der Plastizitätszahl, der Fließgrenze und der Zerfallszeit der Materialien bewertet wird. Hinsichtlich der genannten Bewertungsverfahren wurde feinkörniges organikreiches Baggergut aus dem südlichen Ostseeraum als Ersatzbaustoff für Deichdeckschichten durch GROSSE (2017) umfassend untersucht. Dabei wird festgestellt, dass die Kleimaterialien betreffenden Grenzwerte und Labormethoden nur bedingt auf feinkörniges organikreiches Baggergut übertragbar sind und für den Ostseeraum nur eingeschränkt zutreffen.

Begrünte Deichdeckschichten weisen bei einer Bedeckung mit Grasflächen $> 70\%$ bzw. mit Weidflächen $> 85\%$ hohe Erosionswiderstände auf, sodass Wellenüberläufe von bis 0,75 m Höhe oder eine landseitige Überströmung von $10\text{ l s}^{-1}\text{ m}^{-1}$ i.d.R. schadlos überstanden werden. Die Voraussetzung einer widerstandsfähigen Vegetationsdecke ist die Ausbildung einer hohen Wurzeldichte in der Deckschicht in 0 m bis 0,15 m Tiefe. Zur Verbesserung der Durchwurzelung wird daher oberhalb der Abdeckung ein 0,15 m bis 0,35 m mächtiger Kulturboden aus sandigem Klei mit Sandanteilen $< 50\%$ aufgetragen (TAW 1997).

2.1.3 Dichtungsschichten

Die Deichdichtungsschicht ist ein konstruktives Element im Querschnitt eines Drei-Zonen-Deiches am Fließgewässer. Durch die Anordnung einer Dichtungsschicht wird die Höhe der Sickerlinie im Stützkörper sowie die Sickerwasseraustrittsfläche entlang der landseitigen Böschung reduziert. Die Menge des landseitig anfallenden Dränwassers wird hierdurch begrenzt (Abb. 3).

2. Grundlagen

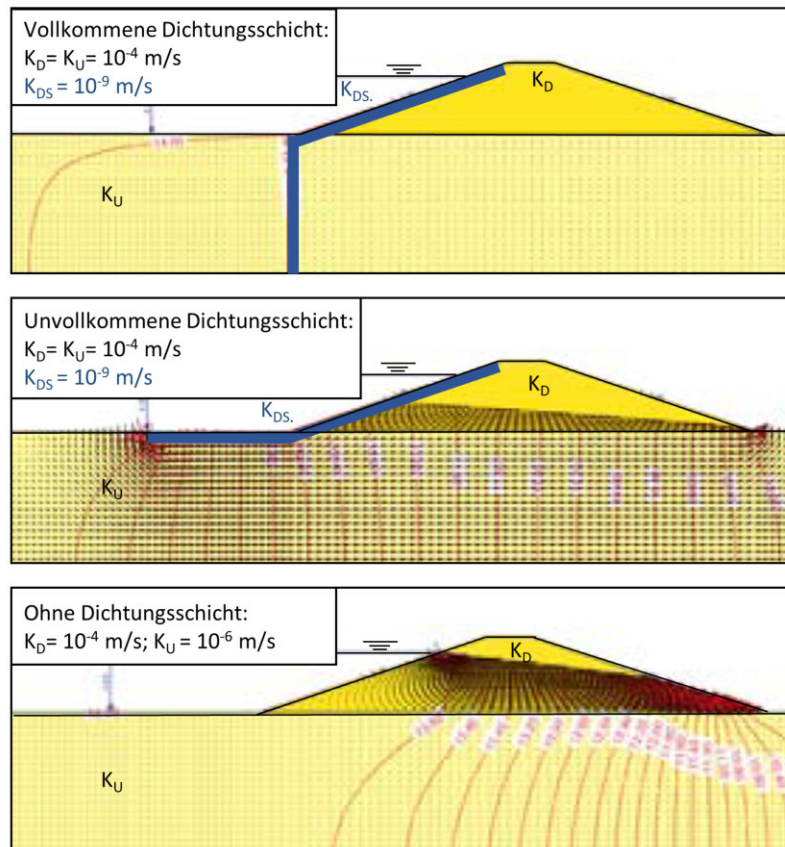


Abb. 3: Stationäre Sickerlinien und Potentialabbau in Abhängigkeit unterschiedlicher Deichdichtungssysteme (DWA 2005)

Deichdichtungsschichten sind so anzuordnen, dass Druckpotentiale im Deichkörper teilweise oder vollständig reduziert werden oder der Sickerweg verlängert wird. Dabei wird in Abhängigkeit ihrer Einbindung in den gering durchlässigen Untergrund zwischen einer vollkommenen Dichtungsschicht und der unvollkommenen Dichtungsschicht unterschieden, wobei Wechselwirkungen in Abhängigkeit der hydraulischen Materialeigenschaften des Untergrundes und des Stützkörpers zu berücksichtigen sind (DWA 2005).

Allgemeine technische Anforderungen für Dichtungsschichten im Wasserbau sind in DWA-M 512-1 (2012) und für Dichtungssysteme im Deichbau in DWA (2005) zusammengetragen und resultieren aus einer Neubewertung des im Jahr 2002 aufgetretenen Elbehochwassers und seinen Folgeschäden. Demnach werden wasserseitige Dichtungen (z.B. mineralische Dichtungsschichten⁴) sowie innenliegende Dichtungen (z.B. Spundwände, Schlitz- und Schmalwände) baulich angeordnet, um den im Hochwasserfall anstehenden Strömungsdruck im Deich oder seinem Untergrund zu reduzieren. Hierdurch lassen sich Risiken der Erosion oder Suffosion vermindern sowie die Mengen des landseitig austretenden Dränwassers begrenzen. Durch eine intakte Dichtungsschicht wird die Sickerwasserlinie im Deichkörper niedrig gehalten, sodass hierdurch Standsicherheitsrisiken minimiert werden.

Generell können nach DWA-M 507-1 (2011) die unterschiedlichsten Materialien im Flussdeichbau als Dichtungsschicht eingesetzt werden, wenn neben dem Kriterium einer geringen Durchlässigkeit und ökologischen Verträglichkeit folgende Kriterien erfüllt sind:

⁴Gemäß BAW EAO (2002) zählen GTDs ebenfalls zu den mineralischen Dichtungsschichten

- die Beständigkeit gegen Erosion und Suffosion,
- die Alterungs- und Langzeitbeständigkeit,
- die Witterungsbeständigkeit (z.B. gegen Hitze, Frost, UV-Strahlung und Niederschlag),
- die Beständigkeit gegen mechanische Einwirkungen (z.B. Treibgut, Wellen, etc.),
- die Beständigkeit gegen chemische und biologische Einwirkungen (z.B. gegen Mikroorganismen, Wühltiere oder einer tiefgreifenden Durchwurzelung) und
- eine niedrige Verformbarkeit (ohne Beeinträchtigung der Materialeigenschaften) sowie eine hohe Festigkeit.

Die Verwendung von Baggergut zum Bau von Deichdichtungsschichten kann unter Einhaltung der o.g. Kriterien prinzipiell nicht ausgeschlossen werden (HTG 2021). In diesem Zusammenhang sind jedoch allgemeingültige Festlegungen für Grenzwerte einer „geringen Durchlässigkeit“ für mineralische ("weiche") Dichtungen nicht einheitlich definiert. Die Grenzwerte sind fallspezifisch festzulegen und ein Produkt der Bemessung. Demnach wird die zulässige maximale Leitfähigkeit der Dichtungsschicht aus der in der Bemessung festgelegten Permittivität ψ berechnet, d.h. aus der maximal zulässigen Wassermenge und der vorgesehenen Schichtmächtigkeit der Deichdichtungsschicht bzw. der Deichdeckschicht nach [Gl. 1].

$$\psi = \frac{k_s}{D} \quad (\text{DWA 2005; DWA-M 512-1 2012}) \quad [1]$$

Hierbei sind:

ψ die Permittivität [s^{-1}],

k_s die gesättigte hydraulische Leitfähigkeit [m s^{-1}] und

D die Schichtdicke (Deichdeck- oder Dichtungsschicht) [m].

Damit der Strömungsdruck im Deichkörper effektiv reduziert wird, empfehlen DWA (2005) und DWA-M 507-1 (2011), dass die maximale Leitfähigkeit der Dichtungsschicht mindestens $1 \cdot 10^{-2}$ geringer bemessen werden sollte als die im Stützkörper anstehenden leitfähigeren Schichten. Hieraus ergibt sich unter Berücksichtigung der im Deichbau üblicherweise verbauten Materialien sowie der zu erwartenden natürlichen Streubreite der Materialeigenschaften ein Richtwert von $1 \cdot 10^{-7} \text{ m s}^{-1}$ für die im Labor ermittelte hydraulische Leitfähigkeit (k_1 -Wert), die unabhängig von der Schichtdicke nicht überschritten werden sollte (DWA-M 512-1 2012).

Im Verkehrswasserbau werden dauerhaft beanspruchte mineralische Dichtungen auch verwendet, um eine übermäßige Infiltration in den Untergrund zu verringern. Für diese heute üblicherweise 20 cm dicken Dichtungsschichten werden k-Werte mit $k_1 \leq 1 \cdot 10^{-9} \text{ m s}^{-1}$ und $k_3 \leq 1 \cdot 10^{-8} \text{ m s}^{-1}$ gefordert (ZTV-W LB 210; RPW 2006). Der k-Wert der Dichtung darf hier im Bereich von Überlappungen, Stößen und Anschlüssen nicht größer sein als in der Fläche. Durch konstruktive Maßnahmen bzw. entsprechende Vorkehrungen ist sicherzustellen, dass sich der k-Wert des Dichtungsmaterials weder während des Einbaus noch im Betriebszustand unzulässig ändert (DWA-M 512-1 2012).

Zur konstruktiven Umsetzung von Dichtungsschichten im Hochwasserschutz im Flussdeichbau werden zur Gewährleistung ihrer Funktionalität Mächtigkeiten der Dichtungsschicht von $> 1 \text{ m}$ empfohlen. Um die Dichtungsschicht vor mechanischen, chemischen und biologischen Einwirkungen zu schützen und aufgrund ihrer Empfindlichkeit gegenüber Frost- und Tauwechseln sowie Trocknungsrisse muss die mineralische Dichtung darüber hinaus mit einer Deckschicht von mindestens 0,8 m

2. Grundlagen

inklusive der Vegetationsschicht geschützt werden (DWA 2005).

Um die Langzeitbeständigkeit der Dichtungsschicht zu erhöhen, wird ein zulässiger Organikanteil von $\leq 4 \text{ M}\%$ des Glühverlustes⁵ empfohlen. Bei höheren Anteilen bestehen prinzipiell Risiken der organischen Zersetzung in dessen Folge eine Volumenreduktion zur Erhöhung der Durchlässigkeit oder zu Setzungen führen kann. Im Sonderfall ist bei hohen Organikanteilen die Langzeitbeständigkeit der Dichtungsschicht nachzuweisen (DWA-M 512-1 2012).

Mineralische Dichtungsschichten werden lagenweise (Schichtmächtigkeit: 20 cm bis 40 cm; unverdichteter Zustand) oberhalb verformungsarmer Unterlagen aufgebracht. Die Schichten werden mit Baugeräten verdichtet, die eine knetende Wirkung (z.B. Schaffuß- oder Stampffußwalzen) oder eine statische Verdichtung bewirken. Dabei ist ein Verdichtungsgrad von $D_{pr} > 95 \%$ nachzuweisen. Sofern der geforderte Verdichtungsgrad nicht eingehalten wird, sind gesonderte Untersuchungen zur Standsicherheit und Durchlässigkeit erforderlich. Der Einbauwassergehalt sollte nah am Proctorwassergehalt w_{pr} liegen, wobei die Wassergehalte und die Verdichtungsgrade kontinuierlich zu überwachen sind (DWA 2005).

2.1.4 Dränung

In homogenen Deichen bilden sich bei lang andauernden Hochwassern hohe stationäre Sickerlinien aus, in dessen Folge freies Wasser entlang der landseitigen Böschung näherungsweise bei etwa $1/3$ der Deichhöhe austritt (SAATHOFF und WERTH 2003). Die hohe Sickerlinie wirkt sich ungünstig auf die Standsicherheit aus und ein unkontrollierter Wasseraustritt erhöht die Risiken von Erosionsschäden. Die konstruktive Anordnung von Dränelementen im Deichquerschnitt kann eine effektive und wirtschaftliche Methode darstellen, um diese Risiken zu vermindern und die Standsicherheit zu erhöhen (DWA-M 507-1 2011). Im Dränkörper wird anfallendes Sickerwasser aus dem Deichkörper (ggf. auch aus dem Untergrund) gesammelt und schadfrei nach außen geleitet (DWA-M 507-1 2011). In Abhängigkeit der baulichen Umsetzung und der Funktionsweise wird grundsätzlich zwischen aufgesetzten Dräns (z.B. Auflastdrän) oder innenliegenden Dräns (z.B. Fußdrän oder Sohldrän) nach Abb. 4 unterschieden.

⁵(vgl. LOI, nach DIN 18128 2002)

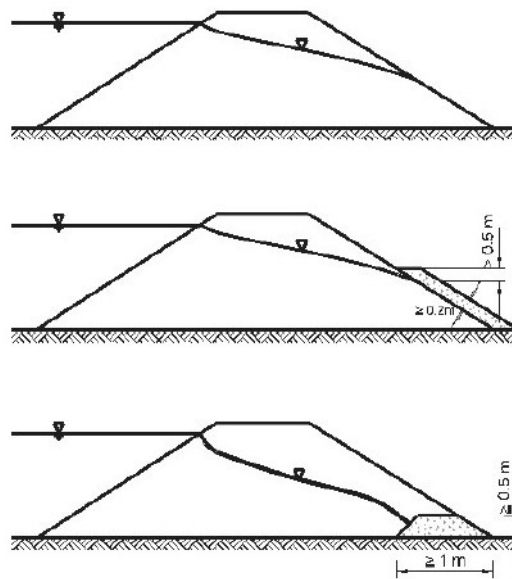


Abb. 4: Funktionsweise unterschiedlicher Dräntypen mit Angabe der Mindestmaße ihrer Dimensionierung; Oben: Homogener Deichquerschnitt ohne Drän mit Wasseraustritt entlang der landseitigen Böschung; Mitte: Homogener Deichquerschnitt mit Auflastdrän; Unten: Homogener Deichquerschnitt mit innenliegenden Drän und in den Fußpunkt hineinverlagerte Sickerlinie (BAW MSD 2011)

Wird ein Auflastdrän entlang der landseitigen Böschung am homogenen Altdeich aufgebracht, bleibt die stationäre Sickerlinie im Bestandsdeich unverändert, die Standsicherheit wird jedoch durch die Zunahme der statischen Auflast im Bereich des Böschungsfußes erhöht. Gleichzeitig werden Erosionsrisiken entlang der Wasseraustrittsfläche vermindert.

Bei innenliegenden Dräns hingegen wird die Sickerlinie in den Drän hineinverlagert, wobei die Standsicherheit durch die abgeminderte hydraulische Beanspruchung erhöht wird (DWA-M 507-1 2011). Diesbezüglich richten sich allgemeine Materialanforderungen an die druckfreie Führung des Sickerwassers im Grenzbereich Stützkörper-Drän unter Nachweiserbringung der hydraulischen Filterwirksamkeit (z.B. nach BAW MAK 2013). Der Durchlässigkeitsbeiwert k für mineralische Dräns sollte um zwei Potenzen größer sein als das zu dränende geringdurchlässige Material (DWA-M 507-1 2011). Neben den mineralischen Baustoffen als Dränmaterial können alle sonstigen Materialien als Dränmaterial verwendet werden, die den in DWA-M 507-1 (2011) und DIN 19712 (2013) genannten Kriterien entsprechen. Hierzu zählen Anwendungen von Dränrohren oder geosynthetischen Produkten zur Ausführung innenliegender Dräns. Aufgrund der unterschiedlichen Baustoffe und Dräntypen ergeben sich individuelle Anforderungen an die Bemessung, sodass die Dimensionierung der Dräns nach den in der harmonisierten EC 7 (DIN EN 1997-2:2010-10 2010) aufgeführten Nachweisen fallspezifisch vorgenommen wird. Neben den in der DWA-M 507-1 (2011) und DIN 19712 (2013) allgemeinen aufgeführten Grundsätzen zur Bemessung, gelten die in BAW MSD (2011) aufgeführten Bestimmungen zur Ausführung mineralischer Dräns.

Die Bestimmungen zur Dimensionierung von geosynthetischen Dränsystemen (Dränmatten) sind im Deichbau bisher uneinheitlich gefasst. Die Anwendung ist stets an das Produkt gekoppelt, sodass eine technische Ausführung projektspezifisch festzulegen ist. Eine allgemeine Vorgehensweise

2. Grundlagen

bezieht sich allerdings auf die Bemessung mineralischer Dräns unter der Nachweisführung, dass das verwendete geosynthetische Dränsystem ein Äquivalenzprodukt zum mineralischen Drän darstellt (SAATHOFF 2012). Ergänzende Bestimmungen beziehen sich i.d.R. Anwendungen im Straßenbau (s. Merkblatt über die Anwendung von Geokunststoffen im Erdbau des Straßenbaues, FGSV 549) sowie dem Deponiebau (z.B. GDA 2015).

2.2 Standsicherheit von Deichen und Versagensmechanismen

Nach DWA-M 507-1 (2011) und EAK (2020) müssen Deiche so konzipiert sein, dass sie für die in Betracht kommenden Belastungsfälle unter Berücksichtigung der Untergrundverhältnisse, der Deichgeometrien und der Materialeigenschaften standsicher sind. Dabei ist zu gewährleisten, dass das anfallende Sicker- und Dränwasser schadlos aus dem Deich abgeführt wird und das Bauwerk das in der Bemessung festgelegte Hochwasserereignis ohne Verlust der Standsicherheit kehren kann. Die TAW (1998) nennt in diesem Zusammenhang die in Abb. 5 aufgeführten Versagensarten.

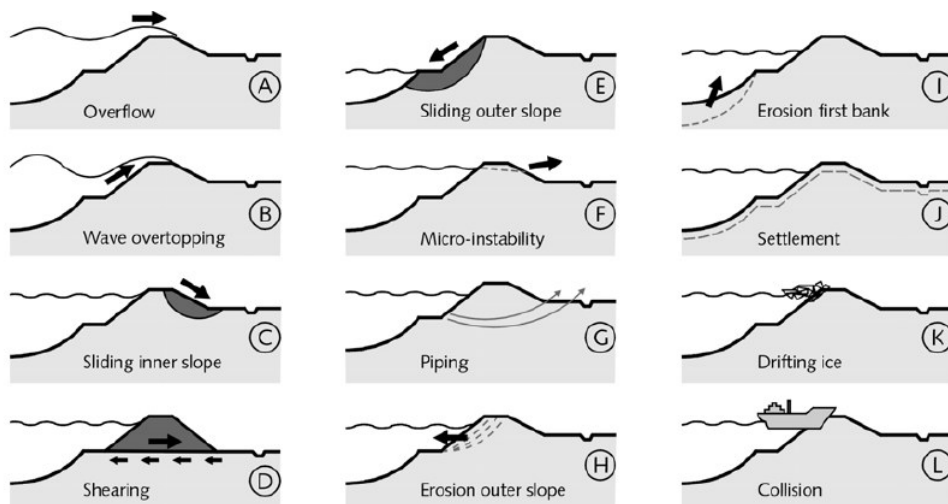


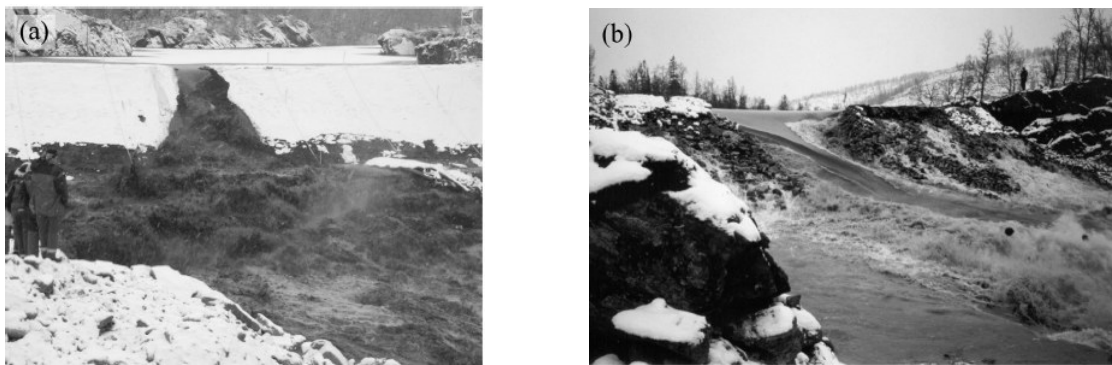
Abb. 5: Versagensfälle von Deichen (TAW 1998)

Die Risiken der in Abb. 5 aufgeführten Versagensarten variieren in Abhängigkeit der Bauwerkeigenschaften, der Historie sowie der lokalen Standortsituation. Das Risiko eines Versagens kann durch die Wahl geeigneter Baumaterialien unter Einhaltung charakteristischer Eigenschaften (z.B. der hydraulischen Leitfähigkeit, einer hohen Scherfestigkeit, einer hohen Verdichtung oder einer widerstandsfähigen Vegetationsdecke) sowie der Bauwerkgeometrie (z.B. durch flache Böschungsneigungen) vermindert werden.

Die Standsicherheit der in Abb. 5 E dargestellten Versagensart *Böschungsbruch* ist nach dem in DIN 4084 (2021) beschriebenen Lamellenverfahren (nach BISHOP) deterministisch nachzuweisen. In die Nachweisführung fließen die Scherparameter Kohäsion c , Reibungswinkel φ (Bestimmung nach DIN EN ISO 17892-10 2019; DIN EN ISO 17892-8 2018) sowie die erdfeuchten und unter Auftrieb wirksamen Wichten ein. Die dränierte Scherfestigkeit sinkt allerdings mit zunehmendem Wassergehalt und mit zunehmender Liquiditätszahl I_L . Der Reibungsbeiwert und die Kohäsion nehmen bei steigendem Wassergehalt ab. Das Wasser wirkt innerhalb des Korngerüsts als „Schmiermittel“. Bezüglich der Kohäsion reduzieren sich Adhäsionskräfte zwischen den Poren und der Festsubstanz. Der Ausnutzungsgrad der Standsicherheit wird hierdurch vermindert, wobei der Prozess durch ei-

ne schnelle Durchfeuchtung beschleunigt wird. Das Prinzip lässt sich auf weitere der in Abb. 5 dargestellten Versagensarten übertragen.

Abschätzen lassen sich die Risiken eines Deichversagens durch probabilistische Methoden (z.B. für Flussdeiche nach WEISSMANN (2014) und MÖLLMANN 2009) oder für Seedeiche (Nordsee) nach KORTENHAUS (2003)). Hierbei werden Eintrittswahrscheinlichkeiten der unterschiedlichen Einwirkungen sowie der Materialeigenschaften statistischer Verteilungsfunktionen zugeordnet und die Ausnutzungsgrade der Standsicherheit anhand von Monte-Carlo-Simulationen berechnet. KORTENHAUS (2003) identifiziert insgesamt 25 Versagensmechanismen, deren Eintrittswahrscheinlichkeiten auf Grundlage einer Fehlerbaumanalyse im zeitlichen Ablauf bestimmt werden. Demnach tritt ein Versagen erst dann auf, wenn ein Deich langfristig oder temporär ungünstig einwirkenden Beanspruchungen ausgesetzt ist und diese zu einer sukzessiv aufeinander folgenden Prozesskette der Materialschwächung führt, die in letzter Konsequenz ein Versagen des Bauwerks bewirken kann (Abb. 6).



(a) *Vorschädigung und initiale Überströmung mit fortschreitender Erosion* (b) *Breschenbildung und Erweiterung - Totalverlust der Standsicherheit*

Abb. 6: *Feldversuch zum Deichversagen; Norwegen (EBL 2003 zitiert in SCHMOCKER 2011)*

Ursachen der Deichbrüche, die aufgrund des Elbehochwasser im Jahr 2002 im Bundesland Sachsen entlang der Fließgewässer Elbe und Mulde auftraten, sind in HORLACHER, BIELAGK und HEYER (2005) zusammengefasst. Dabei führen die Untersuchungen der 84 Deichbrüche zum Ergebnis, dass mit 59,7% der überwiegende Teil der Deichbrüche durch das Überschreiten der Bemessungswasser (teilweise > 1 m) und der damit verbundenen Überströmung (landseitige äußere Erosion) hervorgerufen wurde. In lediglich 14,2% der Fälle trat ein äußeres Versagen, in 3,4% durch innere Versagensmechanismen und in 8,1% der Fälle durch ein Versagen des Untergrundes auf. Als Ursachen für ein Versagen, das nicht durch Überströmen induziert wurde, werden Untergrundverhältnisse, mangelnde Materialeigenschaften, Materialstörungen durch (Gehölz-)Bewuchs und Wühltiere sowie konstruktive Mängel genannt.

International werden Dammbüche durch die *International Commission on Large Dams* (ICOLD) dokumentiert (ICOLD 1995). Die Statistik zeigt, dass in 31% der dokumentierten Fälle ein Versagen in der Böschung durch Mechanismen der inneren Erosion ausgelöst wurden (17% durch die Böschung, 14% durch den Untergrund). Etwa 32% der Fälle wurden durch eine Überströmung verursacht, 26% durch Strukturversagen und 11% durch unbekannte Ursachen. FOSTER, FELL und SPANNAGLE (2000a) und FOSTER, FELL und SPANNAGLE (2000b) stützen sich auf Statistiken, wonach 48% der dokumentierten Versagensfälle größerer Dammbauwerke durch innere Erosion (Piping), 46% durch Überströmung und 4% durch Hanginstabilitäten auftraten.

2. Grundlagen

Die o.g. statistischen Zahlen der Dammbrüche lassen allerdings nur bedingte Schlussfolgerungen zum Versagen von Deichen zu, da sich Dämme und Deiche im Aufbau, der Funktion und in der Einwirkung per Definition prinzipiell unterscheiden. Ein direkter Vergleich ist somit nicht möglich. Zusätzlich ist zu berücksichtigen, dass solche Statistiken maßgeblich von der Erhebungsmethode (d.h. der Dokumentationsart, dem Untersuchungsumfang, der Schadensdefinition, usw.) abhängig sind. WEISSMANN (2014) sieht in diesem Zusammenhang beispielsweise eine Ursache für den an Deichen häufig dokumentierten Versagensfall durch Überströmung darin, dass sich diese Prozesse vergleichsweise gut beobachten lassen und vorab lange ankündigen. Andere Prozesse hingegen können sich im Deichkörper/Untergrund teilweise unerkannt (z.B. Piping) oder mit rascher Geschwindigkeit (z.B. Böschungsrutschungen) entwickeln. Anschließend lassen sich die genauen Ursachen anhand der Breschenausbildung bzw. dem Kolk postum nur schwer nachweisen.

Studien zum Versagen von aus feinkörnigen Baggergut hergestellten Deichen sind für den südlichen Ostseeraum nicht bekannt. Die in SAATHOFF, CANTRÉ und SIKORA (2015) aufgeführten Untersuchungsergebnisse zeigen am Beispiel des Rostocker Forschungsdeiches, dass ein aus Baggergutmaterial hergestellter Deich hohen hydrostatischen Belastungen über Zeiträume von mehr als 10 Tagen ohne Standsicherheitsverlust (nach Abb. 5 C, D, E und H) mehrfach widerstehen kann. Darüber hinaus zeigen SAATHOFF, CANTRÉ und SIKORA (2015) anhand von Überströmversuche, dass die Materialien bei etablierter Vegetationsdecke eine hohe Widerstandsfähigkeit gegen Oberflächenerosion aufweisen. Unklar ist, wie sich Baggergutmaterialien hinsichtlich der durch die innere Erosion induzierten Versagensmechanismen bewerten lassen, wenn sich ungünstig wirkende Materialeigenschaften (wie z.B. eine hohe hydraulische Leitfähigkeit) mit strukturellen Vorschädigungen (hervorgerufen aufgrund von Wühltieren oder Schrumpfungsrissen) überlagern.

2.2.1 Wühltiere

Als Wühltiere werden alle faunistischen Arten zusammengefasst, deren Lebensweise, Verhalten, Fortpflanzung und Nahrungssuche durch Grabaktivitäten (Bioturbation⁶) im und am Boden gekennzeichnet sind (BLUME, SCHEFFER und SCHACHTSCHABEL 2016). Der Begriff umschließt damit eine Vielzahl höchst unterschiedlicher Organismen, deren Aktivität zu mehr oder minder stark ausgeprägten Sicherheitsrisiken im Hochwasserschutz führen können und Materialeigenschaften des Bauwerkes überlagern.

Vergleichsweise große Schäden an Damm- und Deichbauwerken sowie an Uferbefestigungen von Fließgewässern können durch den europäischen Biber (*Castor fiber*, Abb. 7a), durch Bisame (*Ondatra zibethicus*, Abb. 7b) oder Nutria (*Myocastor coypus*, Abb. 7c) hervorgerufen werden, deren Folgeschäden Uferabbrüche und Uferleinbrüche, Böschungsrutschungen oder Unterspülungen sein können und somit die Standsicherheit gefährden (DWA-M 608-1 2017, DWA-M 608-2 2023).

⁶Die *Bioturbation* bezeichnet durch Bodenorganismen hervorgerufene Prozesse, in denen Bodenmaterial eines oder mehrerer Bodenhorizonte vermischt werden und sich dabei die Grenzen der Bodenhorizonte vermischen (BLUME, SCHEFFER und SCHACHTSCHABEL 2016).



Abb. 7: In Deutschland beheimatete semiaquatische Wühltierarten (Bildquelle: (BELL-MANN *et al.* 2018))

Zunehmende Populationszahlen und eine semiaquatische Lebensweise dieser Tiere verschärfen seit einigen Jahren das Konfliktpotential im Hochwasserschutz. Aus diesem Grund wurden bereits in der Vergangenheit in den DVWK-Merkblättern sowie den überarbeiteten Auflagen in den Merkblättern DWA-M 608-1 (2017) und DWA-M 608-2 (2023) Empfehlungen zum Umgang mit diesen Tieren aufgeführt, die Hilfestellung bei der Arterkennung und ihrer charakteristischen Schäden bieten sowie Vorgehensweise bei der Bekämpfung als auch konstruktive Maßnahmen zur Vermeidung der Tiere benennen. Eine aktive Bekämpfung ist allerdings nur bei den als nicht schützenswürdig eingestuften Arten (z.B. Bisam und Nutria) möglich, wobei aktive Maßnahmen wie die Bejagung sowie passive Maßnahmen wie der Beköderung oder das Aufstellen von Fallen praxisnah sind. Da der europäische Biber durch die FFH-Richtlinie besonders geschützt ist, dürfen zur Sicherung von Hochwasserschutzanlagen primär lediglich passive Maßnahmen zur Vermeidung veranlasst werden. Sie umfassen konstruktive Maßnahmen wie die Verlegung von Kiesbetten und Drahtgittern, die Ausgestaltung flacher Böschungsneigungen oder vertikaler Barrieren (ARNDT 2015). Im Rahmen der Deichpflege kann dem Biber durch eine Reduzierung des Gehölzwuchses die Bausubstanz (und teilweise die Nahrungsgrundlage) entzogen werden, die zur Erstellung seiner charakteristischen Holzdamme und Biberburgen notwendig ist. Solche Maßnahmen sind allerdings nur dann möglich, wenn es die hydraulische Situation zulässt und naturschutzrechtlichen Belange eingehalten werden (DWA-M 608-2 2023). Eine Umsiedlung der Tiere wird i.d.R. nur unter Ausnahme und nur nach sorgfältiger Prüfung gestattet.

In einer vom DVWK in Auftrag gegebenen Erhebung wurden Schäden durch Wühltiere an Flussdeichen anhand der Meldezahlen und befallenen Deichabschnitte statistisch erfasst (DVWK-M 226 1993). Demnach sind weitere heimische Wühltierarten, die Schäden an Deichbauwerken anrichten, die Schermaus, die Wanderratte, der Maulwurf, der Fuchs, der Dachs, die Feldmaus oder das Wildkaninchen (Abb. 8).

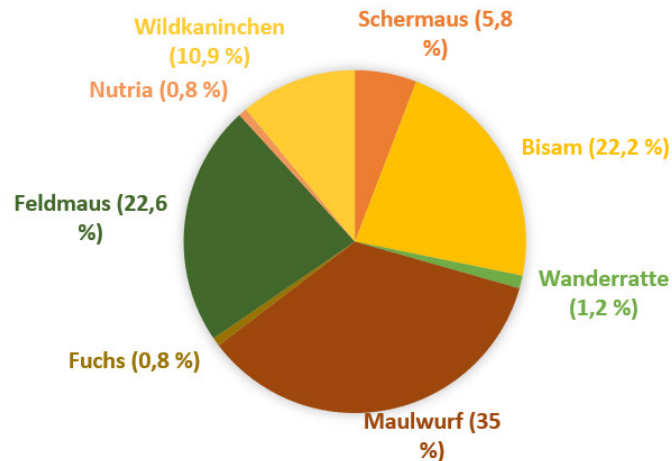


Abb. 8: Anteil an Flussdeichen nachgewiesener Wühltiere (DVWK-M 226 1993)

Füchse und Dachse legen etwa 40 cm breite Einzelgänge an, die wenige Meter Tiefe erreichen. Obwohl die Bauten in der Art und Intensität mit denen in DWA-M 608-1 (2017) beschriebenen Bauten vergleichbar sind, treten Schäden an Deichbauwerken vergleichsweise selten auf. Die durch Wildkaninchen verursachten Schäden treten mit 10,9% der Meldungen weitaus häufiger auf. Die in Kolonien zusammenlebenden Tiere legen verzweigte Gänge mit Längen von bis zu 45 m und Tiefen von bis 3 m an (BELLMANN et al. 2018).

Mit 35% der gemeldeten Wühltieraktivitäten an Flussdeichen ist der europäische Maulwurf (*Talpa europaea*, Abb. 9a) die am häufigsten gemeldete Wühltierart. Demnach konnte in 72% der untersuchten Flussdeichabschnitte der Maulwurf nachgewiesen werden. Als zweithäufigster Vertreter wurde mit 22,6% der Schadensmeldungen die Feldmaus (*Microtus arvalis*, Abb. 9b) angezeigt. In 46% der in der Erhebung untersuchten Deichabschnitte konnte eine Aktivität dieser Tiere festgestellt werden. Von den Schermäusen ist in Deutschland lediglich die Ostschermaus (*Arvicola terrestris*; häufig auch Wasserratte genannt, Abb. 9c) vertreten. Diese semiaquatisch lebende Art hat eine Kopf-Rumpflänge von bis zu 20 cm und ist somit die größte beheimatete Wühlmausart (BELLMANN et al. 2018). Sie wurde in 5,8% der gemeldeten Schäden an Flussdeichen nachgewiesen.



(a) Maulwurf

(b) Feldmaus

(c) Ostschermaus

Abb. 9: An deutschen Flussdeichen häufig vorkommende Kleinwühltierarten (Bildquelle: BELLMANN et al. (2018))

Der in Deutschland beheimatete europäische Maulwurf lebt als Einzelgänger überwiegend in seinen selbstgebauten Gängen im Boden. Zur Anfertigung der Gänge wird Bodenmaterial mit den zu Grabwerkzeugen ausgebildeten Vordergliedern gelockert und anschließend mit dem Kopf in

Richtung Ausgang bewegt. Hierdurch entstehen die für die Art charakteristischen Maulwurfshügel, die in Abhängigkeit der Bodenverhältnisse in Abständen von etwa 0,5 m bis 1 m auftreten und typischerweise Höhen von etwa 0,25 m erreichen. Die Gänge haben einen Durchmesser von etwa 6 cm, verlaufen in etwa 10 cm bis 20 cm Tiefe radial zur Bruthöhle und sind untereinander verbunden. Ein einzelnes Individuum besiedelt durchschnittlich ein Revier von etwa 2000 m² und verteidigt dieses außerhalb der Paarungszeit territorial aggressiv. Als Nahrung werden Regenwürmer und Insekten vertilgt, die beim Graben und Abflauen der Gänge aufgespürt werden. Häufig werden die Regenwürmer mit einem Abbeißen der vorderen Segmente gelähmt und anschließend in einer der angelegten Futterkammern gehortet. Der Maulwurf hält keinen Winterschlaf und zieht sich in den kälteren Wintermonaten häufig in tiefere Bereiche seines Gangsystems zurück (WITTE 2006).

Im Winter wird gelegentlich eine „Maulwurfsburg“ angelegt, die häufig von einem ringförmigen Belüftungssystem umgeben ist und unter der sich das Nest befindet. In Ausnahme wird bei besonders nasser Witterung und fehlender Ausweichmöglichkeit das Nest oberirdisch in einer „Sumpfburg“ angelegt. Generell können die Verhaltensgewohnheiten der Tiere standortspezifisch variieren (WITTE 2006). Der Maulwurf ist nicht vom Aussterben bedroht. Als wichtiger Nützlichling und Schädlingsbekämpfer wird er jedoch in der Bundesartenschutzverordnung Anlage I als *besonders schützenswürdig* geführt. Das Töten der Tiere ist somit verboten und lediglich Maßnahmen zur Vergrämung sind legitim.

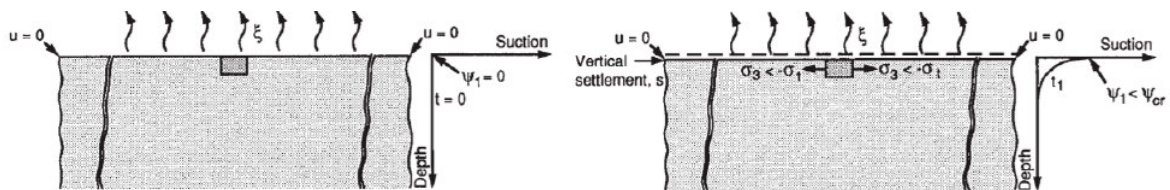
Die Feldmaus (*Arvicola terrestris*) gehört zur Unterfamilie der Wühlmäuse (*Arvicolinae*), zu der ebenfalls auch Rötelmäuse, Bisame und Schermäuse zählen. Die Kopf-Rumpf-Länge der Feldmaus beträgt 9 cm bis 12 cm. Die Tiere besiedeln überwiegend Kulturlandschaften wie Äcker, kurzgrasige Wiesen und Weiden, teilweise auch Dünen und trockene und sehr offene Kiefernwälder. Als Nahrung werden Gräser, Kräuter, Sämereien und Getreide bevorzugt. Sie leben in mäßig dichten bis sehr dichten Kolonien in komplexen Erdbauten. Als klassischer Vertreter der r-Strategen sind Populationen bei günstigen Bedingungen häufig zyklischen und starken Schwankungen unterworfen, sodass in einzelnen Arealen lokal und temporär eine größere Anzahl der Tiere nachgewiesen werden kann. Die Eingänge der Bauten sind über ein verzweigtes System oberirdischer und zum Teil viele Meter langer charakteristischer Laufgänge miteinander verbunden. Die einzelnen Nestkammern liegen meist in etwa 50 cm Tiefe. Die Feldmaus hält keinen Winterschlaf. In Deutschland ist der Bestand ungefährdet und steht nicht unter Naturschutz (BELLMANN et al. 2018).

Zu den Vertretern der Kleinstwühltiere zählen auch zahlreiche Arten der Insekten wie Ameisen, Asseln oder Weichtiere wie Regenwürmer (*Lumbricidae*), die durch ihre Aktivität den Oberboden lockern, ihn damit belüften, Nährstoffe umlagern und organische Bestandteile mineralisieren. Dem anözisch lebenden in Deutschland weit verbreiteten gemeinen Regenwurm (*Lumbricus terrestris*) kommt damit ein hoher Stellenwert in der Erhaltung von Ökosystemen zu, da er durch seine Aktivität das Pflanzenwachstum fördert (BLUME, SCHEFFER und SCHACHTSCHABEL 2016). Die Besiedelungsdichte des Regenwurms je m² variiert in Abhängigkeit des Standortes stark und wird mit 1 - 3 Individuen (GISI 1990) bis hin zu 100 - 300 Individuen auf intakten Grünlandflächen angegeben (PFIFFNER 2013). Regenwürmer legen Röhren im Boden an, deren Verläufe artenabhängig sind (KOBEL-LAMPARSKI und LAMPARSKI 1987). Der gemeine Regenwurm legt senkrechte bis zu 100 cm tiefe und etwa 0,5 cm breite Röhren im Boden an (PAGENKEMPER et al. 2015). Zur Nahrungsaufnahme werden Pflanzenreste von der Oberfläche in die Regenwurmröhre gezogen und mit zunehmendem Zersetzungsgrad als Nahrung aufgenommen.

2. Grundlagen

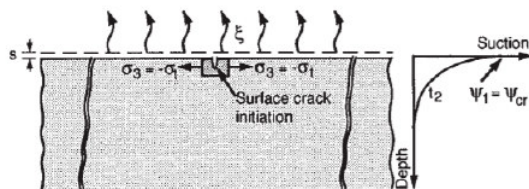
2.2.2 Schrumpfrisse

Witterungsbedingt können nach längeren Trocken- und Feuchtperioden aufgrund von Wassergehaltsänderungen in den Deichdeck- und dichtungsschichten Schrumpfungs- und Quellprozesse auftreten. Dabei sind insbesondere Bodenmaterialien betroffen, deren bodenspezifische Eigenschaften durch hohe Feinkorn- oder Organikanteile gekennzeichnet sind (RICHWIEN, POHL und VAVRINA 2010; POHL 2009). Eine bei trockener Witterung auftretende Volumenabnahme des Materialkörpers führt zu den in Abb. 10 dargestellten inneren Spannungszuständen, wobei die Überschreitung der Grenzzustände die Bildung von Schrumpfrissen zur Folge hat.

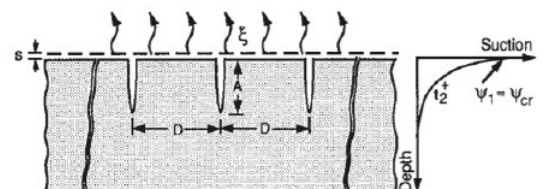


(a) Ausgangszustand: Vollsättigung und Gleichgewichtsbedingung der inneren Spannungen

(b) Wasserentzug und Volumenabnahme führt zu vertikaler Setzung; innere Spannungen unterschreiten die kritische Spannung



(c) Bildung primärer Schrumpfrisse mit Überschreitung der durch den Boden aufnehmbaren kritischen Spannung



(d) Aufweitung der primären Schrumpfrisse und Bildung sekundärer Schrumpfrisse mit zunehmender Volumenreduktion

Abb. 10: Schematische Darstellung zur Entstehung von Schrumpfrissen (KONRAD und AYAD 1997)

Die Schrumpfungs- und Quellprozesse sind durch Wechselwirkungen zwischen den festen Partikeln und dem sie umgebenden Wasser bedingt. Sie sind abhängig von der Benetzbarkeit, dem Ausmaß der Wasseradsorption der festen Teilchen sowie der Oberflächenspannung des Wassers in der Bodenmatrix. Die Volumenänderung ist dabei isotrop und resultiert aus dem Meniskenentzug des Porenwassers. Der Boden kann dieser Zugspannung nur in vertikaler Richtung folgen, da in der Horizontalen das Aneinanderdrücken der Partikel durch die Reibung der tieferen Schichten behindert wird. Das Bodenpaket zerreißt daher beim Schrumpfen (KONRAD und AYAD 1997).

Die während der Entwässerung auftretende isotrope Volumenabnahme ist abhängig von den zu entwässernden Porenräumen und wird nach Abb. 11 in vier Phasen eingeteilt.

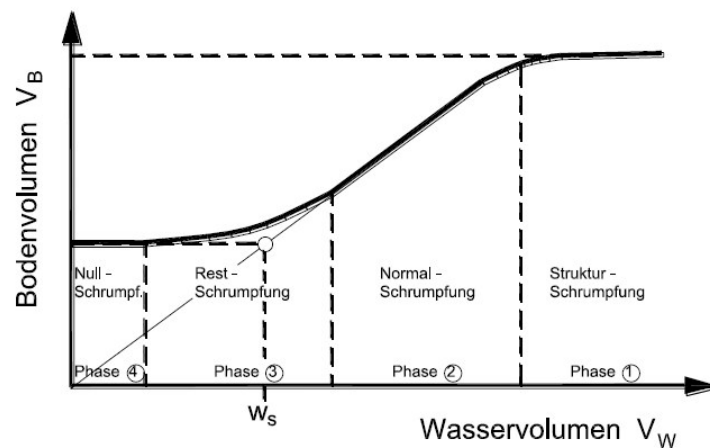


Abb. 11: Phasen der Schrumpfung (DÜLLMANN 2014)

Die Phase 1 (Strukturschrumpfung) ist durch eine Entleerung der Grobporen sowie dem Übergang vom gesättigten zum teilgesättigten Zustand des Bodens gekennzeichnet. Eine Volumenabnahme des Bodenkörpers tritt in dieser Phase zunächst nicht auf. In Phase 2 (Normalschrumpfung) entspricht ein weiterer Wasserverlust der Volumenabnahme des Bodens, in dessen Folge eine Rissbildung auftreten kann. Die Volumenabnahme des Bodens führt hier zur Annäherung der Bodenteilchen zueinander und bewirkt damit eine Zunahme der Trockenrohdichte ρ_d sowie die Abnahme der Porenzahl⁷ e . Die Phase 3 (Restschrumpfung) tritt bei starker Trockenheit auf und bewirkt eine Abnahme des Bodenwassergehaltes bis unterhalb der Ausrollgrenze w_P . In diesem Zustand sind kaum noch Annäherungen der Bodenpartikel zueinander möglich, sodass die Volumenabnahme des Wasserverlustes größer ist als die Volumenabnahme des Bodens. In Phase 4 (Nullschrumpfung) erreichen die Bodenpartikel ihre kompakteste Lagerung, sodass sich eine weitere Volumenabnahme durch Wasserentzug nicht mehr auf die Änderung des Bodenvolumens auswirken kann. Bei zunehmendem Wassergehalt können sich die Phasen anschließend wieder umkehren, wobei eine bedingt reversible Quellung des Bodenkörpers einsetzt (BLUME, SCHEFFER und SCHACHTSCHABEL 2016; DÜLLMANN 2014)⁸.

Die bedingt reversiblen Zyklen der Quell- und Schrumpfungsvorgänge und der damit verbundenen Rissbildung sind abhängig von der Bodenhistorie und ein Teil der Pedogenese. Durch Materialumlagerungen werden die Risse teilweise wieder locker verfüllt. Hierdurch wird einerseits das Wurzelwachstum in tiefere Horizonte begünstigt und Bruchstellen bleiben erhalten (BLUME, SCHEFFER und SCHACHTSCHABEL 2016). Eine Sanierung rissbeeinflusster Deichdeck- und Dichtungsschichten ist daher lediglich unter dem Eintrag mechanischer Einwirkungen sowie dem Einsatz kinetischer Energie möglich (vgl. SÄNGER und SCHRICKEL 2010).

POHL (2009) beschreibt eine Methode zur Abschätzung potenzieller Schrumpfrisstiefen für Deichdeckschichten. Sie basiert auf dem Ansatz der Bestimmung der horizontalen Bodenspannung σ_h [Gl. 2], die infolge der Wassergehaltsänderung in Abhängigkeit der Bodentiefe auftritt. Unter Kenntnis der im Laborversuch ermittelten aufnehmbaren horizontalen Spannung σ_t wird anschließend die Risstiefe nach Abb. 12d grafisch ermittelt.

⁷Definition Porenzahl s. Anh.-A [Gl. 62]

⁸siehe RICHWIEN, POHL und VAVRINA (2010)

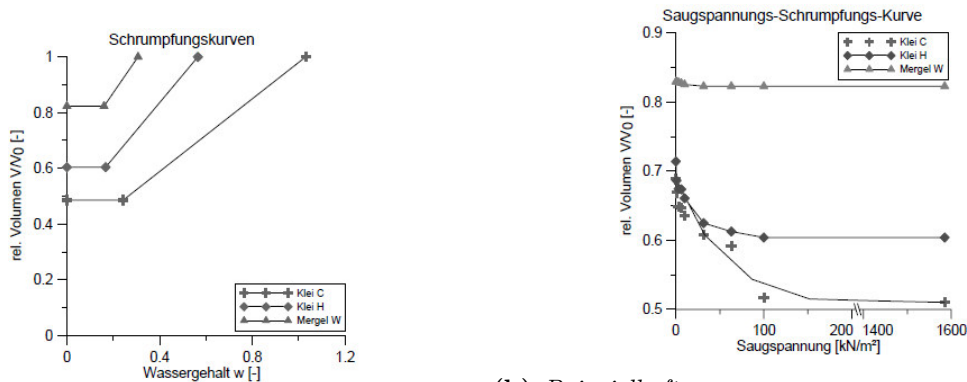
2. Grundlagen

$$(\sigma_h - u_a) = \frac{v}{1-v}(\sigma_v - u_a) - \frac{E}{H(1-v)}(u_a - u_w) \quad (\text{POHL 2009}) \quad [2]$$

mit:

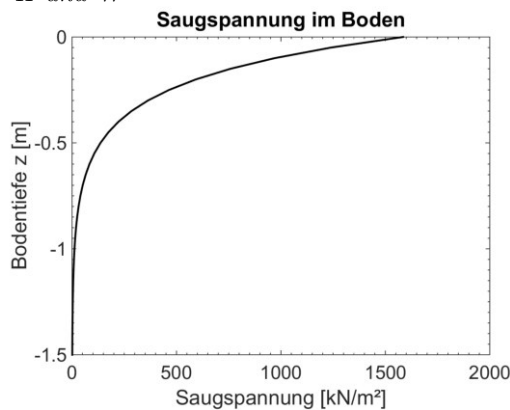
- σ_h der horizontalen Bodenspannung [kN m^{-2}],
- σ_v der vertikalen Bodenspannung [kN m^{-2}],
- u_a dem Atmosphärendruck [kN m^{-2}],
- u_w der Saugspannung des Bodens [kN m^{-2}],
- v der Querdehnungszahl [1],
- E dem Elastizitätsmodul [kN m^{-2}] und
- H dem räumlichen Elastizitätsmodul [kN m^{-2}].

Der erforderliche Elastizitätsmodul E wird nach DIN EN ISO 17892-5 (2017) im Ödometerversuch ermittelt. Zur Ermittlung des räumlichen Elastizitätsmoduls H werden die in DIN 18122-2 (2022) ermittelten Schrumpfgrenzen und Volumenänderungen (Abb. 12a) in Beziehung zur nach DIN EN ISO 11274 (2020) ermittelten Saugspannungskurve gesetzt und anschließend grafisch abgelesen (Abb. 12b). Als Saugspannungskurve im Bodenprofil dienen idealisierte und an Laborwerte angepasste Kurven. Die Risstiefe wird anschließend am Schnittpunkt der aus [Gl. 2] rechnerisch bestimmten Kurve der Horizontalspannung und der aufnehmbaren Horizontalspannung abgelesen (Abb. 12d).

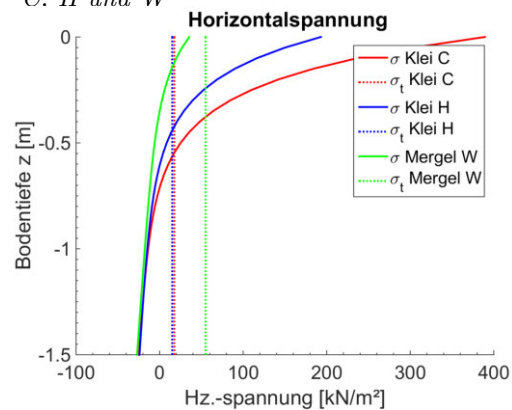


(a) Beispielhafte Schrumpfungskurve der Böden C, H und W

(b) Beispielhafte Saugspannungs-Schrumpfungskurve der Böden C, H und W



(c) Beispielhafte Saugspannung in Abhängigkeit der Bodentiefe



(d) Beispielhaftes Diagramm zur Bestimmung der Schrumpfungsrisstiefe der Böden C, H und W

Abb. 12: Berechnungsbeispiel zur Bestimmung der Schrumpfungsrisstiefe (POHL 2009)

Für eine Austrocknungstiefe $z_A = 1,5$ m wird nach o.g. Methode für drei Deckschichtmaterialien (Klei C, Klei H und Mergel W; Eingangsgrößen s. Anh.-C Tab. 30) die Tiefe der Hauptrisszone mit 0,6 m; 0,45 m sowie 0,0 m berechnet (POHL 2009). Die Risstiefe des Mergels W ist rechnerisch nicht vorhanden, weil die aufnehmbaren Horizontalspannungen stets größer sind als die durch die Schrumpfung hervorgerufenen Horizontalspannungen. Die Methode verdeutlicht, dass die Ausbildung von Schrumpfungsrissen von drei Faktoren abhängt: a) der Austrocknungstiefe z_A ; b) dem Schrumpfverhalten des Bodens und c) der aufnehmbaren Horizontalspannung.

Als Beispiel zur Ausbildung von Schrumpfungsrissen in Deichdeckschichten herkömmlicher Deichbaumaterialien können die in JALAI, SIMS und FAMOURI (2006) oder ALTERA (2013) aufgeführten Untersuchungsergebnisse genannt werden. Dabei zeigen Schurfgrabungen, dass die beobachteten Schrumpfungsrisse einer vertikalen Ausrichtung folgen und Risstiefen von $> 1,2$ m erreichen (Abb. 13).



Abb. 13: Schurfgrabung einer Kleideckschicht mit freigelegtem Schrumpfungsriss; Niederlande (ALTERA 2013)

In Bezug auf die Anwendung von feinkörnigen organikreichen Baggergutmaterialien als Deckschichtmaterial treten Schrumpfungsrisse regelmäßig in Erscheinung. Beispiele hierfür sind die in SAATHOFF, CANTRÉ und SIKORA (2015) beobachteten Schrumpfungsrisse in den Deckschichten sowie den Testfeldern oder den in OING, GRÖNGRÖFT und ESCHENBACH (2020) untersuchten Materialien, deren Strukturbildung mit einer Zunahme des Infiltrationsvermögens in Zusammenhang gebracht wird.

Durch Schrumpfungsrisse durchzogene Deck- und Dichtungsschichten erhöhen das Risiko eines Deichversagens, da hierdurch Infiltrationsraten maßgeblich erhöht werden und somit die Deichdurchfeuchtung signifikant beschleunigt wird. Sie bilden Angriffspunkte für Wellendruckschläge, begünstigen Gleitfugen und bilden Rillen, in denen das Material bevorzugt erodiert.

2.2.3 Versagensmechanismen durch innere Erosion

Mit Verweis auf die in Abb. 5 aufgeführten Versagensarten sowie den in SAATHOFF, CANTRÉ und SIKORA (2015) beschriebenen Untersuchungsergebnissen kommen zur Einschätzung der Baggergutmaterialien hinsichtlich der Standsicherheitsbetrachtung in erster Linie Versagensmechanismen der inneren Erosion infrage. Zu nennen sind die in Abb. 5 G und F schematisch angedeuteten Prozesse

2. Grundlagen

der Tunnelerosion (Piping) und der Mikroinstabilität (Suffosion), die in Zusammenhang der in Abs. 2.2.1 und Abs. 2.2.2 genannten Strukturschwächungen für die Bewertung des Baggerguts am Beispiel des Rostocker Forschungsdeiches bedeutungsvoll sind.

Suffosion: Der Begriff Suffosion (eng. *suffusion*) umfasst Mechanismen der inneren Materialumlagerung, die sich aufgrund hoher Strömungsdrücke im Erdkörper und aus der Kornzusammensetzung des Deichmaterials ergeben. Bei stark intermittierenden Körnungslinien bewegen sich die Partikel mit sphärisch kleinen Durchmessern innerhalb der Porenräume des gröberen Korngerüstes (BUSCH et al. 1993, WITT 2014). Infolge der Suffosion bilden sich Hohlräume (Dolinen) sowie Senklöcher am Deichkörper, wobei die hierdurch auftretende Vorschädigung als Auslöser für ein beginnendes Versagen durch weitere Prozessmechanismen (z.B. Überströmen, Böschungsrutschungen) einsetzt. Durch die Materialumlagerung erhöhen sich die Porendrücke im Deich, sodass sich die Risiken eines Versagens durch sekundäre Mechanismen erhöhen (WAN und FELL 2004a). Beispiele, in denen die Suffosion als Auslöser für das Versagen an Dammbauwerken in Erscheinung trat, sind in CFGB (1995) genannt. Um die Risiken der Suffosion zu reduzieren, empfiehlt die DIN 19712 (2013) den Einbau von Materialien, deren geometrische Nachweisführung auf Basis von Körnungslinien und Kennzahlen nach BAW MAK (2013) erbracht ist.

Tunnelerosion: Als Tunnelerosion (engl. Piping) werden zusammenfassend Erosionsprozesse im Boden bezeichnet, in der sich entgegen der Strömungsrichtung des Wassers aufgrund von Materiallockerung und anschließenden Umlagerung sukzessiv eine tunnelartige Röhre ausbildet. Der Prozess gliedert sich dabei in eine Initiale Phase (Beginn der ersten Materialumlagerung), der Fortführung (Verlängerung des Tunnels durch rückschreitende Erosion) sowie der Tunnelentwicklung (concentrated leak erosion), die durch eine Aufweitung der Tunneldurchmesser charakterisiert ist, nachdem der Tunnel die freie Wasserspiegellage erreicht hat (FELL et al. 2003; WAN und FELL 2004b).

Um Materialien bezüglich der Erosionswiderstandsfähigkeit der Tunnelerosion zu bewerten, schlagen WAN und FELL (2004b) den Hole Erosion Test (HET) vor, der seitdem stetig modifiziert wurde (vgl. LIM 2011, LUTHI 2011, INDRARATNA et al. 2008 und HAGHIGHI et al. 2013). Im HET-Versuch strömt Wasser während der Versuchsdurchführung durch eine Materialprobe, in deren Mitte vor Versuchsbeginn eine Röhre gebohrt wird. Die hierdurch hervorgerufene Scherspannung bewirkt entlang der Wand eine Materialerosion, die bezüglich der Geschwindigkeit und der kritischen Scherspannung quantitativ bestimmt werden kann. Dabei wird nach WAN und FELL (2004b) eine lineare Beziehung zwischen der Scherspannung und der Erosionsrate nach [Gl. 3] angenommen.

$$\epsilon_t = C_e(\tau_t - \tau_c) \quad (\text{WAN und FELL 2004b}) \quad [3]$$

mit:

- ϵ_t der Erosionsrate zum Zeitpunkt t [$\text{kg s}^{-1} \text{m}^{-2}$],
- C_e dem Erosionskoeffizient [s m^{-1}],
- τ_t der Oberflächenscherspannung im Zeitpunkt t [N m^{-2}] und
- τ_c der kritischen Oberflächenscherspannung [N m^{-2}].

Die im HET-Versuch ermittelten Größen können zur Simulation eines Deichbruchs bzw. der Brechenaufweitung verwendet werden. Darüber hinaus können im HET-Versuch vergleichsweise hohe Strömungsdrücke appliziert werden, die in den Überströmversuchen nur unter sehr hohem Aufwand möglich wären. Der HET-Versuch stellt somit eine geeignete Methode dar, Deichbaumaterialien

hinsichtlich einer hohen Leitfähigkeit, die in Kombination struktureller Schwachstellen auftritt, zu bewerten.

2.3 Bodenphysikalische Grundlagen der Wasserbewegung im porösen Medium

Die Wasserbewegung im Boden ist ein komplexer Prozess. Maßgebliche Eigenschaften werden dabei in erster Linie durch die Morphologie der Bodenporen geprägt, wie die Porengrößenverteilung, die Form und die Vernetzbarkeit, die als Materialeigenschaft des Baggerguts aufgefasst werden.

In der deterministischen Bemessung von Deichbauwerken sind effektive Materialeigenschaften anzunehmen, die das Verhalten der Durchströmung hinreichend genau beschreiben. Gleichzeitig werden Materialeigenschaften durch Prozesse beeinflusst, die auf sehr kleinskalierten Ebenen ablaufen und heterogenen Streuungen unterliegen. In den folgenden Abschnitten werden bodenphysikalische Grundlagen der Wasserbewegung im porösen Medium daher näher erläutert, die neben einer ingenieurtechnischen Perspektive den Fokus ebenfalls auf die kleinskalierte Ebene richtet. Die Grundlagen sind für das Verständnis der numerischen Modellierung erforderlich und notwendig für die Einschätzung der Materialeigenschaften des feinkörnigen organikreichen Baggerguts.

2.3.1 Gesättigte hydraulische Leitfähigkeit - Darcy (1856)

Die Wasserbewegung im Boden wird durch den Gradienten i [1] angetrieben und beschränkt sich auf den im Boden verfügbaren Porenraum. Analog zur Rohrhydraulik treten auch bei der Durchströmung des Porenraums an den Kontaktflächen der Feststoffe Reibungsverluste auf, die zwischen dem bewegten Wasser und der Kontaktfläche zu überwinden sind (Abb. 14). Die hierdurch entgegen der Fließrichtung wirkende Kraft wird als Strömungsdruck bezeichnet (FRANKE 1967).

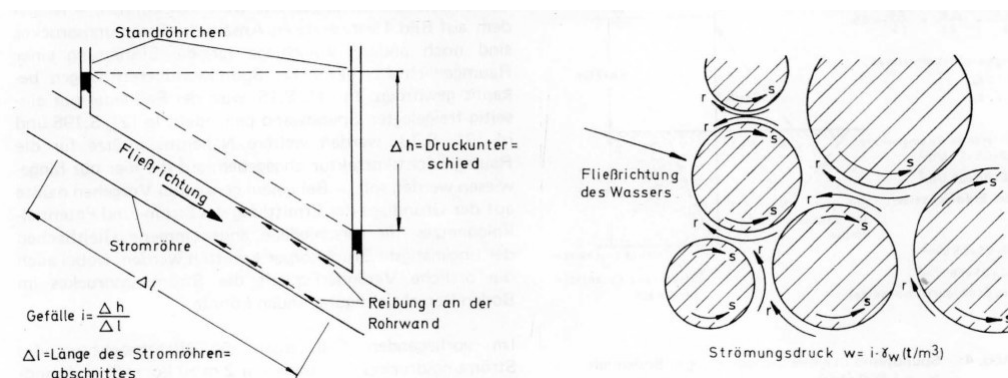


Abb. 14: Strömungsdruck; Links: Druckverhältnisse und Gefälle in einem durchströmten Rohr; Rechts: Reibung r und Strömungsdrücke s bei der Durchströmung poröser Medien (FRANKE 1967)

Im Fall der Rohrdurchströmung kann die Reibung als Schubspannung zwischen Wasser und Leitungswand verstanden werden, die einerseits als Reaktionskraft (r) auf das Wasser entgegen der Fließrichtung wirkt (Bewegungsenergie des Fluids wird reduziert) und andererseits als eine auf die Leitungswand einwirkende Aktionskraft (s) aufgefasst werden kann (Abb. 14 links). Unter der

2. Grundlagen

Annahme, dass sich Wasser im Boden durch ein Porensystem mit angrenzender Festsubstanz bewegt, lässt sich dieses Konzept auf den Boden übertragen, wobei sich die Gerinnewand nun auf das durchströmte Bodenvolumen bezieht (Abb. 14 rechts). Die an den Einzelkörnern angreifenden Reibungsschubspannungen summieren sich zu einer auf das durchströmte Bodenvolumen wirkenden Kraft auf. Sie wirkt ebenfalls entgegen der Fließrichtung und wird, auf das Volumen bezogen, als Strömungsdruck (w) bezeichnet (FRANKE 1967). Die auftretende Reibungskraft bewirkt im Boden eine Reduzierung des Strömungsdrucks (Strömungsenergie) und führt somit zu einem Potentialabbau im Deich (vgl. Abb. 3)

Im gesättigten Boden wird die Filterfließgeschwindigkeit v_F näherungsweise durch das Gesetz von DARCY (1856) nach [Gl. 4] beschrieben. Es drückt einen Sonderfall der NAVIER-STOKES-Gleichung aus und besagt, dass die Fließgeschwindigkeit proportional konstant zum hydraulischen Gefälle ist:

$$v_F = \frac{q}{A} = -k_s \cdot i = v_a \cdot n_e \quad [4]$$

Hierbei sind:

v_F die Filtergeschwindigkeit [m s^{-1}],

q die Durchflussrate [$\text{m}^3 \text{s}^{-1}$],

A die durchströmte Querschnittsfläche [m^2],

i der hydr. Gradient [1] mit $i = \Delta h / \Delta x$; mit den Wasserständen h [m] und den Koordinatenpunkten x [m],

k_s der hydraulische gesättigte Durchlässigkeitsbeiwert als Proportionalitätskonstante des Filtermediums [m s^{-1}],

v_a die mittlere Abstands- bzw. Porengeschwindigkeit [m s^{-1}] und

n_e der effektive Porenanteil [1].

Die Proportionalitätskonstante des Durchlässigkeitsbeiwertes wird fortführend als gesättigte hydraulische Leitfähigkeit (k_s -Wert⁹) bezeichnet. Die Filterfließgeschwindigkeit wird aus der Durchflussrate (q) und seiner durchströmten Fläche (A) anhand von Laborversuchen nach DIN EN ISO 17892-11 (2021) bestimmt. Da sich die Wasserbewegung auf den Anteil des effektiven Porenraums n_e beschränkt, gilt $v_a > v_F$. Der effektive Porenraum n_e entspricht bei Vollsättigung (ohne Luftporen) dem durch [Gl. 5] folgend definierten Porenanteil n [1]:

$$n = \frac{V_t - V_s}{V_t} \quad [5]$$

Der Porenanteil definiert das Verhältnis des Gesamtvolumens des Bodens V_t [m^3] abzüglich seines Feststoffvolumens V_s [m^3] zum Gesamtvolumen V_t [m^3]. Da sich i.d.R. bei zügiger Durchströmung in einer Bodenprobe Luftporen bilden, gilt $n_e < n$.

Unter Verwendung des DARCY-Gesetzes und der zugehörigen Weg-Zeit-Ableitung kann die zeitabhängige Wegstrecke $x(t)$ oder die wegabhängige Dauer $t(x)$ der horizontalen Wasserbewegung nach [Gl. 6] berechnet werden:

⁹Der Index s (*saturated*) wird aus der im englischen Sprachgebrauch üblichen Bezeichnung verwendet (dt.: „ k_F -Wert“). Auf die Negativierung des Vorzeichens (resultierend aus der vektoriellen Definition der positiven Fließgeschwindigkeit) wird gem. verwendeter Literaturquellen verzichtet.

$$x(t) = \sqrt{2 \cdot \frac{k_s}{n_e} \cdot h \cdot t} \quad \text{bzw.} \quad t(x) = \frac{n_e \cdot x^2}{2 \cdot k_s \cdot h} \quad (\text{HASSELSTEINER 2007}) \quad [6]$$

Nach KOLYMBAS (2011) setzt das DARCY-Gesetz idealisierte Annahmen voraus. Die Gültigkeit beschränkt sich auf:

- isotrope Geschwindigkeiten (bei Anisotropie Deklaration als $v = -k\nabla$),
- die Annahme laminarer Strömungsbedingungen (sonst Gültigkeit nach FORCHHEIMER mit $i = Av + Bv^2$ und einer REYNOLD-Zahl < 7 bis 10),
- dem Einsetzen der Strömung bei stark tonigen Böden ab $v = k(i - i_0)$ ¹⁰ und
- der Annahme einer immobilen Bodenmatrix.

Wasser besitzt aufgrund seiner molekularen Struktur temperaturabhängige anormale Eigenschaften. Hierdurch ändern sich die Dichte sowie die dynamische Viskosität des Wassers μ mit Auswirkung auf die hydraulische Leitfähigkeit. Wird die DARCY-Gleichung [Gl. 4] durch die dynamische Viskosität des Wassers und seiner Wichte ergänzt, kann die intrinsische Permeabilität K [m^2] berechnet werden. Sie liefert eine von der fluiden Phase unabhängige Materialeigenschaft der Leitfähigkeit nach [Gl. 7].

$$q = -K \frac{\gamma_w}{\mu} i A \quad (\text{OLSON und DANIEL 1981}) \quad [7]$$

Hierbei sind:

- q die Durchflussrate [$\text{m}^3 \text{s}^{-1}$],
- K die Proportionalitätskonstante bzw. die intrinsische Permeabilität [m^2],
- γ_w die Fluidwichte (von Wasser) [N m^{-3} bzw. $\text{kg m}^{-2} \text{s}^{-2}$],
- μ die dynamische Viskosität des Fluids [$\text{kg m}^{-1} \text{s}^{-1}$] (für Wasser ist μ bei $20^\circ \text{C} = 1,003 \text{ mPa s}$),
- i der hydraulische Gradient [1] und
- A die durchströmte Fläche [m^2].

Auf sehr kleiner Ebene betrachtet, bewegt sich das Wasser auf ungeordneten Bahnen durch den Porenraum (vgl. Abb. 15). Die als Kapillarporen bezeichneten Bahnen beeinflussen neben der hydraulischen Leitfähigkeit die Advektions-, die Dispersions-, die Diffusions- und Konvektionseigenschaften des porösen Mediums und sind bei der Wasser- und insbesondere bei Modellierung von Stofftransporten zu berücksichtigen.

¹⁰ „In schluffig-tonigen Materialien ist die Fließbewegung des Wassers aufgrund der geringen Porendurchmesser vergleichbar mit der Bewegung von Dickstoffen in Röhren, wobei der innere Reibungswiderstand des fließenden Wassers stark gegenüber dem Reibungswiderstand an den Porenwänden hervortritt. Neben der Adsorption und Adhäsion zwischen eingelagerten Wasser und Bodenteilchen beeinflussen v.a. elektromolekulare Oberflächenkräfte das Fließverhalten des Wassers“ (Zitat nach: Lexikon der Geowissenschaften «Darcy-Gesetz», Springer - aufgerufen am 26.Okt.2017)

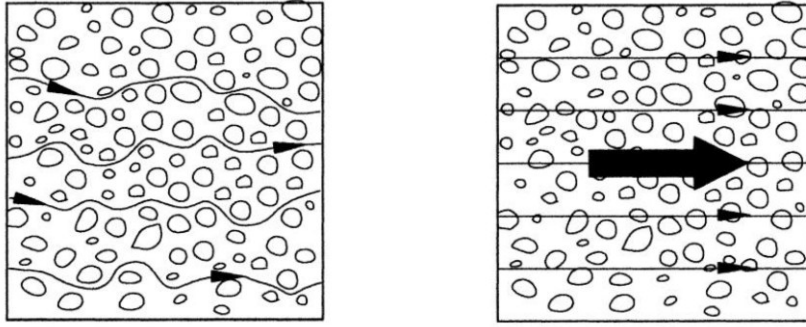


Abb. 15: Modellannahme der Wasserbewegung im Boden; Links: Tatsächliche Wasserbewegung im porösen Medium; Rechts: Der idealisierte advektive Transport als Filter- und Abstandsgeschwindigkeit (BUSCH et al. 1993)

Zur Modellierung der Wasserbewegung im Boden werden vereinfachende Modellannahmen getroffen (Abb. 15). Demnach bewegt sich das Wasser entlang ungeordneter Bahnen im Kapillarporenraum. Durch Anwendung des DARCY-Gesetzes wird von einer idealisierten, mittleren Wasserbewegung ausgegangen, die für den gesamten Querschnitt (kleine Pfeile) bzw. dem effektiven Querschnitt (großer Pfeil) angenommen wird.

2.3.2 Wasserbewegung in Kapillarporen - Gesetz nach Hagen-Poiseuille

Für die Beschreibung der Wasserbewegung in einer einzelnen idealisierten Pore (oder Porenbündel mit denselben Eigenschaften) wird der durch HAGEN-POISEUILLE formulierte Ansatz der laminaren Rohrströmung verwendet. Dieser beruht auf der hydrostatischen Gleichgewichtsbedingung zw. dem Druckkraftgradient und der Reibungskraft und wird allgemein durch folgende partielle Differentialgleichung [Gl. 8] ausgedrückt:

$$\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} = v \Delta u \text{ im Kräftegleichgewicht} \rightarrow \frac{\partial p}{\partial x} = \rho v \left(\frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) = 2\eta \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} \quad [8]$$

Über die Integration mit $u(R) = 0$ ergibt sich die parabolische Geschwindigkeitsverteilung über den Rohrradius und führt zu [Gl. 9]:

$$u(r) = \frac{1}{4\eta} \frac{\partial p}{\partial x} (R^2 - r^2) \quad (\text{FLÜHLER und ROTH 2004}) \quad [9]$$

Die erneute Integration über den Querschnitt führt letztendlich zum HAGEN-POISEUILLE-Gesetz, in welchem der mittlere Wasserdurchfluss einer engen Kapillare folgend berechnet wird:

$$q = \frac{\pi r^4}{8\mu} \frac{\Delta p}{\Delta x} \quad \text{wobei} \quad v = \frac{q}{A} = \frac{r^2}{8\mu} \frac{\Delta p}{\Delta x} \quad (\text{BLUME, SCHEFFER und SCHACHTSCHABEL 2016}) \quad [10]$$

mit:

- q der Durchflussrate [$\text{m}^3 \text{s}^{-1}$],
- A der Porenquerschnittsfläche [m^2],
- v der flächenbezogenen mittleren Fließgeschwindigkeit [m s^{-1}],
- r dem Kapillarradius [m],
- μ der dynamischen Viskosität [$\text{kg m}^{-1} \text{s}^{-1}$],
- Δp der Druckdifferenz zw. Ein- und Auslauf der Kapillare [Pa] und
- Δx die Länge der Kapillare [m].

Der Gleichung [Gl. 10] ist zu entnehmen, dass die Durchlässigkeit in quadratischer Abhängigkeit zum Porenradius steht (Kubisches Gesetz). Bei Verdopplung des Porenradius r vervierfacht sich die Fließgeschwindigkeit. Die hydraulische Durchlässigkeit ist somit primär von der Porenraumverteilung und weniger vom Porenraum abhängig (FLÜHLER und ROTH 2004). Es ist die Begründung dafür, dass auch Bodenmaterialien mit hohen Porenanteilen geringere hydraulische Durchlässigkeiten aufweisen können, wenn der Porenraum dabei ausschließlich von besonders vielen Kleinporen ausgefüllt wird. Im Umkehrschluss kann ein Bodenmaterial mit geringen Porenanteil durch eine hohe Leitfähigkeit gekennzeichnet sein, wenn der Porenraum ausschließlich aus Grobporen besteht.

Durch die Kombination des DARCY-Gesetzes [Gl. 4] mit dem HAGEN-POISEUILLE-Gesetz [Gl. 10] kann der vom Gradienten i unabhängige, hydraulische Leitfähigkeitskoeffizient k nach [Gl. 11] berechnet werden:

$$k = \frac{\rho_w g r^2}{8\mu} \quad (\text{AMER 2012}) \quad [11]$$

mit:

- k der hydraulischen Leitfähigkeit [m s^{-1}],
- ρ_w der Dichte von Wasser [kg m^{-3}],
- g der Erdbeschleunigung [m s^{-2}],
- r dem Kapillarporenradius [m] und
- μ der dynamischen Viskosität des Wassers [$\text{kg m}^{-1} \text{s}^{-1}$].

Die [Gl. 11] gilt lediglich für laminare Strömungen. Diese wird ab einem kritischen Porenradius r_c überschritten, in dem ein Wechsel von laminarer zu turbulenter Strömung wahrscheinlich ist. Der kritische Porenradius berechnet sich aus: $r_c^3 = 8\mu^2 / \rho_w^2 g$, sodass [Gl. 11] strenggenommen für Porenradien $r < 95 \mu\text{m}$ (oder analog hierzu für k_s -Werte $< 1,07 \cdot 10^{-2} \text{m s}^{-1}$) gilt (AMER 2012).

Unter Einhaltung der laminaren Strömungsbedingungen kann die Anzahl der am Wassertransport beteiligten Äquivalentporen N [m^{-2}] je Einheitsfläche durch die Umformung der [Gl. 11] nachfolgender Gleichung [Gl. 12] bestimmt werden:

$$N = \frac{\theta_e \rho_w g}{8\pi k \mu} \quad [12]$$

Hierbei sind:

- θ_e der effektive Porenraum (bei Vollsättigung $\theta_e = n$),
- N die Anzahl horizontaler Äquivalentporen [m^{-2}],

2. Grundlagen

r der hydraulische bzw. äquivalenter Porenradius [m],
 μ die dynamische Viskosität des Wassers [$\text{kg m}^{-1} \text{s}^{-1}$],
 ρ die Dichte des Wassers [kg m^{-3}],
 g die Erdbeschleunigung [m s^{-2}] und
 k die hydraulische Leitfähigkeit [m s^{-1}].

2.3.3 Hydraulische Leitfähigkeit in Abhängigkeit von Bodenkennwerten

Zur Abschätzung der hydraulischen Leitfähigkeiten rolliger und bindiger Materialien existieren zahlreiche Pedotransferfunktionen (PTFs). Sie beruhen teilweise auf (semi)empirischen Ansätzen und sind in Abhängigkeit von Gültigkeitsbereichen und verfügbarer Materialkennwerte (wie z.B. Kornsummenkurven (d_{10}, C_u), Bodenwasserretentionsfunktionen (soil water characteristic curve, SWCC), Konsistenzgrenzen (z.B. w_L, w_P), der spezifischen Oberfläche S_S , dem Porenanteil n , der Porosität e , der Trockenrohddichte ρ_d , etc.) anzuwenden (CHAPUIS 2012).

Gängige Schätzmethoden basieren auf der Annahme von Kapillarmodellen, statistischen Modellen oder der Annahme hydraulischer Radien. Dabei gilt die Theorie, dass der Porenraum durch die Form und Eigenschaft der Festsubstanz sowie seiner Lagerungsdichte gekennzeichnet ist. In der Abschätzung der hydraulischen Eigenschaften poröser Medien sollte daher die Beziehung zwischen Durchflussrate und dem Porenraum, die Fluideigenschaften sowie die Charakteristika der Poren- und Kornoberflächen berücksichtigt werden. Für rollige Materialien lassen sich solche Eigenschaften bereits anhand der Kornsummenkurve, der lockersten und dichtesten Lagerung sowie der Trockenrohddichte gut abschätzen (CHAPUIS 2012).

CHAPUIS (2012) nennt 45 Funktionen, die zur Abschätzung der k_s -Werte rolliger und bindiger Materialien entwickelt wurden. Zur Abschätzung der hydraulischen gesättigten Leitfähigkeit feinkörniger Baggergutmaterialien (ohne Sekundärporen) führt CHAPUIS (2012) die [Gl. 13] bis [Gl. 17] auf:

$$\log(k_s) = \frac{e - 0,05353w_L - 5,286}{0,0063w_L + 0,2516} \quad (\text{SIVAPPULAI AH et al. 2000}) \quad [13]$$

$$k_s = \frac{C_P \gamma_w e^{3+x}}{100 \mu_w} \frac{1}{1 + e \rho_s^2 w_L^{2x}} \quad (\text{MBONIMPA et al. 2002}) \quad [14]$$

$$k_s = \frac{0,0174 I_P^{-4,29}}{(1 + e)} [e - 0,027(w_P - 0,242 I_P)] \quad (\text{CARRIER und BECKMANN 1984}) \quad [15]$$

$$\frac{e}{e_L} = 12,55 [k_s (1 + e)]^{0,109} - 0,372 \quad (\text{MORRIS 2003}) \quad [16]$$

$$k_s = C e^D \quad (\text{MESRI und OLSON 1971}) \quad [17]$$

Hierbei sind:

- k_s die gesättigte hydr. Leitfähigkeit [m s^{-1}],
- e die Porenziffer [$\text{m}^3 \text{m}^{-3}$] (s. Anh.-A [Gl. 62]),
- w_L die Fließgrenze (nach ATTERBERG) [%],
- I_P dem Plastizitätsindex (nach ATTERBERG) [%],
- γ_w die Wichte des Wassers [kN m^{-3}],
- ρ_s die Feststoffdichte [kg m^{-3}],
- $x = 7,7w_L^{-0,15} - 3$,
- $\chi = 1,5$,
- e_L die Porenziffer bei Plastizitätsgrenze [$\text{m}^3 \text{m}^{-3}$] nach Anh.-A [Gl.63],
- μ_w die dynamische Viskosität des Wassers [$\text{kg m}^{-1} \text{s}^{-1}$],
- $C_P = 5,6 \text{ g}^2 \text{m}^{-4}$,
- $C = \exp[-5,51 - 4\ln(I_P)]$ Anpassungsfaktor nach BERILGEN et. al 2006 [m s^{-1}] und
- $D = 7,52 \exp(-0,25I_l)$ Anpassungsfaktor nach BERILGEN et. al 2006 [1].

Zur Bestimmung der hydraulischen Leitfähigkeit sandiger Materialien wird das Verfahren nach HAZEN/BEYER gemäß [Gl. 18] häufig in grober Annäherung verwendet:

$$k_s = C d_{10}^2 \quad (\text{BEYER 1964}) \quad [18]$$

Hierbei sind:

- k_s die gesättigte hydr. Leitfähigkeit [m s^{-1}]
- d_{10} der Korndurchmesser bei 10 % Massedurchgang d_{10}
- C in Abhängigkeit des Ungleichförmigkeitszahl C_u

Auf Grundlage von Literaturangaben nennt HASELSTEINER (2007) folgende in Abb. 17 aufgeführten Durchlässigkeitsbeiwerte in Abhängigkeit unterschiedlicher Bodenarten.

2. Grundlagen

Bodenart ¹⁾	gesättigte Durchlässigkeit k_s [m/s]		Bodenart ²⁾	gesättigte Durchlässigkeit k_s [m/s]				
	Scheffer et al. (1984)	Hartge u. Horn (1999)		Türke (1999)	Busch et al. (1993)	Graßhoff et al. (1982)	Simmer (1994)	
Steine	-	-	Steingeröll	-	-	bis 5	-	
Kies	-	-	Grobkies, steiniger Kies	10^0	-	$10^{-2} + 1$	-	
			Mittelkies	10^{-1}		-		
			Feinkies, sandiger Kies	10^{-2}		$10^{-2} + 10^{-4}$		$2 \cdot 10^{-2} + 3 \cdot 10^{-3}$
			schluffig(, toniger) Kies	$10^{-6} + 10^{-8}$		-		-
Sand	$4 \cdot 10^{-2} + 4 \cdot 10^{-5}$	$4 \cdot 10^{-3} + 4 \cdot 10^{-5}$	Grobsand	10^{-3}	-	$10^{-2} + 10^{-5}$	$10^{-3} + 10^{-4}$	$1 \cdot 10^{-2} + 5 \cdot 10^{-3}$
			kiesiger Sand	10^{-3}	$1 \cdot 10^{-3} + 2 \cdot 10^{-4}$	-	10^{-4}	-
			mittlerer Sand / Mittelsand		$4 \cdot 10^{-4} + 1 \cdot 10^{-4}$	$10^{-3} + 10^{-6}$	$10^{-4} + 10^{-5}$	-
			Feinsand	10^{-4}	-	$10^{-3} + 10^{-6}$	-	$1 \cdot 10^{-3} + 3 \cdot 10^{-3}$
			schluffig(, toniger) Sand	$10^{-6} + 10^{-9}$	$2 \cdot 10^{-4} + 1 \cdot 10^{-5}$	$10^{-4} + 10^{-7}$	10^{-6}	-
Schluff	$4 \cdot 10^{-3} + 5 \cdot 10^{-7}$	$4 \cdot 10^{-3} + 4 \cdot 10^{-7}$	sandiger Schluff	10^{-8}	$5 \cdot 10^{-5} + 1 \cdot 10^{-8}$	$10^{-5} + 10^{-9}$	$10^{-7} + 10^{-9}$	-
			toniger Schluff		$5 \cdot 10^{-8} + 1 \cdot 10^{-8}$			
			Lehm		-			
Lehm	$4 \cdot 10^{-3} + 1 \cdot 10^{-7}$	$4 \cdot 10^{-3} + 4 \cdot 10^{-9}$	Löß	-	-	$10^{-6} + 10^{-10}$	$10^{-5} + 10^{-10}$	-
			schluffiger Ton	$10^{-9} + 10^{-10}$	$\approx 1 \cdot 10^{-8}$	$10^{-8} + 10^{-12}$	$10^{-9} + 10^{-12}$	$2 \cdot 10^{-8} + 2 \cdot 10^{-11}$
Ton	$4 \cdot 10^{-3} + 1 \cdot 10^{-9}$	$4 \cdot 10^{-3} + 4 \cdot 10^{-8}$	Ton-Schluff	$10^{-9} + 10^{-10}$	-	-	-	-

¹⁾ Grobe Unterteilung der Bodenarten

²⁾ Berücksichtigung wichtiger Beimengungen

³⁾ Grenzbereiche

⁴⁾ Mittelwerte

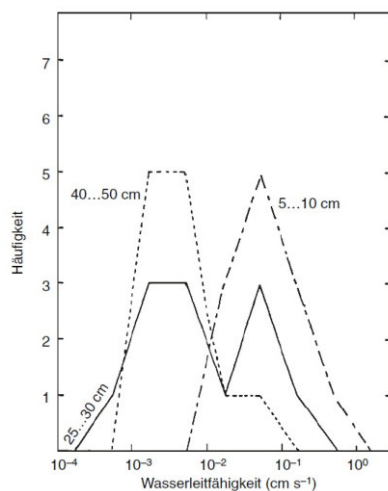
Abb. 16: Übersicht der gesättigten hydraulischen Leitfähigkeit in Abhängigkeit der Bodenart (HASELSTEINER 2007)

Es wird deutlich, dass die Angabe der Durchlässigkeitsbeiwerte für einzelne Bodenarten lediglich unter Benennung großer Bandbreiten möglich ist. Sehr große Streuungen treten bei der Angabe von k_s -Werten lehmiger und toniger Bodenarten auf (Abb. 16 links). Unter Verwendung der in DIN 18130-1 (1998) aufgeführten Ordinalskala (vgl. Tab. 3) sind diesen lehmigen und tonigen Bodenarten Eigenschaften der hydraulischen Leitfähigkeiten zugeschrieben, die von *sehr schwach durchlässig* bis *stark durchlässig* zu bewerten sind.

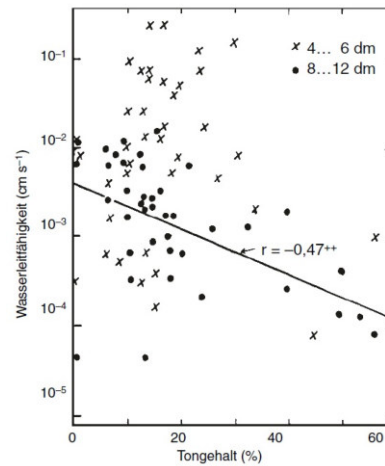
Tab. 3: Ordinalskala zur Einteilung von Durchlässigkeitsbeiwerten (DIN 18130-1 1998, Tab. 1, zurückgezogen)

k [m s ⁻¹]	Bereich
$< 1 \cdot 10^{-8}$	sehr schwach durchlässig
$1 \cdot 10^{-8} \dots 1 \cdot 10^{-6}$	schwach durchlässig
$1 \cdot 10^{-6} \dots 1 \cdot 10^{-4}$	durchlässig
$1 \cdot 10^{-4} \dots 1 \cdot 10^{-2}$	stark durchlässig
$> 1 \cdot 10^{-2}$	sehr stark durchlässig

Am Beispiel der in Abb. 17 dargestellten Beziehung zwischen hydraulischer Leitfähigkeit und Bodenkennwerten wird deutlich, dass die pauschale Benennung hydraulischer Leitfähigkeiten auf Grundlage von Tonanteilen oder Schichttiefen mit großen Unsicherheiten behaftet ist.



(a) Häufigkeitsverteilung von k_s -Werten in 12 Parallelproben eines Pseudogleys (Tongehalt 35%) aus drei Tiefenlagen.



(b) Wasserleitfähigkeit von Böden in Abhängigkeit vom Tongehalt. Entnahmetiefen 40 cm bis 60 cm und 80 cm bis 120 cm; ungestörte Proben.

Abb. 17: Untersuchungsergebnisse der Leitfähigkeit in Abhängigkeit der Bodentiefe und des Tongehalts (BLUME, SCHEFFER und SCHACHTSCHABEL 2016)

Das Beispiel in Abb. 17a zeigt typische Untersuchungsergebnisse der hydraulischen Leitfähigkeit in Abhängigkeit der Bodentiefe. Mit zunehmender Bodentiefe nimmt die Verdichtung zu. Der hydraulisch wirksame Porenraum nimmt gleichzeitig ab. Das Porensystem im Oberboden (5 cm - 10 cm) bewirkt eine um etwa eine Größenordnung höhere Leitfähigkeit als das System im Unterboden (40 cm - 50 cm). Im Übergangsbereich (25 cm - 30 cm) überlagert sich die Porenverteilungen und führt zu der für das duale Porensystem typischen doppelten Höckerkurve.

Die Abb. 17b veranschaulicht den Zusammenhang zwischen dem Tonanteil und der Leitfähigkeit zwischen Bodenproben aus oberen Schichten (40 cm - 60 cm) und unteren Schichten (80 cm - 120 cm). Durch die niedrige Korrelation ($r = -0,47$) wird ein sehr schwacher Zusammenhang angedeutet. Insbesondere in der oberen Schicht wird durch das vorherrschende Strukturgefüge der Einfluss des Bodenwertes so stark überlagert, dass die Benennung einer Abhängigkeit zwischen der Leitfähigkeit und dem Tonanteil nicht möglich ist (BLUME, SCHEFFER und SCHACHTSCHABEL 2016).

2.3.4 Wasserbewegung in der vadosen Bodenzone

Die Durchsickerung einer Deichdeckschicht umfasst bei hydraulischer Belastung den Wechsel von der Teilsättigung hinüber zur Vollsättigung und bei anschließender hydraulischer Entlastung wieder den Wechsel zurück in die Teilsättigung. Hiermit sind Prozesse der Be- und Entfeuchtung verbunden, in deren Folge das Wasser unterschiedliche Erscheinungsformen in der vadosen Bodenzone¹¹ annimmt. Kennzeichnend dabei ist die vertikale Aufstiegshöhe des Wassers h [m], das sich in Abhängigkeit der Kapillarwirkung entgegen der Schwerkraft nach [Gl. 19] im Gleichgewichtszustand einstellt.

¹¹ „Als vadosa Zone wird jener Bereich des Lockermaterials bestehenden Bodens bezeichnet, der sich über einem etwaigen Grundwasserkörper und dessen geschlossenem Kapillarsaum befindet und in der Regel ungesättigte Poren aufweist.“ (KAMMERERE und LEISKANDL 2005)

2. Grundlagen

$$h = \frac{2 \cdot \gamma \cdot \cos \alpha}{r \cdot \rho_w \cdot g} \quad (\text{BLUME, SCHEFFER und SCHACHTSCHABEL 2016}) \quad [19]$$

mit:

- r hydraulischer Kapillarradius bzw. äquivalenter Porenradius [m],
- γ Oberflächenspannung zw. Luft und Wassers [kg s^{-2}] (bei $20^\circ\text{C} = 0,0727 \text{ kg s}^{-2}$)¹²,
- α Benetzungswinkel [°],
- h die kapillare Aufstiegshöhe [m],
- ρ_w Wasserdichte [kg m^{-3}] und
- g Erdbeschleunigung [m s^{-2}].

Die [Gl. 19] beschreibt das Kapillaritätsgesetz (YOUNG-LAPLACE-Gleichung) und besagt, dass Wasser aufgrund von adhäsiven und kohäsiven Kapillarkräften entgegen der Schwerkraft in Kapillarporen vertikal aufsteigen und gehalten werden kann. Die vertikale Aufstiegshöhe ist dabei proportional abhängig zum hydraulischen Radius r der Kapillarpore. Sie ist umso größer je kleiner r wird (AMER 2012; BLUME, SCHEFFER und SCHACHTSCHABEL 2016; FLÜHLER und ROTH 2004). Die kapillare Aufstiegshöhe ist dabei gleichzeitig ein Maß für die erforderliche Spannung, die notwendig ist, um dieselbe Kapillarpore zu entwässern. Sie wird daher als Saugspannung bezeichnet.

In Abhängigkeit der Bodentiefe z wird die Saugspannung als Matrixpotential ψ_m bezeichnet (Matrixpotentialkonzept). Das Konzept ermöglicht die Bestimmung von Potentialdifferenzen und bildet die Grundlage zur Berechnung der Wasserbewegung in der vadosen Bodenzone (Abb. 18).

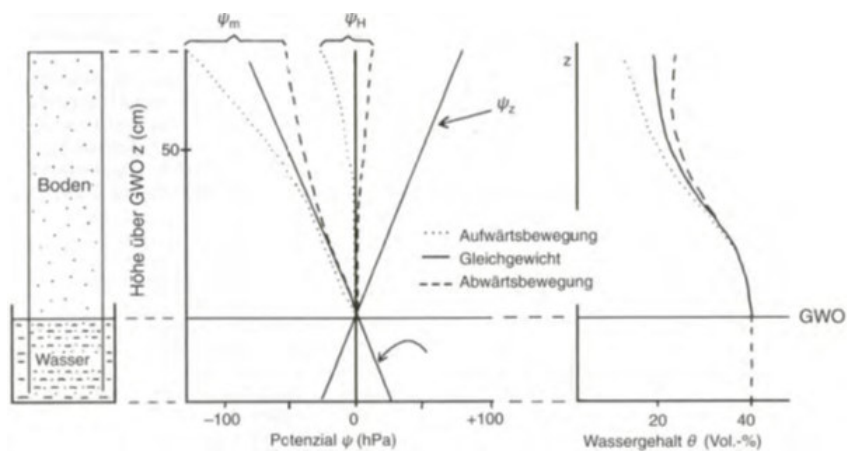


Abb. 18: Darstellung des Matrixpotentialkonzepts zur Beschreibung der Wasserbewegung in der vadosen Bodenzone (BLUME, SCHEFFER und SCHACHTSCHABEL 2016)

In der Abb. 18 wird das Matrixpotentialkonzept anhand unterschiedlicher Gleichgewichtszustände in einer vertikalen Bodensäule mit freiem Wasserspiegel verdeutlicht. Wird die freie Grundwasseroberfläche (GWO) bei $\psi_z = 0 \text{ m}$ festgelegt, beträgt die Saugspannung an diesem Punkt $\psi_m = 0 \text{ hPa}$. Die Saugspannung ψ_m nimmt unterhalb dieses Punktes positiv zu und kennzeichnet einen Sättigungszustand unter Überdruck. Auf der anderen Seite negativiert sich ψ_m mit zunehmendem Gravitationspotential ψ_z und es bildet sich ein durch Kapillarkräfte hervorgerufener zunächst vollständig

¹²Nach AMER (2012)

gesättigter Kapillarsaum (Abb. 18, mittig). Dieser ist maßgeblich von der lokalen Porenraumverteilung abhängig und definiert den gesättigten Porenraum zwischen GWO und dem Übergang bei dominierender Gasphase (erkennbar an einer Zunahme des Kurvenanstiegs in Abb. 18 rechts).

Im Gleichgewichtszustand (schwarze durchgehende Linie in Abb. 18) beträgt die Potentialdifferenz $\Delta\psi_m = 0$ hPa, sodass die kapillare Aufstiegshöhe unverändert bleibt und keine Wasserbewegung in der Bodensäule stattfindet. Im Ungleichgewicht bei positiver Potentialdifferenz (gestrichelte Linie) wird der Kapillarpore Wasser hinzugefügt (z.B. durch Infiltration von Niederschlagwasser). Hierdurch wird die kapillare Aufstiegshöhe überschritten und die Kapillarpore entwässert mit der Schwerkraft (abwärts gerichtete Wasserbewegung). Im Ungleichgewicht bei negativer Potentialdifferenz (Punktlinie) wird der Kapillarpore Wasser entzogen (z.B. durch Evapotranspiration). Die kapillare Aufstiegshöhe wird unterschritten und die Kapillarpore saugt Wasser entgegen der Schwerkraft aufwärts.

Anhand der kapillaren Aufstiegshöhe sowie dem Sättigungsgrad wird das Bodenwasser in folgende, in Abb.19 aufgeführten Erscheinungsformen unterteilt:

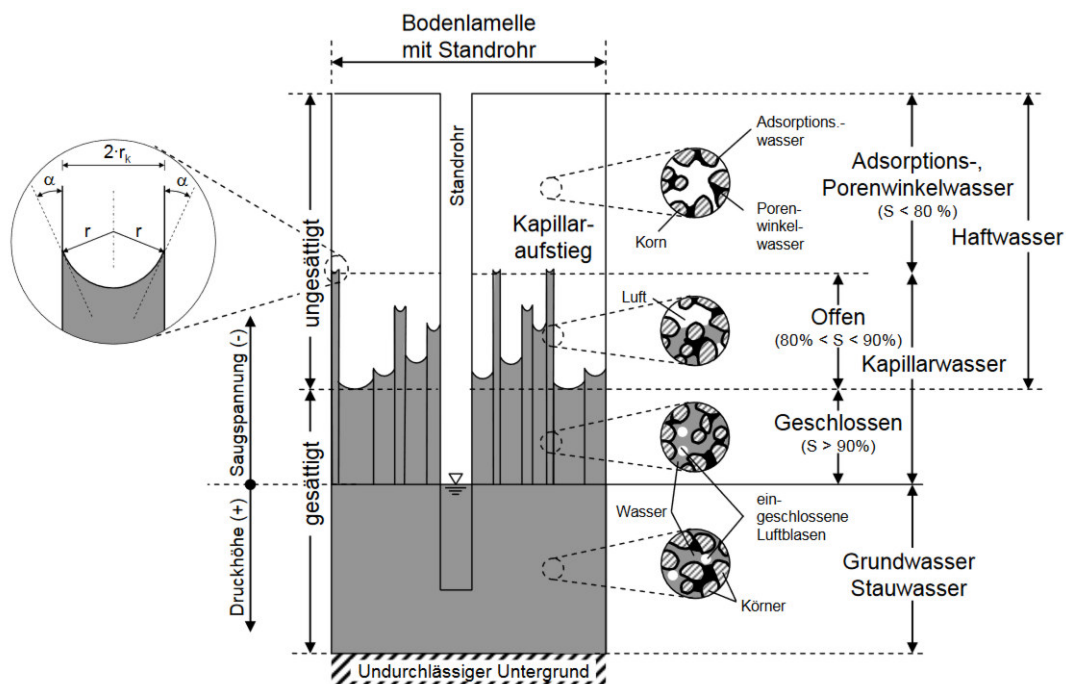


Abb. 19: Einteilung des Bodenwassers und seine Erscheinungsformen (SCHEUERMANN 2005 und BUSCH et al. 1993 zitiert in HASELSTEINER 2007)

Demnach bezeichnet Grundwasser Porenwasser, das sich bei freier Wasserspiegellage in den Grobporen für $\psi_m > 0$ m einstellt. In dieser Phase existieren lediglich wenige Luftporeneinschlüsse, sodass der Boden nahezu vollgesättigt ist ($S \approx 1$ bzw. 100%). Kapillarwasser umfasst Wasser, welches entgegen der Schwerkraft oberhalb der freien Grundwasseroberfläche gehalten wird ($\psi_m < 0$ m, Feldkapazität) und bildet den Kapillarsaum. Die Unterteilung in geschlossenes und offenes Kapillarwasser richtet sich danach, ob die kapillare Aufstiegshöhe durch Luftporeneinschlüsse teilweise (geschlossen) oder vollständig (offen) unterbunden wird. Die Sättigungsgrade in diesen Phasen sind mit S 80% - 100% hoch. Die Grenze zum Kapillarsaum bildet das offene Kapillarwasser oberhalb dessen kein vertikaler Aufstieg mehr möglich ist. In dieser Phase tritt Wasser hauptsächlich als

2. Grundlagen

Adsorptionswasser in den Porenzwischenräumen auf, wobei die allgemeinen Sättigungsgrade im Bereich $S < 0,8$ liegen.

Als Wasserbewegung unter „Feldsättigung“ wird die Bewegung von Wasser verstanden, wenn der Boden sowohl gesättigte, als auch teilgesättigte Zustände einnimmt (z.B. bei Überstau nach einem Regenereignis) (KAMMERERE und LEISKANDL 2005). Als Sickerwasser wird der Wasseranteil in der vadosen Zone zusammengefasst, der sich aufgrund der Schwerkraft abwärts verlagert (Gravitationswasser) (POHL 2009). Es entspricht dabei jenem Wasser, welches den Makroporenraum¹³ passiert.

2.3.5 Modellierung der Wasserbewegung

Es existieren zahlreiche unterschiedliche Ausdrücke zur mathematischen Beschreibung der Wasserbewegung im Boden. In diesem Zusammenhang variieren die Formulierungen aufgrund der räumlichen Dimension, der Koordinatenbezeichnung, dem Potentialausdruck (z.B. h oder ψ), den isotropen Verhältnissen, der Gleichgewichtsbedingung (in-/stationär) oder aufgrund der Vernachlässigung von Quell/Senk-Termen. Die folgenden Ausführungen beschränken sich auf die zweidimensionale Fließbewegung. Die x -Koordinate bezeichnet hierbei die horizontale Raumkomponente und die z -Koordinate die vertikale Raumkomponente. Das hydraulische Potential wird durch h ausgedrückt.

Stationär, gesättigte Bewegung: Die Grundlage zur Berechnung der Wasserbewegung im stationären Zustand unter der Annahme gesättigter Verhältnisse bildet die Kontinuitätsgleichung nach [Gl. 20]. Dabei gilt die Bedingung, dass die Summe der Geschwindigkeitsänderungen Null ist:

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0 \quad (\text{BLUME, SCHEFFER und SCHACHTSCHABEL 2016}) \quad [20]$$

In diesem Fall besagt das Masseerhaltungsgesetz in einem zweidimensionalen Raum, dass die Veränderung der Fließgeschwindigkeit (v_x) in Längsrichtung x zur gleichzeitigen Veränderung der Wasserspiegellage in Vertikalrichtung z führt. Wird die Geschwindigkeit durch die partielle Differentialgleichung der DARCY-Gleichung ersetzt, kann die stationäre Wasserbewegung in Abhängigkeit der Druckpotentiale ∂h nach der LAPLACE-Gleichung berechnet werden:

$$\frac{\partial k_x(\partial h/\partial x)}{\partial x} + \frac{\partial k_y(\partial h/\partial z)}{\partial z} = 0 \quad (\text{BLUME, SCHEFFER und SCHACHTSCHABEL 2016}) \quad [21]$$

Für den besonderen Fall der stationären isotropen Fließbewegung ($k = k_x = k_z$) kann in [Gl. 21] der Ausdruck k durch Division eliminiert werden, sodass hierdurch die zweite Ableitung nach [Gl. 22] beschrieben ist:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (\text{BUSCH et al. 1993}) \quad [22]$$

Unter der Vernachlässigung externer Zu-/Abflussraten sowie der zeitlichen Veränderung der Kompressibilität, bildet die [Gl. 22] die Grundlage zur Berechnung der Potentialfelder im Boden. Für die stationäre Berechnung unter der Annahme isotroper Geschwindigkeiten bleibt das Strömungsbild

¹³Definition Makroporen, s. Abs 2.3.10

unabhängig von der hydraulischen Leitfähigkeit hierdurch stets gleich. Es ändern sich lediglich die Größe der Fließgeschwindigkeit v und der Durchfluss q (BLUME, SCHEFFER und SCHACHTSCHABEL 2016).

Instationäre, gesättigte Bewegung: Für den Fall der instationären Wasserbewegung muss die Kontinuitätsgleichung [Gl. 20] um den Term der zeitlichen Wassergehaltsänderung $\partial\theta/\partial t$ zu [Gl. 23] ergänzt werden:

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad (\text{BLUME, SCHEFFER und SCHACHTSCHABEL 2016}) \quad [23]$$

Die Summe der Geschwindigkeitsänderungen muss somit der zeitlichen Änderung des Wassergehaltes entsprechen.

Instationäre, teil-/gesättigte Bewegung (Richards-Gleichung): Auch für den Fall der instationären Wasserbewegung kann der Ausdruck der Fließgeschwindigkeit durch die Partielle Differentialgleichung (PDG) der DARCY-Gleichung ersetzt werden. Um die Wasserbewegung im teilgesättigten Boden zu beschreiben, wird die hydraulische Leitfähigkeit als Funktion des Matrixpotentials h dargestellt, sodass die Wasserbewegung unter Berücksichtigung der Wassergehaltsänderung sowie des Quell-/Senkterms S_w durch die RICHARDS-Gleichung [Gl. 24] für gesättigte und teilgesättigte Verhältnisse ausgedrückt wird:

$$C(h) \frac{\partial h}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left[k(h) \frac{\partial h}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[k(h) \frac{\partial h}{\partial z} \right] - \frac{\partial k(h)}{\partial z} - S_w \quad [24]$$

Hierbei ist $C(h) = \partial\theta/\partial h$ ein Ausdruck für die zeitabhängige Wassergehaltsänderung [L^{-1}] und S_w beschreibt den Quell/Senkterm. Eine erste Formulierung der Gleichung wurde durch Lewis Frey Richardson (1922) aufgestellt und durch RICHARDS (1931) um den Ausdruck $k(h)$ ergänzt (FARTHING und OGDEN 2017).

Die RICHARDS-Gleichung ist eine elliptisch-parabolische PDG und beschreibt teil-/gesättigte Fluidbewegungen in porösen Medien. Der Wechsel vom elliptischen zum parabolischen Charakter ist dabei von S_w abhängig, wobei für $S_w > 0$ eher der parabolische Charakter kennzeichnend ist. Obwohl die RICHARDS-Gleichung vergleichsweise einfach aufgestellt ist, beschreibt sie eine sehr komplexe Fließbewegung, sodass die Lösung der Gleichung einen vergleichsweise hohen numerischen Rechenaufwand erfordert. Die numerische Berechnung ist daher erst seit den 90er Jahren möglich, wobei die Anwendbarkeit in einigen Bereichen weiterhin Einschränkungen unterlegen ist (FARTHING und OGDEN 2017).

FLÜHLER und ROTH (2004) nennen Fälle, in denen die Anwendung der RICHARDS-Gleichung nur beschränkt gültig ist. Dies wird mit der zum DARCY-Gesetz analogen Annahme begründet, dass auch durch die RICHARDS-Gleichung der Wasserfluss (q) in proportionaler Abhängigkeit zur treibenden Kraft ($-\partial h_w$) gesetzt wird. Es gelten daher die folgend genannten Anwendungseinschränkungen:

- Bei sehr kleinen oder sehr großen Gradienten, sowie in grob texturierten oder sehr feinen Böden (Kies/Ton) aufgrund einer turbulenten Strömung oder aufgrund adhäsiver/kohäsiver Wasserbindungen.

2. Grundlagen

- Bei deformierbaren Böden; bei beweglichen Böden und somit bei variierenden Porenräumen.
- Bei plötzlicher Störung der Gleichgewichtsbedingung zwischen θ_w und h_m , da der Druck unmittelbar auf Veränderung reagiert (z.B. bei Erhöhung durch Makroporenfluss) und der Wassergehalt lediglich unter Verzögerung auf diesen Einfluss reagiert.
- Bei Vernachlässigung der eingeschlossenen komprimierten Luft¹⁴ (z.B. schnelle Infiltration bei Starkniederschlag), insbesondere im Übergangsbereich zwischen der Grundwasseroberfläche und dem Kapillarsaum.

2.3.6 Pedotransferfunktionen zur Beschreibung der Wasserbewegung im teilgesättigten Boden

Zur Beschreibung der Wasserbewegung innerhalb der vadosen Bodenzone setzt die RICHARDS-Gleichung [Gl. 24] die Kenntnis der funktionalen Abhängigkeit $k(h)$ zwischen der hydraulischen Leitfähigkeit und dem hydraulischen Potential voraus. Da sich diese Abhängigkeit im Labor nur unter großen Aufwand und Unsicherheiten bestimmen lässt (ZHENGHUI et al. 1997, GERMANN und BEVEN 1981), werden hierfür i.d.R. im Sinne der praktischen Anwendbarkeit vorzugsweise PTFs verwendet. PTFs sind hierbei analytische Funktionen zur Abschätzung indirekter Zustandsgrößen anhand von direkt messbaren Größen.

Da das Matrixpotential h und der Wassergehalt θ in direkter Abhängigkeit zueinanderstehen, gilt die grundlegende Annahme, dass auch die teilgesättigte Leitfähigkeit indirekt im funktionalen Zusammenhang zum Wassergehalt steht [Gl. 25]. Die hydraulische Leitfähigkeit entspricht bei Vollsättigung (S_s) der im DARCY-Versuch ermittelten gesättigten hydraulischen Leitfähigkeit k_s . Bei abnehmendem Wassergehalt reißen die mit Wasser gefüllten Kapillarstränge nach und nach unter Bildung von Luftporen ab, sodass auch die Wasserbewegung durch die hierdurch hervorgerufene Querschnittsverengung schnell abnimmt. Bei einem residualen Sättigungsgrad (S_r) wird angenommen, dass der Kapillarfilm vollständig unterbrochen ist. Die durch hydraulische Potentiale angetriebene Wasserbewegung kommt bei diesem Grenzwassergehalt vollständig zum Erliegen, sodass sich lediglich in der Gasphase befindliches Wasser durch Diffusion innerhalb der Bodenluftporen bewegt.

$$k = k_s(S_e) \quad \text{wobei} \quad S_e = \frac{S - S_r}{S_s - S_r} = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \quad [25]$$

k_s der gesättigten hydraulischen Leitfähigkeit [m s^{-1}],

S_e der normalisierte Sättigungsgrad (bzw. der normalisierte Wassergehalt) [1] wobei $S_e = 0 \dots 1$,

S der aktuelle Sättigungsgrad unter Teilsättigung [1],

S_s die Vollsättigung abzüglich eingeschlossener Luftporen [1],

S_r die residuale Sättigung bei der keine Wasserbewegung stattfindet [1],

θ der volumetrische Wassergehalt unter Teilsättigung [1],

θ_s der maximale volumetrische Wassergehalt abzüglich eingeschlossener Luftporen [1] und

θ_r der residuale volumetrische Wassergehalt bei der keine Wasserbewegung stattfindet [1].

¹⁴Die Bewegung der Gasphase wird in der RICHARDS-Gleichung nicht berücksichtigt (FARTHING und OGDEN 2017)

Die Beschreibung der teilgesättigten Wasserbewegung umfasst daher zwei PTFs: a) die analytische Formulierung der Bodenwasserretentionskurve (SWCC) d.h. der Saugspannungsbeziehung in Abhängigkeit des Wassergehaltes $\psi(\theta)$ und b) die analytische Formulierung der Geschwindigkeitsbeziehung $k(\psi)$.

2.3.6.1 Saugspannungsmodelle

Für die analytischen Formulierungen der Bodenwasserretentionsfunktionen wurden in der Vergangenheit zahlreiche Saugspannungsmodelle entwickelt. Unter der Annahme unimodaler Porenverteilungen basieren die Ansätze sowohl auf physikalischen als auch empirischen Grundlagen und werden verwendet, um die im Labor bei unterschiedlichen Saugspannungsstufen ermittelten Wassergehalte in funktionale Abhängigkeit zu setzen (DURNER 1994).

Abb. 20 illustriert beispielhaft eine charakteristische SWCC für die Be- und Entwässerung einer Bodenprobe.

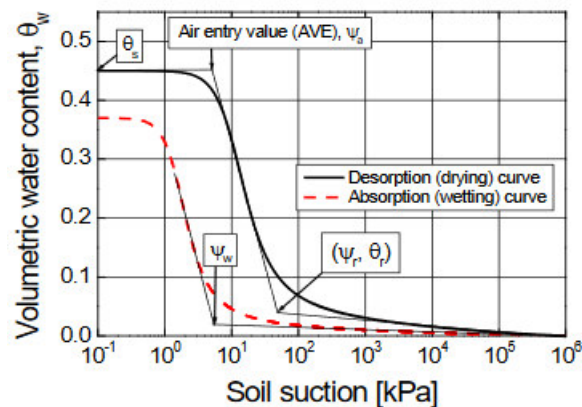


Abb. 20: Schematisch dargestellte Saugspannungskurve während der Be- und Entwässerung (ABEYKOON et al. 2017 nach GALLAG et. al 2013)

Als Sättigungswassergehalt θ_s wird der maximale Wassergehalt bezeichnet, der sich in der teilgesättigten Bodenzone in der Nähe des Lufttrittpunktes ψ_a einstellt, ohne den Boden vollzusättigen. Der Lufttrittpunkt (air entry value) bezeichnet dabei diejenige Saugspannung ψ_a , ab der der Boden durch eine signifikante Sättigungsabnahme gekennzeichnet ist und ab der sich verstärkt Luftporen bilden. Er liegt im Schnittpunkt der Wendepunkt tangente der Entwässerungssaugspannungskurve und der verlängerten Achse bei θ_s . Im Gegensatz dazu bezeichnet der Wassereintrittspunkt (water entry value) diejenige Saugspannung ψ_w , ab der eine signifikante Zunahme des Wassers im Porenraum auftritt. Der Punkt kann anhand des Schnittpunktes der Wendepunkt tangente der Bewässerungssaugspannungskurve mit der verlängerten Achse des residualen Wassergehaltes θ_r der Bewässerungskurve abgeschätzt werden. Der gesättigte Wassergehalt θ_s ist nicht mit dem Wassergehalt bei Vollsättigung in $\theta = n$ vergleichbar, sondern liegt aufgrund gelöster und eingeschlossener Luftanteile (für unimodale Porenverteilungen) im Bodenwasser i.d.R. 5% bis 10% unterhalb n (VAN GENUCHTEN, LEIJ und YATES 1991). Der residuale Wassergehalt θ_r definiert den minimalen Wassergehalt im Boden, ab dem die Wasserbewegung aufgrund starker Adhäsions- und Adsorptionskräfte der Wasserteilchen an der Bodenoberfläche sowie durch Luft einschüsse vollständig zum

2. Grundlagen

Erliegen kommt. Er ist daher nicht mit dem Wert des kleinstmöglichen Wassergehaltes im Boden gleichzusetzen. Obwohl θ_s als auch θ_r physikalisch begründbar sind, werden beide Parameter lediglich als Anpassungskoeffizient der Retentionskurven betrachtet.

Zur Ermittlung der Anpassungsparameter werden aus praktischen Gründen i.d.R. Messwerte der Saugspannungs-Wassergehalt-Beziehung durch die Desorptionsmethode im Laborversuch bestimmt. Anschließend werden die jeweiligen Anpassungsparameter eines geeigneten Saugspannungsmodells durch Verfahren der Zielwertoptimierung ermittelt (VAN GENUCHTEN, LEIJ und YATES 1991). Es existieren zahlreiche unterschiedliche SWCCs, von denen insgesamt 14 in LEIJ, RUSSEL und LESCH (1997) beschrieben sind. Weitere Funktionen sind in FREDLUND, XING und HUANG (1994) sowie in ZAPATA und WALSH (2000) zusammengefasst. Die im Rahmen der Arbeit genutzten SWCCs werden folgend erläutert:

Van Genuchten: Eine häufige genutzte Form der Bodenwasserretentionsfunktion ist die durch VAN GENUCHTEN (1980) aufgestellte Gleichung [Gl. 26]:

$$S_e = \frac{S - S_r}{S_s - S_r} = \begin{cases} [1 + (-\alpha_{(VG)}\psi_m)^{n_{(VG)}}]^{-m_{(VG)}}, & \psi_m < 0 \\ 1, & \psi_m \geq 0 \end{cases} \quad [26]$$

mit:

- S_e der normalisierten (effektiven) Sättigung [1],
- S_r der residualen Sättigung [1] (S bei PWP),
- S_s der Vollsättigung [1],
- S dem aktuellen Sättigungsgrad [1],
- $\alpha_{(VG)}$ VAN GENUCHTEN- Parameter [m^{-1}]¹⁵,
- $n_{(VG)}$ VAN GENUCHTEN- Anpassungsparameter [-],
- $m_{(VG)}$ VAN GENUCHTEN- Anpassungsparameter [-] und
- ψ_m das Matrixpotential [mWS].

Der Anpassungsparameter $m_{(VG)}$ wird entweder nach dem Ansatz von MUALEM durch $m_{(VG)} = 1 - \frac{1}{n_{(VG)}}$ oder nach dem Ansatz von BURDINE durch $m_{(VG)} = 1 - \frac{2}{n_{(VG)}}$ in Abhängigkeit zu $n_{(VG)}$ gestellt oder unabhängig angepasst. Die Anpassungsparameter $\alpha_{(VG)}$ und $n_{(VG)}$ beeinflussen die Kurvenform. Die Anpassungsparameter S_s und S_r führen zur Normalisierung. Das VAN GENUCHTEN-Modell [Gl. 26] beschreibt eine stetig differenzierbare s-förmige Bodenwasserretentionsfunktion (vgl. Abb. 21).

¹⁵wenn ψ_m [mWS]; sonst bei ψ_m [hPa] in [cm^{-1}]

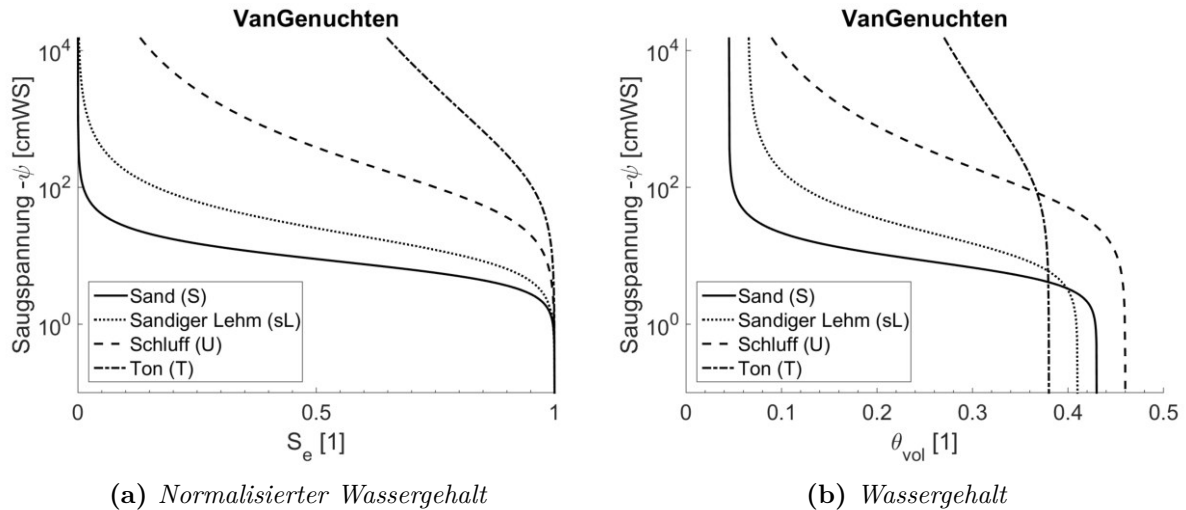


Abb. 21: Saugspannungskurve nach dem VAN GENUCHTEN-Modell ($m_{(VG)} = 1 - 1/n_{(VG)}$) für unterschiedliche Bodenarten (Parameter s. Tab. 4)

Die in Abb. 21 dargestellten normalisierten charakteristischen Saugspannungskurven unterschiedlicher Bodenarten wurden unter Verwendung der in Tab. 4 aufgeführten Werte aus dem RetC-Anpassungsprogramm (VAN GENUCHTEN, LEIJ und YATES 1991) erstellt. Lufteneinschlüsse sind hierbei nicht berücksichtigt.

Tab. 4: Charakteristische Van Genuchten-Anpassungsparameter ($m_{(VG)} = 1 - 1/n_{(VG)}$) für unterschiedliche Bodenarten (RetC)

Anpassungsparameter	Sand (S)	sandiger Lehm (sL)	Schluff (U)	Ton (T)
θ_r [1]	0,045	0,065	0,034	0,068
θ_s [1]	0,430	0,410	0,460	0,380
$\alpha_{(VG)}$ [m^{-1}]	14,50	7,500	1,600	0,800
$n_{(VG)}$ [1]	2,680	1,890	1,370	1,090

Vollständige Tabelle, s. Anh.-C Tab. 28

Haverkamp: Zur Beschreibung der Bodenwasserretention nennen HAVERKAMP und PARLANGE (1986) folgende [Gl. 27]:

$$s_e = \frac{S - S_r}{S_s - S_r} = \begin{cases} \left[\frac{1 + (-L\psi_m)^{\beta_{(HA)}}}{\alpha_{(HA)}} \right]^{-1} & \psi_m < 0 \\ 1, & \psi_m \geq 0 \end{cases} \quad [27]$$

mit:

- L Koeffizient zur Korrektur der Einheit [m^{-1}] (in Abhängigkeit zu ψ_m),
- $\alpha_{(HA)}$ Anpassungsparameter [-] mit $\alpha_{(HA)} > 0$,
- $\beta_{(HA)}$ Anpassungsparameter [-] und
- ψ_m Matrixpotential [mWS].

Der Ansatz von HAVERKAMP und PARLANGE (1986) weist ähnliche Eigenschaften auf, wie der Ansatz von VAN GENUCHTEN (1980). Allerdings wird durch [Gl. 27] das Matrixpotential für tonige

2. Grundlagen

und schluffige Bodenarten im Vergleich zu VAN GENUCHTEN (1980) mit abnehmendem Wassergehalt tendenziell unterschätzt (HASELSTEINER 2007). Der Ansatz basiert auf der Ableitung der Porenverteilung aus der Korngrößenverteilung und berücksichtigt die Lagerungsdichte. Er ist daher streng genommen für granuläre sandige Böden ohne höhere Organikanteile gültig.

Brooks & Corey: Eine weitere analytische Beschreibung der Bodenwasserretentionsfunktion wird durch BROOKS und COREY (1964) nach [Gl. 28] folgendermaßen genannt:

$$S_e = \frac{S - S_r}{S_s - S_r} = \begin{cases} (-\alpha_{(BC)}\psi_m)^{-n_{(BC)}}, & \psi_m < -1/\alpha_{(BC)} \\ 1, & \psi_m \geq -1/\alpha_{(BC)} \end{cases} \quad [28]$$

mit:

$\alpha_{(BC)}$ Lufteintrittswert (Anpassungsparameter) [m^{-1}] mit $\alpha_{(BC)} > 0$,
 $n_{(BC)}$ Anpassungsparameter [-] mit $n_{(BC)} > 0$ und
 ψ_m Matrixpotential [mWS].

Das Modell nach BROOKS und COREY (1964) beruht auf der Annahme, dass die Saugspannung unterhalb des Lufteintrittspunktes konstant ist (vgl. Abb. 22b rechts). Hierdurch entsteht eine Unstetigkeitsstelle die insbesondere nahe der Sättigungsgrenze im Bereich des Lufteintrittspunktes zu höheren Abweichungen zwischen den Labormesswerten und der analytischen Funktion führen kann.

Exponentialfunktion: GARDNER und MAYHUGH (1958) schlagen eine exponentielle Anpassungskurve zur Beschreibung der Bodenwasserretentionsfunktion nach [Gl. 29] vor:

$$S_e = \frac{S - S_r}{S_s - S_r} = \begin{cases} \exp [\alpha_{(Exp)}(\psi_m - \psi_{a(Exp)})], & \psi_m < \psi_{a(Exp)} \\ 1, & \psi_m \geq \psi_{a(Exp)} \end{cases} \quad [29]$$

mit:

$\alpha_{(Exp)}$ Anpassungsparameter [-],
 $\psi_{a(Exp)}$ Saugspannung im Lufteintrittspunkt [-mWS] und
 ψ_m Matrixpotential [-mWS].

Lineare Anpassungsfunktion: In Ergänzung zu den o.g. Funktionen ist in FEFLOW zusätzlich eine lineare Funktion nach [Gl. 30] verfügbar, wobei der Wassergehalt auf Grundlage charakteristischer Matrixpotentiale linear normalisiert wird.

$$S_e = \frac{S - S_r}{S_s - S_r} = \begin{cases} 1, & \psi_m \geq \psi_{a(Lin)} \\ \frac{\psi_m - \psi_{t(Lin)}}{\psi_{a(Lin)} - \psi_{t(Lin)}}, & \psi_{t(Lin)} < \psi_m < \psi_{a(Lin)} \\ 0, & \psi_m \leq \psi_{t(Lin)} \end{cases} \quad [30]$$

$\psi_{a(Lin)}$ Anpassungsparameter [mWS],
 $\psi_{t(Lin)}$ Anpassungsparameter [mWS] und

ψ_m Matrixpotential [mWS].

Hinsichtlich der unterschiedlichen Auswahlmöglichkeiten der Retentionsfunktionen wurde die Anpassung der PTFs an die am Rostocker Forschungsdeich verwendeten feinkörnigen Baggergutmaterialien in JURISCH, CANTRÉ und SAATHOFF (2020) untersucht. Ergebnisse sind im Abs. 7.1.3 näher erläutert. Eine tabellarische Zusammenfassung der Ergebnisse ist den Anh.-C Tab. 21 - 27 zu entnehmen.

2.3.6.2 Analytische Funktionen zur Beschreibung der teilgesättigten hydraulischen Leitfähigkeit

Unter Kenntnis der Bodenwasserretentionsfunktion kann die teilgesättigte hydraulische Leitfähigkeit in einem numerischen Modell nach dem Ansatz von MUALEM nach [Gl. 31] folgend abgeschätzt werden:

$$K(\theta) = K_e S_e^l \left[1 - \left(1 - S_e^{\frac{1}{m(V_G)}} \right)^{m(V_G)} \right]^2 \quad (\text{MUALEM}) \quad [31]$$

2. Grundlagen

Hierbei sind:

- $K(\theta)$ die teilgesättigte vom Wassergehalt abhängige Leitfähigkeit [m s^{-1}],
- K_e die effektive gesättigte hydraulische Leitfähigkeit [m s^{-1}],
- S_e die effektive Sättigung [1],
- l dem Tortuositätsfaktor zur Berücksichtigung der Porenverbindung [1] und
- $m_{(VG)}$ der Anpassungsparameter [1].

Ein weiterer Ansatz wird durch BROOKS und COREY (1964) genannt und drückt sich folgend nach [Gl. 32] aus:

$$k(S_e) = k_s S_e^{t+1+\frac{2}{\lambda}} \quad (\text{VAN GENUCHTEN, LEIJ und YATES 1991}) \quad [32]$$

Dabei sind t und λ Anpassungsparameter, die Faktoren der Porenverbindung sowie der Porenlänge berücksichtigen. Da Informationen zu beiden Faktoren i.d.R. nicht direkt bestimmbar sind, wird der Term vereinfachend durch den Fitting-Parameter δ zu $k = k_s S_e^\delta$ zusammengefasst.

Ein weiterer Ansatz zur Abschätzung der ungesättigten Leitfähigkeit beruht auf der Annahme einer linearen Beziehung zwischen normalisiertem Wassergehalt (bzw. dem normalisierten Sättigungsgrad) und der gesättigten hydraulischen Leitfähigkeit nach [Gl. 33]:

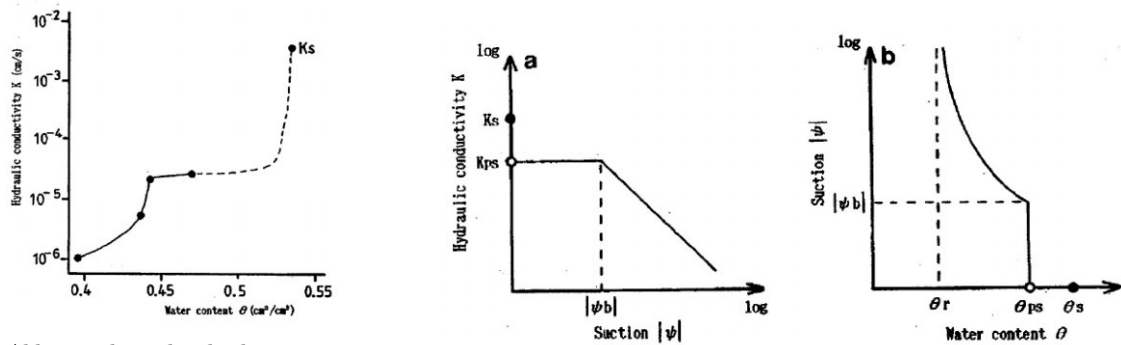
$$K(\theta) = k_s S_e \quad \text{nach HAVERKAMP (vgl. DIERSCH 2014)} \quad [33]$$

mit:

- $k(\theta)$ die teilgesättigte vom Wassergehalt abhängige Leitfähigkeit [m s^{-1}],
- k_s die gesättigte hydraulische Leitfähigkeit [m s^{-1}] und
- S_e der normalisierte Sättigungsgrad [1].

Unter Betrachtung der mathematischen Formulierungen der [Gl. 31-33] geht hervor, dass die Wasserbewegung im Modell sowohl im gesättigten als auch im teilgesättigten Zustand stets von der Angabe der gesättigten hydraulischen Leitfähigkeit abhängig ist. Die Bewegungsgeschwindigkeit des Wassers wird dabei bei $S_e = 1$ stets maximal. Für die Modellierung der Deichdurchströmung bedeutet dies unter Annahme der o.g. Ansätze, dass für unimodale Porenverteilungen keine höheren Leitfähigkeiten berechnet werden können als durch die Angabe der k_s -Werte vorgegeben wird.

Bei der Abschätzung der teil-/gesättigten hydraulischen Leitfähigkeit auf Basis unimodaler oder bimodaler Porengrößenverteilung treten insbesondere nahe der Vollsättigung häufig höhere Unsicherheiten auf (Abb. 22). Dies ist im Wesentlichen auf die Methodik zur Bestimmung der Bodenwasserretentionsfunktion zurückzuführen, in der die Saugspannungskurve zumeist aus praktischen Gründen anhand der Entwässerungskurve (Desorptionskurve) für Bereiche $\psi < \psi_a$ bestimmt wird.



(a) Abhängigkeit der hydr.

Leitfähigkeit zum
Bodenwassergehalt (gestrichelte
Linie = geschätzte Leitfähigkeit
oberhalb des Luftpunktes;
durchgehende Linie = gemessene
unges. hydr. Leitfähigkeit)
(GERMANN und BEVEN 1981;
s.a. AMER 2012)

(b) Modellabweichung unter der Anwendung klassischer
Modelle bei höheren Luftanteilen im Boden; Links:
Auftreten einer unveränderlichen
»Pseudo-Leitfähigkeit« bis zum LEP mit beginnender
Abnahme ab Unterschreiten dieses Punktes; Rechts:
SWC mit hohem Luftanteil und Fehleinschätzung im
nahgesättigten Bereich (KOBAYAMA, KUBOTA und
TSUKAMOTO 1995)

Abb. 22: Unsicherheiten bei der Schätzung der hydraulischen Leitfähigkeit auf Basis der SWCC (KOBAYAMA, KUBOTA und TSUKAMOTO 1995)

In Abb. 22a sind Messwerte der hydraulischen Leitfähigkeit und dem korrespondierenden Wassergehalt exemplarisch gegenübergestellt. Die schwarze Linie deutet die anhand von Labormessungen (schwarze Punkte) angepasste teilgesättigte Leitfähigkeit an und ist in diesem Bereich vergleichsweise niedrig. Das Matrixpotential ist für diesen Bereich bekannt ($\theta < \theta_a$). Für Wassergehalte, die oberhalb des Luftpunktes liegen ($\theta > \theta_a$), ist das Matrixpotential jedoch unbekannt, da die Poren im Laborversuch ohne angelegter Saugspannung gravimetrisch entwässern (Luftporenvolumen). Da unter Vollsättigung der k_s -Wert bekannt ist, zeigt sich, dass die teilgesättigte hydraulische Leitfähigkeit innerhalb des Luftporenraums nahe der Sättigungsgrenze sehr sensitiv auf Wassergehaltsänderungen reagiert und unverzüglich abnimmt. Analog hierzu zeigt die Abb. 22b (links), dass die ungesättigte Leitfähigkeit unterhalb des Luftpunktes im Vergleich zum k_s -Wert unterschätzt wird. Die Ursache hierfür wird durch Abb. 22b rechts verdeutlicht, in der das Matrixpotential unterhalb des Luftpunktes konstant bleibt und hierdurch der Anteil der Luftporen ebenfalls unterschätzt wird.

Ähnliche Untersuchungsergebnisse sind in GERMANN und BEVEN (1981) beschrieben. Auch hier wurde die hydraulische Leitfähigkeit unter Betrachtung der Makroporen im Luftporenanteil durch eine Methode gemessen, die sowohl die Leitfähigkeit als auch das Matrixpotential im Bereich $\psi < \psi_a$ erfasst. Die Studie zeigt, dass der Luftanteil im genannten Beispiel bei 0,01 und 0,045 liegt und sich $K(\theta)$ in diesem Bereich um den Faktor 43,2 bis 325 verringerte. Eine durch KOBAYAMA, KUBOTA und TSUKAMOTO (1995) durchgeführte Studie zur Untersuchung strukturierter Waldbodenproben führt zu vergleichbaren Ergebnissen.

2.3.7 Repräsentatives Elementarvolumen (REV) und repräsentative Elementarzeit (REZ)

Die Modellierung der (präferentiellen) Wasserbewegung in einem Mehrphasensystem (Boden-Wasser-Luft) ist an die Bedingung der Einhaltung des repräsentativen Elementarvolumens (REV) sowie der repräsentativen Elementarzeit (REZ) geknüpft. Das REV und die REZ definieren dabei die

2. Grundlagen

untere Schranke bzw. das räumliche und zeitliche Auflösungsvermögen einer geohydraulischen Problemstellung (LUCKNER und SCHESTAKOW 1986 zitiert in BUSCH et al. 1993). Das REV-Konzept kann dabei anhand der Abb. 23 verdeutlicht werden.

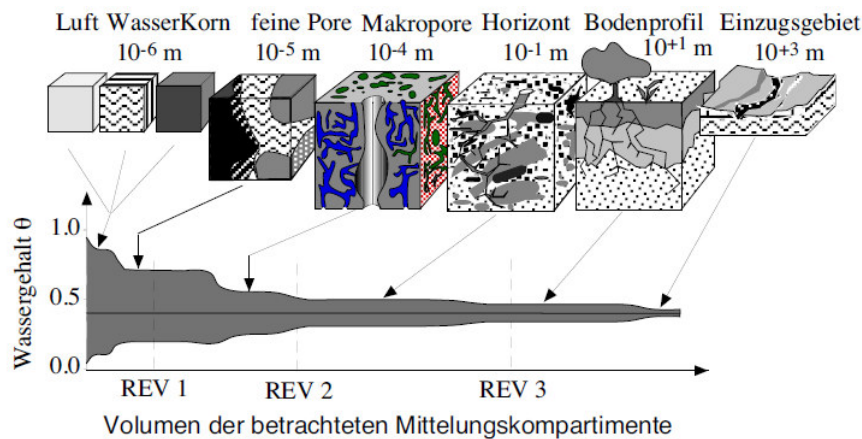


Abb. 23: REV-Konzept: Die Erweiterung eines Betrachtungsgebietes auf ein höheres Skalierungsniveau führt zur Abnahme des Variationskoeffizienten einer betrachteten mittleren Materialeigenschaft (FLÜHLER und ROTH 2004)

Das in Abb. 23 dargestellte REV-Konzept verdeutlicht den Zusammenhang zwischen dem Betrachtungshorizont und der Varianz einer Materialeigenschaft. Demnach sinkt die Varianz mit zunehmendem Skalierungsniveau, sodass die Materialeigenschaft zunehmend statistisch repräsentiert wird. Während auf kleiner Betrachtungsebene eine kleine Änderung einen vergleichsweise großen Einfluss auf einen Systemkennwert hat (z.B. eine Makropore in Bezug auf die lokale Durchlässigkeit), hat dieselbe Änderung im größeren Maßstab eine geringere Bedeutung. Analog hierzu muss die REV stets so groß sein, dass sich die im Mittelwert betrachteten Systemkennwerte und Zustandsgrößen im REV tatsächlich einstellen können. Die REV wird daher durch die Zeit definiert, die zur Einstellung einer lokalen Gleichgewichtsbedingung erforderlich ist (BUSCH et al. 1993).

Nach BUSCH et al. (1993) sind an das REV zwei Bedingungen geknüpft:

- Das REV muss so groß sein, dass es die örtlichen Materialeigenschaften der Systemkennwerte und Systemvariablen (z.B. Makroporen) im statistisch repräsentativen Mittel erfasst.
- Das REV muss im kleinen Maßstab so aufgelöst sein, dass eine Eigenschaft noch ins Modell übertragbar ist.

Generell sind hydraulische Prozesse durch Eigenschaften auf unterschiedlichen Ebenen gekennzeichnet. Auf der Ebene der Mikroskala (Porenskala) im Größenbereich von $1 \cdot 10^{-3}$ m bis $1 \cdot 10^{-1}$ m besitzt die NAVIER-STOKES-Gleichung überwiegend eine Gültigkeit. Auf dieser Ebene ist die Wasserbewegung deutlich durch die Verteilung der gasförmigen, der flüssigen und der festen Phasen im Boden geprägt, wobei die Korngrößenverteilung und die geometrische Form der Festsubstanz einen maßgebenden Einfluss auf das hydraulische Geschehen ausüben. Die Makroskala (in der im weitesten Sinne auch Laborversuche durchgeführt werden) bezieht sich auf Größenordnungen in Bereichen von 1 m bis 10 m. Einzelne Porenstrukturen können in diesem Bereich bereits statistisch repräsentativ erfasst werden, sodass das DARCY-Gesetz eine Gültigkeit besitzt. Hydrologische Modelle hingegen beziehen sich i.d.R. auf einen Größenbereich der Regionalskala ($1 \cdot 10^2$ m bis $1 \cdot 10^4$ m)

wobei auf dieser Ebene die Ermittlung effektiver Parameter oder stochastische Analysen zu hydraulischen Kennwerten im Fokus der Untersuchung stehen (THEIS 2006, zitiert nach DURNER (1991) und TIETJE (1993); FLÜHLER und ROTH 2004).

2.3.8 Bodenwasserhysterese

Ein weiterer Faktor, der die Wasserbewegung im Boden beeinflusst, ist das während der Bewässerung (Sorption, wetting) und der Entwässerung (Desorption, dewatering) auftretende unterschiedliche Verhalten der Saugspannung. Dieses wird als Boden-Wasser-Hysterese bezeichnet und ist von der Historie der Durchfeuchtung abhängig. Die Boden-Wasser-Hysterese bewirkt ein prinzipiell höheres Matrixpotential bei gleichem Wassergehalt ($\theta(h)$ [bzw. $\theta_{vol}(\psi_m)$]) im Zeitpunkt der Entwässerung, als bei der Bewässerung (Abb. 24).

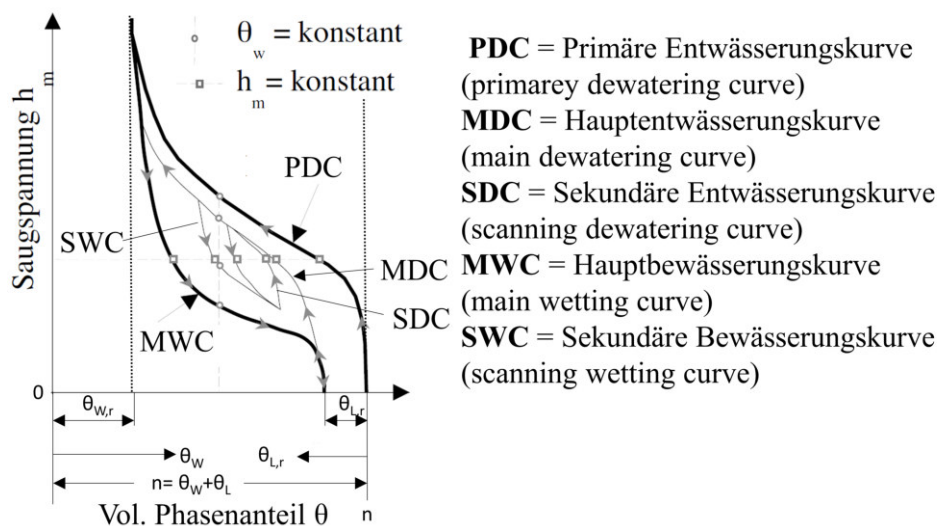


Abb. 24: Hysterese eines Bodens in Abhängigkeit der Durchfeuchtungshistorie (FLÜHLER und ROTH 2004)

Nach FLÜHLER und ROTH (2004)¹⁶ ist die Bodenwasserhysterese auf folgende Ursachen zurückzuführen:

- Porenerweiterungen blockieren die in der Kapillare aufsteigenden Menisken und Flaschenhalse blockieren die Entleerung der Poren.
- Blind endende Porenbereiche können bei der Benetzung abgeriegelt werden und enthalten eingeschlossene Luft.
- Der Benetzungswinkel α (vgl. [Gl. 19]) eines sich zurückziehenden Wasserfilms ist kleiner als der des vordringenden Wasserfilms.
- Die Matrix selbst und damit ihre Porengeometrie kann durch Schwinden und Quellen verändert werden.

Generell wird die von der Hysterese abhängige Saugspannung im Boden oberhalb durch die Umhüllende der primären Entwässerungskurve (PDC) z.B. aufgrund einer Ofentrocknung und unterhalb

¹⁶siehe auch HASELSTEINER (2007);BLUME, SCHEFFER und SCHACHTSCHABEL (2016)

2. Grundlagen

durch eine i.d.R. unbekannte Umhüllende der primären Bewässerungskurve (PWC) umschlossen. Letztere nähert sich unter Annahme hygroscopischer Eigenschaften sehr trockener Böden aufgrund eines Feuchtigkeitsentzugs aus der Luft der Hauptbewässerungskurve (MWC) normalerweise eigenständig wieder an. Unter der Annahme, dass ein die PDC kennzeichnender Zustand im Sonderfall z.B. nur durch eine Gaslösung in wässriger Phase erzeugt werden kann, ist davon auszugehen, dass die Saugspannung während der Hysterese im Normalfall im Bereich zwischen der Hauptentwässerungskurve (MDC) und MWC verläuft (BUSCH et al. 1993).

Die Hysterese der Saugspannung kann beispielsweise unter Anwendung des VAN GENUCHTEN-Modells durch die Variation der Parameter $\alpha_{(VG)}$ und $n_{(VG)}$ abgebildet werden. Dabei wird die Saugspannungskurve durch die Variation von $\alpha_{(VG)}$ vertikal verschoben, während der Parameter $n_{(VG)}$ den Anstieg in der Wendetangente beeinflusst. Mit Verweis auf die in BUSCH et al. (1993) aufgeführten parallelen Saugspannungskurven in der Hysterese, wird häufig beobachtet, dass die MWC auf etwa der Hälfte von MDC liegt. Zur Berechnung der Deichdurchfeuchtung unter Berücksichtigung der Bodenwasserhysterese nutzt HASELSTEINER (2007) in größter Annäherung die in [Gl. 34] formulierte Beziehung:

$$\alpha_{d(VG)} = 0,5 \cdot \alpha_{w(VG)} \quad (\text{HASELSTEINER 2007}) \quad [34]$$

mit:

$\alpha_{w(VG)}$ als VAN GENUCHTEN-Parameter für die Bewässerungskurve und
 $\alpha_{d(VG)}$ als VAN GENUCHTEN-Parameter die die Entwässerungskurve.

Aufgrund der i.d.R häufig beobachteten parallelen Kurvenverläufe der Hysterese ist die Anpassung in der Wendetangente in grober Annäherung tendenziell vernachlässigbar.

2.3.9 Bimodale Porenverteilung

Zur Modellierung der Wasserbewegung sind Modellannahmen auf Basis unimodaler Porenverteilung primär für verdichtete granuläre Böden gültig (LEIJ, RUSSEL und LESCH 1997). Ausgeschlossen sind dabei Fälle, in denen die Porenverteilung stark intermittiert oder Markroporen präsent sind (Abb. 25).

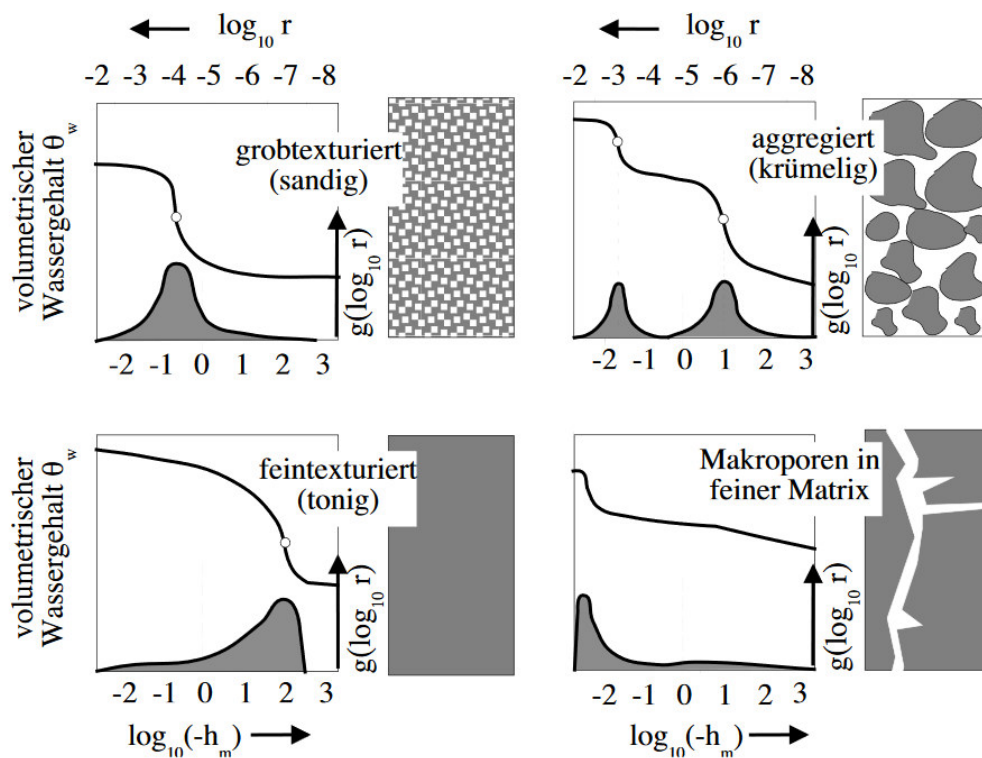


Abb. 25: Charakteristische Retentionskurven in Abhängigkeit der Gefügestruktur und Porengrößenverteilung (FLÜHLER und ROTH 2004)

Zur Verdeutlichung einer unimodalen und bimodalen Porenverteilung sind in Abb. 25 beispielhaft strukturierte und nicht strukturierte Böden unter Betrachtung ihrer charakteristischen Porenverteilung gegenübergestellt. Auf der Abszisse sind die Verteilungshäufigkeiten der Porenradien abgebildet. Die Ordinate kennzeichnet dagegen den zu den Kapillarporen zugehörigen kumulativen Wassergehalt. Oben links ist eine für granuläre, grobtexturierte Böden charakteristische unimodale Häufigkeitsverteilung der Porenradien abgebildet. Im Vergleich dazu ist unten links eine rechtsschiefe Porenverteilung eines verdichteten Tonbodens abgebildet. Der Medianwert der Porenverteilung hat sich im unstrukturierten Tonboden in Richtung sehr kleiner Porenradien verschoben. Der Boden ist daher durch eine geringere Durchlässigkeit charakterisiert, als der grobtexturierte granuläre Boden (oben, links). Bei aggregiert krümeligen Böden (oben, rechts) treten bimodale Porenverteilung mit charakteristischen Doppelhöckerkurven auf. In diesem Fall ist der Boden sowohl durch zahlreiche Poren mit großen Porenradien als auch sehr vielen Poren mit kleinen Radien gekennzeichnet. Unten rechts ist die Porenverteilung eines feinkörnigen Bodens dargestellt, dessen Porenverteilung durch wenige Makroporen überlagert wird.

Treten strukturbedingt bimodale Porengrößenverteilungen auf, sind Ansätze unimodaler Porenverteilung zur Modellierung der Wasserbewegung im teilgesättigten Boden ungeeignet. In diesem Zusammenhang verwenden OTHMER, DIEKKRÜGER und KUTILEK (1991) und DURNER (1994) linear überlagerte Porengrößenverteilungen (Superpositionsprinzip) nach dem Modell von VAN GENUCHTEN (1980), um die Wasserbewegung beider Porengrößenverteilungen nachzubilden. Hierdurch können zwar makroporenflussähnliche Wasserbewegungen simuliert werden, allerdings treten bei solchen Ansätzen weiterhin gleichmäßige Infiltrationsfronten auf, sodass eine vollkommene Modellierung von präferentiellen Fließwegen nicht möglich ist (ŠIMŮNEK et al. 2003).

2.3.10 Präferentielle Wasserbewegung

Treten im Boden lokal Porenverteilungen mit deutlichen Unterschieden in der Porengröße auf, muss davon ausgegangen werden, dass die hydraulischen Eigenschaften des Bodens maßgeblich durch heterogene, präferentielle Wasserbewegungen gekennzeichnet sind.

Den präferentiellen Fluss definieren HENDRICKX und FLURY (2001) allgemein als alle Phänomene, in denen sich Wasser (und darin gelöste Stoffe) entlang von bevorzugten Fließpfaden bewegt, wobei hierdurch gleichzeitig einen Teil der gering durchlässigen Bodenmatrix umgangen wird (ŠIMŮNEK et al. 2003). Als Bodenmatrix wird derjenige Teilbereich des Bodens bezeichnet, der aufgrund seiner unimodalen Porenverteilung tendenziell durch eine einheitliche Wasserbewegung gekennzeichnet ist. Unterschiedliche Arten der präferentiellen Wasserbewegung und des Matrixflusses sind beispielhaft in Abb. 26 dargestellt.



Abb. 26: *Beispiel für unterschiedliche Arten der Wasserbewegung im Boden mit homogenen (durchlässigen) Matrixfluss in der Verteilungszone des Oberbodens und einem präferentiellen Fluss im Unterboden (SOIL & WATER LAB 2003)*

Kennzeichnend für den präferentiellen Porenfluss ist der dominante Einfluss weniger Poren¹⁷ bezogen auf den gesamten Wassertransport. In diesem Zusammenhang wird der präferentielle Wassertransport primär durch Makroporen beeinflusst, sodass Infiltrationswasser mit vergleichsweise hoher Geschwindigkeit in tiefere Bodenschichten eindringen kann, ohne dass die Bodenmatrix maßgeblich am Transport teilnimmt (BOUMA und DE LAAT 1981, MOONEY und MORRIS 2004). Zu den Makroporen werden folgend jene weite Grobporen gezählt, deren Porenradius $r > 500 \mu\text{m}$ beträgt, die bei geringer Saugspannung ($\psi_m > -3 \text{ hPa}$) frei entwässern und somit den Luftporenanteil im Boden ausfüllen.

Weitere Einteilungsklassen bezüglich der Porenradien (und damit auf die Entwässerungsgeschwindigkeit einwirkend) sind in BEVEN und GERMANN (1982) sowie AMER (2012) aufgelistet. Dabei deutet sich an, dass eine über den Porenradius definierte Makropore mit $r \geq 30 \mu\text{m}$ bis $10\,000 \mu\text{m}$ einen weiten Interpretationsspielraum offen lässt. Andere Einteilungsklassen wiederum beziehen sich auf die Entstehungsart, wobei hauptsächlich zwischen Primärporen und Sekundärporen unterschieden wird. Primärporen sind Poren, die sich aufgrund der Beschaffenheit und Verdichtung der Feststoffanteile innerhalb der Bodenmatrix bilden. Als Sekundärporen werden überwiegend Makroporen bezeichnet, deren Entstehung auf äußere Faktoren zurückgeführt wird. In diesem Zusammenhang bilden sich Sekundärporen aufgrund von Quell/Schrumpfungsvorgängen in plastischen

¹⁷Beispielsweise zeigen BOUMA und DE LAAT (1981), dass Makroporen mit Porenanteilen von 90 % - 10 % am Gesamtporenvolumen zu 90 % der Infiltrationsrate führen.

Böden sowie durch biogene Prozesse, deren Ursache auf Klein- und Kleinsttiere (z.B. Regenwürmer, Ameisen, etc.) oder das Eindringen, Wachsen und Zersetzen von Pflanzenwurzeln im Boden zurückzuführen ist (BEVEN und GERMAN 1982).

Hinsichtlich der Saugspannung und Porenradien werden unterschiedliche Porenarten gem. den in Tab. 5 und Tab. 6 aufgeführten Klassifikationen nach BLUME, SCHEFFER und SCHACHTSCHABEL (2016) und AMER (2012) folgend unterteilt:

Tab. 5: Einteilung der Porendurchmesser in Abhängigkeit der Saugspannung

Nach BLUME, SCHEFFER und SCHACHTSCHABEL (2016):			
Einteilung	Äquivalentporendurchmesser [μm]	Saugspannung ψ_m [hPa]	Saugspannung pF*
Weite Grobporen	> 50	> -60	< 1,8
Enge Grobporen	50...10	-60... -300	1,8...2,5
Mittelporen	50...0,2	-300... -15000	2,5...4,2
Feinporen	<0.2	< -15000	> 4,2
Nach AMER (2012);			
Makroporen	> 500	> -3	< 0,48
Mittelporen I	500...250	-6	0,48...0,78
Mittelporen II	250...100	-15	0,78...1,18
* mit pF = $\log(-\psi_m)$			

Tab. 6: Einteilung von Porenarten nach hydraulischen Eigenschaften

Nach AMER (2012):			
Saugspannung ψ_m [hPa]	Einteilung		
0...-100	RDP	TDP	NCP
-100...-330	SDP		SMP
-100...-15000	CCP		
-330...-15000	WHP	WSP	
<-15000	FCP		
RDP: Schnell entwässernde Poren (rapidly draining pores) SDP: Langsam entwässernde Poren (slowly draining pores) CCP: Grobe Kapillarporen (coarse capillary pores) WHP: Wasserhaltende Poren (water holding pores) FCP: Feine kapillare Poren (fine capillary pores) TDP: Vollständig entwässernde Poren (total draining pores) WSP: Vollständig wasserhaltende Poren (total water-storage pores) NCP: Unwirksame kapillare Poren (non-capillary pores) SMP: Boden-Matrix Poren (soil matrix pores)			

Als Interaggregatporen werden diejenigen Grobporen bezeichnet, die sich zwischen den Aggregaten mit feinporiger Bodenmatrix bilden. Der Interaggregatporenraum entspricht daher einer Zone mit relativ mobilem Wasser. Im Gegensatz dazu bilden die Intraaggregatporen diejenigen Porenräume der feinporigen Bodenmatrix, in denen sich vergleichsweise immobiles Wasser befindet (FLÜHLER

2. Grundlagen

und ROTH 2004, MASSAT et al. 2016). In dem in Abb. 25 (oben rechts) dargestellten krümeligen Gefüge bilden die grauen Aggregate den Intraaggregatporenraum, während die weißen Zwischenräume den Interaggregatporenraum kennzeichnen.

Beispiele für unterschiedliche Porenarten sind in Abb. 27 dargestellt.

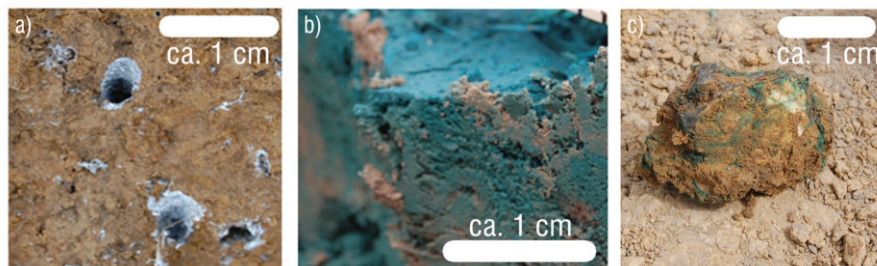


Abb. 27: *Verschiedene Arten der Infiltration; a) biogene Makroporen mit TiO_2 eingefärbt; b) Infiltration durch Matrix mit BB-FCF; c) mit BB-FCF eingefärbte Interaggregatporen (KOCH, KAHLE und LENNARTZ 2016)*

Abb. 27a zeigt eine mit Titandioxid (TiO_2)-Suspension als Markierstoff verwendete eingefärbte biogene Pore. In Abb. 27 b wurde der Matrixfluss mit dem blauen Markierstoff *Brillantblau* (BB-FCF) sichtbar gemacht. In Abb. 27 c sind schwache Verläufe durch BB-FCF eingefärbte Interaggregatporen angedeutet.

Nach AMER (2012) ist der Wasserfluss im porösen Medium primär von zwei Faktoren abhängig: Der effektiven Porengröße und der Porenkontinuität. Anhand eines Beispiels zeigt AMER (2012), dass die maximalen Leitfähigkeiten (Makroporen im Luftanteil) im Vergleich zu der an der Grenze der Kapillarporen auftretenden Geschwindigkeiten um den Faktor 5 niedriger ist. Weitere Einflussgrößen sind nach BEVEN und GERMANN (1982) die Makroporenform, die Makroporenlänge sowie Makroporenanzahl. Die Benennung dieser Eigenschaften ist allerdings schwierig, da die genannten Einflussgrößen i.d.R. nicht direkt bestimmbar sind.

2.4 Modellansätze zur Beschreibung der Wasserbewegung unter dem Einfluss von Makroporen

Einen Überblick zur Modellierung der Wasserbewegung und Stofftransportprozessen in strukturierten Böden geben BRESSEAU und RAO (1990) und ŠIMŮNEK et al. (2003). Demnach existieren zur Beschreibung der Wasserbewegung in teilgesättigten, strukturierten Boden semi-empirische und mechanische Ansätze. Zu den semi-empirischen Ansätzen gehört die Beschreibung der Wasserbewegung nach MUALEM-VAN GENUCHTEN (PERAU und POTTHOFF 2002, PERAU 2001). Als Nachteil dieser gilt, dass die Anwendung auf physikalisch nicht vollständig begründbarer Formparameter beruht und einen punktuellen Gültigkeitsbereich besitzt, der aufgrund empirischer Annahmen über das REV getroffen wird (MORGENSTERN 2007). Mechanische Ansätze dagegen werden durch eine Vielzahl von Gleichungssystemen formuliert, die auf der Beschreibung von Druckgradienten beruhen. Mechanische Ansätze sind somit theoretisch genauer, da sie sich direkt auf physikalische Grundlagen beziehen (PERAU und POTTHOFF 2002). Allerdings ist die Berechnung aufgrund der zahlreichen zusätzlichen Gleichungsbedingungen aufwendiger und die Erhebung notwendiger Eingangsdaten ist i.d.R. sehr aufwendig.

Modelle im Gleichgewichtszustand (equilibrium flow models): Zu den Modellen, deren Wasserbewegung sich im Gleichgewichtszustand befindet, zählen Modelle für granulare Medien. Die Modellbildung basiert auf Grundlage der RICHARDS-Gleichung unter Kombination der Bodenwasserretentionsfunktion zur Beschreibung des Wassertransports im teilgesättigten Zustand nach [Gl. 24]. Hierbei wird der Porenraum näherungsweise durch unimodale Porenverteilungen repräsentiert. Häufige genutzte Modelle sind in LEIJ, RUSSEL und LESCH (1997) zusammengefasst und beziehen in diesem Sinne ebenfalls das Modell nach MUALEM-VAN GENUCHTEN oder BROOKS & COREY ein (vgl. Abs. 2.3.6.1).

Durch die Kombination multi-modaler Bodenwasserretentionsfunktionen (durch Überlappung von Matrixporen und Makroporen) kann eine dem präferentiellen Porenfluss tendenziell ähnliche Wasserbewegung im granulären Medium nachgebildet werden (Abb. 28).

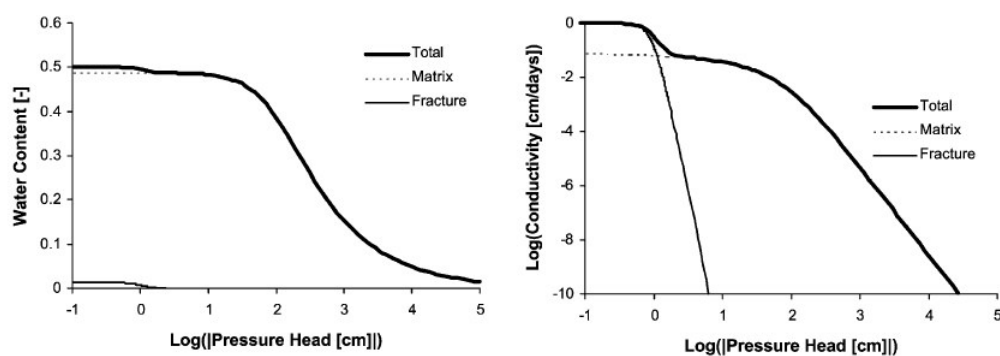


Abb. 28: Überlagerte SWCC und gesättigte hydraulische Leitfähigkeit zur Nachbildung eines einfachen dualen Porenflusses (ŠIMŮNEK et al. 2003)

In dem in der Abb. 28 dargestellten Beispiel nehmen die Grobporen lediglich 2,5% des gesamten Porenraums ein. Gleichzeitig bewirken sie aber 90% der Fließgeschwindigkeit nahe der Sättigungsgrenze. Obwohl solche Ansätze die Leitfähigkeit nahe der Sättigung signifikant erhöhen, kann hierdurch ein echter präferentieller Fluss jedoch nicht nachgebildet werden. Die Durchfeuchtungsfront im Modell bewegt sich weiterhin gleichmäßig durch das Medium. Sowohl die Makroporen als auch die Matrixporen sind am Wasseraustauschprozess beteiligt. Ein für die präferentielle Fließbewegung charakteristische Umgehung der Bodenmatrix wird hierdurch nicht abgebildet.

Modelle im Ungleichgewicht (non-equilibrium flow models): Zu den numerischen Modelansätzen, deren Wasserbewegung sich im Ungleichgewicht befindet, gehören alle Modelle, die eine präferentielle Fließbewegung im porösen Medium beschreiben. Hierzu gehören *Einfache-Poren-Modelle*, die auf Grundlage der RICHARDS-Gleichung aufgebaut sind. Die präferentielle Wasserbewegung wird dabei unabhängig von der SWCC durch kinematische Ansätze beschrieben.

Duale Porenmodelle (Dual porosity models): Duale Porenmodelle stützen sich auf der Annahme, dass die Wasserbewegung im Boden hauptsächlich durch einen präferentiellen Makroporenfluss (z.B. durch Risse oder Interaggregatporen) bestimmt ist. Eine Wasserbewegung innerhalb der Bodenmatrix (z.B. Intraaggregatporenfluss) findet dabei nicht statt. Hierdurch wird in der Bodenmatrix eine immobile Phase nachgebildet, die einen Austausch, einen Rückhalt und die Speicherung von Bodenwasser erlaubt und am Stofftransport beteiligt ist. Einfache duale Porenmodelle entstehen bereits durch die oben beschriebene Kopplung überlagerter Bodenwasserretentionsfunktionen. Zur Erstellung komplexerer Modelle mit mobilen/immobilen Phasen wird die RICHARDS-Gleichung um

2. Grundlagen

die kinematischen Wellengleichung ergänzt, wobei die Matrix weiterhin als immobile Komponente angenommen wird (ŠIMŮNEK et al. 2003).

Duale Leitfähigkeitsmodelle (Dual permeability models): Ähnlich wie Duale Porenmodelle kombinieren die Dualen Leitfähigkeitsmodelle die RICHARDS-Gleichungen mit dem Ansatz der kinematischen Wellenbewegung zur Beschreibung der präferentiellen Wasserbewegung im Boden. Ein Unterschied besteht jedoch darin, dass mehrere Modelle simultan existieren und der Wassertransport überlagernd in den Mikro-, Meso- und Makroporensystem berechnet wird. Ein Austausch zwischen Mikro- und Makroporenfluss wird hierdurch ermöglicht (ŠIMŮNEK et al. 2003).

Modellierungsbeispiele zur Beschreibung der präferentiellen Wasserbewegung in Makroporen: Unter dem Ansatz einer Rohrströmung modelliert HASELSTEINER (2007) beispielhaft den Makroporenfluss in einer gering durchlässigen Deichdeckschicht. Die Berechnungen führen dabei zu der Schlussfolgerung, dass die Systemleitfähigkeit eines Deiches erst dann signifikant erhöht wird, wenn die Makropore eine Verbindung zum durchlässigeren Stützkörper herstellen kann. Enden die Makroporen innerhalb einer geringdurchlässigen Schicht wird der Wassertransport durch die angrenzende, geringdurchlässige Bodenmatrix so stark reduziert, dass sich die Systemdurchlässigkeit des Deiches nur unwesentlich ändert.

In den in KHANDELWAL (2011) durchgeführten Untersuchungen wurden Eigenschaften von Schrumpfrissen (Rissanzahl, Risslänge und Rissöffnungsweite) im Modell anhand statistischer Kennwerte zufallsgeneriert erzeugt und die Durchströmung eines Deichkörpers auf Basis eines dualen Porensystems berechnet. Dabei wird festgestellt, dass die Systemdurchlässigkeit primär von der Anzahl der in die leitfähigeren Schichten führenden Poren dominiert wird. Ist diese Bedingung erfüllt, haben Änderungen der anderen Eigenschaften einen Einfluss auf die Durchströmung.

JINHUI (2009) untersucht das hydraulische Verhalten durchströmter Böschungen, deren Wasserbewegung durch Schrumpfrisse geprägt ist. Neben den Eigenschaften der Länge, der Breite und der Anzahl wird zusätzlich die Anisotropie der Rissausrichtung berücksichtigt. Die Untersuchungen zeigen, dass zur Erhebung der notwendigen Eingangsgrößen ein hoher Arbeitsaufwand notwendig ist. Darüber hinaus ist die Anwendung aufgrund der statistischen Annahmen an die Bedingung der statistischen Repräsentierbarkeit der Makroporeneigenschaften geknüpft.

Ein Beispiel eines 2-Phasenmodells mit vertikaler Infiltration ist in LUDWIG, GERKE und WENDROTH (1999) beschrieben. In diesem Modell wird die gesättigte hydraulische Leitfähigkeit aus der Summe des gesättigten Matrixflusses $k_{s,m}$ und des gesättigten Makroporenflusses $k_{s,f}$ nach $k_s = k_{s,m} + k_{s,f}$ einzeln betrachtet und in funktionaler Abhängigkeit zum Matrixpotential gestellt. Ein Ansatz eines dualen Durchlässigkeitsmodells wird in VOGEL et al. (2000) erläutert (Abb. 29).

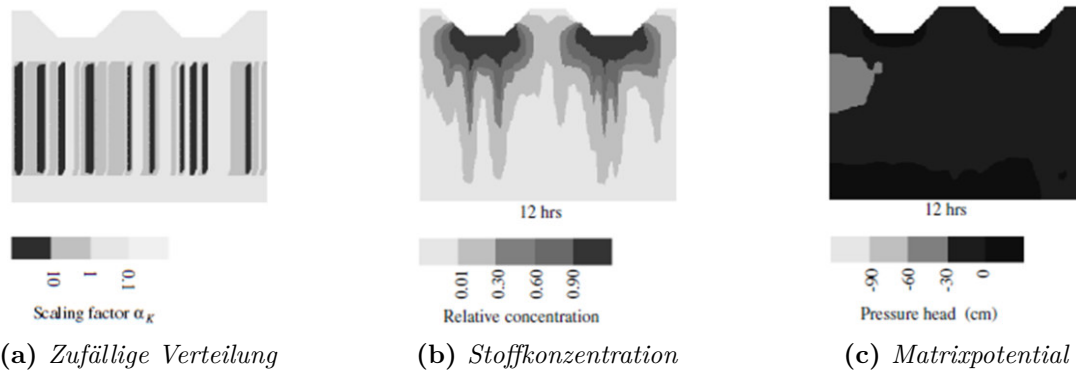


Abb. 29: Beispielhafte Berechnungsergebnisse der Wasserbewegung in Makroporen auf Grundlage eines Dualen Permeabilitätsmodells (VOGEL et al. 2000)

In dem in Abb. 29a dargestellten Beispiel wird die heterogene Bodenstruktur durch statistisch verteilte Zonen in vertikaler Ausrichtung und variierenden Leitfähigkeiten nachgebildet. Der Ansatz führt zu der in Abb. 29b dargestellten Stoffkonzentrationsverteilung und weist hohe Ähnlichkeiten zu den in der Natur beobachteten charakteristischen präferentiellen Fließpfaden auf (vgl. Abb. 26). In Abb. 29c sind die zugehörigen Matrixpotentiale dargestellt. Sie zeigen, dass fast ausschließlich der gesamte Bodenhorizont durch Potentiale $\psi_m > -30$ cm gekennzeichnet ist und somit nahezu eine Vollsättigung vorliegt.

2.4.1 Einflüsse der Vegetation auf die Infiltration von Deichen

Kurze, geschlossene Vegetationsdecken sind ein wesentlicher Bestandteil von Deichdeckschichten (vgl. Abs. 2.1.2), wobei sich Vegetationsschicht generell positiv auf die Standsicherheit eines Deiches auswirkt. Insbesondere Rasen- und Magerrasengesellschaften verbessern aufgrund ihres intensiven Wurzelwachstums und kurzer Wuchshöhe folgende Eigenschaften einer Deichdeckschicht durch:

- Erhöhung der Widerstände gegen Oberflächenerosion,
- Dämpfung klimatischer Einflussgrößen und
- Erhöhung von Scherfestigkeiten im oberflächennahen Wurzelbereich.

Die mit dem Bewuchs von Gehölzpflanzen einhergehenden negativen Eigenschaften resultieren in erster Linie aus einer bodenlockernden Wirkung, einer Begünstigung von Wühltieren sowie den damit verbundenen Standsicherheitsrisiken. Insbesondere der unwegsame Bewuchs durch Gehölzpflanzen führt zu Erschwernissen beim Monitoring sowie der Deichverteidigung und kann die hydraulische Wirksamkeit des Deichvorlandes durch Erhöhung der Rauigkeiten stark beeinflussen. Die im Rahmen dieser Arbeit notwendigen Grundlagen beschränken sich auf die am Rostocker Forschungsdeich vorkommenden Rasen- und Magerrasengesellschaften, die zum Verständnis der geohydraulischen Eigenschaften des am Rostocker Forschungsdeiches verwendeten Baggergutes notwendig sind. Auf die Bedeutung von Gehölzpflanzen wird folgend daher nicht näher eingegangen.

Einflüsse der Durchwurzelung: Der wesentliche Teil positiver Eigenschaften der Vegetation auf die Deichdeckschicht ist auf die Bewehrung des Oberbodens aufgrund der Durchwurzelung zurückzuführen. Als Wurzel wird dabei der gesamte morphologische Teil einer Pflanze bezeichnet, der sich innerhalb der Bodenzone befindet. Die Wurzel dient der Verankerung der Pflanze im Boden sowie

2. Grundlagen

der Wasser- und Nährstoffaufnahme. Morphologisch gliedern sich die Merkmale der Durchwurzelung in intensive Wurzler, extensive Wurzler oder einer Kombination aus Intensiv-Extensivwurzler. Intensivwurzler sind i.d.R. Kräuter und Gräser. Die Wurzelmorphologie ist durch ein kurzes, stark verzweigtes und dichtes Wurzelwerk gekennzeichnet. Extensivwurzler hingegen haben ein weitreichendes und meist tiefgehendes Wurzelsystem. Die Wurzel einer Pflanze wird darüber hinaus bezüglich ihrer Durchmesser in Fein- oder Grobwurzeln eingeteilt, wobei bei Feinwurzeln ($\varnothing < 5 \text{ mm}$) zwischen Feinstwurzeln ($\varnothing < 1 \text{ mm}$), Feinwurzeln im engeren Sinn ($1 \text{ mm} < \varnothing < 2 \text{ mm}$) und Schwachwurzeln ($2 \text{ mm} < \varnothing < 5 \text{ mm}$) unterschieden wird (KÖSTLER, BRÜCKNER und BIBELRIETHER 1968). Homogene Rasendecken bilden als artenarme Bestände Wurzelhorizonte von 5 cm bis 10 cm aus, während artenreiche Pflanzengesellschaften allgemein tiefere Wurzelhorizonte von 35 cm bis 175 cm erreichen (DVWK-M 226 1993).

Das Wurzelwachstum ist neben der Pflanzenart auch von standortspezifischen Faktoren abhängig. An Standorten mit hoher Nährstoffverfügbarkeit nimmt die Durchwurzelung generell zu. Substrate aus steinig-sandigen Böden haben eine niedrige nutzbare Feldkapazität (nFK) und bilden häufig eine mechanische Barriere. Mit zunehmender Korngröße sind wachsende Wurzelspitzen nicht mehr fähig die Körner zu verdrängen. Sie bewirken hierdurch eine Wurzelhemmung mit einhergehender Richtungsänderung oder Wachstumsstopp. Auch Substrate aus stark tonigen Böden führen zur Wurzelhemmung, wenn der Boden stark verdichtet und die Wasserverfügbarkeit aufgrund starker Wasserbindungskräfte durch eine niedrige nFK begrenzt ist. Eine Durchwurzelung von Tonböden ist i.d.R. dann möglich, wenn der Boden durch Rissbildung zuvor gelockert wurde. Eine einhergehende Evapotranspiration verstärkt den Austrocknungsprozess und damit die Rissbildung, wodurch das Wurzelwachstum wiederum begünstigt wird (HARTGE et al. 2014).

Es besteht ein Zusammenhang zwischen Dichte, Porosität und Durchwurzelbarkeit eines Bodens, der in GISI (1990) am Beispiel einer Feinerde untersucht wurde. Die Untersuchungen zeigen, dass sehr stark verdichtete Böden mit Dichten $\rho > 1,8 \text{ g cm}^{-3}$ sehr schwer durchwurzelt werden. Locker gelagerte Böden mit $\rho 1,1 \text{ g cm}^{-3}$ gelten hingegen als gut durchwurzelt (vgl. HUSICKA 2003). Bezüglich des Wurzelwachstums nennt CODER (1998) für Tone eine Grenzdichte von $1,4 \text{ g cm}^{-3}$ und für Sande $1,8 \text{ g cm}^{-3}$. Eine verallgemeinernde Angabe von Wurzeltiefen ist demnach nicht sinnvoll, da sich solche Angaben häufig auf Maximalwerte beziehen und standortspezifische Faktoren unberücksichtigt bleiben (HASELSTEINER 2007).

Pflanzenwurzeln benötigen Sauerstoff für die Zellatmung. Da der von den photosynthesefähigen Pflanzenbestandteilen produzierte Sauerstoff lediglich über Diffusionsprozesse in die Wurzel gelangt, benötigen die Wurzeln von Gräsern zusätzlich eine Sauerstoffaufnahme durch Luftporen. Stauwassergefährdete Böden (Stagnogleye) sind daher ungünstig Standorte, da die vom Wasser verdrängte Luft zur Sauerstoffarmut (Hypoxie) in der Pflanzenwurzel führt (HASELSTEINER 2007). Bei langanhaltender Staunässe kann die Wurzel absterben. Bezüglich der Bodenart haben bindige Böden allgemein eine geringere Luftkapazität (Sauerstoffvorrat) als granuläre Materialien und damit ein geringeres Potential zur Sauerstoffversorgung (HASELSTEINER 2007).

Eine durch Gräser hervorgerufene Lockerung der oberflächennahen Bodenhorizonte einer Deichdeckschicht ist in erster Linie auf die Mineralisierung abgestorbener Pflanzenwurzeln zurückzuführen. Dabei werden Wurzeln höherer Pflanzenordnungen zunächst durch das Edaphon zerlegt. Die verbleibenden organischen Reste werden anschließend durch Mikroorganismen in ihre anorganischen Bestandteile mineralisiert. Die Zersetzungsdauer ist dabei von der Anzahl der Bodenorganismen, der Bodentemperatur, dem Sauerstoffgehalt im Boden sowie dem Wurzeldurchmesser abhängig. Wird die Verfügbarkeit von Bodenstickstoff als Indikatoren einer Mineralisierung gesehen, muss

davon ausgegangen werden, dass die Zersetzung einer Wurzel unmittelbar nach dem Absterben der Pflanze einsetzt und innerhalb der Wachstumsperiode weit fortschreitet. Ein Indikator hierfür ist der typischerweise nach einer Ernte aufgrund der Mineralisierung ansteigende verfügbare Stickstoffanteil bei Kulturlandschaften (Abb. 30).

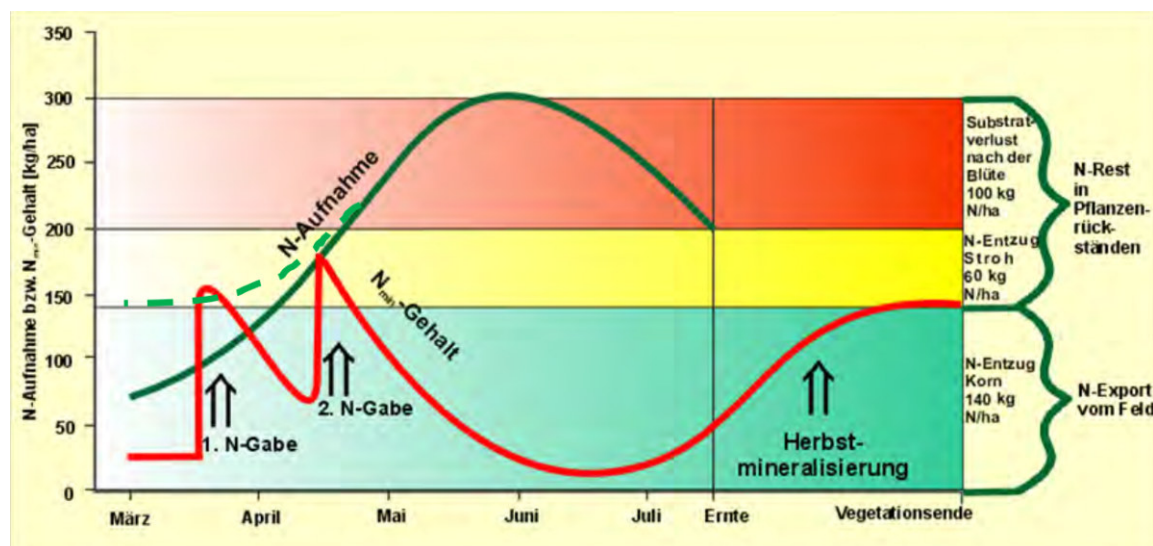


Abb. 30: Typischer Jahresverlauf der Stickstoffaufnahme und des verfügbaren Stickstoffs einer Winterrapskultur mit Anstieg durch Mineralisierung nach der Ernte (LfULG (Albert) o.D zitiert in GRUNERT 2015)

HASELSTEINER und STROBL (2004) führen eine lockernde Wirkung von Wurzeln bezüglich des Oberbodens auf zwei Prozesse zurück: Auf die Hohlrumbildung nach der Zersetzung und auf mechanische Einwirkungen aufgrund von Kraftübertragung der Pflanze auf den Boden. Letztere tritt dabei i.d.R. bei Gehölzpflanzen auf und ist hauptsächlich auf Kraftübertragungen durch Windeinwirkungen zurückzuführen (Abb. 31).

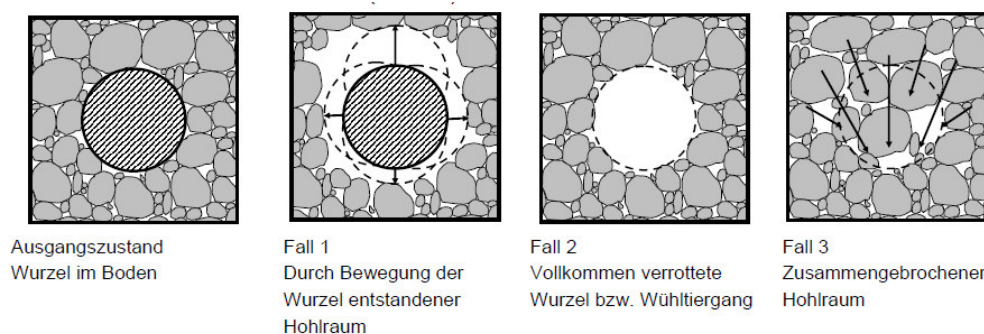


Abb. 31: Prozess der wurzelbedingten Bodenlockerung (HASELSTEINER und STROBL 2004)

Ein allgemeiner Einfluss der Vegetationsdecke auf die hydraulische Leitfähigkeit des Oberbodens wurde in HUSICKA (2003) untersucht. Hierbei wurde festgestellt, dass die Bodenlockerung mit zunehmender Tiefe abnimmt und die Dichte von $1,1 \text{ g cm}^{-3}$ (bis 5 cm) auf $1,45 \text{ g cm}^{-3}$ zunimmt. Die Untersuchung der Durchlässigkeit in Tiefen von 0 cm bis 10 cm führt zu dem Ergebnis, dass die Leitfähigkeit eines durchwurzeltten Horizontes bei $1 \cdot 10^{-5} \text{ m s}^{-1}$ bis $1 \cdot 10^{-4} \text{ m s}^{-1}$ liegt.

2. Grundlagen

Weitere Untersuchungen wurden durch PRETTYMAN und MCCOY (2003) durchgeführt, wobei Durchlässigkeiten für Rasen im Bereich zwischen $1 \cdot 10^{-3} \text{ m s}^{-1}$ bis $2 \cdot 10^{-3} \text{ m s}^{-1}$ angegeben werden. Ähnliche Ergebnisse werden durch PARKIN, ROY und WAGNER-RIDDLE (2000) bestätigt, in welchen das geohydraulische Verhalten von geschichteten Böden (Lehme und Sande, Schichtmächtigkeit je 25 cm) unter einer Grasdecke untersucht wurde. Die Durchlässigkeit der durchwurzelter Schicht wurde hierbei zwischen $3 \cdot 10^{-5} \text{ m s}^{-1}$ bis $4 \cdot 10^{-3} \text{ m s}^{-1}$ ermittelt.

HASELSTEINER (2007) bezieht sich auf eigene Untersuchungen zum Infiltrationsvermögen von 26 beprobten Grasnarben an sieben unterschiedlichen Standorten am Mangfalldeich und nennt Infiltrationsraten, die im Bereich $4,18 \cdot 10^{-5} \text{ m s}^{-1}$ bis $2,29 \cdot 10^{-3} \text{ m s}^{-1}$ (Mittelwert bei $6,51 \cdot 10^{-4} \text{ m s}^{-1}$) liegen.

Abgestorbene und zersetzte Wurzeln können zu einer Durchlässigkeit von $10 \cdot 10^{-4} \text{ m s}^{-1}$ bis $10 \cdot 10^{-3} \text{ m s}^{-1}$ führen. Insbesondere die intensive Durchwurzelung der Lupinen kann hierbei die Durchlässigkeit von schluffigen Substraten um den Faktor 30 bis 287 und bei sandigen Böden um den Faktor 9 - 550 erhöhen (FRANKE und BRUHM 1989).

Über die Wurzeln nehmen Gräser- und Kräuterpflanzen Wasser aus dem Boden auf und geben dieses im gasförmigen Zustand wieder an die Atmosphäre ab (Transpiration). Hierfür wird entweder pflanzenverfügbares Wasser (nFK) aufgenommen, das durch Infiltration von Niederschlagswasser im Boden erneuert wird oder vom Grundwasser bezogen wird. Im ersten Fall bewirkt die Wasseraufnahme eine auf den Boden wirkende Saugspannung bis in Bereiche bei pF 4,2 (PWP), wobei der Wassergehalt im Boden mit der Tiefe zunimmt. Vergleiche der von Pflanzenwurzeln erzeugten Saugspannungskurven in bindigen oder sandigen Böden führen zu dem Ergebnis, dass die Saugspannung durchwurzelter Horizonte eine vom Substrat unabhängig charakteristische Kurve aufweist und der Saugspannungscharakteristik schluffiger Böden ähnelt (PARKIN, ROY und WAGNER-RIDDLE 2000; HASELSTEINER 2007). In Bezug sandiger Materialien wird hierdurch generell ein saugfähigeres Material vorgetauscht. Demgegenüber führt ein Wasserentzug aus dem Grundwasserkörper bei ausreichendem Wasserdargebot zu keiner wesentlichen Änderung der Wassergehalte, da durch die Kapillarwirkung des Bodens stets neues Wasser aufwärts gezogen wird.

Sowohl die durch Pflanzen hervorgerufene Transpiration als auch die Verdunstung von Gravitationswasser (Evaporation) bewirken im Boden eine Abnahme der Bodenwassergehalte an grundwasserfernen Standorten. Dieser als Evapotranspiration zusammengefasste Vorgang unterliegt jedoch komplexen Wechselwirkungen und ist im hohen Maß von den aktuellen Witterungsverhältnissen, den saisonalen Vegetationszyklen, dem Artenbestand, der Wurzeldichte und Wurzelmorphologie, bodenspezifischer Eigenschaften und lokaler Standortfaktoren abhängig. Eine gängige Methode zur Ermittlung der Evapotranspiration ist die Aufstellung von Wasserhaushaltsbilanzen, in dem aus Niederschlag und Abfluss (Oberflächenabfluss oder Grundwasserneubildung) die Bilanz zur Evapotranspiration (inkl. der Interzeptionsverdunstung) bestimmt wird. Zur Erhebung von Messdaten sind hierfür i.d.R. aufwendige Messverfahren wie Lysimeter erforderlich. Für Mitteleuropa wird die Evaporation in den Wintermonaten im Bereich von $0,1 \text{ mm d}^{-1}$ bis $0,3 \text{ mm d}^{-1}$ angegeben. In den Sommertagen steigt die Evapotranspiration auf etwa 2 mm d^{-1} bis 3 mm d^{-1} , wobei an strahlungsreichen Sommertagen häufig auch Verdunstungsraten von bis zu 7 mm d^{-1} und bei starker Warmluftadvektion bis zu 10 mm d^{-1} auftreten (DWA-M 504-1 2018). Die Angaben beschränken sich allerdings auf großräumige Mittelwerte und schließen eine differenzierte Betrachtung zwischen der Verdunstung von Grasflächen, Waldflächen oder urbanen Gebieten nicht ein. Die Verdunstung kann darüber hinaus auch an warmen Sommertagen vollständig zum Erliegen kommen, wenn Böden vollständig ausgetrocknet sind oder die Luftwassersättigung bei 100% liegt (der Potentialgradient

wird 0).

Zur Förderung kurzer und dichter Vegetationsdecken werden nach Fertigstellung einer Deichdeckschicht Saatgutmischungen aufgebracht. Dabei werden Saadmischungen bevorzugt, die die Etablierung einer Rasen- und Magerrasengesellschaft prinzipiell begünstigt. Beispiele solcher Saatgutmischungen sind hierfür in Tab. 7 exemplarisch dargestellt.

Tab. 7: Beispiele für Saadmischungen im Deichbau

(Lat. Bezeichnung)	Art (Dt. Bezeichnung)	Anteil [%]					
		V.I	V.II	A	B	C	D
<i>Achillea millefolium</i>	Wiesen-Schafgarbe	-	-	-	5	-	-
<i>Agrostis stolonifera</i>	Flechtstraußgras	-	-	10	-	-	-
<i>Agrostis tenius</i>	Rotes Straußgras	-	-	10	-	-	-
<i>Bromus erectus</i>	Aufrechte Trepse	-	-	10	-	-	-
<i>Cynosurus cristatus</i>	Kammgras	-	-	-	10	-	-
<i>Festuca ovina</i>	Schlaf-Schwengel	-	-	5	-	-	-
<i>Festuca pratensis</i>	Wiesen-Schwengel	-	-	5	-	-	-
<i>Festuca rubra</i>	Gewöhnlicher Rotschwengel	60	54,6	10	20	5	40
<i>Lolium perenne</i>	Dt. Weidelgras	30	27,3	10	20	50	30
<i>Medicago sativa</i>	Saat-Luzerne	-	3	-	-	-	-
<i>Lotus corniculatus</i>	Hornklee	-	-	5	-	-	-
<i>Phleum nodosum</i>	Zwiebel-Lieschgras	-	-	-	5	-	-
<i>Phleum pratense</i>	Wiesen-Lieschgras	-	-	-	-	25	-
<i>Poa annua</i>	Einjahrs-Rispengras	-	-	5	-	-	-
<i>Poa compressa</i>	Platthalm-Rispengras	-	-	10	-	-	-
<i>Poa pratensis</i>	Wiesen-Rispengras	10	9,1	5	40	20	30
<i>Poa prat. angustifolia</i>	Schmalblättriges W.-Risp.	-	-	15	-	-	-
<i>Trifolium repens</i>	Weißklee	-	6	-	-	-	-
Quellen:							
V1: Saadmischung Variante 1 (SAATHOFF, CANTRÉ und SIKORA 2015)							
V2: Saadmischung Variante 2 (SAATHOFF, CANTRÉ und SIKORA 2015)							
A: HASELSTEINER (2007, S. 118)							
B: HASELSTEINER (2007, S. 118)							
C: Begrünung einer Deichbaumaßnahme in Zingst (StALU 2021)							
D: Saadmischung für Nordsee- und Tidestromdeiche (EAK 2020, Tab. G8, S. 474)							

Die in Tab. 7 als V.I und V.II¹⁸ gekennzeichneten Saadmischungen wurden im Rahmen der Begrünungsversuche am Rostocker Forschungsdeich testweise aufgebracht. Die hierfür charakteristischen morphologischen Merkmale der Wurzelformen sind in Abb. 32 exemplarisch dargestellt.

¹⁸Abweichend von herkömmlichen Saadmischungen im Deichbau, wurden Weißklee und Saatluzerne am Rostocker Forschungsdeich aufgebracht in V.II, um zu erproben, wie sich die Vegetation mit hoher Wurzeldichte bzw. großer Wurzeltiefe auf die Ausbildung von Schrumpfungsrissen in der Deichdeckschicht auswirkt.

2. Grundlagen

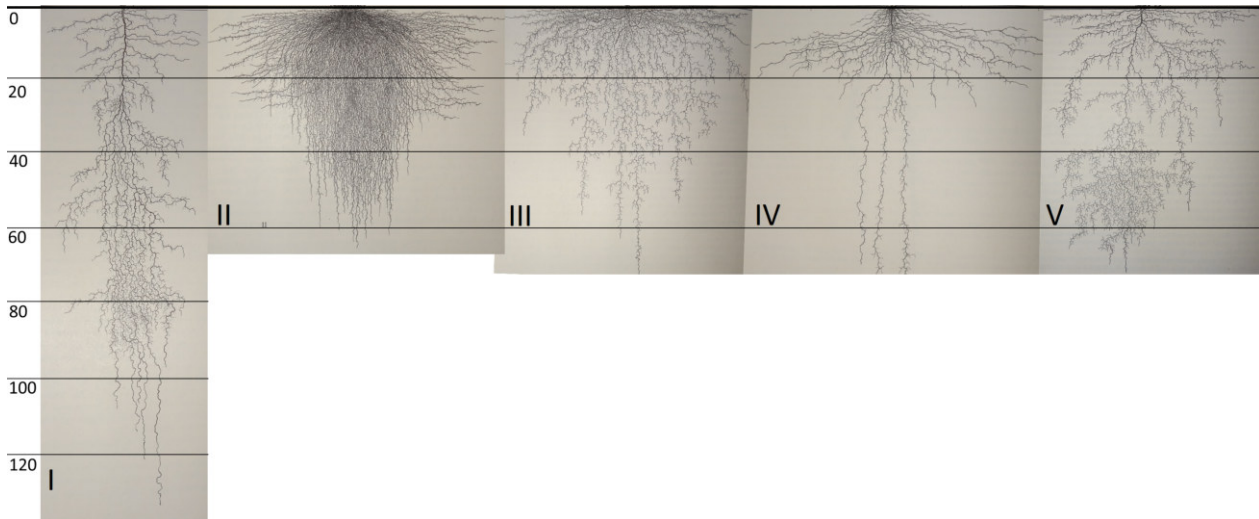


Abb. 32: Wurzelform und -tiefen ausgewählter Pflanzen: I Saat-Luzerne (*Medicago sativa*); II Dt. Weidelgras (*Lolium perenne*); III Wiesen-Rispengras (*Poa pratensis*); IV Gemeine Melde (*Atriplex patula*); V Weißklee (*Trifolium repens*) (KUTSCHERA 1960)

Das Weidelgras (*Lolium perenne*) ist ein Hemikryptophyt und eine ausdauernde, wintergrüne und rasenbildende Pflanze. Es erreicht Wurzeltiefen von bis zu 50 cm. Das Wiesen-Rispengras (*Poa pratensis*) erreicht Wurzeltiefen von bis zu 60 cm und ist ein locker rasenbildendes, mehrjähriges Gras. Der Weißklee (*Trifolium repens*) wurzelt bis 70 cm und ist eine mehrjährige, ausdauernde und krautige Pflanze. Der Gewöhnliche Rotschwengel (*Festuca rubra*) ist ein anspruchsloses Süßgras und erreicht Wurzeltiefen von etwa 20 cm bis 30 cm.

Die Saat-Luzerne (*Medicago sativa*) wird zur Ansaat an Deichen selten verwendet. Die Angaben zu den Wurzeltiefen variieren mit der Pflanzenart und erreichen standortabhängig Tiefen von 200 cm bis 450 cm. Die Saat-Luzerne ist eine krautige Pflanze und gehört zu den Hemikryptophyten und Chamaephyten. Ähnlich wie Weißklee, besitzt die Pflanze aufgrund bakterieller Symbiosen mit Rhizobien die Fähigkeit zur Stickstofffixierung im Boden.

Sonstige Einflüsse: Die Vegetationsdecke hat eine puffernde Wirkung klimatischer Umwelteinflüsse auf den Oberboden. Durch Blätter und Sprossachsen einer Pflanze werden die auf den Boden wirkenden Einstrahlungswinkel der Sonne gesenkt und somit Temperaturanstiege verzögert. Bei Frosttemperaturen hat die Vegetationsdecke eine isolierende Wirkung. Darüber hinaus begrenzt ein dichter Oberflächenbewuchs eine durch Winderosion oder durch Niederschlag erzeugte Oberflächenerosion und vermindert somit den ungewollten Materialtransport entlang der Oberfläche.

2.4.2 Organik

Die biologische Aktivität von Pflanzen, Tieren und Mikroorganismen führt zum stetigen Auf- und Abbau organischer Substanzen im Boden, wobei Kohlenstoff im Boden auch langfristig gebunden werden kann (z.B. Torfbildung, Inkohlung). Generell wird die Gesamtheit der toten organischen Substanz im Boden begrifflich als Humus zusammengefasst. Das Edaphon und lebende Wurzeln sind von dieser Definition ausgeschlossen. Der Humus wird in Abhängigkeit des Zersetzungsgrades

begrifflich in Streustoffe (geringfügig zersetzte org. Stoffe im sichtbaren Skalenbereich) und mineralisierungsstabile Huminstoffe eingeteilt (BLUME, SCHEFFER und SCHACHTSCHABEL 2016).

Als Huminstoffe werden Gruppen biogen gebildeter, heterogener, organischer Substanzen bezeichnet, die allgemein gelb bis schwarz gefärbt sind und hochmolekulare Strukturen aufweisen (Abb. 33). Huminstoffe sind morphologisch stark umgewandelte, organische Substanzen und besitzen keine makroskopisch sichtbaren Gewebestrukturen. Da sie durch Mikroorganismen schwer zu mineralisieren sind, sind die Umsetzraten niedrig und die Verweilzeiten im Boden entsprechend lang. Sie bilden aufgrund ihrer Komplexität im chemischen Sinn keine eigene Stoffgruppe und werden bezüglich ihrer Wasserlöslichkeit in Fulvinsäuren (wasserlöslich bei jedem pH-Wert), Huminsäuren (pH <2 unlöslich, sonst löslich) sowie den Huminen (generell bei allen pH-Werten unlöslich) eingeteilt. Die Bildung zersetzungsstabiler Huminstoffe wird als Humifizierung bezeichnet, womit eine Umwandlung organischer Substanzen im Boden im engeren Sinne inbegriffen ist (FOOKEN 1999).

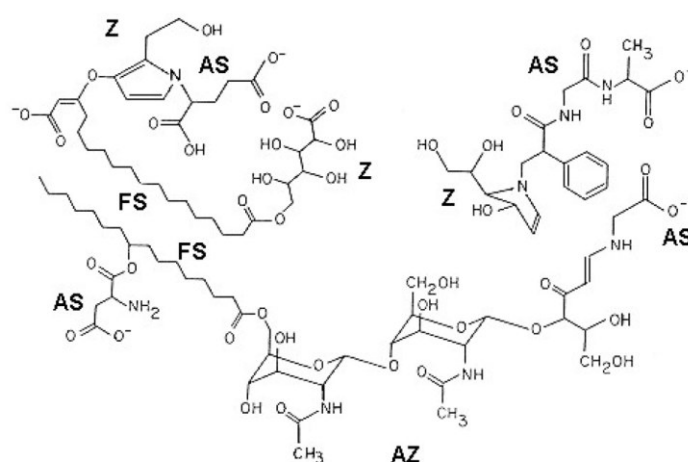


Abb. 33: Beispielhaftes Komplexmolekül einer Huminsäure mit AS: Aminosäuren; AZ: Aminosucker; FS: Fettsäure und Z: Zucker (GAGOSIAN 1978 zitiert in FOOKEN 1999)

Ein hoher Huminstoffanteil im Boden kann sich nach BLUME, SCHEFFER und SCHACHTSCHABEL (2016) auf folgende Bodeneigenschaften auswirken:

- auf die Kationenaustauschkapazität, das Sorptionsverhalten sowie der Fähigkeit zur Komplexbildung von Pflanzennährstoffen,
- auf eine verzögerte Freisetzung der ab- und adsorbierter Pflanzennährstoffe,
- auf die Bodenstruktur (z.B. Bildung und Erhalt von Krümmelgefüge),
- auf die Verbesserung der Wasserführung und des Wasserhaltevermögens,
- auf Verbesserung der Filter- und Pufferkapazität,
- der Immobilisierung und Entgiftung organischer und anorganischer toxischer Substanzen,
- die Erhöhung der Bodentemperatur durch Lichtabsorption und
- der Förderung des Pflanzenwachstums unter suboptimalen Bedingungen.

Unter geotechnischen Gesichtspunkten führen hohe Huminstoffanteile im Boden tendenziell zu einer höheren Porosität und einer niedrigeren Lagerungsdichte. Dies ist insbesondere auf eine Aggregatbildung und höheren Kohäsion zurückzuführen, die durch die höheren Bindungskräfte zwischen der

2. Grundlagen

organischen Substanz (primär durch Polysaccharide) und der Festphasen des Bodens hervorgerufen werden. Die Eigenschaft ist bei lehmigen Böden besonders ausgeprägt. Da Huminstoffe im Boden teilweise einen hydrophoben Charakter aufweisen, kann die Ausbildung von Fließwegen in Böden mit hohen Huminstoffanteilen begünstigt werden.

SOANE (1990) verweist auf die Schwierigkeiten bei der Berechnung der Porosität organikreicher Böden, da die Dichte organischer Strukturen stark variiert. Nach SOANE (1990) sind folgende Eigenschaften im Boden durch Organische Substanz (OS) beeinflusst:

- Bindungskräfte zwischen Bodenpartikel und Aggregaten,
- Elastizität,
- Dilutions-Effekte,
- Filament-Effekte,
- Effekte der elektrischen Ladung und
- Reibungseffekte.

Zur Bestimmung der organischen Anteile im Boden haben sich in der Praxis die Verfahren zur Ermittlung des Glühverlustes V_{gl} (GV, oder engl. LOI loss on ignition) nach DIN 18128 (2002) oder des Gesamtkohlenstoffs (TOC, total organic carbon) nach DIN EN 15936 (2012) durchgesetzt. Der Glühverlust V_{gl} ist definiert als der Masseverlust des Bodens nach dem Verglühen in Relation zur Masse des getrockneten Bodens vor dem Verglühen. Die Methode beruht auf der Oxidation organischer Bestandteile im Muffelofen und deren Verflüchtigung bei Temperaturen von 550 °C im Zeitraum von zwei Stunden. Da sich neben den organischen Bestandteilen auch Kristallwasser oder Karbonate verflüchtigen können, ist die Genauigkeit bezüglich der organischen Substanz teilweise unscharf. Die Bestimmung des Gesamtkohlenstoffs TOC hingegen bezieht sich dem gegenüber lediglich auf die Angabe des Masseanteils des elementaren Kohlenstoffs in einer Bodenprobe. Dabei wird eine Probe bei Temperaturen von 900 °C bis 1500 °C unter Zuführung eines kohlenstofffreien Gases erhitzt. Die reaktionsbedingte CO_2 -Konzentration des Endproduktes kann durch nichtdispersive Infrarot-Detektoren (NDIR-Detektoren) erfasst werden, wodurch wiederum die Bestimmung des elementaren Kohlenstoffs ermöglicht wird. Da organische Verbindungen neben dem elementaren Kohlenstoff weitere Elemente (z.B. Sauerstoff, Stickstoff, Phosphor, ...) enthalten, wird zur Abschätzung der OS der TOC-Wert mit dem Faktor 1,725 im Rahmen einer stöchiometrischen Korrektur multipliziert.

Mit Verweis auf die in GROSSE (2017) durchgeführten geotechnischen Untersuchung der am Rostocker Forschungsdeich verwendeten Baggergutmaterialien wurden in den Materialproben augenscheinlich lediglich geringe Anteile an Streustoffen erkannt. Aufgrund der schwarzen Färbung der Materialien sowie der TOC-Werte (5 % bis 7 %) ist die Schlussfolgerung gerechtfertigt, dass die Eigenschaften des am Rostocker Forschungsdeiches verwendeten Baggerguts mitunter maßgeblich durch einen hohen Anteil an Huminstoffen geprägt sind.

3. Rostocker Forschungsdeich

Der wissenschaftliche Erkenntnisstand zum Umgang mit Baggergut im Deichbau weist in aktueller Einschätzung weiterhin offene Fragen auf, z.B. wie die Materialien hinsichtlich des Materialverhaltens in der praktischen Anwendung zu bewerten sind. Um diese Lücke zu schließen und praktische Erfahrungswerte zu sammeln, wurde im Projekt *DredgDikes* (SAATHOFF, CANTRÉ und SIKORA 2015) beginnend ab März 2012 in zweimonatiger Bauzeit ein großskalierter Forschungsdeich auf dem Gelände der Rostocker Spülfelder (bei Markgrafenheide) errichtet. Da sich die in dieser Arbeit bezogenen Untersuchungen auf die Auswertung von Daten beziehen, die unmittelbar im Zusammenhang zu diesem Bauwerk stehen, werden im Folgenden der Einbau und die verwendeten Materialien näher erläutert.

3.1 Aufbau und Deichquerschnitte

Der in Abb. 34 dargestellte Rostocker Forschungsdeich hat eine Länge von 145 m (Nord-Süd Ausrichtung) und besitzt eine maximale Breite von 45 m. Das Bauwerk ist so angelegt, dass der West- und Ostdeich im Verbund mit den dazwischen eingebauten vier Querdämmen (a-d) insgesamt drei separate Polder (I-III) bilden, die unabhängig voneinander hydraulisch belastet werden können (s. Einstauversuche (ESV); Abs. 3.5). Da am Westdeich die Oberflächenerosion durch Überströmung untersucht werden sollte, ist die Kronenhöhe auf dieser Seite abschnittsweise niedriger (Überströmrinnen). Im Ostdeich hingegen wurden die physikalischen Zustände während der Durchfeuchtung des Deiches aufgezeichnet, die sich aufgrund der hydraulischen Beanspruchungen während der Einstau- und Überströmversuche ergaben. Zu diesem Zweck wurden während und nach der Bauphase auf dieser Seite insgesamt über 80 Sensoren installiert.

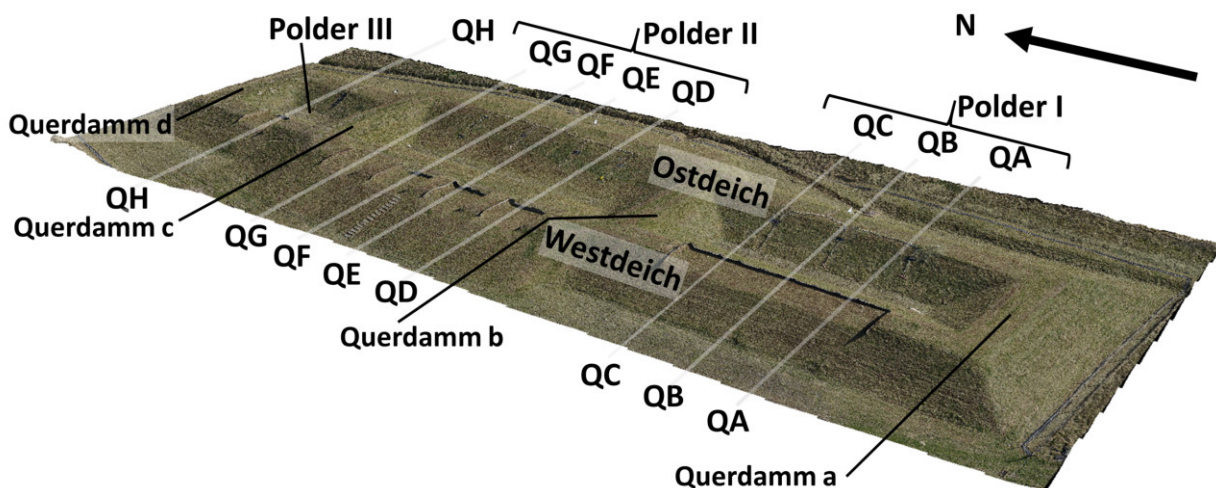


Abb. 34: Allgemeiner Aufbau des Rostocker Forschungsdeichs (UAV-Befliegung, 2016)

Innerhalb der drei Polder variieren die Querschnitte in ihrem Aufbau, in der Wahl der verwendeten Materialien und in der verwendeten Einbautechnologie. In diesem Zusammenhang wurden am Rostocker Forschungsdeich insgesamt acht unterschiedliche Querschnitte (QA-QH) realisiert, die jeweils Abschnittslängen von 8 m aufweisen und durch gering leitfähige mineralische Barrieren voneinander getrennt sind (Abb. 35).

3. Rostocker Forschungsdeich

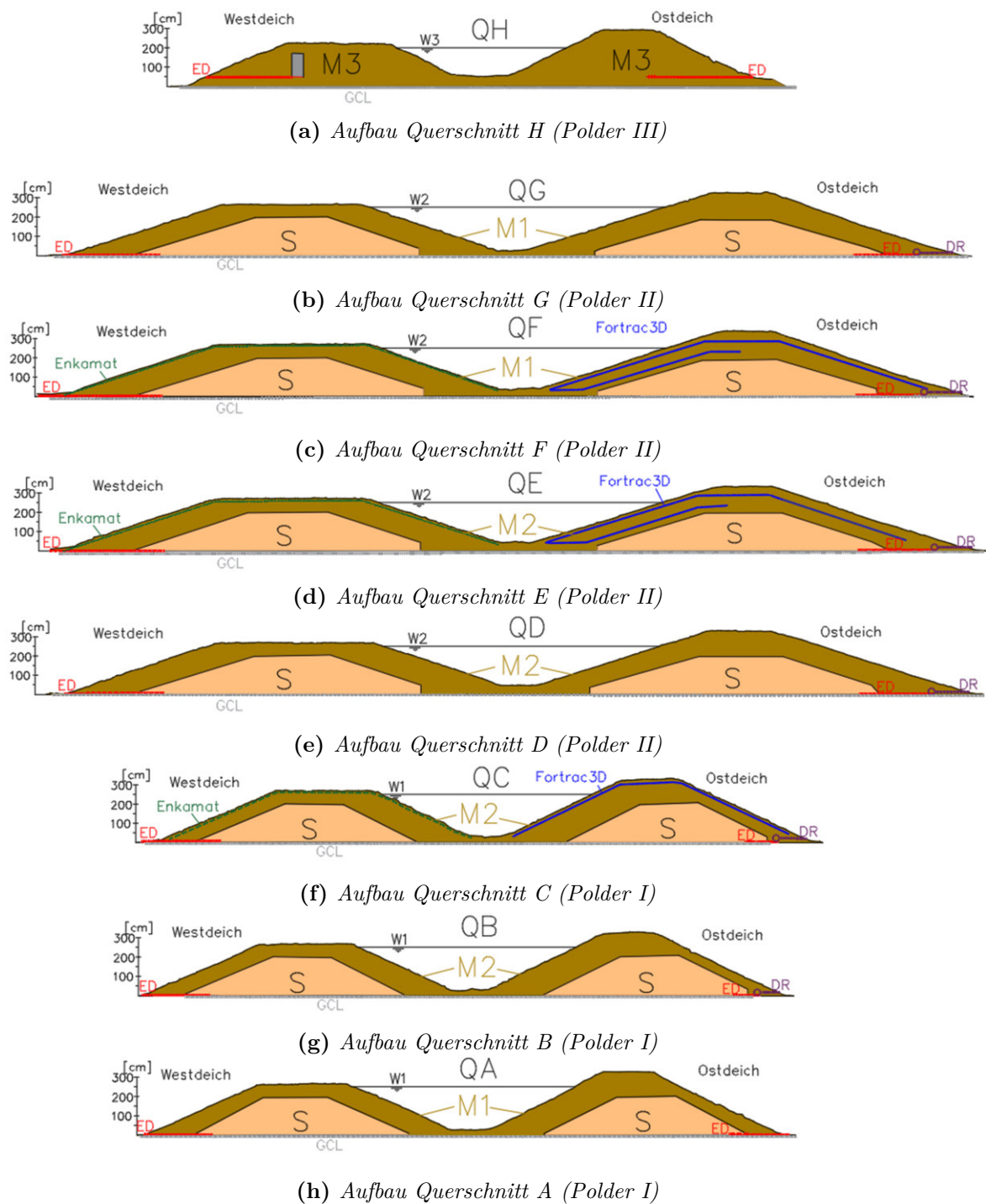


Abb. 35: Aufbau der Querschnitte QA-QH am Rostocker Forschungsdeich

Der Querschnitt QH besteht aus einem aus dem Baggergutmaterial M3 hergestellten homogenen Deichkörper. Das Material wurde hier in 0,3m mächtigen Lagen horizontal eingebaut und in Kombination einer 12,5t-Glattmantelwalze mit Vibration sowie einer 13t-Planierraupe durch mehrmaliges Überfahren verdichtet. Sowohl im Ost- als auch im Westdeich wurde die Dränmatte *Enkadrain*[®] (ED) eingebaut, um anfallendes Sickerwasser schadfrei nach außen abzuführen. Die Dränmatte wurde hierfür im Westdeich zusätzlich mit einem Vertikaldrän kombiniert.

Im Polder II wurden die Querschnitte QD-QG als zonierte Deichprofile mit einer Böschungsneigung von 1:3 umgesetzt. Der Deichkern wurde dabei stets aus einem enggestuften Seesand mit feiner Körnung hergestellt. Im Ostdeich des Querschnittes QG wurde die 1 m mächtige Deckschicht aus dem organikreichen feinkörnigen Baggergut Material M1 hergestellt. Derselbe Aufbau wurde im Ostdeich des Querschnittes QF umgesetzt, wobei hier zusätzlich in der Deckschicht das Bewehrungsgitter *Fortrac3D*[®] in zwei Lagen verbaut wurde. In der Deckschicht des Ostdeiches im Querschnitt QE wurde das feinkörnige organikreiche Baggergut M2 in Kombination mit dem Geogitter eingebaut. Im Ostdeich des Querschnitt QD hingegen wurde dasselbe Material M2 wiederum ohne Geogitter eingebaut.

Auch die Querschnitte QA-QC im Polder I bestehen aus zonierten Profilen. Im Gegensatz zu den Querschnitten im Polder II ist die Böschungsneigung im Polder I mit einer Neigung von 1:2 deutlich steiler. Darüber hinaus wurden die wasserseitigen Deckschichten auf Mächtigkeiten von 1,5 m erhöht, während sie auf der landseitigen Deckschicht auf 0,5 m reduziert wurden. Das im Stützkörper des Polder I verbaute Material ist zu dem im Polder II im Stützkörper verbauten Material identisch. Im Querschnitt QA wurde die Deckschicht aus dem Baggergutmaterial M1 hergestellt. Die Deckschicht im Querschnitt QB hingegen besteht aus dem Baggergutmaterial M2. Im Querschnitt QC sollte das Baggergutmaterial M2 in Kombination mit dem Geogitter eingebaut werden. Da dies jedoch aufgrund der steilen Böschung und der damit verbundenen Wahl der Einbautechnologie nicht umsetzbar war, konnte das Geogitter lediglich nach Fertigstellung des Deichprofils postum oberflächennah eingebaut werden.

Die für den Aufbau verwendeten Geokunststoffe sind in der Abb. 36 dargestellt.

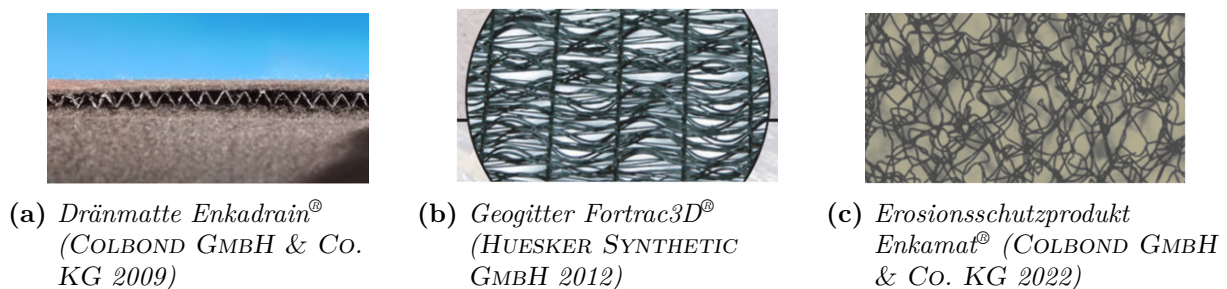


Abb. 36: Am Rostocker Forschungsdeich verbaute Geotextilien

Die aus UV-beständigen Polypropylen hergestellte Dränmatte hat eine Einbaudicke von 8,7 mm. Lastabhängige Dränspenden sind der Anh.-C Tab. 32 zu entnehmen. Zur druckfreien Führung des Dränwassers wurde die Dränmatte in den Querschnitten QB-QG unterhalb des landseitigen Böschungsfußes auf einer Länge von 4 m verlegt. Das hierin gesammelte Dränwasser wird anschließend zu einem Sammelrohr (DN 100, perforiert, umwickelt mit der Dränmatte) geführt und über eine Rohrleitung (DN 50) nach außen zum Kippzähler geleitet.

Das Geogitter *Fortrac3D*[®] (Abb. 36b) besteht aus einem kriecharmen, speziell beschichteten Polyester und weist eine UV-Beständigkeit auf. Im Boden auftretende Scherkräfte werden über verstärkte Stäbe mit einer Maschenweite von 2,0 cm aufgenommen. Feinere Stäbchen im mittleren Maschenabstand von etwa 1,3 cm sind zwischen den Maschen orthogonal angeordnet. Die hierdurch erzeugte dreidimensionale Oberfläche bewirkt eine Verzahnung im Boden und verbessert die Spannungsaufnahme zur Vermeidung von Schrumpfrissen.

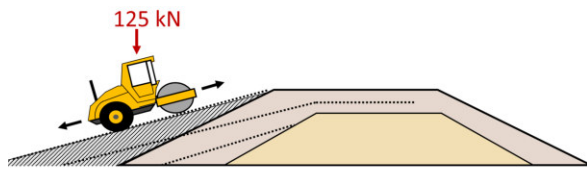
3. Rostocker Forschungsdeich

Das Erosionsschutzprodukt *Enkamat*[®] (Abb. 36c) ist aus Polyester gefertigt und weist ein loses Wirrgelage auf. Die Oberflächenstruktur bewirkt eine Verzahnung mit Wurzeln und erhöht hierdurch die oberflächennahe Erosionswiderstandsfähigkeit.

Aufgrund der steilen Böschungen und geringen Kronenhöhe weist der Rostocker Forschungsdeich ähnliche geometrische Merkmale auf, wie die entlang der Ostseeküste in Mecklenburg-Vorpommern vorzufindenden Landesküstenschutzdeiche (Bsp. hierfür s. Anh.-D Abb. 224). Die Kronenhöhe von etwa 3 m entspricht dabei den in *REGELWERK KÜSTENSCHUTZ M-V* (2009) für Mecklenburg-Vorpommern angegebenen typischen Bemessungshochwasser für das statistische Wiederkehrintervall von 200 Jahren mit Scheitelwerten <3,5 m ü. NHN. Die bauliche Umsetzung resultiert aus einer angestrebten Nachweiserbringung, dass feinkörniges organikreiches Baggergut im Deichbau auch im Grenzzustand für den südlichen Ostseeraum eine praktische Eignung aufweist. Durch Verzicht schützender Oberbodenabdeckungen (Kulturboden) sollte die Widerstandsfähigkeit gegen äußere Faktoren nachgewiesen werden.

3.2 Einbau und angewendete Verdichtungstechnologien

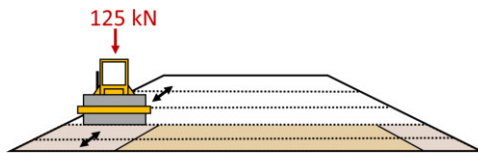
Um die Verdichtungs- und Einbaufähigkeit der verwendeten Baggergutmaterialien als Deckschicht zu prüfen, wurde am Rostocker Forschungsdeich die Anwendung unterschiedlicher Verdichtungstechnologien getestet. Darüber hinaus wurden ergänzende Verdichtungstests im Jahr 2011 am Testfeld *A* sowie im Jahr 2014 am Testfeld *B* („*Schnatermann*“) durchgeführt. Die zur Herstellung der Deckschichten des Ost- und Westdeiches am Rostocker Forschungsdeich angewandten Verdichtungstechnologien sind in Abb. 37 schematisch und bildlich dargestellt.



(a) Schema Verdichtung Polder I - West



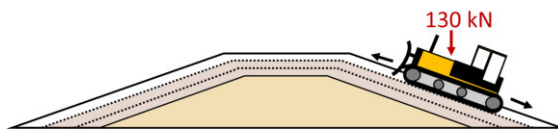
(b) Verdichtung Polder I - West



(c) Schema Verdichtung Polder I - Ost



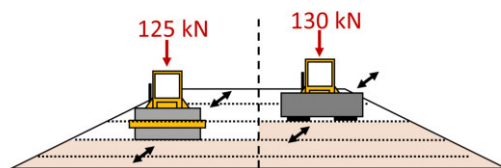
(d) Verdichtung Polder I - Ost



(e) Schema Verdichtung Polder II



(f) Verdichtung Polder II



(g) Schema Verdichtung Polder III



(h) Verdichtung Polder III

Abb. 37: Angewandte Technologien zur Verdichtung der im Rostocker Forschungsdeich in den Deckschichten eingebauten Baggergutmaterialien

In den Querschnitten im Polder I war der zunächst angestrebte Einbau der Deckschichtmaterialien aufgrund der steilen Böschung und der verfügbaren Baugeräte nicht umsetzbar. Die Materialien sollten nach Fertigstellung des Stützkörpers über diesem lagenweise aufgebracht und anschließend senkrecht zur Deichlängsachse verdichtet werden. Als Kompromiss zwischen der angestrebten und der umsetzbaren Methode wurde daher zur Fertigstellung der Deckschicht im Westdeich des Polder I zunächst das Deckschichtmaterial rampenartig mit der Planierraupe aufgeschoben und anschließend mit einer 12,5-t-Glattmantelwalze¹⁹ mit Vibration verdichtet. Nach der Verdichtung wurde die Deckschicht anschließend nachträglich mit einer Baggerschaufel profiliert (Abb. 37a-37b).

Da die Verdichtungsmethode im Westdeich des Polder I aufgrund der unterschiedlichen Schichtmächtigkeiten Unsicherheiten bezüglich der Qualität der Verdichtung erwarten ließ, wurde im Ostdeich eine alternative Methode angewendet. Das Deckschichtmaterial wurde hier parallel zur Einbauhöhe des Stützkörpers eingebaut und mit der 12,5-t-Glattmantelwalze (mit Vibration) in Deichlängsrichtung verdichtet (Abb. 37c - 37d).

¹⁹Bomag Glattwalze BW 213-5D, Auflast der Walze: 7,55 t; statische Linienlast: 35,5 kg cm⁻¹ (BOMAG 2020)

3. Rostocker Forschungsdeich

Im Polder II wurde nach Fertigstellung des Stützkörpers das Deckschichtmaterial im krümeligen Zustand in 30 cm Lagen über den Stützkörper aufgetragen und durch mehrmaliges Überfahren mit der 13 t-Planierraupe²⁰ verdichtet. Die Verdichtungsenergie der auf die Raupenkettten übertragene Auflast betrug dabei 33,4 kPa (KOMATSU 2010). Sowohl im Ost- als auch im Westdeich des Polder II wurde die Deckschicht in allen Querschnitten mit dieser Methode hergestellt (Abb. 37e - 37f).

Im Polder III wurden die homogenen Profile (Baggergutmaterial M3) stets im gesamten Querschnitt QH (Ost und West) in 0,3 m mächtigen Schichten eingebaut und verdichtet. Zur Verdichtung der unteren Lagen wurde zunächst eine 12,5 t- Glattmantelwalze mit Vibration verwendet, während die oberen Lagen durch mehrmaliges Überfahren mit der 13 t-Planierraupe verdichtet wurden (Abb. 37g - 37h)

Während der Bauphase wurden im Rahmen der Qualitätsprüfung punktuell Materialproben aus der frisch hergestellten Deichdeckschicht entnommen und anschließend die Trockenrohdichten und Einbauwassergehalte im Labor ermittelt (Abb. 38).

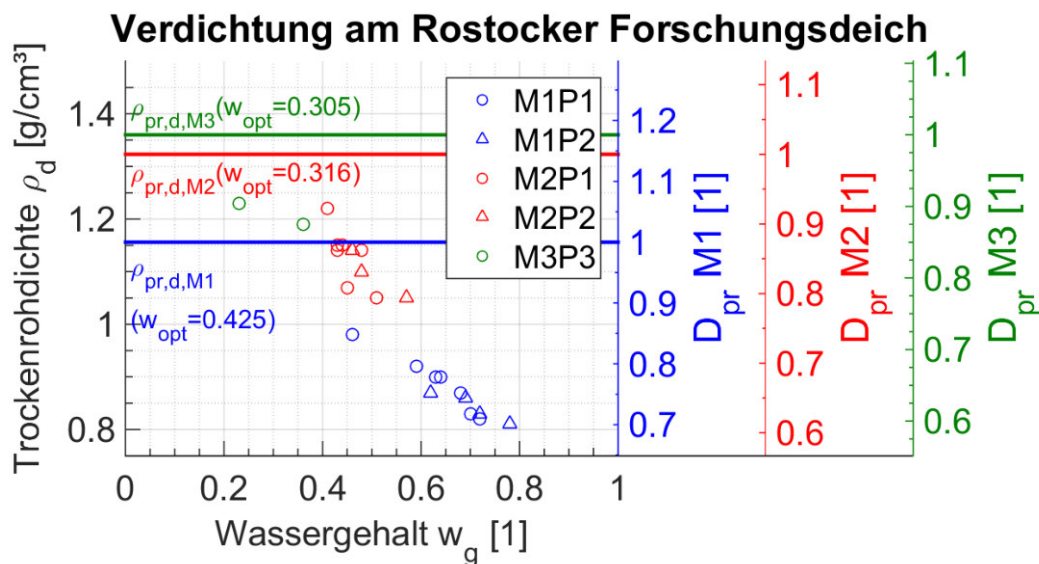


Abb. 38: Verdichtungsgrade der am Rostocker Forschungsdeich in den Deckschichten eingebauten Baggergutmaterialien in Abhängigkeit der Wassergehalte und Pol-derabschnitte

Die ermittelten Verdichtungsgrade zeigen, dass alle drei Baggergutmaterialien bei einem Einbauwassergehalt oberhalb des Optimums eingebaut wurden und die erreichten Verdichtungsgrade unterhalb der Proctordichten liegen. Bei einem Einbauwassergehalt w_g von 0,41 - 0,57 konnte das Baggergutmaterial M2 unabhängig von der Verdichtungstechnologie und dem Einbauort lediglich zu maximal 90 % verdichtet werden. Die Verdichtung des Baggergutmaterials M1 ist geringfügig schlechter. In Ergänzung zu den in Abb. 38 aufgeführten Ergebnissen sind die Materialeigenschaften zusätzlich in Abhängigkeit ihrer Entnahmestelle (Ost- oder Westdeich) in Tab. 8 zusammengefasst. Dabei werden keine signifikanten Unterschiede zwischen der Verdichtung und dem Wassergehalt oder Abhängigkeiten zur Entnahmestelle festgestellt.

²⁰Komatsu Planierraupe 51px, 13,8 t - 14,2 t Betriebsgewicht (KOMATSU 2010)

Tab. 8: Verdichtung am Rostocker Forschungsdeich

Material	Polder	D_{pr} [1]	ρ_d [g cm ⁻³]	w_g [1]
M1	P1 (Ost)	0,72 - 0,85	0,83 - 0,98	0,62 - 0,69
	P1 (West)	0,70 - 0,80	0,81 - 0,92	0,72 - 0,78
	P2 (Ost)	0,74 - 0,75	0,86 - 0,87	0,62 - 0,78
	P2 (West)	0,70 - 0,72	0,81 - 0,83	0,72 - 0,51
M2	P1 (Ost)	0,79 - 0,92	1,05 - 1,22	0,41 - 0,51
	P1 (West)	0,86 - 0,87	1,14 - 1,15	0,43 - 0,48
	P2 (Ost)	0,86	1,14	0,48
	P2 (West)	0,79 - 0,83	1,05 - 1,10	0,49 - 0,57
M3	P3	0,88 - 0,91	1,19 - 1,23	0,31 - 0,36
Verdichtungsgrade D_{pr} bezogen auf: $\rho_{pr,d,M1} = 1,156 \text{ g cm}^{-3}$ bei $w_g = 0,424$ $\rho_{pr,d,M2} = 1,323 \text{ g cm}^{-3}$ bei $w_g = 0,316$ $\rho_{pr,d,M3} = 1,360 \text{ g cm}^{-3}$ bei $w_g = 0,305$				

Bezüglich der angewendeten Verdichtungstechnologien und den Verdichtungsgraden der Baggergutmaterialien wurden umfassende Ergebnisse bereits in CANTRÉ und SAATHOFF (2013) sowie in SAATHOFF, CANTRÉ und SIKORA (2015, Annex II) erläutert. Demnach wurden die geringen Verdichtungsgrade der am Rostocker Forschungsdeich hergestellten Deckschichten sowie in den verdichteten Materialschichten in den Testfeldern *A* und *B* primär auf erhöhte Einbauwassergehalte zurückgeführt und in Zusammenhang mit den im August 2011 aufgezeichneten außergewöhnlich hohen Niederschlägen gebracht (vgl. Klimadiagramm Anh.-B Abb. 147a u. Abb. 148a). Die während der Fertigstellung der Deckschichten am Rostocker Forschungsdeich aufgetretenen hohen Einbauwassergehalte hingegen sind auf permanent und moderat-hohe Niederschläge im Zeitraum April bis Mai 2012 zurückzuführen (vgl. Klimadiagramm, Anh.-B Abb. 147b u. Abb. 148b).

3.3 Eigenschaften der im Rostocker Forschungsdeich verwendeten Baggergutmaterialien

Bei den im Rostocker Forschungsdeich als Deckschichtmaterial verwendeten Ersatzbaustoffen handelt es sich um feinkörniges organikreiches und überwiegend unbelastetes²¹ Baggergut, dessen allgemeiner Ursprungsort das Gewässer der Unteren Warnow in Rostock ist. Nach der Entnahme wurde das Material auf dem Spülfeld „Radelsee“ (bei Markgrafenheide) auf dem Gelände der Industriellen Absetz- und Aufbereitungsanlage (IAA) der Hansestadt Rostock an Land verbracht und aufgearbeitet, bevor es als Ersatzbaustoff im Rostocker Forschungsdeich eingebaut wurde. Die Materialaufbereitung auf dem 136 ha großen Gelände der IAA Rostock umfasst dabei die in Abb. 39 dargestellten Schritte.

²¹vgl. chemische Untersuchungsergebnisse zur Stoffbelastung in NEUMANN und HENNEBERG (2014)



(a) *Einspülung*



(b) *Entwässerung*



(c) *Reifung in Mieten*

Abb. 39: *Aufbereitung von Baggergut auf dem Gelände der IAA Rostock (GROSSE 2017, Bildquelle: NEUMANN, 2010)*

Nach der lokalen Entnahme aus dem Gewässer wird das Baggergut zunächst durch hydraulische Einspülungen in einen der sechs Längsstromklassierpolder der IAA Rostock an Land verbracht (MORSHECK und HENNEBERG o. D.). Während der Einspülung trennt sich die Kornfraktion des Baggerguts aufgrund des Stok'schen Gesetzes und der damit verbundenen unterschiedlichen Partikelsinkgeschwindigkeiten in einzelne Fraktionen auf. Die größeren Fraktionen setzen sich hierbei aufgrund der vergleichsweise höheren Sinkgeschwindigkeiten zunächst nahe am Einspülort ab. Die Stoffpartikel der feineren Fraktionen hingegen verbleiben in der Suspension länger in der Schwebelage und lagern sich dadurch erst mit zunehmender Distanz zum Einspülort ab (Abb. 39a). Die feinkörnigen Materialien weisen nach der Einspülung zunächst sehr hohe Wassergehalte von über 90 % auf. Die Materialien verbleiben zunächst solange im Spülfeld bis ein Wassergehalt von $\theta_{vol} < 0,75$ (bis zur Stichfestigkeit) erreicht und eine Entnahme durch Arbeitsgeräte möglich ist (Abb. 39b). Nachdem die primäre Entwässerung abgeschlossen ist, wird das entwässerte Baggergut entsprechend seiner Zusammensetzung getrennt und zur weiteren Reifung zu Mieten aufgesetzt. Durch den Kontakt der Materialien mit Luftsauerstoff werden oxidative Prozesse eingeleitet, die anteilig zur Zersetzung der abbaubaren organischen Substanzen im Material führen und hierdurch geotechnische Materialeigenschaften verbessert werden. Durch den Bewuchs von Pflanzen werden den Materialien Nährstoffe entzogen und der Wassergehalt reduziert (Abb. 39c). Der als Spülzyklus bezeichnete Prozess von Einspülung bis hin zur vollständigen Entnahme der Materialien und erneuten Reaktivierung des Polders dauert in Abhängigkeit der Einspülhöhe und des vorhandenen Dränsystems i.d.R. ein bis zwei Jahre in der IAA Rostock.

Die geotechnischen Eigenschaften sowie das Erosionsverhalten der im Rostocker Forschungsdeich als Deckschichtmaterial verwendeten feinkörnigen organikreichen Baggergutmaterialien (M1, M2, M3) werden umfangreich in GROSSE (2017) untersucht. Unter anderem führen die darin beschriebenen Verdichtungstests zu dem Ergebnis, dass sich das untersuchte Baggergutmaterial vergleichsweise schwer verdichten lässt. Unter Bewertung der in der EAK (2020) genannten Grenzwerte wird abgeleitet, dass das untersuchte Baggergut als Ersatzbaustoff zur Herstellung von Deichdeckschichten prinzipiell eine Eignung aufweist. Gleichzeitig wird darauf hingewiesen, dass einzelne Versuchsdurchführungen im Labor zur Ermittlung geotechnischer Größen aufgrund der stofflichen Zusammensetzung des Baggerguts schwierig sind und Versuchsabläufe auf die Besonderheiten des Baggerguts anzupassen sind. Diese Versuche beziehen sich u.a. auf die Ermittlung der Proctordichte, auf Untersuchungen zur Bestimmung der Plastizitätsgrenzen sowie auf Sättigungsvorgänge.

GROSSE (2017) stellt fest, dass das untersuchte Baggergut eine ausgesprochen hohe Erosionswiderstandsfähigkeit aufweist, wenn das Material durch einen hohen Tonanteil sowie einer hohen Plastizitätszahl gekennzeichnet ist. Hohe Sandanteile im Material vermindern die Rissbildung, auch wenn das Material bei hohem Einbauwassergehalt eingebaut wird. Weitere Kennzeichen der

Baggergutmaterialien sind die hohen Organikanteile sowie die Kalkgehalte.

3.3.1 Baggergut M1

Das im Rostocker Forschungsdeich verwendete feinkörnige organikreiche Baggergutmaterial mit der Bezeichnung „M1“ wurde im Jahr 2003 aus der Unteren Warnow im Bereich des Rostocker Übersee- und Fischereihafens entnommen und im Jahr 2005 zu Mieten aufgesetzt. Die ersten Laboruntersuchungen am Material M1 wurden im Jahr 2011 durchgeführt. Zu diesem Zeitpunkt betrug die Reifezeit in den Mieten 6 Jahre (GROSSE 2017, Abs.4.1.1). Die zwei Darstellungen in Abb. 40 zeigen die M1-Mieten auf den Reifeflächen sowie eine homogenisierte Materialprobe im Labor.



(a) M1-Miete vor der Entnahme (2011) (b) Homogenisierte M1-Probe im Labor (2011)

Abb. 40: Material M1 (GROSSE 2017)

Die M1-Mieten waren zum Zeitpunkt der Entnahme durch einen starken Bewuchs gekennzeichnet. Die im Labor untersuchten Proben zeigten im Anschluss, dass das Baggergutmaterial M1 eine sehr krümelige Struktur aufweist und bei loser Schüttung ohne Homogenisierung dabei teilweise bis zu 20 cm große Aggregate bildet. Das Innere dieser Aggregate setzt sich dabei häufig aus sehr feinkörnigen Bestandteilen zusammen, deren braunschwarze Färbungen charakteristisch sind.

Die im Labor am M1 in den Jahren 2011 und 2013 untersuchten Korngrößenverteilungen ergeben, dass das Material M1 nach KA5 (2004) der Bodenart schwach toniger Lehm (Lt2) zugeschrieben werden muss (vgl. Kornsummenkurve Anh.-B Abb. 156). Untersuchungen zu den Anfangsscherfestigkeiten $c_{f,v}$ ergaben, dass das Material M1 durch verhältnismäßig hohe Scherfestigkeiten im Bereichen von 53 kPa - 132 kPa (2011) und 35 kPa - 41 kPa (2013) gekennzeichnet ist. Der Porenanteil des Material M1 liegt bei 0,65 bis 0,66. Das Material M1 ist durch hohe Kalkgehalte von 9 % bis 10 % geprägt. Das Material weist einen hohen Anteil organischer Substanzen (OS) von 9 % bis 11 % auf, wobei der Gesamtkohlenstoff (TOC) durch Bestimmung des Glühverlustes ermittelt wurde (vgl. Tab. 4-2 GROSSE 2017). Für M1 wurden im Labor Proctordichten von $1,14 \text{ g cm}^{-3}$ - $1,18 \text{ g cm}^{-3}$ (GROSSE und BORCHARDT 2011), sowie $1,091 \text{ g cm}^{-3}$ (vgl. Tab.AII.1 M1-1 SAATHOFF, CANTRÉ und SIKORA 2015) ermittelt.

Zur Ermittlung der gesättigten hydraulischen Leitfähigkeiten wurden im Jahr 2011 zunächst gestörte M1-Materialproben aus den Mieten der IAA Rostock entnommen und im Proctorgerät bei optimalem Wassergehalt verdichtet. Im Triaxialversuch wurden anschließend k_s -Werte im Bereich $3 \cdot 10^{-9} \text{ m s}^{-1}$ bis $5 \cdot 10^{-9} \text{ m s}^{-1}$ bestimmt (vgl. Anh.-C Abb. 220, 2011 RS). In einer zweiten Versuchsreihe wurden gestörte Materialproben mit einem Wassergehalten w_g 0,52 ($>w_{opt}$) im Proctorgerät hergestellt und in der Triaxialzelle k_s -Werte von $4 \cdot 10^{-8} \text{ m s}^{-1}$ bis $6 \cdot 10^{-8} \text{ m s}^{-1}$ ermittelt (vgl. Tab. 4-2 in GROSSE 2017, sowie Anh.-C. Tab. 16). Die anhand ungestörter Materialproben (teilweise mit

3. Rostocker Forschungsdeich

Wurzeln durchsetzt) bestimmten k_s -Werte liegen im Bereich $6 \cdot 10^{-7} \text{ m s}^{-1}$ bis $3 \cdot 10^{-6} \text{ m s}^{-1}$ und sind somit um etwa drei Größenordnungen durchlässiger als die bei optimalem Einbau hergestellten M1-Proben.

3.3.2 Baggergut M2

Das Baggergutmaterial mit der Bezeichnung „M2“ wurde im Jahr 2005 im Bereich der Wendepalte des Rostocker Chemiehafens entnommen. Nachdem die Trocknung im Spülfeld „Radelsee“ im Jahr 2009 abgeschlossen war, wurde das Material M2 bis zum Zeitpunkt der ersten Laboruntersuchung im Jahr 2011 für zwei Jahre zur Reifung in Mieten aufgesetzt (GROSSE 2017, Abs.4.1.1). Die zwei Darstellungen in Abb. 41 zeigen die M2-Mieten auf den Reifeflächen sowie eine homogenisierte Materialprobe im Labor.



(a) M2-Miete vor der Entnahme (2011) (b) Homogenisierte M2-Probe im Labor (2011)

Abb. 41: Material M2 (GROSSE 2017)

Da das Material M2 während der Reifung zwischenzeitlich umgelagert wurde, waren die M2-Mieten zum Zeitpunkt der Entnahme im Jahr 2011 durch keinen Bewuchs gekennzeichnet. Ebenso wie das Material M1 weist auch das Material M2 eine krümelige Struktur auf und bildet Aggregate von bis zu 10 cm Durchmesser bei loser Aufschüttung. Sowohl das Material M1 als auch das Material M2 wurden aus dem Längsstromklassierpolder aus Bereichen entnommen, in denen sich primär die feinkörnigen Fraktionen ablagern. Wesentliche Unterschiede zwischen M1 und M2 ergeben sich daher aus den unterschiedlichen Reifezeiten.

Die an M2-Materialproben im Jahr 2011 durchgeführten Körnungsanalysen ergeben, dass das Baggergutmaterial M2 nach KA5 (2004) den Bodenarten mittel sandiger Lehme (Ls3) bis hin zu schwach tonigen Lehmen (Lt2) zugeschrieben werden muss. Untersuchungen von Materialproben die im Jahr 2013 aus dem Westdeich entnommen wurden (M2-2), ergaben allerdings, dass das Material im Rostocker Forschungsdeich mit deutlich höheren Sandanteilen eingebaut wurde und nach KA5 (2004) eher den Bodenarten stark sandiger Lehme (Ls4) bis stark lehmiger Sande (Sl4) zuzuschreiben ist (GROSSE 2017, Tab.4-3). Die zugehörigen Körnungslinien sind im Anh.-B Abb. 156 dargestellt.

Untersuchungen zu den Anfangsscherfestigkeiten $c_{f,v}$ ergaben, dass das Material M2 durch verhältnismäßig hohe Scherfestigkeiten im Bereich 19 kPa - 34 kPa (2011) und 121 kPa - 126 kPa (2013) gekennzeichnet ist. Die Kalkgehalte variieren von 6 % bis 9 %. Der Anteil der organischen Substanz (TOC) beträgt 4 % bis 10 % (GROSSE 2017, Tab. 4-2). Die Proctordichte liegt bei $1,28 \text{ g cm}^{-3}$ - $1,32 \text{ g cm}^{-3}$ (GROSSE und BORCHARDT 2011); $1,264 \text{ g cm}^{-3}$ und $1,202 \text{ g cm}^{-3}$ (SAATHOFF, CANTRÉ und SIKORA 2015, Tab.AII.2 2012com) sowie $1,491 \text{ g cm}^{-3}$ (SAATHOFF, CANTRÉ und SIKORA

2015, Tab.AII.2 2013Dike J/F). Der Porenanteil des im Jahr 2011 am M2 untersuchten Materials liegt im Bereich von 0,62 bis 0,66. Für das im Jahr 2013 untersuchte sandigere Material ist dieser Wert mit 0,49 hingegen deutlich niedriger.

Im Labor wurden die gesättigten hydraulischen Leitfähigkeiten für M2 nach dem identischen Versuchsablauf wie für M1 ermittelt. In diesem Zusammenhang wurden sowohl unter optimalen Einbaubedingungen (k_s : $6 \cdot 10^{-10} \text{ m s}^{-1}$ bis $5 \cdot 10^{-10} \text{ m s}^{-1}$; vgl. Anh.-C Abb. 221, 2011 RS) als auch bei erhöhten Einbauwassergehalten (k_s : $7 \cdot 10^{-10} \text{ m s}^{-1}$ bis $9 \cdot 10^{-10} \text{ m s}^{-1}$, vgl. Tab. 4-3 in GROSSE 2017, sowie Anh.-C Tab. 16) niedrige hydraulische Leitfähigkeiten bestimmt. Die anhand ungestörter Materialproben (teilweise mit Wurzeln durchsetzt) bestimmten k_s -Werte liegen im Bereich $6 \cdot 10^{-7} \text{ m s}^{-1}$ bis $3 \cdot 10^{-6} \text{ m s}^{-1}$ (vgl. Anh.-C Tab. 16) und sind somit etwa vier Größenordnungen durchlässiger als die bei optimalem Einbau hergestellten M2-Proben.

3.3.3 Baggergut M3

Das im Rostocker Forschungsdeich im Querschnitt QH verbaute Baggergutmaterial mit der Bezeichnung „M3“ entstammt aus derselben Baggermaßnahme wie das Material M1. Die Reifezeit in den Mieten beträgt somit ebenfalls sechs Jahre. Da das Material M3 im Längsstromklassierpolder aus Bereichen entnommen wurde, die näher zum Einspülort liegen, besitzt das Material M3 im Gegensatz zum Material M1 deutliche höhere Anteile sandiger Kornfraktionen. Entsprechend der am M3 im Jahr 2011 Labor durchgeführten Siebanalyse (Körnungslinie s. Anh.-B Abb. 156) ist das Material durch die Bodenart mittel lehmiger Sand (SI3) charakterisiert. Die im Jahr 2013 anhand der am Forschungsdeich entnommen Proben (M3-1) untersuchte Siebung ergab, dass das Material M3 nach KA5 (2004) der Bodenart eines schwach lehmigen Sandes (SI2) zugeordnet werden muss.

Die Ergebnisse der im Labor am Material M3 durchgeführten Untersuchungen zur gesättigten hydraulischen Leitfähigkeit ergab, dass die k_s -Werte im Bereich von $7 \cdot 10^{-10} \text{ m s}^{-1}$ bis $2 \cdot 10^{-8} \text{ m s}^{-1}$ variieren. Der Porenanteil liegt bei 0,58. Dieser ist somit nur unwesentlich niedriger als der Porenanteil der Materialien M1 und M2.

Die Querschnitte QH im Polder III unterscheiden sich sowohl im Aufbau als auch in der Instrumentierung deutlich von den Querschnitten QA-QG in Polder I und II. Aufgrund der Materialzusammensetzung des Baggerguts M3 und der Verdichtungstechnologie sind daher belastbare Vergleiche bezüglich der Baggergutmaterialien M1 und M2 durch Auswertung numerischer Modelle nicht zu erwarten. Auf eine umfassende Auswertung der hydraulischen Eigenschaften des Baggergutmaterials M3 wird daher fortführend verzichtet.

3.3.4 Seesand S

Das im Rostocker Forschungsdeich zur Herstellung der Stützkörper verwendete Baggergutmaterial ist ein enggestufter Seesand (Bezeichnung „S“, Abb. 42). Er entstammt aus unterschiedlichen Baggermaßnahmen, die im Seekanal Rostock nahe der Hafenzufahrt in Warnemünde durch das Wasser- und Schifffahrtsamt durchgeführt wurden. Die Baggergutmaterialien wurden auf dem Spülfeld „Markgrafenheide“ an Land verbracht, wobei die sandigen Fraktionen nahe dem Einspülort

3. Rostocker Forschungsdeich

nach kurzer Entwässerungsdauer aus dem Spülfeld entnommen und zusammen mit den anderen feinkörnigen Sandfraktionen der vorangegangenen Baggermaßnahmen gelagert wurden.

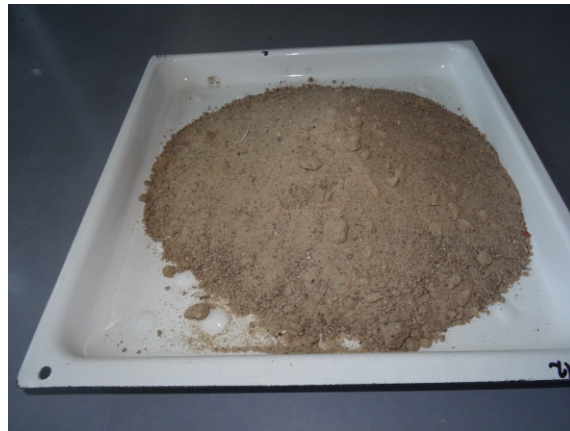


Abb. 42: Laborprobe Seesand S

Entsprechend der in Anh.-B Abb. 156 dargestellten Kornsummenkurven wird das Material nach KA5 (2004) hauptsächlich der Bodenart der Fein- und Mittelsande (fS, ms, [gs]) zugeordnet. Die gesättigte hydraulische Leitfähigkeit des Seesandes wurde im Labor nach DIN EN ISO 17892-11 (2021) unter Durchführung der *Falling-Head-Methode* bestimmt und liegt im Bereich zwischen $9,44 \cdot 10^{-5} \text{ m s}^{-1}$ und $7,79 \cdot 10^{-5} \text{ m s}^{-1}$. Der Porenanteil des Seesandes liegt bei 0,4 (GROSSE und BORCHARDT 2011).

Laborwerte zur Bodenwasserretentionsfunktion des Seesandes liegen nicht vor. Daher werden die in Anh.-C Tab. 28 aufgeführten Formparameter für sandige Bodenarten als Orientierungswerte genutzt und die Formparameter während der Modellapproximation angepasst.

3.4 Vegetation am Rostocker Forschungsdeich

Eine widerstandsfähige, kurze und geschlossene Vegetationsdecke ist ein wesentlicher Bestandteil der Deichdeckschicht. Um die Fähigkeit der Begrünung der aus Baggergut hergestellten Deichdeckschichten am Rostocker Forschungsdeich nachzuweisen, wurden im Zeitraum 2011 bis 2013 insgesamt vier Begrünungsversuche durchgeführt (SAATHOFF, CANTRÉ und SIKORA 2015; NEUMANN und HENNEBERG 2014).

Der Begrünungsversuch Nr. 1 wurde im Rahmen der Voruntersuchungen durchgeführt und umfasst insgesamt neun Testfelder, die auf Mieten der Baggergutmaterialien M1-M3 angelegt wurden. Die verwendete Deichsaat (V.I, vgl. Tab. 7) wurde im Frühjahr 2011 aufgebracht, wobei die Versuchsfläche regelmäßig bewässert wurde. Im Begrünungsversuch Nr. 2 wurde die Fähigkeit zur Begrünung auf dem Testfeld A untersucht. Hierfür wurde die in Tab. 7 genannte Saatmischung V.II im Herbst 2011 aufgebracht (30 g m^{-2}) und bis 2013 hinsichtlich des Bedeckungsgrades sowie der Wurzeldichte bewertet.

Zwei Wochen nach Fertigstellung des Rostocker Forschungsdeiches wurden im Frühjahr 2012 sämtliche Böschungen mit Hydrosaat²² angedeckt (Begrünungsversuch Nr. 3). Allerdings konnte die

²²Saatmischung V.II (Tab 7) mit Wasser und Bindemittel, hydraulischer Auftrag

Hydrosaat aufgrund der steilen Böschung nicht nach den in der EAK (2020) genannten Empfehlungen ausgebracht werden. Eine in diesem Zeitraum auftretende längere Trockenphase sowie der erhöhte Salzgehalt des Baggerguts führten im Versuch zu einer verzögerten Keimung. Darüber hinaus trat unmittelbar nach der ersten Keimung ein Spontanbewuchs durch die Melde (*Atriplex*) auf. Nach dem Abmähen der etwa 1 m hohen Meldepflanzen musste die Deichböschung erneut nachgesät werden.

Aufgrund der im Begrünungsversuch Nr. 3 erhaltenden mangelhaften Begrünungsergebnisse wurde in einem 4. Begrünungsversuch beginnend im Herbst 2012 ergänzende Versuche auf der landseitigen Böschung des Ostdeiches untersucht (Polder II-III; M1-M3). Hierfür wurden insgesamt 27 Testfelder angelegt (Fläche: je 1 m²) und die Begrünung unter verschiedenen Randbedingungen²³ bewertet.

Zusammenfassend zeigen die Begrünungsversuche 1 und 2, dass die Deichsaat bei günstiger Witterung aufgrund der hohen Nährstoffgehalte sowie der hohen Wasserverfügbarkeit zügig aufkeimt und eine geschlossene Vegetationsdecke bildet. Anhand von Schurfgrabungen am Testfeld A wurde beobachtet, dass insbesondere die in der Saatgutmischung V.II ausgesäten Leguminosen Wurzeltiefen von bis 60 cm Tiefe erreichen. Das im Testfeld A in mehreren Lagen eingebaute Geogitter stellt dabei kein Wurzelhindernis dar. Auch nach zweijähriger Beobachtung konnten am Testfeld A keine signifikanten Unterschiede in der Artzusammensetzung der Vegetationsgesellschaft für M1 und M2 festgestellt werden. Lediglich der Anteil an Leguminosen war im Jahr 2013 auf der M2-Fläche geringfügig höher.

Hinsichtlich der Begrünung am Rostocker Forschungsdeich wird festgestellt, dass sich nach einer einmalig wiederholten Ansaat und einer einjährigen Wachstumsperiode im Jahr 2013 ebenfalls eine geschlossene Vegetationsdecke mit vitalem Wurzelwerk bilden konnte (NEUMANN und HENNEBERG 2014). Der vegetative Bedeckungsgrad wurde mit Fernerkundungsmethoden durch UAV-Befliegungen ermittelt und betrug im Jahr 2013 etwa 80 % (NEUMANN und HENNEBERG 2014).

3.5 Messdaten - Einstauversuche

Um die im Rostocker Forschungsdeich verbauten Baggergutmaterialien unter realistischen Randbedingungen hydraulisch zu beanspruchen und hierdurch auch die Standsicherheit des Forschungsdeich zu prüfen, wurden beginnend ab dem Jahr 2012 mehrere Feldversuche zur Simulation langandauernder Hochwasser am Rostocker Forschungsdeich durchgeführt. In diesen Einstauversuchen (ESV) wurden die Polder jeweils über mehrere Tage mit Wasser gefüllt (Tab. 9). Die Durchfeuchtung des Deiches wurde dabei insbesondere durch die im Ostdeich verbaute Sensorik umfassend aufgezeichnet.

²³z.B. mit/ohne anfänglicher Bewässerung, mit/ohne Erosionsschutz, Standardoberboden

Tab. 9: Übersicht der Feldversuche mit hydraulischer Beanspruchung am Rostocker Forschungsdeich

Polder I			Polder II			Polder III		
Bez.	Datum	D	Bez.	Datum	D	Bez.	Datum	D
						EV1P3	12.10.-02.11.12	21
EV1P1	12.06.-19.06.13	7	EV1P2	21.05. - 30.05.13	9	EV2P3	14.06.-21.06.13	7
EV2P1	16.07.-24.07.13	8	EV2P2	24.06. - 04.07.13	10	EV3P3	08.07.-18.07.13	10
EV3P1*	23.09.-30.09.13	7	EV3P2	24.07. - 01.08.13	8	EV4P3*	02.09.-05.09.13	3
			EV4P2*	05.09. - 23.09.13	18			
EV4P1	13.05.-23.05.14	10	EV5P2	07.04. - 17.04.14	10	EV5P3	22.05.-02.06.14	11
EV5P1	27.05.-06.06.14	10	EV6P2	23.04. - 03.05.14	10	EV6P3	11.06.-23.06.14	12
EV6P1	25.09.-06.10.14	11	EV7P2*	05.05. - 27.05.14	22	EV7P3	24.09.-06.10.14	12
			EV8P2	09.09. - 19.09.14	10			
EV7P1	19.09.-23.09.16	4	EV9P2	28.09. - 06.10.16	8			
(FV)	08.05.-24.05.19	16						

D: Versuchsdauer [d]
 EV: Einstauversuch mit P1... P3 für Polder I bis Polder III
 FV: Feldversuch zur Validierung der inneren Erosion (Polder I, mit Messtechnik im Querschnitt B)
 *: Überströmversuch

Ein Jahr nach Fertigstellung wurden im Frühjahr 2013 insgesamt 36 perforierte Beobachtungsrohre im Ost- und Westdeich am Rostocker Forschungsdeich installiert. Sie ermöglichen die Aufzeichnung der Wasserstände h innerhalb der Stützkörper. Kontinuierlich werden die Sickerwasserstände in jedem Querschnitt des Ostdeiches durch je ein Drucksensor erfasst. Durch die Drucksensoren W1, W2 und W3 werden die Polderwasserstände kontinuierlich aufgezeichnet (hydraulische Randbedingung). Die verwendeten Drucksensoren (Typ 46X, Keller AG) messen dabei die relativen Druckdifferenzen zwischen dem Wasserdruck und dem Atmosphärendruck²⁴ und basieren auf kapazitiven Messprinzipien. In den verbleibenden Beobachtungsrohren wurden die Wasserstände manuell durch Kabellichtlotmessungen diskontinuierlich gemessen (Abb. 43b).

Die über die Dränmatte *Enkadrain*[®] gesammelten und im Dränrohr nach außen abgeführten Dränspenden werden im Ostdeich (QB-QG) durch Kippzähler aufgezeichnet. Hierbei wird die Anzahl der Kippungen je Zeiteinheit einer 2 x 100 ml Waagschale induktiv erfasst (Abb. 43c).

Zur Aufzeichnung der Durchfeuchtung innerhalb der aus Baggergut hergestellten wasserseitigen Deckschichten werden Tensiometer (Typ: Tensio T152, Messbereich: -100 kPa bis 30 kPa, UGT) verwendet. Ein Beispiel für die Anordnung der Tensiometer für den Querschnitt QD ist in Abb. 43a dargestellt. Die Nomenklatur der Sensoren wurde dabei folgend festgelegt: Die ersten drei Buchstaben kennzeichnen die Sensorart (TEN=Tensiometer). Die anschließenden zwei Buchstaben deklarieren den Querschnitt und die Deichseite (DE: mit D für Querschnitt QD; mit E für Ostdeich, engl. east). Die Ziffern kodieren die Einbautiefe (z.B. 05 = 0,5 m). Der letzte Buchstabe bezeichnet jeweils die relative Lage im Querschnitt (z.B. B für „bottom“, M für „middle“, T für „top“, C für „crest“). Das Messprinzip der verwendeten Tensiometersensoren beruht auf der absoluten Druckmessung (kapazitiv) der auf den Drucksensor im Tensiometer einwirkenden Wassersäule. Die Wassersäule steht dabei via poröse Keramikkerze (Diaphragma) in Korrespondenz mit dem sich

²⁴Druckausgleich via Kapillarröhrchen

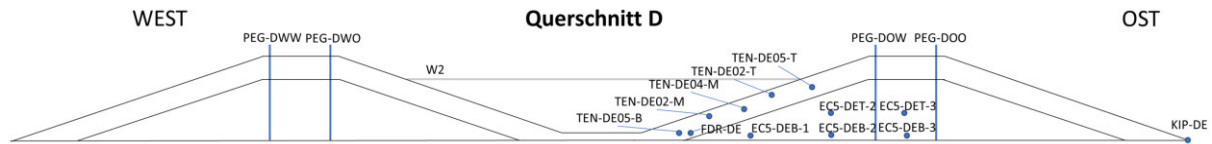
in der umgebenden Bodenmatrix befindlichen Wasser. Analog zu dem in Abb. 18 dargestellten Matrixpotentialkonzept wird durch die Tensiometer eine Entfeuchtung der Deckschicht durch eine zunehmend negative Saugspannung angezeigt. Dem gegenüber bewirkt die Befeuchtung der Deckschicht eine Zunahme der Saugspannung am Tensiometer, wobei ein Überstau durch die auf das Tensiometer einwirkende Wassersäule positiv definiert ist. Bei einer Saugspannung von 0 kPa wird der Wechsel von Sättigung zur Teilsättigung am Tensiometer angezeigt (Abb. 43d).

Zur Aufzeichnung der Durchfeuchtung innerhalb der sandigen Stützkörper im Ostdeich wurden während der Herstellung des Rostocker Forschungsdeiches insgesamt 20 EC5-Feuchtesensoren dauerhaft installiert. Zur Vermeidung präferentieller Fließwege führen die Sensorkabel außerhalb der Infiltrationsfläche landseitig zu den Dataloggern. In Ergänzung zu den im sandigen Stützkörper installierten EC5-Feuchtesensoren wurde nachträglich jeweils eine FDR-Sonde pro Querschnitt in der aus Baggergutmaterialien hergestellten Deckschicht nahe des wasserseitigen Böschungsfußes installiert. Die Messmethode zur Erfassung der Bodenfeuchte basiert auf dem Messprinzip der Frequency Domain Reflectometry (FDR). Die Anordnung der Feuchtesensoren ist schematisch am Beispiel des Querschnitts QD in Abb. 43a dargestellt. Sowohl für die EC5- als auch für die FDR-Feuchtesensoren wurden erforderliche Kalibrierkurven vorab im Labor bestimmt.

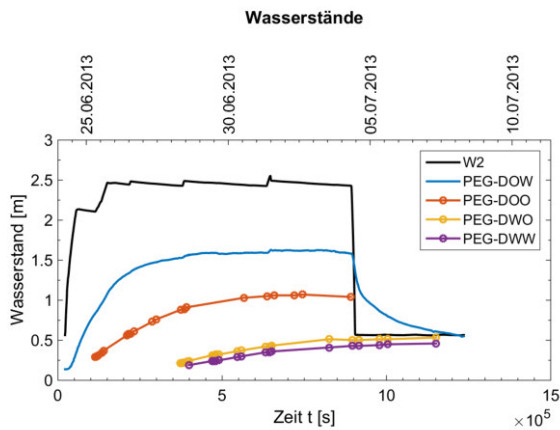
Insgesamt wurden im Ostdeich des Rostocker Forschungsdeiches 8 Drucksensoren zur Aufzeichnung der Wasserstände im sandigen Stützkörper, 6 Kippzähler zur Aufzeichnung der Dränabflüsse, 47 Tensiometer zur Erfassung der Saugspannung in der wasserseitigen Deckschicht sowie 35 Feuchtesensoren installiert. Im Westdeich wurden lediglich im Querschnitt QH sowie vereinzelt im QC Sensoren installiert. Das Messprogramm am Rostocker Forschungsdeich umfasst insgesamt 80 Sensoren, wobei die Daten in drei Dataloggern in Intervallen von 10 min bis 60 min als Mittelwert sekundlicher Messwerte gespeichert wurden. Witterungsbedingte Einflussgrößen wie Temperatur, Windgeschwindigkeit, Solarstrahlung und Niederschlag wurden lokal durch eine Wetterstation in 30 m Entfernung zum Rostocker Forschungsdeich beginnend ab Juli 2012 kontinuierlich aufgezeichnet.

In NITSCHKE, CANTRÉ und SAATHOFF (2014) und SAATHOFF, CANTRÉ und SIKORA (2015) sind bereits einige ausgewählte Ganglinien exemplarisch beschrieben. Messdaten, die im Querschnitt QD während des zweiten Einstauversuches (Befüllung im Zeitraum vom 24.06.2013 bis 04.07.2013) aufgezeichnet wurden, sind in Abb. 43 als Beispiel dargestellt. Die aufgezeichneten Messdaten aller ESV sind für sämtliche Querschnitte des Rostocker Forschungsdeiches im Anhang-C (Messdaten) vollständig abgebildet.

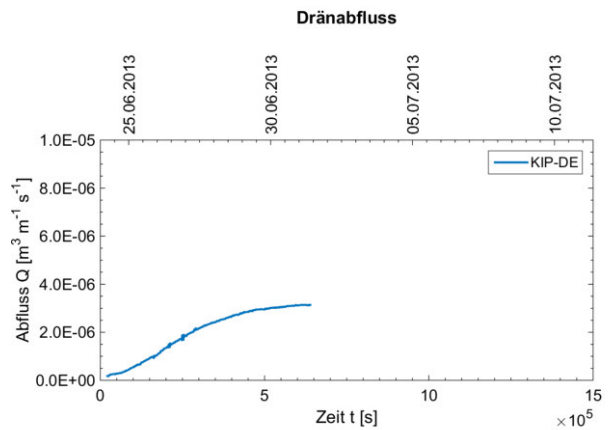
3. Rostocker Forschungsdeich



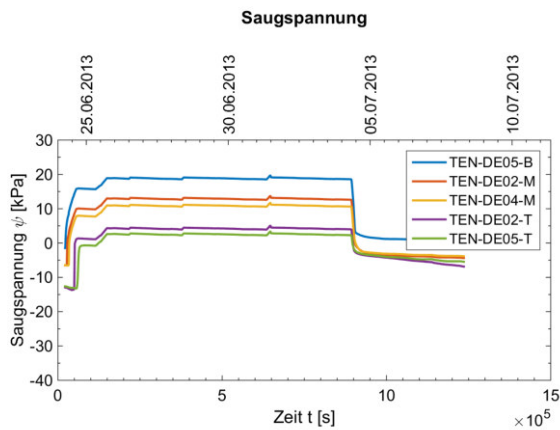
(a) Messtechnik im Querschnitt D



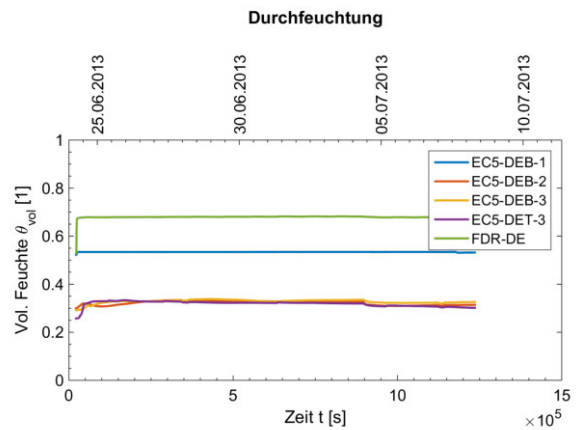
(b) Pegelkurven



(c) Abfluss



(d) Saugspannung



(e) Feuchtegehalt

Abb. 43: Aufgezeichnete Messdaten im Querschnitt D - ESV2QD

Unter Betrachtung der Abb. 43b wird deutlich, dass die Wasserstände in den Beobachtungsrohren PEG-DOW und PEG-DOO im Ostdeich des Querschnitt QD vergleichsweise schnell und mit hohen Wasserständen auf den Polderwasserstand W2 reagieren. Nach fünf Tagen werden in den Beobachtungsrohren PEG-DOW und PEG-DOO Wasserstände von 1,5 m und 0,75 m aufgezeichnet, die sich mit fortschreitender Versuchsdauer nur unwesentlich erhöhen. Im Vergleich dazu werden auf der Westseite desselben Querschnittes lediglich niedrige Wasserstände $< 0,5$ m beobachtet, wobei die Pegel deutlich verzögert auf den Polderwasserstand W2 reagieren. Der nach 24 h beginnende Anstieg des Dränabflusses ist ein Indikator dafür, dass erstes Sickerwasser zu diesem Zeitpunkt bereits den unteren Querschnittsbereich horizontal durchströmt hat (Abb. 43c). Aufgrund der auftretenden hohen Dränabflüsse ($Q_{max} = 3,16 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3 \text{ m}^{-1} \text{ s}^{-1}$) wurde der Kippzähler am 01.07.2013 zeitweise demontiert, um Schäden am Sensor vorzubeugen.

Die Betrachtung der in Abb. 43e dargestellten Ganglinien der volumetrischen Feuchten in der Deckschicht und im Stützkörper ermöglicht lediglich geringe Rückschlüsse bezüglich der Deichdurchfeuchtung. Allgemein zeigen die Feuchtesensoren in allen Querschnitten tendenziell stets eine hohe Durchfeuchtung an. Sie reagieren lediglich zu Beginn der Versuchsdurchführung auf den Polderwasserstand, zeigen dabei einen Anstieg der Feuchten im Bereich weniger Prozente und verharren anschließend tendenziell im Bereich der maximalen Sättigung. Darüber hinaus ist eine Vielzahl der Feuchtesensoren bereits nach kurzer Zeit innerhalb von zwei Jahren ausgefallen. Sie konnten aufgrund der Zugänglichkeit im Stützkörper nicht gewartet werden. Aufgrund der genannten geringen Aussagekräftigkeit sowie den Datenausfällen sind die Ganglinien als Beobachtungsdaten für eine Modellapproximation nicht geeignet.

Die in Abb. 43d dargestellten Saugspannungskurven zeigen einen am Rostocker Forschungsdeich beobachteten typischen Verlauf an, wobei die Tensiometer i.d.R. unmittelbar auf die äußere Druckrandbedingungen (d.h. dem Polderwasserstand W1, W2 und W3) reagieren. Ähnliche Ganglinien wurden ebenfalls in den restlichen Querschnitten im Polder I und II aufgezeichnet (vgl. Anh.-B Abb. 157 bis Abb. 213). Die Eignung von Saugspannungskurven zur Benennung hydraulischer Größen wurde bereits in JURISCH, CANTRÉ und SAATHOFF (2020) diskutiert. Hierbei wird geschlussfolgert, dass die Ganglinien der Saugspannung nur bedingt geeignet sind, um hydraulische Kennwerte am numerischen Modell abzuleiten. Die bedingte Eignung wird unter anderem in Gegenüberstellung der Saugspannungskurve im Bezug zum aufgezeichneten Polderwasserstand am Beispiel der Abb. 44 deutlich.

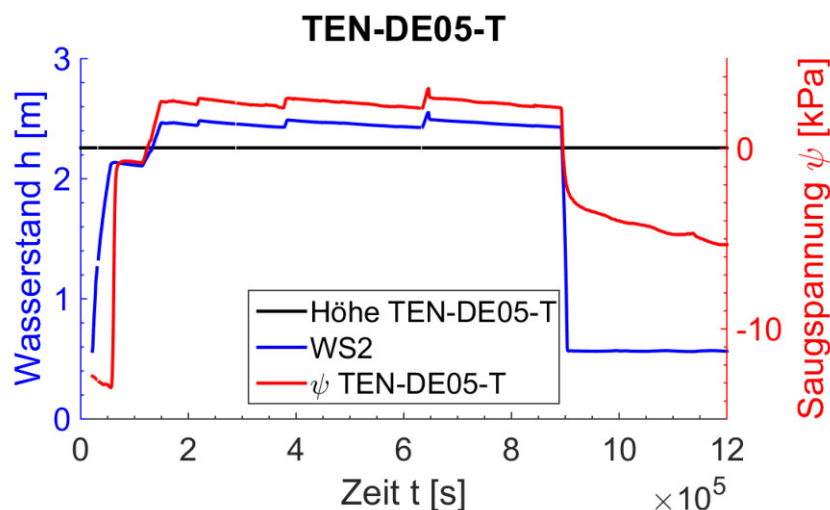


Abb. 44: Im *ESV2QD* aufgezeichnete Saugspannung am Tensiometer *TEN-DE05-T*

Abb. 44 zeigt den exemplarischen Verlauf der durch das Tensiometer *TEN-DE05-T* aufgezeichneten Saugspannung in Abhängigkeit der Sensorhöhe und dem Polderwasserstand. Demnach wird am Tensiometer erst dann eine zunehmende Durchfeuchtung der Deckschicht angezeigt, wenn der Wasserstand die Sensorhöhe überschreitet oder sich unmittelbar unterhalb der Sensorhöhe befindet. Bis zu diesem Zeitpunkt reagiert das Tensiometer nicht auf die äußere Randbedingung des Polderwasserstandes. In diesem Zeitraum wird durch das Tensiometer weiterhin entweder keine Befeuchtung

3. Rostocker Forschungsdeich

oder eine zunehmende Entfeuchtung aufgezeichnet. Überschreitet der Wasserstand die Sensorhöhe, wechselt die Saugspannung bereits innerhalb von 30 min vom teilgesättigten in den gesättigten Zustand. Unter einheitlicher Darstellung der Druckpotentiale von Wasserstand und Saugspannung im Zustand der Vollsättigung wird deutlich, dass ein signifikanter Potentialabbau in der Deckschicht nicht auftritt (vgl. Anh.-B Abb. 138).

Bei fallendem Wasserstand reagieren die Tensiometer unmittelbar auf die äußere Druckrandbedingung. Unterschreitet der äußere Wasserstand die Einbauhöhe des Sensors, wird am Tensiometer unverzüglich der Übergang zurück in die Teilsättigung aufgezeichnet. Die anschließend mit sinkendem Wasserstand zunächst einhergehende zügige Abnahme der Saugspannung ist auf die Entwässerung der in der Deichdeckschicht vorhandenen Luftporen (Groporen) zurückzuführen. Die Ausbildung einer hängenden Sickerlinie in der Deichdeckschicht tritt somit nicht auf. Im Anschluss beschränkt sich die Entwässerung auf die entgegen der Schwerkraft wasserhaltenden Mittel- und Feinporen mit einhergehender Verzögerung der Wassergehaltsabnahme.

Zusammenfassend sind die im Querschnitt QD aufgezeichneten Saugspannungskurven für den Zeitraum März - Dez. 2013 in Abb. 45 dargestellt. In Ergänzung sind die Saugspannungskurven der Querschnitte QD-QG im Zeitraum März 2013 bis Dez. 2014 den Anh.-B Abb. 139 bis Abb. 145 zu entnehmen.

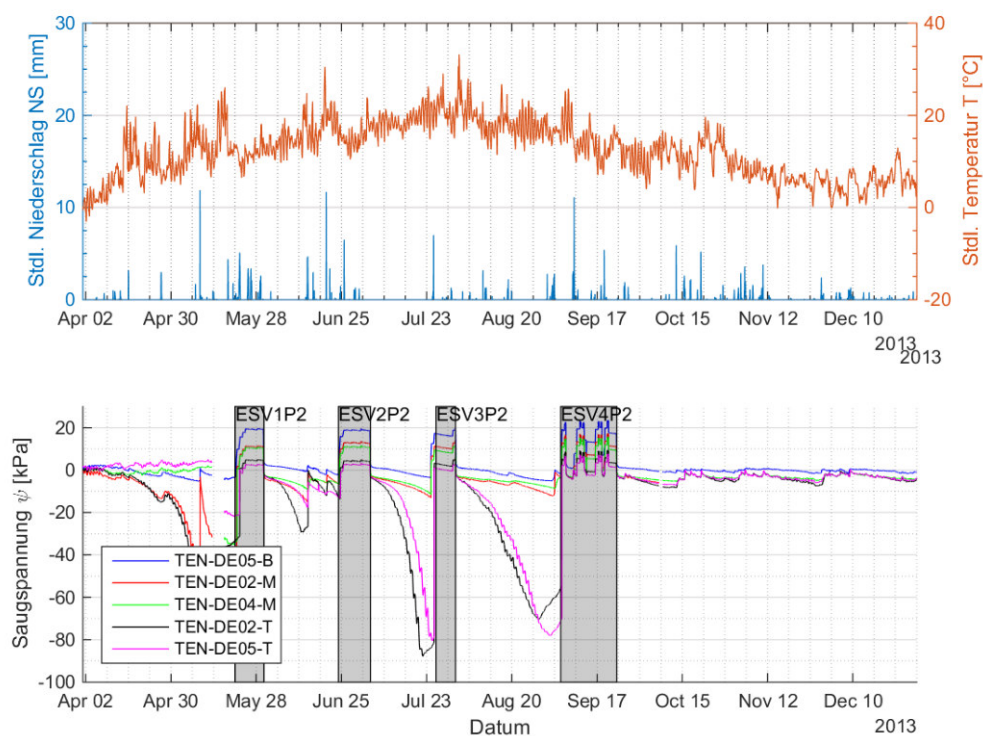


Abb. 45: Gegenüberstellung aufgezeichneter Klimadaten und der im Zeitraum März bis Dez. 2013 aufgezeichneten Saugspannung im QD

Abb. 45 ist zu entnehmen, dass das in Nähe des Böschungfußes in 50 cm Tiefe eingebaute Tensiometer TEN-DE05-B permanent hohe teilgesättigte oder vollgesättigte Feuchtezustände in der Deckschicht anzeigt. Hierbei reagiert das Tensiometer lediglich in kleiner Amplitude auf äußere Umwelteinflüsse wie Temperatur und Niederschlag. Demgegenüber zeigen die nahe der Deichkrone

installierten Tensiometer (TEN-DE02-T; TEN-DE05-T) im Zeitraum Mai bis September bei ausbleibendem Niederschlag wiederholt deutliche Abnahmen der Saugspannung bis -87 kPa ($\Delta\theta_{vol}$ -10% bis -15%) und somit eine deutliche Entfeuchtung der Deckschicht an. Im Vergleich der Querschnitte tritt im Querschnitt QF im Zeitraum von Juli bis Sept. 2013 mit maximaler Saugspannungen > -55 kPa die geringste Entfeuchtung der kronennahen Deichdeckschicht auf (vgl. Anh.-B Abb. 140). Bei starken Niederschlägen ($NS > 8$ mm h $^{-1}$) wird in Deichkronennähe ein Wechsel zurück zum nahezu vollgesättigten Zustand aufgezeichnet. Mit abnehmender Temperatur in den Monaten Okt. bis Dez. 2013 treten mit $\Delta\theta_{vol} < 5\%$ unabhängig vom Messpunkt der Tensiometer keine signifikanten Entfeuchtungen den Deichdeckschichten aller Querschnitte im Polder II auf.

4. Numerische Modellierung in der Geohydrologie

Alle hydrologischen Modelle bilden die physikalischen Prozesse in der Natur stets nur abstrakt ab. Dabei werden im Allgemeinen Modelle benötigt, um a) Annahmen über die Umwelt treffen, oder b) die Umwelt so zu beschreiben, dass Vorhersagen möglich sind (BEVEN 1989). An Modellen lassen sich indirekte Zustandsgrößen ermitteln oder hinsichtlich festgelegter Annahmen unterschiedliche Szenarien untersuchen. Darüber hinaus besteht eine Notwendigkeit zur Nutzung von Modellen, wenn zeitliche oder räumliche Betrachtungshorizonte überschritten werden (KINZELBACH und RAUSCH 1995).

Die Anwendung numerischer Modelle ist erforderlich, wenn umweltphysikalische Prozesse durch partielle Differenzialgleichungen (PDGs) beschrieben werden, geschlossene analytische Lösungen nicht existieren und Problemstellungen durch Annäherungsverfahren gelöst werden müssen. In der Geohydrologie sind solche Zustände häufig durch elliptische PDGs, parabolische PDGs oder stochastische PDGs beschrieben. Elliptische PDGs treten dabei häufig bei stationären Problemen auf oder bei der Lösung minimaler Energiezustände (z.B. LAPLACE-Gleichung oder POISSON-Gleichung) und erfordern i.d.R. DIRICHLET- oder NEUMANN-Randbedingungen. Parabolische PDGs beschreiben ähnliche Probleme wie elliptische PDGs, wobei instationäre Prozesse betrachtet werden (Beispiele sind die instationäre Beschreibungen der Wärmeleitung, der Wellenbewegung oder die Beschreibung von Diffusionsprozessen). Parabolische PDGs erfordern neben räumlichen Randbedingungen einen zeitlichen Anfangszustand (SPELLUCCI 2006). Stochastische PDGs sind gewöhnliche partielle Differentialgleichungen, die auf stochastischen Prozessen beruhen. Ein Beispiel hierfür ist die geometrische Beschreibung der BROWN'schen Teilchenbewegung. In der Grundwassermodellierung sind solche Ansätze bedeutsam, wenn die geohydraulischen Parameter stochastische Eigenschaften aufweisen (GINN und CUSHMANN 1990).

Aufgrund der zahlreichen Anwendungsmöglichkeiten und der Notwendigkeit zur Lösung der PDGs, hat sich die numerische Modellierung als wichtige Methodik in der Geohydrologie etabliert. Aufgrund der zunehmenden Rechenleistung nimmt die Zahl der numerischen Programme stetig zu, wobei sich die Methoden im Aufbau und Ansatz teilweise stark voneinander unterscheiden. Eine allgemeine Übersicht zur numerischen Modellierung in der Geohydrologie geben KINZELBACH und RAUSCH (1995) und BUSCH et al. (1993). Umfassende mathematische Grundlagen zum Aufbau finiter Methoden und deren Umsetzung sind in SCHWARZ (1991) sowie BATHE und ZIMMERMANN (2002) beschrieben. Auf einzelne Arten der numerischen Modellbildung in der Geohydrologie wird daher folgend nur im Allgemeinen eingegangen.

Zur Berechnung der Wasserbewegung im gesättigten oder teilgesättigten Boden wird die PDG durch Verfahren wie der Finite-Differenzen-Methode (FDM), der Finite-Volumen-Methode (FVM) oder der Finite-Elemente-Methode (FEM) numerisch gelöst. Alle drei Methoden basieren dabei auf der Zerlegung des räumlichen Kontinuums (räumliche Diskretisierung) sowie des zeitlichen Kontinuums (zeitliche Diskretisierung) durch Bildung einzelner Zeitschrittweite. Die zeitliche Diskretisierung wird dabei entweder durch eine explizite oder durch eine implizite Zeitintegration umgesetzt. Bei expliziten Verfahren wird die instationäre Gleichgewichtsbedingung in Abhängigkeit der Größe der kleinsten Gitterzelle durch sehr kleine Zeitschritte direkt gelöst. Diese Verfahren sind gut parallelisierbar und haben auch bei komplexen (stark nicht-linearen) Problemen eine hohe Rechengeschwindigkeit. Allerdings sind die expliziten Verfahren nur bedingt stabil und die Lösungskontrolle ist schwieriger. Bei den impliziten Verfahren werden die Gleichungen so aufgestellt, dass nicht alle Matrizen zum Zeitpunkt $t + dt$ direkt bestimmt werden können und somit iterative

Methoden anzuwenden sind (z.B. durch das NEWMARK-Integrationsschema). Diese Verfahren sind bedingungslos stabil und haben eine bessere Lösungskontrolle, da das System zu jedem Zeitpunkt in einen physikalischen Fixpunkt iteriert. Allerdings nimmt der allgemeine Rechenaufwand aufgrund der zusätzlichen Iterationsschritte erheblich zu und verlangsamt somit die Berechnung.

Finite-Differenzen-Methode (FDM): Durch Anwendung der FDM werden die Daten als Punktwerte ausgegeben und die Gleichungssysteme in den Knotenpunkten berechnet. Das jeweilige Problem (z.B. die Impulserhaltung) wird direkt berechnet. In den Knotenpunkten werden die Ableitungen durch numerische Verfahren (z.B. EULER-Verfahren, Mittelpunkregel oder Verfahren höherer Ordnung) dargestellt. Hieraus wird ein lineares Gleichungssystem erstellt, für das es in jedem Knoten eine Gleichung gibt, die zusammen mit den Randbedingungen gelöst werden (Quelle: www.duddelbabber.wordpress.com). Hierdurch lassen sich einerseits vergleichsweise komplexe Probleme durch einfache Berechnungsverfahren lösen. Wird die räumliche Diskretisierung durch unstrukturierte Gitterzellen abgebildet, kompliziert sich die Anwendung stark. Die Gitterabstände sind in der FDM daher weniger flexibel als in anderen Methoden. Schwierigkeiten bei der Berechnung können darüber hinaus bei starken Gradienten entstehen und führen häufig zu Unstetigkeiten (ROLLER et al. 2005).

Finite-Volumen-Methode (FVM): In der FVM werden die Daten durch Zellmittelwerte repräsentiert. Dies erfordert i.d.R. eine aufwendigere Programmierung/ Codierung als in der FDM. Sie ist jedoch einfacher auf beliebigen Gitterzellen anzuwenden und führt bei starken Gradienten zu stabilen Ergebnissen (ROLLER et al. 2005). In der FVM wird das Problem über die Erhaltungsgleichung integriert und der Satz von Gauß angewendet. Der Vorteil der FVM besteht darin, dass die Impulsgleichung bei korrekter Volumendiskretisierung über jedes Kontrollvolumen erfüllt wird (konservatives Diskretisierungsverfahren). Die Funktionswerte werden im linearen Ansatz über die Zellmittelwerte bearbeitet und durch drei Approximationsschritte angepasst: a) der Interpolation der Ströme, b) der Diskretisierung der Differentialoperatoren (analog zu FDM) und c) der Approximation der Oberflächen- und Volumenintegrale (Quelle: www.duddelbabber.wordpress.com).

Finite-Elemente-Methode (FEM): In der FEM wird die Bilanzgleichung über die Seiten der Planungselemente (Elementkanten) aufgestellt. Als Planungselemente können beliebige Körper in Form geschlossener Polyeder gewählt werden. Sie bilden in der 2D-Projektion Flächen und können in einfachere Formen wie Dreieckselementen überführt werden. Innerhalb der Planungselemente werden für die Potentialfunktionen lineare, homogene Verhältnisse angenommen, sodass die Potentialverteilung innerhalb der Elemente analytisch berechnet werden kann (z.B. durch Methoden der Variationsrechnung oder dem GALERKIN-Verfahren). Nach dem Prinzip der Variationsrechnung wird für die gesuchte Potentialverteilung innerhalb eines Elements eine Näherungsfunktion bestimmt. Da innerhalb des Elements ein linearer Systemzustand angenommen wird, gilt für jedes Dreieckselement ein linearer Gleichungssatz, der für alle Potentiale an den Stützstellen (Dreiecksknoten) erfüllt sein muss (GRÄBER 2010).

Bezüglich der Anwendung physikalischer Modelle hält BEVEN (1989) fest, dass:

- Modelle stets nur eine Annäherung an die natürlichen Prozesse sind und Ungenauigkeiten stets einbezogen werden müssen,
- die räumliche Heterogenität in der Systemantwort nicht durch Durchschnittswerte abgebildet werden kann,
- die Genauigkeit der Modellantwort sowohl von der Genauigkeit der Beobachtungsdaten als auch der Ein- und Ausgabe abhängt,

4. Numerische Modellierung in der Geohydrologie

- das Risiko einer Überparametrisierung i.d.R. hoch ist und
- die geohydrologischen Modelle häufig Interdependenzen aufweisen (aufgrund gegenseitiger Abhängigkeiten führen unterschiedliche Eingaben zum selben Ergebnis).

Entscheidungskriterien zur Eignung numerischer Programme, die im Rahmen der inversen Modellierung angewendet werden, sind allgemein die:

- Verfügbarkeiten (z.B. kommerzielle/ nicht kommerzielle Nutzung, Lizenzverträge),
- Handhabung (Grafikoberflächen, Programmierkenntnisse),
- Schnittstellenkompatibilität (Datenaustausch, Fähigkeit zur Einbindung eigener Quellcodes, Interface-manager),
- Genauigkeit (Möglichkeit zur genauen Problemerkennung),
- Leistungsfähigkeit und der Rechenaufwand,
- Stabilität (numerische Stabilität, Absturzsicherheit),
- Möglichkeit zur Verarbeitung im Stapelprozess (z.B. run batch mode),
- Implementierung unterschiedlicher Boden-Wasser-Modelle,
- Fähigkeit zur Abbildung diskreter Elemente (z.B. Rohrströmungen, Makroporen) und die
- Fähigkeit zur Simulation instationärer teilgesättigter Verhältnisse.

4.1 Numerische Modelle zur Berechnung der Deichdurchströmung

Für die Berechnung der zeitlichen Entwicklung der Sickerlinien im instationären oder im stationären Zustand empfehlen die DWA-M 507-1 (2011) und EAK (2020) die Anwendung gängiger numerischer Berechnungsverfahren. Beispiele hierfür sind die mit FEFLOW durchgeführten Untersuchungen der Deichdurchströmung (vgl. HASELSTEINER 2007) sowie mit SEEP/W (Geo Slope) durchgeführten Berechnungen der Deichdurchströmung (vgl. SLEEP 2011). Umfassende Beschreibungen zur Arbeitsweise von FEFLOW sind in DIERSCH (2014) erläutert. Testergebnisse und Erfahrungswerte in Anwendung mit FEFLOW sind in TREFRY und MUFFELS (2007) zusammenfassend beschrieben.

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit angewandten inversen Modellierung erfüllt die FEM-Software FEFLOW (DHI WASY) die o.g. Kriterien. FEFLOW wird aus diesen Gründen verwendet, um die hydraulischen Eigenschaften des feinkörnigen organikreichen Baggerguts anhand numerischer Modelle abzuleiten.

4.2 Modellunsicherheiten

Unter dem Begriff „Modellfehler“ wird in Anlehnung an EHLSCHLAEGER (1998) eine messbare Größe verstanden, die quantitative Aussagen darüber zulässt, wie gut das Modell den physikalischen Prozess abbilden kann. Die „Modellunsicherheit“ hingegen fasst THEIS (2006) als nicht quantifizierbare Größe auf, deren Größe sich lediglich nur grob abschätzen lässt. In diesem Zusammenhang werden Fehler häufig hervorgerufen durch:

- Generalisierungsfehler (z.B. in der Verallgemeinerung der Gültigkeit lokaler Punktmessungen auf den Gesamtraum),
- fehlerhafte Zusammenfassung unterschiedlicher Datentypen (Vertrauenswürdigkeit der Daten ist nicht quantifizierbar),
- Fortpflanzungsfehler im Modell (Vorbetrachtung notwendig),
- Messfehler (z.B. durch fehlerhaft erhobene Beobachtungsdaten),
- räumliche oder zeitliche Diskretisierungsfehler,
- unzureichende physikalische Beschreibung und Einbindung in das numerische/ mathematische Modell (numerische Fehler) und durch
- den Modellierer (Anwendungsfehler).

4.3 Bedingungen der Problemstellung

Modellkalibrierung: Die Modellkalibrierung bezeichnet die Justierung der „freien“ Parameter oder Zeit- oder Raumschrittweiten eines CFD-Codes, sodass die jeweiligen integralen Parameter für spezielle Strömungsprobleme und Geometrien richtig vorhergesagt werden (z.B. bei Zielwertproblemen) und hierdurch die bestmögliche Übereinstimmung mit den empirischen Ergebnissen erzielt wird. Das generelle Prinzip inverser Modellierungsmethoden (indirektes Problem) besteht darin, anhand geeigneter Modelle die realen Zustände durch Anpassung der entsprechenden Modellparameter nachzubilden, um hierdurch Zustandsgrößen zu erhalten, die das reale System bestmöglich beschreiben. Das reale System wird dann bestmöglich beschrieben, wenn das Ergebnis der Simulation (z.B. eine simulierte Ganglinie) mit dem in der Realität beobachteten Zustand (z.B. eine gemessene Ganglinie) identisch ist. Das Modell wird in diesem Fall als validiert bezeichnet. Die Abweichungen zwischen der Simulation und der Realität werden als Zielwerte bezeichnet. Bei Übereinstimmung beträgt die Abweichung der Zielwerte meist 0, sodass inverse Methoden i.d.R. als Probleme der Zielwertminimierung aufzufassen sind. Einen Überblick zu unterschiedlichen Methoden der inversen Parameteridentifikation gibt YEH (1986). Die Modellkalibrierung ist allerdings nur dann zu empfehlen, wenn es mangelnden Wissens über die physikalischen oder mathematischen Hintergründe des betrachteten Prozesses keine anderen Alternativen gibt. Die hierdurch erzeugten Ergebnisse lassen sich häufig weder durch das physikalische noch durch das mathematische Verständnis vollständig beschreiben und sollten daher nur behelfsweise angewendet werden.

Einzigartigkeit bzw. Eindeutigkeit: Ein numerisches Modell weist die Eigenschaft der Eindeutigkeit auf, wenn jede individuelle Eingabe zu einem Ergebnis einer eindeutigen Modellausgabe führt und sich hieraus eine Beziehung zwischen Parameter und der Lösung ableiten lässt. Häufig weisen direkt gestellte lineare Probleme hinsichtlich der inversen Problemstellung nicht-lineare Beziehungen auf, sodass die Eindeutigkeit i.d.R. verletzt wird. Eine Differentialgleichung selbst reicht im Allgemeinen nicht aus, um die Lösung eindeutig zu bestimmen (BURGER und DIRKS 2016).

Existenz: Die Überprüfung der Existenz einer Lösung umfasst die Fragestellung, ob eine Lösung generell existiert und sich die Lösung durch die Anpassungsgüte beschreiben lässt.

Stabilität: Numerische Modelle werden als stabil bezeichnet, wenn eine Abhängigkeit zwischen Eingabe und Ausgabe vorliegt (TIMMER 2006). Häufige Ursachen eines instabilen numerischen Modells werden beispielsweise durch numerische Oszillation verursacht, wobei bei wiederholt einheitlicher Eingabe unterschiedliche Ergebnisse der Ausgabe auftreten (vgl. KARTHIKEYAN, TAN und PHOON 2001; SLEEP 2011).

4. Numerische Modellierung in der Geohydrologie

Seien X und Y BANACH- oder HILBERT-Räume und sei das Problem durch $A : X \rightarrow Y, y \in Y$ beschrieben, dann wird das Problem $Ax = y$ als ein *gut gestelltes Problem* bezeichnet, wenn folgende Bedingungen der o.g. Eindeutigkeit, Existenz und Stabilität erfüllt sind:

- $Ax = y$ lösbar für alle $y \in Y$ ist,
- die Lösung x eindeutig ist und
- die Lösung stetig von den Daten abhängig ist, d.h. $y_n \rightarrow y$ folgt $x_n \rightarrow x$ wobei $Ax_n = y_n$ (oder im Äquivalent gilt, dass Ax stetig differenzierbar ist).

Demgegenüber wird ein Problem als *schlecht gestellt* bezeichnet, wenn die Bedingungen der Eindeutigkeit, Existenz und Stabilität nicht erfüllt sind (BURGER und DIRKS 2016). Schlecht gestellte Probleme treten i.d.R. im Zusammenhang der Beschreibung naturphysikalischer Probleme auf und erfordern im Gegensatz zu gut gestellten Problemen hinsichtlich der inversen Modellkalibrierung besondere Bearbeitungsmethoden (z.B. Regularisierungsmethoden oder Methoden zur Reduzierung und Eingrenzung der Parameter). Durch die Methoden werden schlecht gestellte Probleme dahingehend verbessert, dass Ergebnisse in eine stetig differenzierbare Form umgewandelt werden, sodass diese für einen Approximationsalgorithmus handhabbar sind (DOHERTY und HUNT 2010). Die Anwendbarkeit der inversen Methode ist unter Umständen nur einschränkt möglich und muss hinsichtlich der o.g. Bedingungen geprüft werden.

Modellverifizierung: Die Modellverifizierung bezeichnet die Überprüfung des verwendeten numerischen Modells anhand analoger analytischer Lösungen oder Programme (BIRTHLER, FEIN und SCHNEIDER 2000).

Modellvalidierung: Als Modellvalidierung wird der Nachweis bezeichnet, ob die tatsächlich auftretenden physikalische Prozesse und Zustände durch das numerische Modell abgebildet werden können. Hierzu sind die Modellvorhersagen mit den Feldbeobachtungen oder experimentellen Ergebnissen zu vergleichen (BIRTHLER, FEIN und SCHNEIDER 2000).

4.4 AMALGAM

A Multi-Algorithm, Genetically Adaptive multi-objective Methode (AMALGAM) ist eine Methode, die zur Lösung mathematischer Optimierungsprobleme konzipiert wurde. Dabei werden evolutionäre Suchstrategien verwendet, um das globale Optimum eines Problems zu identifizieren. Mit dem Fokus in der Analyse von Pareto-Problemen können durch AMALGAM bis zu drei Zielfunktionen gleichzeitig optimiert werden (VRUGT 2016). In der Vergangenheit wurden evolutionäre Algorithmen in unterschiedlichen Bereichen umweltwissenschaftlicher Untersuchungen erfolgreich getestet, wobei festgestellt wird, dass evolutionäre Algorithmen effektiv in der Zielwertminimierung komplexer Probleme eingesetzt werden können (EFSTRATIADIS und KOUTSOYIANNIS 2010).

Die Arbeitsweise des AMALGAM-Algorithmus ist in VRUGT (2016) sowie in VRUGT und ROBINSON (2007) beschrieben und wird folgend kurz zusammengefasst: Zunächst wird eine Anzahl N zufälliger Startwerte (initiale Elternpopulation) generiert und die Modellergebnisse für diese Kombinationen berechnet. Die Ergebnisse werden anschließend durch den *fast non-dominated sorting* (FNS)-Algorithmus bewertet und nach Rängen sortiert. Anschließend wird eine neue Parameterkombination (child generation) generiert, die in Bezug zur Elterngeneration steht. Das Modell wird für diese Kombinationen neu berechnet, wobei die hieraus resultierenden Zielwerte wieder durch den

FNS bewertet werden. Basierend auf diesen neuen Informationen werden die Parameter anschließend neu kombiniert. Der Ablauf wird solange wiederholt, bis die durch den Anwender definierte Generationsanzahl erreicht ist.

Die Techniken zur Kombination der neuen Parameter werden jeweils an die durch das Modell hervorgerufenen Systemantworten angepasst und basieren auf einer der folgenden vier Methoden: Dem NSGA-II (non-dominated sorted genetic algorithm), dem PSO (particle swarm optimizer), dem AMS (adaptive metropole sampler) oder dem DE (differential evolution). Der PSO beispielweise beruht auf einer Kombinationstechnik, die dem Verhalten von Schwarm bildender Individuen ähnelt. Der DE hingegen ist an Differenzierungstechniken angelehnt und ähnelt daher der in Abs. 4.5 beschriebenen Methode. Weitere Einzelheiten zu den jeweiligen Methoden sind in VRUGT (2016) sowie der hierin enthaltenen Sekundärliteratur beschrieben.

Im Rahmen der in dieser Arbeit durchgeführten inversen Modellierung bietet AMALGAM den Vorteil, dass durch die Anpassung mehrerer Zielfunktionen einzelne Messgrößen in unterschiedlichen Gruppen zusammengefasst werden können. Die Optimierung der Zielfunktion dieser einzelnen Gruppen wird dabei stets separat gesteuert. Da AMALGAM innerhalb der Matlab-Umgebung eingebunden ist, sind die Zielwerte vom Anwender festzulegen und müssen an das Problem angepasst werden. In diesem Zusammenhang wird die Zielfunktion ϕ durch die Mittlere quadratische Abweichung (MSE) nach [Gl. 35] definiert:

$$\phi = \frac{1}{n} \sum_i (h_i^{sim} - h_i^{obs})^2 \quad [35]$$

wobei h^{sim} die Ganglinie der simulierten Messgröße und h^{obs} die Ganglinie der beobachteten Messgröße sind und n der Anzahl der Wertpaare entspricht, aus der sich die Ganglinien bilden. Die Wahl zur Bildung der Zielfunktion auf Grundlage des MSE beruht auf der Bewertung seiner Eigenschaften, wobei unterschiedliche Anpassungsindizes wie die mittlere absolute Abweichung (MAE), die Quadratfehlersumme (SSR), der Nash-Sutclif-Koeffizient (NSE) oder PBIAS-Faktoren miteinander verglichen werden (vgl. Anh.-A [Gl. 71] bis [Gl. 77]). Der MSE beschreibt einen von der Stichprobenmenge unabhängigen Zielwert, sodass die Notwendigkeit zur Wichtung entfällt. Unterschiedliche Skalierungsfaktoren der Messgrößen können vernachlässigt werden, wenn Messgrößen in Gruppen mit einheitlicher Skalierung zusammengefasst sind und durch die entsprechende Zielfunktion separat gesteuert werden. Da durch AMALGAM Startwerte zufällig generiert werden, entfällt eine Vorgabe durch den Anwender. Ebenso entfällt die Vorgabe von Abbruchkriterien, da die Anpassung stets nach Erreichen der vorgegebenen Generationsanzahl beendet wird. Ein weiterer Vorteil bietet die Darstellung von Pareto-Fronten, da hierdurch Grenzbereiche der Optima identifiziert werden und bei nicht vorliegender Existenz mehrere Lösungsvorschläge diskutiert werden können.

Bei einer Populationsgröße von $N = 120$ Kombinationen und einer Generationsanzahl $P = 100$ Wiederholungen werden durch AMALGAM insgesamt 12.000 Modellrechnungen ausgeführt. Die Optimierung numerischer Modelle ist somit vergleichsweise rechenintensiv. Da die Qualität der Anpassung problemabhängig ist und auch nach einer großen Anzahl von Modellrechnungen eine zufriedenstellende Anpassung nicht zwingend gewährleistet ist, ist der erforderliche Rechenaufwand in Relation zu den Ergebnissen zu betrachten und wird in dieser Hinsicht als Nachteil gesehen.

4.5 Parameter Estimation Tool (PEST)

Das Parameter-Estimation Tool (PEST) ist ein programmunabhängiger und nicht-kommerzieller Approximationsalgorithmus, der zur Lösung von Optimierungsproblemen (Zielwertminimierung) genutzt wird. Speziell im Bereich geohydrologischer Untersuchungen wird der Algorithmus regelmäßig verwendet, um relevante Zielgrößen eines Modells an Beobachtungsdaten anzupassen. Beispiele hierfür sind die Parameteranpassungen von Wasserhaushaltsmodellen (z.B. in KIM et al. (2007), in KEATING et al. (2003) oder DOHERTY (2003)). Prinzipiell können durch PEST sämtliche Modelle gesteuert werden, solange das zur Modellierung verwendete Rechenprogramm (Solver) eine auf ASCII-Formaten basierende Eingabe-Ausgabe-Schnittstelle unterstützt.

Arbeitsweise, Dateistruktur, Anwendungsempfehlungen, Abbruchkriterien sowie die Einbindung zusätzlicher Tools sind für PEST umfassend in DOHERTY, MUFFELS et al. (2016a) und DOHERTY, MUFFELS et al. (2016b) dokumentiert. Demnach basiert die Ansteuerung der Parameter während der Zielwertminimierung auf einer iterativen Vorgehensweise und beruht auf dem GAUSS-LEVENBERG-MARQUARDT Algorithmus (GLMA). Der GLMA ist ein numerischer Optimierungsalgorithmus zur Lösung nichtlinearer Probleme unter Anwendung der Methode der kleinsten Quadrate. Er kombiniert das GAUSS-NEWTON-Verfahren mit einer Regularisierungstechnik, die absteigende Funktionswerte erzwingt. Während der Anpassung mit PEST werden zunächst die Ableitungen der Zielfunktion für alle anzupassenden Parameter berechnet und als Elemente der Jacobimatrix gespeichert. Hierfür wird zu Beginn einer jeden Iteration die aktuell beste Parameterkombination in Beziehung zu seinem Modellergebnis gestellt und durch Taylorerweiterungen linearisiert. Innerhalb dieser Kombination wird jeweils nur ein Parameter verändert und das Modellergebnis hierfür berechnet. Die Sensitivitäten der Parameter werden unter Berücksichtigung der Zielwertänderungen bewertet und hieraus der Parameter Upgrade Vector (PUV) berechnet. Auf Grundlage des PUV sowie den vorhandenen relativen Parameteränderungen werden anschließend neue Parameterkombinationen vorgeschlagen. Das Modell wird für jede Kombination neu berechnet, wobei die aktuellen Modellergebnisse mit den Ergebnissen aus dem vorherigen Iterationsschritt verglichen werden. Die Iteration wird solange wiederholt bis eines der durch den Nutzer vorgegebenen Abbruchkriterien erfüllt ist (DOHERTY, MUFFELS et al. 2016a).

In PEST wird die Zielfunktion (ϕ , engl. objective function, OBF) aus der gewichteten Quadratfehlersumme (weighted sum of square residual; wSSR) nach [Gl. 36] bestimmt.

$$\phi = \sum_i w_i (h_i^{sim} - h_i^{obs})^2 \quad (\text{DHI WASY 2015}) \quad [36]$$

Hierbei kennzeichnen h^{sim} die Ganglinie einer simulierten Messgröße, h^{obs} die Ganglinie einer beobachteten Messgröße und w_i die Wichtungsfaktoren jeden einzelnen Wertepaars [1]. Existieren mehrere Beobachtungsgrößen, wird die Zielfunktion durch die Summenbildung aller Abweichungen zusammengefasst ($\phi = \sum_i (wSSR_i)$). Sind die einzelnen Messgrößen unterschiedlich skaliert oder variiert die zeitliche Auflösung einer Ganglinie, müssen die hierdurch hervorgerufenen Effekte der Über-/Unterschätzung einer Abweichung durch die Wahl einer geeigneten Wichtungsstrategie ausgeglichen werden.

Vorteile, die für eine Verwendung von PEST sprechen, sind die Verfügbarkeit, die Modellunabhängigkeit sowie die Bereitstellung zusätzlicher Tools (z.B. Sensitivitätsanalysen, Unsicherheitsanalysen, Stabilitätstests), die bei der Auswertung komplexer Modelle hilfreich sind. Darüber hinaus ist

PEST vergleichsweise effektiv und führt häufig bereits nach wenigen Iterationen zu einer Minimierung der Zielfunktion (geringer Rechenaufwand). Existieren grafische Bedienoberflächen, können Schnittstellen zwischen dem Programm und PEST genutzt werden, die die Handhabung stark vereinfachen und zu robusten Ergebnissen führen. Eine solche Schnittstelle ist das FePEST-Tool, das in FEFLOW standardmäßig enthalten ist.

Nachteilig wirkt sich die Fähigkeit der Anpassung von nur einer Zielfunktion aus, da mit einer steigenden Anzahl von Beobachtungsgrößen die nicht-linearen Eigenschaften in der Zielwertminimierung zunehmen. Die Wahrscheinlichkeit, dass PEST lediglich lokale Minima identifiziert, erhöht sich hierdurch. Die Optimierungsergebnisse sind im hohen Maß von der Wahl der Startwerte, den Abbruchkriterien sowie der Wichtungsstrategie abhängig. Die Anwendung von PEST erfordert daher unter Umständen die Prüfung unterschiedlicher Vorgehensweisen, wodurch sich der zeitliche Aufwand einer Optimierung wiederum stark erhöhen kann.

5. Ersatzmodelle in der Geohydrologie

Die Analyse komplexer geohydrologischer Probleme umfasst unter Umständen eine große Anzahl numerischer Modellsimulationen. Die Anzahl erforderlicher Simulationen N eines Modells ergibt sich unter Berücksichtigung der angestrebten Auflösung n im Parameterraum sowie der Anzahl unabhängiger Parameter R aus der [Gl. 37] nach:

$$N = n^R \quad [37]$$

Demnach beträgt die Anzahl der Modellsimulationen $N = 1 \cdot 10^{14}$, wenn z.B. alle Kombinationen in einem Modell mit 14 unabhängigen Parametern und einer Auflösung $n = 10$ (=10 %) vollständig berechnet werden. Der zeitliche und rechnerische Aufwand allein zur Berechnung eines Modells ist dabei von zahlreichen Faktoren abhängig, wie der Art des verwendeten Solvers (Lösungsalgorithmus), der Rechenkapazität oder der Problemstellung (z.B. aufgrund der räumlichen und zeitlichen Diskretisierung), sodass eine einzige Berechnung eines komplexeren numerischen Modells bereits Tage, Wochen oder Monate in Anspruch nehmen kann.

Auch unter dem Einwand, dass die Berechnung aller Kombinationen nicht sinnvoll erscheint, können andere Analysemethoden wie die Sensitivitätsanalyse oder Korrelationsanalysen eine hohe Anzahl an Modellberechnung erfordern. Dabei wird in der Sensitivitätsanalyse in unterschiedlichen Kombinationen jeweils nur ein Parameter numerisch differenziert und der Ausgabewert in Relation zur Eingabe gestellt (vgl. Anh.-A [Gl. 59]). In der Korrelationsanalyse hingegen werden innerhalb einer Grundkombination stets zwei oder mehrere Parameter miteinander kombiniert und alle Ausgabewerte dieser internen Neukombination gegenübergestellt. Die Anzahl möglicher Kombinationen wird hierfür durch den Binomialkoeffizienten nach [Gl. 38] bestimmt:

$$\binom{n}{k} = \frac{n!}{(n-k)!k!} \quad [38]$$

Dabei entspricht n der Anzahl der Parameter und k der Anzahl der zulässigen Anordnungen, die ohne Dopplung auftreten²⁵. Sämtliche Kombinationen müssten im Rahmen der Korrelationsanalyse in sehr kleinen Abstraten (analog zur numerischen Differenzierung) berechnet werden, um ein vollständiges Abbild der Abhängigkeit der einzelnen Modellparameter zu einander zu erhalten.

Um Analysemethoden anwenden zu können, die eine hohe Anzahl an Modellberechnungen erfordern, muss der Aufwand einer Modellberechnung bei gleichbleibender Qualität stark reduziert werden. Hierfür werden in der ingenieurstechnischen Anwendung häufig Ersatzmodelle (engl. *surrogate models*, *meta models* oder auch als *emulator* bezeichnet) verwendet, die das Eingabe-Ausgabe-Verhalten eines Modells imitieren und dabei effizienter arbeiten als das numerische Modell. Das zugrundeliegende mathematisch-numerische Modell wird dabei im Wesentlichen als Black-Box betrachtet. Das Ersatzmodell beschreibt lediglich das Modellverhalten auf Basis abstrakter Funktionen, die anhand der Ein-/Ausgabe des numerischen Modells angepasst werden. Die hierdurch bestimmten Funktionskennwerte des Ersatzmodells lassen keine Rückschlüsse auf Systemkennwerte

²⁵Für 14 Modellparameter, die paarweise ohne Dopplung kombiniert werden, beträgt die Anzahl der erforderlichen Kombinationen 91.

des numerisch-mathematischen Modells zu. Das genaue Verständnis darüber, wie das Ersatzmodell Ergebnisse generiert, ist i.d.R. von untergeordneter Bedeutung, solange die Effizienz und die Fähigkeit zur Imitation gewährleistet sind.

Einerseits ist die Anwendung von Ersatzmodellen für praktische Zwecke bedeutungsvoll, wenn im Rahmen von Optimierungsproblemen, einer Exploration der Parameterräume oder der Sensitivitätsanalysen eine hohe Anzahl an Modellberechnung notwendig ist und somit einen hohen Rechenaufwand erfordert. Andererseits ist die Anwendung von Ersatzmodellen notwendig, wenn naturphysikalische Modelle entweder nicht verfügbar oder unbekannt sind. Als Anwendungsbeispiel kann die in ARNDT et al. (2005) beschriebene Exploration und Minimierung des Optimierungsproblems eines FEFLOW-Modells genannt werden, in dem ein Ersatzmodell auf Basis neuronaler Netze erstellt wurde, um Prognoseunsicherheiten zu bestimmen. Weitere Anwendungsbeispiele zur Erstellung von Ersatzmodellen sind in WANG und SHAN (2007), WANG, DING et al. (2017), ASHER et al. (2015) oder SAHHOO et al. (2017) ausführlich erläutert.

Die Fähigkeit zur Imitation eines Ersatzmodell ist allerdings von einzelnen Faktoren abhängig, wie der Wahl einer geeigneten Modellfunktion oder der Verfügbarkeit und Qualität der Input-Output-Daten. Da die zu ersetzende Modellfunktion i.d.R. nicht bekannt ist, ist ebenfalls auch nicht bekannt, durch welches Ersatzmodell sich die Modellfunktion am besten beschreiben lässt. In diesem Zusammenhang existieren die unterschiedlichsten Funktionen, auf deren Grundlage Ersatzmodelle häufig erstellt werden können, wie künstliche neuronale Netze (KNN, oder engl. artificial neuronal networks (ANN)), Kriging-Methoden, Radialbasisfunktionen (RBF), Bayes'sche Netze, Response Surfaces Methoden (RSM) und viele mehr. In jeder Klasse existieren zahlreiche Derivate, die sich im Aufbau und Ansatz stark voneinander unterscheiden und die teilweise miteinander zu Hybriden kombiniert werden. Einfache Ersatzmodelle können bereits durch die Anpassung einer Polynomfunktion an einen Datensatz erstellt werden (Kurvenanpassung). Dabei entspricht die Wahl der Freiheitsgrade der Wahl des Ersatzmodells und beeinflusst die Fähigkeit der Imitation unter der Berücksichtigung von Generalisierungseffekten oder einer Überanpassung.

Zur Analyse der Parameterabhängigkeiten der am Rostocker Forschungsdeich am Querschnitt QD simulierten Durchfeuchtung werden nachfolgend Ersatzmodelle getestet, die auf Grundlage neuronaler Netze, Radialbasisfunktionen, der Kriging-Methoden und einem in TAGSCHERER (2001) beschriebenen hybriden Ansatz erstellt werden. Grundlagen zu diesen Typen von Ersatzmodellen sowie zu den neuronalen Netzen werden in den folgenden Abschnitten näher erläutert.

5.1 Künstliche neuronale Netze (KNN)

Künstliche neuronale Netze können als Ersatzmodellfunktion verwendet werden. Darüber hinaus werden sie in der multivariaten Statistik genutzt, um Muster zu erkennen (ZHANG, PATUWO und HU 1998), Daten zu clustern oder Daten hinsichtlich prägnanter Merkmale einzuteilen. Die ersten Konzepte künstlicher neuronaler Netze gehen bereits auf MCCULLOCH und PITTS (1943) zurück. Seit diesem Zeitpunkt und insbesondere seit den letzten 20 Jahren hat die Entwicklung künstlicher neuronaler Netze deutliche Fortschritte erzielt, sodass KNN-Anwendungen in der Wissenschaft und im Alltag allgegenwärtig geworden sind. Bekannte Beispiele sind Anwendungen in der Bilderkennung, der Spracherkennung oder in der Datenanalyse (data mining). In der Datenanalyse beispielsweise werden wertvolle Informationen aus einem schnelllebigem, ungeordneten und unüberschaubaren Datensatz generiert, wobei Kausalbezüge hierbei nicht eingeschlossen sind (ERTEL 2021). Die Theematik neuronaler Netze ist dementsprechend komplex und soll daher nur im Rahmen der in dieser

5. Ersatzmodelle in der Geohydrologie

Arbeit notwendigen Kenntnisse erläutert werden.

Künstliche neuronale Netze (KNN) basieren auf der grundlegenden Idee einer abstrakten mathematischen Funktionsverknüpfung nach dem Vorbild einfacher biologischer Nervensysteme. Nach diesem Vorbild werden die miteinander verknüpften Knotenpunkte als „Neuronen“ bezeichnet, wobei eine Information im Neuron durch die ihm zugeordnete Aktivierungsfunktion f verarbeitet wird (Abb. 46).

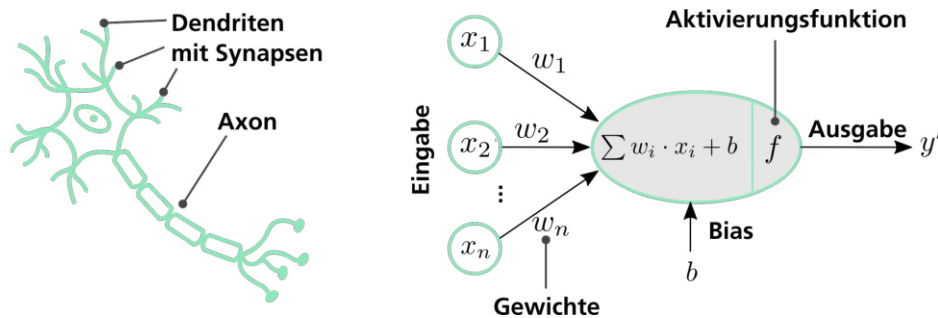


Abb. 46: Schematisch dargestelltes Konzept neuronaler Netze: Links: Schema einer biologischen Nervenzelle (Neuron); Rechts: abstrahierte und stark vereinfachte mathematische Annahme (SCHAAF 2020)

Eine Nervenzelle verarbeitet Informationen, indem sie mehrere Reize über Synapsen aufnimmt und sendet ihrerseits einen Impuls (Information) an andere Nervenzellen aus, wenn durch die empfangene Reizeinwirkung ein kritischer Schwellenwert (Aktivierungsfunktion) überschritten wird. In ähnlicher Weise werden im Neuron eines KNN die Informationen im Wesentlichen durch drei Elemente verarbeitet: a) durch die Wichtung w der Eingangsverbindungen b) der Aktivierungsbeziehung und c) den Aktivierungs-, der Transfer- oder der Ausgabefunktionen f (Abb. 46). Die Eingangssignale x_i werden durch w_i gewichtet und die Produkte zur Erregungsgröße aufsummiert. Anschließend wird die Erregungsgröße durch die Transferfunktion umgerechnet. Je nach Neuronentyp wird das Ergebnis mit einem Schwellenwert verglichen. Es kann eine boolesche Antwort an die nachfolgenden Neuronen gesendet werden oder die Information wird ohne Verarbeitung direkt weitergeleitet (GABLESKE 2005).

Die einzelnen Neuronen werden in einer Netzstruktur in Schichten miteinander verknüpft. Die Netzarchitektur besteht nach Abb. 47 im Wesentlichen aus einer Eingabeschicht (input-layer), mehreren verdeckten Schichten (hidden-layers) sowie einer Ausgabeschicht (output-layer).

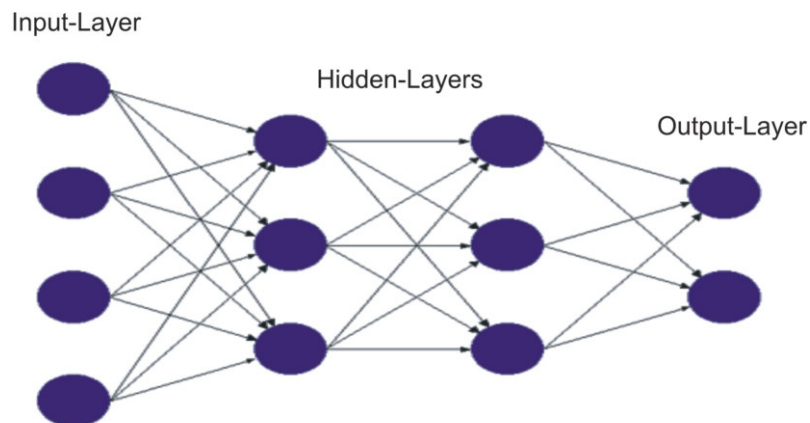


Abb. 47: Beispiel eines KNN mit vorwärts gerichteter Netzarchitektur (feed forward network)

Das KNN muss durch die Anordnung seiner Netzarchitektur d.h. seiner mehrschichtigen und teilweise komplexen Verknüpfungen der Neuronen sowie der Auswahl der Aktivierungsfunktion an die individuell zu lösende Problemstellung angepasst sein. Hieraus resultieren zahlreiche unterschiedliche KNN-Typen, die teilweise miteinander kombiniert werden und mitunter nur zur Bewältigung eines speziellen Anwendungsfalls geeignet sind. In diesem Zusammenhang existieren neuronale Netzwerke zur Mustererkennung (pattern recognition networks, PRN), Netzwerke, die Daten clustern (z.B. selbstorganisierende Karten, engl. self-organizing maps, SOM) oder Netzwerke, die sich für Ersatzmodelle eignen (Anpassungsnetze, fitting networks). Netzwerke zur Mustererkennung sind vorwärts gerichtete neuronale Netzwerke und dienen der Zuordnung von Eingabedaten an bekannte Klassen. Selbstorganisierende Karten hingegen sind Kohonen-Netze (nach Teuvo Kohonen (1982) benannt) und eine Erweiterung der kompetitiven (konkurrierenden) Netze. Sie folgen im Allgemeinen unüberwachten Lernstrategien (ähnlich zum menschlichen Lernprozess ohne Vorbild) und werden häufig verwendet, um den Eingaberaum auf Basis distanzbasierter Ähnlichkeitsmerkmale zu clustern (BECK und REY o. D.).

Da zur Bildung eines Ersatzmodells Netzwerkkonstrukturen notwendig sind, die über Fähigkeiten der Imitation verfügen sollen, muss ein geeignetes Anpassungsnetzwerk für die in dieser Arbeit bestehende Problematik gefunden werden. Im Allgemeinen sind Anpassungsnetzwerke durch die Fähigkeit der linearen Regression charakterisiert, sodass sie Ausgabeprognozen auf Basis von Eingangsdaten ermöglichen. Nach TAGSCHERER (2001) eignen sich als Anpassungsnetzwerke vorzugsweise Multi-Layer-Perzeptron-Netze (MLP), Radial-Basis-Funktions-Netze (RBF), Counter-Propagation neuronal network (CPNN) oder Lokale-Modelle-Netze (LMN). Darüber stellt TAGSCHERER (2001) ein eigenes Hybrid-Netz (ICE-Netz) vor, das mit einer sich selbständig erweiternden Netzarchitektur ebenfalls für Anpassungsprobleme entworfen wurde.

Als KNN, für die eine Eignung zur Erstellung eines Ersatzmodells besteht, kommen nach Ansicht des Verfassers RBF-Netze, MLP-Netze oder das in TAGSCHERER (2001) vorgestellte ICE-Netz infrage. Darüber hinaus wird die Anwendung eines Kriging-Verfahrens als eine alternative Möglichkeit zu Bildung eines Ersatzmodell eingeschätzt.

Da zur Erzeugung von KNN-Ersatzmodellen Lernstrategien notwendig sind, werden diese zunächst in Abs. 5.1.1 erläutert. Die Vorgehensweisen der genannten Anpassungsmethoden sind in den Abs. 5.1.2 - 5.2 zusammengefasst und werden anhand der folgenden Beispielfunktion [Gl. 39] knapp erläutert:

$$f(x) = 0,1x^3 - 0,1x^2 + 5x - 6 \quad [39]$$

5.1.1 Lernregeln

Ein Ersatzmodell kann das zu imitierende Modellverhalten nur dann erlernen, wenn es mit Daten „gefüttert“ wird. Dieser als *Maschinelles Lernen* (machine learning) bezeichnete Prozess erfordert Lernstrategien, die grundsätzlich in a) überwachtes Lernen, b) unüberwachtes Lernen oder c) bestärkendes Lernen einzuteilen sind (ZELL 1994).

Überwachtes Lernen (supervised learning): Beim überwachten Lernen wird zu jedem Eingabemuster das korrekte (annotierte) Ausgabemuster vorgegeben, an die das KNN im Training angepasst (adaptiert) wird. Ein Vorteil dieser Methode ist die verhältnismäßig geringe Lernzeit. Die Lernmethode ist allerdings an die Bedingung geknüpft, dass die Trainingsdaten statistisch so verteilt sein müssen, dass die Eigenschaften des Modells durch die Trainingsdaten repräsentiert

werden. Ein Vertreter dieser Lernstrategie ist die Anpassung durch das Backpropagation-Verfahren (ZELL 1994), die zum Training von Klassifizierungsproblemen oder Anpassungsproblemen verwendet wird.

Das Backpropagation (BP)-Verfahren ist eine Rechenvorschrift, in der die Gewichte w und die Bias-Werte b in den Neuronen der verdeckten Schichten des KNN so verändert werden, dass der Fehler zwischen prognostizierter Ausgabe und vorgegebener Ausgabe minimal wird (Optimierungsproblem). Die Gewichte werden in drei Schritten angepasst: dem Forward-Pass (aus dem Input-Neuronen-Reiz wird der Output berechnet), der Fehlerbestimmung (Vergleich der Forward-Pass-Output mit dem gewünschten Output, Abbruch bei Unterschreiten des Kriteriums) und dem Backward-Pass (bei Überschreiten des Kriteriums werden die Fehlerwerte durch Modifizierung der Gewichte von hinten beginnend angepasst). Die Gewichte werden im Backward-Pass durch das Gradientenabstiegsverfahren (Gradient Descent GD) angepasst (vgl. BECK und REY o. D.; TAGSCHERER und PORTZEL 1999 und ZELL 1994). Da die Anwendung des GD an die Bedingung der stetigen Differenzierbarkeit geknüpft ist, können binäre Eingaben nicht optimiert werden. Aufgrund des Optimierungsproblems ist der BP für Fehler anfällig (z.B. für Minimierungsfehler, Oszillationsfehler, Überspringen von Minima). Darüber hinaus werden im BP stets alle im Netz vorhanden Gewichte angepasst. Diese globale Adaption kann zu instabilen Anpassungen führen, da bereits eine kleine Änderung des Eingaberaums eine vollständige Änderung der Netzeigenschaft bewirken kann.

Während des Trainings muss die Qualität der Anpassung des KNN an den Datensatz anhand von Kontrollgrößen überprüft werden. Hierzu wird die Stichprobenmenge, durch die das Modellverhalten repräsentiert wird, in Trainingsdaten, Validierungsdaten und Testdaten aufgeteilt. Anhand der Trainingsdaten (etwa 70 % der Stichprobenmenge) wird das KNN im BP trainiert. Die Validierungsdaten (etwa 5 % - 20 % der Stichprobenmenge) hingegen dienen zur Kontrolle, ob ein KNN die Daten bereits „auswendig“ lernt. An ihnen wird geprüft, wie sich das Ergebnis im Lernprozess verändert. Sinkt die Abweichung der Trainingsdaten, während die Anpassung der Validierungsdaten (Validierungsfehler) zeitgleich zunimmt, lernt das Netz die Trainingsdaten auswendig und das Training wird abgebrochen. Die Testdaten werden im Training nicht genutzt. Daher kann an ihnen geprüft werden, ob die Anpassung des KNN auch für unabhängige Daten eine Gültigkeit besitzt. Der Lernprozess wird beendet, wenn eines der Abbruchkriterien (z.B. die max. Iterationsanzahl nach Erreichen des minimalen Validierungsfehlers, ein geringer Lernfortschritt oder ein minimaler Zielwert) erreicht ist.

Unüberwachtes Lernen (engl. unsupervised learning): Das unüberwachte Lernen ist eine Lernstrategie, in der dem Ersatzmodell keine annotierten Trainingsdaten zur Verfügung gestellt werden. Der Algorithmus verarbeitet die Daten ohne ein vorgegebenes Ziel. Beispiele hierfür sind Cluster-Methoden oder Autoencoder-Verfahren (Reduzierung von Datensätzen auf wesentliche Merkmale, auch als multi-label Klassifikation bezeichnet). Unüberwachte Lernmethoden sind mit verhältnismäßig geringen Arbeitsaufwänden verbunden, da Datensätze weniger umfangreich aufgearbeitet werden müssen. Zur Bildung von Ersatzmodellen sind solche Methoden wenig geeignet.

5.1.2 Multi-Layer-Perzeptron-Netze (MLP-N)

Multilayer-Perzeptron-Netze sind klassische Anpassungsnetze mit vorwärts gerichteter Netzarchitektur (Abb. 48). Sie können mit unterschiedlichen Aktivierungsfunktionen besetzt werden (z.B. mit sigmoiden Funktionen, linearen Funktionen oder mit binären Treppenfunktionen) und eignen

sich in der Regel gut als Anpassungsnetz oder Klassifizierungsnetz (GABLESKE 2005).

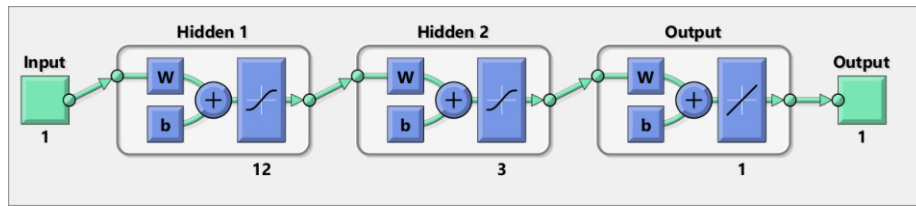


Abb. 48: Aufbau eines primitiven Multi-Layer-Perzeptron-Netzes (MLP-N) in Matlab mit einer sigmoiden (tansig) Transferfunktion im Neuron der verdeckten Schicht und einem Neuron mit linearer Transferfunktion (purelin) in der Ausgabevorbereitung sowie den Wichtungsfaktoren w_i und den Bias b_i als Absolutglieder

Die in Abb. 48 in der verdeckten Schicht („Hidden 1“) enthaltene sigmoide Transferfunktion²⁶ wird durch folgenden Term der [Gl. 40] berechnet:

$$a = \text{tansig}(n) = \frac{2}{(1 + e^{(-2 \cdot n)}) - 1} \quad (\text{mit } n = \text{Input} \cdot w + b) \quad [40]$$

und nimmt Werte von -1 bis 1 an. In Abhängigkeit der Netzarchitektur können durch MLP-Netze mit sigmoiden Transferfunktion die unterschiedlichsten Datensätze angepasst werden. Eigenschaften der Anpassungsfähigkeit des in Abb. 48 dargestellten MLP-Netzes mit jeweils einer Ein- und Ausgabeschicht sowie zwei verdeckten Schichten (Hidden 1 mit 12 Neuronen und Hidden 2 mit 3 Neuronen) können anhand des Abb. 49 aufgeführten Beispiels erläutert werden.

²⁶Berechnung in Matlab: $\text{Output} = \text{purelin}(w_{Lay2}(\text{tansig}(w_{Lay1} \cdot \text{Input} + b_{Lay1})) + b_{Lay2})$

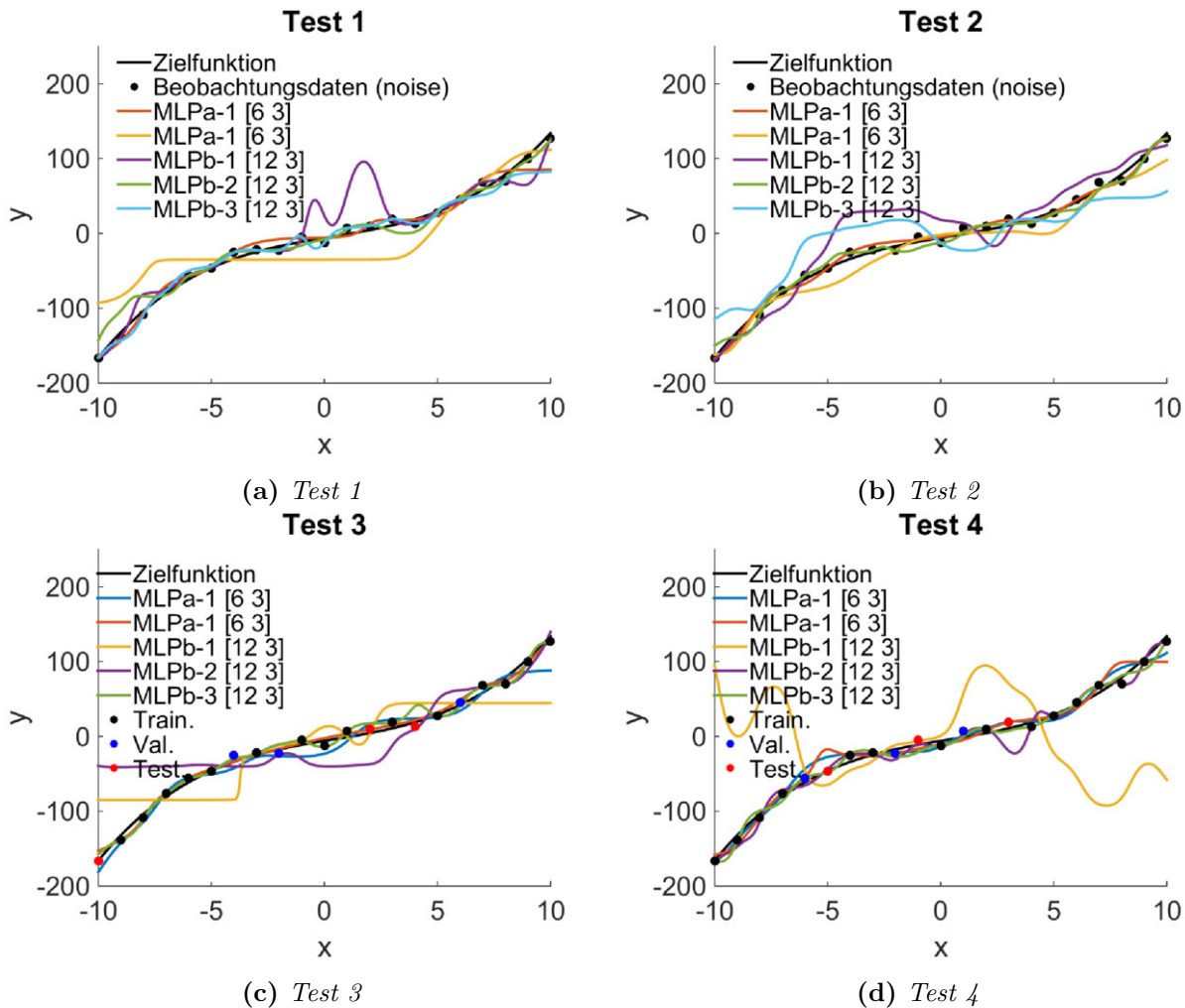


Abb. 49: Beispiel: Anpassung mit MLP-Netzen

In dem in Abb. 49 dargestellten Beispiel soll die Funktion nach [Gl. 39] durch ein MLP-Netz mit sigmoiden Transferfunktionen angepasst werden. Zur Verfügung steht eine Stichprobe aus 20 Beobachtungspunkten, die um ± 10 normalverteilt um die Zielfunktion streut (rauschen). Zunächst werden zwei MLP-Netze (MLPa-1, MLPa-2) an den Datensatz trainiert, die mit 6 und 3 Neuronen in den verdeckten Schichten eine simple Netzarchitektur aufweisen. Anschließend wird die Anpassung unter Erhöhung der Neuronenanzahl (12 und 3) dreimal wiederholt (MLPb-1-3). Test 1 und Test 2 zeigen Ergebnisse der MLP-Anpassungen bei unveränderter Datenaufteilung. Test 3 und Test 4 zeigen Ergebnisse der MLP-Anpassungen, in denen die Trainings-, Validierungs- und Testdaten (70%/15%/15%) in jeder Anpassung stets zufällig ausgewählt werden.

Die Beispiele zeigen, dass sowohl in den MLPa-Netzen als auch in den MLPb-Netzen gute und schlechte Anpassungen existieren. Darüber hinaus wird deutlich, dass auch bei identischer Netzarchitektur der Anpassungsgrad variiert. Eine Ursache hierin liegt in der zufallsbedingten Aufteilung in Trainings-, Validierungs- und Testdaten (Test 3 und Test 4). Die Datenmenge der Testdaten steht im Training nicht zur Verfügung, wodurch lokale und für jede Anpassung unterschiedliche Informationslücken entstehen. Eine zweite Ursache liegt in der fehlerhaften Zielwertminimierung des BP (Abb. 49a, Abb. 49b). Im BP werden die Gewichte und Bias-Werte in der Startbedingung zufällig generiert, sodass aufgrund unterschiedlicher Ausgangsbedingungen die Zielwertminimierung nicht immer zu identischen Ergebnissen führt.

Um die Imitation eines komplexen Problems zu ermöglichen, muss die Netzarchitektur an das bestehende Problem angepasst werden. In diesem Zusammenhang kann die Netztopologie durch die Anpassung der Netzgröße, durch die Implementierung partiell vernetzter Schichten oder durch Verkürzen/Entfernen/Hinzufügen von Verbindungen optimiert werden (LÄMMEL o. D.). Eine allgemeine Vorgehensweise einer manuellen Netzoptimierung ist in Abb. 50 dargestellt.

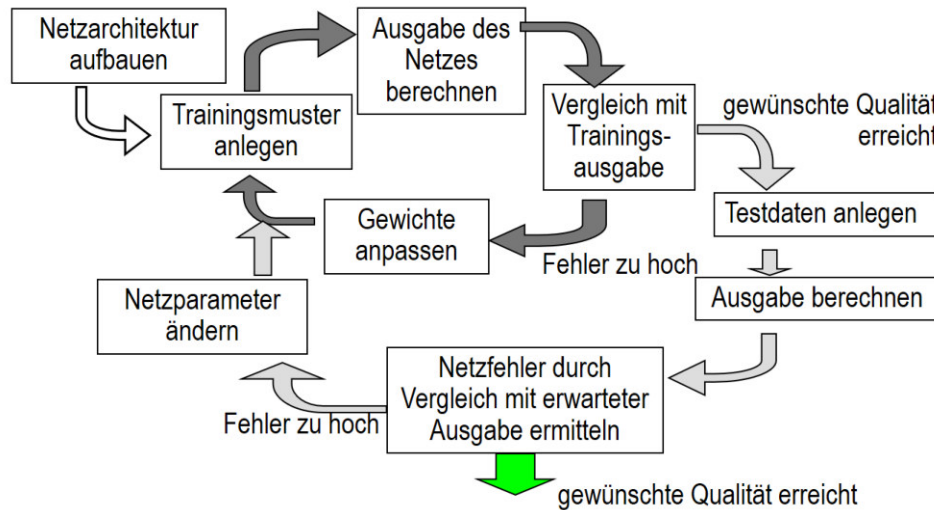


Abb. 50: Allgemeines Schema zur Netzoptimierung (LÄMMEL o. D.)

Da manuelle Methoden zur Netzoptimierung mitunter zeitaufwendig sein können, existieren automatisierte Verfahren, die auf Basis genetischer Algorithmen oder neuronalen Netzen beruhen. Hierfür können miteinander gekoppelte parallele Netzstrukturen verwendet werden, in der das erste KNN das Ersatzmodell bildet, ein zweites KNN die Fehlerprognose des ersten KNN beschreibt und ein drittes KNN die Eingabe neuartiger Werte erkennt (OBACH 2003).

5.1.3 Radialebasisfunktionen-Netze (RBF-N)

Radialebasisfunktionen-Netze (RBF-N) sind vorwärts gerichtete Anpassungsnetze. Sie besitzen grundsätzlich eine zu den MLP-Netzen ähnliche Struktur, verwenden aber im Unterschied zu diesen keine sigmoiden oder linearen, sondern radial-symmetrische Aktivierungsfunktionen der [Gl. 41].

$$f(x) = \text{radbas}\left(\frac{x - \zeta}{\sigma}\right) = a \cdot \exp - \left(\frac{(x - \zeta)^2}{\sigma^2}\right) \quad [41]$$

Hierbei beschreibt σ die Bandbreite (auch Ausdehnung oder Einflussbereich bezeichnet) (OBACH 2003) und $(x - \zeta)^2$ das Abstandsquadrat zwischen dem Prototyp ζ (Stützvektor, Beobachtungspunkt) und der Variablen x . Durch den Faktor a wird die Höhe der RBF skaliert. Sind x und ζ identisch, entspricht das Modellergebnis in diesem Punkt dem Wert a . In RBF-Netzen wird der Skalierungsfaktor a dem zu ζ zugehörigen Output zugeordnet. Hierdurch besitzen RBF-Netze distanzbasierte Informationen, die im bekannten Stützvektor am höchsten sind und mit zunehmender Distanz abnehmen.

5. Ersatzmodelle in der Geohydrologie

Der Lernprozess eines RBF-Netzes umfasst folgende Schritte: Zunächst wird die einfachste RBF-Netzarchitektur mit lediglich einem Prototypen (RBF-Neuron) besetzt. Die zugehörigen Gewichte werden angepasst und hierfür die Prognose berechnet. Anschließend wird der Eingabevektor mit dem höchsten Fehler identifiziert. Das RBF-Netz wird um diesen Prototypen erweitert. Durch die Anpassung der linearen Ausgabeschicht wird der Fehler erneut minimiert und die Gewichte bestimmt. Der Vorgang wird solange wiederholt, bis die Abweichung der Trainingsdaten minimal wird (vgl. Matlab-Dokumentation «newrb»).

Ergebnisse für die Anpassung von RBF-Netzen an die Beispielfunktion [Gl. 39] sind folgend in Abb. 51 dargestellt.

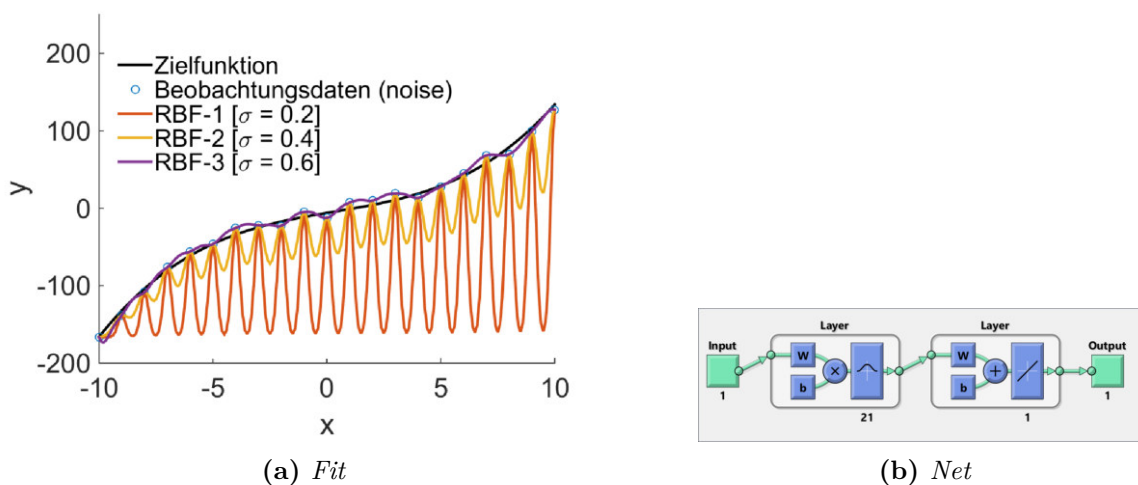


Abb. 51: Beispiel: Anpassung mit RBF-Netzen

In Abb. 51a sind die Anpassungsergebnisse dreier RBF-Netze dargestellt, die sich lediglich in der vorgegebenen Bandbreite σ unterscheiden. Dabei ist erkennbar, dass sich die Anpassung mit zunehmender Bandbreite verbessert. Unabhängig von der Bandbreite prognostizieren alle hier dargestellten RBF-Netze ein exaktes Ergebnis, wenn x im Beobachtungspunkt liegt. Die Abb. 51b hingegen zeigt die im Lernprozess erzeugte Netzstruktur, in der alle 21 Beobachtungspunkte als Prototypen in der ersten verdeckten Schicht aufgenommen wurden.

5.1.4 Incremental Clustering and Evolving/Evaluating-Netz (ICE)

TAGSCHERER (2001) stellt ein hybrides Anpassungsnetz vor, das zur Approximation unbekannter Datenstrukturen entwickelt wurde und als Incremental Clustering and Evolving/Evaluating (ICE) bezeichnet wird. Ursprünglich wurde der Ansatz für die Produktoptimierung in der Stahlherstellung entworfen, in dem verfahrenstechnische Eingangsgrößen (z.B. Walzendrücke, Rollengeschwindigkeiten, die Temperaturen der Stahlrohlinge, etc.) mit der Qualität des Endproduktes verglichen werden.

Das ICE-Netz basiert auf einer lokalen Modelloptimierung mit einer auf Grundlage von historischen und in Echtzeit erfassten Beobachtungsdaten sich selbständig schrittweise erweiternder Architektur. Hierzu werden die Beobachtungskennwerte anhand ihrer Ähnlichkeiten auf einzelne lokale Modelle aufgeteilt (self-organized). Werden die Fehlertoleranzen zwischen der lokalen Modellprognose und dem Ist-Zustand überschritten, wird das lokale Modell an diesem neuen Punkt adaptiert bzw.

um ein weiteres lokales Modell erweitert. Die Zielfunktion wird durch Inter-/Extrapolation der Beobachtungspunkte im jeweiligen lokalen Bereich berechnet (TAGSCHERER 2001).

Die einzelnen Schritte des Lernprozesses werden folgend am Beispiel der [Gl. 39] anhand der Abb. 52 erläutert.

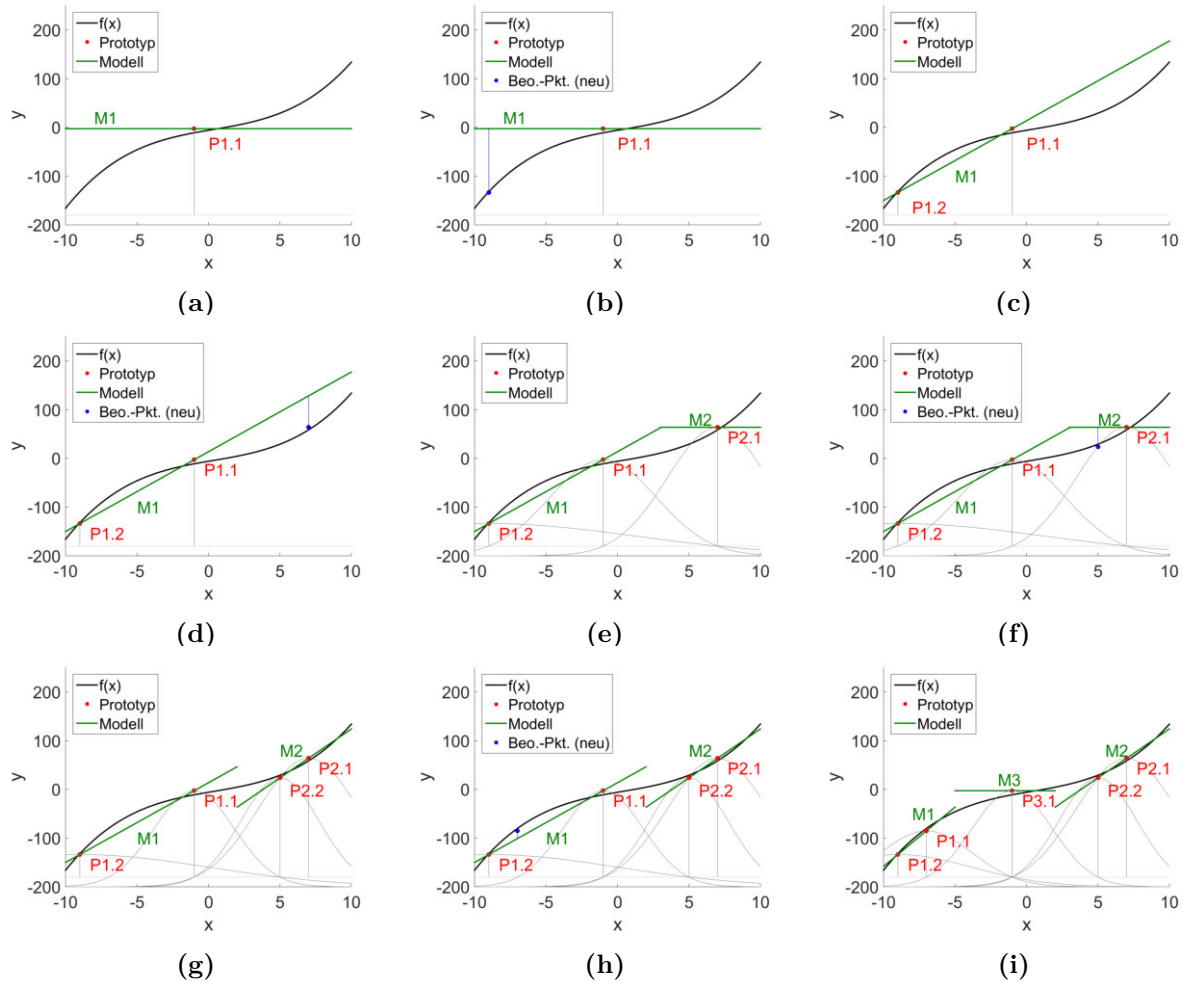


Abb. 52: Beispiel: Schrittweise Anpassung eines ICE-Netzes

Abb. 52a: Ausgehend von Prototypen P1.1 (Initialdata) wird zunächst das Initialmodell M1 erstellt. Da keine weiteren Prototypen bekannt sind, wird das M1-Modell als Horizontale abgebildet. Das zugehörige rezeptive Feld erstreckt sich dabei zunächst über den gesamten Raum, da bisher keine weiteren konkurrierenden Modelle existieren.

Abb. 52b: An einem neuen Beobachtungspunkt wird die bestehende Anpassungsgüte des M1-Modells überprüft. Da der lokale Modellfehler zu groß ist, muss das M1-Modell in diesem Punkt angepasst werden.

Abb. 52c: 1. Adaption: Der Beobachtungspunkt wird zum zweiten Prototypen (P1.2) des M1-Modells. Das M1-Modell wird entsprechend korrigiert.

Abb. 52d: Ein weiterer neuer Beobachtungspunkt wird am bestehenden M1-Modell geprüft, wobei auch hier die Anpassung zu gering ist.

Abb. 52e: Der Beobachtungspunkt wird zum Prototyp P2.1 des neuen M2-Modells mit geringem Informationsgehalt (horizontale Linie, analog zu Schritt a). Da nun zwei Modelle existieren, muss das rezeptive Feld des M1-Modells durch die Einführung von Radialbasisfunktionen eingeschränkt werden. Die Ausdehnung eines jeden rezeptiven Feldes endet dabei stets im Schnittpunkt der minimalen Aktivierungsenergie λ (gestrichelte Linie) und dem nächstgelegenen Prototypen des Nachbarmodells.

Abb. 52f: Die bestehende Anpassung wird erneut an einem weiteren Beobachtungspunkt geprüft. Der neue Beobachtungspunkt wird aufgrund der ihm zugeschriebenen Aktivierungsenergie dem M2-Modell zugeordnet, wobei die lokale Modellanpassung (vertikale blaue Linie) zum M2-Modell erneut zu gering ist.

Abb. 52g: 2. Adaption: Der Beobachtungspunkt wird als zweiter Prototyp P2.2 dem M2-Modell hinzugefügt, wodurch das M2-Modell lokal korrigiert wird.

Abb. 52h: Ein neuer Beobachtungspunkt wird an der bestehenden Anpassung geprüft. Er wird aufgrund seiner Aktivierungsenergie dem M1-Modell zugeordnet, wobei auch hier die Anpassung zu gering ist.

Abb. 52i: 1. Aufspaltung: Da der Beobachtungspunkt eine hohe Modellabweichung aufweist und zwischen den Prototypen des M1-Modells (P1.1, P1.2) liegt, muss das M1-Modell in zwei neue Modelle (M1b, M3) aufgespalten werden. Beide Modelle stehen in unmittelbarer Konkurrenz zueinander, sodass die rezeptiven Felder erneuert angepasst werden müssen.

Der Lernprozess kann kontinuierlich fortgesetzt werden. Das Modell hat die Fähigkeit der Imitation erlernt, wenn keine weiteren Fehlertoleranzen zwischen den Beobachtungswerten und der Modellprognose auftreten oder das vorgegebene Gütemaß unterschritten wird. Muss ein multidimensionaler Eingaberaum approximiert werden, ist das zu lösende Gleichungssystem (die Modellfunktion) an die Dimension anzupassen. Bei dreidimensionalen Problemen wird die Modellfunktion durch Flächen beschrieben, wobei sich ebenfalls die Anzahl der zur Modellfunktion zugehörigen Prototypen von 2 auf 3 erhöht.

Nach TAGSCHERER (2001) bietet die Verwendung des ICE-Netzes folgende Vorteile: Aufgrund der lokalen Adaption bewirken einzelne Eingaben lediglich lokal begrenzte Änderungen des Modells, wodurch die Anpassung robuster wird. Die Vorgabe einer Netzarchitektur entfällt, wodurch der Arbeitsaufwand reduziert wird. Darüber hinaus können im ICE-Netz Unstetigkeitsstellen durch die Einschränkung der rezeptiven Felder und der Anpassung der lokalen Modelle berücksichtigt werden.

5.2 Kriging

Kriging (auch GAUSS-Prozess genannt) ist ein von Danie Krige (1951) erstmals beschriebenes geostatistisches Verfahren, das zur Interpolation ortsabhängiger Merkmale genutzt wird. In zahlreichen natur-technischen Untersuchungen wird das Verfahren als Ersatzmodell zur Annäherung stochastischer rauschfreier Daten verwendet (z.B. zur Erzeugung von 3D-Geländemodellen). Darüber hinaus wird das Verfahren zur Lösung von Optimierungsproblemen, in der Design-Space-Exploration, zur Visualisierung von Daten oder im Rahmen von Sensitivitätsanalysen eingesetzt (COUCKUYT, DHANE und DEMEESTER 2013). Anwendungsbeispiele für Kriging-Ersatzmodelle sind in GASPAREL, TEI-

XEIRA und GUEDES SUARES (2015) aufgeführt. Weitere Beispiele sind die in YEH, YOON und LEE (1983) beschriebenen Vorgehensweisen zur Schätzung von Modellparameter, die zur Beschreibung der Wasserbewegung in Aquiferen notwendig sind (GINN und CUSHMANN 1990).

Das Verfahren kann allgemein durch [Gl. 42] beschrieben werden, in der ein ortsabhängiger Schätzwert (die Modellprognose) durch die gewichtete Summe der Beobachtungsdaten interpoliert wird.

$$Z^*(x_0) = \sum_{i=1}^n \lambda_i Z(x_i) \quad [42]$$

Hierbei sind:

- $Z^*(x_0)$ der Schätzwert der Variable Z am unbekanntem Ort x_0 ,
- $Z(x_i)$ der Wert der Variable Z am Beobachtungspunkt x_i ,
- λ_i der Gewichtungsfaktor für den Wert Z am Messpunkt x_i und
- n die Anzahl der benachbarten Beobachtungspunkte.

Im Kriging-Verfahren werden die Gewichte $Y(x)$ funktional bestimmt. Die Vorgehensweise beruht dabei im Wesentlichen auf der Kombination einer Regressionsfunktion $f(x)$ mit dem GAUSS-Prozess $Z(x)$ nach [Gl. 43].

$$Y(x) = f(x) + Z(x) \quad [43]$$

Die Ausgabe von Prognosewerten umfasst somit jeweils zwei Schritte: a) die Erfassung einer Regressionsfunktion $f(x)$, die statistische Kennwerte der Verteilung der Beobachtungspunkte beinhaltet und b) die eigentliche Prognose, die auf Grundlage des GAUSS-Prozess $Z(x)$ berechnet wird. Zur Erstellung der Regressionsfunktion $f(x)$ wird zunächst nach [Gl. 44] aus der Raumverteilung der Beobachtungsdaten ein (Semi-)Variogramm sowie die Kovarianzfunktion erstellt, in der die Autokorrelation der Daten ermittelt wird.

$$\gamma(h) = \frac{1}{2N(h)} \sum_{i=1}^N (h) [Z(x_i) - Z(x_i + h)]^2 \quad [44]$$

Hierbei sind:

- $\gamma(h)$ der Variogrammwert,
- $Z(x)$ der Wert der Variable Z am Ort x ,
- $Z(x_i + h)$ der Wert der Variable Z am Ort $x+h$,
- $N(h)$ der Abstand der Datenpaare mit Abstand h und
- h der Abstand zwischen zwei Wertpaaren.

Hierfür werden Wertepaare der Beobachtungsdaten in lag Bins gruppiert; sie entsprechen der Anzahl an Beobachtungspunkten, die innerhalb einer Distanzgruppe liegen. Anschließend wird das Semivariogramm nach [Gl. 44] erstellt. Es nimmt sphärische, exponentielle, zirkuläre, gaußverteilte oder lineare Formen an und repräsentiert die statistische Verteilung der Punkte zueinander. Auf Grundlage des Variogramms wird die empirisch ermittelte Verteilung durch Methoden der Kurvenanpassung in eine der in Abb. 53 dargestellten Regressionsfunktionen überführt.

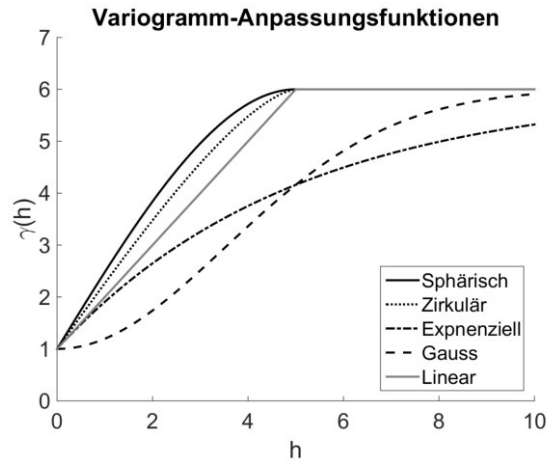


Abb. 53: *Unterschiedliche Regressionsfunktionen zur Beschreibung der Variogrammverteilung*

Nachdem die Regressionsfunktion bekannt ist, wird der GAUSS-Prozess $Z(x)$ auf Grundlage der Residuen durchgeführt. Der GAUSS-Prozess (nach Carl Friedrich Gauß) ist in der Wahrscheinlichkeitstheorie ein stochastischer Prozess, bei dem jede endliche Teilmenge von Zufallsvariablen mehrdimensional normalverteilt (gaußverteilt) ist. Verallgemeinert stellt ein GAUSS-Prozess zeitliche, räumliche oder beliebige andere Funktionen dar, deren Funktionswerte aufgrund unvollständiger Information nur mit bestimmten Unsicherheiten und Wahrscheinlichkeiten modelliert werden können. Konstruiert wird er aus Funktionen der Erwartungswerte, Varianzen und Kovarianzen und beschreibt damit die Funktionswerte als ein Kontinuum aus korrelierten Zufallsvariablen in Form einer unendlich dimensional Normalverteilung. Der GAUSS-Prozess ist somit eine Wahrscheinlichkeitsverteilung von Funktionen, die beispielsweise mit der marginalen Likelihood-Methode bestimmt wird. Eine Stichprobe daraus ergibt eine zufällige Funktion mit bestimmten bevorzugten Eigenschaften.

Das Kriging-Verfahren umfasst vergleichsweise komplexe Rechenoperatoren. Für praktische Anwendungen (z.B. in ArcGIS-Anwendungen oder die Erstellung von 3D-Modellen) existieren daher zahlreiche Tools, die Nutzern bei der oben beschriebenen Vorgehensweise unterstützen. Innerhalb der Matlab-Umgebung bieten sich hierfür die Kriging-Toolbox (ULAGANATHAN et al. 2015) oder die ooDACE-Toolbox an (vgl. COUCKUYT, DHANE und DEMEESTER 2013; COUCKUYT, DHAENE und DEMEESTER 2014), wobei die ooDACE-Toolbox in Rahmen dieser Arbeit bevorzugt verwendet wird. Die ooDACE-Toolbox erlaubt die Auswahl unterschiedlicher Kriging-Verfahren und unterstützt andererseits die Berechnung von Multi-Input-Single-Output (MISO)-Daten.

Ein Beispiel für die Datenanpassung [Gl. 39] mit dem Kriging-Verfahren unter Verwendung der o.g. genannten ooDACE-Toolbox ist folgend in Abb. 54 dargestellt.

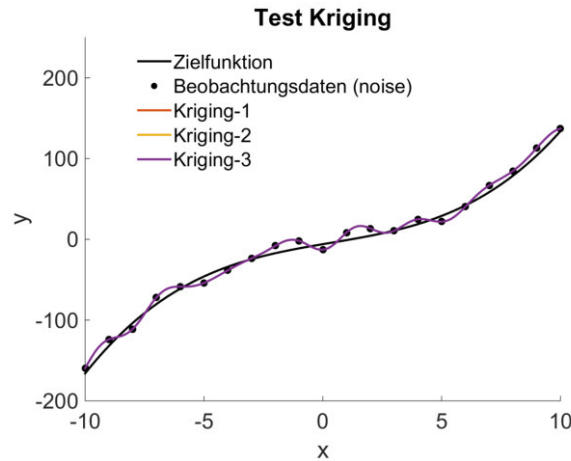


Abb. 54: Anpassung mit Kriging

In dem in Abb. 54 aufgeführten Beispiel einer Anpassung mit dem Kriging-Verfahren führen drei Wiederholungen zu identischen Ergebnissen der Kurvenapproximation und zeigen, dass die Methode hinsichtlich der Modellprognose vergleichsweise robust ist. Sind die Eingaben x und die Beobachtungspunkte identisch, entspricht das Ergebnis dem exakten Beobachtungswert.

In dieser Arbeit werden ausschließlich klassische Kriging-Verfahren verwendet, wie das einfache (simple), das gewöhnliche (ordinary) oder das universale (universal) Kriging, wobei sich die Arten jeweils in den Annahmen zur Regressionsfunktion unterscheiden. Im einfachen Kriging wird eine bekannte konstante Regressionsfunktion nach $f(x) = 0$ angenommen. Das ordinäre Kriging nimmt eine konstante aber unbekannte Regressionsfunktion nach $f(x) = \alpha_0$ an. Im universellen Kriging wird angenommen, dass die Trendfunktion durch eine Polynomfunktion nach $f(x) = \sum_{i=1}^p a_i b_i(x)$ repräsentiert ist. Durch die ooDace-Toolbox wird eine geeignete Variante selbständig in Abhängigkeit des gestellten Problems identifiziert (COUCKUYT, DHANE und DEMEESTER 2013).

Neben dem klassischen Ansatz existieren zahlreiche weitere Ansätze wie das Co-Kriging, Blind-Kriging oder das stochastische Kriging, die in dieser Arbeit nicht berücksichtigt werden. Beim Co-Kriging werden feinere und gröbere Modelldaten miteinander kombiniert, um die Vorhersagegenauigkeit zu verbessern (COUCKUYT, DHANE und DEMEESTER 2013). Hierdurch können neben der raumabhängigen Prognose sonstige Prognosen erstellt werden, die in Abhängigkeit anderer Merkmale zu erwarten sind. Da hierfür Kreuzvariogramme erstellt werden, ist das Verfahren aufwendiger als im klassischen Ansatz. Das stochastische Kriging ist eine Erweiterung des klassischen Ansatzes und wird bevorzugt zur Approximation von Modellierungsergebnissen verwendet. Das Blind-Kriging wird i.d.R. bei unbekannter Datengrundlage eingesetzt und unklar ist, durch welche Regressionsfunktion sich die Verteilung eines Merkmals beschreiben lässt. Hierfür wird der klassische Ansatz mit bayes'schen Eigenschaften kombiniert.

6. Methodik

Zur Benennung der hydraulischen Eigenschaften der aus den Baggergutmaterialien M1 und M2 hergestellten Deichdeckschicht wird die Methode der inversen Modellkalibrierung angewendet. Die während der Einstauversuche durch den Deichkörper beobachtete Wasserbewegung wird hierfür im FEM-Modell (FEFLOW) simuliert und anhand der aufgezeichneten Zeitreihen invers kalibriert.

Im Rahmen der Voruntersuchung wurden zunächst Labor- und Feldversuche durchgeführt sowie Schätzmethode angewandt, um die hydraulischen Eingangsgrößen einzugrenzen und die Ergebnisse der FEM-Simulation zu validieren. Die zur Simulation der Wasserbewegung in der vadosen Zone erforderlichen Eingangsgrößen werden anhand der im Labor ermittelten Bodenwasserretentionskurven bestimmt (vgl. Abs. 6.1).

Der Abs. 6.2 umfasst Ausführungen zur Vorgehensweise der inversen Modellkalibrierung unter Anwendung der Algorithmen PEST und AMALGAM sowie der Ersatzmodellbildung durch KNN (MLP-N, RBF-N und ICE) sowie der Kriging-Methode. Die Modellexploration wird hierfür zunächst am Beispiel einer zweiten fiktiven Problemstellung anhand der [Gl. 45] erläutert. Die Bildung des Ersatzmodells wird zunächst am Querschnitt D unter Verwendung der im Einstauversuch II aufgezeichneten Zeitreihen angewendet. Die hieraus generierten Erkenntnisse werden auf weitere Einstauversuche und Querschnitte übertragen.

Abschließend werden im Abs. 6.3 drei in Ergänzung durchgeführte Versuche in ihrem Aufbau und ihrer Methodik beschrieben. Sie umfassen zusätzliche Verdichtungsversuche feinkörniger Baggergutproben in Durchführung eines modifizierten statischen Verdichtungstests (Abs. 6.3.1), sowie Versuche zur inneren Erosion im Labor (Abs. 6.3.2) und zur inneren Erosion in einem großskaligen Feldversuch (Abs. 6.3.3). Mit der Durchführung des großskaligen Feldversuchs wird ein Querschnitt des Rostocker Forschungsdeiches an die kritische Grenze seiner Belastbarkeit herangeführt, um hierdurch ein strukturelles Versagen des Forschungsdeiches zu erzwingen. Aus den Ergebnissen werden Eigenschaften bezüglich der Standsicherheit abgeleitet.

6.1 Voruntersuchungen

Für die Modellierung der Wasserbewegung im Deichkörper ist Vorwissen zu generieren, das bei der Auswahl geeigneter Modelle, dem Modellaufbau und der Validierung der in der inversen Modellkalibrierung erzeugten Ergebnisse gemäß der KINZELBACH und RAUSCH (1995) genannten Vorgehensweise notwendig ist. Die Voruntersuchungen umfassen dabei die folgenden Methoden:

- Feldversuche zur Bestimmung der Infiltrationsraten auf dem Testfeld A und der Deichdeckschicht, Einfärbung (Tracer) und augenscheinlichen Bewertung von Bodenprofilen sowie Laborarbeiten zur Bestimmung der k_s -Werte ungestörter Materialproben (Abs. 6.1.1),
- die Anwendung von Schätzfunktionen zur Berechnung von k_s -Werten aus Bodenkennwerten (Abs. 6.1.2),
- die Analyse der für organikreiches feinkörniges Baggergut charakteristischen Bodenwasserretentionskurven und Bestimmung von Anpassungsparameter zur Beschreibung der Wasserbewegung im teilgesättigten Zustand (Abs. 6.1.3) und
- Methoden zur Erkundung von Wühltiergängen durch Videoendoskopie und Aufgrabungen (Abs. 6.1.4).

6.1.1 Infiltrationsversuche

In Anlehnung an die in TEMMLER (2009) ausgeführten Untersuchungen zur Durchfeuchtung von Ästuar- und Nordseedeichen werden ebenfalls am Rostocker Forschungsdeich im Zeitraum 2012 bis 2020 insgesamt 44 Infiltrationsversuche zur Bestimmung von Infiltrationsraten durchgeführt. Eine Übersicht der Standorte und verwendeten Materialien ist folgend der Tab. 10 zu entnehmen:

Tab. 10: Übersicht zum Untersuchungsprogramm der Infiltrationsversuche

Standort	Anzahl	Polder	Querschnitt	Material	k_s -Werte	Tracer
Testfeld A	6	-	-	M1	ja	-
Testfeld A	6	-	-	M2	ja	-
Ostdeich	20	II	QD, QE	M2	ja	Gips, BB-FCF
Ostdeich	2	I	QB	M2	nein	BB-FCF
Westdeich	10	II	QD, QE, QF, QG	M1, M2	nein	BB-FCF
BB-FCF: Methylenblau Brillantblau-FCF						

Die Bestimmung der Infiltrationsrate wird gem. DIN EN ISO 22282-5 (2012) durchgeführt. Hierfür werden zwei Metallringe (\varnothing_i 20 cm, \varnothing_a 50 cm) nach Abtragung der Grasnarbe um 5 cm in das zu beprobende Material eingetrieben und mit Wasser gefüllt. Durch Nutzung einer MARIOTTE'schen Flasche wird der Wasserstand im inneren Ring (Index i) konstant gehalten. Gemessen wird der im inneren Ring durch die Infiltration verursachte Volumenverlust (abnehmender Wasserstand innerhalb der MARIOTTSCHE'schen Flasche) je Zeiteinheit. Um latente Fließbewegungen unterhalb des inneren Rings zu minimieren, wird der äußere Metallring (Index a) permanent mit Wasser gefüllt.

Zur Erkundung der Bodenprofile werden die beprobten Flächen mit Tracer eingefärbt und die anstehenden Profile jeweils 24 h nach Durchführung der Infiltrationsversuche aufgedeckt. Am Querschnitt D (Ostdeich) wurde eine wässrige Gips suspension als Markierstoff verwendet. Die verbleibenden Querschnitte wurden ausschließlich mit Methylenblau (Brillantblau BB-FCF) markiert.

In Ergänzung wurden dem Testfeld A insgesamt 30 ungestörte Materialproben mit Stechzylindern ($V_{Zyl.}$: 250 cm³) entnommen und die gesättigte hydraulische Leitfähigkeit im Labor mit der HANUS-Apparatur (vgl. KRETSCHMER 1981) bestimmt (SCHARFENBERG 2013)²⁷. Dem Querschnitt E (Ostdeich) wurden aus der Deckschicht neun ungestörte Stechzylinderproben ($V_{Zyl.}$: 868 cm³) entnommen und die gesättigte hydraulische Leitfähigkeit nach DIN EN ISO 17892-11 (2021)²⁸ ermittelt.

Infiltrationsversuche am Testfeld A: Zur Untersuchung der Verdichtungstechnologie wurde im Sept. 2011 vor Baubeginn des Forschungsdeiches das Testfeld A (10 m x 15 m) aus den Baggergutmaterialien M1 und M2 errichtet (vgl. Anh.-D Abb. 227). Die Materialien wurden in Lagen von 30 cm eingebaut und mit einer Schafffußwalze (12,5 t) mit und ohne Vibration wiederholt zu einer 1 m mächtigen Schicht verdichtet. In jeweils einem Teilabschnitt wurden Geogitter lagenweise verbaut, die einer potenziellen Ausbildung von Schrumpfrissen in tiefere Horizonte hinein entgegenwirken sollten. Aufgrund der feuchten Witterung²⁹ betrug der gravimetrische Wassergehalt

²⁷Versuchsdurchführung Hanus-Apparatur: Messzeitraum 30 min; hängende Wassersäule 4,0 cm bis 25,8 cm; Sättigung der Proben für 24 h im Wasserbad

²⁸ s_x bei fallendem Wasserstand (FH) und 1x in der Triaxialzelle

²⁹Niederschlag: 07/11 344 mm; 08/11 193 mm und 09/11 33 mm; vgl. Anh.-B Abb. 147; www.meteoblue.com

θ_w während der Herstellung des Testfeldes A in M1 im arithmetischen Mittel 74,8% und in M2 56,0%. Die optimalen Wassergehalte beider Materialien wurden somit deutlich überschritten (vgl. Anh.-C Abb. 220 und Abb. 221) und lediglich geringe Verdichtungsgrade mit DOC_{M1} bei 72,0% und DOC_{M2} bei 77,7% im Testfeld A erreicht. Der angestrebte minimale Verdichtungsgrad von 90% wurde permanent unterschritten (vgl. CANTRÉ und SAATHOFF 2013). Die Infiltrationsraten wurden im Nov. 2012 nach der Begrünung und einer einjährigen Wachstumsperiode bestimmt (vgl. SCHARFENBERG 2013).

Infiltrometerversuche auf der Deckschicht des Forschungsdeiches: In Ergänzung zu den Untersuchungen am Testfeld A wurden Infiltrationsraten an insgesamt 20 Messpunkten im Polder II am Querschnitt D und E (Ostdeich) an der wasserseitigen Böschung des Rostock Forschungsdeiches ermittelt. Zehn weitere Infiltrationsmessungen wurden wasserseitig am Westdeich des Polder II durchgeführt. Zwei zusätzliche Versuche im Polder I im Querschnitt B (Ostdeich, wasserseitig) dienen als Referenz zum Vergleich der Verdichtungstechnologie. Untersucht wurden Flächen mit 1,5 m Abstand zur Querschnittsmitte nahe des Böschungsfußes, auf der Böschungsmitte und unterhalb der Deichkrone (Abb. 55).

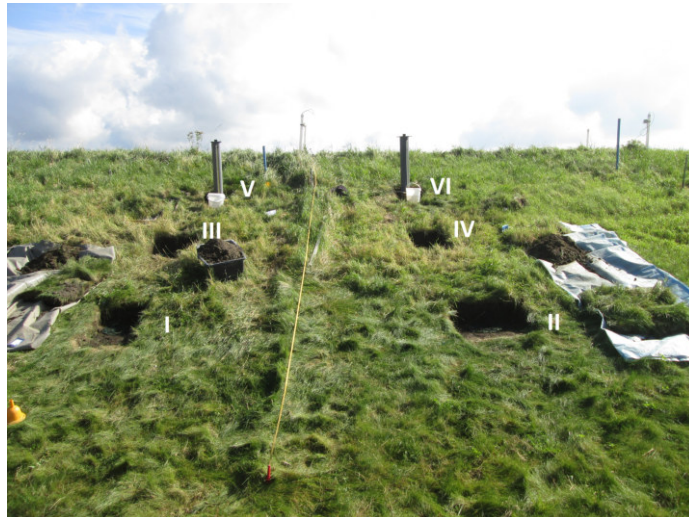


Abb. 55: Infiltrometerversuch am Querschnitt E - Messpunkte (Okt/Nov. 2017)

Im Querschnitt D wurde die Infiltrationsrate in 10 cm bis 30 cm unterhalb der GOK ermittelt. Darüber hinaus wurden im Messpunkt II(a,b) zwei Versuche auf derselben Horizontebene durchgeführt, um eine Größenordnung der räumlichen Abweichungen zu erhalten. Im Messpunkt VI wurde ein zweiter Versuch (VIb) unterhalb des ersten Messpunktes (VIa) in einer Tiefe von 50 cm durchgeführt, um ggf. eine räumliche Variabilität in zunehmender Tiefe zu überprüfen. Nach Beendigung der Versuche im Querschnitt D wurden die beprobten Flächen mit wässriger Gips suspension gefüllt und die Bodenprofile 24 h später visuell bezüglich der Makroporenstruktur untersucht. Im Querschnitt E wurden jeweils sechs Messungen in der ersten Verdichtungsschicht (D1) oberhalb des anstehenden Geogitters (10 cm bis 30 cm unterhalb der GOK) durchgeführt. Die Messungen wurden in der zweiten Verdichtungsschicht (D2) oberhalb des nachfolgenden Geogitters wiederholt.

Am Querschnitt E wurde in Ergänzung ein „Großer Tracer-Versuch“ zwischen dem Profilpunkt QE III und der Querschnittsmitte durchgeführt. Die Tracermenge wurde hierfür auf 100 l erhöht und das Profil der Versuchsdurchführung bis zum sandigen Stützkörper aufgegeben.

6.1.2 Pedotransferfunktionen

Im Abs. 2.3.3 wurden Schätzfunktionen für feinkörnige (organikreiche) Materialien vorgestellt, die eine Ableitung der k_s -Werte aus Bodenkennwerten ermöglichen. Für die Bestätigung der Annahme werden die Schätzfunktionen verwendet, um die k_s -Werte der Baggergutmaterialien M1, M2 und M3 zu berechnen. Als Eingangswerte werden die in Anh.-C Abb. 220 bis Abb. 222 genannten geotechnischen Größen der einzelnen Versuchsreihen (2011 RS; 2012 BackS; 2013 DikeJ/F und 2014 BackS) angewendet. Die Ergebnisse der Berechnung sind im Abs. 7.1.2 zusammengefasst.

6.1.3 Bodenwasserretentionsfunktionen

Im Labor³⁰ wurden die SWCCs der Baggergutmaterialien M1, M2 und M3 nach der Desorptionsmethode (DIN EN ISO 11274 2020) bestimmt. Untersucht wurden insgesamt 23 aus der Deichdeckschicht des Rostocker Forschungsdeiches entnommene, ungestörte Materialproben (vgl. Annex II.-Tab. 5 in SAATHOFF, CANTRÉ und SIKORA 2015). Die hierbei ermittelten Laborwerte sind in Anh.-C Tab. 19 zusammengefasst.

Um geeignete Saugspannungsmodelle zu finden, durch die die teilgesättigte Wasserbewegung innerhalb der Deichdeckschicht ausreichend beschrieben wird, werden die in Tab. 11 aufgeführten Kurvenparameter entsprechend ihrer Modelle nach der in VAN GENUCHTEN, LEIJ und YATES (1991) beschriebenen Methode ermittelt:

Tab. 11: Übersicht der untersuchten Saugspannungsmodelle

Modell	Gleichung	Kurvenparameter
Van Genuchten (VG)	[Gl. 26]	$\alpha_{(VG)}, n_{(VG)}, \theta_s, \theta_r, m_{(VG)} = 1 - 1/n_{(VG)}$
Van Genuchten (VG)	[Gl. 26]	$\alpha_{(VG)}, n_{(VG)}, \theta_s, \theta_r, m_{(VG)} = 1 - 2/n_{(VG)}$
Van Genuchten (VG)	[Gl. 26]	$\alpha_{(VG)}, n_{(VG)}, \theta_s, \theta_r, m_{(VG)}$
Haverkamp (HA)	[Gl. 27]	$\alpha_{(HA)}, \beta_{(HA)}, \theta_s, \theta_r$
Brooks & Corey (BC)	[Gl. 28]	$\alpha_{(BC)}, n_{(BC)}, \theta_s, \theta_r$
Exponentialfunktion (Exp)	[Gl. 29]	$\alpha_{(Exp)}, \psi_{a(Exp)}, \theta_s, \theta_r$
Linear (Lin)	[Gl. 30]	$\psi_{a(Lin)}, \psi_{b(Lin)}, \theta_s, \theta_r$

Die Kurvenparameter werden durch die Zielwertminimierung der Residuenquadratfehlersumme (SSR) anhand der Wassergehalte nach Anh.-A [Gl. 71] gemäß der in VAN GENUCHTEN, LEIJ und YATES (1991) beschriebenen Vorgehensweise bestimmt. Die durch VAN GENUCHTEN, LEIJ und YATES (1991) beschriebene Anpassungsmethode wurde hierfür um die Funktionen HA, Exp und Lin erweitert und innerhalb der Matlab-Umgebung berechnet. Die Ergebnisse der Methode werden in Abs. 7.1.3 zusammenfassend erläutert. Die Ergebnisse der Anpassung sind in Anh.-C Tab. 21 bis Tab. 27 tabellarisch aufgelistet.

³⁰Labor der Professur für Bodenphysik und Ressourcenschutz; Universität Rostock

6.1.4 Untersuchung von Maulwurfsgängen

Unmittelbar nach Fertigstellung des Rostocker Forschungsdeiches wurde mit der Etablierung einer geschlossenen Vegetationsschicht im August 2012 die Grabaktivität von Maulwurf und Feldmaus am Rostocker Forschungsdeich beobachtet (SAATHOFF, CANTRÉ und SIKORA 2015). Weitere Wühltierschäden wurden nach Abschluss der hydraulischen Untersuchungen während der Projektnachsorge registriert (Abb. 56). Es steht die Frage im Raum, wie stark die Schäden die Infiltration des Deiches begünstigen und sich die hydraulischen Eigenschaften der aus feinkörnigen organikreichen Baggergut hergestellten Deichdeckschichten geändert haben.



(a) *Geöffnetes Gangsystem einer Feldmaus auf der Deichinnenböschung (2016)*



(b) *Charakteristische Maulwurfshaufen (2018)*



(c) *Von Wildschweinen aufgewühlter Oberboden am Böschungsfuß (2020)*

Abb. 56: *Wühltiere am Rostocker Forschungsdeich*

Für die Erkundung der Wühltiergänge wurde die in CASSIDY (2002) und PAGENKEMPER et al. (2015) beschriebene Methode der videoendoskopischen Sondierungen erprobt, um Rückschlüsse bezüglich der Verzweigkeit, der Tiefe und Länge einzelner Gangsysteme zu erhalten. Die Handhabung des Videoendoskops³¹ wurde zunächst im Labor anhand idealisierter Gänge getestet (vgl. Anh.-D Abb. 225). Anschließend wurden ausgewählte Maulwurfsgänge im Feld sondiert. Einzelne Maulwurf-Gangsysteme wurden danach mit der Hand freigelegt und die Verläufe per DGPS-Signal eingemessen. Auf Basis von UAV-Befliegungen wurden sämtliche in unmittelbarer Umgebung des Forschungsdeiches erkannte Maulwurfshaufen kartiert. Einzelne Feldmausgänge wurden oberflächennah freigelegt und nach Bruthöhlen abgesucht. Die Ergebnisse der Untersuchung werden in Abs. 7.1.4 erläutert. Die Ergebnisse der Kartierung sind im Anh.-D Abb. 228 und Abb. 229 dargestellt.

6.2 Simulation und inverse Modellkalibrierung

Die inverse Modellierung beinhaltet allgemein die manuelle oder automatisierte Steuerung von Eingangsgrößen (Parameter) eines Modells zum Zweck der Zielwertminimierung einer betrachteten Ausgangsgröße (Modellergebnis). Durch automatisierte Approximationsalgorithmen werden die Eingangsgrößen bis zum Erreichen der Abbruchkriterien geändert. Aus dem Ergebnis mit der zu

³¹X500 USB-Videooskop 620; \varnothing 6 mm; Arbeitslänge: 2 m; 2-fach abwinkelbar; Bildöffnungswinkel: 90° inkl. LED-Beleuchtung

den Beobachtungsdaten geringsten Abweichung (Optimum) werden i.d.R. anhand der ermittelten Parameter Rückschlüsse hinsichtlich der Realität abgeleitet.

Die Qualität der Ergebnisse ist dabei stets von der Problemstellung, der Suchstrategie und den Abbruchkriterien des Approximationsalgorithmus abhängig. Werden Optima gefunden, ist dabei unbekannt, ob es sich um lokale oder globale Optima handelt. Ebenfalls unklar bleibt, ob sich Modellergebnisse durch Optimierung der Problemstellung oder Optimierung der Approximation verbessern lassen. Die Auswertung solcher Ergebnisse ist daher stets mit Unsicherheiten behaftet. Aus diesem Grund werden in der vorliegenden Arbeit die Optima anhand eines Ersatzmodells diskutiert und Eigenschaften des Baggerguts hieraus abgeleitet. Das Ersatzmodell wird auf Grundlage von synthetischen Daten erstellt, die das Problem in Art und Umfang unabhängig von den in der Approximation generierten Daten beschreiben. Aus diesem Grund wird in den folgenden Abschnitten eine Methode zur selbständigen Entwicklung eines Ersatzmodells vorgestellt, wobei sich das EM auf Grundlage einer Modellexploration und Kenntnis bisheriger Eingangsdaten selbständig verbessert.

Die Methodik der Modellexploration und Ersatzmodellbildung wird anhand der folgenden Abschnitte erläutert:

- anhand einer fiktiven Problemstellung durchgeführten Modellkalibrierung (Abs. 6.2.1),
- durch Beschreibung des Arbeitsablaufs der Modellexploration (Abs. 6.2.2),
- die Entwicklung und selbständige Verbesserung des Ersatzmodells am Beispiel einer fiktiven Problemstellung (Abs. 6.2.3) und
- die Qualität des EM in Anwendung von MLP-Netze, RBF-Netze, ICE-Netze und der Kriging-Methode am Beispiel einer fiktiven Problemstellung (Abs. 6.2.4).

Abschließend werden im Abs. 6.2.5 der Aufbau und die Vorgehensweise zur Simulation der Deichquerschnitte erläutert. Im Abs. 6.2.6 wird die Vorgehensweise zur Bildung und Exploration des Ersatzmodells am Beispiel des Querschnittes D beschrieben.

6.2.1 Modellkalibrierung am Beispiel einer fiktiven Problemstellung

Die Problematik der inversen Modellapproximation wird im Folgenden anhand eines fiktiven Beispiels erläutert. Hierbei wird angenommen, dass eine Problemstellung durch folgendes unbekanntes nicht-lineares Modell der [Gl. 45] beschrieben wird.

$$f(x) = x_2 \sin(x_1) - x_1 \cos(x_2) + 20(1 + 0x_3) \quad [45]$$

Hierbei sind x voneinander unabhängige Variablen, wobei die Variable x_3 hinsichtlich des Modellergebnisses keine Sensitivität aufweist. Die abhängige Funktionsgröße y ($f(x)$) wird als Zielfunktion angenommen und bildet den Ersatz für den Modellfehler (MF). Im Rahmen der Modellapproximation soll das globale Optimum im Punkt $[x_1: -11,15 \ x_2: -9,86 \ = \ y: 0,2]$ gefunden werden. Da naturphysikalische Modelle mit Unsicherheiten behaftet sind, müssen darüber hinaus diejenigen Parameterkombinationen berücksichtigt werden, die ebenfalls innerhalb einer guten Modellanpassung (d.h. innerhalb des zulässigen Konfidenzintervalls) liegen. Dieser Bereich ist im Beispiel für den Modellfehler $MF_{krit2} < 20$ festgelegt und wird durch die rot eingefärbte, horizontale Fläche dargestellt.

6. Methodik

Die Grenze des hinnehmbaren Modellfehlers MF_{krit} wird im Minimalbeispiel auf 25 festgelegt. Führen Parameter zu einem Ergebnis oberhalb dieser Grenze, wird das Modell als „*schlecht angepasst*“ bewertet. Parameterkombinationen die zu einem Ergebnis oberhalb dieser Grenze führen, haben daher in der Auswertung keine Relevanz (Abb. 57).

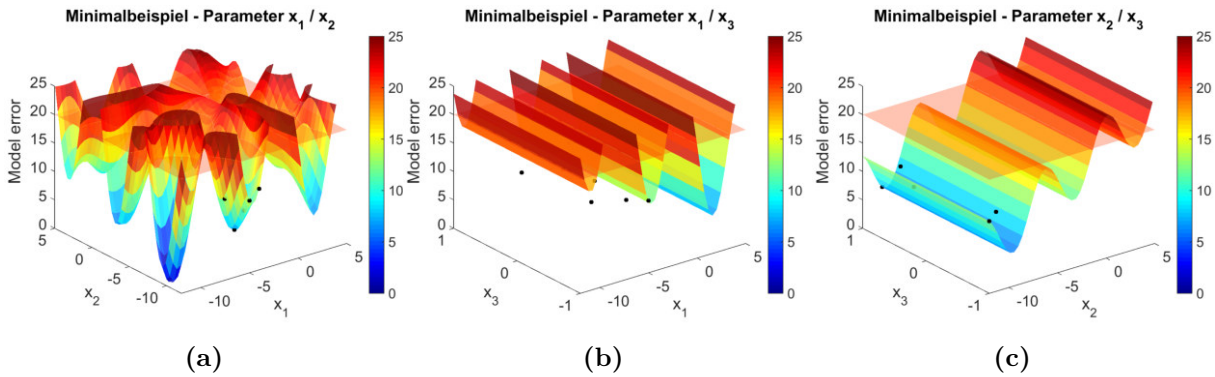


Abb. 57: Verhalten der einzelnen Parameter im Beispielmmodell

Die Abb. 57 zeigt das Modellverhalten des Minimalbeispiels in räumlicher Darstellung im Punkt $[-4; -4; 0,5]$, wobei die Anzahl der variablen Parameter jeweils auf zwei Dimensionen reduziert ist. Anhand der Grafiken wird sichtbar, wie sich die einzelnen Parameter auf das Modellergebnis auswirken. Der deutliche Anstieg des Modellfehlers ist dabei ein Maß für die Modellsensitivität und die Abhängigkeit der einzelnen Parameter zueinander. Dies wird insbesondere durch die Abb. 57b und Abb. 57c deutlich, in denen eine Variation der x_3 Komponente keine Auswirkung auf das Modellergebnis hat. Im Gegensatz dazu bilden sich in Abb. 57a zahlreiche lokale Minima mit unterschiedlicher Ausprägung. Die schwarzen Punkte markieren Beobachtungspunkte unter Betrachtung der in der jeweiligen Grafik nicht dargestellten Parameter und zeigen, dass das Modellergebnis unter Variation der jeweils unberücksichtigten Parameter lokal variiert. Die dargestellte Abbildung entspricht somit lediglich einer Variation des Modellverhaltens, wobei die Gültigkeit auf den Punkt $[-4; -4; 0,5]$ beschränkt bleibt. Sind die funktionalen Zusammenhänge zeitlichen Änderungen unterlegen (z.B., wenn der Deich aufgrund seiner Alterung durchlässiger wird), lässt sich eine Systemänderung im Modellverhalten durch eine visuelle Überschneidung im selben Punkt darstellen.

Am Minimalbeispiel wird nun das globale Minimum (Optimierungsproblem) durch die Anwendung von PEST und AMALGAM gesucht. Die jeweiligen Zwischenschritte der Spurenverfolgung sind hierfür in Abb. 58 dargestellt.

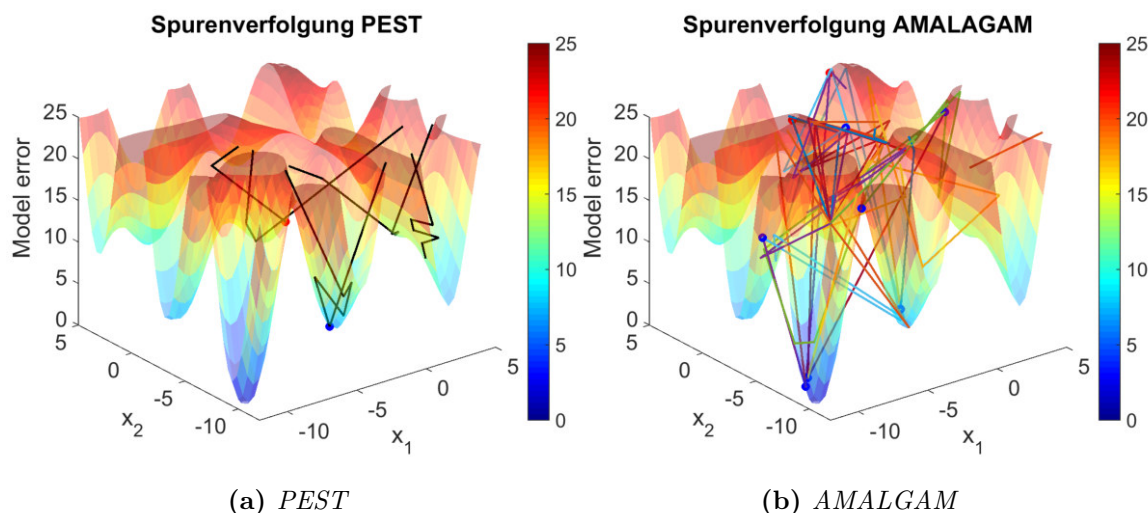


Abb. 58: Minimalbeispiel Spurenverfolgung - Unterschiedliche Strategien der globalen Zielwertsuche

Anhand der Abb. 58 wird deutlich, wie die Parameter während der Zielwertsuche durch den jeweiligen Algorithmus gesteuert werden. Ausgehend von einem benutzerdefinierten Startwert im roten Punkt $[-4; -4; 0,5]$ benötigt PEST insgesamt 25 Iterationsschritte mit 187 Modellberechnungen und findet ein lokales Minimum im blauen Punkt bei $[x_1: -5,02 \ x_2: -9,46 \ = \ y: 5,96]$ (Abb. 58a). Die Suche wird nach 7 Iterationen ohne Verbesserung abgebrochen. Es ist erkennbar, dass mehrere Modellbereiche mit lokalen Minima abgetastet werden; das globale Minimum wird jedoch nicht gefunden. Da die Variable x_3 keine Sensitivität hat, bleibt die Variable während der gesamten Optimierung unverändert. In der Anpassung mit AMALGAM wird das Modell durch 7 Individuen der Elterngeneration (zufällige Startbedingung, rote Punkte) innerhalb von 10 Populationen (Iterationen) angepasst (Abb. 58b). Dabei ist erkennbar, wie sich die Parameter ausgehend von den sieben zufällig gewählten Startkombinationen der roten Punkte sowohl in lokale Minima, als auch in das globale Minimum hineinbewegen (blaue Punkte). Erstreckt sich ein globales Minimum allerdings über weite Bereiche hinweg (z.B. in Form eines langgestreckten Tales oder eines Plateaus), ist eine eindeutige Identifizierbarkeit nicht mehr möglich und die Ergebnisse der Zielwertsuche beinhalten lediglich begrenzte Informationen zum Optimum. Dies kann bedeuten, dass die im Modelloptimum enthaltenen weiterführenden Variationen der Parameterkombinationen in der Auswertung unberücksichtigt bleiben und erfordert daher die zusätzliche Kenntnis zum funktionalen Zusammenhang, wie sie in Abb. 57 bereitgestellt sind. Hieraus ergibt sich die Notwendigkeit zur Exploration in den unbekanntem Parameterraum.

In PEST und AMALGAM werden Metadaten und Tools bereitgestellt, die eine Bewertung der Parameter im Post-Processing erleichtern. In PEST werden die Sensitivitäten für jeden Iterationsschritt angegeben (Abb. 59a). In AMALGAM werden lineare Zusammenhänge durch Streudiagramme abgebildet (Abb. 59b)

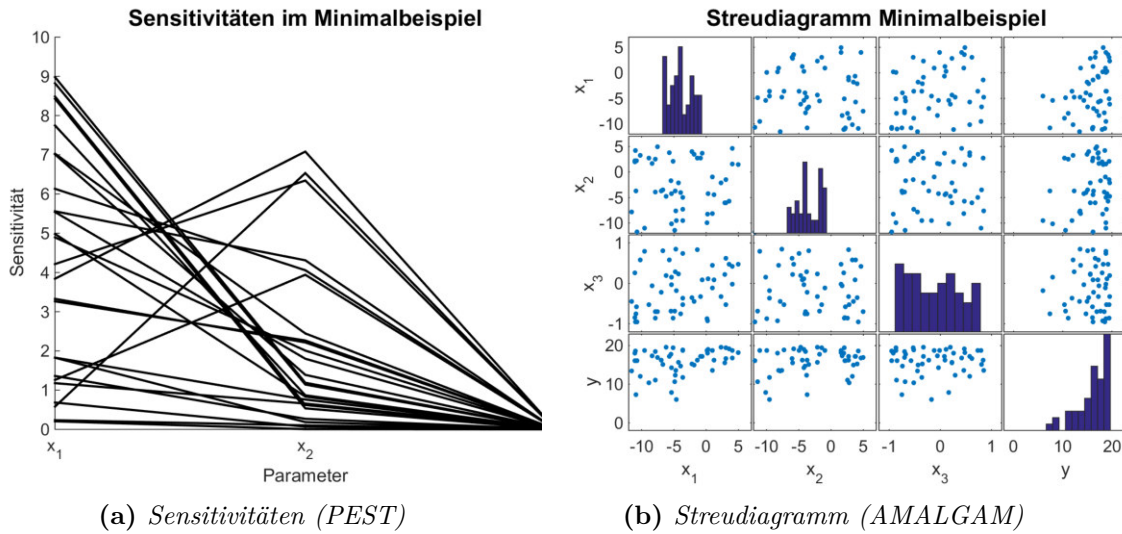


Abb. 59: Minimalbeispiel - Sensitivität und Streudiagramm

Bereits am Minimalbeispiel zeigt sich, dass solche Kenngrößen eine geringe Aussagekraft haben, wenn das betrachtete Modell nichtlineare Eigenschaften aufweist. Zwar entsprechen die in Abb. 59a dargestellten Sensitivitäten des Minimalbeispiels weitgehend der Erwartung und zeigen für die Variablen x_1, x_2 vergleichsweise hohe Sensitivitäten mit moderater Streuung und keine Sensitivität in x_3 . Allerdings lassen sich hieraus aufgrund der Nichtlinearität keine weiteren Eigenschaften bezüglich des Modells ableiten. Die Sensitivität in x_1 kann sowohl sehr gering, als auch vergleichsweise hoch sein und ist vom jeweiligen Iterationsschritt abhängig. Auch aus dem Streudiagramm in Abb. 59b (generiert aus 50 zufällig ausgewählten Beobachtungspunkten mit $MF < MF_{krit2}$) kann kein signifikant linearer Zusammenhang zwischen der Eingabe x und dem Modellergebnis y abgeleitet werden, da die Abhängigkeiten der einzelnen Parameter untereinander unberücksichtigt bleiben.

Bezogen auf das Minimalbeispiel sind die bisherigen Ergebnisse folgendermaßen zusammenzufassen: Sowohl PEST als auch AMALGAM finden Lösungen, die unbekannterweise entweder im lokalen oder im globalen Minimum liegen. Nicht alle lokalen Minima wurden detektiert. Da die Sensitivitäten und Streudiagramme aufgrund der Nichtlinearität keine zuverlässigen Aussagen über die Abhängigkeiten zulassen, ist bisher unklar, durch welche Parameter die jeweiligen Optima geprägt sind. Die in der Optimierung gefunden Parameterkombinationen unterhalb der Anpassung $MF < 8$ sind in Abb. 60 dargestellt.

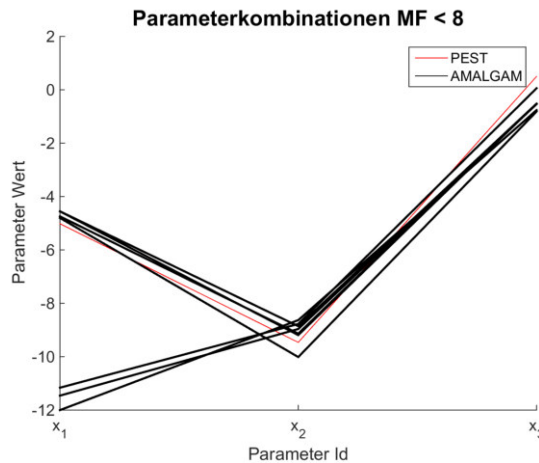


Abb. 60: Minimalbeispiel - Gefundene Parameterkombinationen für $MF < 8$

Aufgrund der in Abb. 60 sichtbaren Streuung der Parameter ist die Interpretation der Ergebnisse schwierig. Der sichtbare Wertebereich lässt die Schlussfolgerung zu, dass das Optimum für den gesamten Wertebereich gilt. Die Interpretation bezüglich lokaler Minima ist nicht möglich. Aus der Betrachtung der Variable x_1 muss z.B. abgeleitet werden, dass gute Modellergebnisse erst dann möglich sind, wenn x_1 entweder im Bereich bei -5 oder bei -11 liegt. Es ist weiterhin unklar wie sich die Parameter gegenseitig beeinflussen und ob es Werte einer guten Anpassung dazwischen gibt. Ohne Kenntnis der Modellfunktion und ohne Einblick in das Modellverhalten ist eine Interpretation nicht möglich, wodurch die Notwendigkeit einer Systemidentifikation durch Bildung eines Ersatzmodells gerechtfertigt wird.

6.2.2 Workflow der Modellexploration

Die im Abs. 6.2.1 aufgeführten Erläuterungen deuten an, dass die Anwendung automatisierter Anpassungsverfahren alleine unzureichend ist, um Modelleigenschaften anhand der Parameter invers abzuschätzen. Hieraus wird die Notwendigkeit einer Systemidentifikation abgeleitet, die eine Bildung von Ersatzmodellen erfordert, um das Verständnis einzelner Parameterabhängigkeiten zu erweitern. Das prinzipielle Vorgehen der angewandten Methode wird folgend anhand des in Abb. 61 aufgeführten Workflows näher erläutert.

Workflow der Parameterexploration

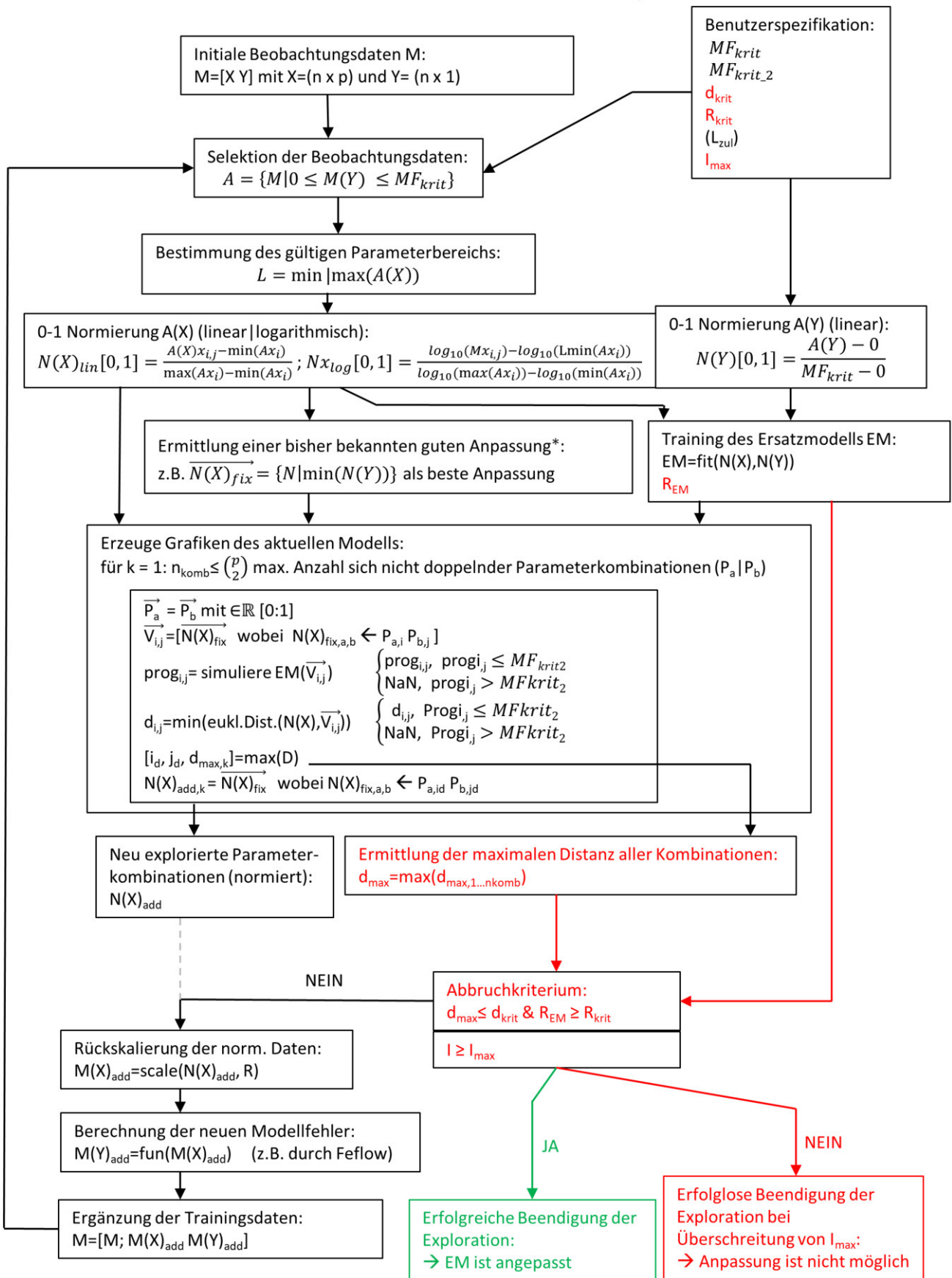


Abb. 61: Workflow Modellexploration

Der Ausgangspunkt der Modellexploration wird durch die initialen Beobachtungsdaten M der Form $M = [XY]$ gebildet und beruht zunächst auf Annahmen grober Vorkenntnisse (z.B. aufgrund von Erfahrungen aus der FePEST-Anpassung, der AMALGAM-Anpassung oder aus der Übertragung bereits angepasster Modelle). Die Submatrix X setzt sich aus den unabhängigen Parameterkombinationen (Stützvektoren) zusammen und hat die Form $n \times p$ mit n -Anzahl der Stützvektoren (Zeilen) und p -Anzahl der Parameter (Spalten). Die Parametermatrix X hat die Form

$$X = \begin{bmatrix} x_{1,1} & \dots & x_{1,p} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ x_{n,1} & \dots & x_{n,p} \end{bmatrix}, \text{ wobei der zugehörige Ergebnisvektor } Y = \begin{bmatrix} y_1 \\ \vdots \\ y_n \end{bmatrix} \text{ ist.}$$

Der Ergebnisvektor Y beinhaltet die zu den Eingangsdaten X in Abhängigkeit gestellten Beobachtungsgrößen und wird entweder direkt aus den Funktionsergebnissen (s. Minimalbeispiel) oder den jeweiligen Modellfehlern (MF) (z.B. FEFLOW-Modell) gebildet. Darüber hinaus müssen durch den Anwender die in der Exploration erforderlichen benutzerspezifischen Angaben (MF_{krit} , MF_{krit2} , d_{krit} , R_{krit} , L_{zul}) festgelegt werden. Das Kriterium MF_{krit} bezeichnet die maximal zulässige Abweichung des MF anhand dessen die Trainingsdaten selektiert werden und an die das EM angepasst wird. Das zweite Kriterium MF_{krit2} ($MF_{krit2} \leq MF_{krit}$) ist die maximal zulässige Grenze, unterhalb dieser die neuen Kombinationen während der Exploration gesucht werden und unterhalb derer das Modell als „gut angepasst“ gilt. Der Grenzwert d_{krit} ist die maximal zulässige Grenze der euklidischen Distanz zwischen den Trainingsdaten und dem EM. Es ist ein Maß zur Beurteilung der Parameterdichte und findet Anwendung im Abbruchkriterium (roter Pfad). Für 0-1 standardisierten Daten beträgt die maximal mögliche Distanz analog zu Anh.-A [Gl. 79] $d_{lim} = \sqrt{p}$ mit p -Anzahl der Parameter, an dessen sich die Wahl einer geeigneten Festlegung für d_{krit} orientieren sollte (z.B. $d_{krit} = 0, 2d_{lim}$). Das Kriterium R_{krit} bezeichnet die maximal zulässige Grenze des Korrelationskoeffizienten (lineare Regression) und dient als Indikator für die Anpassung des EMs an die Trainingsdaten, oberhalb dieser das EM als validiert angenommen wird. Sollen Parameter außerhalb des bisher bekannten Wertebereichs gesucht werden, ist die Festlegung von L_{zul} erforderlich. Er definiert den maximal zulässigen Wertebereich der Parameter. Als Abbruchkriterium für eine erfolglose Anpassung wird die maximale zulässige Anzahl möglicher Iterationen auf I_{max} begrenzt. Treten innerhalb dieser Anzahl an Iterationen keine Verbesserungen auf, wird die Exploration und die EM-Bildung erfolglos abgebrochen.

Die initialen Beobachtungsdaten M werden zunächst auf diejenigen Stützvektoren A reduziert für die gilt $M(Y) \leq MF_{krit}$, sodass zunächst eine hinnehmbare Modellanpassung angenommen wird. Anschließend werden aus diesem reduzierten Datensatz die minimalen und maximalen Parameterwerte R bestimmt, anhand deren die Parameter der reduzierten Matrix ($A(X)$) zu $N(X)$ 0-1 standardisiert werden. Die Art der Skalierung hängt dabei vom jeweiligen Parametertyp ab (z.B. eine logarithmische Skalierung der k_s -Werte). Der reduzierte Ergebnisvektor $A(Y)$ wird stets für den Bereich 0 und MF_{krit} zu $N(Y)$ linear 0-1 standardisiert. Durch die Standardisierung wird das Training des EM vereinfacht. Darüber hinaus werden hierdurch die im späteren Arbeitsschritt erforderlichen Distanzabstände vereinheitlicht.

Auf Grundlage der normalisierten Matrix N wird das EM anschließend trainiert ($N =$ Trainingsdaten). Die aktuellen Systeminformationen werden abstrakt auf die Funktionsvariablen übertragen. Aus den Testdaten, den Trainingsdaten sowie den Validierungsdaten wird das Bestimmtheitsmaß des EM R_{EM} berechnet und dient als Gütemaß der approximierten Funktion im Abbruchkriterium (roter Pfad).

Als Basis für die Modellexploration wird zunächst ein bekannter Stützvektor $\overrightarrow{N(X)_{fix}}$ identifiziert, dessen Modellergebnis $y \leq MF_{krit2}$ im Bereich einer guten Anpassung liegt. Zur Identifizierung wird die Parameterkombination mit dem bisher besten bekannten Modellergebnis ausgewählt. Weitere Auswahlmethoden, wie zufallsgenerierte oder distanzbasierte Ansätze, sind zwar prinzipiell möglich, aber hinsichtlich der Erkundung im optimalen Parameterbereich weniger effektiv. Dies lässt sich dadurch erklären, dass ausgewählte Stützvektoren, deren Ergebnisse nahe MF_{krit2} liegen, häufiger zu Neukombination führen, deren Ergebnisse oberhalb MF_{krit} liegen und infolge dessen aufgrund der Selektion im nachfolgenden EM möglicherweise unberücksichtigt bleiben. Hierdurch erhöht sich die Wahrscheinlichkeit einer 0-Schleife in der sich das EM durch die fehlenden Neukombinationen entweder nur langsam oder gar nicht mehr selbständig erweitert.

Im nächsten Schritt werden jeweils zwei Parameter $(x_{1,a}, x_{1,b})$ aus $\overrightarrow{N(X)_{fix}}$ durch die Vektoren $\vec{P}_a = \vec{P}_b = \begin{bmatrix} 0 \\ \vdots \\ 1 \end{bmatrix}$ substituiert und die normierte Modellprognose $Prog$ für alle in $\vec{P}_a \times \vec{P}_b$ enthaltenen

Kombinationen durch das EM ausgegeben. Alle übrigen Elemente des Eingabevektors bleiben dabei unverändert. Parallel wird für jede Eingabe $\vec{V}_{i,j}$ der lokale euklidische Abstand $d_{i,j}$ zum nächstgelegenen Nachbarn im Trainingsdatensatz $N(X)$ berechnet. Ist die lokale Prognose $prog_{i,j} \geq MF_{krit2}$, wird die Prognose und die Distanz lokal durch den Fehlerwert 'NaN' ersetzt, sodass die prognostizierte Modellfunktion lediglich auf den Bereich mit einer guten Anpassung beschränkt bleibt. Aus diesem Bereich wird nun der maximale Distanzwert $d_{max,k}$ ermittelt, aus dessen Lage (i_d, j_d) aus den Vektoren \vec{P}_{a,i_d} und \vec{P}_{b,j_d} die neue Kombination $N(X)_{add,k}$ hervorgeht. Die Schleife wird in Abhängigkeit des Binomialkoeffizienten n_{komb} (vgl. Gl. 38) mit p -Anzahl der Parameter und n -Anzahl möglicher Variationen ($n = 2$) solange wiederholt, bis alle n_{komb} -Kombinationen abgearbeitet sind.

Als Ergebnis des Arbeitsschrittes geht aus jeder Kombination ein neuer Explorationsvorschlag $N(X)_{add,k}$ hervor, wobei jeweils zwei Parameter von der sonst unveränderten Basis abweichen. Unter Voraussetzung eines ausreichend hohen Bestimmtheitsmaßes r_{EM}^2 besitzen die Vorschläge Eigenschaften einer gezielten Steuerung innerhalb einer guten Anpassung, wobei gleichzeitig der maximale Abstand zu den bisher bekannten Trainingsdaten aufgesucht wird.

Unterschreitet die maximale Distanz d_{max} den zu Beginn festgelegten Grenzwert d_{krit} und hat das EM ein ausreichend hohes Bestimmtheitsmaß $R_{EM} \geq R_{krit}$, dann gilt das EM als angepasst und die Exploration wird beendet.

Ist das Abbruchkriterium nicht erfüllt, werden die Explorationsvorschläge $N(X)_{add}$ auf $M(X)_{add}$ zurückskaliert und die jeweiligen Ausgabewerte $M(Y)_{add}$ durch die zu approximierende Funktion (z.B. durch FEFLOW) neu berechnet. Die bisher bekannten alten Beobachtungsdaten werden um die neu explorierten Daten ergänzt und das Verfahren wird wiederholt.

6.2.3 Modellexploration am Beispiel einer fiktiven Problemstellung

Im folgenden Abschnitt werden die Exploration und die Modellbildung anhand des o.g. Minimalbeispiels der [Gl. 45] schrittweise exemplarisch erläutert. Das Ersatzmodell wird hierfür auf Grundlage des Kriging-Verfahrens unter Verwendung der ooDace-Toolbox gebildet (vgl. Abs. 5.2). Als initiale

Beobachtungsdaten wird $M = \begin{matrix} & X & & Y \\ \begin{bmatrix} -5,02 & -9,46 & 0,50 \\ -4,90 & -12,00 & -0,79 \\ -11,29 & -12,00 & -1,00 \\ -10,79 & -11,60 & -0,93 \end{bmatrix} & \begin{bmatrix} 5,97 \\ 12,35 \\ 18,04 \\ 14,78 \end{bmatrix} \end{matrix}$ angenommen. Die Exploration

soll auf den als bekannt angenommenen Wertebereich $L_{zul} = \begin{bmatrix} -12 & -12 & -1 \\ 5 & 5 & 1 \end{bmatrix}$ beschränkt bleiben.

Der Grenzwert des zulässigen Konfidenzintervalls wird auf $MF_{krit2} = 20$ beschränkt. Der zulässige Grenzwert einer noch hinreichend guten Modellanpassung wird auf $MF_{krit} = 50$ festgelegt. Dieser großzügig ausgelegte Grenzwert soll den Mangel an Information ausgleichen, der durch die geringe Anzahl initialer Beobachtungsdaten hervorgerufen wird. Er führt dazu, dass zunächst auch Kombinationen mit höheren Modellfehlern in das Training einbezogen werden. Als Abbruchkriterium werden $R_{krit} = 0,95$ und $d_{krit} = 0,2$ definiert. Die Anzahl der Parameter p beträgt weiterhin 3.

Die Beobachtungsdaten werden zunächst anhand des festgelegten Kriteriums MF_{krit2} selektiert und

anschließend an R_{zul} sowie $[0 MF_{krit2}]$ zu $N = \begin{matrix} & X & & Y \\ \begin{bmatrix} 0,411 & 0,149 & 0,750 \\ 0,418 & 0 & 0,105 \\ 0,042 & 0 & 0 \\ 0,071 & 0,024 & 0,035 \end{bmatrix} & \begin{bmatrix} 0,119 \\ 0,247 \\ 0,361 \\ 0,300 \end{bmatrix} \end{matrix}$ 0-1 normalisiert.

Das Ersatzmodell wird an den in N enthaltenen Beobachtungsdaten trainiert. Parallel dazu wird aus den bisher bekannten Trainingsdaten N derjenige Vektor $\overrightarrow{N(X)_{fix}}$ ermittelt, dessen Parameterkombination zum besten Ergebnis führt. Das ist bisher lediglich die Zeile 1 in N mit $\overrightarrow{N(X)_{fix}} = N(X)_{1,1..3} = [0,411 \ 0,149 \ 0,75]$ und $N(Y)_1 = 0,119$ ($\approx M(X)_{1,1..3} = [-5,02 \ -9,46 \ 0,5]$; $M(Y)_1 = 5,97$). Solange keine besseren Ergebnisse verfügbar sind, dient der Vektor $\overrightarrow{N(X)_{fix}}$ als Basis für die Neukombination der Parameter.

Für die maximale Anzahl an Kombinationen ohne Doppelung ($n_{komb} = 3$) werden nun in jeder Kombination die Variablen x_1, x_2 und x_3 durch die entsprechenden Elemente des Vektoren $\overrightarrow{P_a}$ mit $i = 1 \dots n_{P_a}$ und $\overrightarrow{P_b}$ mit $j = 1 \dots n_{P_b}$ nach

$$\overrightarrow{V_{1,i,j}} = \begin{matrix} \overrightarrow{P_a} & vvP_b \\ \begin{bmatrix} 0 \\ \vdots \\ 1 \end{bmatrix} & \begin{bmatrix} 0 \\ \vdots \\ 1 \end{bmatrix} \end{matrix} \ 0,75]; \ \overrightarrow{V_{2,i,j}} = \begin{matrix} vvP_a & vvP_b \\ \begin{bmatrix} 0 \\ \vdots \\ 1 \end{bmatrix} & \begin{bmatrix} 0 \\ \vdots \\ 1 \end{bmatrix} \end{matrix}]; \ \overrightarrow{V_{3,i,j}} = [0,411 \ \begin{matrix} \overrightarrow{P_a} & vvP_b \\ \begin{bmatrix} 0 \\ \vdots \\ 1 \end{bmatrix} & \begin{bmatrix} 0 \\ \vdots \\ 1 \end{bmatrix} \end{matrix}]$$

substituiert, wobei stets eine lokale Prognose durch das aktuelle EM berechnet wird. Das Ergebnis der initialen Iteration #0 ist in Abb. 62 dargestellt.

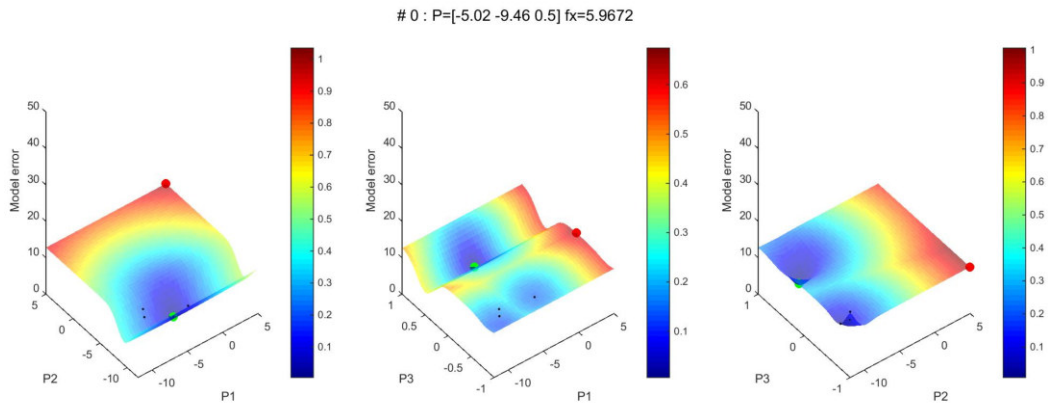


Abb. 62: Minimalbeispiel - Iteration #0

Anhand der Darstellung in Abb. 62 ist erkennbar, dass das derzeitige EM im Vergleich zum in Abb. 57 dargestellten bekannten Modell aufgrund der geringen Stichprobe der Trainingsdaten bisher unzureichende Übereinstimmungen aufweist. Da die Trainingsdaten lediglich Kombinationen mit Ergebnissen $< MF_{krit2}$ enthalten, beschränken sich ebenfalls die EM-Prognosen ausschließlich auf diesen Bereich. Der in jeder Grafik dargestellte grüne Punkt markiert die aktuell verwendete Basis $N(X)_{fix}$. Die schwarzen Punkte dagegen markieren die bisher bekannten restlichen Beobachtungspunkte aus dem Trainingsdatensatz. Die jeweils eingefärbten Flächen enthalten Information zur euklidischen Distanz zwischen den bekannten Beobachtungspunkten und der jeweiligen Neukombination im lokalen Bereich. Blaue Bereiche markieren die bereits bekannten Parameterräume (kleine euklidische Distanzen), während die roten Bereiche diejenigen Parameterräume anzeigen, zu denen bisher wenige Informationen vorliegen (s. Farbbalken). Der lokale Bereich mit der maximalen Distanz ist stets durch einen roten Punkt gekennzeichnet. Dieser Punkt bezeichnet jeweils die Parameterkombination für die das EM eine Prognose $< MF_{krit2}$ vorhersagt, wobei gleichzeitig die am wenigsten bekannten Informationen vorliegen. Die maximale Distanz in der initialen Iteration beträgt $d_{max} = 1,035$ (links).

den nun als Ergebnis drei neue Kombinationen mit $M_{add\#0} = \begin{bmatrix} 5,00 & 5,00 & 0,50 \\ 5,00 & -9,46 & -0,18 \\ -5,02 & 5,00 & -1,00 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} X \\ Y \\ Y \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 13,79 \\ 34,06 \\ 26,19 \end{bmatrix}$

für die Exploration vorgeschlagen. Die bereits bekannten Beobachtungsdaten M werden um M_{add} erweitert. Die Iteration wird anschließend wiederholt.

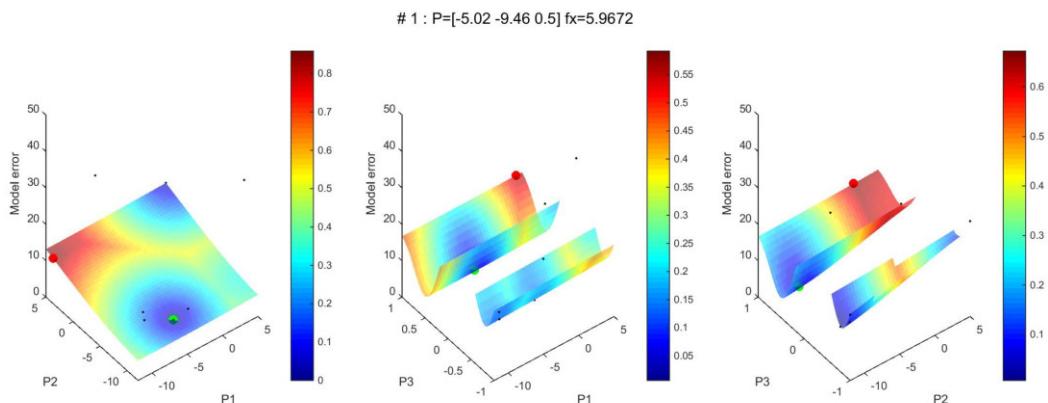


Abb. 63: Minimalbeispiel - Iteration #1

Bereits im nachfolgenden Iterationsschritt #1 mit nun ergänzten Trainingsdaten ist die maximale Distanz d_{max} bereits auf 0,86 reduziert (Abb. 63). Die zuvor tiefrot eingefärbten unbekannt Bereiche sind jetzt blau eingefärbt, wobei gleichzeitig das aktualisierte Modell in diesem Bereich adaptiert ist. Da zwei der zuvor vorgeschlagenen Kombinationen ($M_{add,2}, M_{add,3}$) Ergebnisse $> MF_{krit2}$ enthalten, überschreitet nun auch die Prognose lokal diesen kritischen Wert. Da Modellprognosen oberhalb dieser Grenze jedoch nicht beachtet werden (das Modell ist in z-Richtung lokal verschnitten), beschränkt sich die Suche nach neuen Kombinationen weiterhin auf den Modellbereich mit einer guten Anpassung. Somit erweitert oder beschränkt sich der Suchbereich für neue Kombinationen selbständig in Abhängigkeit der Trainingsdaten. Als Ergebnis der Iteration #1 werden die

folgenden neuen Kombinationen $M_{add\#1} = \begin{matrix} & X & & Y \\ \begin{bmatrix} -12,00 & 5,00 & 0,50 \\ 4,13 & -9,46 & 1,00 \\ -5,02 & 1,51 & 1,00 \end{bmatrix} & & \begin{bmatrix} 11,76 \\ 32,02 \\ 21,73 \end{bmatrix} \end{matrix}$ vorgeschlagen.

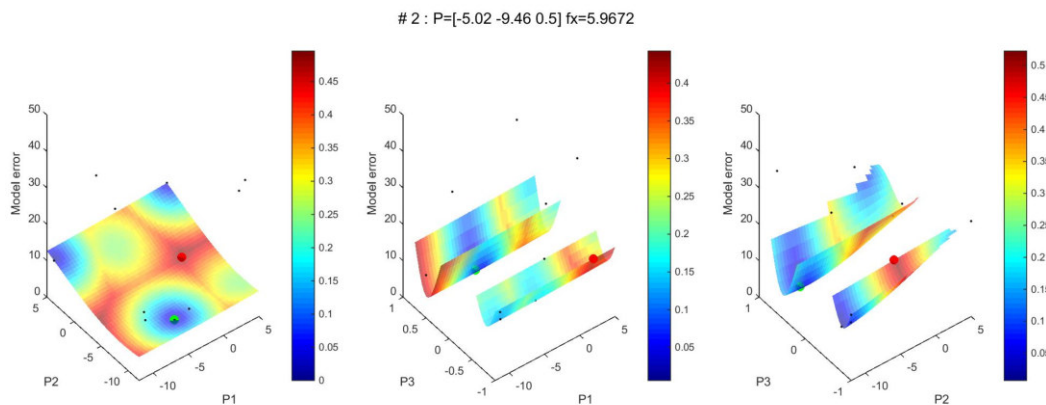


Abb. 64: Minimalbeispiel - Iteration #2

Nachdem in den vorherigen Iterationsschritten die äußeren unbekannt Bereiche abgetastet wurden, fokussiert sich die neue Suche in der Iteration #2 auf Bereiche innerhalb des festgelegten Parameterraums (Abb. 64). Die maximale Distanz wird dabei abermals reduziert ($d_{max} = 0,52$). Lokal wird das Modell weiter an den ergänzten Trainingsdatensatz adaptiert.

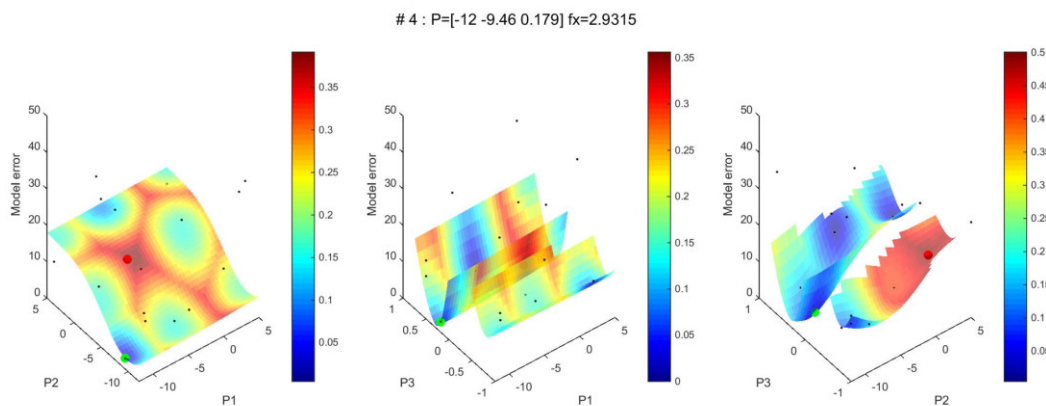


Abb. 65: Minimalbeispiel - Iteration #4

Durch das Abtasten im optimalen Bereich wurde in der Iteration #3 ein neuer Minimalwert in $N(X)_{15,1...3} = [0; 0,15; 0,59]$ mit $N(Y)_{15} = 0,059$ ($\approx M(X)_{15,1...3} = [-12; -9,46; 0,18]$ und $M(Y)_{15} =$

6. Methodik

2, 93) gefunden. Dieser wird ab der Iteration #4 als neue Basis $\overrightarrow{N(X)_{fix}}$ verwendet, wodurch sich die Distanzen zum bisher verwendeten Datensatz verschieben (Abb. 65).

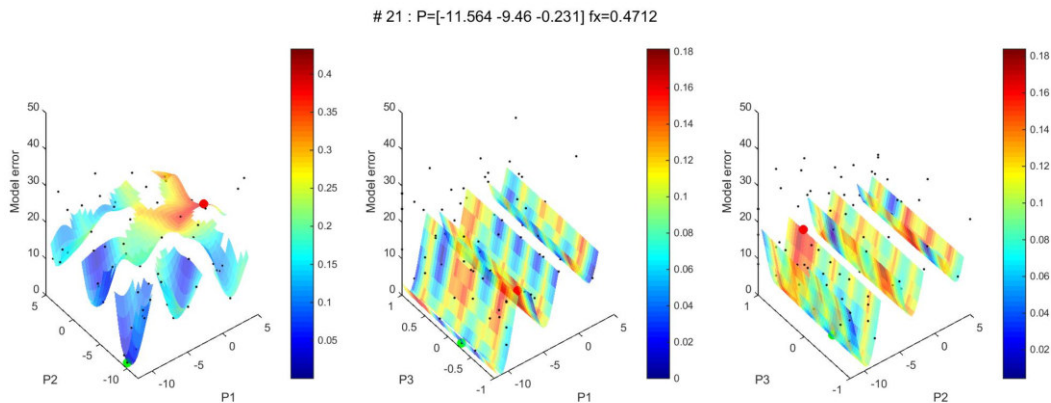


Abb. 66: Minimalbeispiel - Iteration #21

Nach 20 Iterationsschritten wird erneut eine Kombination gefunden, deren Ergebnis mit 0,47 nahe am globalen Optimum 0,2 liegt. Die Basis wird abermals in diesen neuen Punkt verschoben (Abb. 66). Die maximale Distanz erhöht sich hierdurch sprunghaft von 0,19 auf 0,43. Die gewählte Basis wird solange weiterverwendet bis ein besseres Ergebnis neu gefunden wird. Entsprechende euklidischen Distanzen werden solange reduziert bis das Abbruchkriterium erreicht wird. Das durch die Iteration #21 approximierte Modellverhalten zeigt bereits hohe Übereinstimmungen zu dem in Abb. 57 aufgeführten Modellverhalten. Sowohl lokale Minima als auch die Sensitivitäten sind erkennbar.

6.2.4 Vergleich unterschiedlicher Ersatzmodelle am Beispiel einer fiktiven Problemstellung

Da die Fähigkeit zur Systemidentifikation problemabhängig ist und mit dem Ersatzmodelltyp stark variieren kann, wird folgend das in den Abs. 6.2.3 und Abs. 6.2.2 beschriebene Verfahren der Modellapproximation anhand vier unterschiedlicher EM am Minimalbeispiel getestet. Neben der bereits verwendeten Kriging-Methode (vgl. Abs. 5.2), wird das zweite EM auf Grundlage von Radialbasisfunktionen (RBF) (vgl. Abs. 5.1.3) gebildet. Als dritte Variante wird das EM durch ein Multilayerperzeptron-(MLP)-Netz (vgl. Abs. 5.1.2) dargestellt. Die Netzarchitektur besteht aus drei versteckten Layern, wobei der erste Layer aus 30, der zweite Layer aus 20 und der dritte Layer aus vier vorwärts gerichteten neuronalen Knoten mit jeweils sigmoider Transfer-Funktion bestehen. Für das MLP-Training wird die Aufteilung in Trainings-, Validierungs- und Testdaten auf das Verhältnis 0,85:0,14:0,01 festgelegt. Der zu vernachlässigende Anteil der Testdaten von 0,01 wird zugunsten der Trainingsdaten verschoben, da eine Anpassungsbewertung anhand unabhängiger Testdaten separat vorgenommen wird. Das vierte EM wird auf Grundlage der in TAGSCHERER (2001) vorgestellten ICE-Methode erstellt (vgl. Abs. 5.1.4).

Ausgehend von den in Abs. 6.2.3 verwendeten initialen Beobachtungsdaten soll der Trainingsdatensatz solange selbständig erweitert werden, bis entweder ein erfolgreicher Abbruch für $R_{EM} \geq 0.95$ und $d_{max} \leq 0.2$ auftritt oder die Exploration ohne Anpassung mit Überschreiten einer festgelegten Anzahl akzeptabler Iterationsschritte $I_{max} = 300$ erfolglos abgebrochen wird. Der Korrelationskoeffizient R_{EM} wird stets aus einem zu Beginn zufällig generierten Testdatensatz aus 100 Stichproben ermittelt, für die gilt: $MF \leq MF_{krit2}$ mit $MF_{krit2} = 20$.

Die im Minimalbeispiel generierten Ergebnisse der Kriging-Methode sind in den Abb. 67 und Abb. 68 dargestellt.

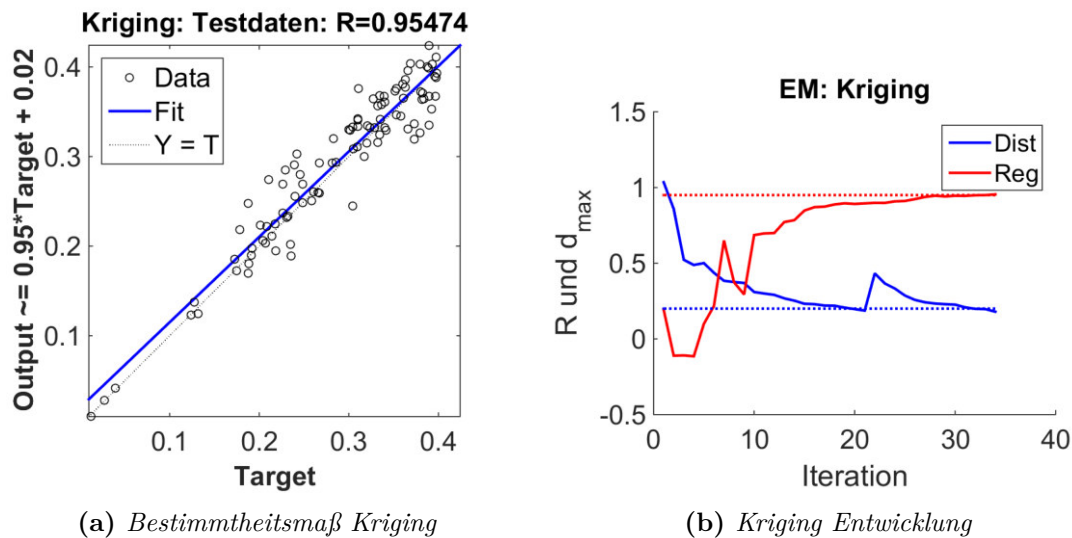


Abb. 67: Minimalbeispiel - Ergebnis Kriging-EM

Die finale Anpassung an das Kriging-EM zeigt nach erfolgreichem Abbruch mit $R = 0,955$ eine ausgesprochen hohe Anpassung (Abb. 67a). Die Entwicklung der maximalen euklidischen Distanz (d_{\max}) und R sind in Abb. 67b dargestellt. Sie zeigen eine kontinuierliche Zunahme von R und eine Abnahme von d_{\max} bis die Exploration nach 34 Iterationen erfolgreich abgebrochen wird.

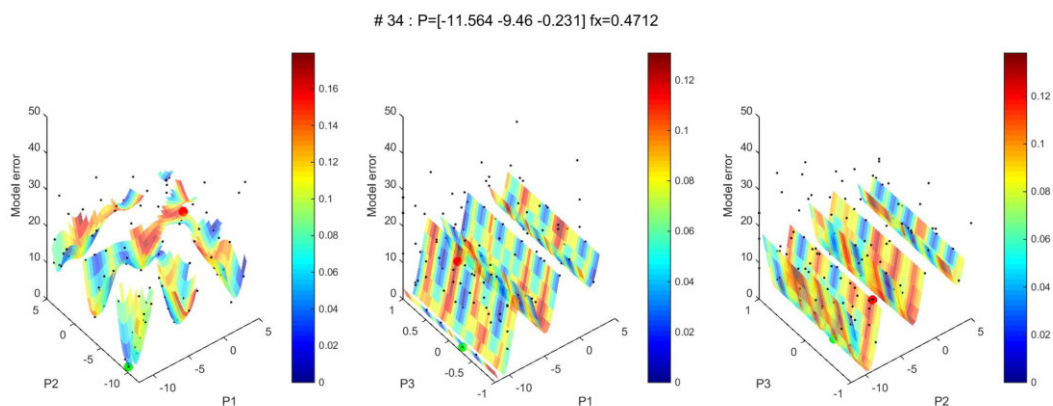


Abb. 68: Minimalbeispiel - Modellanpassung mit Kriging nach erfolgreichem Abbruch

Das angepasste Modell in Abb. 68 besitzt nach 34 Iterationsschritten und erfolgreichem Abbruch bereits eine hohe Übereinstimmung zu der in der Abb. 57 aufgeführten bekannten Funktion. Die geringe Sensitivität der x_3 -Variable ist angedeutet und es werden zahlreiche Minima abgebildet. Die dargestellte Funktion in Abb. 68 ist nicht mit dem Originalmodell in Abb. 68 identisch, da die approximierten Funktion auf Basis des Punktes $[-11,56; -9,46; -0,23]$ konstruiert wurde, statt wie im Abb. 57 dargestellten Beispiel im Punkt $[-4; -5; 0,5]$.

6. Methodik

In den Abbildungen 69 und 70 sind die Ergebnisse für das RBF-EM dargestellt.

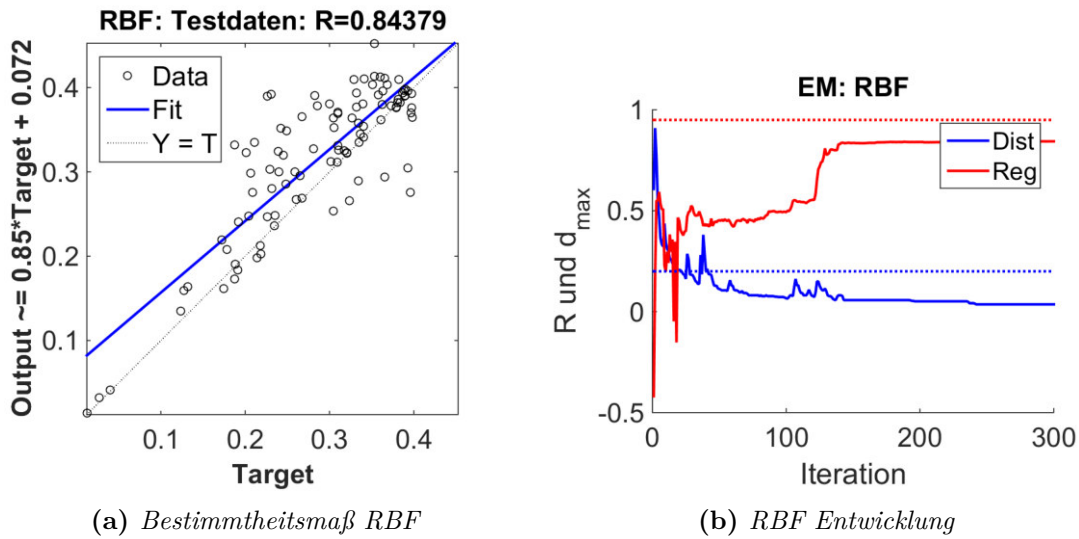


Abb. 69: Minimalbeispiel - Ergebnis RBF-EM

Obwohl d_{max} kontinuierlich reduziert wird, stagniert die Anpassung ab Iteration 120 sichtbar nachdem die Basis in ein neues Minimum verschoben wurde (Abb. 69b). Nach 300 Iterationsschritten wird die Exploration erfolglos abgebrochen; der finale Korrelationskoeffizient beträgt zu diesem Zeitpunkt $R=0,84$ (Abb. 69a).

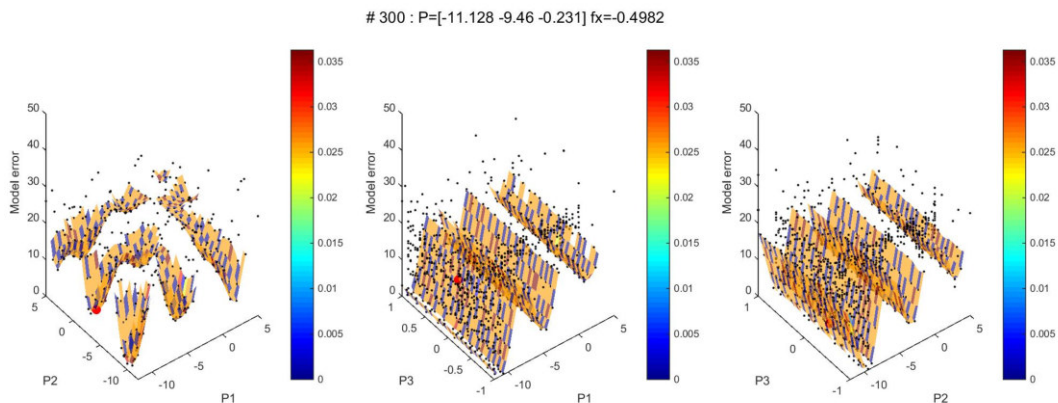
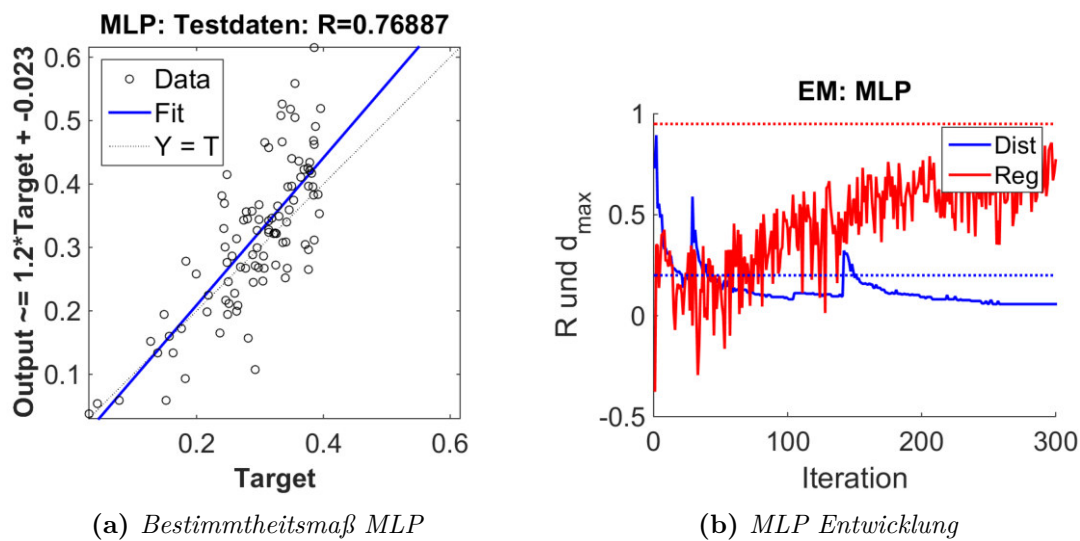


Abb. 70: Minimalbeispiel - Modellanpassung mit RBF nach erfolglosem Abbruch

Die in Abb. 70 auf Grundlage des RBF angepasste Modellfunktion zeigt eine hohe Übereinstimmung zur bekannten Funktion der fiktiven Problemstellung, obwohl die durch den Korrelationskoeffizienten R angezeigte Anpassung vergleichsweise niedrig ist. Abweichungen zur bekannten fiktiven Funktion resultieren aus der Verwendung unterschiedlicher Basiskombinationen.

Die Ergebnisse aus der Anpassung mit dem Multi-Layer-Perzeptron (MLP)-Netz sind in den Abbildungen 71 und 72 dargestellt.

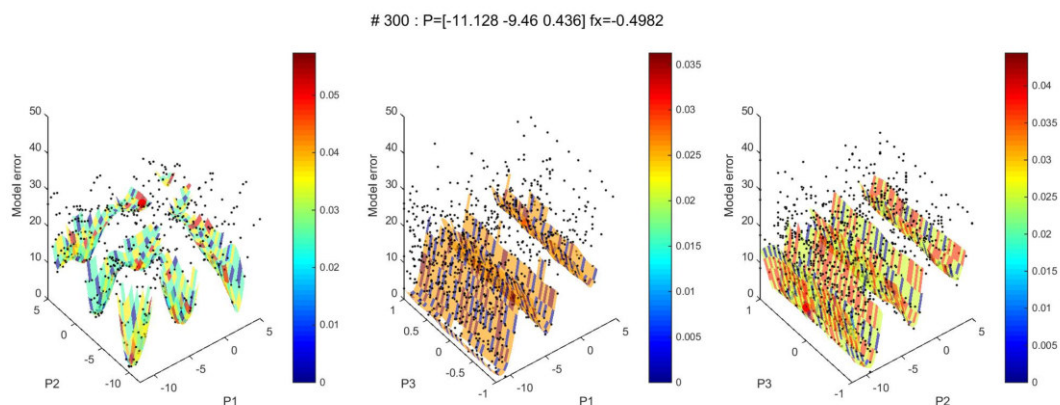


(a) Bestimmtheitsmaß MLP

(b) MLP Entwicklung

Abb. 71: Minimalbeispiel- Ergebnis MLP-EM

Unter Verwendung des MLP-EM wird die Exploration bei I_{max} nach 300 Iterationen erfolglos abgebrochen (Abb. 71). Der Korrelationskoeffizient der besten Anpassung ist mit $R = 0,78$ vergleichsweise niedrig (Abb. 71a). Auffällig in der in Abb. 71b dargestellten Entwicklung der Anpassung ist das starke Rauschen des Korrelationskoeffizienten R , wobei gleichzeitig eine Tendenz in Richtung des festgelegten Grenzwertes (rote Punktlinie) erkennbar ist. Das Rauschen ist darauf zurückzuführen, dass die verfügbaren Beobachtungsdaten (M) vor einem jeden Training stets neu in Trainingsdaten und Validierungsdaten aufgeteilt werden. Hierdurch variieren sowohl die Trainingsdaten, die die Modellanpassung beeinflussen, als auch die Validierungsdaten, die eine Überanpassung (over fitting) als Abbruchkriterium im Training definieren. Darüber hinaus wird das neuronale Netz in jeder Iteration stets global adaptiert. Die Adaption ist von der Punktdichte und deren Verteilung abhängig, sodass bereits eine geringe Anzahl neuer Explorationsvorschläge zu einer deutlichen Änderung in der gesamten Modellprognose führen kann.

**Abb. 72:** Minimalbeispiel - Modellanpassung mit MLP nach erfolglosem Abbruch

Obwohl der Korrelationskoeffizient vergleichsweise klein ist, führt die Exploration mit dem MLP-EM zu ähnlichen Ergebnissen wie das Kriging-EM oder das RBF-EM (Abb. 72).

Keine zufriedenstellende Anpassung wird durch das ICE-EM erreicht (Abb. 73 und 74).

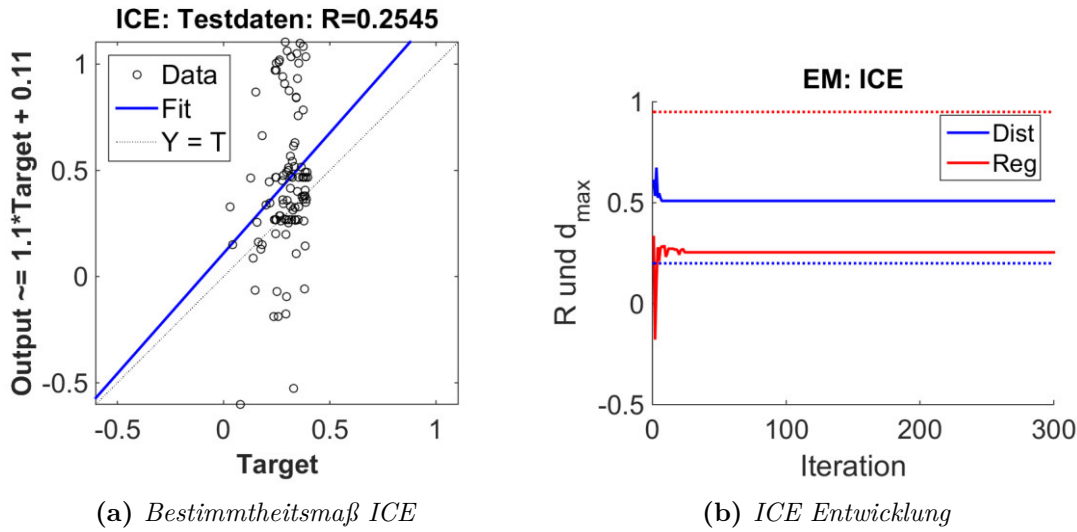


Abb. 73: Minimalbeispiel - Ergebnis ICE-EM

Die Anpassung R und die maximale euklidische Distanz d_{max} stagnieren unter Verwendung des ICE-EM nach zehn Iterationsschritten durchgängig auf niedrigem Niveau (vgl. Abb. 73). Dies sind Anzeichen einer 0-Schleife in der keine neuen Explorationsvorschläge gefunden werden. Die Ursache für dieses Verhalten wird auf die lokale Adaption des ICE-EM zurückgeführt, wonach lediglich nur diejenigen Beobachtungsdaten als neue Stützvektoren in die ICE-Funktion aufgenommen werden, dessen Prognose zum bekannten Ergebnis einen festgelegten Grenzwert ($ICE_{krit} = 0,5$) überschreitet und der in diesem Fall offensichtlich zu hoch ist.

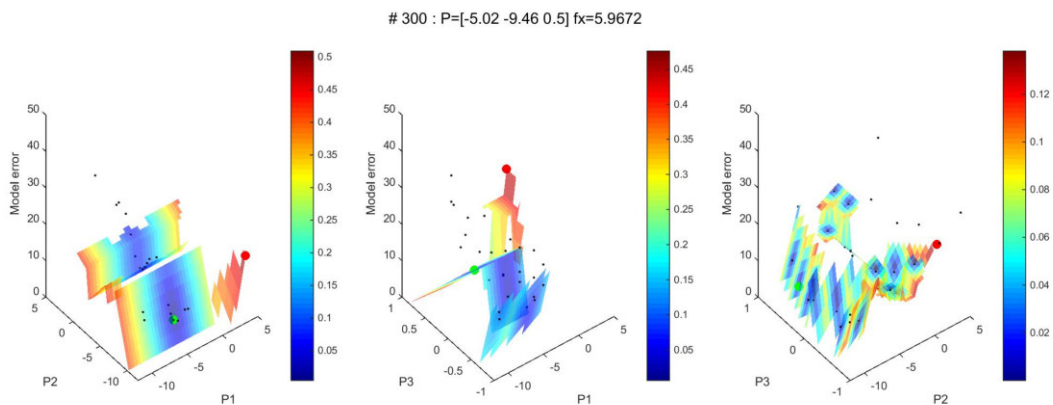


Abb. 74: Minimalbeispiel - unzureichende Modellanpassung durch das ICE-EM nach erfolglosem Abbruch

In Abb. 74 ist erkennbar, dass das ICE-EM durch einzelne fragmentierte Flächen abgebildet wird, wobei die Anpassung keine Übereinstimmung zum bekannten Modell des Minimalbeispiels hat. An den Berührungspunkten treten Unstetigkeitsstellen auf. Nach 300 Iterationsschritten wurde lediglich eine geringe Anzahl neuer Beobachtungspunkte in das EM aufgenommen. Auch das ist ein Indikator für eine 0-Schleife, in der keine neuen Explorationsvorschläge gefunden wurden. Im ICE-EM ist die Zugehörigkeit einer lokalen Funktion (hier dargestellt als Fläche) zu einem Eingabevektor

stets an die Distanz zu den Stützvektoren geknüpft, durch die die lokale Funktion beschrieben ist. Am Minimalbeispiel wird allerdings deutlich, dass eine distanzbezogene Zuordnung schwierig ist und Eingabevektoren häufig der falschen Funktion zugeordnet werden.

6.2.5 Modellaufbau und Simulation der Wasserbewegung im Deichquerschnitt

Im Rahmen der inversen Modellkalibrierung wird die Wasserbewegung für den Deichquerschnitt (QD) nach dem in Abb. 75 dargestellten Modellaufbau in FEFLOW numerisch berechnet.

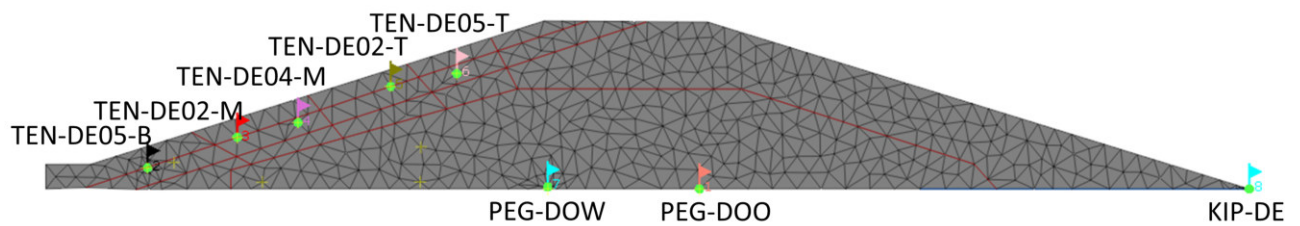


Abb. 75: Modellaufbau in FEFLOW

Berechnet wird die instationäre Wasserbewegung im gesättigten und teilgesättigten Zustand auf Grundlage der RICHARDS-Gleichung. Die Vermaschung der Knotenpunkte umfasst eine Anzahl von insgesamt 2000 Dreieckselementen. Am linken Modellrand werden Polderwasserstände (vgl. W2, Abb. 43b) durch DIRICHLET-Randbedingung in das Modell übertragen. Es wird angenommen, dass die GTD zwischen Planum und Deichkörper undurchlässig ist (NEUMANN-Randbedingung). Am rechten Modellrand werden freie Druckrandbedingungen definiert, sodass die Wasseraustrittshöhen entlang der landseitigen Böschung in Abhängigkeit der Eingangsgrößen und Simulationsdauer berechnet werden. Die Dränmatte wird durch diskrete Elemente mit dränfähiger Eigenschaft entsprechend ihrer Länge und Lage unter Annahme einer zulässigen Rohrströmungsbedingung³² nach HAGEN-POISEUILLE [Gl. 10] im Modell abgebildet.

Zur Bestimmung der Modellfehler werden die Zeitreihen der Wasserstände, Dränabflüsse und der Saugspannung jeweils einer Zielfunktion (OBF) zugeordnet:

- OBF1: Wasserstände (HH , hydraulic head) z.B. PEG-DE,
- OBF2: Dränabfluss (Q) z.B. KIPP-DE und
- OBF3: Saugspannung (ψ) z.B. TEN-DE.

Für jede Zeitreihe wird jeweils die Mittlere quadratische Abweichung (MSE) nach Anh.-A [Gl. 74] bestimmt, wobei jeweilige Zielfunktion zusammenfassend durch die Summe aller MSE abgebildet wird. Der MSE wird unter Betrachtung der in Anh.-A Tab. 14 und Anh.-A Abb. 137 aufgeführten Vergleiche gegenüber anderen Indizes als geeignet bewertet. In diesem Zusammenhang werden Optima bei 0 angezeigt, der Wertebereich ist positiv definiert und die Ergebnisse sind von der Anzahl der Zeitreihenwerte unabhängig.

Hinsichtlich der Problemstellung und räumlichen Aufteilung wurden bereits die in Abb. 76 dargestellten Varianten 1-3 durch JURISCH, CANTRÉ und SAATHOFF (2021) untersucht und eine inverse Kalibrierung mit PEST und AMALGAM durchgeführt.

³²Rohrdurchmesser: 1,13 cm

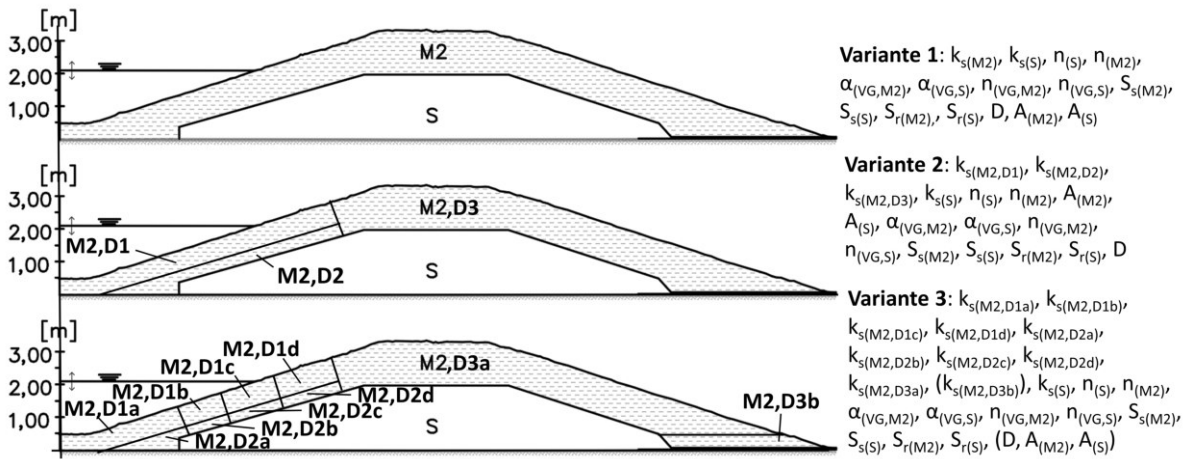


Abb. 76: Modellaufbau und Varianten der räumlichen Aufteilung am Querschnitt QD (JURISCH, CANTRÉ und SAATHOFF 2021)

Im Ergebnis fassen JURISCH, CANTRÉ und SAATHOFF (2021) zusammen, dass die Variante 2 als geeignet eingeschätzt wird, um Materialeigenschaften aus dem Modell plausibel abzuleiten. Die wasserseitige Deckschicht wird hierbei in zwei Zonen unterteilt, wobei der oberen Deckschichtzone (M2, D1) ein k_s -Wert von $1,33 \cdot 10^{-5} \text{ ms}^{-1}$ und der unteren Zone (M2, D2) ein k_s -Wert von $3,59 \cdot 10^{-8} \text{ ms}^{-1}$ zugeordnet wird. Die Gesamtanzahl relevanter Parameter wird auf 14 eingegrenzt.

In den Ausführungen zeigen JURISCH, CANTRÉ und SAATHOFF (2021), dass die Anpassung der Saugspannung lediglich unter der Annahme diskreter Elemente (präferentielle Wasserbewegung) im Bereich der Messpunkte realistisch abgebildet werden kann. Unter der Annahme, dass sich die präferentielle Wasserbewegung und die Wasserbewegung durch die Bodenmatrix als effektive Materialeigenschaft der Deckschicht beschreiben lassen, wird in den folgenden Ausführungen die OBF3 als Anpassungskriterium ausgeschlossen.

6.2.6 Ersatzmodellbildung und Exploration am Beispiel des Querschnittes D

Auf Grundlage des in Abs. 6.2.5 beschriebenen FEM-Modells soll ein Ersatzmodell gebildet werden, anhand dessen die Materialeigenschaften der aus feinkörnigen organikreichen Baggergut hergestellten Deichdeckschicht für den Querschnitt D abgeleitet werden. Für die selbständige Entwicklung und Verbesserung des EM wird der in Abs. 6.2.2 beschriebene Arbeitsablauf der Modellexploration angewendet. Anschließend werden signifikante Ergebnisse auf die Querschnitte im Polder I und Polder II übertragen. Die hierfür erforderlichen Arbeitsschritte werden folgend zusammengefasst:

- Zunächst werden die für die EM-Bildung erforderlichen initialen Daten durch die Anwendung von AMALGAM und PEST erzeugt. Als Grundlage werden die in JURISCH, CANTRÉ und SAATHOFF (2021) erhobenen Daten verwendet. Die Ergebnisse des Arbeitsschrittes werden im Abs. 7.2.1 dargestellt.
- Auf Grundlage der initialen Daten werden auf Basis der RBF-, MLP- und ICE-Netze sowie der Kriging-Methode zunächst initiale EM erzeugt und hinsichtlich ihrer Eignung bezüglich der Modellexploration bewertet. Ergebnisse des Arbeitsschrittes werden im Abs. 7.2.2 zusammengefasst.

- Anhand geeigneter EM wird anschließend geprüft, ob die Exploration zu einer Verbesserung des EM führt und die Problemstellung hierdurch ausreichend genau beschrieben wird. Ergebnisse des Arbeitsschrittes werden in Abs. 7.2.3 dargestellt.
- Nach erfolgreicher Exploration werden auf Grundlage des EM die Abhängigkeiten einzelner Parameter grafisch dargestellt. Hierfür werden diejenigen Kombinationen ausgewählt, die in Beziehung zur Leitfähigkeit der Baggergutmaterialien stehen. Die Optima werden durch niedrige Modellfehler räumlich dargestellt, wobei sich hierin gleichzeitig das sensitive Verhalten der Parameter widerspiegelt. Ergebnisse des Arbeitsschrittes werden im Abs. 7.2.4 zusammengefasst.
- Abschließend werden die Erkenntnisse auf sämtliche Querschnitte im Polder I und Polder II übertragen und hinsichtlich der am Polder I und II durchgeführten 16 Einstauversuche in ihrer zeitlichen Entwicklung bewertet. Die Ergebnisse des Arbeitsschrittes werden in Abs. 7.2.5 zusammengefasst.

6.3 Ergänzende Untersuchungen

Das hydraulische Verhalten eines porösen Mediums korreliert mit der Verdichtung des entsprechenden Materials und damit mit der Fähigkeit den hydraulisch wirksamen Porenraum zu verringern. In diesem Zusammenhang wurden die am Forschungsdeich ermittelten Verdichtungsgrade der feinkörnigen Baggergutmaterialien witterungsbedingt auf hohe Einbauwassergehalte zurückgeführt und hierdurch u.a. die im Stützkörper beobachteten hohen Wasserstände erklärt (vgl. SAATHOFF, CANTRÉ und SIKORA 2015, GROSSE 2017). Um die im Polder II zur Herstellung der Deckschicht applizierte Verdichtungsenergie ins Verhältnis zur der im Proctor-Versuch ermittelten Verdichtung zu setzen, wurden in Ergänzung gestörte Proben der Baggergutmaterialien M1 und M2 in einem modifizierten statischen Verdichtungsversuch untersucht. Versuchsaufbau und Durchführung werden hierzu im Abs. 6.3.1 beschrieben.

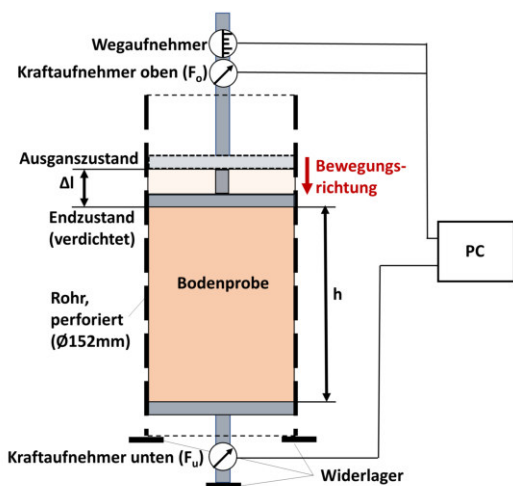
Durch Überströmversuche wurde bereits nachgewiesen, dass aus feinkörnigen organikreichen Baggergut hergestellte Deichdeckschichten mit geschlossener Vegetationsdecke einer Oberflächenerosion bei einer applizierten Wandscherspannung von 286 Pa bis 320 Pa wiederholt über Zeiträume von 18,0 h bis 22,5 h widerstehen können. Obwohl oberflächennah geringe Mengen des Oberbodens abgetragen wurden, konnte ein totales Versagen des Deiches bisher nicht beobachtet werden, da kritische Grenzzustände stets unterschritten wurden (vgl. SAATHOFF und CANTRÉ 2014, AII Tab. 16). Es wird daher die in Abs. 6.3.2 beschriebene Methode des HET zur Untersuchung kritischer Zustände im Labor durchgeführt.

Da hohe Strömungsdrücke im Deichkörper in Kombination einer strukturell geschwächten Deichdeckschicht die Risiken der Standsicherheit erhöhen, soll der Querschnitt B unter hydraulischer Belastung und struktureller Schäden der Deichdeckschicht an die kritische Grenze seiner Belastbarkeit geführt werden. Hierdurch soll ein Versagen des Deiches durch Mechanismen der inneren Erosion erzwungen werden (Validierung der HET-Ergebnisse). Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung werden in Abs. 6.3.3 beschrieben.

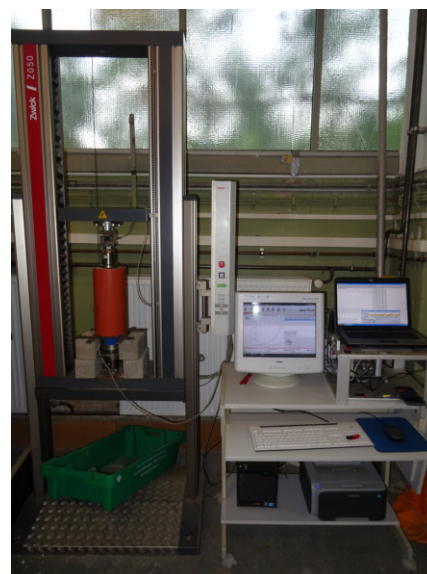
6.3.1 Modifizierter statischer Verdichtungsversuch

Die Verdichtungsgrade der am Rostocker Forschungsdeich verbauten feinkörnigen Baggergutmaterialien wurden vorab am Testfeld A, am Testfeld B („Schnatermann“) sowie am Forschungsdeich unter den Gesichtspunkten unterschiedlicher Aufbauten, Materialien, Geotextilien und Verdichtungstechnologien untersucht. Dabei ergaben die Untersuchungen, dass die erreichten Verdichtungsgrade am Forschungsdeich mit 70 % bis 90 % teilweise deutlich unterhalb der Proctordichte liegen (vgl. Abs. 3.2). Da die Baggergutmaterialien allerdings sowohl in den Testfeldern als auch am Forschungsdeich bei Wassergehalten eingebaut wurden, die auf den feuchten Sättigungsästen ihrer Proctorkurven liegen, ist zu prüfen, ob eine unzureichende Verdichtung durch erhöhte Wassergehalte und Porenüberdrücke im Boden verursacht wurden oder durch zu geringe Verdichtungsenergien bzw. einer ungeeigneten Verdichtungstechnologie. In diesem Zusammenhang wurden im Labor ergänzende Untersuchungen zur Verdichtbarkeit der Baggergutmaterialien in einem modifizierten statischen Verdichtungsversuch durchgeführt, deren Durchführung an die in REDDY und JAGADISH (1993) und HAFEZ, DORIS ASMANI und NURBAYA (2010) vorgestellte Methodik angelehnt ist.

In dem Versuch wird anhand von Rückstellproben des feinkörnigen organikreichen Baggerguts in einer Prüfzelle unter einaxialer Belastung und radial begrenzter Seitenausdehnung die erforderliche Spannung ermittelt, die zur Herstellung des im Proctorversuch bestimmten Verdichtungsgrades unter Berücksichtigung der Materialschichtstärke notwendig ist (Abb. 77).



(a) Schematischer Aufbau der Prüfzelle



(b) Gesamter Aufbau im Labor

Abb. 77: Modifizierter statischer Verdichtungsversuch zur Bestimmung der im Proctorversuch erzeugten Verdichtung notwendigen maximalen Spannung

In der Versuchsdurchführung wird zunächst eine Materialprobe des feinkörnigen Baggerguts im Proctorgerät verdichtet und der Wassergehalt sowie die Trockenrohdichte im verdichteten Zustand ermittelt. Anschließend wird eine bekannte Masse der Äquivalentprobe locker in die Prüfzelle des modifizierten statischen Verdichtungsversuchs eingebaut. Mit einer Krafterhöhung von 10 N s^{-1} wird der kraftgeregelte obere Stempel der Prüfmaschine um die Länge Δl vertikal abwärts bewegt, bis die Proctordichte infolge der Kompression des Probekörpers erreicht wird. Die Spannung wird durch einen oberen und unteren Kraftaufnehmer und der Vorschub durch einen Wegaufnehmer erfasst. Bei einer Überschreitung von 10 kN ($\sigma_z = 551 \text{ kN m}^{-2}$) wird der Versuch vorzeitig abgebro-

chen. Die durch die Wandreibung auf die Prüfzelle hervorgerufenen vertikalen Wandreibungskräfte werden über den Rahmen der Prüfmaschine nach außen hin abgeleitet. Am unteren Kraftaufnehmer wird lediglich die durch die Bodenprobe aufgebrauchte Spannung aufgezeichnet (freie Lagerung des unteren Stempels innerhalb der Prüfzelle). Die während der Verdichtung auftretenden Porenwasserüberdrücke werden durch 40 Lochbohrungen (\varnothing 1 mm; radialsymmetrische Anordnung im 90° Winkel) abgebaut.

Zur Berechnung der Spannungsverteilungen im Boden $\Delta\sigma$ (Druckzwiebel) unterhalb einer einwirkenden Spannung (Rechteckfläche) werden die klassischen Ansätze nach BOUSSINESQ (1883) und WESTERGAARD (1938) verwendet (SCHMIDT, BUCHMAIER und VOGT-BREYER 2014):

Boussinesq: Die Spannungsverteilung im Boden wird nach Ansatz vom BOUSSINESQ (1883) annäherungsweise durch folgende Integralgleichung der [Gl. 46] ausgedrückt:

$$\Delta\sigma = \int d\sigma = \int_{y=0}^B \int_{x=0}^L \frac{3qz^3(dx dy)}{2\pi(x^2 + y^2 + z^2)^{5/2}} = qI_2 \quad [46]$$

Für die Berechnung der Spannungsänderung $\Delta\sigma$ wird der durch BOUSSINESQ formulierte Spannungskoeffizient I_2 nach [Gl. 47] ermittelt und mit der einwirkenden Vertikalspannung q multipliziert.

$$I_2 = \frac{1}{4\pi} \left[\frac{2mn\sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 + m^2n^2 + 1} \left(\frac{m^2 + n^2 + 2}{m^2 + n^2 + 1} \right) + \tan^{-1} \left(\frac{2mn\sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 - m^2n^2 + 1} \right) \right] \quad [47]$$

Hierbei sind:

- $\Delta\sigma$ die Spannungsänderung im Boden [kPa],
- q die einwirkende Vertikalspannung [kPa],
- $m = B/z$ ein Abminderungsfaktor [1],
- $n = L/z$ ein Abminderungsfaktor [1],
- B die Breite der Auflastfläche [m],
- L die Länge der Auflastfläche [m] und
- x, y, z die Raumkomponenten im kartesischen Koordinatensystem [m].

Westergaard: Die Spannungsverteilung im Boden wird nach dem Ansatz vom WESTERGAARD (1938) annäherungsweise folgend durch [Gl. 48] ausgedrückt:

$$\Delta\sigma = q \frac{1}{2\pi} \left[\cot^{-1} \sqrt{\eta^2 \left(\frac{1}{m^2} + \frac{1}{n^2} \right) + \eta^4 \left(\frac{1}{m^2n^2} \right)} \right] \quad [48]$$

Hierbei sind:

- $\Delta\sigma$ die Spannungsänderung im Boden [kPa],
- q die einwirkende Flächenauflast [kPa],

6. Methodik

$$\eta = \sqrt{\frac{1-2\mu_s}{2-2\mu_s}} [1],$$

μ_s die Querdehnungszahl des Bodens unterhalb der Auflasteinwirkung [1],

$m = B/z$ der Abminderungsfaktor [1],

$n = L/z$ der Abminderungsfaktor [1],

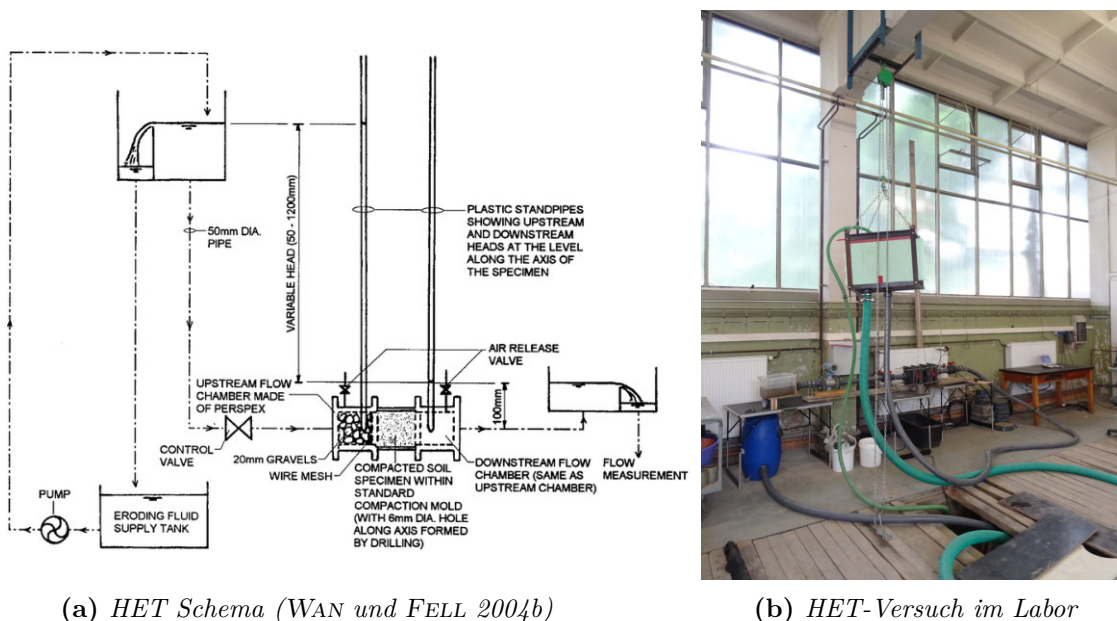
B die Breite der Auflastfläche [m],

L die Länge der Auflastfläche [m] und

z die vertikale Distanz zur aufgebrachtten Einwirkung [m].

6.3.2 Hole Erosion Test (HET)

Zur Charakterisierung von Erosionseigenschaften eines Materials schlagen WAN und FELL (2004b) den in Abb. 78a schematisch abgebildeten Hole Erosion Test (HET) vor. Um die Erosionswiderstandsfähigkeit der im Rostocker Forschungsdeich verbauten Baggergutmaterialien zu testen, wird in Anlehnung des in WAN und FELL (2004b) beschriebenen HET-Versuchs ein eigener Aufbau in der Versuchshalle der Professur Geotechnik und Küstenwasserbau (Universität Rostock) errichtet und gestörte sowie ungestörte Proben des Baggergutmaterials M2 in diesem geprüft (Abb. 78b).



(a) HET Schema (WAN und FELL 2004b)

(b) HET-Versuch im Labor

Abb. 78: HET-Versuch im Labor

Während der Versuchsdurchführung wird die (un-/gestörte) Materialprobe mit einem initialen Lochdurchmesser ($\Phi_{init} = 6 \text{ mm}$) in die HET-Prüfzelle eingebaut und diese mit Wasser durchströmt. Durch die Justierung des Gradienten s (mit $\Delta h = 0,05 \text{ m}$ bis $1,20 \text{ m}$) wird der Strömungsdruck reguliert. Hierdurch wird die zur Erosion erforderliche Scherspannung graduell solange erhöht bis eine Erosion der Materialprobe in Erscheinung tritt³³. Nach der Beendigung eines Versuchs wird der finale Lochdurchmesser Φ_{fin} der erodierten Materialprobe anhand eines Paraffinabdrucks bestimmt. Aus dem bekannten Anfangs- und Endzustand können anschließend auf Grundlage aufgezeichneter Druck- und Durchflusswerte die Entwicklung der Erosion durch Interpolationsverfahren bestimmt werden.

³³Der Beginn der Erosion ist durch die Zunahme des Durchflusses q sowie einem Materialausdruck aus der Prüfzelle gekennzeichnet.

Im HET-Versuch wird der Erosionsindex I_e [Gl. 49] einer Materialprobe bestimmt. Er dient zur qualitativen Beurteilung eines Materials hinsichtlich des Erosionsverhaltens, wobei eine Aufteilung in sechs Klassen von *extrem schnell* erodierend bis *extrem langsam* erodierend vorgenommen wird (vgl. Anhang-G Tab. 15).

$$I_e = -\log(C_e) \quad (\text{WAN und FELL 2004b}) \quad [49]$$

mit:

I_e dem Erosionsindex und
 C_e dem Erosionskoeffizient [s m^{-1}].

WAN und FELL (2004b) nehmen an, dass die Erosion mit dem Überschreiten der kritischen Oberflächenscherspannung τ_c einsetzt und ein linearer Zusammenhang zwischen der Oberflächenscherspannung τ_t und der Erosionsrate ϵ nach [Gl. 50] besteht:

$$\epsilon = C_e(\tau_t - \tau_c) \quad (\text{WAN und FELL 2004b}) \quad [50]$$

mit:

ϵ_t der Erosionsrate zum Zeitpunkt t [$\text{kg s}^{-1} \text{m}^{-2}$],
 C_e dem Erosionskoeffizient [s m^{-1}],
 τ_t der Wandscherspannung im Zeitpunkt t [N m^{-2}] und
 τ_c der kritischen Wandscherspannung [N m^{-2}].

Unter der Annahme eines in jedem Zeitschritt t bekannten Lochdurchmesser Φ_t , wird die Wandscherspannung τ_t einer kreisrund durchströmten Fläche nach [Gl. 51] berechnet:

$$\tau_t = \rho_w g s_t \frac{\Phi_t}{4} \quad (\text{WAN und FELL 2004b}) \quad [51]$$

mit:

τ_t der Oberflächenscherspannung zum Zeitpunkt t [N m^{-2}],
 ρ_w der Dichte des Wassers [kg m^{-3}],
 g der Erdbeschleunigung [m s^{-2}],
 s_t dem hydraulischen Gradienten zum Zeitpunkt t mit $s = h/l$ [1] und
 $\Delta\Phi_t$ dem Lochdurchmesser zum Zeitpunkt t [m].

Die für vertikale Schrumpfungsriffe anzunehmende strömungsbedingte Wandscherspannung τ kann analog zum Ansatz der [Gl. 51] nach folgender [Gl. 52] berechnet werden:

$$\tau = \frac{\rho_w g H_f^2 W}{2(H_f + W)L} \quad (\text{WAN und FELL 2004b}) \quad [52]$$

6. Methodik

Hierbei sind:

τ die Oberflächenspannung [N m^{-2}],
 ρ_w die Dichte des Wassers [kg m^{-3}],
 g die Erdbeschleunigung [m s^{-2}],
 H_f der hydraulische Druckverlust [m],
 W die Rissöffnungsweite [m] und
 L die Risslänge [m].

Die Erosionsrate ϵ_t wird anhand der Lochentwicklung Φ_t durch [Gl. 53] abgeschätzt:

$$\epsilon_t = \frac{\rho_d}{2} \frac{\Delta\Phi_t}{\Delta t} \quad (\text{WAN und FELL 2004b}) \quad [53]$$

mit:

ϵ_t der Erosionsrate zum Zeitpunkt t [$\text{kg s}^{-1} \text{m}^{-2}$],
 ρ_d der Trockenrohichte der zu erodierenden Materialprobe [kg m^{-3}],
 $\Delta\Phi_t$ dem Lochdurchmesser zum Zeitpunkt t [m] und
 Δt der Zeitschrittweite [s].

Der Lochdurchmesser Φ_t wird in Abhängigkeit laminarer (Index L) oder turbulenter (Index T) Strömungsbedingungen nach [Gl. 54] berechnet.

$$\Phi_{t,L} = \left(\frac{16q_t f_{L,t}}{\pi \rho_w g s_t} \right)^{1/3} \text{ für } \text{Re} < 2000 \text{ oder } \Phi_{t,T} = \left(\frac{64q_t^2 f_{T,t}}{\pi^2 \rho_w g s_t} \right)^{1/5} \text{ für } \text{Re} > 2000 \quad (\text{WAN und FELL 2004b}) \quad [54]$$

Hierbei sind:

q_t der Durchfluss [$\text{m}^3 \text{s}^{-1}$],
 $f_{L,t}$ der Reibungsfaktor bei laminarer Strömung zum Zeitpunkt t [$\text{kg m}^{-2} \text{s}^{-1}$],
 $f_{T,t}$ der Reibungsfaktor bei turbulenter Strömung zum Zeitpunkt t [$\text{kg m}^{-2} \text{s}^{-1}$],
 ρ_w die Dichte des Wassers [kg m^{-3}],
 g die Erdbeschleunigung [m s^{-2}] und
 s_t der hydraulische Gradient zum Zeitpunkt t [1].

Zur Bestimmung der Reibungsfaktoren ($f_{L,t}$; $f_{T,t}$) werden lediglich der initiale Reibungsfaktor und der finale Reibungsfaktor anhand der bekannten (zu Beginn und zum Ende gemessenen) Lochdurchmesser berechnet. Die Zeitschritte zwischen dem initialen und finalen Reibungsfaktor werden hierfür linear interpoliert.

6.3.3 Feldversuch

Zur Validierung der im HET-Versuch ermittelten Ergebnisse wurde ein Feldversuch durchgeführt, um das Materialverhalten und die Standsicherheit der aus dem Baggergutmaterial M2 hergestellten Deichdeckschicht unter dem Einfluss struktureller Schädigungen zu validieren. Hierfür wurde im Polder I des Rostocker Forschungsdeichs ein Hochwasser simuliert und die landseitige sowie die wasserseitige Deichböschung im Querschnitt B systematisch geschädigt. Der Versuchsaufbau sowie die applizierten Schädigungsgrade (Phase A-F) sind in Abb. 79 schematisch dargestellt.

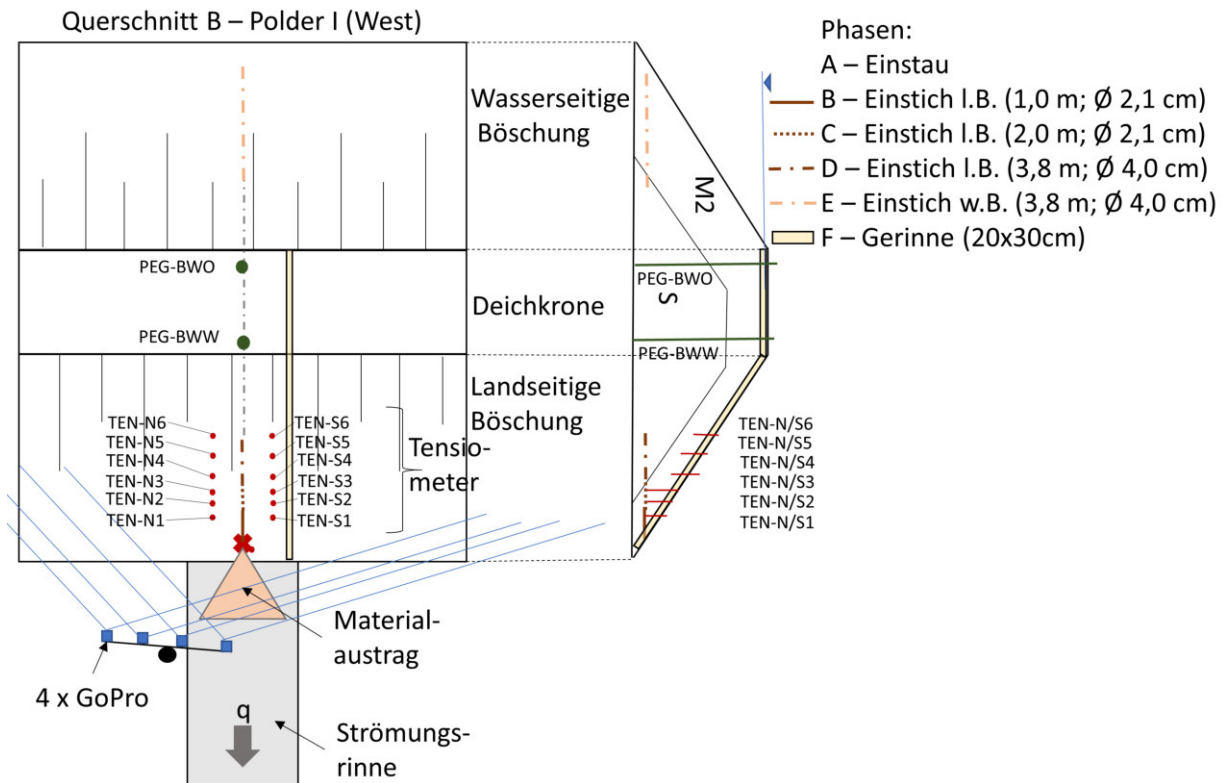


Abb. 79: Schematischer Aufbau: Feldversuch - Innere Erosion

In der Phase A wird zunächst ein Hochwasser ohne Schädigung der landseitigen Deichdeckschicht simuliert. Anschließend wird unter hydraulischer Belastung die landseitige Deckschicht am Böschungsfuß durch horizontale Einstiche unterschiedlicher Länge und Durchmesser erhöht (Phase B - D). Hierdurch werden Schäden simuliert, die durch kleinere Wühltiere verursacht werden können. In Phase B wird die Deckschicht bis zur Hälfte durchstoßen und in Phase C bis knapp vor den Stützkörper. In Phase D wird der Durchmesser vergrößert und die Schadstelle bis in den Stützkörper hinein erweitert. In Phase E wird die wasserseitige Deckschicht am Deichfuß bis auf den Stützkörper durchstoßen, um hierdurch die Leitfähigkeit zu erhöhen und den Erosionsprozess an der landseitigen Böschung zu beschleunigen. Sollte bis zur Phase E keine signifikante Versagen auftreten, wird in Phase F die Deichkrone und die Böschung überströmt. Hierdurch sollen Schäden durch klaffende Risse simuliert und das Materialverhalten bezüglich der Oberflächenerosion innerhalb der Wurzelzone getestet werden.

Die im Stützkörper auftretenden Wasserstände werden durch Drucksensoren in Pegelrohren aufgezeichnet (PEG-BWO, PEG-BWW). Sechs Tensiometer messen die Durchfeuchtung längs der

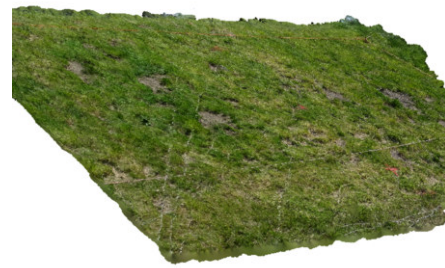
6. Methodik

Schadstelle (TEN-N/S1-3) und weitere sechs Tensiometer (TEN-N/S4-6) die der oberen landseitigen Deckschicht.

Die aufgrund der zunehmenden Durchfeuchtung, dem Erosionsgrad und des Materialaustrags zu erwartende Verformung der 0,5 m mächtigen, landseitigen Deichdeckschicht wird photogrammetrisch erfasst. Hierfür wird ein Messpfahl vor der Schadstelle aufgestellt und mit vier Kameras (GoPro) bestückt. Die Kameras werden im Takt von 60 s synchron ausgelöst, wobei die Bilder im Gerät intern gespeichert werden. Auf Grundlage des dokumentierten Bildmaterials wird anschließend das photogrammetrische Modell erstellt (Abb. 80).



(a) Messpfahl mit installierten Kameras



(b) Photogrammetrisches Modell der landseitigen Deichböschung, QB

Abb. 80: Photogrammetrische Dokumentation der Verformung im Feldversuch

Zur Simulation des Hochwassers wird Wasser aus einem Reservoir in den Polder I gepumpt (Q_{max} $300 \text{ m}^3 \text{ h}^{-1}$). Das aus der Schadstelle austretende Wasser wird gesammelt und über eine Strömungsrinne wieder zurück in das Reservoir geleitet. An der Schadstelle wird die Menge des austretenden Wassers stichprobenartig durch Volumenmessung ermittelt. Die Menge des aus der Schadstelle ausgetragenen Materials wird augenscheinlich abgeschätzt und qualitativ bewertet. Im Fall eines Versagens ist die zeitliche Dauer und die für das Versagen erforderliche Menge Wasser durch das max. verfügbare Poldervolumen (etwa 500 m^3) begrenzt.

7. Ergebnisse

Die aus den Methodiken resultierenden Ergebnisse zur Bewertung der aus organikreichen feinkörnigen Baggergut hergestellten Deichdeckschicht werden in den folgenden Abschnitten erläutert. Die Ausarbeitungen umfassen Ergebnisse zu den am Rostocker Forschungsdeich untersuchten Infiltrationsraten einschließlich der Profilerkundung mit Tracer, den aus den PTFs abgeleiteten k_s -Werten und Erkenntnisse zu der Wühltieraktivität (Abs. 7.1). Anschließend folgen die Ergebnisse aus der numerischen Modellierung. Die Abschnitte umfassen Ergebnisse der Modellkalibrierung mit PEST und AMALGAM sowie Ergebnisse der auf Grundlage des Einstauversuchs II (QD) gebildeten Ersatzmodelle. Auf den numerischen Ergebnissen aufbauend werden Erkenntnisse auf weitere Einstauversuche und Querschnitte übertragen und Änderungen des Materialverhaltens hieraus abgeleitet (Abs. 7.2). Abschließend werden Ergebnisse des modifizierten statischen Verdichtungsversuchs, die Ergebnisse aus dem HET-Versuch sowie die Ergebnisse aus dem Feldversuch zusammengefasst (Abs. 7.3), anhand derer die Eignung des Deckschichtmaterials in Ergänzung erläutert wird.

7.1 Ergebnisse aus der Voruntersuchung

Die Ergebnisse aus der Voruntersuchung werden in den folgenden Abschnitten zusammengefasst. Sie umfassen Ergebnisse zu den untersuchten Infiltrationsraten und der Erkundung der mit Tracer eingefärbten Bodenprofile (Abs. 7.1.1), die Ergebnisse zur Bestimmung von k_s -Werten auf Grundlage von Schätzfunktionen (Abs. 7.1.2), die Ergebnisse zur Auswertung und Anpassung der SWCCs (Abs. 7.1.3) sowie die Ergebnisse zur Erkundung der Wühltieraktivität (Abs. 7.1.4).

7.1.1 Infiltrometerversuche

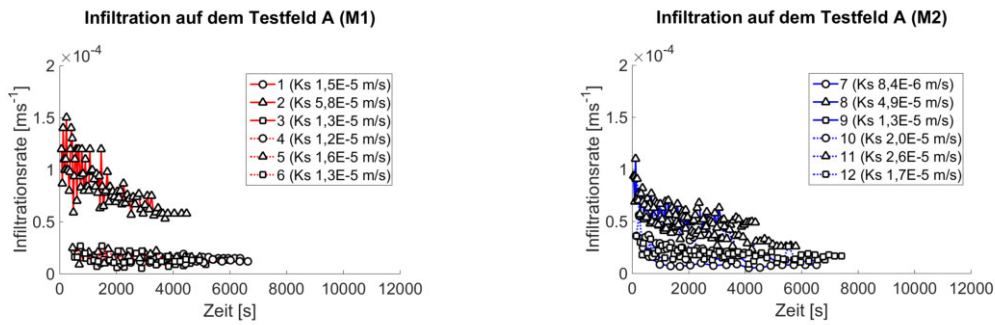
Die Ergebnisse der Infiltrometerversuche am Testfeld A und der Deckschicht des Rostocker Forschungsdeiches werden in den folgenden Abschnitten beschrieben. Die Ergebnisse werden hierbei anhand der Profilerkundung erläutert und mit Laborergebnissen verglichen.

7.1.1.1 Testfeld A

Nach der Begrünung und einer einjährigen Wachstumsperiode wurden auf dem Testfeld A³⁴ die Infiltrationsraten je Material an sechs Messpunkten bestimmt (SCHARFENBERG 2013). Hierfür wurden Doppelring-Infiltrometer verwendet und die Infiltrationsraten 5 cm unterhalb der GOK nach DIN 19682-7 (2015) bestimmt. Die durch SCHARFENBERG (2013) ermittelten Infiltrationsraten sind zusammenfassend in Abb. 81 dargestellt.

³⁴Aufbau und Versuchsanordnung siehe Anh.-D Abb. 227

7. Ergebnisse



- (a) Infiltrationsraten für M1 mit moderater Infiltration im Bereich $1,2 \cdot 10^{-5} \text{ ms}^{-1}$ und $1,5 \cdot 10^{-5} \text{ ms}^{-1}$ und Nr. 2 mit hoher Infiltrationsrate
- (b) Infiltrationsraten für M2 mit moderater Infiltration im Bereich $8,6 \cdot 10^{-6} \text{ ms}^{-1}$ und $2,6 \cdot 10^{-5} \text{ ms}^{-1}$ und Nr. 8 mit hoher Infiltrationsrate

Abb. 81: Infiltrationsraten auf dem Testfeld A (SCHARFENBERG 2013)

Die Untersuchungsergebnisse in Abb. 81a zeigen, dass die Infiltration für M1 unabhängig vom Einbau des Geogitters in einer Größenordnung von $1,2 \cdot 10^{-5} \text{ ms}^{-1}$ bis $1,5 \cdot 10^{-5} \text{ ms}^{-1}$ anzunehmen ist. Die ermittelte Infiltrationsrate wird durch die geringe Materialverdichtung und dem Einfluss von Wurzeln begünstigt. Die Infiltrationsrate für M2 liegt im Bereich $8,4 \cdot 10^{-6} \text{ ms}^{-1}$ bis $2,6 \cdot 10^{-5} \text{ ms}^{-1}$. Signifikante Unterschiede zu dem Baggergutmaterial M1 werden nicht festgestellt. Die Beprobung der Messpunkte Nr. 2 und Nr. 8 ergab tendenziell höhere Infiltrationsraten, deren Ursache auf Schrumpfrisse im Testfeld A zurückgeführt wird. Im Vergleich zu den verbleibenden Messpunkten ist die Infiltration in diesen Bereichen um den Faktor zwei bis fünf höher. Es ist erkennbar, dass die Infiltration mit zunehmender Sättigung abnimmt. Die zu den Messpunkten Nr. 2 und Nr. 8 zugehörigen Bodenprofile sind in Abb. 82 dargestellt.



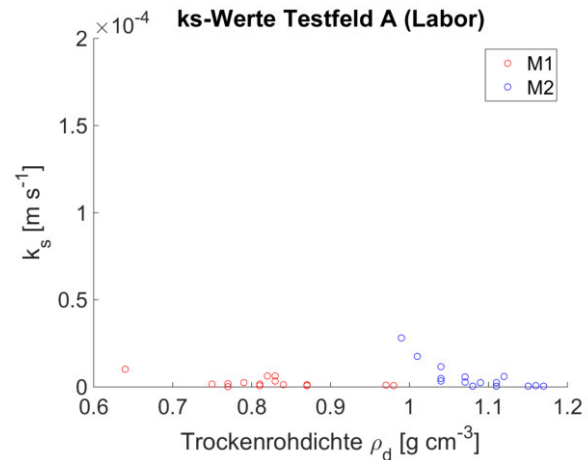
- (a) Bodenprofil am Messpunkt Nr. 2 (M1)
- (b) Bodenprofil am Messpunkt Nr. 8 (M2)

Abb. 82: Durch Schrumpfrisse gekennzeichnete Bodenprofile am Testfeld A der Messpunkte Nr. 2 und Nr. 8 mit auftretender erhöhter Infiltrationsrate (SCHARFENBERG 2013)

Während der Profiluntersuchung unterhalb des Messpunktes Nr. 2 war der vertikale Verlauf eines einzelnen Schrumpfrisses sichtbar (Abb. 82a). Mit einer Breite von etwa 1 cm war dieser ab einer Tiefe von 25 cm unterhalb der GOK bis zur Sohle in 80 cm durchgängig deutlich erkennbar. Anzeichen zweier vertikaler Risse wurden ebenfalls unterhalb des Messpunktes Nr. 8 (Abb. 82b) identifiziert (Riss 1: in T.: 40 cm bis 60 cm, B.: 2 mm bis 3 mm und Riss 2: T.: 50 cm bis 60 cm,

B.: 4 mm bis 5 mm). Die jeweiligen Ergebnisse zur Bestimmung der gesättigten hydraulischen Leitfähigkeit der zugehörigen ungestörten Proben aus dem Testfeld A sind in Abb. 83 zusammenfassend dargestellt.

	M1	M2
$\rho_d(\min)$ [g cm^{-3}]	0,64	0,99
$\rho_d(\max)$ [g cm^{-3}]	0,98	1,16
$\varnothing \rho_d$ [g cm^{-3}]	0,82	1,083
DOC(min) [1]	0,55	0,76
DOC(max) [1]	0,84	0,90
$\varnothing \text{DOC}$ [1]	0,71	0,81
$k_{s(\min)}$ [m s^{-1}]	1,47E-7	4,26E-7
$k_{s(\max)}$ [m s^{-1}]	1,03E-5	2,82E-5
$\varnothing k_s$ [m s^{-1}]	2,72E-6	5,87E-6



- (a) Zusammenfassung der im Labor ermittelten k_s -Werte und der Verdichtung am Testfeld A
- (b) Ges. hydr. Leitfähigkeit ungestörter Materialproben des Testfeldes A in Abhängigkeit der Trockenrohdichte

Abb. 83: Ergebnisse der Laboruntersuchung zur Bestimmung der k_s -Werte der ungestörten Materialproben vom Testfeld A (SCHARFENBERG 2013)

Die Ergebnisse deuten an, dass die hydraulische Leitfähigkeit der Materialien bei unzureichender Verdichtung mit DOC 71 % und 81 % für sehr kleine Querschnittsflächen in einer Größenordnung von $\approx 1 \cdot 10^{-6} \text{ m s}^{-1}$ anzunehmen ist. Obwohl die Laborwerte tendenziell eine Potenz kleiner sind als die in Abb. 81 dargestellten Ergebnisse der in-situ Tests, nähern sich einzelne Streuwerte den Ergebnissen der Feldversuche an. Unabhängig von der Materialart, dem Einbau des Geogitters und erreichter Verdichtungsgrade (DOC 84 % und 90 %) treten sowohl im Feldversuch als auch im Labor k_s -Werte $< 1 \cdot 10^{-7} \text{ m s}^{-1}$ nicht auf. Wirksame Einflüsse strukturbedingter Makroporen (z.B. Schrumpfungsrisse, Wurzelkanäle) sind für die Ergebnisse der Laboruntersuchung ausgeschlossen, sodass die ermittelte Leitfähigkeit auf eine unzureichende Verdichtung des Testfeldes A zurückgeführt wird.

7.1.1.2 Infiltrationsversuche am Forschungsdeich

Im Querschnitt D wurde die Infiltrationsrate in 10 cm bis 30 cm unterhalb der GOK ermittelt. Im Messpunkt II(a,b) wurden zwei Versuche auf derselben Horizontebene durchgeführt, um eine Größenordnung der räumlichen Abweichungen zu erhalten. Im Messpunkt VI wurde ein zweiter Versuch (VIb) unterhalb des ersten Messpunktes (VIa) in einer Tiefe von 50 cm durchgeführt, um ggf. eine räumliche Variabilität in zunehmender Tiefe zu überprüfen. Nach Beendigung der Versuche im Querschnitt D wurden die beprobten Flächen mit wässriger Gips suspension gefüllt und die Bodenprofile 24 h später visuell bezüglich der Makroporenstruktur untersucht. Im Querschnitt E wurden jeweils sechs Messungen in der ersten Verdichtungsschicht (D1) oberhalb des anstehenden Geogitters (10 cm bis 30 cm unterhalb der GOK) durchgeführt. Die Messungen wurden in der zweiten Verdichtungsschicht (D2) oberhalb des nachfolgenden Geogitters wiederholt. Methylenblau (Brillantblau BB-FCF) wurde dem Infiltrationswasser als Markierstoff hinzugefügt und die Profile

7. Ergebnisse

abermals nach Beendigung der Messung 24 h später untersucht. Am Querschnitt E wurden zusätzlich ungestörte Stechzylinderproben (V_{Zyl} : 868 cm³) entnommen und die hydraulische Leitfähigkeit der Proben im Labor nach DIN EN ISO 17892-11 (2021) (FH) bestimmt. Am Querschnitt B (Ostdeich) wurde die Infiltrationsrate mittig der wasserseitigen Böschung ermittelt, um Abweichungen hinsichtlich der Verdichtungstechnologie und Schichtmächtigkeit zu überprüfen. Die Ergebnisse der Infiltrationsversuche sind folgend in den Abb. 84³⁵ a-g unter Benennung der nach DIN EN ISO 22282-5 (2012) zu bestimmenden mittleren Infiltrationsrate (Angabe in Legende) unter Annahme einer Vollsättigung dargestellt.

³⁵Erläuterung der Bezeichnung: L = links; R= rechts, U= unten, M= mittig und O= oben der Deichböschung

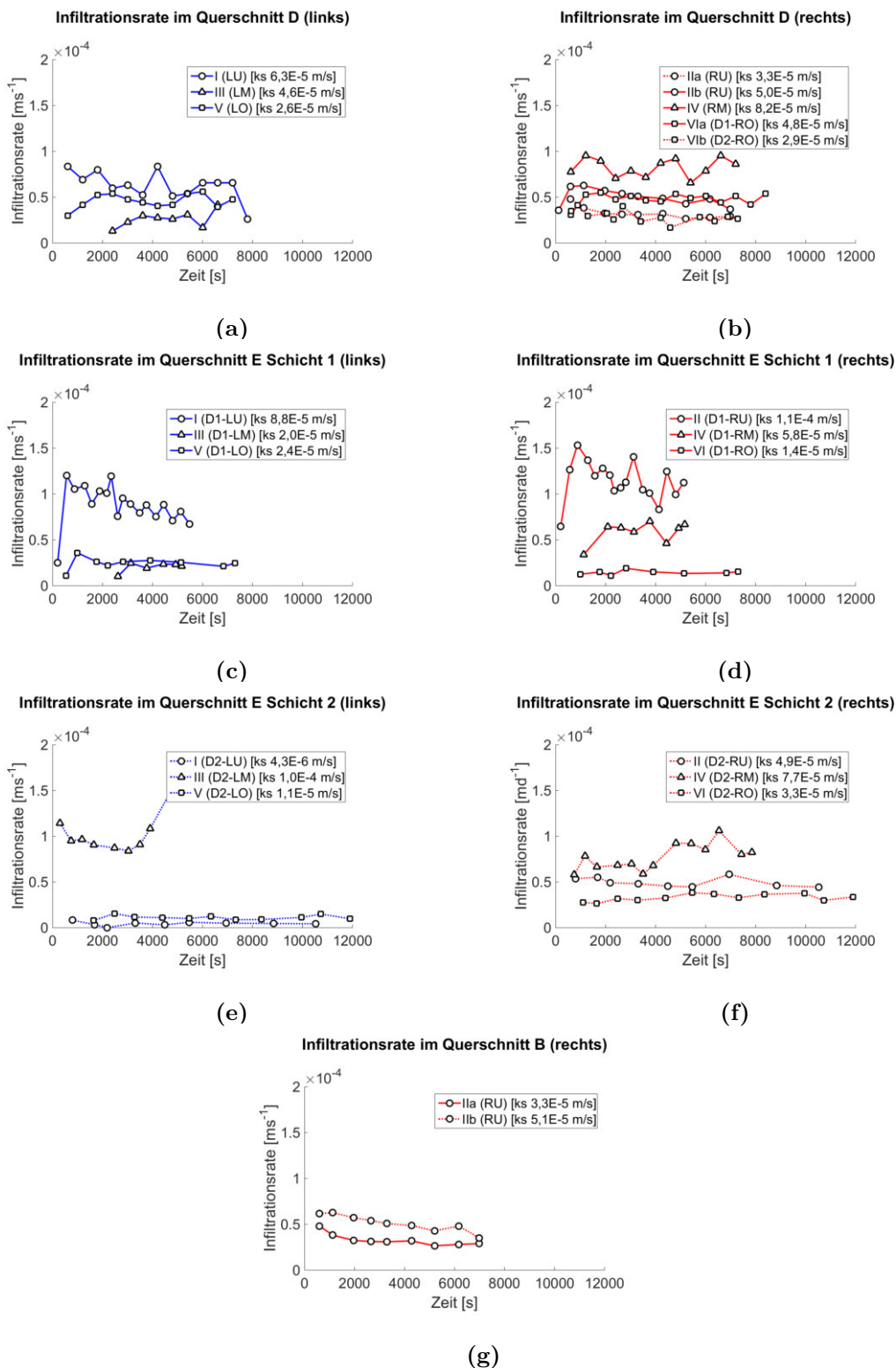


Abb. 84: Gemessene Infiltrationsrate im Querschnitt QD, QE und QB (Ostdeich)

Die in Abb. 84 dargestellten Ergebnisse zeigen für die aus dem feinkörnigen organikreichen Baggergutmaterial M2 hergestellten Deichdeckschichten, dass sowohl im mit Geogitter versehenen Querschnitt (QE) als auch im Querschnitt ohne Geogitter (QD) vergleichbar hohe Infiltrationsraten im Bereich von $1 \cdot 10^{-5} \text{ m s}^{-1}$ bis $1 \cdot 10^{-4} \text{ m s}^{-1}$ auftreten. Eine mit zunehmender Profiltiefe zu

7. Ergebnisse

erwartende abnehmende Tendenz wird unter Verweis auf die in Abb. 84e und Abb. 84f genannten Infiltrationsraten nicht festgestellt. Der Abb. 84e ist zu entnehmen, dass im Querschnitt E (links) am Böschungsfuß ($4,3 \cdot 10^{-6} \text{ m s}^{-1}$) als auch deichkronennah ($1,1 \cdot 10^{-5} \text{ m s}^{-1}$) vergleichsweise niedrige Infiltrationsraten auftreten, wobei gleichzeitig mittig der Deichböschung eine außergewöhnlich hohe Infiltrationsrate ($1,0 \cdot 10^{-4} \text{ m s}^{-1}$) ermittelt wird. Auf der rechten Querschnittsseite (vgl. Abb. 84f) wurden Infiltrationsraten im Bereich von $3,3 \cdot 10^{-5} \text{ m s}^{-1}$ bis $7,7 \cdot 10^{-5} \text{ m s}^{-1}$ ermittelt, die in der Größenordnung der in geringer Profiltiefe (D1) ermittelten Infiltrationsraten (Abb. 84d) als auch der im QD gemessenen Infiltrationsraten (Abb. 84b) entspricht.

Die am Querschnitt B auf der wasserseitigen Böschung des Ostdeiches gemessenen Infiltrationsraten weisen mit $3,3 \cdot 10^{-5} \text{ m s}^{-1}$ und $5,1 \cdot 10^{-5} \text{ m s}^{-1}$ zu den Querschnitten D und E vergleichbare Werte auf (Abb. 84g). Signifikante Unterschiede zwischen den in Abs. 3.2 beschriebenen Einbautechnologien sowie den variierenden Deichdeckschichtmächtigkeiten (nach Abb. 35) können anhand der Infiltrationsraten nicht abgeleitet werden.

Da in den Einstauversuchen im Westdeich des Polder II unmittelbar nach Fertigstellung des Forschungsdeiches tendenziell niedrigere Pegelwasserstände im Stützkörper gemessen wurden als im Ostdeich (vgl. Abb. 43a; S. 78), wird erwartet, dass die Infiltrationsraten am Westdeich deutlich niedriger sind. Zur Bestätigung der Annahme wurden daher ergänzend im Mai 2020 entlang der wasserseitigen Böschung in allen Querschnitten des Polder II im Westdeich an zehn Messpunkten die Infiltrationsraten gemessen (Abb. 85).

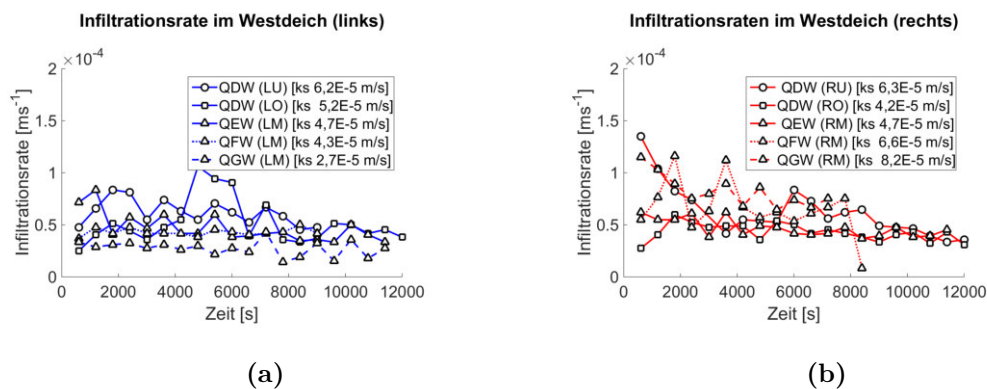


Abb. 85: Infiltrationsraten im Polder II in QD, QE, QF u. QG (Westdeich)

Den Ergebnissen aus Abb. 85 ist zu entnehmen, dass die Infiltrationsraten der wasserseitigen Deckschichten des Westdeiches mit $2,7 \cdot 10^{-5} \text{ m s}^{-1}$ bis $8,2 \cdot 10^{-5} \text{ m s}^{-1}$ etwa 8 Jahre nach Herstellung des Forschungsdeiches in vergleichbarer Größenordnung auftreten wie im Ostdeich. Mit Verweis auf die in Abb. 43a unmittelbar nach Herstellung des Forschungsdeiches aufgezeichneten niedrigen Pegelwasserstände im Stützkörper des Westdeiches wird dies als ein Anzeichen gewertet, dass die Deckschicht des Westdeiches durch Alterungsprozesse deutlich durchlässiger geworden ist und schneller durchfeuchtet als im Jahr 2013.

Die im Querschnitt D mit Gips suspension markierten Profile wurden nach 24 h aufgegraben und augenscheinlich auf strukturelle Besonderheiten untersucht. Dabei wird festgestellt, dass durch die Methode hauptsächlich oberflächennahe Bodenschichten ($< 5 \text{ cm}$) eingefärbt werden (vgl. Anh.-D Abb. 226). Eine präferentielle, tiefenwirksame durch den Makroporenraum verursachte Wasserbewegung konnte aufgrund der Viskosität, Erhärtungszeit und Partikelgröße des Markierstoffs nicht sichtbar gemacht werden.

Sämtliche nach Abschluss der Infiltrationsmessung im Querschnitt E mit Methylenblau (Brillantblau BB-FCF) eingefärbte Messpunkte wurden nach 24 h aufgegraben und die Profile nach strukturellen Besonderheiten augenscheinlich untersucht. Zusätzlich wurde im Querschnitt E im Profilpunkt IIIb (D1-LM, Messpunkt zw. QE III und Querschnittsmitte) ein „Großer Tracer-Versuch“ durchgeführt. Hierfür wurde die Tracermenge auf insgesamt 100l erhöht und das Profil bis zum Sandkern etwa 0,9 m tief aufgegraben. Die am Querschnitt E erkundeten strukturellen Besonderheiten sind exemplarisch in folgender Abb. 86 dargestellt.



Abb. 86: Nach den Infiltrationsversuchen aufgegrabene Profil im Querschnitt E (wasserseitige Deckschicht, Ostdeich)

Das in Abb. 86a abgebildete eingefärbte Profil zeigt eine für den präferentiellen Fluss typische Musterung. Es wird festgestellt, dass einzelne Aggregate nicht eingefärbt sind, wobei die umgrenzende Bodenmatrix eine deutliche Einfärbung aufweist. Das in der 2. Schicht (D2) desselben Messpunktes untersuchte Profil weist eine sichtbare Porenstruktur auf (Abb. 86b). Die krümeligen

7. Ergebnisse

Bodenaggregate lassen sich bereichsweise leicht aus dem Verband lösen und weisen auf eine unzureichende Verdichtung hin.

Die Abb. 86c zeigt das im Messpunkt III eingefärbte Profil mit Fingerflow-Muster. Die sichtbaren Fließpfade deuten auf Makroporen hin, wobei die Art unbestimmt bleibt. Ein im Messpunkt aus dem Verbund gelöstes Bodenaggregat weist auf Wasserbewegungen im Interaggregatporenraum hin (Abb. 86d). Die Oberfläche ist hier deutlich eingefärbt, während die Intraaggregatporen keine Färbung aufweisen. Eine nach Aufbruch der Probe beobachtete schimmernde Oberfläche wird als Indikator für einen hohen Tonmineralanteil gedeutet. Die in Abb. 86e dargestellte Färbung deutet auf eine präferentielle Wasserbewegung unterhalb des oberen Geogitters hin. Die deutlich eingefärbte Porenwand sowie die im Grenzbereich eingefärbte Bodenmatrix sind ein Indikator für den nach der Makroporensättigung eintretenden latenten Wasserfluss.

Die Infiltrationsrate im Messpunkt IV (D1) wird ausschließlich durch den im Profil erkennbaren vertikal führenden Riss (Öffnungsweite etwa 5 mm) hervorgerufen und beträgt $1,1 \cdot 10^{-4} \text{ m s}^{-1}$ (Abb. 86f). Die Rissoberfläche ist hier sichtbar eingefärbt, wobei die Bodenmatrix nicht markiert wurde. Unterhalb des Geogitters (D2) weist die Oberfläche keine Anzeichen einer gerissenen Deckschicht auf (Abb. 86g). Die Infiltrationsrate liegt hier bei $3,3 \cdot 10^{-5} \text{ m s}^{-1}$ und ist somit um den Faktor 3,3 geringer durchlässig als in der Schicht D1.

Die in den Abb. 86h und Abb. 86i dargestellten Profilen zeigen die nach dem „Großen Tracer-Versuch“ eingefärbte Deckschicht. Die Tiefe des eingefärbten Profils variiert von 0,15 m (Abb. 86h) bis 0,45 m (Abb. 86i). Ein signifikanter Makroporenfluss wurde hierbei nicht festgestellt. Bis etwa 0,1 m unterhalb des Geogitters wurde die Deckschicht in einzelnen Bereichen nur leicht angefärbt.

Nach jedem Infiltrationsversuch wurden im jeweiligen Messpunkt ungestörte Stechzylinderproben entnommen, um im Labor die Leitfähigkeit nach DIN EN ISO 17892-11 (2021) sowie die Trockenrohddichte ρ_d zu bestimmen. Die Ermittlung der Leitfähigkeit einer im Proctorgerät hergestellten gestörten Probe (M2 (gestört)) dient als Referenzwert zu den ungestörten Proben. Ergebnisse hierzu sind in der Tab. 12 zusammengefasst.

Tab. 12: Gesättigte hydraulische Leitfähigkeit im Querschnitt E

Querschnitt E - Außenböschung/ OST							
Standort	Methode	ρ_d [g cm ³]	DOC [1]	θ_w [1]	$\theta_{w,sat}$ [1]	n [1]	k_s [m s ⁻¹]
M2 (gestört)	TZ (mit ZD)*	0,952	0,73	0,530			2,77E-9
QE I (D2-LU)	FH (ohne ZD)	0,941	0,72	0,422	0,574	0,63	8,44E-6
QE II (D1-RU)	FH (ohne ZD)	1,003	0,77	0,386	0,526	0,61	3,54E-7
QE III (S1-LM)	FH (ohne ZD)	0,999	0,77	0,346	0,540	0,61	1,34E-5
QE III (D2-LM)	FH (ohne ZD)	0,966	0,74	0,451	0,590	0,62	8,02E-6
QE IV (D1-RM)	TZ (mit ZD)**	1,258	0,97		0,505		1,12E-6
QE V (D2-LO)	FH (ohne ZD)	1,043	0,80	0,494	0,554	0,59	7,68E-7
QE VI (D1-RO)	FH (ohne ZD)	1,078	0,83	0,398	0,526	0,56	8,21E-7
QE VI (D2-RO)	FH (ohne ZD)	0,973	0,75	0,391	0,540	0,61	2,93E-5

* Einlaufdruck 3,66 bar, Auslaufdruck 3,3 bar und Zelldruck 3,96 bar
** Einlaufdruck 1,9 bar, Auslaufdruck 1,8 bar und Zelldruck 2,0 bar
FH: Bestimmung der gesättigten hydraulischen Leitfähigkeit bei fallendem Wasserspiegel (falling head) nach DIN 18130-1 (1998)
TZ: Bestimmung der gesättigten hydraulischen Leitfähigkeit in der Triaxialzelle (falling head) nach DIN EN ISO 17892-8 (2018)
DOC: Quotient aus Trockenrohddichte ρ_d und optimaler Dichte (OD) 1,3 g cm³ nach SAATHOFF, CANTRÉ und SIKORA (2015); vgl. Anh.-C Abb. 221

Den in Tab. 12 aufgeführten Laborergebnissen ist zu entnehmen, dass der Verdichtungsgrad der ungestörten Proben im Bereich von 0,72 bis 0,83 liegt, wobei die Probe QE IV (D1-RM) mit einem Verdichtungsgrad nahe dem Optimum (DOC 0,97) eine Ausnahme bildet. Die geringste Leitfähigkeit wurde mit $2,77 \cdot 10^{-9} \text{ m s}^{-1}$ an der gestörten Materialprobe im Triaxialversuch ermittelt, obwohl für diese Probe ein vergleichsweise niedriger Verdichtungsgrad (0,73) bestimmt wurde. Die im Laborversuch anhand der ungestörten Proben ermittelte Leitfähigkeit variiert im Bereich von $3,54 \cdot 10^{-7} \text{ m s}^{-1}$ bis $2,93 \cdot 10^{-5} \text{ m s}^{-1}$ und liegt somit etwa eine halbe bis ganze Größenordnung unterhalb der in Abb. 86 dargestellten Infiltrationsraten.

Die Ergebnisse zeigen anhand der gestörten Proben, dass der Verdichtungsgrad und die Leitfähigkeit aufgrund der in der Deichdeckschicht vorhandenen Heterogenität keine direkte Korrelation aufweisen. In diesem Zusammenhang weisen die Proben QE II (D1-RU) und QE III (D1-LM) vergleichbare Verdichtungsgrade auf, wobei die ermittelten Leitfähigkeiten um zwei Größenordnungen voneinander abweichen. Die Probe mit der höchsten Verdichtung (QE IV D1-RM) weist mit einem k_s -Wert von $1,12 \cdot 10^{-6} \text{ m s}^{-1}$ eine hydraulische Leitfähigkeit auf, die etwa dem Mittelwert der Versuchsreihe entspricht.

7.1.2 Pedotransferfunktionen

Für das Baggergut M1, M2 und M3 wird die hydraulische gesättigte Leitfähigkeit anhand der in Abs. 2.3.3 beschriebenen Schätzfunktionen ermittelt. Als Eingangswerte werden die in Anh.-C Abb. 220 bis Abb. 222 genannten geotechnischen Größen der einzelnen Versuchsreihen (2011 RS; 2012

7. Ergebnisse

BackS; 2013 DikeJ/F und 2014 BackS) angewandt. Die Ergebnisse werden dabei in Abhängigkeit streuender Eingangsgrößen durch Spannweiten dargestellt (vgl. Abb. 87 bis Abb. 89).

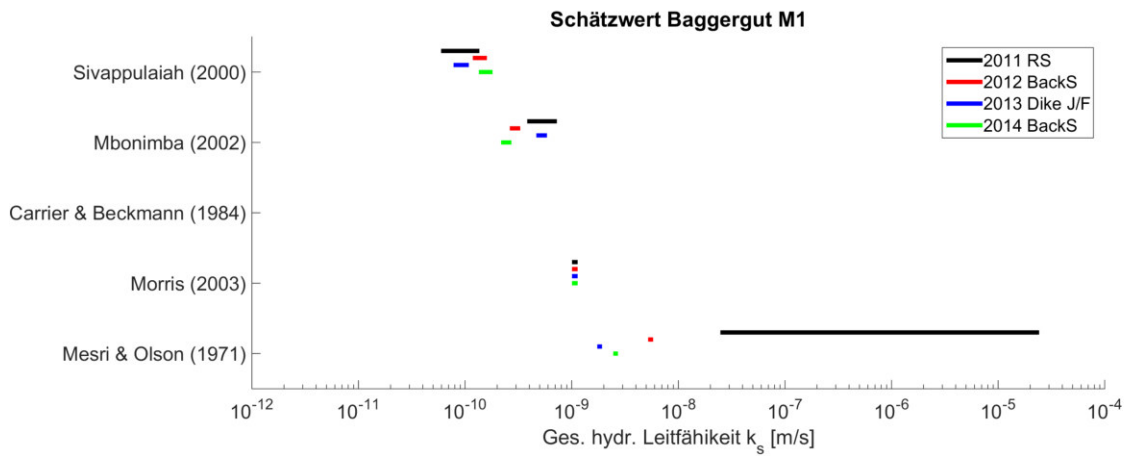


Abb. 87: Aus Bodenkennwerten geschätzte hydr. Leitfähigkeit für M1

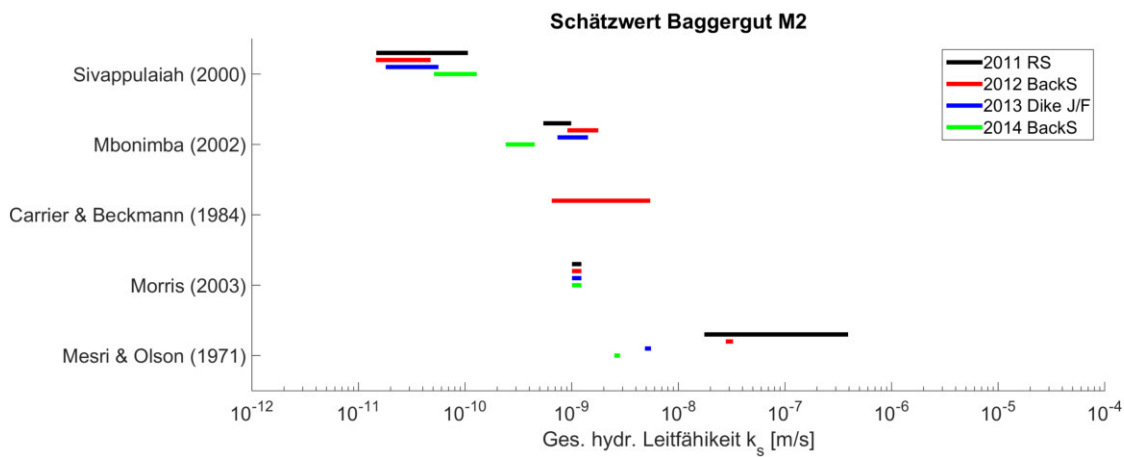


Abb. 88: Aus Bodenkennwerten geschätzte hydr. Leitfähigkeit für M2

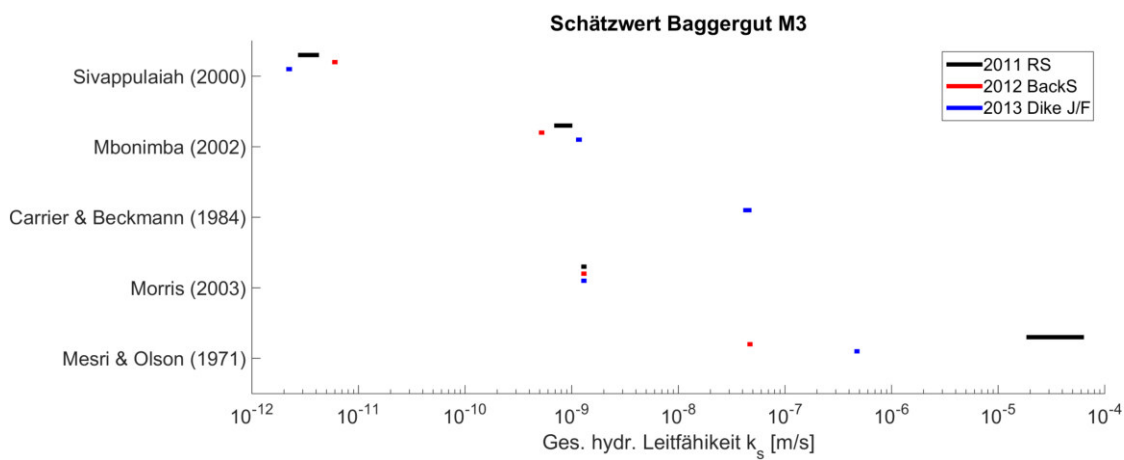


Abb. 89: Aus Bodenkennwerten geschätzte hydr. Leitfähigkeit für M3

Die Berechnung der k_s -Werte für feinkörniges organikreiches Baggergut führt auf Grundlage der verwendeten Schätzfunktionen und Eingangsgrößen zu großen Spannweiten von $2,2 \cdot 10^{-12} \text{ m s}^{-1}$ bis $6,1 \cdot 10^{-5} \text{ m s}^{-1}$. Am Beispiel der durch MESRI und OLSON (1971) aufgestellten Beziehung [Gl. 17] ist die große Spannweite der Rückstellprobe 2011 (RS 2011) auf die benannte Streuung des Plastizitätsindex I_P zurückzuführen. Die Berechnung der k_s -Werte nach der in CARRIER und BECKMANN (1984) ermittelten Formulierung [Gl. 15] ist nur für M2 (2012 BackS) und M3 (2013 Dike J/F) möglich. Ein hoher Plastizitätsindex der Baggergutmaterialien bewirkt i.d.R. eine Negativierung des 2. Terms und führt demnach rechnerisch zu negativen k_s -Werten.

Nach dem Ansatz von SIVAPPULAI AH, SRIDAHARAN und STALIN (2000) werden tendenziell sehr niedrige k_s -Werte berechnet. Während die Schätzwerte für M1 im Bereich der im Labor im Triaxialversuch ermittelten k_s -Werte (ungestörte Proben) liegen, wird die gesättigte hydraulische Leitfähigkeit der Materialien M2 und M3 mit Abweichung in einer Größenordnung von ein bis zwei Potenzen hinsichtlich des Triaxialversuchs unterschätzt. Die durch MORRIS (2003) und MBONIMPA et al. (2002) benannten Schätzfunktionen liefern Näherungswerte, die den im Labor anhand ungestörter Proben ermittelten hydr. Leitfähigkeiten nahekommen.

Die funktionalen Abhängigkeiten zwischen Porenziffer e und Atterberggrenzen (w_P , w_L) der in MORRIS (2003) und SIVAPPULAI AH, SRIDAHARAN und STALIN (2000) genannten Schätzfunktionen sind in Abb. 90 dargestellt.

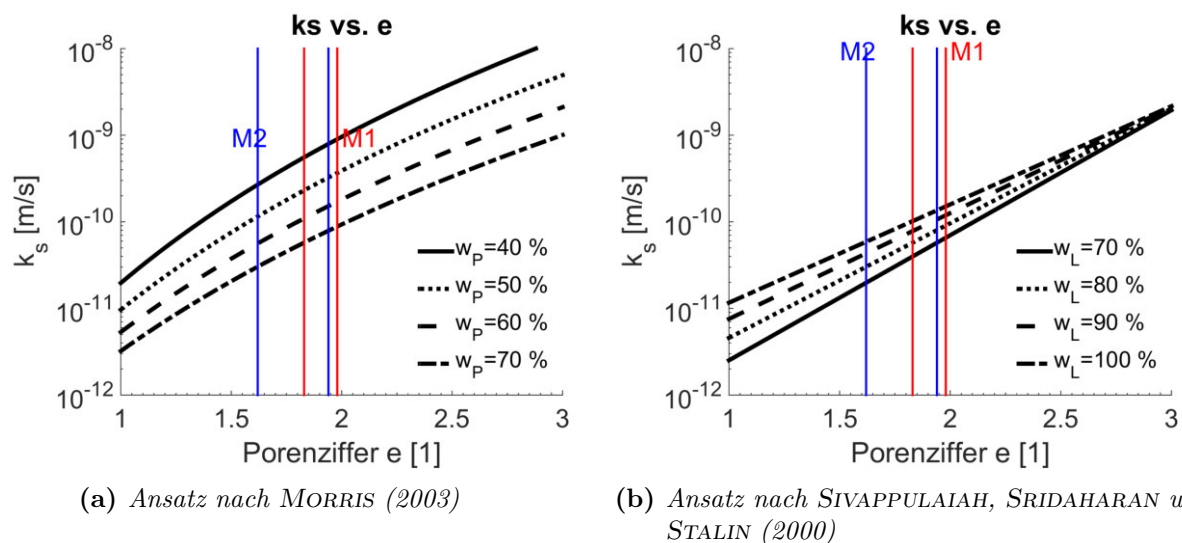


Abb. 90: Abhängigkeiten der Schätzfunktionen für feinkörniges Baggergut ohne Sekundärporen

Für beide Funktionen werden mit $e = 1$ k_s -Schätzwerte von etwa $1 \cdot 10^{-11} \text{ m s}^{-1}$ bestimmt. Mit zunehmender Porenziffer nimmt der Schätzwert der gesättigten hydr. Leitfähigkeit zu. Im Bereich der an gestörten Laborproben des Rostocker Baggerguts (M1, M2) ermittelten Porenziffern beträgt die geschätzte Leitfähigkeit etwa $1 \cdot 10^{-10} \text{ m s}^{-1}$. Aufgrund der vorhandenen Streubreiten der Plastizitätsgrenze (w_P) und Fließgrenze (w_L) ergeben sich Unsicherheiten bei der Schätzung, die z.B. bei MORRIS (2003) für $e = 2$ im Bereich einer Größenordnung liegt.

7.1.3 Bodenwasserretentionsfunktion der Baggergutmaterialien M1, M2 und M3

Im Labor³⁶ wurden die SWCC der Baggergutmaterialien M1, M2 und M3 nach der Desorptionemethode (DIN EN ISO 11274 2020) bestimmt. Untersucht wurden insgesamt 23 aus der Deichdeckschicht des Rostocker Forschungsdeiches entnommene, ungestörte Materialproben (vgl. S.9, AII.-Tab. 5 in SAATHOFF, CANTRÉ und SIKORA 2015). Die einzelnen Messkurven³⁷ sind in Abb. 91 dargestellt und bilden die Grundlage zur Abschätzung der teilgesättigten Leitfähigkeiten der in Abs. 7.2 beschriebenen numerischen Modelle.

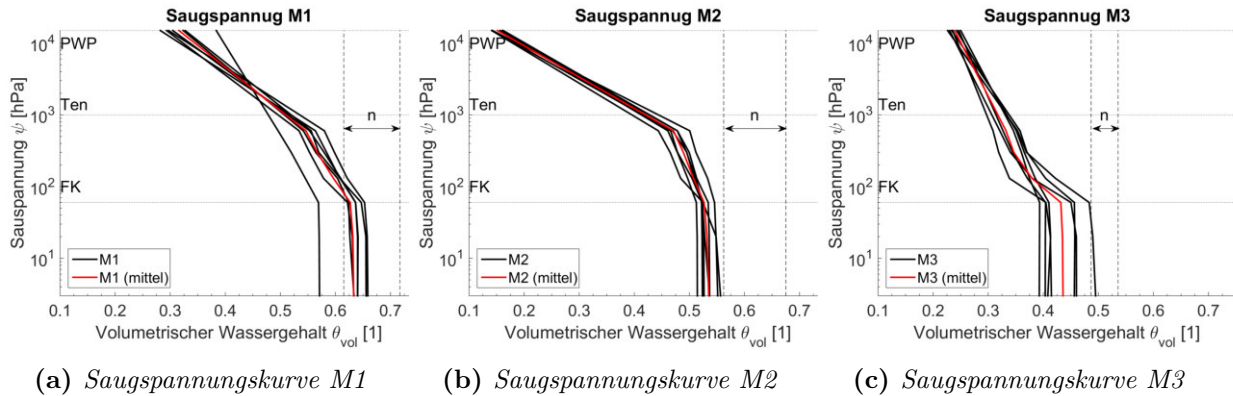


Abb. 91: Im Labor ermittelte Bodenwasserretentionskurven der Baggergutmaterialien M1 bis M3

Die in Abb. 91 dargestellten SWCC zeigen eine für Lehme (vgl. Abb. 21; S. 41) typische Charakteristik mit hohen Anteilen der nutzbaren Feldkapazität³⁸ (nFK), die gleichbedeutend mit hohen Anteilen des pflanzenverfügbaren Wassers sind. Die in den Grafiken dargestellten Grenzen für n markieren die im Laborversuch ermittelten Porenräume. Die Differenz aus n und dem Wassergehalt der sich bei der Feldkapazität (FK) einstellt, bezeichnet die Luftkapazität (LK). Dieser Wert ist gleichzusetzen mit demjenigen Anteil äquivalenter Grobporen mit Durchmesser $D > 50 \mu\text{m}$, die bereits durch das Anlegen sehr niedriger Saugspannungen (ψ 0 hPa bis -60 hPa) entwässern. Die in der Abb. 91 als Ten gekennzeichnete Grenze markiert den unteren Grenzbereich der im Feld verwendeten Tensiometer T151 und verdeutlicht, dass Wassergehalte für M1 $< 0,5$, für M2 $< 0,4$ und für M3 $< 0,35$ außerhalb des Messbereiches liegen.

Aufgrund der hohen Saugfähigkeiten der Baggergutmaterialien liegen die im Mittel zusammengefassten volumetrischen Wassergehalte θ_w im permanenten Welkepunkt (PWP: $\psi -15\,000$ hPa) für M1 bei 0,32, für M2 bei 0,15 und für M3 bei 0,24. Da auch nach längeren Trockenphasen am Rostocker Forschungsdeich in der Deckschicht Saugspannungen $\psi > -870$ hPa aufgezeichnet wurden (vgl. Messdaten im Anhang C), ist abzuleiten, dass Wassergehalte $\theta_{w,M1} \geq 0,55$; $\theta_{w,M2} \geq 45$ und $\theta_{w,M3} \geq 0,33$ im Versuchszeitraum nicht unterschritten wurden. Bezogen auf den Gesamtporenraum beträgt der Anteil dieser hydraulisch wirksamen Poren für M1 13,7%, für M2 13,9% und für M3 17,8%. Der nach [Gl. 19] berechnete idealisierte Porenradius beträgt $r \geq 1,75 \mu\text{m}$ und umfasst nach AMER (2012)³⁹ den definierten Porenraum der schnell entwässernden Grobporen und langsam entwässernden Mittelporen.

³⁶ausgeführt durch die Professur für Bodenphysik und Ressourcenschutz; Universität Rostock

³⁷Tabellenwerte s. Anhang-D Tab. 19

³⁸nutzbare Feldkapazität (nFK) = Feldkapazität (FK) - permanenter Welkepunkt (PWP)

³⁹Schnell entwässernde Pore (rapidly drainable pore, RDP) mit $r = 15 \mu\text{m}$ bis $2500 \mu\text{m}$

Die Implementierung einer geeigneten Bodenwasserretentionsfunktion in das numerische Modell bildet die zur Simulation der Wasserbewegung innerhalb der vadosen Bodenzone notwendige Grundlage. In diesem Zusammenhang wurden die Anpassungsparameter der in FEFLOW verfügbaren Pedotransferfunktionen (vgl. Abs. 2.3.6.1) an die in Abb. 91 dargestellten Bodenwasserretentionskurven angepasst. Die Ergebnisse der Anpassung an das durch VAN GENUCHTEN (1980) beschriebene Modell (VG) [Gl. 26] sind unter Variation des Kurvenparameters $m_{(VG)}$ ($m_{(VG)} = 1 - 1/n_{(VG)}$, $m_{(VG)} = 1 - 2/n_{(VG)}$ und $m_{(VG)} = \text{variabel}$) im Anh.-C Tab. 21 bis Tab. 23 zusammengefasst. Für das in BROOKS und COREY (1964) beschriebene Modell (BC) [Gl. 28] sind die Ergebnisse der Anpassung in Anhang-D der Tab. 24 enthalten. Darüber hinaus wurden die im Labor ermittelten Bodenwasserretentionsfunktionen an das Modell nach HAVERKAMP (HA) [Gl. 27], an einer exponentiellen Funktion (Exp) [Gl. 29] sowie einer linearen Funktion (Lin) angepasst. Die Ergebnisse sind im Anh.-C Tab. 25 bis Tab. 27 zusammengefasst. Die während der Anpassung ermittelten Residuen der betrachteten PTFs sind folgend in Abb. 92 dargestellt.

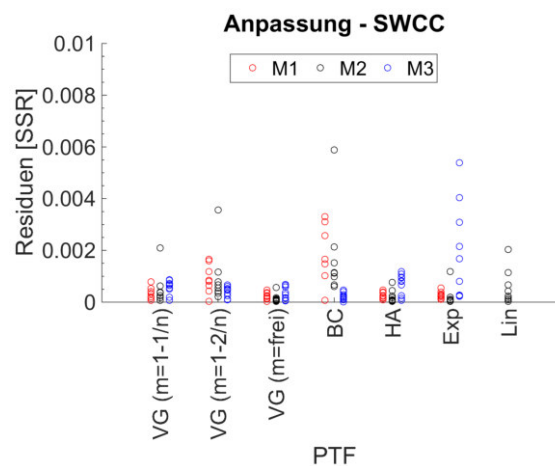


Abb. 92: Anpassungsgüte der SWCC-Anpassung

Anhand der Abb. 92 wird deutlich, dass die Anpassungen innerhalb der Materialien für einzelne PTFs teilweise stark streuen. Vergleichsweise gute Anpassungen können für alle drei Materialien unter Anwendung der VAN GENUCHTEN-Modelle erzielt werden, in denen der Formparameter $m_{(VG)}$ entweder in Abhängigkeit zu $n_{(VG)}$ gestellt wird ($m_{(VG)} = 1 - 1/n_{(VG)}$) oder unabhängig ist, sowie nach dem Ansatz von HAVERKAMP. Die gute Anpassung unter Verwendung des frei wählbaren Formparameter $m_{(VG)}$ resultiert allerdings in eine höhere Streuung der anderen Anpassungsparameter und führt zur Überanpassung der PTF an die Labormesswerte. Geringe Streuungen der Formparameter treten im VAN GENUCHTEN-Modell ($m=1-1/n$) auf. Für den Formparameter streuen die Werte hier für das Material M1 um einen Mittelwert $0,286 \text{ m}^{-1}$, für M2 um $0,106 \text{ m}^{-1}$ und für M3 um $1,01 \text{ m}^{-1}$.

Die Ergebnisse der Parameteranpassung sind für die in Abs. 2.3.6.1 beschriebenen PTFs in Tab. 13 aufgeführt. Für das Baggergutmaterial M2 sind die geschätzten Retentionskurven der PTF-Modelle I, III, V und VI exemplarisch in Abb. 93 dargestellt.

Tab. 13: Anpassung Saugspannung (Jurisch, Cantré und Saathoff 2020)

	Modell	Fitting Parameter	$\theta_s[1]$	$\theta_r[1]$	SSR
M1	I	$\alpha_{(VG)}: 0,286 \text{ m}^{-1}; n_{(VG)}: 1,82$	0,6325	0,00	3,19E-04
	II	$\alpha_{(VG)}: 0,115 \text{ m}^{-1}; n_{(VG)}: 0,79; m_{(VG)}: 0,306$	0,64	0,01	2,14E-04
	III	$\alpha_{(HA)}: 12,33; \beta_{(HA)}: 0,71$	0,64	0,20	2,23E-04
	IV	$\alpha_{(BC)}: 0,503 \text{ m}^{-1}; n_{(BC)}: 0,152$	0,62	0,00	1,66E-03
	V	$\alpha_{(Exp)}: 0,053 \text{ m}^{-1}; \psi_{a(Exp)}: 0,44 \text{ m}$	0,63	0,32	3,86E-04
	VI	$\psi_{a(Lin)}: -0,02 \text{ m}; \psi_{b(Lin)}: -20,80 \text{ m}$	0,63	0,32	6,11E-04
M2	I	$\alpha_{(VG)}: 0,106 \text{ m}^{-1}; n_{(VG)}: 1,44$	0,53	0,00	3,84E-04
	II	$\alpha_{(VG)}: 0,003 \text{ m}^{-1}; n_{(VG)}: 0,73; m: 2,62$	0,54	0,00	1,40E-04
	III	$\alpha_{(HA)}: 20,46; \beta_{(HA)}: 0,78$	0,54	0,00	4,53E-04
	IV	$\alpha_{(BC)}: 0,205 \text{ m}^{-1}; n_{(BC)}: 0,48$	0,53	0,07	1,51E-03
	V	$\alpha_{(Exp)}: 0,205 \text{ m}^{-1}; \psi_{a(Exp)}: -1,32 \text{ m}$	0,53	0,14	5,89E-05
	VI	$\psi_{a(Lin)}: -0,02 \text{ m}; \psi_{b(Lin)}: -35,55 \text{ m}$	0,53	0,15	2,35E-04
M3	I	$\alpha_{(VG)}: 1,007 \text{ m}^{-1}; n_{(VG)}: 1,36$	0,44	0,20	5,05E-04
	II	$\alpha_{(VG)}: 2,83 \text{ m}^{-1}; n_{(VG)}: 16,10; m_{(VG)}: 0,006$	0,44	0,002	3,76E-04
	III	$\alpha_{(HA)}: 3,86; \beta_{(HA)}: 0,916$	0,54	0,00	4,53E-04
	IV	$\alpha_{(BC)}: 0,200 \text{ m}^{-1}; n_{(BC)}: 1,88$	0,44	0,15	1,64E-04
	V	$\alpha_{(Exp)}: 0,079 \text{ m}^{-1}; \psi_{a(Exp)}: 3,06 \text{ m}$	0,42	0,24	2,30E-03
	VI	$\psi_{a(Lin)}: -0,01 \text{ m}; \psi_{t(Lin)}: -10,34 \text{ m}$	0,43	0,24	1,91E-03

Saug.Sp.-Modell: I Van Genuchten-Mualem, II Mod. Van Genuchten, III Haverkamp, IV Brooks & Corey, V Exponentiell, VI Linear

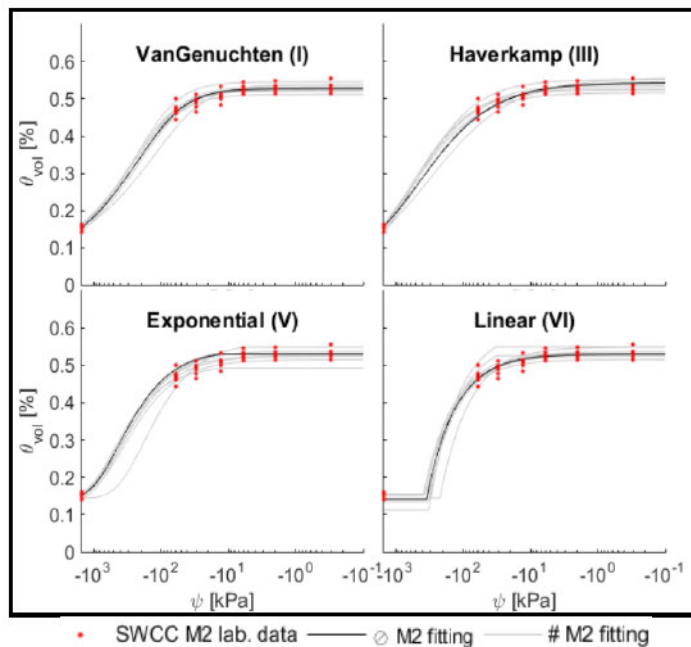


Abb. 93: Angepasste Retentionskurven für das Baggergutmaterial M2 (JURISCH, CANTRÉ und SAATHOFF 2020)

Verglichen mit den in Anh.-C Tab. 28 zusammengetragenen charakteristischen Anpassungsparameter für unterschiedliche Bodenarten weisen die Materialien M1 und M2 ein Saugspannungsverhalten

auf, das denen der Tonböden und schluffigen Tonböden nahekommt. Das Material M3 hingegen zeigt ein Verhalten, das für schluffig-tonige Lehme charakteristisch ist.

Die Implementierung geeigneter Anpassungsparameter wurde in JURISCH, CANTRÉ und SAATHOFF (2020) getestet, um die im Rostocker Forschungsdeich gemessenen Saugspannungskurven im Modell abzubilden. Hierbei wird festgestellt, dass die Berücksichtigung geschätzter Parameter im numerischen Modell nicht zwangsläufig zu einer Verbesserung in der Modellanpassung führt. Durch die Einbindung der ermittelten Formparameter lassen sich im Modell permanent hohe Wassergehalte in der Deckschicht simulieren. Andererseits konnte auch unter der Berücksichtigung der Bodenwasserhysterese keine exakte Übereinstimmung zwischen den simulierten Saugspannungskurven und den beobachteten Saugspannungskurven zum Zeitpunkt der Be- und Entfeuchtung des Deichquerschnittes unter Verwendung der unterschiedlichen Anpassungsmethoden nachgebildet werden. In diesem Fall empfiehlt SLEEP (2011) die Anpassung von Formparametern durch die Approximation des numerischen Modells durchzuführen.

7.1.4 Wühltiere am Rostocker Forschungsdeich

Für die Erkundung der Wühltierschäden wurde die in CASSIDY (2002) und PAGENKEMPER et al. (2015) beschriebene Methode der videoendoskopischen Sondierungen erprobt, um Rückschlüsse bezüglich der Verzweigkeit, der Tiefe und Länge einzelner Gangsysteme zu erhalten. Die Methode wurde zunächst im Labor (vgl. Anh.-D Abb. 225) und abschließend im Feld getestet. Im Ergebnis wird festgestellt, dass die Methode aufgrund von Störanfälligkeiten (z.B. verschmutzte Linse, Sichttrübung durch Kondenswasser), der Handhabung (z.B. schlechte Navigierbarkeit innerhalb des Wühltiergangs) sowie der unsicheren Datenauswertung (z.B. Fehleinschätzung der Streckenlänge und der Gangdurchmesser) keine Eignung aufweist.

Einzelne Maulwurf-Gangsysteme wurden am Polder III mit der Hand freigelegt und der Verlauf anschließend per DGPS-Signal eingemessen. Auf Basis von UAV-Befliegungen wurden die Maulwurfshaufen auf dem Rostocker Forschungsdeich sowie den angrenzenden Flächen kartiert (s. Anh.-D Abb. 228 und Abb. 229). Einzelne Feldmausgänge wurden oberflächennah freigelegt und nach Bruthöhlen abgesucht.

Insgesamt wurden mit der Methode 386 Maulwurfshaufen auf dem gesamten Versuchsgelände gezählt. Lediglich vier Maulwurfsgänge wurden auf der hydraulisch wirksamen (wasserseitigen) Infiltrationsfläche im Ostdeich im Polder II registriert. Die Erkundungen der Maulwurfsgänge zeigen, dass die Gangsysteme sowohl auf der Deichkrone als auch auf der Böschung überwiegend in einer Tiefe von 5 cm bis 20 cm parallel zur Geländeoberfläche verlaufen. Die Breite der Gänge variierte im Bereich von 4 cm bis 8 cm. Im Untersuchungsgebiet wurden drei Gänge mit weniger als 3 m Länge erkundet, die keine oder sehr kurze Abzweigungen aufwiesen. Lediglich ein größeres, vollständig verbundenes Gangsystem konnte mit mehreren abzweigenden Nebengängen und zwei Kammern (Tiefe: > 40 cm, Breite: 12 cm) auf einer Fläche von etwa 10 m x 10 m am Querdamm des Polder III nachgewiesen werden.

Anhand der Individuensichtung und der oberflächennahen Freilegung der Mausgänge wird festgestellt, dass es sich bei der zweiten am Rostocker Forschungsdeich aktiven Wühltierart um Feldmäuse (*Microtus arvalis*) handelt. Die erkundeten Gänge verlaufen ausschließlich innerhalb der Grasnarbe in 1 cm bis 10 cm Tiefe parallel zur Geländeoberkante. Entlang der Eingänge wurde kein oder sehr wenig seitlich aufgeworfenes Aushubmaterial gefunden. Bruthöhlen wurden keine entdeckt.

7. Ergebnisse

Während der in den Jahren 2017 und 2020 untersuchten Profilerkundungen (vgl. Abs. 7.1.1.2) wurden nur in zwei Profilen (QE-Westdeich, QB-Ostdeich) Maulwurfsgänge gesichtet. Regenwurm-gänge konnten vereinzelt nachgewiesen und traten in geringer Häufigkeit auf (Abb. 94).



(a) Regenwurm und Regenwurmgänge in der Deckschicht (QE E - Westdeich, 2020)



(b) Wühltiertgang in 35 cm Tiefe (QE E - Westdeich, 2020)

Abb. 94: Während der Profilerkundung erkannte Wühltiertgänge

7.1.5 Fazit

Am Ost- und am Westdeich wurden am Polder I und II etwa 6 bis 8 Jahre nach der Herstellung des Deiches Infiltrationsraten im Bereich von $1,1 \cdot 10^{-5} \text{ m s}^{-1}$ bis $1,4 \cdot 10^{-4} \text{ m s}^{-1}$ gemessen. Die zur Herstellung der Deichdeckschicht verwendeten Baggergutmaterialien M1 und M2 sind gem. Tab. 3 (S. 32) als *durchlässig* zu bewerten. In der Deichdeckschicht werden an sämtlichen beprobten Standorten höhere Infiltrationsraten nachgewiesen, wobei keine deutlichen Unterschiede hinsichtlich der Verdichtungstechnologie, des Materials oder Schichttiefe festgestellt wurden. Lediglich an den durch Schrumpfungsrisse gekennzeichneten Standorten wird die Infiltrationsrate um den Faktor 2 - 5 überschritten.

Zusammenfassend zeigen die Laborergebnisse zur Bestimmung der gesättigten hydraulischen Leitfähigkeit (FH-Methode), dass die aus der Deichdeckschicht entnommenen ungestörten Materialproben des feinkörnigen organikreichen Baggerguts k_s -Werte im Bereich von $3,54 \cdot 10^{-7} \text{ m s}^{-1}$ bis $2,93 \cdot 10^{-5} \text{ m s}^{-1}$ aufweisen. Die im Feld beobachtete Infiltrationsrate wird unter Annahme der Laborwerte hierdurch um ein bis zwei Größenordnungen unterschätzt. Die größte Abweichung zwischen der in-situ gemessenen Infiltrationsrate und der Labormethode resultiert aus der im Triaxialversuch ermittelten hydraulischen Leitfähigkeit, die anhand gestörter Proben und nach Aufbereitung im Proctorgerät ermittelt wurde. Mit $k_s < 1 \cdot 10^{-9} \text{ m s}^{-1}$ wird die im Feld beobachtete Infiltration hierbei um etwa 4 - 5 Größenordnungen unterschätzt.

Die Anwendung von Schätzfunktionen zur Bestimmung der k_s -Werte feinkörniger organikreicher Baggergutmaterialien führt unter hoher Unsicherheit zu Ergebnissen mit großer Streubreite. Unter Anwendung der MORRIS (2003) und MBONIMPA et al. (2002) beschriebenen Methode werden für M1 und M2 k_s -Werte im Bereich von $1 \cdot 10^{-10} \text{ m s}^{-1}$ bis $1 \cdot 10^{-9} \text{ m s}^{-1}$ bestimmt, die als Näherungswerte der anhand gestörter Proben im Triaxialversuch bestimmten k_s -Werte im Fall der durchgeführten Untersuchungen treffend sind. Die Anwendung der in MESRI und OLSON (1971) beschriebenen Methode führt unter Annahme eines niedrigen Plastizitätsindex ($I_P > 4\%$) zu hohen k_s -Werten von bis zu $2,3 \cdot 10^{-5} \text{ m s}^{-1}$ und $6,1 \cdot 10^{-5} \text{ m s}^{-1}$, wobei die Ergebnisse mit den im Feld

ermittelten Infiltrationsraten vergleichbar sind.

Die Untersuchung der SWCC führt zu dem Fazit, dass die VAN GENUCHTEN-Methode unter Berücksichtigung von Streubändern für die Modellierung der Wasserbewegung innerhalb der Deichdeckschicht geeignet ist. Für den Anpassungsparameter $\alpha_{(VG)}$ der Materialien M1 und M2 werden Werte im Bereich von $0,106 \text{ m}^{-1}$ bis $0,286 \text{ m}^{-1}$ ermittelt. Im Vergleich zu tonigen Materialien (z.B. $\alpha_{(VG)} 0,5 \text{ m}^{-1}$) weist das organikreiche feinkörnige Baggergut ein extrem saugfähiges Materialverhalten auf. Die ermittelten Werte werden in der Modellierung als untere Grenzwerte aufgefasst. Die hohe Saugfähigkeit wird einerseits auf hohe Tonanteile zurückgeführt und andererseits auf den hohen Anteil organischer Substanz. Für das Baggergutmaterial M3 wird mit $\alpha_{(VG)} 1,1 \text{ m}^{-1}$ ein Anpassungswert ermittelt, der hinsichtlich der Saugfähigkeit mit der Eigenschaft schluffig toniger Lehme näherungsweise vergleichbar ist. Das Ergebnis ist auf den erhöhten Sandgehalt zurückzuführen, wobei die Saugfähigkeit durch den Anteil organischer Substanz erhöht wird. Unter Berücksichtigung der Ergebnisse wird für die numerische Modellierung $\alpha_{(VG)}$ für das Konfidenzintervall ($0,1 \text{ m}^{-1}$ bis $1,5 \text{ m}^{-1}$) invers bestimmt.

Da durch die im Feld eingesetzte Messtechnik der Tensiometer lediglich Saugspannungsänderungen im Wertebereich von -100 kPa bis 0 kPa aufgezeichnet wurden, stehen Wassergehaltsänderungen innerhalb der Deichdeckschicht im Bereich $< 0,5$ für M1, $< 0,4$ für M2 und $< 0,35$ für M3 für Auswertungszwecke nicht zur Verfügung.

Die Erkundung der Wühltiergänge führt zu dem Fazit, dass sich die im Messzeitraum beobachtete zügige Durchfeuchtung der aus organikreichen feinkörnigen Baggergut hergestellten Deichdeckschicht nicht auf die Aktivität der Wühltiere zurückführen lässt. Das Habitat der Feldmäuse beschränkt sich auf den oberflächennahen Bereich der Grasnarbe. Das Habitat des Maulwurfs beschränkt sich i.d.R. auf den Wurzelraum in Tiefen von 5 cm bis 20 cm , wobei tiefere Gangsysteme nur selten auftreten. Tiefenwirksame Gangsysteme mit Verbindung zum Stützkörper konnten anhand der stichprobenartig durchgeführten Erkundung nicht nachgewiesen werden. Am Rostocker Forschungsdeich wurden bereits zwölf Monate nach Fertigstellung im Jahr 2013 höhere Sickerraten in Querschnitten aufgezeichnet, obwohl dem Maulwurf nachweislich keine Aktivität in diesen Abschnitten zugeschrieben werden kann (z.B. am Ostdeich QE und QF oder Westdeich QA und QB).

7.2 Simulation

Die folgenden Abschnitte umfassen die Ergebnisse der am FEM-Modell (FEFLOW) durchgeführten inversen Modellierung zur Beschreibung der Deichdurchfeuchtung und Ableitung der geohydraulischen Eigenschaften der aus feinkörnigen organikreichen Baggergut hergestellten Deichdeckschicht. Als Grundlage wird die in Abb. 76 durch Variante 2 dargestellte Zonierung des Querschnittes und der in Abs. 6.2.6 beschriebene Modellaufbau verwendet.

In einem ersten Schritt wird zunächst eine inverse Modellkalibrierung in Anwendung von PEST und AMALGAM durchgeführt. Hierbei werden Ergebnisse generiert, die zur Bewertung der zu erwartenden Optima erforderlich sind und als Grundlage zur Bildung initialer EM im nachfolgenden Arbeitsschritt verwendet werden. Ergebnisse aus diesem Arbeitsschritt sind folgend in Abs. 7.2.1 zusammengefasst.

7. Ergebnisse

Die während der Modellkalibrierung generierten synthetischen Daten werden zunächst zur Erstellung initialer EM (RBF, MLP, ICE und Kriging) verwendet und hinsichtlich ihrer Eignung für die Modellexploration bewertet. Die Ergebnisse aus diesem Arbeitsschritt sind in Abs. 7.2.2 dargestellt.

Bei vorliegender Eignung der EM wird die Modellexploration durchgeführt. Die Fähigkeit zur Modellexploration wird hinsichtlich der Entwicklung, Verbesserung und angestrebten Abbruchkriterien anhand der euklidischen Distanzen und des Korrelationskoeffizienten bewertet. Ergebnisse aus diesem Arbeitsschritt sind im Abs. 7.2.3 zusammengefasst.

Im Abs. 7.2.4 werden Ergebnisse zu den Abhängigkeiten der einzelnen Parameter auf Grundlage des angepassten und vollständig entwickelten EM dargestellt. Hierfür werden die Abhängigkeiten derjenigen Parameter grafisch dargestellt, die in Beziehung zur gesättigten hydraulischen Leitfähigkeit der Deichdeckschicht und dem Stützkörper stehen. Das Modellverhalten wird anhand der prognostizierten Optima abgeleitet.

Abschließend werden die Erkenntnisse aus dem EM auf die Einstauversuche und Querschnitte des Polder I und II (M1, M2) übertragen. Die Ergebnisse sind im Abs. 7.2.5 zusammenfassend dargestellt.

7.2.1 Ergebnisse der Modellkalibrierung

Die folgenden Abschnitte enthalten die auf Grundlage der PEST und AMALGAM-Approximation generierten Ergebnisse der initialen Modellkalibrierung. Die in JURISCH, CANTRÉ und SAATHOFF (2021) beschriebene Vorgehensweise wird hierfür übernommen, wobei ergänzend auf die Ergebnisse der Anpassung an die in Abb. 76 dargestellten FEM-Modelle der Variante 1, 2 und 3 eingegangen wird.

7.2.1.1 PEST

In der Modelloptimierung mit PEST wird als Zielfunktion (OBF) der Wasserstand (HH , Zeitreihe: P1, P2) sowie der Dränabfluss (Q , Kipp-DE) berücksichtigt. Die Modellanpassung wird durch die wSSR in $\sum(HH, Q)$ zusammengefasst. Die Zielfunktionen der an Variante 1⁴⁰ wiederholt durchgeführten PEST-Approximation sind folgend in der Abb. 95 dargestellt.

⁴⁰(vgl. Abb. 76: 3-Zonendeich, homogene Zonierung der Deckschicht)

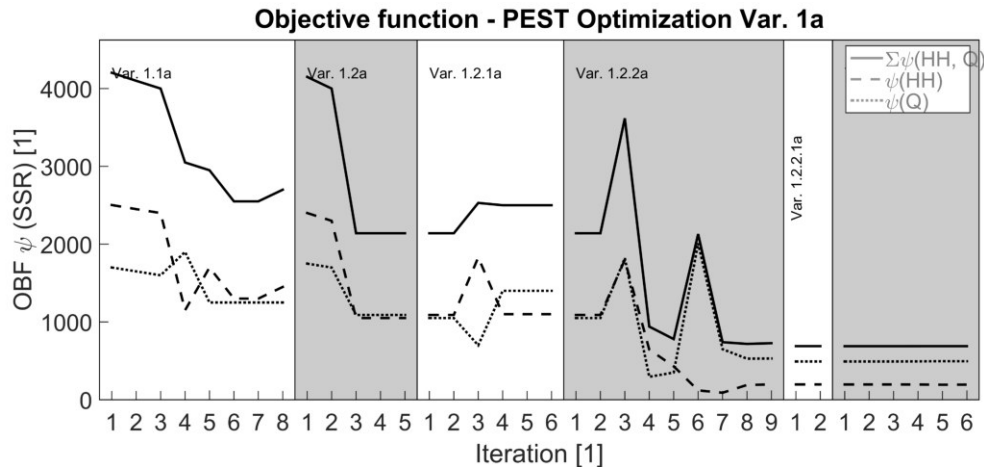


Abb. 95: Anpassung mit PEST - Konvergenz der Zielfunktion (JURISCH, CANTRÉ und SAATHOFF 2021)

Für die initiale Approximation (Var. 1.1a; Var. 1.2a) werden zunächst die in Anh.-C Tab. 31 aufgeführten bekannten Laborwerte angenommen. Die Approximation wurde unter Variation der Zwischenergebnisse nach Abbruch und Justierung der Abbruchkriterien wiederholt. Die Ergebnisse zeigen, dass die Zielfunktion ($\sum(HH, Q)$) beginnend bei einem niedrigen Anpassungsgrad ($wSSR > 4000$) zunächst konvergiert und anschließend auf hohem Niveau bei $wSSR > 2000$ stagniert. Die Wiederholung der Approximation unter geänderten Abbruchkriterien führt lediglich in der Anpassung Var. 1.2.2a zu einer Verbesserung der Modellanpassung. Die der Abb. 95 zugehörigen initialen Eingangparameter und die in der Approximation ermittelten Parameter sind in Anh.-C Tab. 35 aufgeführt. Die Ergebnisse zeigen, dass PEST die initialen Eingangsgrößen lediglich in geringem Umfang adaptiert und die Approximation vorzeitig bei unzureichender Anpassung abbricht.

Ergebnisse der in der PEST-Approximation generierten Zeitreihenanpassung sind am Beispiel der in Var. 1.1a verwendeten initialen Parameter und der in Var. 1.2.2a gefundenen finalen Parameter in Abb. 96 vergleichend gegenübergestellt.

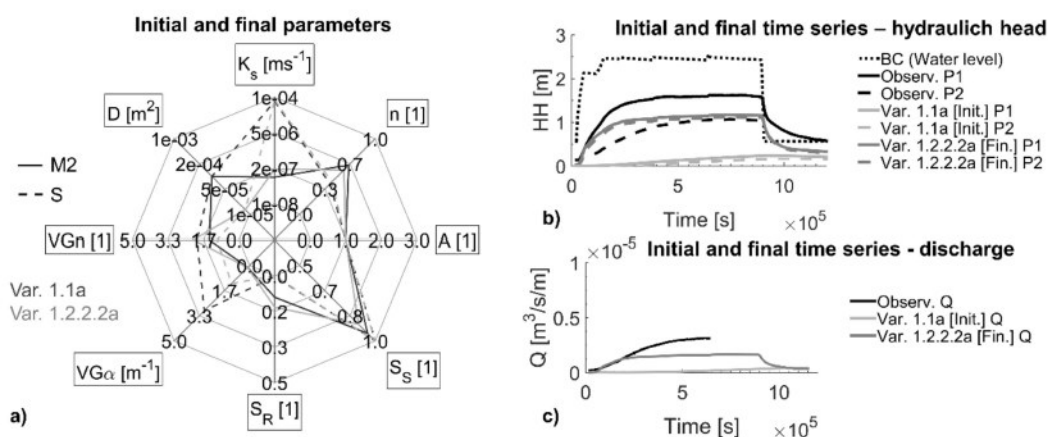


Abb. 96: Anpassung mit PEST - Ergebnisse der Approximation (JURISCH, CANTRÉ und SAATHOFF 2021)

Abb. 96 zeigt, dass nach der Modellanpassung mit PEST deutlich höhere Sickerwasserstände im Stützkörper als auch ein höherer Dränabfluss simuliert werden, als unter der Annahme der aus

7. Ergebnisse

dem Labor übernommenen Eingangswerte der Fall ist. Die finale Simulation der Sickerwasserstände im Deichkörper führt jedoch zu einer annähernd identischen Zeitreihenentwicklung beider Beobachtungspunkte. Der Dränabfluss stagniert nach temporärem Anstieg auf etwa der Hälfte des beobachteten Niveaus.

Die während der PEST-Approximation in den jeweiligen Iterationsschritten berechneten Sensitivitäten sind für die Varianten 1, 2 und 3 folgend in Abb. 97 abgebildet.

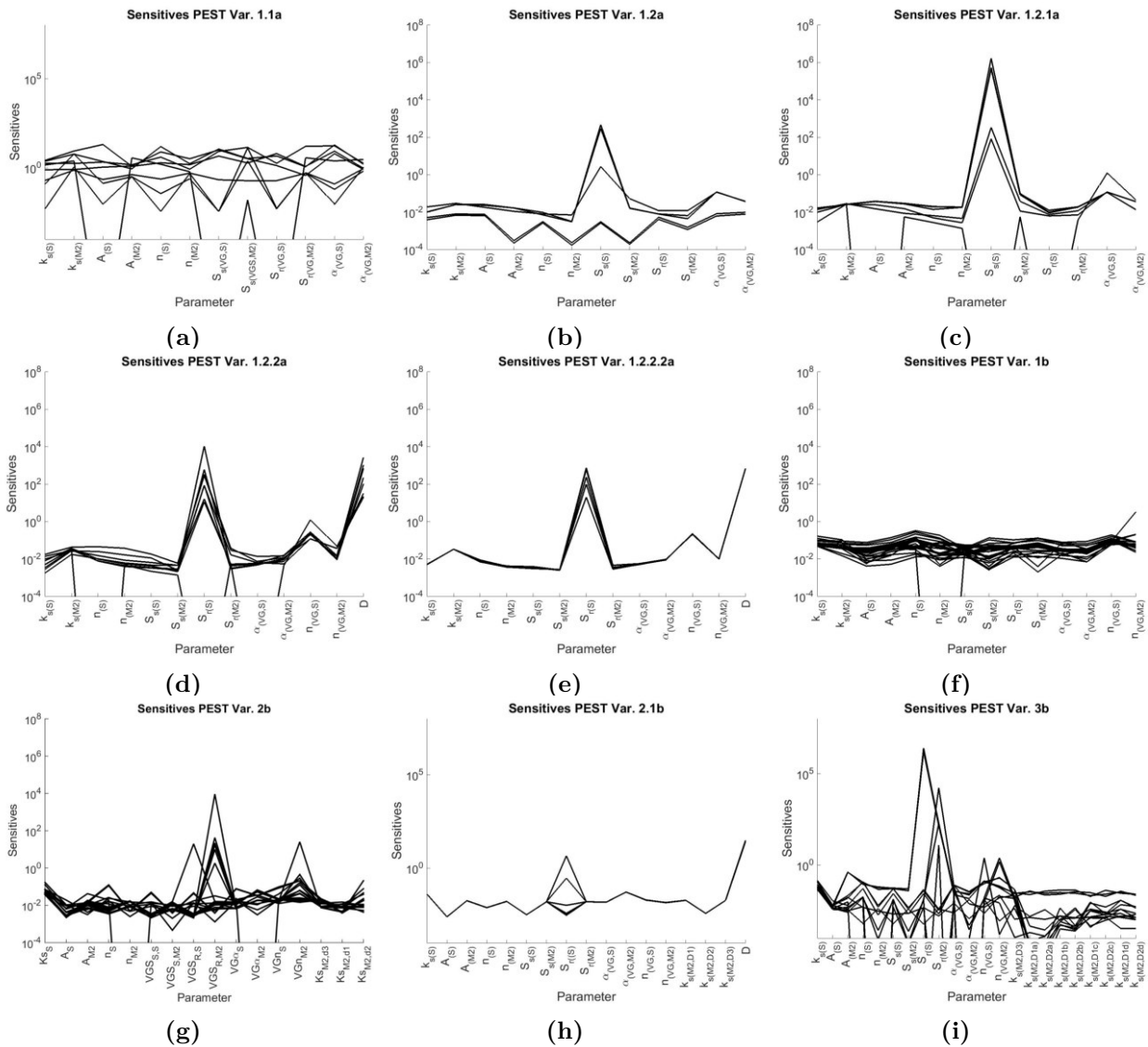


Abb. 97: Parametersensitivität (JURISCH, CANTRÉ und SAATHOFF 2021)

Anhand der Abb. 97 wird deutlich, dass die Sensitivität einzelner Parameter insbesondere bei Var. 1.2a, 1.2.1a, Var. 2b und Var.3b in Abhängigkeit der Iteration stark streut. Innerhalb der Wiederholungen erreicht der Betrag zwischen minimaler und maximaler Sensitivität häufig einen Wert » 20.000. Nach DOHERTY, MUFFELS et al. (2016b) ist dies ein Indikator für ein nicht-lineares Modellverhalten, bei welchem die Approximation mit PEST nur bedingt zuverlässig ausgeführt werden kann.

7.2.1.2 AMALGAM

Zur Erkundung der in der Modellexploration erforderlichen Initialwerte wird die im Abs. 7.2 beschriebene Variante 2 (vgl. Abb. 76) durch AMALGAM approximiert. Als Beobachtungsdaten werden die in Abb. 43 dargestellten Zeitreihen der Pegelwasserstände (OBF1: $\sum HH$), des Dränabflusses (OBF2, Q) sowie die Zeitreihen der Saugspannung (OBF3: $\sum \psi$) verwendet. Für die Approximation wird das FEM-Modell für 120 Individuen in 100 Generationen für insgesamt 12.000 Kombinationen berechnet. Die Pareto-Lösung wird dabei durch AMALGAM für OBF1, OBF2 und OBF3 individuell bestimmt. Für die Beschreibung der Modellabweichung werden die Zielwerte als MSE in Summe zusammengefasst.

Die der Pareto-Lösung zugehörigen 120 Parameter-Kombinationen des numerischen Modells (Variante 2) sind in folgender Abb. 98 als Marginalverteilung sowie in Abb. 99 als Koordinatendiagramm grafisch dargestellt.

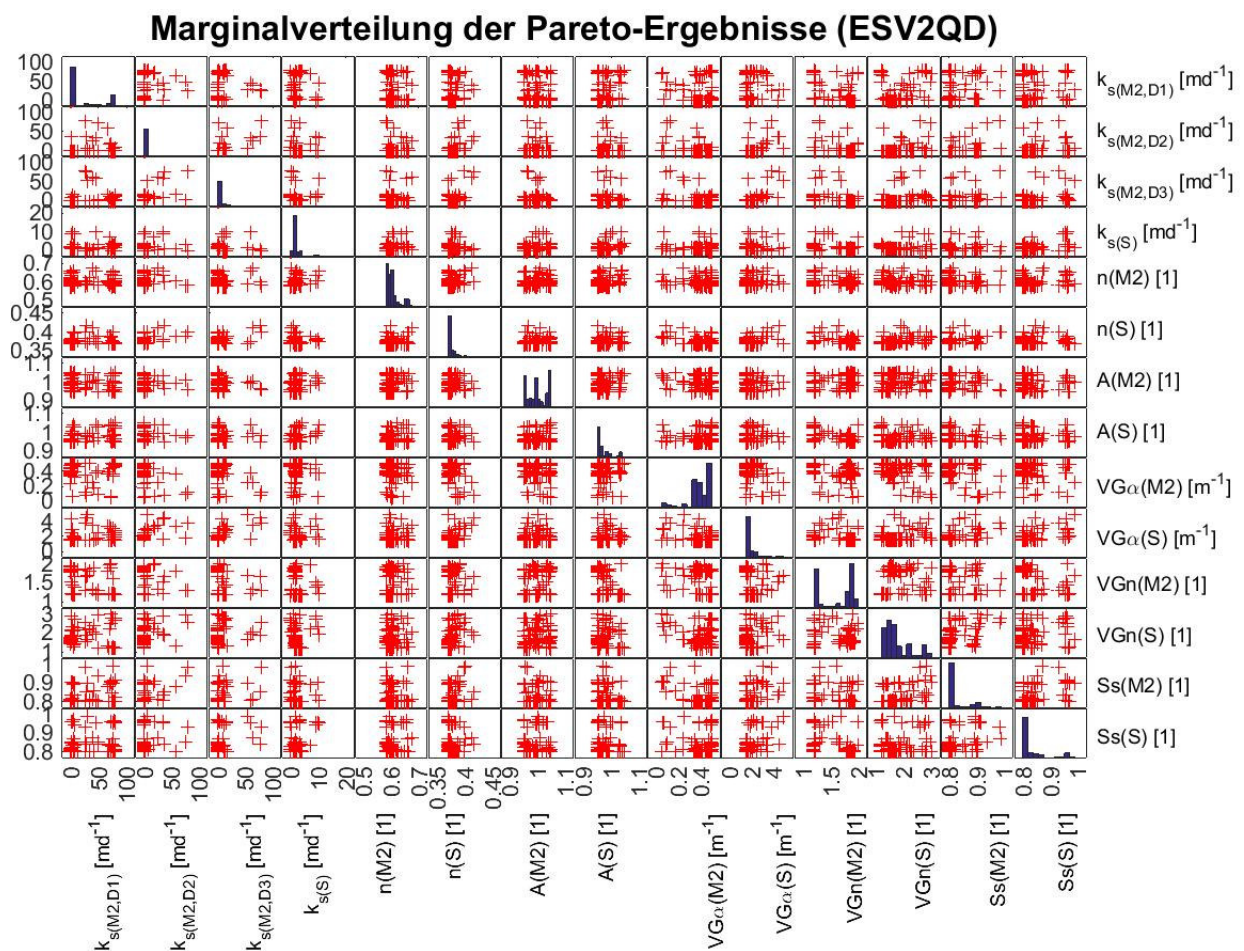


Abb. 98: Histogramm und Marginalverteilung AMALGAM

Am Beispiel der in Abb. 98 dargestellten Marginalverteilung und Histogramme wird für $k_s(M2,D1)$ angedeutet, dass die in der Approximation erkundete hydraulische Leitfähigkeit der oberen Baggergutdeckschicht (M2,D1) eine bimodale Verteilung aufweist. Demnach werden durch AMALGAM Optima identifiziert, wenn im FEM-Modell in der oberen Deckschicht (D1) besonders geringe oder besonders hohe k_s -Werte angenommen werden. Für die untere Baggergutdeckschicht (M2,D2)

7. Ergebnisse

werden Werte mit scharfer Abgrenzung identifiziert, die tendenziell einer unimodalen Verteilung entsprechen. Da die erhobenen Daten allerdings synthetisch erzeugt wurden (Steuerung durch AMALGAM) und eine statistische Unabhängigkeit nicht vorliegt, ist die Interpretation der Daten hinsichtlich der Benennung hydraulischer Eigenschaften der aus feinkörnigen organikreichen Baggergut hergestellten Deichdeckschicht nicht aussagekräftig. Darüber hinaus bleiben multidimensionale Kausalitäten aufgrund der Darstellungsform unberücksichtigt. Die in der PEST-Approximation generierten Ergebnisse spiegeln sich in der AMALGAM-Approximation nicht wider.

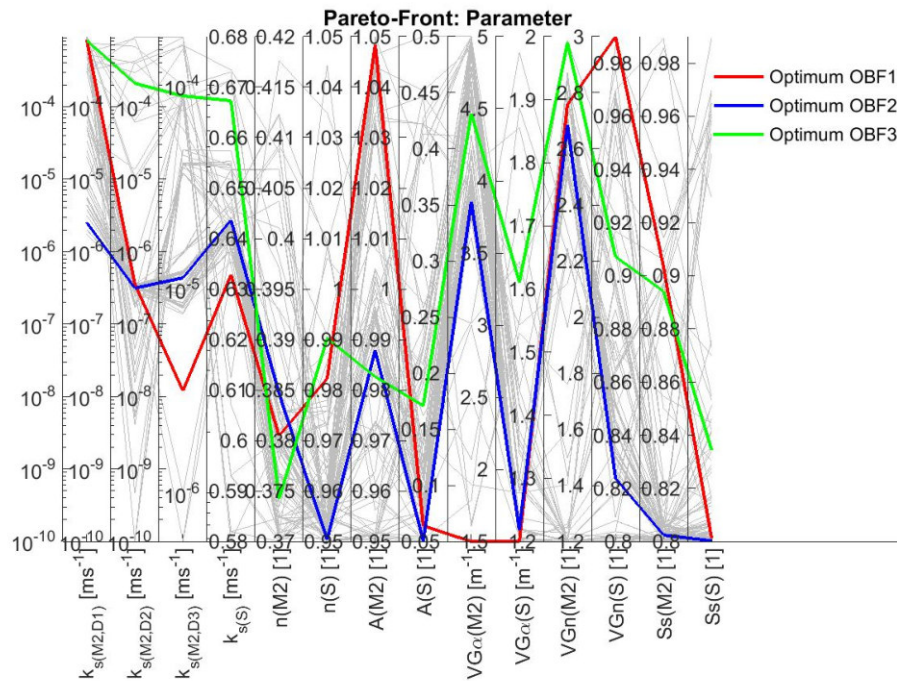


Abb. 99: Koordinatendiagramm AMALGAM

Anhand des in Abb. 99 aufgeführten Koordinatendiagramms ist erkennbar, dass die der Pareto-Lösung zugehörigen Parametersätze große Streuungen innerhalb einzelner Merkmale aufweisen. Am Beispiel der hydraulischen Leitfähigkeit der oberen Baggergutdeckschicht ($k_{s(M2,D1)}$) ist zu erwarten, dass optimale Modelllösungen unabhängig vom Zielwert lediglich für k_s -Werte $> 1 \cdot 10^{-6} \text{ m s}^{-1}$ auftreten. Demgegenüber werden Werte in der unteren Baggergutdeckschicht ($k_{s(M2,D2)}$) im gesamten vorgegebenen Wertebereich von $1 \cdot 10^{-10} \text{ m s}^{-1}$ bis $5,8 \cdot 10^{-4} \text{ m s}^{-1}$ identifiziert.

Die in der Approximation nach der 100. Generation ermittelte Pareto-Lösung ist in Abb. 100 dargestellt.

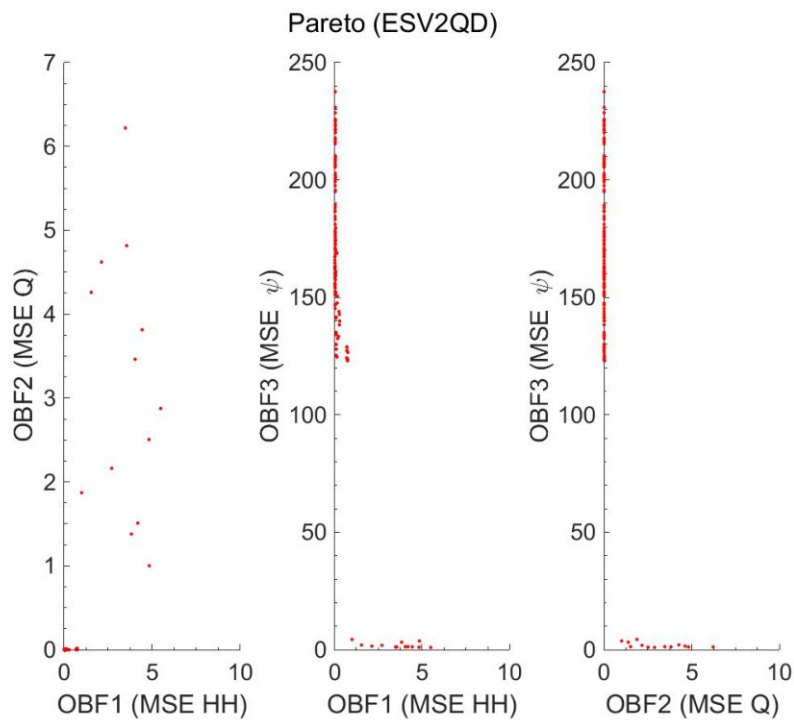


Abb. 100: Pareto AMALGAM

Demnach zeigt die zweidimensionale Pareto-Darstellung der Zielwerte OBF1/OBF2, dass sowohl für die Pegelanpassung ($MSE < 1$) als auch den Dränabfluss ($MSE < 0,01$) Modellanpassungen mit geringer Abweichung gefunden werden und sich beide zusammen dem absoluten Optimum bei 0 annähern können. Die im Raum verbleibenden Zielwerte mit $MSE > 1$ resultieren aus dem Anpassungsanspruch der dritten Zielfunktion OBF3 und zeigen im Sinne der Pareto-Funktion, dass eine niedrige Anpassung der Saugspannung mit einer Verschlechterung der Modellanpassung in der Zielfunktion OBF1 und OBF2 einhergeht. Derselbe Sachverhalt lässt sich anhand der Darstellung der Zielfunktion OBF1/OBF3 und OBF2/OBF3 ableiten.

Die in den folgenden Abb. 101 - 103 dargestellten Kombinationen sind Stichproben der Gesamtmatrix und entsprechen den jeweils 50 besten Ergebnissen aus der jeweiligen Zielwertgruppe.

7. Ergebnisse

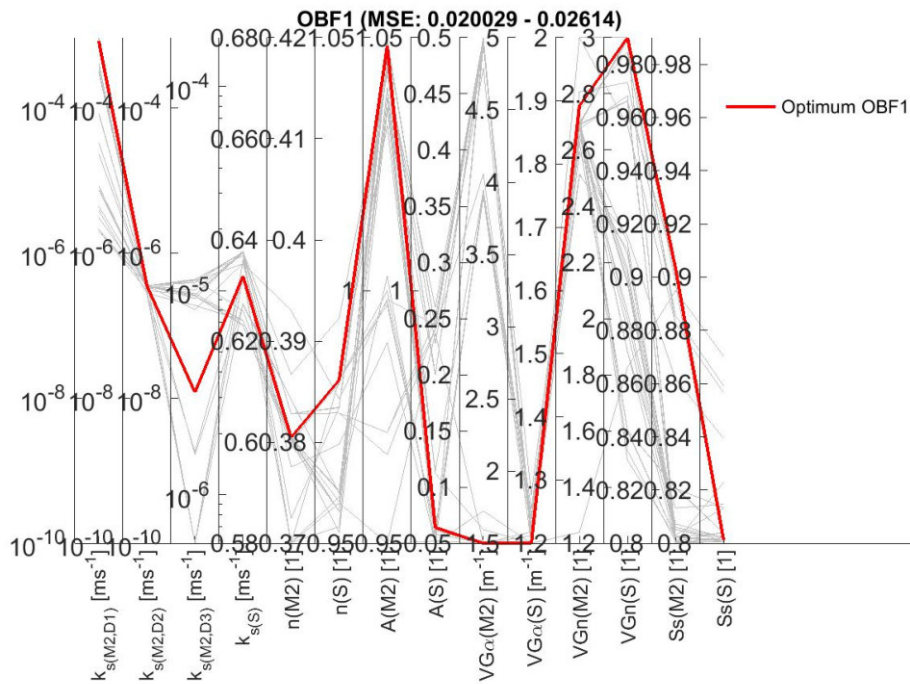


Abb. 101: Koordinatendiagramm AMALGAM für 1

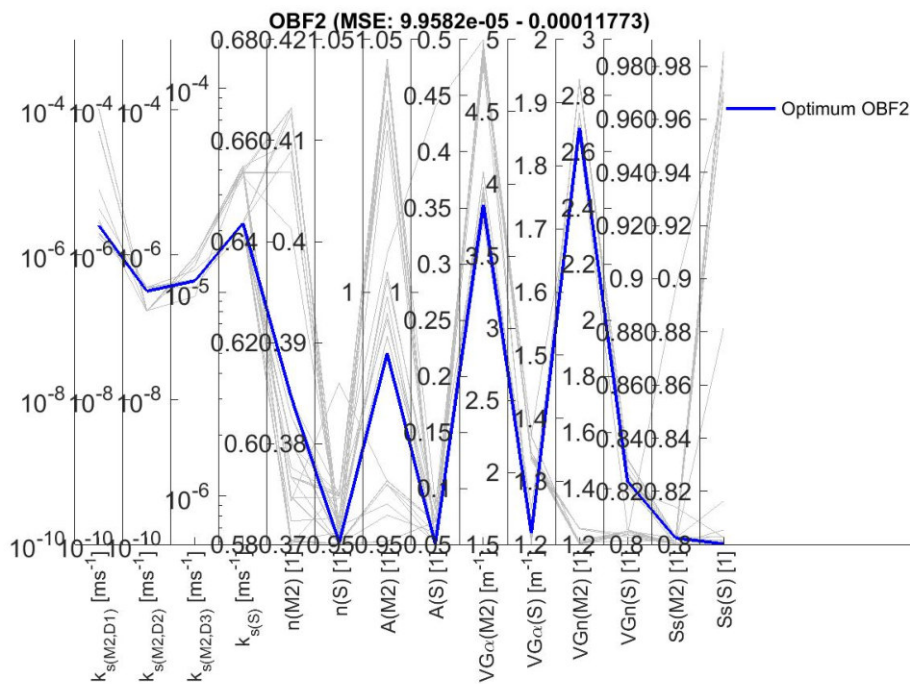


Abb. 102: Koordinatendiagramm AMALGAM für 2

Sowohl für den Zielwert OBF1 als auch für OBF2 zeigt die individuell aufgeschlüsselte Darstellung, dass die Leitfähigkeit der unteren Baggergutdeckschicht auf etwa $1 \cdot 10^{-6} \text{ m s}^{-1}$ eingegrenzt wird. Variationen der oberen Deckschicht werden dabei durch Variationen der anderen Parameter wieder ausgeglichen (z.B. durch $k_{s(S)}$).

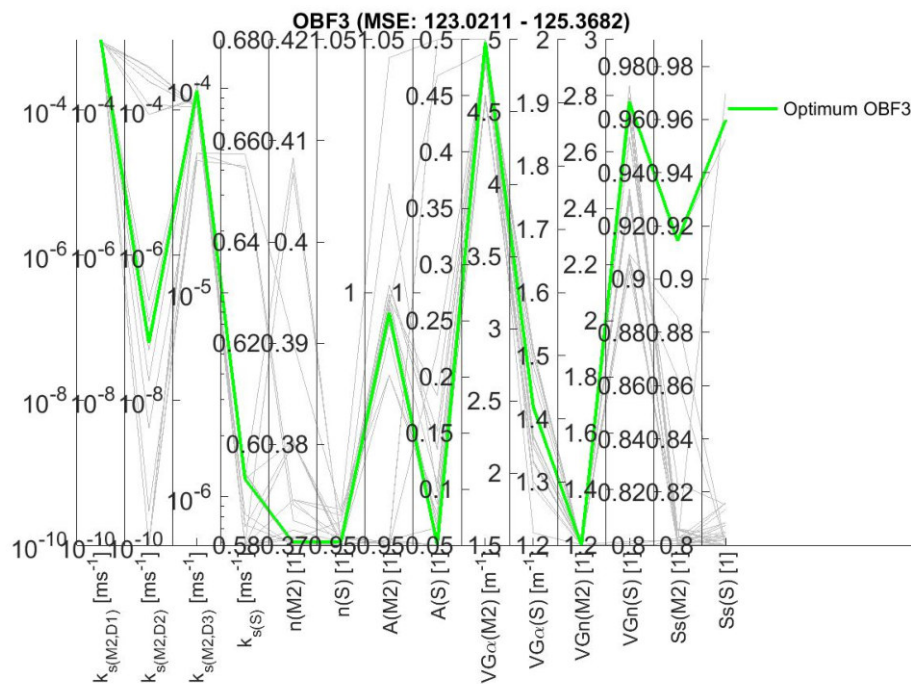


Abb. 103: Koordinatendiagramm AMALGAM fx_3

Die in Abb. 103 abgebildeten Kombinationen hingegen veranschaulichen, dass eine Modellanpassung an die Saugspannung erzielt wird, wenn die obere Deichdeckschicht D1 deutlich leitfähiger ist als die untere Deichdeckschicht D2. Hierdurch werden im Modell Schichtgrenzen abgebildet, wobei der obere Bereich während der Infiltration zunächst sehr schnell aufsättigt, während die untere Schicht als Hämmer wirkt. Die hierdurch im Stützkörper auftretende verminderte Wasserbewegung bewirkt anschließend eine Berechnung niedriger Pegel- und Dränabflüsse und führt somit zur Verschlechterung der Modellanpassung im Bereich des Stützkörpers.

7.2.2 Ergebnisse der Ersatzmodellbildung auf Grundlage von Testdaten

Auf Grundlage der Modellapproximation (vgl. Abs. 7.2.1.1 und Abs. 7.2.1.1) wird die Fähigkeit zur Bildung der Ersatzmodelle nach der im Abs. 6.2.2 beschriebenen Methode getestet. Verwendet werden MLP-Netze, RBF-Netze, ICE-Netze sowie das Kriging-Verfahren. Dabei wird ausschließlich das in Abs. 7.2 beschriebene FEM-Modell der Variante 2 (vgl. Abb. 76) betrachtet, um schichtabhängige Eigenschaften der Deckschicht zu berücksichtigen.

Als initiale Daten werden die aus der AMALGAM-Approximation erzeugten Datensätze verwendet (14 Parameter, 12.0000 Kombinationen). Die Modellanpassung beschränkt sich auf die Optimierung der durch den Dränabfluss (Q) und den Wasserständen im Deichkörper (HH) beschriebenen Zielfunktion. Der kritische Modellfehler MF_{krit} wird auf 0,07 festgelegt, sodass aus dem Gesamtdatensatz insgesamt 5.502 Kombinationen verfügbar sind, anhand derer die Fähigkeit zur Bildung der EM getestet wird.

Interpolationsmethode-Kriging:

Unter Anwendung der ooDace-Toolbox führt die auf Grundlage der initialen Daten durchgeführte

7. Ergebnisse

Ersatzmodellbildung mit der KRIGING-Methode zu folgender, in Abb. 104 beispielhaft dargestellten Abhängigkeit.

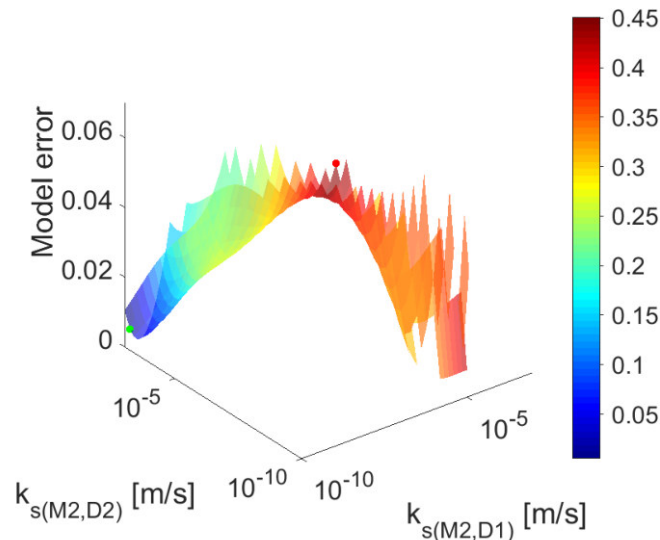


Abb. 104: Aus initialen Daten mit der Kriging-Methode erzeugtes EM und Darstellung der Parameterabhängigkeit zwischen $k_{s(M2,D1)}$ und $k_{s(M2,D2)}$ (Var. 2, ESV2QD)

Es ist erkennbar, dass durch das EM Optima für folgende Kombinationen prognostiziert werden, wobei der Modellfehler (model error) in benachbarten Bereichen anschließend wieder deutlich zunimmt:

- $k_{s(M2,D1)}$: $2,23 \cdot 10^{-10} \text{ m s}^{-1}$ und $k_{s(M2,D2)}$: $6,13 \cdot 10^{-4} \text{ m s}^{-1}$ mit MF = 0,005,
- $k_{s(M2,D1)}$: $1,09 \cdot 10^{-7} \text{ m s}^{-1}$ und $k_{s(M2,D2)}$: $1,09 \cdot 10^{-7} \text{ m s}^{-1}$ mit MF = 0,022 und
- $k_{s(M2,D1)}$: $2,28 \cdot 10^{-5} \text{ m s}^{-1}$ und $k_{s(M2,D2)}$: $3,43 \cdot 10^{-10} \text{ m s}^{-1}$ mit MF = 0,021.

Die Bearbeitungszeit zur Erstellung des Ersatzmodells beträgt insgesamt sechs Tage⁴¹ und ist auf die hohe Dimensionalität der vorliegenden Problemstellung und Anzahl von Beobachtungsdaten zurückzuführen. Die Erstellung der Regressionsfunktion und des Variogramms werden hierdurch deutlich verzögert. Aufgrund des intensiven Rechenaufwands sowie der für die Modellexploration erforderlichen Anzahl von Wiederholungen (einschließlich der FEM-Berechnung) bis zum Erreichen der Abbruchkriterien, kann der Methode hinsichtlich der praktischen Anwendbarkeit keine Eignung zugewiesen werden.

RBF-Netz:

Die zeitliche Dauer zur Berechnung eines einzelnen Ersatzmodells auf Grundlage von RBF-Netzen beträgt in Anwendung der initialen Daten etwa 4 Minuten. Das erzeugte Ersatzmodell ist beispielhaft für die Parameter $k_{s(M2,D1)}$ und $k_{s(M2,D2)}$ in folgender Abb. 105 grafisch dargestellt.

⁴¹bei RAM-Auslastung > 13,2 GB, Größe der Ergebnisdatei: 75 MB

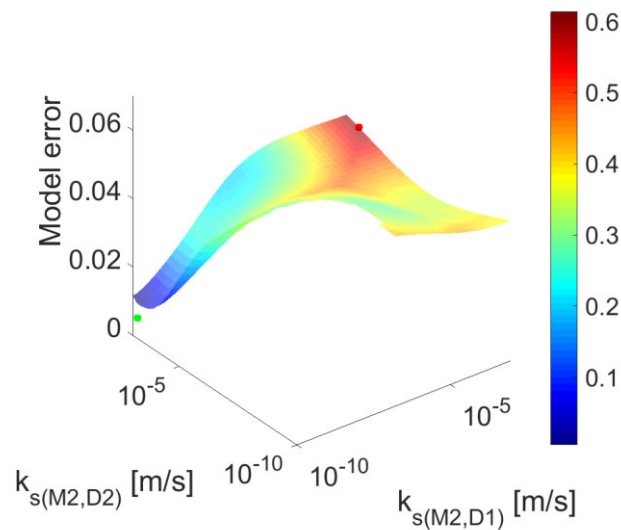
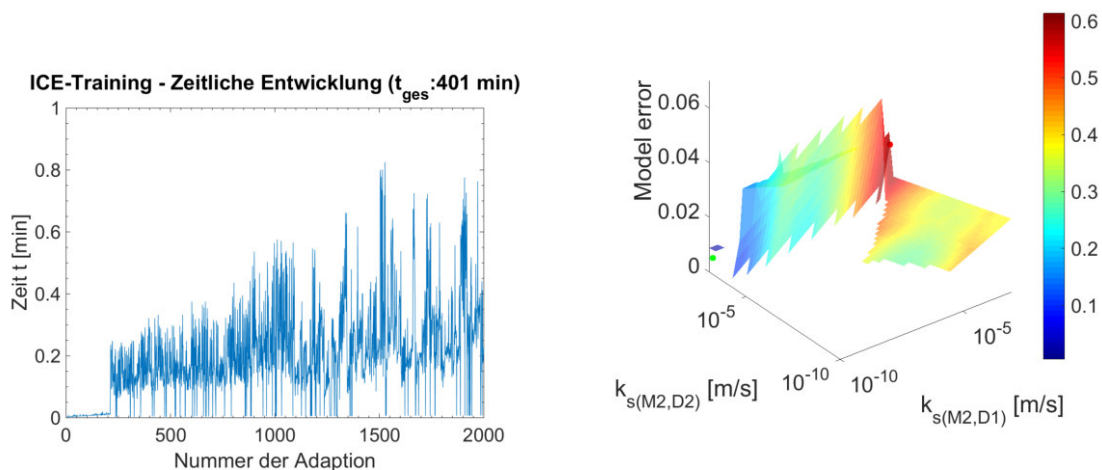


Abb. 105: Aus initialen Daten mit RBF-N erzeugtes EM und Darstellung der Parameterabhängigkeit zwischen $k_{s(M2,D1)}$ und $k_{s(M2,D2)}$ (Var. 2, ESV2QD)

Das in Abb. 105 dargestellte EM prognostiziert Modellergebnisse innerhalb des festgelegten Bereichs ($< MF_{krit}$). Globale/lokale Minima werden durch niedrige prognostizierte Modellfehler bereits flächenhaft angedeutet. Demnach sind Optima zu erwarten, wenn die Leitfähigkeit im oberen Deckschichtbereich sehr gering und im unteren Deckschichtbereich sehr hoch ist. Aufgrund der zügigen Bearbeitungsgeschwindigkeit sowie einer Plausibilisierung wird der Methode eine Eignung prinzipiell zugeschrieben.

ICE-Netz:

Ergebnisse zur Bildung des EM auf Grundlage eines ICE-Netzes sind folgend in Abb. 106 zunächst für 2000 Beobachtungspunkte dargestellt.



(a) Zeitliche Dauer

(b) Nach 2000 Iterationsschritten durch die ICE-Netz unzureichend angepasstes EM

Abb. 106: Aus initialen Daten mit ICE-N erzeugtes EM und Darstellung der Parameterabhängigkeit zwischen $k_{s(M2,D1)}$ und $k_{s(M2,D2)}$ (Var. 2, ESV2QD)

7. Ergebnisse

Abb. 106a ist zu entnehmen, dass die vollständige Berechnung mehr als 6,5 h dauert. Die Schwankungen in der Berechnungsdauer innerhalb einer Adaptation resultieren aus individuellen Fallentscheidungen ob a) Prototypen aufgespaltet, b) ergänzt oder c) neu erstellt werden. Die maximale Dauer einer Aufspaltung beträgt dabei zunächst 50 s, wobei die Berechnungszeit mit zunehmender Beobachtungsanzahl zunimmt.

Abb. 106b ist zu entnehmen, dass das gebildete EM lediglich durch fragmentierte Flächen abgebildet wird. Hierbei treten Unstetigkeitsstellen, Höhengsprünge und negative Modellprognosen auf, die für die Exploration als auch die Dateninterpretation ungeeignet sind. Höhengsprünge sind darauf zurückzuführen, dass nicht-sensitive Parameter ungefiltert ins Ersatzmodell übertragen werden. Die Dominanz einzelner Submodelle⁴² wird darauf zurückgeführt, dass die Aktivierungsbereiche konkurrierender Prototypen durch euklidische Distanzen unzureichend beschrieben sind. Die Zuordnung neuer Stützpunkte zu den bereits bekannten Submodellen erhält hierdurch den Charakter einer zufälligen Wahleigenschaft, sodass die Modellprognose prinzipiell als nicht vertrauenswürdig zu bewerten ist. Dem Verfahren der ICE-Methode wird daher nach wiederholter Durchführung keine Eignung zugewiesen.

MLP-Netz:

Das anhand der initialen Daten unter Anwendung eines MLP-Netzes vollständig trainierte EM ist folgend in Abb. 107 dargestellt.

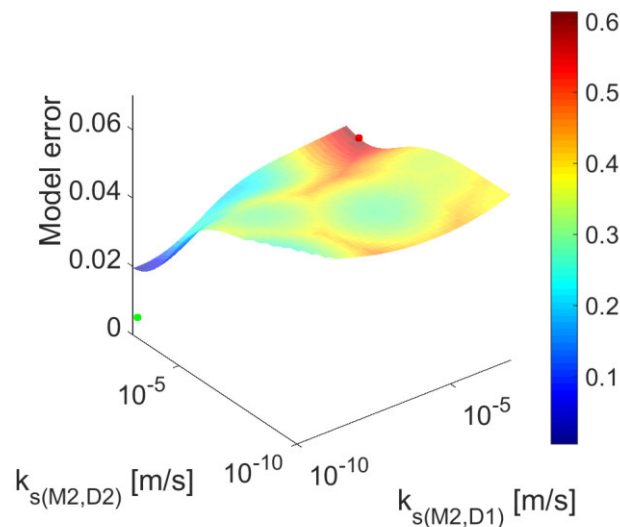


Abb. 107: Aus initialen Daten mit MLP-N erzeugtes EM und Darstellung der Parameterabhängigkeit zwischen $k_{s(M2,D1)}$ und $k_{s(M2,D2)}$ (Var. 2, *ESV2QD*)

Das in Abb. 107 dargestellte EM prognostiziert Modellergebnisse $< MF_{krit}$, wobei zu den in der RBF-EM vergleichbare Minima detektiert werden. Die zeitliche Dauer zur Erstellung des EM beträgt 20 s, sodass vorzugsweise der Anwendung des MLP-Netzes eine Eignung zugeschrieben wird.

⁴²d.h. die Präsenz einzelner größerer Flächen

7.2.3 MLP- und RBF-Exploration

Da dem ICE-Netz und der Kriging-Methode keine Eignung zugewiesen werden konnte, wird die angestrebte Fähigkeit zur Entwicklung und selbständigen Verbesserung der EM durch die Anwendung von RBF- und MLP-Netze geprüft. Als FEM-Modell wird die in Abs. 6.2.5 beschriebene Variante 2 (vgl. Abb. 76) verwendet. Die Exploration wird nach einer maximalen Anzahl von 6000 Iterationsschritten beendet. Hierdurch soll geprüft werden, ob die durch den Anwender festgelegten Grenzwerte $R_{Krit}^2 > 0,95$ und $D_{max} < 0,2$ erzielt werden. Die Entwicklung der euklidischen Distanz wird am Beispiel der Kombination $k_s(M2,D1) - k_s(M2,D2)$ bewertet. Für die Anpassung des MLP-Netzes wird stets nur das Ersatzmodell mit dem höchsten Regressionskoeffizienten wiederverwendet. Die während der Modellexploration dokumentierten Entwicklungsverläufe sind für beide EM folgend in Abb. 108 mit einer Schrittweite von 100 Iterationen zusammenfassend dargestellt.

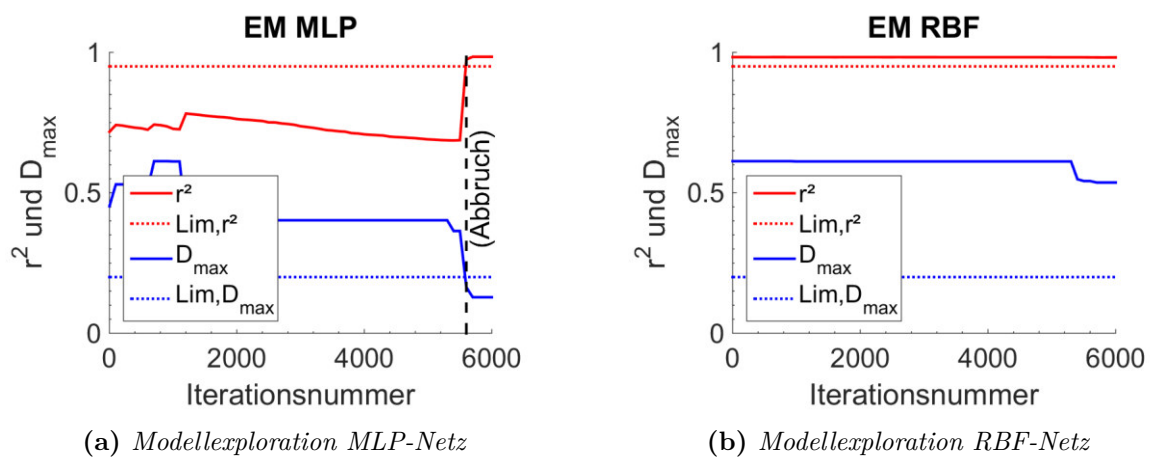


Abb. 108: Entwicklung des Korrelationskoeffizienten und der euklidischen Distanz während der Exploration

Abb. 108a zeigt, dass die Entwicklung des Regressionskoeffizienten bei 0,6 beginnt und sich mit zunehmendem Explorationsfortschritt inkrementell verbessert. Eine temporäre Abnahme des Regressionskoeffizienten wird auf neue Beobachtungsdaten zurückgeführt, während die Anpassung des EM stagniert. Auch die Entwicklung der euklidischen Distanz (D_{max}) zeigt eine stufenweise Verbesserung während der fortschreitenden Exploration, wobei eine durch Höhengsprünge gekennzeichnete Verschlechterung auf die Präsenz neuer Basiswerte zurückgeführt wird. Nach etwa 5701 Iterationsschritten werden beide Abbruchkriterien in der MLP-Anpassung erreicht.

Abb. 108b zeigt, dass im RBF-Netz die Entwicklung der max. euklidischen Distanz zunächst auf einem Niveau von 0,6 konstant bleibt und anschließend dauerhaft auf ein Niveau von 0,54 sinkt. Der Regressionskoeffizient stagniert auf hohem Niveau ($r^2 > 0,98$) und überschreitet das Abbruchkriterium Lim, r^2 dauerhaft, da im Bereich bekannter Beobachtungsdaten stets eine exakte Modellprognose ausgegeben wird. Verbleibende Abweichungen (2%) sind lediglich auf Glättungsparameter zurückzuführen. Die Exploration wird nach Erreichen der maximalen Iterationsanzahl vorzeitig abgebrochen, da eine Verringerung der euklidischen Distanz nicht erreicht wird.

7.2.4 Darstellung der Parameterabhängigkeiten anhand des MLP-EM

Die Ergebnisse der in Abs. 7.2.3 beschriebenen erfolgreichen MLP-Exploration werden folgend detailliert am Beispiel der Abb. 109 sowie zusammenfassend anhand der Abb. 110 erläutert. Die Auswertung beschränkt sich auf diejenigen Kombinationen, die im Bezug zu den hydraulischen Leitfähigkeiten der Deckschicht ($k_{s(M2,D1)}$, $k_{s(M2,D2)}$ und $k_{s(M2,D3)}$) und des sandigen Stützkörpers ($k_{s(S)}$) stehen. Als Basis (roter Punkt) wird die während der Exploration gefundene Kombination mit der besten Modellanpassung (vgl. Anh.-C Tab. 33) verwendet.

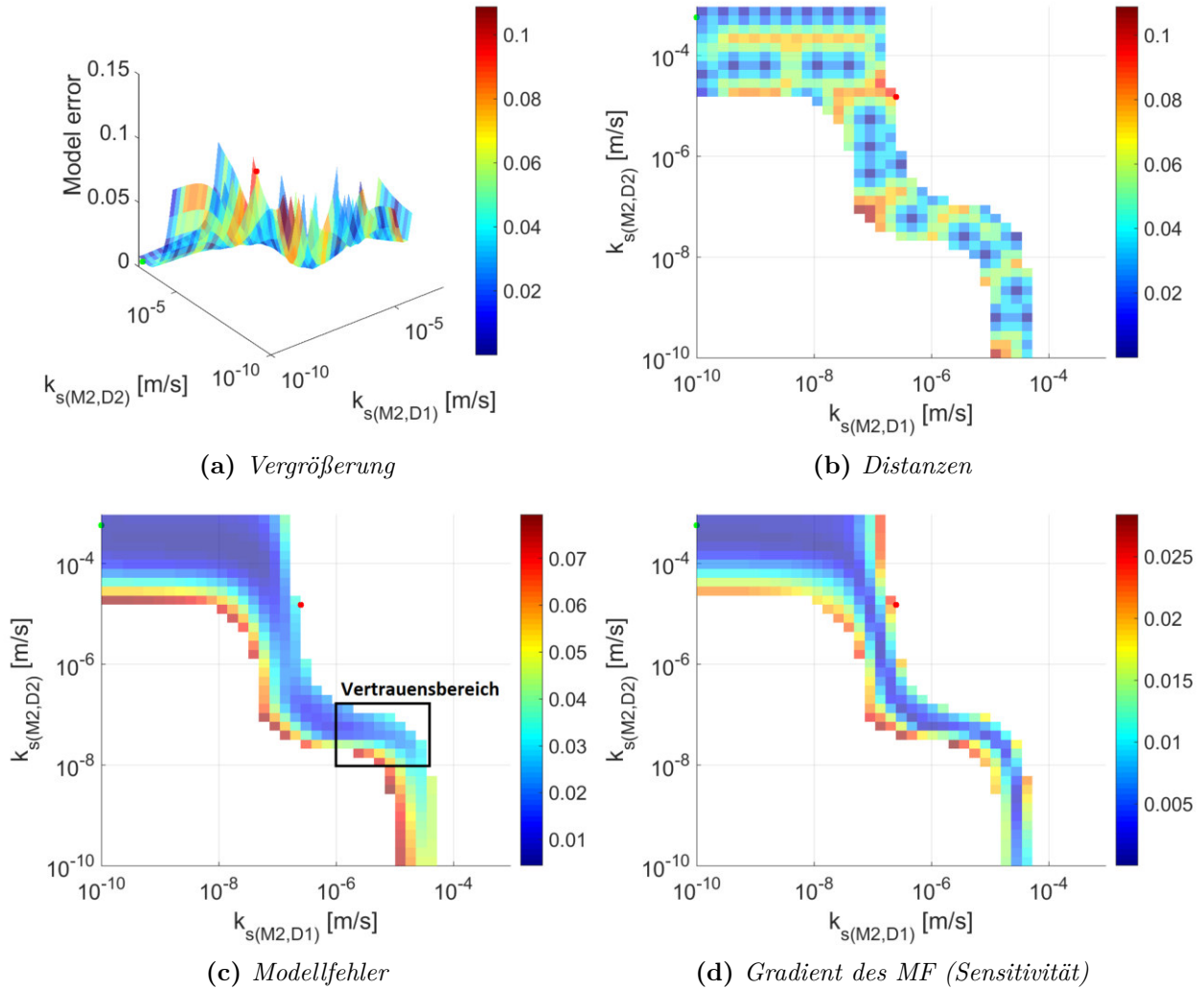


Abb. 109: Detaillierte Darstellung der Abb.110a: EM-Ergebnisse am Beispiel der Kombination: $k_{s(M2,D1)}$ - $k_{s(M2,D2)}$

In der Abb. 109 ist die durch das EM prognostizierte Abhängigkeit zwischen den Parametern $k_{s(M2,D1)}$ und $k_{s(M2,D2)}$ exemplarisch dargestellt. Die Grafiken Abb. 109a und Abb. 109b enthalten Informationen zum un/-bekannten Parameterraum auf Grundlage euklidischer Distanzen in 3D und 2D-Projektion. Blau eingefärbte Bereiche kennzeichnen hierbei bereits bekannte Modellbereiche. Anhand der dargestellten Distanzen ist zu erkennen, dass der Parameterraum während der Modellexploration einheitlich abgetastet wurde. In der Abb. 109c sind die jeweils prognostizierten Modellfehler farbig gekennzeichnet. Blau eingefärbte Bereiche kennzeichnen hierbei einen niedrigen

Modellfehler im Bereich des Optimums. Die Sensitivität der Parameter wird aus der Modellfehlergradienten bestimmt und ist in Abb. 109d dargestellt. Anhand der Abb. 109 ist abzuleiten, dass durch das EM folgende Modelloptima prognostiziert werden:

- $k_{s(\text{M2,D1})}$: $2,85 \cdot 10^{-5} \text{ m s}^{-1}$ und $k_{s(\text{M2,D2})}$: $2 \cdot 10^{-10} \text{ m s}^{-1}$ bis $2 \cdot 10^{-8} \text{ m s}^{-1}$,
- $k_{s(\text{M2,D1})}$: $2,5 \cdot 10^{-7} \text{ m s}^{-1}$ und $k_{s(\text{M2,D2})}$: $2,5 \cdot 10^{-7} \text{ m s}^{-1}$ und
- $k_{s(\text{M2,D1})}$: $1,5 \cdot 10^{-10} \text{ m s}^{-1}$ bis $7,2 \cdot 10^{-8} \text{ m s}^{-1}$ und $k_{s(\text{M2,D2})}$: $5,2 \cdot 10^{-5} \text{ m s}^{-1}$.

Mit Verweis auf die im Abs. 7.1.1.2 am Forschungsdeich ermittelten Infiltrationsraten ist die Modellprognose auf den in Abb. 109c dargestellten Vertrauensbereich einzuschränken.

Zusammenfassend werden die zu den k_s -Werten des Deichquerschnittes stehenden Abhängigkeiten anhand folgender Abb. 110 erläutert.

7. Ergebnisse

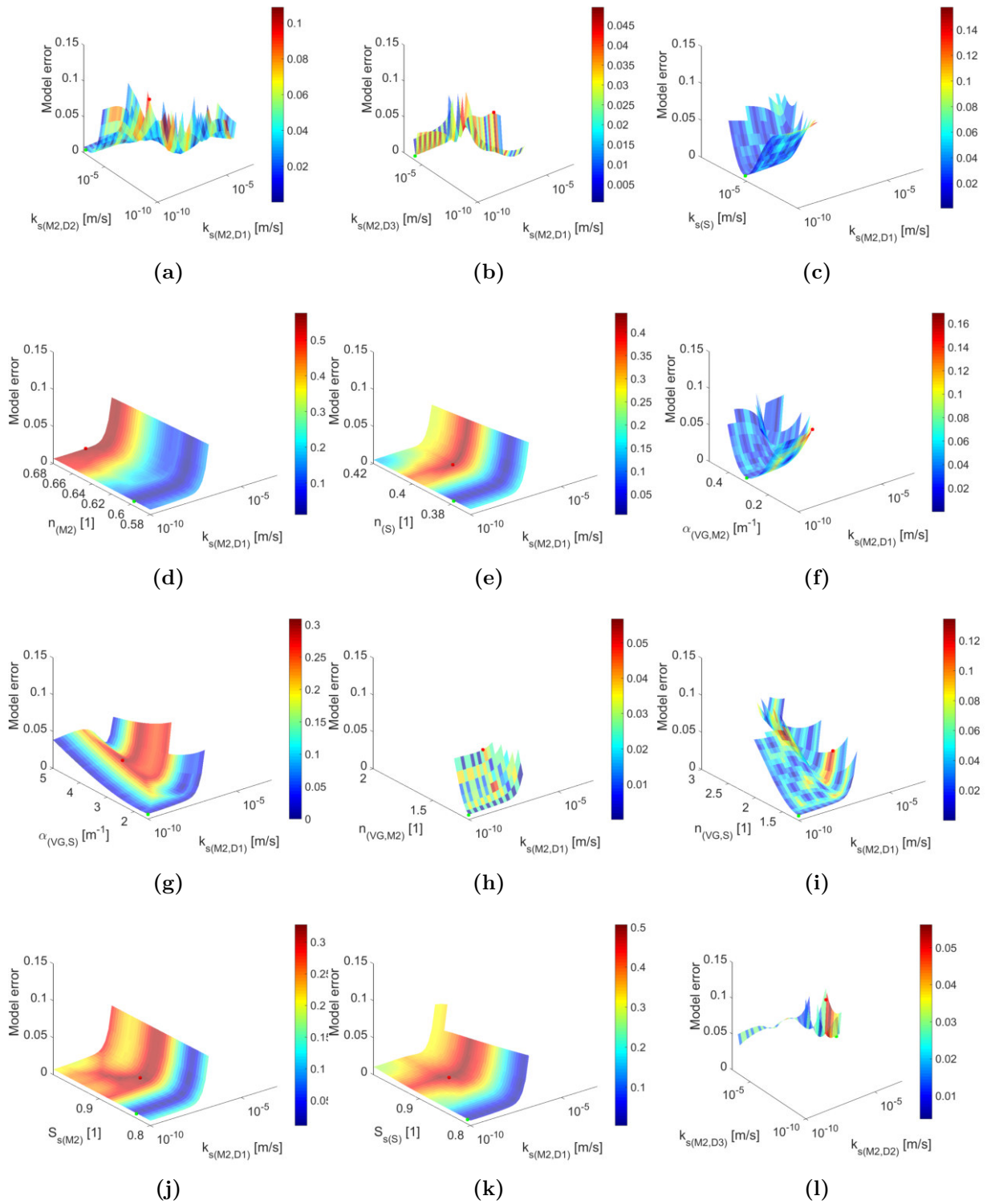


Abb. 110: I (a-l): Durch vollständig exploriertes MLP-EM dargestellte Abhängigkeiten ausgewählter Parameter (Var. 2; ESV2QD)

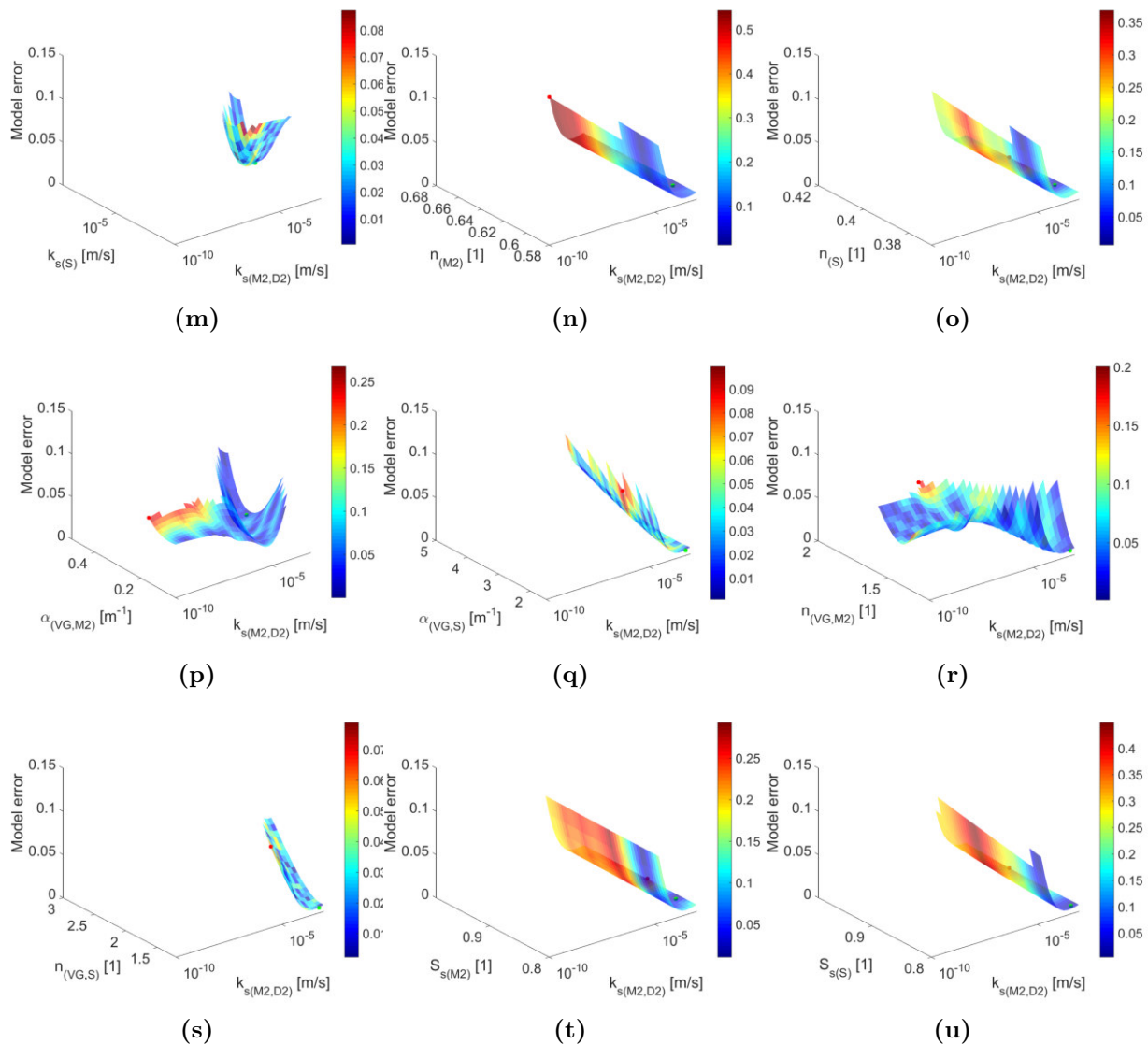


Abb. 110: II (m-u): Durch vollständig exploriertes MLP-EM dargestellte Abhängigkeiten ausgewählter Parameter (Var. 2; ESV2QD)

Abb. 110a: Die Darstellung zeigt die Abhängigkeit zwischen den k_s -Werten der oberen und unteren aus feinkörnigen Baggergut hergestellten Deckschicht. Die für das EM prognostizierten Optima sind hierfür im Detail der Abb. 109 zu entnehmen.

Abb. 110b: Für die obere Deckschicht D1 werden Optima prognostiziert, bei denen der k_s -Wert etwa bei $1,64 \cdot 10^{-7} \text{ m s}^{-1}$ liegt. Dabei weist das Modell hinsichtlich der k_s -Werte der hinteren Deckschicht (D3) bis zur Leitfähigkeit von $2,7 \cdot 10^{-5} \text{ m s}^{-1}$ keine Sensitivität auf. Ab dem Unterschreiten der Leitfähigkeit $< 1,64 \cdot 10^{-7} \text{ m s}^{-1}$ ändert sich das sensitive Modellverhalten, sodass Optima unabhängig von der Leitfähigkeit der oberen Deckschicht zu erwarten sind, wenn der untere Deckschichtbereich (D2) eine Leitfähigkeit von $3,97 \cdot 10^{-7} \text{ m s}^{-1}$ aufweist und von diesem Wert die Sensitivität der hinteren Deckschicht das Modellergebnis dominiert.

Abb. 110c: Die Abhängigkeit zwischen Leitfähigkeit des Stützkörpers und der Leitfähigkeit der oberen Deckschicht zeigt, dass für niedrige Leitfähigkeiten der oberen Deckschicht der Einfluss des sandigen Stützkörpers dominant ist. Das Modellergebnis nimmt signifikant ab, wenn die Leitfähigkeit

7. Ergebnisse

des Stützkörpers vom optimalen Bereich ($k_{s(S)} = 1,00 \cdot 10^{-5} \text{ m s}^{-1}$) abweicht. Für Leitfähigkeiten der oberen Deckschicht werden Optima gefunden, die im Bereich $1,08 \cdot 10^{-7} \text{ m s}^{-1}$ anzunehmen sind, wobei die Sensitivität in diesem Grenzbereich hinsichtlich des sandigen Stützkörpers signifikant zunimmt.

Abb. 110d und **Abb. 110e** sowie **Abb. 110n** und **Abb. 110o**: Die Porenanteile ($n_{(M2)}$, $n_{(S)}$) wirken sich bezogen auf die k_s -Werte der Deichdeckschicht und des Stützkörpers nicht-sensitiv auf das Modellergebnis aus.

Abb. 110f: Hinsichtlich der Leitfähigkeit der oberen Deckschicht (D1) treten Modelloptima über den gesamten Wertebereich auf, wobei die Sensitivität in Abhängigkeit der Anpassungsparameter α mit zunehmender Leitfähigkeit steigt. Die Sensitivität des α -Wertes ist im Bereich niedriger k_s -Werte zunächst hoch und sinkt mit steigender Leitfähigkeit.

Abb. 110g: Bezogen auf die Leitfähigkeit des Baggergutmaterials weist der Anpassungsparameter α des sandigen Stützkörpers eine sehr schwache Sensitivität auf. Optima werden im gesamten Wertebereich prognostiziert.

Abb. 110h: Der VAN GENUCHTEN-Anpassungsparameter $n_{(VG,M2)}$ (Optimum: 1,2) wirkt sich hinsichtlich der Leitfähigkeit der oberen Deckschicht ($k_{s(M2,D1)}$) sensitiv auf das Modell Ergebnis aus. Lediglich für Leitfähigkeiten $k_{s(M2,D1)} > 3,17 \cdot 10^{-8} \text{ m s}^{-1}$ steigt die Sensitivität und bewirkt eine Verschlechterung der Modellprognose.

Abb. 110i: Im Bereich niedriger Leitfähigkeiten in der Deckschicht M2,D1 ist eine moderate Sensitivität des Anpassungsparameter VGn erkennbar. Mit zunehmender Leitfähigkeit bis hin zu $1,09 \cdot 10^{-7} \text{ m s}^{-1}$ nimmt die Sensitivität stark ab, sodass das Modellergebnis in diesem Bereich hauptsächlich durch die Variation der k_s -Werte geprägt ist.

Abb. 110j und **Abb. 110k** sowie **Abb. 110t** und **Abb. 110u**: Die Sättigungsgrade ($S_{s(M2)}$, $n_{s(S)}$) wirken sich weder auf die k_s -Werte der Deckschicht noch auf den Stützkörper sensitiv auf das Modellergebnis aus.

Abb. 110l: Modelloptima sind zu erwarten, wenn die Leitfähigkeit der wasserfernen Deckschicht ($k_s(M2, D3)$) einen Wert von $8,7 \cdot 10^{-5} \text{ m s}^{-1}$ annimmt. Die Leitfähigkeit der wasserseitigen oberen Deckschicht ($k_s(M2, D1)$) weist in diesem Zusammenhang keine Sensitivität auf.

Abb. 110m: Die beste Modellanpassung wird prognostiziert, wenn die Leitfähigkeit des sandigen Stützkörpers bei $8,07 \cdot 10^{-6} \text{ m s}^{-1}$ und die der unteren Deckschicht bei $1,8 \cdot 10^{-4} \text{ m s}^{-1}$ liegt. Beide Parameter weisen in diesem Zusammenhang eine hohe Sensitivität auf.

Abb. 110p: $\alpha_{(VG,M2)}$ und $k_{s(M2,D2)}$ stehen im funktionalen Zusammenhang und weisen ein nicht-lineares sensitives Verhalten auf.

Abb. 110q: Der Anpassungsparameter der $\alpha_{(VG,S)}$ wirkt sich hinsichtlich $k_{s(M2,D2)}$ nicht sensitiv auf das Modellergebnis aus.

Abb. 110r: $n_{(VG,M2)}$ im Bereich 1,2 - 1,6 und Leitfähigkeit über den gesamten Explorationsraum. Der Modellfehler nimmt hierbei für $k_{s(M2,D2)}$ bei $7,85 \cdot 10^{-5} \text{ m s}^{-1}$ den niedrigsten Wert an und weist eine starke Sensitivität gegenüber des Anpassungsparameter $n_{(VG,M2)}$ auf.

Abb. 110s: Ein Optimum ist zu erwarten, wenn der $k_{s(M2,D2)}$ etwa bei $7,00 \cdot 10^{-4} \text{ m s}^{-1}$ liegt und der Kurvenformparameter $n_{(VG,M2)}$ einen Wert von 1,25 besetzt. Die Variation beider Parameter wirkt sich gleichermaßen sensitiv auf das Modellergebnis aus.

Unter Berücksichtigung der in Abs. 7.1 dargestellten Ergebnisse sowie der anhand des ESV2QD ermittelten o.g. Parameterabhängigkeiten sind die Materialeigenschaften der am Rostocker Forschungsdeich verwendeten Baggergutmaterialien (M2, S) auf die in der Abb. 111 dargestellten Bereiche einzuschränken.

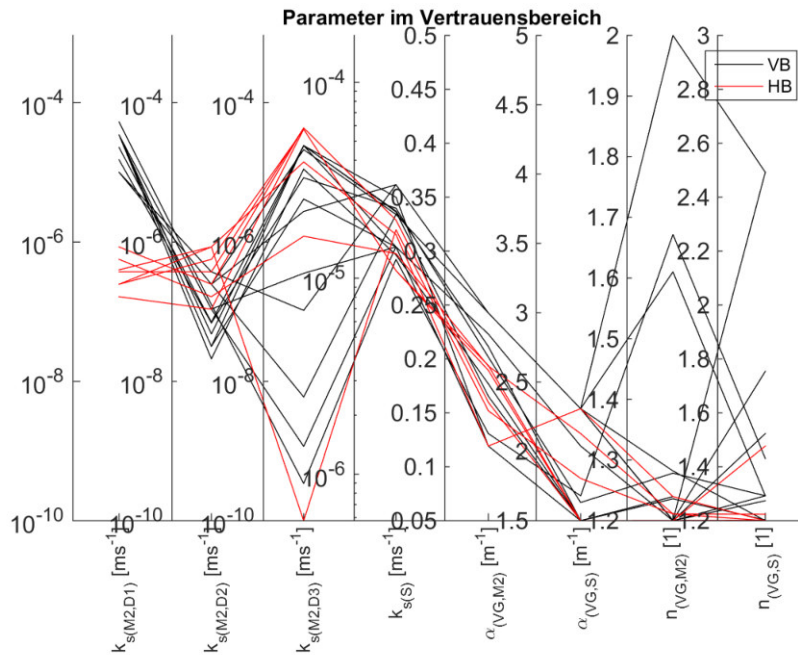


Abb. 111: In der Modellexploration erkundete Parameter ($MF < 0,03$) und Eingrenzung im Vertrauensbereich

In Abb. 111 sind diejenigen Parameter dargestellt, deren Modellergebnis mit $MF < 0,03$ geringe Modellabweichungen aufweisen. Schwarz dargestellt sind diejenigen Kombinationen, in denen die Deckschicht D1 ein k_s -Wert innerhalb des Vertrauensbereich (VB) von $1 \cdot 10^{-5} \text{ m s}^{-1}$ bis $1 \cdot 10^{-4} \text{ m s}^{-1}$ eine hohe Leitfähigkeit aufweist und gleichzeitig für die Schicht D2 niedrigere k_s -Werte im Bereich $1 \cdot 10^{-8} \text{ m s}^{-1}$ bis $1 \cdot 10^{-6} \text{ m s}^{-1}$ zutreffend sind. Rot dargestellt sind diejenigen Kombination, in denen D1 und D2 vergleichbar hohe Leitfähigkeiten aufweisen (homogene Deckschichtbereiche, HB). Hierbei wird deutlich, dass die Bedingung i.d.R. für einen k_s -Wert von $1 \cdot 10^{-6} \text{ m s}^{-1}$ erfüllt ist. Hinsichtlich der Materialeigenschaft wird dieser Wert als effektive Leitfähigkeit identifiziert.

7.2.5 Übertragung der Modellergebnisse auf weitere Einstauversuche

Den in Abs. 7.1.1.2 beschriebenen Ergebnissen der Voruntersuchung ist zu entnehmen, dass die aus feinkörnigen organikreichen Baggergut hergestellten Deichdeckschichten Infiltrationsraten im Bereich von $1,1 \cdot 10^{-5} \text{ m s}^{-1}$ bis $1,4 \cdot 10^{-4} \text{ m s}^{-1}$ aufweisen. Die Infiltrationsraten treten auf sämtlichen Querschnitten des Polder I und II auf, wobei Schrumpfungsrisse oder Wühltiere als signifikante Ursache nur in vereinzelt festgelegt wurden. Da in den unteren Deckschichtbereichen

7. Ergebnisse

(D2) ähnlich hohe Infiltrationsraten gemessen wurden, ist davon auszugehen, dass eine durch Wurzeln bzw. eine mit zunehmender Verdichtung einhergehende Schichtabhängigkeit nicht vorliegt.

Den in Abs. 7.2.4 dargestellten Ergebnissen der Abb. 109 ist zu entnehmen, dass die Leitfähigkeit im Optimum einer homogenen Deichdeckschicht bei etwa $2,5 \cdot 10^{-7} \text{ m s}^{-1}$ liegen muss. Hieraus ergeben sich Abweichungen in zweifacher Größenordnung.

Um die effektiven Leitfähigkeiten in den Querschnitten der Polder I und II zu quantifizieren, werden die am Beispiel ausgewählter ESV aufgezeichneten Wasserstandsganglinien zusammenfassend in den Abb. 112 bis Abb. 118 gegenübergestellt. In den Grafiken sind Simulationsergebnisse der Wasserstände dargestellt, die unter der Annahme variierender k_s -Werte ($1 \cdot 10^{-7} \text{ m s}^{-1}$ bis $1 \cdot 10^{-5} \text{ m s}^{-1}$; hellgraue bis dunkelgraue Linien) erzeugt wurden. Aufgrund der Voruntersuchung wird angenommen, dass sich die effektiven Materialeigenschaften der Deckschicht durch den in Abb. 76 dargestellten Modellaufbau der Variante 1 hinreichend beschreiben lassen. Die für die wasserfernen Beobachtungspegel berechneten Sickerwasserstände sind als graugestufte Strichlinien dargestellt. Punktklinien in denselben Farbabstufungen hingegen entsprechen den Simulationsergebnissen landseitiger Beobachtungspegel.

7.2.5.1 Polder I

Die folgenden Abb. 112 bis Abb. 115 zeigen Ergebnisse simulierter Sickerwasserstände in Gegenüberstellung der im ESV1P1 (2013), ESV6P1 (2014) und ESV7P1 (2014) sowie ESV8P1 (2016) aufgezeichneten Ganglinien im Polder I.

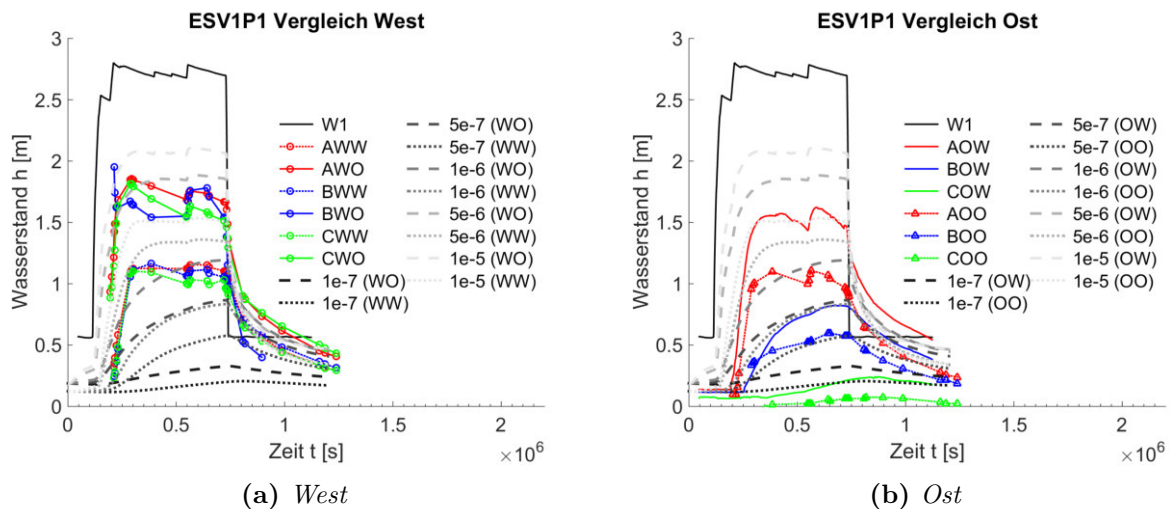


Abb. 112: *ESV1P1 Vergleich* ($t_0 = 12.06.2013 \text{ 00:00 Uhr}$)

Die in Abb. 112 dargestellten Pegelkurven im Westdeich des Polder I reagieren bereits im ersten Einstauversuch mit deutlichen Anstiegen und höheren Sickerwasserständen auf einen 2,75 m hohen Wasserstand (W1). In Gegenüberstellung zu den simulierten Ganglinien stellen sich vergleichbare Sickerwasserstände lediglich ein, wenn im Modell die Deckschicht mit Leitfähigkeiten von $1 \cdot 10^{-6} \text{ m s}^{-1}$ - $5 \cdot 10^{-6} \text{ m s}^{-1}$ berechnet wird. Da der maximale Polderwasserstand (W1) dem der Kronenhöhe entspricht, ist zu vermuten, dass größere Mengen von Infiltrationswasser sowohl über die Deichkrone als auch durch präferentielle Fließpfade in den Deichkörper eindringen und

hohe Sickerwasserstände im Deichkörper bewirken. Ein Indikator hierfür ist der bei $W1 > 2,5\text{ m}$ auftretende rasche Anstieg der Wasserstände. Bezogen auf diesen Einstauversuch sind Rückschlüsse bezüglich der Leitfähigkeit unter Annahme homogener Materialeigenschaften nicht übertragbar.

Auf der Ostseite treten die höchsten Sickerwasserstände mit $1,5\text{ m}$ im Querschnitt QA (M1, ohne Dränrohr) auf. Vergleichbare Ganglinien hierzu sind im Modell nur dann generierbar, wenn die Leitfähigkeit der Deckschicht in einer Größenordnung von $1 \cdot 10^{-6}\text{ m s}^{-1}$ - $5 \cdot 10^{-6}\text{ m s}^{-1}$ angenommen wird. Die hydraulischen Eigenschaften auf der West- und Ostseite in QA sind in dieser Hinsicht annähernd gleich. Die maximalen Sickerwasserstände im QB (M2) sind mit $h < 0,8\text{ m}$ deutlich niedriger und entsprechen einer Leitfähigkeit von etwa $5 \cdot 10^{-7}\text{ m s}^{-1}$. Die niedrigsten Sickerwasserstände wurden im Querschnitt QC mit $h < 0,3\text{ m}$ aufgezeichnet. Da ebenfalls sehr niedrige Dränabflüsse aufgezeichnet wurden (vgl. Anh.-B Abb. 159) deutet sich an, dass die Deckschicht durch einen k_s -Wert $< 1 \cdot 10^{-7}\text{ m s}^{-1}$ gekennzeichnet ist. Der einzige Unterschied zwischen QB und QC besteht in der oberflächennahen Installation des Geogitters in QC.

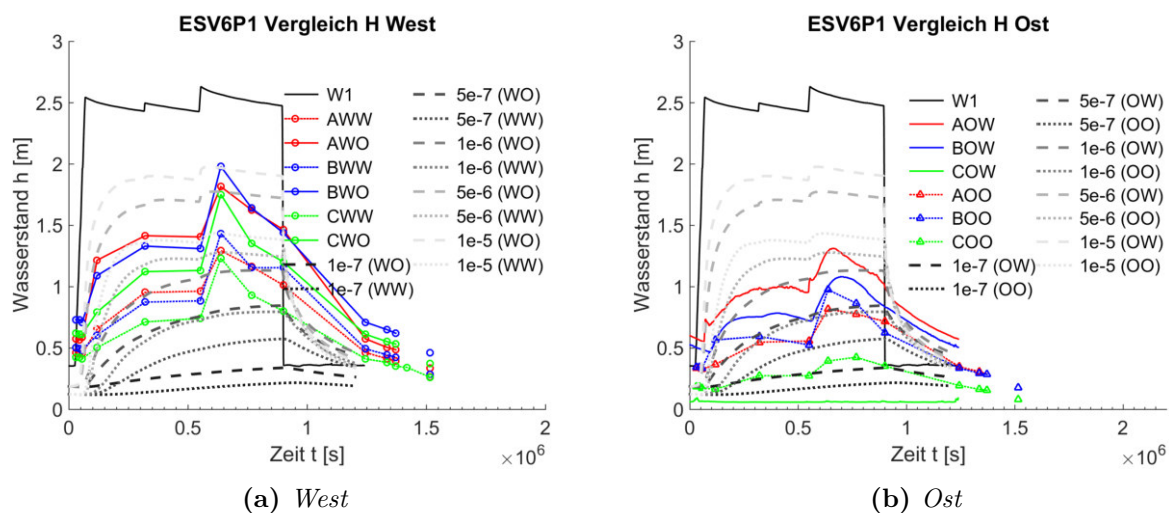


Abb. 113: ESV6P1 Vergleich ($t_0 = 27.05.2014\ 00:00\ \text{Uhr}$)

In der Abb. 113 sind die im Mai/Juni 2014 gemessenen Ganglinien aus dem sechsten Einstauversuch im Polder I dargestellt. Verglichen mit dem ESV1P1 (Abb. 112) hat sich das hydraulische Verhalten nur unwesentlich verändert. Niedrige Sickerwasserstände im Stützkörper sind primär darauf zurückzuführen, dass der Polderwasserstand mit etwa $2,5\text{ m}$ die Kronenhöhe permanent unterschreitet.

7. Ergebnisse

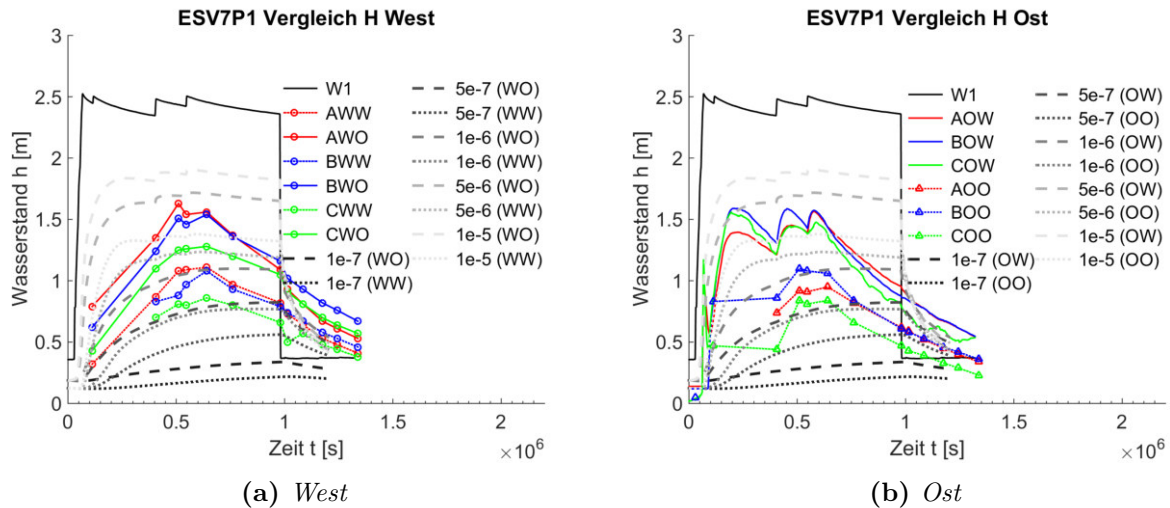


Abb. 114: *ESV7P1 Vergleich* ($t_0 = 25.09.2014\ 00:00\ \text{Uhr}$)

Der ESV7P1 (Abb. 114) wurde drei Monate nach Beendigung des ESV6P1 im Sept./Okt. 2014 durchgeführt. Die Pegelwasserstände im Westdeich reagieren ähnlich wie im vorherigen Versuch. Im Ostdeich hingegen treten erstmalig mit $h = 1,2\ \text{m}$ bis $1,5\ \text{m}$ hohe Wasserstände in allen Querschnitten auf, wobei sich die Ganglinien nur unwesentlich voneinander unterscheiden. Im numerischen Modell werden ähnlich hohe Sickerlinien nur dann simuliert, wenn für $k_s(M2)$ deutlich höhere Werte ($>1 \cdot 10^{-5}\ \text{m s}^{-1}$) angenommen werden.

Sowohl im Ost- als auch im Westdeich reagieren die Ganglinien bei höheren Wasserspiegellagen W1 sensibel auf eine Änderung. Sie steigen erst deutlich und flachen anschließend mit fortschreitender Versuchsdauer wieder geringfügig ab. Die im Modell berechneten Ganglinien hingegen weisen dieses Verhalten (auch unter der Annahme höherer Leitfähigkeiten) nicht auf. Es muss daher angenommen werden, dass die erhöhten Wasserstände im Deichkern auf einzelne Leckagen in der Deckschicht zurückzuführen sind und durch Materialkennwerte einer im Modell als homogenen angenommenen Deckschicht nicht nachgebildet werden können.

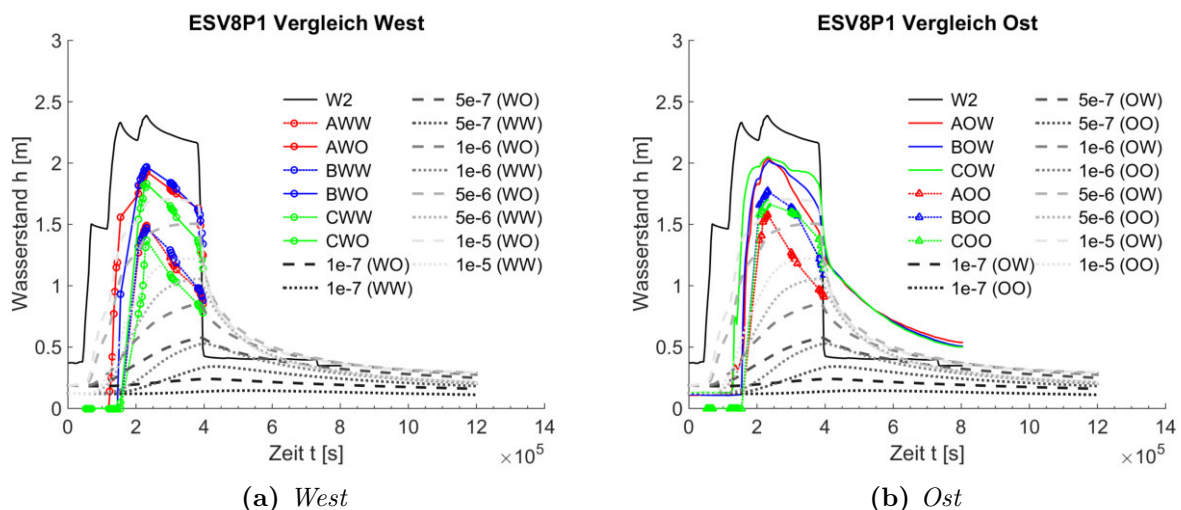


Abb. 115: *ESV8P1 Vergleich* ($t_0 = 19.09.2016\ 00:00\ \text{Uhr}$)

Im Polder I wurde ein letzter Einstauversuch im Sept. 2016 durchgeführt (Abb. 115). Bei einem maximalen Polderwasserstand $W1 = 2,4\ \text{m}$ werden sowohl im West- als auch im Ostdeich in allen

Deichkernen wasserseitig Sickerwasserstände von etwa 2 m gemessen. Vergleichbare Sickerlinien können im Modell lediglich unter der Annahme höherer Leitfähigkeiten mit k_s -Werten $> 1 \cdot 10^{-5} \text{ m s}^{-1}$ nachgebildet werden. Aufgrund der zunehmenden Infiltrationsraten konnte der Wasserstand W1 im Polder I über längere Zeiträume in diesem Versuch nicht durchgängig konstant gehalten werden, sodass der Versuch nach insgesamt vier Tagen abgebrochen wurde.

7.2.5.2 Polder II

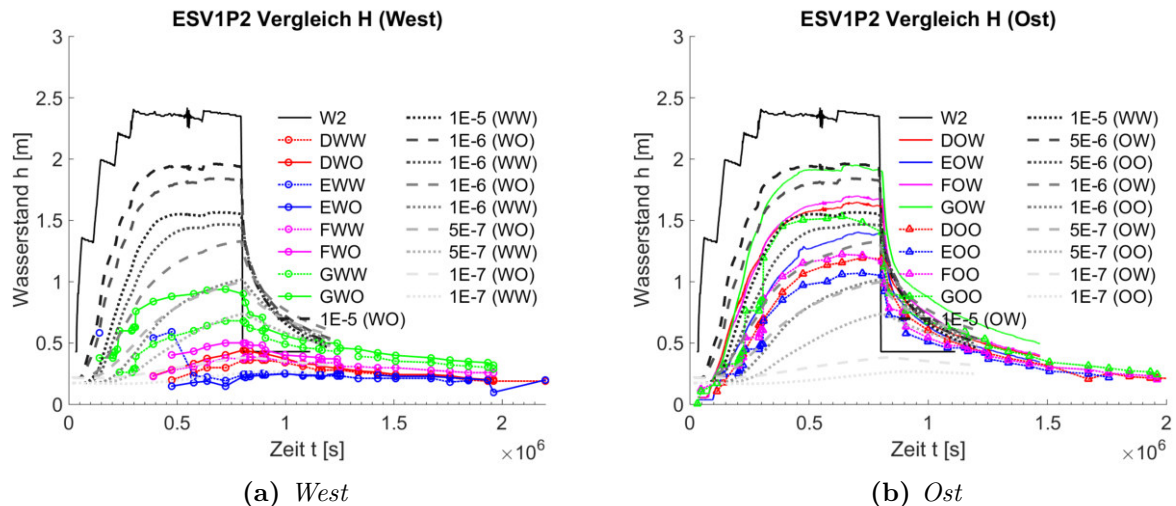


Abb. 116: *ESV1P2 Vergleich* ($t_0 = 16.06.2013 \text{ 00:00 Uhr}$)

In der Abb. 116 sind die im ersten Einstauversuch im Juni 2013 im Polder II erhobenen Messwerte den Simulationsergebnissen gegenübergestellt, die unter Annahme einer homogenen Deckschicht (Var. 1) mit unterschiedlichen Leitfähigkeiten berechnet wurden. Im Vergleich beider Grafiken ist erkennbar, dass die Sickerwasserlinien im Westdeich tendenziell niedriger sind als im Ostdeich. Im Westdeich treten die höchsten Wasserstände $h < 1 \text{ m}$ im Deichkern im Querschnitt QG (GWW, M1, ohne Geogitter) auf. Abgesehen vom vergleichsweise schnellen Anstieg, werden ähnlich hohe Ganglinien durch das Modell berechnet, wenn für die Deckschicht ein k_s -Wert von $5 \cdot 10^{-7} \text{ m s}^{-1}$ angenommen wird. Die niedrigsten Sickerwasserstände werden im Querschnitt QE (EWW, M2, mit Erosionsschutzprodukt) beobachtet. Höhere Sickerwasserstände treten in EWW lediglich zu Beginn der Versuchsdurchführung im landseitigen Beobachtungsrohr entgegen der Strömungsrichtung auf und werden daher als Messfehler angesehen. Die gemessene Ganglinie EWW liegt deutlich unterhalb der simulierten Sickerlinie, die im Modell bei einem k_s -Wert von $1 \cdot 10^{-7} \text{ m s}^{-1}$ generiert wurde. Im Vergleich hierzu liegen die Messwerte im Querschnitt QD (M2, ohne Erosionsschutzprodukt) auf dieser Linie und die Werte im Querschnitt QF (M1, mit Erosionsschutzprodukt) geringfügig oberhalb dieser.

Im Ostdeich werden die höchsten Sickerwasserstände bei $h = 1,92 \text{ m}$ im Querschnitt QG (GOW, M1, ohne Geogitter) beobachtet. Sie sind vergleichbar mit dem Modellergebnis, für das ein k_s -Wert von $1 \cdot 10^{-5} \text{ m s}^{-1}$ angenommen wurde und sind annähernd doppelt so hoch wie bei GWW im selben Querschnitt im Westdeich. Die maximalen Sickerwasserstände der Querschnitte QD - QF variieren im Bereich von 1,4 m bis 1,7 m und sprechen dafür, dass die hydraulischen Leitfähigkeiten der Deckschicht k_s -Werte im Bereich von $1 \cdot 10^{-6} \text{ m s}^{-1}$ bis $5 \cdot 10^{-6} \text{ m s}^{-1}$ aufweisen.

7. Ergebnisse

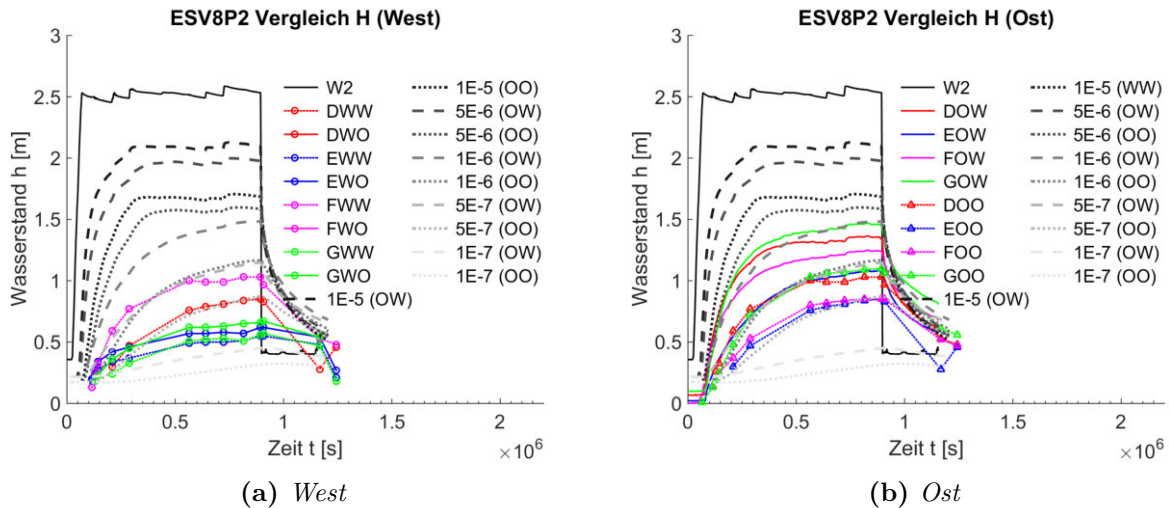


Abb. 117: ESV8P2 Vergleich ($t_0 = 11.06.2014$ 00:00 Uhr)

Der im Juni 2014 im Polder II durchgeführte achte Einstauversuch zeigt, dass sich das hydraulische Verhalten im Vergleich zum ersten Einstauversuch im Jahr 2013 nur unwesentlich verändert hat (Abb. 117). Im Westdeich werden in den Querschnitten QD-QF geringfügig höhere Sickerwasserstände gemessen, die darauf hindeuten, dass die hydraulische Leitfähigkeit größer als $1 \cdot 10^{-7} \text{ m s}^{-1}$ sein muss. Im Ostdeich bildet die Sickerlinie im Querschnitt QG eine Ausnahme. Im Vergleich zum Versuch ESV1P2 ist der maximale Wasserstand im Beobachtungsrohr GOW mit $h = 1,5 \text{ m}$ (k_s -Wert = $1 \cdot 10^{-6} \text{ m s}^{-1}$) deutlich niedriger und passt sich der gemessenen Ganglinie DOW an.

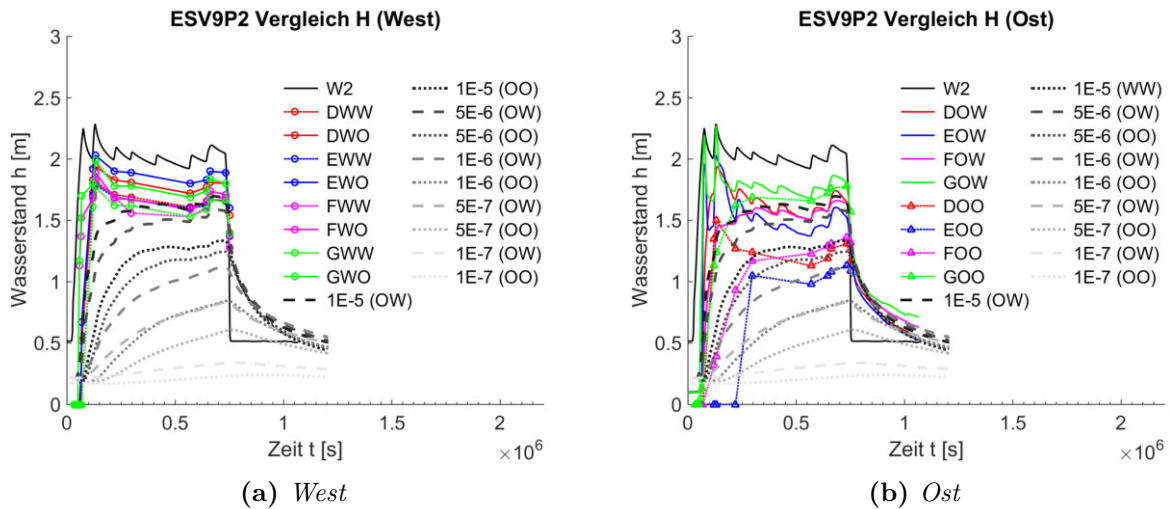


Abb. 118: ESV9P2 Vergleich ($t_0 = 28.09.2016$ 00:00 Uhr)

Ähnlich wie im Polder I wird auch im Polder II nach vier Jahren Standzeit eine erhebliche Zunahme der Infiltrationsraten beobachtet (Abb. 118). Im Westdeich steigen die Sickerwasserstände in allen Querschnitten bereits bei vergleichsweise niedrigen Polderwasserständen $W2 < 2,25 \text{ m}$ auf Höhen an, die mit $h = 1,8 \text{ m}$ bis $2,0 \text{ m}$ knapp unterhalb der Einstauhöhe liegen. Es muss angenommen werden, dass die effektive Leitfähigkeit auf k_s -Werte $> 1 \cdot 10^{-5} \text{ m s}^{-1}$ angestiegen ist. Im Ostdeich wird ein ähnliches Verhalten beobachtet. Die maximalen Wasserstände sind hier jedoch etwas niedriger, sodass im Querschnitt QG eine effektive Leitfähigkeit angenommen werden muss, die knapp über $1 \cdot 10^{-5} \text{ m s}^{-1}$ liegt und für die Querschnitte QD und QF in Bereichen zwischen $5 \cdot 10^{-6} \text{ m s}^{-1}$ und $1 \cdot 10^{-5} \text{ m s}^{-1}$ geschätzt wird.

Weitere Indikatoren der im ESV9P2 beobachteten deutlichen Zunahme des Infiltrationsvermögens sind die zügige Abnahme des Polderwasserstandes W2 (Wasserverluste) sowie die in den Kippzähler gemessenen hohen Dränabflüsse. In diesem Zusammenhang wurden im Querschnitt QD beispielsweise mit $Q_{max} = 6 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3 \text{ m}^{-1} \text{ s}$ der höchste Sickerwasserabfluss aufgezeichnet (vgl. Anh-C Abb. 210c). Die erhöhten Wasserstandsmessungen sind somit plausibel.

Abschließend sind in der Abb. 119 Ergebnisse der stationären Sickerlinie dargestellt, die unter der Annahme einer zunehmend leitfähigeren Deichdeckschicht berechnet wurden.

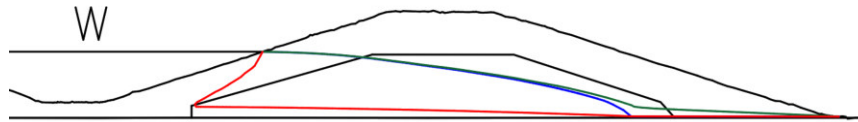


Abb. 119: Beispielhaft berechnete stationäre Sickerlinie unter der Annahme einer zunehmend leitfähigeren Deichdeckschicht (Polder II)

Die in Abb. 119 rot dargestellte Sickerlinie wurde für eine Deichdeckschicht berechnet, deren k_s -Wert bei $1 \cdot 10^{-8} \text{ m s}^{-1}$ angenommen wurde. Hierbei ist erkennbar, dass hydraulische Potentiale innerhalb der Deichdeckschicht nahezu vollständig abgebaut werden und im Stützkörper lediglich geringe Sickerwasserstände ($h < 0,2 \text{ m}$) berechnet werden. Das vorliegende Ergebnis ist somit zu dem im ESV1P2 im Westdeich des QE beobachteten niedrigen Sickerwasserganglinien vergleichbar (vgl. EWW und EWO in Abb. 116a). Dem gegenüber führen k_s -Werte von $1 \cdot 10^{-6} \text{ m s}^{-1}$ (blaue Linie) und $1 \cdot 10^{-5} \text{ m s}^{-1}$ (grüne Linie) zu einer deutlichen Erhöhung der im Stützkörper zu erwartenden Sickerlinie. Hydraulische Potentiale werden dabei überwiegend im Stützkörper und dem Dränelement abgebaut. Bei einem k_s -Wert $> 1 \cdot 10^{-5} \text{ m s}^{-1}$ wird die Leistungsfähigkeit des im Modell angenommenen Dränelements bereits überschritten, sodass hierdurch ein Anstieg der Sickerlinie innerhalb der landseitigen Deckschicht in Erscheinung tritt.

7.2.6 Fazit

Zusammenfassend wird festgestellt, dass die vorliegende Problematik auch unter vereinfachten Modellannahmen eine starke Nichtlinearität aufweist (erkennbar z.B. anhand der Sensitivitäten oder Eigenwerte). Die Approximation mit PEST wird hierdurch häufig vorzeitig im lokalen Minimum abgebrochen. Die erzielten Ergebnisse sind hochgradig von der jeweils gewählten Startbedingung abhängig. Darüber hinaus wird festgestellt, dass eine erfolgreiche simultane Approximation der Zielgrößen HH, Q und ψ aufgrund der vorliegenden Pareto-Problematik nicht möglich ist, da eine Verbesserung der Zielwerte HH und Q zur Verschlechterung der Zielgröße ψ führt. Für die Auswertung der hydraulischen Eigenschaften des in Rostock verwendeten organikreichen feinkörnigen Baggerguts ist die inverse Vorgehensmethode durch die Anwendung von PEST und AMALGAM allein unzureichend.

Die Erprobung der MLP-, RBF-, ICE-Netze sowie der Kriging-Methode zur Bildung von Ersatzmodellen und Modellexploration führt zum Fazit, dass jeweilige Ersatzmodelle anwendungsspezifisch auszuwählen sind. Die Anwendung von RBF-Netzen und Kriging-Methode führt in diesem Zusammenhang zwar im bekannten Beobachtungsbereich stets zu exakten Prognosen. Allerdings ist die Anwendung aufgrund der intensiven Rechenzeiten stark eingeschränkt. Die Modellexploration konnte daher lediglich am MLP-Netz mit erfolgreichem Abbruch im festgelegten Kriterium ausgeführt werden. Sich nachteilig auf die Explorartion auswirkende Effekte (z.B. eine globale Adaptation

oder die Netzarchitektur) konnten durch kurze Rechenzeiten und dem im Gedächtnis gebliebenen „besten Modell“ ausgeglichen werden.

Anhand der am angepassten EM erzeugten visuellen Darstellungen lassen sich Parameterabhängigkeiten sowie das Modellverhalten diskutieren. Das sensitive Verhalten der Parameter zueinander kann durch Benennung nicht-sensitiver und sensitiver Bereiche abgegrenzt werden. Während der Modellexploration werden neue bisher unbekannte Parameterkombinationen gefunden, die für die Benennung lokaler Optima bedeutungsvoll sind. Anhand der grafischen Auswertung lassen sich somit Rückschlüsse bezüglich der Parameterabhängigkeiten herleiten, die durch Anwendung multivariater Analysemethoden (z.B. der Marginalverteilung oder Hauptkomponentenanalyse) nicht möglich wären.

Die Übertragung der Ergebnisse führt zu der Schlussfolgerung, dass im Jahr 2013 im Polder II (vgl. Abb. 116) die Deichdeckschicht im Westdeich einen $k_s < 1 \cdot 10^{-7} \text{ m s}^{-1}$ aufgewiesen haben muss. Die Durchlässigkeit im Ostdeich beträgt zu diesem Zeitpunkt etwa $1 \cdot 10^{-6} \text{ m s}^{-1}$. Nach vier Jahren Standzeit werden 2016 im Westdeich des Polder II deutlich höhere Sickerwasserstände aufgezeichnet. Die hydraulische Durchlässigkeit hat sich in diesem Zeitraum auf $> 1 \cdot 10^{-5} \text{ m s}^{-1}$ erhöht. Es wird festgestellt, dass die im Feld gemessenen Infiltrationsraten der Deichdeckschicht ($1 \cdot 10^{-5} \text{ m s}^{-1}$ bis $1 \cdot 10^{-4} \text{ m s}^{-1}$) im Modell zu sehr hohen Sickerwasserlinien führen, die jedoch zu den aufgezeichneten Pegeldata teilweise im Widerspruch stehen.

7.3 Ergebnisse in Ergänzung durchgeführter Versuche

Den in Abs. 7.1.1.2 und Abs. 7.2.4 dargestellten Ergebnissen ist zu entnehmen, dass die aus den Baggergutmaterialien (M1, M2) hergestellten Deichdeckschichten effektive Leitfähigkeiten von etwa $1 \cdot 10^{-6} \text{ m s}^{-1}$ aufweisen. Die Werte sind deutlich höher als die im Laborversuch ermittelten Werte. Als Ursache wird eine durch hohe Wassergehalte einbaubedingte, unzureichende Verdichtung vermutet, in dessen Folge Interaggregatporen erhalten bleiben. Um zu prüfen, ob eine unzureichende Verdichtung durch zu hohe Wassergehalte oder eine geringe Verdichtungsenergie hervorgerufen wurde, wurden im Labor zusätzliche Verdichtungsversuche in Anlehnung eines modifizierten einaxialen Verdichtungsversuchs unter optimalen Einbauwassergehalten in Ergänzung durchgeführt. Die Ergebnisse hierzu sind im Abs. 7.3.1 zusammengefasst.

Eine hohe hydraulische Leitfähigkeit sowie eine hohe Saugfähigkeit der Deckschichtmaterialien bewirken eine zügige Durchfeuchtung der Deichquerschnitte. Sie führen zu hohen Strömungsdrücken und hohen Sickerlinien innerhalb des Stützkörpers. Einerseits steigt hierdurch das Risiko der inneren Erosion. Andererseits können sich durch Wühltiere oder Schrumpfungsrisse verursachte Deichdeckschichtschäden landseitig Angriffspunkte bilden, in denen die Deckschicht entlang der Sickerwasseraustrittsflächen oder bei Überströmung bevorzugt erodiert. Aus diesen Gründen wurde zur Abschätzung der Erosionswiderstandsfähigkeit des Baggergutmaterials M2 ergänzend HET-Versuche durchgeführt, deren Ergebnisse in Abs. 7.3.2 zusammenfassend beschrieben sind. Bezüglich der inneren Erosion wird die aus den Laboruntersuchungen abgeleitete Materialeigenschaft der kritischen Scherspannungen anhand eines großskalierten Feldversuchs unter qualitativen Gesichtspunkten verifiziert. Die Ergebnisse hierzu sind Abs. 7.3.3 zusammenfassend dargestellt.

7.3.1 Modifizierter statischer Verdichtungsversuch

Die Versuchsergebnisse des in Abs. 6.3.1 beschriebenen modifizierten statischen Verdichtungsversuchs sind für drei Wiederholungen des Baggergutmaterials M2 (M2#1-3, Wassergehalt $w_g = 0,365$) exemplarisch in Abb. 120 dargestellt. Weitere Untersuchungsergebnisse sind für die Materialien M1, M2 und M3 unter Berücksichtigung variierender Wassergehalte sowohl für eine perforierte als auch unperforierte Druckzelle dem Anh.-B (Abb. 150 bis Abb. 155) zu entnehmen.

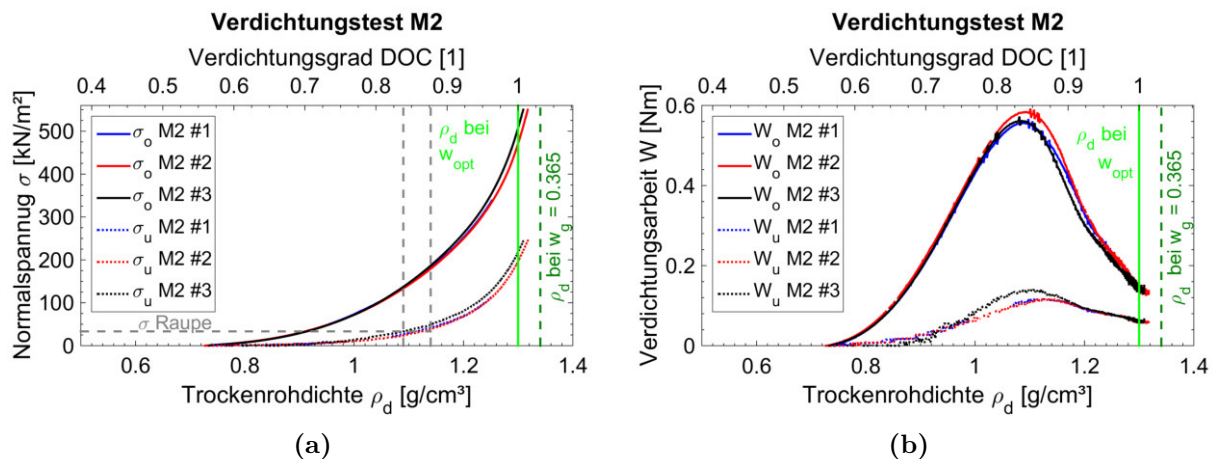


Abb. 120: Ergebnisse des modifizierten statischen Verdichtungsversuchs (unperforierte Zelle) für das Baggergutmaterial M2 ($w_g = 0,365$)

Bei einem nahe am Optimum liegenden Wassergehalt ($w_g = 0,365$) wurde die Probe im Proctorgerät (DIN 18127 2012, Standardversuch) verdichtet und anschließend eine Trockenrohdichte ρ_d von $1,34 \text{ g cm}^{-3}$ bestimmt (grüne Strichlinie). Die in SAATHOFF, CANTRÉ und SIKORA (2015) ermittelte Proctordichte⁴³ ist als hellgrüne Linie dargestellt und markiert den im Versuch zu erzwingenden Verdichtungsgrad 1.

In der Abb. 120a sind die durch den oberen und unteren Kraftaufnehmer (σ_o , σ_u) im Versuch aufgezeichneten Normalspannungen abgebildet. Sie zeigen jeweils eine mit zunehmenden Verdichtungsgrad exponentiell steigende Spannungskurve. Der Betrag beider Spannungskurven ist ein Maß für den über die Zellwand abgetragenen Reibungskraftverlust. In diesen Zusammenhang ist der Kurvenverlauf bei σ_u für die Bewertung der Verdichtbarkeit maßgebend.

Die in Abb. 120a dargestellte Horizontallinie (σ_{Raupe}) entspricht der während der Herstellung der Deichdeckschicht applizierten Verdichtungsenergie (vgl. Abs. 3.2: Planierraupe, σ_z : $33,4 \text{ kN m}^{-2}$). Die unter diesem Energieeintrag im Versuch erzeugte Trockenrohdichte liegt bei $1,09 \text{ g cm}^{-3}$ bis $1,14 \text{ g cm}^{-3}$ (DOC 0,83 bis 0,87). Die für den Verdichtungsgrad 1 erforderliche Normalspannung beträgt etwa 220 kN m^{-2} und überschreitet somit die während der Herstellung der Deichdeckschicht applizierte Verdichtungsenergie um den Faktor 6,6.

Die im modifizierten statischen Verdichtungsversuch berechnete Verdichtungsarbeit ($W = F\Delta l$) ist in der Abb. 120b dargestellt. Hierbei ist deutlich zu erkennen, dass die Verdichtungsarbeit (w_u) für ρ_d im Bereich $1,06 \text{ g cm}^{-3}$ bis $1,16 \text{ g cm}^{-3}$ (DOC 0,82 bis 0,89) ein Maximum erreicht und

⁴³Vgl. Anh.-C Abb. 221: ρ_d : $1,28 \text{ g cm}^{-3}$ bis $1,32 \text{ g cm}^{-3}$ (ofengetrocknet bei 55°C) bei w_{opt} : 0,32 bis 0,35

7. Ergebnisse

anschließend kontinuierlich abnimmt. Bei einem niedrigen Verdichtungsgrad bleibt die Verformung aufgrund der geringen Normalspannung zunächst minimal und steigt mit zunehmender Auflast. Sobald die Probe zunehmend verdichtet ist, nimmt die Verformungsänderung auch bei weiterhin kontinuierlich zunehmender Auflast ab.

Einzelne, im modifizierten statischen Verdichtungsversuch temporär auftretende Zustände werden folgend anhand der in Abb. 121 aufgeführten Grafiken erläutert.

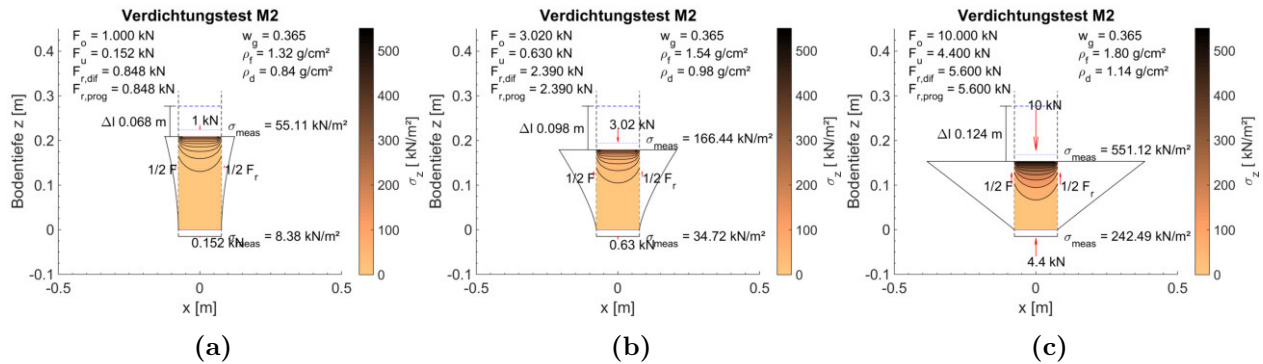


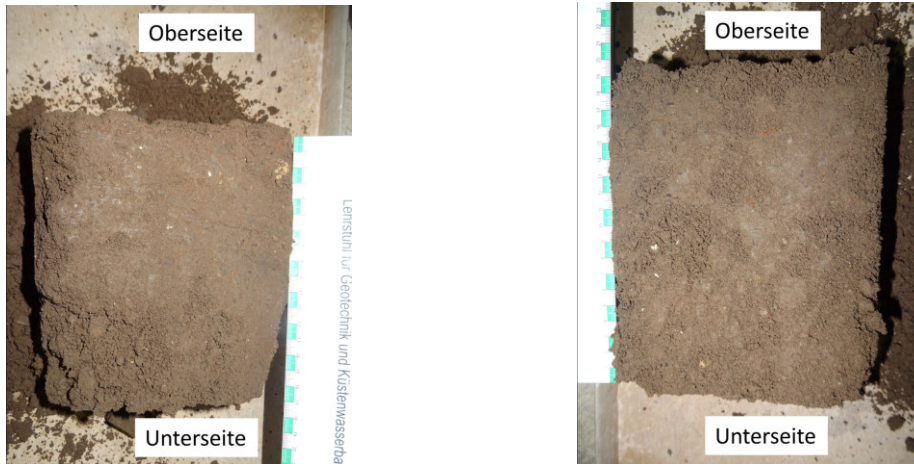
Abb. 121: Zustände im modifizierten statischen Verdichtungsversuch M2#3

Die in Abb. 121 aufgeführten Zustände entsprechen der im Versuch M2#3 am Baggergutmaterial M2 aufgezeichneten Messwerte in der Prüfzelle bei einer Kraftaufbringung von 1 kN ($\sigma_o = 55,11 \text{ kN m}^{-2}$; Abb. 121a), bei 3,02 kN ($\sigma_o = 166,44 \text{ kN m}^{-2}$; Abb. 121b) und bei 10 kN ($\sigma_o = 551,12 \text{ kN m}^{-2}$; Abb. 121c). In Abb. 121a bewirkt eine geringe Auflast ($F_o = 1 \text{ kN}$) im unverdichteten Zustand eine geringe Kraftübertragung auf die Bodenmatrix ($F_u = 0,152 \text{ kN}$). Die verbleibende Kraft $F_r = 0,848 \text{ kN}$ resultiert aus der Reibungskraft entlang der Prüfzellenwand und wird vertikal abwärtsgerichtet abgetragen. Mit zunehmender Verdichtung erhöht sich das Verhältnis der aufgetragenen Normalspannung σ_o zu der durch die Bodenmatrix aufgenommenen Normalspannung σ_u . Bei einer aufgetragenen Normalspannung von $166,44 \text{ kN m}^{-2}$ beträgt die von der Materialprobe aufgenommene Normalspannung $34,72 \text{ kN m}^{-2}$. Dieser Zustand entspricht in der Größenordnung der maximal aufgetragenen Verdichtungsenergie, die während der Verdichtungsarbeit am Rostocker Forschungsdeich durch die eingesetzte Planierraupe (33 kN m^{-2}) erreicht wurde. Erst ab Normalspannungen von $\sigma_u > 220 \text{ kN m}^{-2}$ treten Verdichtungs Zustände in der Prüfzelle auf, die den im Proctorgerät hergestellten Laborwerten bei identischem Wassergehalt nahekommen. Diese Werte liegen jedoch oberhalb der durch schwere konventionelle Verdichtungsgeräte (z.B. der am Testfeld B („Schnatermann“) eingesetzten Glattmantelwalze $\sigma = 167 \text{ kN m}^{-2}$) zu realisierenden Verdichtungsenergie.

Die in den Abb. 121 dargestellten Druckzwiebeln verdeutlichen in grober Annäherung die Spannungsverteilung innerhalb der Prüfzelle. Sie beruhen auf der Annahme einer Spannungsverteilung eines nicht-kohäsiven Materials im elastisch-isotropen Halbraum unterhalb einer runden Flächenauflast nach dem Ansatz von BOUSSINESQ [Gl. 47]. Da sich die Spannungsverteilungen nicht kohäsiver Materialien allerdings deutlich von denen der kohäsiven Materialien unterscheiden und Annahmen elastisch-isotroper Halbräume in einem durch starre Wände begrenzte Raum nicht gültig sind, muss davon ausgegangen werden, dass die in Abb. 121 aufgeführten Spannungsverteilungen nur bedingt den tatsächlichen Ist-Zustand innerhalb der Prüfzelle entsprechen.

Aus den benannten Unsicherheiten heraus wurden die Querschnitte zweier unterschiedlich beanspruchter Proben des Material M2 nach der Versuchsdurchführung ausgebaut und ihre Profile miteinander verglichen. Hierfür wurde analog zu dem in Abb. 120 beschriebenen Versuch M2#3 ein

vierter Versuch (M2#4) mit dem Material M2 durchgeführt ($\rho_{d,0} = 0,651 \text{ g cm}^{-3}$; $h_0 = 0,269 \text{ m}$), wobei der Versuch bei einer Normalspannung von $\sigma_o = 143 \text{ kN m}^{-2}$ und $\sigma_u = 33 \text{ kN m}^{-2}$ bereits vorzeitig beendet wurde. Dabei wurde nach einer einaxialen Verformung ($\Delta l = 0,109 \text{ m}$) zum Versuchsende eine Trockenrohichte von $\rho_{d,0} = 1,069 \text{ g cm}^{-3}$ ermittelt. Der gering verdichtete Profilquerschnitt aus dem Versuch M2#4 ist dem höher verdichteten Profilquerschnitt aus dem Versuch M2#3 in Abb. 122 gegenübergestellt.



(a) Verdichtete M2-Probe nach einer Auflastaufbringung von $\sigma_u = 242 \text{ kN m}^{-2}$ (Versuch M2#3)

(b) Gering verdichtete M2-Probe nach einer Auflastaufbringung von $\sigma_u = 33 \text{ kN m}^{-2}$ (Versuch M2#4)

Abb. 122: Querschnitte der Materialproben M2 aus den Versuchen M2#3 und M2#4

Aus der Gegenüberstellung der in Abb. 122 dargestellten Probenkörper lassen sich visuell keine genauen Rückschlüsse bezüglich der Verdichtung ableiten. Die Oberfläche der mit 33 kN m^{-2} verdichteten Probe in Abb. 122b wirkt lediglich etwas rauer. Während der Bearbeitung zerfällt die Probe wieder in einzelne krümelige Aggregate. Die in Abb. 122a mit 242 kN m^{-2} verdichtete Probe lässt sich hingegen schwerer bearbeiten. Die Oberfläche wirkt glatter. Die lockere Struktur loser Bodenaggregate ist schwächer ausgeprägt. Im Vergleich zu den in Abb. 86 (vgl. Abs. 7.1.1.2) dargestellten Profilen der Deichdeckschicht weisen die im Labor hergestellten Probenkörper augenscheinlich keine größeren Hohlräume auf.

Um die im Labor ermittelten Spannungszustände in Beziehung zu den im Feld herrschenden Einbaubedingungen zu setzen, werden nach den Ansätzen von BOUSSINESQ und WESTERGAARD (vgl. Abs. 6.3.1) annäherungsweise die schichtabhängigen Spannungszustände ermittelt. Hierbei werden Annahmen einer statischen Vertikalspannung angenommen, die einer durch das Verdichtungsgerät erzeugten Beanspruchung entspricht (Planierraube, $\sigma: 33,4 \text{ kN m}^{-2}$, Kettenbreite: $0,6 \text{ m}$, Kettenlänge: 4 m). Die Ergebnisse sind in Abb. 123 in Isobarendarstellung und unter Benennung der mittleren Spannung in Horizontalebene dargestellt.

7. Ergebnisse

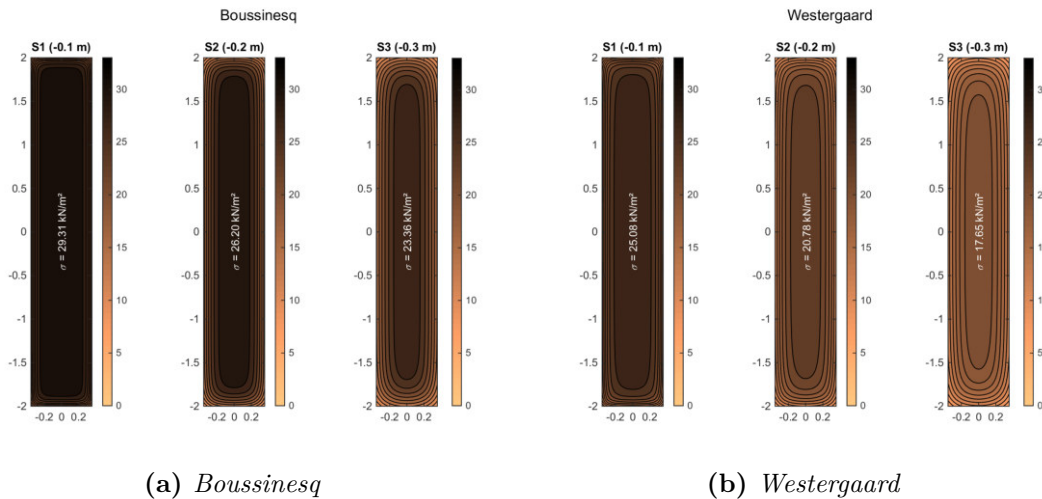


Abb. 123: Nach BOUSSINESQ und WESTERGAARD berechnete Spannungsverteilung in Horizontalebene in Abhängigkeit der Schichttiefe S1 - S3

Dem Berechnungsbeispiel in Abb. 123 ist zu entnehmen, dass die mittlere Vertikalspannung unterhalb der Raupenkette in einer Tiefe von 10 cm (S1) rechnerisch $29,31 \text{ kN m}^{-2}$ (BOUSSINESQ) und $25,08 \text{ kN m}^{-2}$ (WESTERGAARD) beträgt. Demnach werden lediglich 75 % bis 87 % der aufgetragenen Verdichtungsenergie in die unteren Schichten übertragen. In einer Tiefe von 30 cm (S3) beträgt die mittlere Vertikalspannung $23,36 \text{ kN m}^{-2}$ bzw. $17,65 \text{ kN m}^{-2}$ und entspricht somit einem Anteil von 53 % bis 70 % der aufgetragenen Verdichtungsenergie.

Zusammenfassend zeigen die Versuchsergebnisse, dass die beim Einbau der Deckschichten eingesetzte Verdichtungstechnologie mit dem Raupenfahrzeug zu niedrigen Verdichtungsgraden im Bereich DOC 83 % bis 87 % führen (Abb. 120a). Gleichzeitig ist die Einwirktiefe aufgrund der vorhandenen Flächenverteilung (Raupenkette) vergleichsweise niedrig (Abb. 123), sodass die genannten Verdichtungsgrade als technische Obergrenze aufzufassen sind. Sowohl die geringe Verdichtungsenergie, als auch die geringe Einwirktiefe sind eine Erklärung für die in Tab. 12 aufgeführten niedrigen Verdichtungsgrade der aus organikreichen feinkörnigen Baggergut hergestellten Deckschicht.

7.3.2 Laborversuch (HET)

Um die Materialeigenschaften von feinkörnigen organikreichen Baggergut hinsichtlich der inneren Erosion zu testen, wurden im Zeitraum von Juni 2018 bis Januar 2019 insgesamt 67 ungestörte Materialproben des Baggergutmaterials M2 entnommen und im Labor im HET-Versuch untersucht. Die Materialproben wurden dem Querschnitt B (Ostdeich) aus der wasserseitigen Deckschicht in Tiefen von 20 cm bis 115 cm entnommen.

In Anlehnung an den Standardtest der in WAN und FELL (2004b) beschriebenen Methode (vgl. Abs. 6.3.2) wurden in einer ersten Versuchsreihe die Materialproben #1 - #10 bei unterschiedlichen Versuchsdauern bei maximalen Druckdifferenzen von Δp 2,1 mWS geprüft. Um die initiale Wandscherspannung im Versuch zu erhöhen, wurden die Proben #5 und #6 mit einem initialen Lochdurchmesser $\Phi_{init} = 8 \text{ mm}$ und die Proben #9 und #10 mit $\Phi_{init} = 13 \text{ mm}$ beprobt.

Bei der Durchführung der Standardmethode wird in keiner der Proben #1 - #10 eine signifikante Erosion beobachtet, die während des Versuchs zum Versagen führt. In den Proben #2 - #4 werden

nach Versuchsdauern von 1400 s bis 9800 s lediglich Locherweiterungen < 2 mm am Paraffinabdruck ermittelt. An den Proben #5 und #6 werden nach Versuchsdauern von 6000 s bis 16 200 s lediglich Erweiterungen der Lochöffnung von < 5 mm bestimmt.

Um die Langzeitbeständigkeit gegen innere Erosion zu testen, wurde im Versuch #8 ($\Phi_{init} = 6$ mm, Entnahmetiefe: 65 cm) die Versuchsdauer auf 7 Tage erhöht. Die im Versuch aufgezeichneten Durchflüsse und Druckdifferenzen sind hierfür in Abb. 124 dargestellt. Der vor und nach dem Versuch dokumentierte Probenzustand ist in Abb. 125 abgebildet.

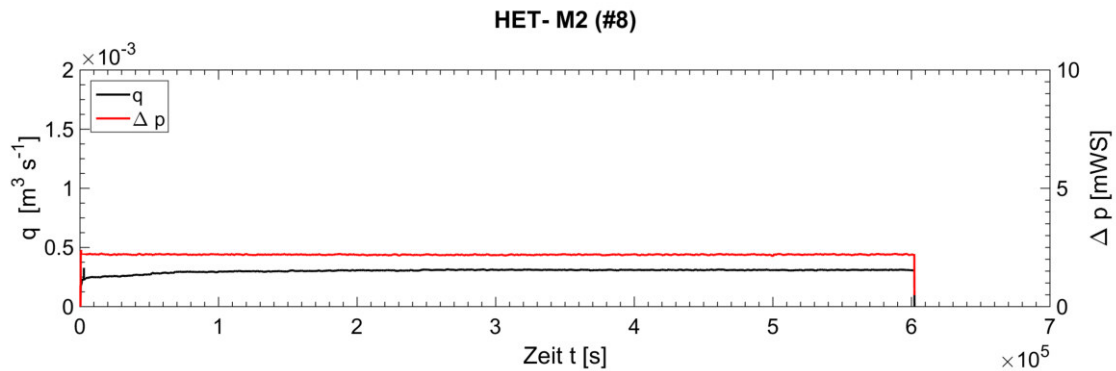


Abb. 124: HET #8 - Messdaten: M2, QB (Entnahmetiefe: 65 cm, Ostdeich)

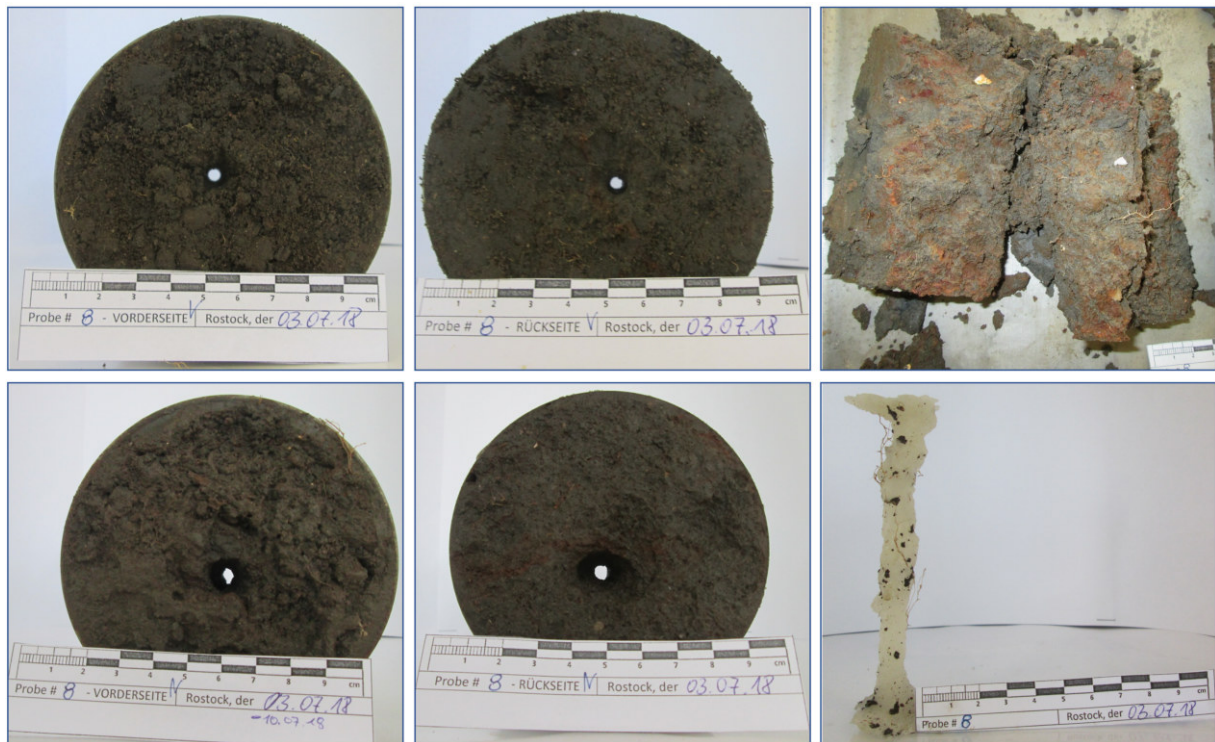


Abb. 125: HET #8 - Zustand der Probe vor und nach der Versuchsdurchführung

In Betrachtung der Abb. 124 wird festgestellt, dass sowohl der Durchfluss q als auch der Strömungsdruck Δp unverändert auf konstantem Niveau verbleibt. Geringfügige Änderungen sind zu Beginn der Versuchsdurchführung zu beobachten und auf eine temporäre Erosion zurückzuführen,

7. Ergebnisse

deren Ursache einer Materialstörung aufgrund der Lochherstellung zugeschrieben wird. Anhand der Abb. 125 wird deutlich, dass die Materialprobe auch nach einer längeren Versuchsdurchführung mit hinreichender Durchfeuchtung nahezu intakt geblieben ist. Anhand des Paraffinabdruckes wird der finale Lochdurchmesser auf 10 mm bestimmt.

Die im Versuch #8 nach [Gl. 52] erzeugte Scherspannung τ beträgt $273,5 \text{ N m}^{-2}$ bis $455,8 \text{ N m}^{-2}$. Die im Versuch #10 erzeugte Scherspannung liegt im Bereich $836,4 \text{ N m}^{-2}$ bis $920,1 \text{ N m}^{-2}$. Die Erodierbarkeit der Materialien wird gemäß der in Anh.-C Tab. 15 aufgeführten Ordinalskala der Gruppe 5 und 6 zugeordnet und ist mit einer sehr langsamen bzw. extrem langsamen Erodierbarkeit der Materialien gleichzusetzen.

Für eine zweite Versuchsreihe (#11 - #67) wurde der HET-Versuch mit dem Ziel modifiziert, höherer Druckstufen von bis zu 10 mWS zu erzeugen und somit ein Versagen durch Erosion zu erzwingen. Hierfür wurde eine Kreiselpumpe ($q_{max} 8 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$, max. Förderrückhöhe: 10 mWS) direkt an die Probe angeschlossen. Einzelne Druckstufen werden durch Entlastung einer zweiten zur Messzelle parallel geschalteten Rohrleitung geregelt. Durch den modifizierten Aufbau bedingt, kann der Druck jedoch bei zunehmendem Lochdurchmesser nicht konstant gehalten werden. Gleichzeitig werden Druckspitzen der Kreiselpumpenbewegung auf das System übertragen, deren Einfluss sich in Messsignalschwankungen widerspiegelt. Eine Auswertung der Versuche ist hierdurch nur eingeschränkt möglich.

An den ausgewählten Proben #63 (Abb. 126 und 127) und #18 (Abb. 128 und 129) wird verdeutlicht, dass der modifizierte HET zu Ergebnissen mit großer Streubreite führt.

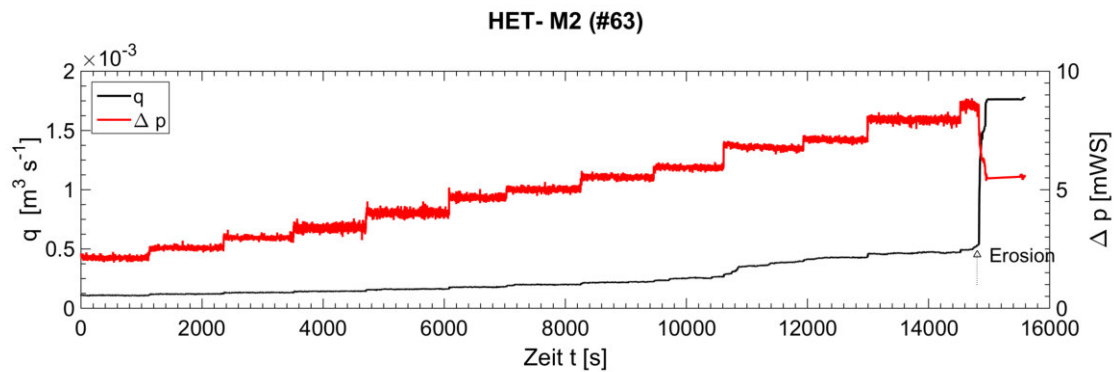


Abb. 126: HET #63 - Messdaten: M2, QB (Entnahmetiefe: 55 cm, Ostdeich)

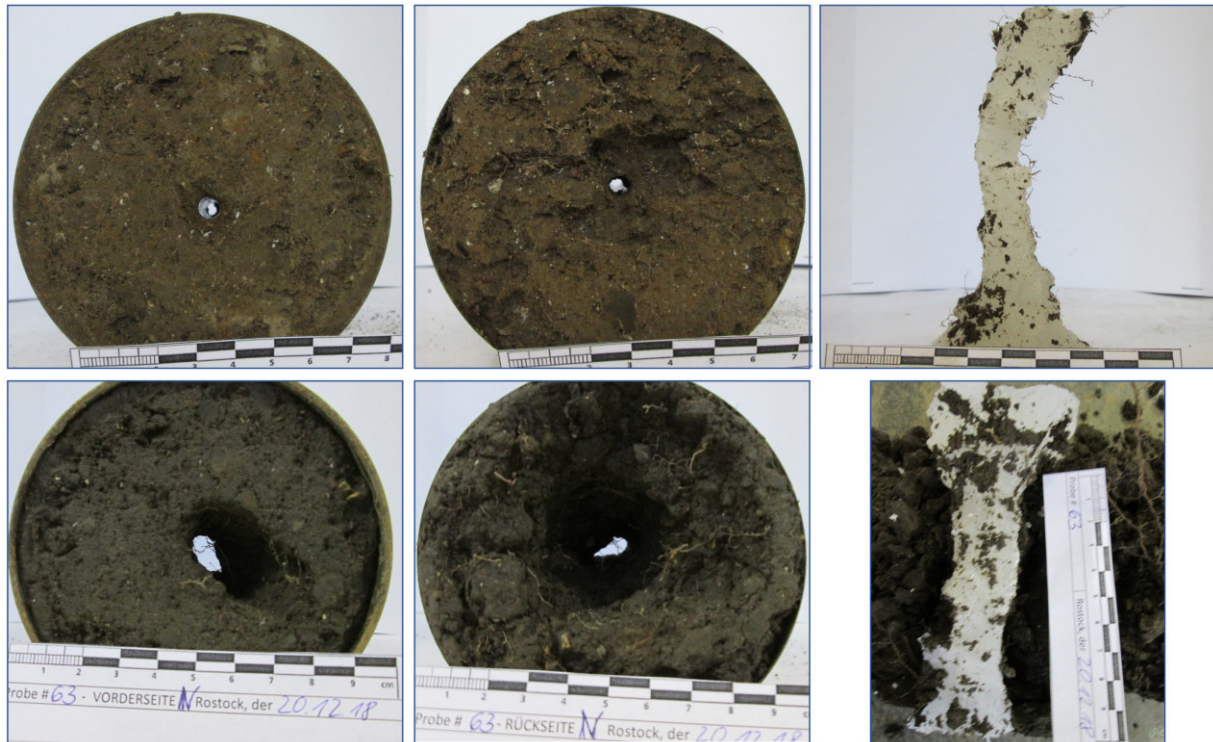


Abb. 127: HET #63 - Zustand der Probe vor und nach Versuchsdurchführung

In mehreren Versuchen wurde beobachtet, dass die Proben hohen Strömungsdrücken in der Versuchszelle widerstehen. Im Versuch #63 wurde eine geringe Erosion in den ersten 10 500 s beobachtet. Ab Wasserdrücken $> 6,5$ mWS wurde eine geringfügige Zunahme des Durchflusses beobachtet (τ_t : $735,8 \text{ N m}^{-2}$ bis $981,0 \text{ N m}^{-2}$). Ein signifikantes Versagen tritt ab der 13. Druckstufe bei Druckdifferenzen Δp $8,5$ mWS auf (τ_t : $1398,75 \text{ N m}^{-2}$ bis $2084,6 \text{ N m}^{-2}$). Nach dem Versuch wurde ein Lochdurchmesser Φ_{fin} von 12 mm bestimmt.

In mehreren Versuchen wurde eine beginnende Erosion auch bei moderaten Druckstufen beobachtet. Exemplarisch hierfür sind die in den Abb. 128 und Abb. 129 dargestellten Versuchsergebnisse des Versuchs HET #18.

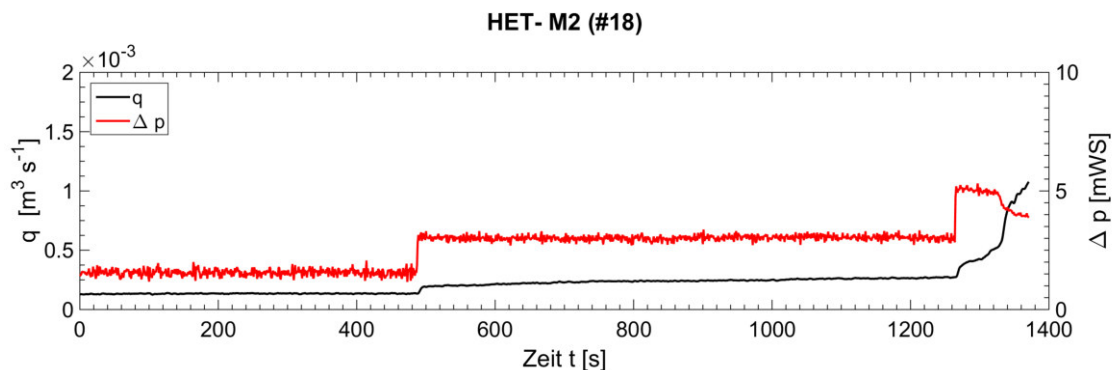


Abb. 128: HET #18 - Messdaten: M2 (Entnahmetiefe: 55 cm, Ostdeich)

7. Ergebnisse



Abb. 129: HET #18 - Zustand der Probe vor und nach Versuchsdurchführung

Bereits bei Δp 3 mWS (τ 387,9 N m⁻² - 429,2 N m⁻²) wurde ein geringer Anstieg des Durchflusses festgestellt. Die Zunahme deutet auf eine beginnende Erosion (Φ_{fin} : 15 mm) hin und tritt in Zusammenhang von Gefügestörungen auf. Bei einer Druckdifferenz von $\Delta p > 5$ mWS versagte die Materialprobe (τ 817,5 N m⁻² - 1532,81 N m⁻²), wobei eine kritische Scherspannung τ_c von etwa 1200 N m⁻² ermittelt wurde.

Die Laborergebnisse zeigen, dass feinkörniges organikreiches Baggergut höheren hydraulischen Belastungen aufgrund der hohen Erosionswiderstandsfähigkeit über längere Zeiträume widerstehen kann. Da die am Rostocker Forschungsdeich maximal möglich Einstauhöhe von 2,5 m niedriger ist als die zur Erosion notwendige Druckdifferenz, ist zu erwarten, dass ein durch Erosion induziertes Versagen innerhalb der Deichdeckschicht auch bei einer hohen hydraulischen Durchlässigkeit und ggf. vorhandener Schädigung unwahrscheinlich ist.

7.3.3 Feldversuch

Die Ergebnisse der HET-Versuche zeigen, dass eine Erosion des Baggergutmaterials M2 erst ab Druckdifferenzen $\Delta p > 3$ mWS und den damit verbundenen kritischen Wandscherspannungen $\tau_c \gg 380$ N m⁻² eintritt. Am Rostocker Forschungsdeich hingegen beträgt die max. Einstauhöhe Δp etwa 2,5 m, wobei die Sickerlinie mit zunehmenden Abstand zur Infiltrationsfläche abnimmt. Es ist daher zu erwarten, dass auch bei massiver Störung der landseitigen Deichböschung eine Rohrströmung unter Druckrandbedingungen nicht auftreten wird. Aufgrund der im HET-Versuch ermittelten hohen kritischen Wandscherspannungen ist zu erwarten, dass ein Versagen der Deichdeckschicht des Rostocker Forschungsdeiches durch innere Erosion auch bei hohen Strömungsdrücken und langer Einstaudauer unwahrscheinlich ist.

Um die Hypothese zu bestätigen, wurde der Forschungsdeich (Polder I) nach der in Abs. 6.3.3 beschriebenen Methode hydraulisch belastet und durch Schadstellen (horizontale Bohrungen/Einstiche oder Gerinne in der landseitigen Deichdeckschicht) im Querschnitt QB solange sukzessiv geschwächt, bis ein Versagen auftrat. Hierdurch wird geprüft, ob sich die im Labor ermittelten HET-Ergebnisse unter Feldbedingung übertragen lassen und wie sich heterogene Materialeigenschaften (Verdichtungsgrade, Gefügestörungen, etc.) auf die Standsicherheit des Rostocker Forschungsdeiches auswirken.

Die im Feldversuch aufgezeichneten Messdaten (Wasserstände, Saugspannung) sind in Abb. 130 dargestellt. Die Bezeichnungen A - F kennzeichnen die in Abb. 79 genannten Phasen im zeitlichen Verlauf. Aufgrund technischer Störungen war der Datalogger zweimal ausgefallen. Messdaten waren für diese Zeiträume gesamtheitlich nicht verfügbar. In den Tensiometern TEN-S2, TEN-S4, TEN-N1 und TEN-N4 traten aufgrund technischer Defekte fehlerhafte Messwerte auf, sodass die Zeitreihen von der Auswertung ausgeschlossen wurden.

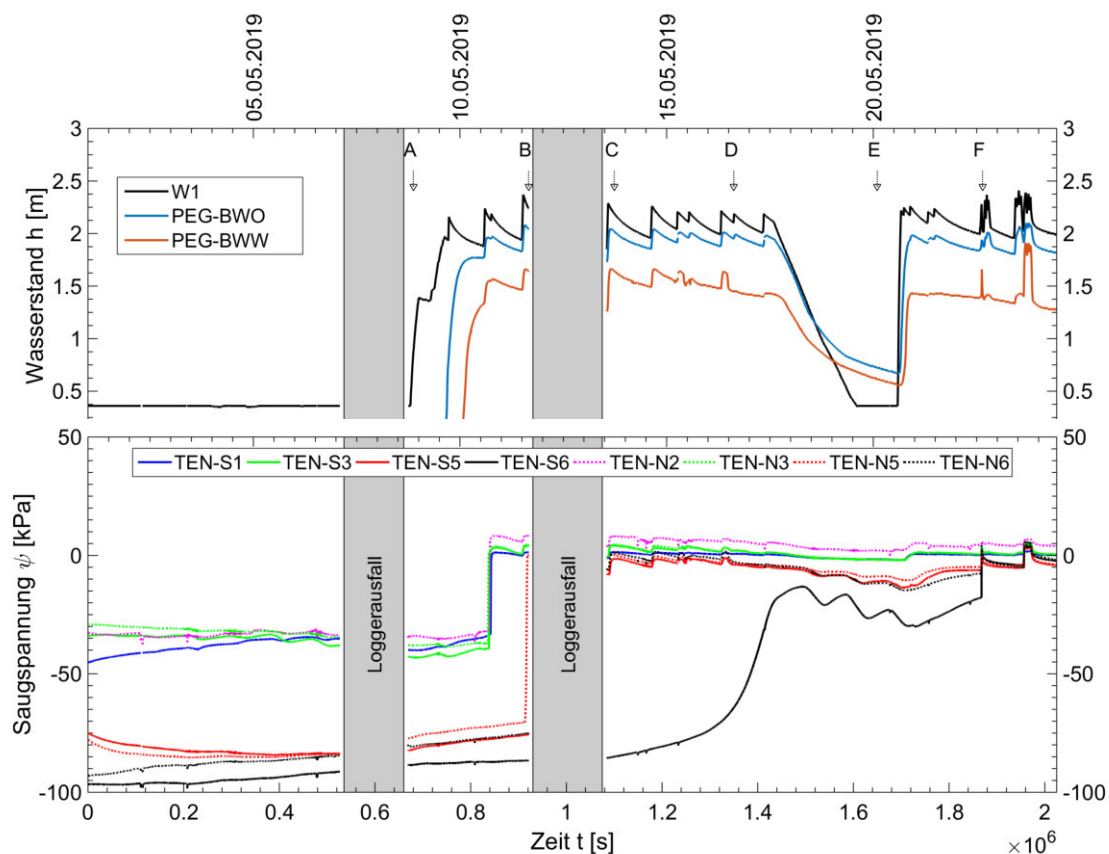


Abb. 130: Messdaten - Feldversuch zur inneren Erosion: Aufgezeichnete Wasserstände (W1, PEG) und in der landseitigen Deichdeckschicht aufgezeichnete Saugspannung der Tensiometer (Süd: TEN-S1, Ten-S3; TEN-S5 und TEN-S6; Nord: TEN-N2, TEN-N3, TEN-N5 und TEN-N6)

Anhand des in Abb. 130 dargestellten Polderwasserstandes W1 wird deutlich, dass bereits innerhalb von 24 h nach der Befüllung die Wasserspiegellage stets aufgrund der erhöhten Leitfähigkeit um bis zu 0,3 m abnimmt. Zur Aufrechterhaltung der hydraulischen Gradienten mussten die Wasserverluste

7. Ergebnisse

im Polder I daher durch tägliches Auffüllen ausgeglichen werden.

Zum Beginn der Versuchsdurchführung wurde für $W1 < 1,5$ m innerhalb von 24 h zunächst keine Änderung der Sickerlinie im Stützkörper beobachtet. Eine signifikante Durchfeuchtung des Stützkörpers trat erst mit dem Überschreiten der Einstauhöhe $W1 > 2$ m auf, wobei durch PEG-BWO und PEG-BWW deutliche Anstiege der Sickerlinien aufgezeichnet wurden. Anschließend lag der im Stützkörper an der wassernahen Seite gemessene Wasserstand (PEG-BWO) knapp unterhalb des Polderwasserstandes. Der im Stützkörper an der wasserfernen Seite gemessene Wasserstand (PEG-BWW) war zwar niedriger, verblieb aber auf hohem Niveau.

Signifikante Änderungen der Wasserstandsganglinien wurden in Abhängigkeit der Schädigung in den Phasen A - F nicht festgestellt. Es wurde beobachtet, dass die Sickerlinie in Richtung der landseitigen Deichböschung geringfügig abnahm. Nach der vollständigen Befüllung (09.05.19) reagierten die in der landseitigen Deichböschung an der Schadstelle installierten Tensiometer (TEN-S1, TEN-S3, TEN-N2, TEN-N3) innerhalb von 24 h auf die äußere Randbedingung, wobei eine zunehmende Durchfeuchtung im Böschungsfuß angezeigt wurde. Einen Tag später reagierten auch die auf der Böschung installierten Tensiometer (TEN-S5, TEN-S6, TEN-N6 und TEN-N6) und zeigten eine zunehmende Durchfeuchtung der landseitigen Böschung bis auf mittlere Höhe.

Die im Feldversuch in den einzelnen Phasen A - G durch Schädigung beobachteten Zustände werden folgend zusammengefasst:

- A (08.05.2019 - 09.05.2019) Der Polder I wurde befüllt und durchfeuchtete innerhalb von 48 h. Ein beginnendes Versagenes konnte in diesem Zeitraum nicht beobachtet werden.
- B (11.05.2019) Mit dem Pürckbohrer (Länge: 1 m; Durchmesser 2,1 cm) wurde landseitig (Querschnittsmitte, 30 cm oberhalb des Böschungsfußes) eine erste horizontale Fehlstelle erzeugt. Anschließend wurde ein sehr geringer und zeitlich begrenzter Wasseraustritt beobachtet, wobei eine sich selbständig fortführende Erosion nicht festgestellt wurde.
- C (13.05.2019) Die Fehlstelle wurde in horizontaler Ebene bis auf 2 m in den Stützkörper hinein erweitert. Da die Menge des aus dem Deichfuß austretenden Sickerwassers stets zeitnah versiegt, musste die Fehlstelle mehrmals wiederhergestellt werden. Im Zeitraum der Durchführung wurde bis zum 14.05.2019 innerhalb von 24 h lediglich etwa 32 l überwiegend sandiges Material aus dem Stützkörper ausgetragen.
- D (16.05.2019) Erweiterung der Sollbruchstelle (Länge 3,8 m, Durchmesser 4 cm), der Sickerwasserabfluss betrug zu diesem Zeitpunkt lediglich $4,5 \text{ l min}^{-1}$.
- E (17.05.2019 - 19.05.2019) Aufgrund der beobachteten verzögerten Materialaustragung wurde der Polder I entleert und der wasserseitige Böschungsfuß auf einer Länge von 4 m durchstochen. Der Strömungsdruck im Deichkörper sollte hierdurch erhöht werden. Der Polder I wurde am 20.05.2019 wieder befüllt, wobei anschließend keine Veränderungen in den Messdaten auftraten. Gleichzeitig wurde die landseitige Fehlstelle bis zum 22.05.2019 weiterhin regelmäßig erneuert. Bis zu diesem Zeitpunkt wurden etwa $0,5 \text{ m}^3$ sandiges Material aus dem Stützkörper ausgetragen, wobei die Menge des aus der Deckschicht umgelagerten feinkörnigen organikreichen Baggergutmaterials vernachlässigbar gering blieb.
- F (22.05.2019) Aufgrund der sich einstellenden langsamen Materialaustragung des sandigen Materials aus dem Stützkörper sowie der geringen Austragungsmenge des Deckschichtmaterials wurde in Ergänzung zur Fehlstelle zusätzlich ein Gerinne entlang der Deichkrone angelegt. Der Polder I wurde mehrmalig soweit bis zur Deichkrone angestaut, bis das Gerinne durchströmt wurde. Der Versuch wurde mehrmals unterbrochen, um die Oberflächenerosion im Gerinne zu protokollieren. Während der Versuchsdurchführung wurde festgestellt, dass sich im Gerinne auf der

Deichkrone eine Leckage gebildet hat und sich hierdurch der Materialaustrag aus dem Stützkörper signifikant beschleunigte. Für die weitere Versuchsdurchführung wurde die Leckage daher mit einem Bypass überwunden und die Erosion entlang der landseitigen Böschung dokumentiert. Eine signifikante Erosion wurde anschließend auf der landseitigen Böschung nicht festgestellt.

G (23.05.2019 15:20 - 20:15 Uhr) Das Gerinne wird ohne Bypass überströmt. Nach einer Versuchsdauer von 10 Minuten hat sich die Leckage um 15:30 Uhr erneut geöffnet, wobei zunächst ein deutlicher Materialaustrag aus dem Stützkörper ohne Standsicherheitsverlust bis um 20:15 Uhr beobachtet wurde. Nach Beendigung der Gerinneüberströmung um 20:15 Uhr trat ein Versagen der Deichdeckschicht erst um 21:35 Uhr auf, nachdem das sandige Material aus dem Stützkörper weitgehend ausgetragen wurde.

Die in Phase F am Gerinne durch Überströmung induzierte Erosion wurde anhand von Profilmessungen dokumentiert. Hierfür wurde die Überströmung mehrmals unterbrochen (Versuche t_1 bis t_6) und der jeweilige Zustand protokolliert. Die Ergebnisse der Erosionsentwicklung sind folgend in Abb. 131 schematisch abgebildet.

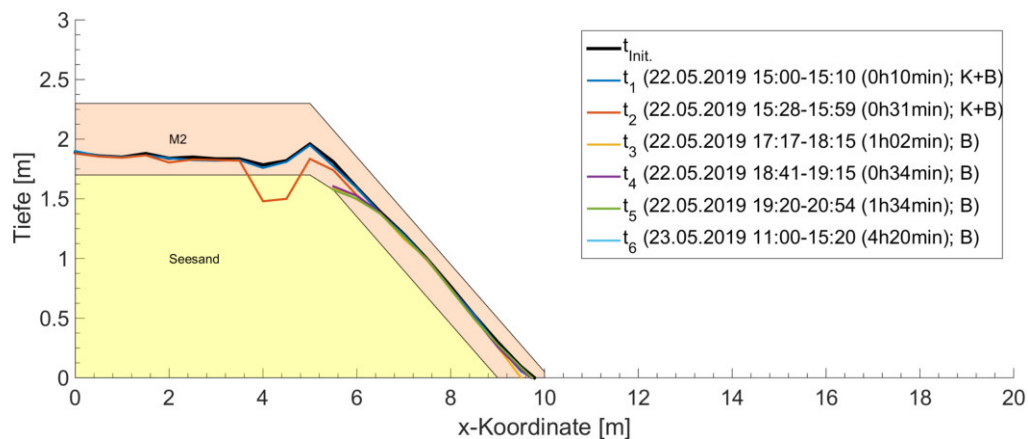


Abb. 131: Phase G: Entwicklung der Oberflächenerosion im Gerinne in der Deckschicht (M2, Querschnitt B, Westböschung)

Abb. 131 ist zu entnehmen, dass sich das ursprüngliche Gerinne (t_{init}) auch nach mehrmaliger Überströmung (t_1 bis t_6)⁴⁴ nur unwesentlich geändert hat. Nach dem Versuch t_2 wurde festgestellt, dass durch die Gerinneprofilierung eine Leckage auf der Deichkrone erzeugt wurde, sodass Wasser durch den Stützkörper strömt und hierdurch ein deutlicher Materialaustrag des sandigen Materials aus dem Stützkörper hervorgerufen wurde. In diesem Zusammenhang wurden die Versuche t_3 - t_6 ohne Überströmung der Deichkrone fortgesetzt (temp. geschlossener Bypass). Da im Versuch t_6 auch nach über 4 h Überströmung innerhalb Böschungsrinne keine signifikante Erosion festgestellt werden konnte, wurde in einer letzten Versuchsreihe (Phase G) der Bypass wieder geöffnet und hierdurch der Materialaustrag des sandigen Stützkörpers deutlich beschleunigt (Abb. 132).

⁴⁴Kennzeichnung K: Überströmung der Krone; Kennzeichnung B: Überströmung der landseitigen Böschung

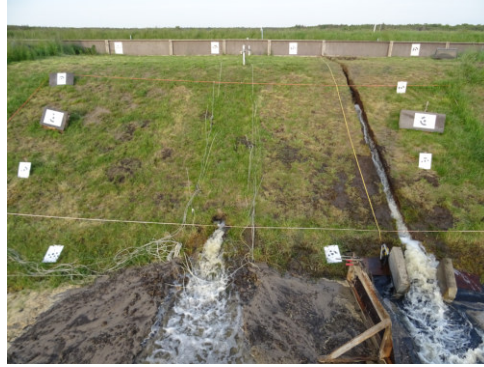


Abb. 132: Phase G: Beschleunigter Austrag des Seesandes (S) aus dem Stützkörper im Querschnitt B (Westdeich) nach Öffnung des Bypasses (23.05.2019 20:56 Uhr)

Nach der Öffnung des Bypasses konnte in Phase G beobachtet werden, dass das Wasser in großen Mengen ungehindert über die Deichkrone in den Stützkörper eindrang. Es wurde eine deutliche Zunahme des Durchflusses an der Schadstelle sowie ein deutlicher Materialaustrag aus dem Stützkörper festgestellt. Da eine Verformung der Deichdeckschicht zunächst nicht beobachtet werden konnte, wurde der Versuch am 23.05.2019 um 21:00 Uhr beendet (Abb. 132).

Nach Beendigung der Versuchsdurchführung ist die Deckschicht in Phase G nach 35 min aufgrund der Hohlrumbildung im Stützkörper innerhalb von 2 min in sich „zusammengesackt“ (Abb. 133).



(a) QB nach Beendigung der Phase G (23.05.2019 21:20 Uhr)



(b) QB nach Beendigung der Phase G (23.05.2019 21:35 Uhr)



(c) QB nach Beendigung der Phase G (23.05.2019 21:37 Uhr)



(d) QB nach Beendigung der Phase G (23.05.2019 21:38 Uhr)

Abb. 133: Sackung der Deichdeckschicht nach Austrag des Stützkörpermaterial nach Beendigung der Versuchsdurchführung in Phase G

Der in Abb. 133 dargestellte Versagensprozess trat unverzüglich und ohne Vorankündigung auf. Ein vollständiges Versagen des gesamten Deichquerschnittes konnte jedoch nicht beobachtet werden. Das Ausmaß des Versagens blieb lokal beschränkt und umfasste Bereiche der Deichkronenmitte und Teile der oberen Böschung (Abb. 134).



Abb. 134: Durch den Materialaustrag aus dem Stützkörper verursachte Sackung der Deckschicht auf der landseitigen Böschung im Querschnitt B (Westdeich) (24.05.2019 12:08 Uhr)

7.3.4 Fazit

Auf Grundlage der im modifizierten statischen Verdichtungsversuch erhobenen Ergebnisse wird festgestellt, dass die Verdichtung mit der Planierraupe eine unzureichende Verdichtung bewirkt und mit der dynamischen Verdichtung im Proctorversuch nicht vergleichbar ist.

Anhand der vorliegenden Untersuchungsergebnisse der HET-Versuche wird zusammenfassend festgestellt, dass das am Rostocker Forschungsdeich verwendete feinkörnige organikreiche Baggergut eine ausgesprochen gute Beständigkeit gegen Oberflächenerosion aufweist. Die Erodierbarkeit wird als *sehr langsam* bzw. *extrem langsam* bewertet. Die Materialien weisen eine kritische Scherspannung $\tau_c > 273,5 \text{ N m}^{-2}$ auf. Hierbei werden Maximalwerte von bis zu 1400 N m^{-2} bis 2000 N m^{-2} erreicht, wobei die Bewehrung durch Wurzeln vernachlässigbar ist. Es wird festgestellt, dass im Labor i.d.R. Druckdifferenzen $\Delta p > 5 \text{ mWS}$ erforderlich sind, um eine signifikante Erosion des Baggerguts zu erzwingen.

Durch die am Rostocker Forschungsdeich im Feldversuch herbeigeführten Zustände konnte kein Versagen durch innere Erosion der Deichdeckschicht hervorgerufen werden. Ursachen hierfür liegen einerseits in der hohen Erosionsbeständigkeit der Materialien. Andererseits werden im Stützkörper unabhängig von sonstigen Leckagen und höheren Sickerwasserständen, die Sickerwasserabflüsse im Stützkörper soweit reduziert, dass die zur Erosion erforderlichen Gradienten und Scherspannungen stets kritische Werte unterschreiten. Lediglich durch wiederholte schädigende Einwirkungen konnte im Querschnitt B des Rostocker Forschungsdeiches ein Zustand hervorgerufen werden, der zu einem massiven Materialaustrag des Seesandes aus dem Stützkörper führt, infolgedessen die Deichdeckschicht kollabierte.

8. Diskussion und daraus abgeleitete Empfehlungen

Für die Bewertung der Eignung von organikreichen feinkörnigen Baggergut als Ersatzbaustoff für Deichdeckschichten im südlichen Ostseeraum wurden im Rahmen der vorliegenden wissenschaftlichen Arbeit die hydraulischen Eigenschaften der Materialien am Beispiel des Rostocker Forschungsdeiches und daraus abgeleitete Empfehlungen untersucht. Die angewandte Methodik stützt sich auf die Auswertung von Labor- und Feldversuchen sowie die Auswertung der in der Projektarbeit erhobenen Messdaten. Die Eigenschaften wurden anhand numerischer Modelle zur Deichdurchfeuchtung und deren Modellergebnisse abgeleitet. In den folgenden Abschnitten werden die Ergebnisse unter Berücksichtigung der praktischen Anwendung sowie die Methodik diskutiert.

8.1 Baggergut im Deichbau

Im Rahmen des Projektes *DredgDikes* wurden umfangreiche Untersuchungen am Rostocker Forschungsdeich im Zeitraum von 2011 bis 2014 durchgeführt, deren Ergebnisse zusammenfassend in SAATHOFF, CANTRÉ und SIKORA (2015) unter Benennung der im Labor erhobenen charakteristischen Materialeigenschaften aufgeführt sind. In Ergänzung durchgeführte Laborergebnisse einschließlich der anhand durchgeführter Zerfallsversuche abgeleiteten Materialeignung werden hinsichtlich der in EAK (2020) genannten Grenzwerte durch GROSSE (2017) diskutiert und vergleichend anhand ausgewählter Mergel- und Kleimaterialien durch GROSSE (2017) bewertet. Hierbei wird festgestellt, dass den feinkörnigen Baggergutmaterialien die Eignung als Deichdeckschichtmaterial zugeschrieben werden kann, da die Anforderungen im Seedeichbau aufgrund der geringeren Belastungsannahmen gegenüber dem Flussdeichbau niedriger sind. Aufgrund der unterschiedlichen Zusammensetzung und hohen Organikanteile unterscheidet sich das Baggergutmaterial hinsichtlich der geotechnischen Eigenschaften mineralischer Deckschichtmaterialien mitunter beträchtlich. In diesem Zusammenhang empfiehlt GROSSE (2017) die geotechnischen Versuche an die Anwendung von Baggergut anzupassen und die Gültigkeit geotechnischer Grenzwerte im Deichbau gesondert zu bewerten.

Hinsichtlich der hydraulischen Eigenschaften nennen die geltenden Regelwerke keine bindenden Grenzwerte für die hydraulische Leitfähigkeit der Deckschichtmaterialien. Die Grenzwerte sind i.d.R. ein Produkt der Bemessung und damit projektspezifisch festzulegen. Hohe hydraulische Leitfähigkeiten als Ausschluss zu nutzen, entfällt somit. In diesem Zusammenhang empfehlen ACHMUS et al. (2019) auf Grundlage von Erfahrungswerten generell die Annahme erhöhter Leitfähigkeiten mit k_s -Werten von bis zu $1 \cdot 10^{-4} \text{ m s}^{-1}$ anzusetzen, die bei gealterten mineralischen Deckschichten aus Mergel oder Klei auftreten. Diesem Lastfall entsprechend ist die Standsicherheit und Funktionalität des Stütz- und Dränkörpers nachzuweisen. Auf Grundlage der vorliegenden Erfahrung kann das Vorgehen im Umgang mit feinkörnigen Baggergut ebenfalls empfohlen werden. Zur Gewährleistung der Filterwirksamkeit müssen die im Stützkörper anstehenden gröberen sandigen Materialien prinzipiell sehr hohe hydraulische Leitfähigkeiten ($> k_s$ -Werte von $1 \cdot 10^{-2} \text{ m s}^{-1}$) aufweisen. Die Auswahl geeigneter Materialien zur Herstellung von Stütz- und Dränkörper wird hierdurch prinzipiell stark eingeschränkt.

8.1.1 Methodik zur Ermittlung der hydraulischen Leitfähigkeit auf Grundlage von Laborversuchen und vorliegenden Erfahrungswerten

Um die Materialeigenschaft der gesättigten hydraulischen Leitfähigkeit der feinkörnigen organikreichen Baggergutmaterialien vor Beginn der Baumaßnahme abzuschätzen, existieren zahlreiche Ansätze. In diesem Zusammenhang werden im Rahmen der geotechnischen Voruntersuchungen i.d.R. Laborversuche durchgeführt. Weitere Ansätze beziehen sich auf die mit Unsicherheiten behaftete Annahme von Erfahrungswerten sowie die Anwendung von Schätzfunktionen. In Anlehnung an DWA-M 512-1 (2012) werden zur Abschätzung der Leitfähigkeit von Dichtungsschichten Methoden genannt, deren Ergebnisse mitunter stark variieren, unterschiedliche Vertrauensbereiche aufweisen und daher klassenbezogen in die Kategorien k1 bis k5 eingeteilt werden.

Im Rahmen der geotechnischen Voruntersuchung wird die gesättigte hydraulische Leitfähigkeit i.d.R. anhand gestörter Materialproben unter der Annahme einer optimalen Verdichtung (Proctordichte) nach DIN EN ISO 17892-11 (2021) in Abhängigkeit der zu erwartenden Auflasten, Materialzusammensetzung und hydraulischen Gradienten im Triaxialversuch oder nach der Falling Head-Methode bestimmt. Für die Übertragung der im Feld hergestellten Deckschichten ist i.d.R. anzunehmen, dass diese Werte aufgrund der äußeren Einflüsse strukturbedingt sowie aufgrund der Unsicherheiten in der Verdichtung und der Materialzusammensetzung um den Faktor 100 höher sind.

Im vorliegenden Beispiel wurde während der Voruntersuchung im Triaxialversuch im Labor die gesättigte hydraulische Leitfähigkeit der Materialien M1 und M2 anhand gestörter Proben bei optimaler Verdichtung bestimmt und hierfür k_s -Werte im Bereich von $1 \cdot 10^{-10} \text{ m s}^{-1}$ bis $1 \cdot 10^{-9} \text{ m s}^{-1}$ ermittelt. Aufgrund des höheren Sandanteils des Materials M2 wurden anschließend tendenziell etwas höhere Leitfähigkeiten im Labor (k_s : $1 \cdot 10^{-8} \text{ m s}^{-1}$ bis $1 \cdot 10^{-7} \text{ m s}^{-1}$) bestimmt.

Gegenüber der Labormethode wurden im Feld Infiltrationsraten der Materialien M1 und M2 bestimmt, die im Mittelwert im Bereich von $1 \cdot 10^{-4} \text{ m s}^{-1}$ bis $1 \cdot 10^{-5} \text{ m s}^{-1}$ liegen. Die Annahme von Laborwerten führt im Rahmen der geotechnischen Bemessung in diesem Zusammenhang zu einer deutlichen Unterschätzung der tatsächlich auftretenden Deichdurchfeuchtung und Annahme von Sickerwasserständen im Deichkörper.

Unter der Annahme einer effektiv wirksamen Leitfähigkeit der Deichdeckschicht ist auf Grundlage der in Abs. 7.2.5 aufgeführten Modellergebnisse abzuleiten, dass die hydraulische Leitfähigkeit bis zum Jahr 2014 für das Material M1 und M2 im Bereich von $1 \cdot 10^{-7} \text{ m s}^{-1}$ bis $1 \cdot 10^{-6} \text{ m s}^{-1}$ anzunehmen ist. Die Annahmen können anhand der in Anh.-C Tab. 17 und Tab. 18 auf Grundlage der aus Sickerabflussmessungen abgeleiteten k_s -Werte plausibel bestätigt werden (M1: $2,00 \cdot 10^{-7} \text{ m s}^{-1}$ bis $6,14 \cdot 10^{-7} \text{ m s}^{-1}$; M2: $1,02 \cdot 10^{-7} \text{ m s}^{-1}$ bis $1,38 \cdot 10^{-6} \text{ m s}^{-1}$). Demgegenüber deutet die Zunahme der ab dem Jahr 2016 aufgezeichneten hohen Sickerwasserstände an, dass sich die hydraulische Leitfähigkeit der Deichdeckschicht aufgrund von Alterungsprozessen signifikant erhöht haben muss ($k_s > 1 \cdot 10^{-5} \text{ m s}^{-1}$, vgl. Abb. 118). Die anhand der numerischen Modellierung generierten Ergebnisse decken sich in diesem Zusammenhang mit den im Jahr 2017 gemessenen Infiltrationsraten im Bereich von $1 \cdot 10^{-5} \text{ m s}^{-1}$ bis $1 \cdot 10^{-4} \text{ m s}^{-1}$, sodass eine Zunahme der hydraulischen Leitfähigkeit hierdurch verifiziert wird.

8.1.2 Verdichtung der Baggergutmaterialien

Zur Herstellung einer Deichdeckschicht ist das verwendete Deckschichtmaterial i.d.R. mit einem Verdichtungsgrad $D_{pr} > 95\%$ im gut verdichteten Zustand und bei optimalem Wassergehalt einzubauen. Eine hohe Verdichtung führt zur kompakten Lagerung der Feststoffpartikel und bewirkt eine Reduzierung der gesättigten hydraulischen Durchlässigkeit, eine Erhöhung der Scherfestigkeiten sowie der Tragfähigkeiten. Die optimale Verdichtung mineralischer Erdbaustoffe wird hierbei im Proctorversuch unter Ermittlung des optimalen Wassergehaltes nach DIN 18127 (2012) bestimmt. Bei unklarer Einbaubedingung ist die Verdichtbarkeit hinsichtlich der Materialanforderung und Einbautechnologie an Testfeldern nachzuweisen. Die auf der Baustelle erreichten Verdichtungsgrade sind stetig zu kontrollieren.

Für die Bewertung der Verdichtbarkeit des in Rostock verwendeten organikreichen feinkörnigen Baggerguts wurden optimale Verdichtungsgrade und optimale Wassergehalte der Materialien M1, M2 und M3 im Labor anhand gestörter Proben bestimmt. Am Testfeld A wurden die Materialien M1 und M2 lagenweise eingebaut und mit einer Schaffußwalze verdichtet. Am Rostocker Forschungsdeich wurde die Einbautechnologie hinsichtlich unterschiedlicher Einbaumethoden (Anfahrwinkel, Materialaufbringung) unter Anwendung der 13 t-Planierraupe und einer Glattmantelwalze verdichtet. Anhand der Verdichtungsprüfung (Bestimmung der Wassergehalte und der Trockenrohddichte) wurde hierbei festgestellt, dass die im Testfeld A und am Rostocker Forschungsdeich eingebauten Materialien im feuchten Zustand eingebaut wurden und die optimalen Wassergehalte nicht erreicht wurden. Die im Feld beobachtete geringe Verdichtung wurde daher auf einen ungünstigen Einbauzustand zurückgeführt.

Um zu prüfen, ob eine geringe Verdichtung auf einen ungünstigen Einbauzustand zurückgeführt werden kann oder aufgrund zu geringer Verdichtungsenergien im Feld hervorgerufen wurde, wurden im Rahmen der vorliegenden Arbeit ergänzend Laboruntersuchungen anhand eines modifizierten statischen Verdichtungsversuchs auch unter Berücksichtigung optimaler Wassergehalte durchgeführt und hinsichtlich der mit der Raupe erzeugten Verdichtungsenergie verglichen. Im Ergebnis wird dabei festgestellt, dass bei vergleichbarer Lastaufbringung und statischer Verdichtung die im Labor im Proctorgerät erzeugten Verdichtungswerte nicht erreicht werden und zu ähnlich geringen Verdichtungsgrade führen, wie im Feld am Rostocker Forschungsdeich ermittelt wurde.

Obwohl Kausalbezüge zwischen Verdichtungsgrad und k_s -Wert generell plausibel sind, kann ein geringer Verdichtungsgrad nur als bedingte Ursache erhöhter Leitfähigkeiten genannt werden. Dies wird unter anderen darin deutlich, dass bei gleicher Einbautechnologie, gleicher Materialzusammensetzung, gleichen Einbaubedingungen und gleichen Deichquerschnitt der Westdeich des Polders II im Vergleich zum Ostdeich bei ähnlichen Verdichtungsgraden zu Beginn der Einstauversuche im Jahr 2013 deutlich verzögert durchfeuchtet (k_s -Werte $< 5 \cdot 10^{-7} \text{ m s}^{-1}$, vgl. Abb. 116).

Unter Betrachtung der vorliegenden Untersuchungsergebnisse wird die Verdichtung durch Raupenketten als angewandte Verdichtungstechnologie generell kritisch bewertet. Zwar ermöglicht die durch die Kette hervorgerufene gleichmäßige Lastverteilung eine vorwärts gerichtete Kraftübertragung und damit eine gute Fortbewegungsmöglichkeit. Andererseits bewirkt die durch die Kette erzeugte Spannungsverteilung eine geringe Tiefenwirkung. Aufgrund der Fahrdynamik und Struktur der Kettenglieder bewirkt die Methode ein Aufrauen der oberen Deckschicht, wobei das Material im Verdichtungshorizont gleichzeitig durchknetet wird.

Um eine höhere Verdichtung zu erzielen, müsste die Lastaufbringung durch den Einsatz eines schweren Verdichtungsgerätes im vorliegenden Anwendungsfall beträchtlich erhöht werden. Aufgrund der technischen Leistungsgrenzen herkömmlicher Baugeräte ist dieses Vorgehen unter praktischer Fragestellung kritisch zu bewerten, da höhere dynamische Einwirkungen während der Verdichtung zu einer Verformung und Schädigung des Stützkörpers führen können.

8.1.3 Bewertung der gesättigten hydraulischen Leitfähigkeit unter Berücksichtigung äußerer Einflüsse

HASELSTEINER (2007), KHANDELWAL (2011) und BRAUNS und BIEBERSTEIN (2003) zeigen anhand von Berechnungsbeispielen sowie anhand physikalischer Modellversuche, dass die hydraulische Wirksamkeit von Deichdeck- oder Deichdichtungsschicht bereits durch einzelne Leckagen mit Verbindung zum durchlässigen Stützkörper deutlich zunimmt. Der Strömungsdruck wird anschließend primär durch das durchlässigere Material im Stützkörper reduziert. Ist diese Voraussetzung nicht erfüllt, bewirkt eine höhere Anzahl von Leckagen oder Leckagen mit großer Rissöffnungsweite nur eine unwesentliche Erhöhung der Systemleitfähigkeit (KHANDELWAL 2011).

Hinsichtlich der vorliegenden Untersuchungsergebnisse wird ausgeschlossen, dass die im Feld beobachteten hohen Infiltrationsraten durch Wühltierschäden hervorgerufen wurden. Obwohl im Jahr 2013 am Ostdeich des Rostocker Forschungsdeiches eine zügige Durchfeuchtung der Deichquerschnitte beobachtet wurde, konnten die hierfür erforderlichen Wühltierschäden in keinem der Querschnitte nachgewiesen werden.

Bereits ein halbes Jahr nach der Fertigstellung des Rostocker Forschungsdeiches wurden im Okt. 2012 aufgrund der vorausgehenden trockenen Witterung oberflächennah im Polder I und II Schrumpfungsrisse dokumentiert (SAATHOFF, CANTRÉ und SIKORA 2015). Zur Erkundung der Schrumpfungsrisse wurde daher im Sept. 2014 die Deichdeckschicht des Querschnittes QD mit der elektronischen Widerstandsmethode sondiert. Hierbei zeigen die Ergebnisse, dass hohe elektronische Widerstände primär an der landseitigen Böschung und der Deichkrone (Indikator einer lockeren und trockenen Deckschicht) in Tiefen von bis zu 60 cm gemessen wurden und geringe Widerstände (Indikator einer kompakten und feuchten Deckschicht) an der wasserseitigen Böschung. Obwohl die Auflösung im Raster von 40 cm x 40 cm durchgeführt wurde, konnten Schrumpfungsrisse auflösungsbedingt nicht detektiert werden (SAATHOFF, CANTRÉ und SIKORA 2015).

Da unabhängig vom Einbau eines Geogitters (QG, QF) in sämtlichen Querschnitten des Ostdeiches im Polder II hohe Sickerwasserstände, Dränabflüsse und Infiltrationsraten erfasst wurden, ist davon auszugehen, dass der Einbau des Geogitters keine wesentliche Reduzierung der Systemleitfähigkeit bewirkt hat. Dies wird insbesondere an den Querschnitten QD (M2, ohne Geogitter) und QF (M2, mit Geogitter) deutlich, in denen im zweiten Einstauversuch im Jahr 2013 mit 15 cm Höhendifferenz annähernd identische Sickerwasserstände aufgezeichnet wurden. Hinsichtlich der im Infiltrationsversuch beprobten Standorte weisen einzelne durch Schrumpfungsrisse gekennzeichnete Profile eine um den Faktor 5 erhöhte Leitfähigkeit auf. Es wird daher ausgeschlossen, dass Schrumpfungsrisse als maßgebliche Ursache der am Rostocker Forschungsdeich erhöhten Systemleitfähigkeit ausschlaggebend sind.

8.2 Laborfehler

Als Eingangsdaten für die in der vorliegenden Arbeit angewandte numerische Modellierung wurden Laborergebnisse verwendet, die hinsichtlich ihrer Vertrauenswürdigkeit kritisch zu bewerten sind. Dies ist insbesondere auf die stoffliche Besonderheit des Baggerguts zurückzuführen, wobei Labormethoden zur Untersuchung von feinkörnigen organikreichen Baggergut hinsichtlich hoher Organikanteile und Carbonatgehalte gegenüber mineralischen Böden anzupassen sind.

Laborversuche, in denen im Proctorgerät hergestellte gestörte Proben untersucht wurden, sind in diesem Zusammenhang besonders kritisch zu betrachten. Einerseits bewirkt die dynamische Lastaufbringung und der lagenweise Einbau im Proctorversuch eine Zerstörung und Aufbruch aggregierter Bodenbestandteile der Baggergutmaterialien, wobei hierdurch tendenziell höhere Verdichtungsgrade unter Vermischung von Kornfraktionen herbeigeführt werden, die unter Einbaubedingung im Feld nur bedingt auftreten. Andererseits führt eine Vermischung im Proctorgerät zur neuen Umlagerung von Feststoffanteilen innerhalb der Probe. Hierdurch bleiben positive Eigenschaften (z.B. eine erhöhte Kohäsion), die aufgrund der Alterungsprozesse und stofflichen Zusammensetzung auftreten, im Rahmen vorab ausgeführter Voruntersuchungen weitgehend unberücksichtigt.

8.2.1 Durchlässigkeitsuntersuchung im Triaxialversuch

Die Ermittlung der gesättigten hydraulischen Leitfähigkeit im Triaxialversuch wird i.d.R. primär für bindige Böden empfohlen, wenn die Leitfähigkeit aufgrund der hohen Feinkornanteile erwartungsgemäß sehr niedrig ist. Einerseits können vergleichsweise hohe Zelldrücke angewandt werden, um Randbedingungen der Bodenpressung während der hydraulischen Durchströmung zu berücksichtigen. Andererseits sind zur Durchführung der Versuchsmethode im Rahmen angemessener Zeiträume sehr große Druckgradienten ($i = 30$) erforderlich, sodass die während der Deichdurchströmung auftretenden Druckgradienten nur unzureichend realistisch abgebildet werden.

Nach OLSON und DANIEL (1981) sollten hohe hydraulische Gradienten generell vermieden werden, da hiermit verbunden hohe Strömungsdrücke zu Materialumlagerungen (ggf. auch zu turbulenten Fließbewegungen) in der Probe führen können. In diesem Zusammenhang empfehlen OLSON und DANIEL (1981) hydraulische Gradienten im Bereich der zulässigen Erwartung zu wählen. Bei einer Schichtmächtigkeit $D = 1,0$ m (wasserseitige Deckschicht, Polder II), wäre ein Wassereinstau $h_w > 30$ m am Rostocker Forschungsdeich erforderlich, um vergleichbare Bedingungen im Feld zu erzeugen. Bei einer maximalen Einstauhöhe $h_{w,max} = 2,5$ m sowie einer in den im Dränkörper hineinverlagerten Sickerlinie ($h_{w,min} = 0$ m, freie Druckrandbedingung) treten jedoch lediglich Gradienten $i < 1$ unter der Annahme einer gering durchlässigen Deichdeckschicht mit hohem Potentialabbau auf.

Bei einer mit Wasser vollständig gesättigten Bodenprobe entspricht der auf die Probe aktiv einwirkende Wasserdruck dem aus der Probe widerstehendem Druck (Inkompressibilität Wasser). Unter dieser Voraussetzung bewirkt eine Druckerhöhung (Anstieg Wasserstand) keine Konsolidierung der Probe im Feld. Das Porenvolumen bleibt konstant. In der Triaxialzelle dagegen ist der widerstehende Druck (Einlaufdruck, Auslaufdruck) um 3 mWS bis 6 mWS (30 kN m^{-2} bis 60 kN m^{-2}) geringer als der umgebende Zelldruck. Durch die zusätzliche Auflast und der Möglichkeit zur Entwässerung (Ein- oder Auslauf) wird die Probe soweit konsolidiert, bis das Korngerüst den äußeren Überdruck soweit ausgleicht und sich ein Gleichgewicht einstellt. Da eine Konsolidierung nach BIRLE (2011)

primär die Verringerung von Makro- bzw. Interaggregatporen bewirkt, muss aufgrund des quadratischen Abhängigkeit zwischen Porendurchmesser und der Durchströmung (vgl. [Gl. 11]) von einer deutlichen Reduzierung der Durchlässigkeit im Vergleich zur unkonsolidierten Probe ausgegangen werden.

8.2.2 Durchlässigkeitsuntersuchung im Falling-Head-Versuch

Zur Bestimmung der gesättigten hydraulischen Leitfähigkeit wird die FH-Methode primär für rollige sandige Materialien empfohlen. Die obere Messgrenze wird hierbei durch die Systemleitfähigkeit des Versuchsaufbaus vorgegeben, die im angewandten Versuch bei $>1 \cdot 10^{-5} \text{ m s}^{-1}$ liegt. Der untere Grenzwert resultiert aus der mit der Methodik verbundenen Volumenbestimmung und der mit kleinen k_s -Werten verbundenen langen Versuchsdauer. Aufgrund der vorliegenden Versuchsergebnisse liegen die Kriterien innerhalb des Messbereiches, sodass eine Eignung der Versuchsdurchführung prinzipiell vorliegt. Hierbei wird angenommen, dass Randumläufigkeiten vernachlässigbar sind und Störungen der Materialprobe aufgrund der Stechzylinderentnahme keine signifikante Auswirkung auf das Messergebnis haben.

8.2.3 Infiltrationsversuche

Zur punktuellen Erkundung der im Feld vorhandenen Infiltrationsraten wurden in der Deichdeckschicht im Polder I und II zahlreiche Infiltrationsversuche durchgeführt, wobei die Profile zeitgleich mit Tracer eingefärbt wurden. Hierbei zeigen die Ergebnisse, dass die im Feld beobachtete Infiltration deutlich über dem Erwartungswert der Laborversuche sowie den Ergebnissen der numerischen Modellierung liegt. Ursachen für eine erhöhte Infiltration können sowohl durch das Einschlagen der Infiltrationsringe hervorgerufenen Störung der Infiltrationsfläche auftreten sowie durch einen latenten Wasserfluss mit Austrittspunkt im unteren Böschungsbereich. Da während der Versuchsdurchführung kein Wasseraustritt an der Böschung beobachtet wurde, werden Fehler aufgrund latenter Wasserflüsse ausgeschlossen. Eine Störung der Messfläche ist aufgrund der Einwirktiefe lediglich bis auf eine Tiefe von 20 cm zu erwarten, sodass die Ergebnisse tendenziell vertrauenswürdig sind.

8.2.4 Modifizierter statischer Verdichtungsversuch

Für die Bewertung der Einbautechnologie des organikreichen feinkörnigen Baggerguts wurden in vorausgehenden Untersuchungen unterschiedliche Verdichtungstechnologien zur Herstellung von Probefeldern sowie zur Herstellung der Deichdeckschichten untersucht. Hierbei wird festgestellt, dass die erreichten Verdichtungsgrade signifikant unterhalb der Proctordichte liegen und optimale Einbauwassergehalte aufgrund der Witterung tendenziell überschritten wurden.

Um Rückschlüsse bezüglich der erforderlichen Verdichtungsenergie zu erhalten und die am Rostocker Forschungsdeich angewandte Verdichtungstechnologie hinsichtlich des im Proctorversuch applizierten Standardenergieeintrags zu bewerten, wurden ergänzend mehrere in Anlehnung an REDDY und JAGADISH (1993) und HAFEZ, DORIS ASMANI und NURBAYA (2010) beschriebenen statischen Verdichtungsversuche mit den Baggergutmaterialien durchgeführt. Hierbei wird festgestellt, dass

8. Diskussion und daraus abgeleitete Empfehlungen

sich das feinkörnige organikreiche Baggergut auch im Einbauzustand bei näherungsweise optimalen Wassergehalten nur schwer verdichten lässt und zur Erlangung der Proctordichte sehr hohe Verdichtungsenergien erforderlich sind. Da sich die Versuchsdurchführung hinsichtlich einer kontinuierlichen Lastaufbringung und begrenzten Seitenraumausdehnung von der im Feld applizierten Verdichtungsmethode durch Raupenketten oder einer Schaffußwalze prinzipiell unterscheidet, sind die Ergebnisse hinsichtlich der Übertragbarkeit kritisch zu bewerten.

Aufgrund der im Versuchsaufbau auf die Prüfwand einwirkenden Krafttreibungsverluste wurden zur Versuchsauswertung die auf der sicheren Seite liegenden aufgezeichneten Vertikalspannungen des unteren Kraftaufnehmers verwendet. Im Gegensatz zu der im Feld erzeugten Verdichtung wird eine seitliche Verformung in der Versuchsdurchführung durch die Wand der Prüfwand begrenzt (Annahme eines auf der sicheren Seite liegenden Verformungszustandes). Eine aufgrund von Schaffußwalzen oder der Raupenketten hervorgerufene knechtende Wirkung sowie eine sofortige Lastaufbringung kann im Versuch nicht nachgebildet werden.

8.3 In-situ-Messtechnik

Für die Beobachtung der Deichdurchfeuchtung wurden die Querschnitte des Ostdeiches mit Pegelrohren sowie mit insgesamt über 80 Sensoren ausgestattet. Erfasst wurden hierbei die Pegelwasserstände durch kontinuierliches Aufzeichnen der Drücke sowie in Ergänzung durchgeführte diskontinuierliche Kabellichtlotmessungen, der Feuchtemessungen (EC5, FDR), die Dränabflüsse durch Kippzählmessungen sowie die Durchfeuchtung der wasserseitigen Deckschicht durch Tensiometer (Abs. 3.5). Hinsichtlich der Verwertbarkeit in der numerischen Modellierung wird die Sensorik folgend diskutiert.

8.3.1 Pegelwasserstände

Hinsichtlich der Sickerwasserstandsmessungen werden den aufgezeichneten Ergebnissen prinzipiell eine hohe Vertrauenswürdigkeit zugeschrieben. Unter Betrachtung der kontinuierlich aufgezeichneten Drücke sind die diskontinuierlich erfassten Sickerwasserstände plausibel.

Die Pegelrohre sowie Drucksensoren wurden erst im Jahr 2013 installiert und mit einem Tachymeter eingemessen. Die Sensorik wurde im Frühjahr 2014 erneut umgebaut und neu eingemessen. Da die Vermessung stets unmittelbar vor der Messkampagne ausgeführt wurde, werden Setzungseffekte als Fehlerursache ausgeschlossen.

8.3.2 Dränabfluss

Für die Aufzeichnung der Dränabflüsse wird das im Stützkörper anfallende Dränwasser in Dränmatten zu perforierten Sammelrohren geleitet und zu den Kippzählern geführt. Die Annahme vertrauenswürdiger Messdaten setzt dabei voraus, dass das Dränwasser unter freier Druckrandbedingung vollständig und ohne Verluste im Seitenbereich oder entlang der landseitigen Böschung durch Wasseraustrittsflächen erfasst wurde. Aufgrund des eisenhaltigen Dränwassers musste die Messtechnik allerdings regelmäßig gewartet werden, wobei abweichende Messergebnisse im Zeitraum vor der

Wartung nicht auszuschließen sind. Darüber hinaus wurden entlang der landseitigen Böschung geringe Wasseraustrittsmengen beobachtet, sodass davon auszugehen ist, dass die tatsächlich im Versuch auftretende Sickerwassermenge oberhalb der durch die Kippzähler erfassten Menge liegt. Hierdurch lässt sich erklären, warum die in Anh.-C Tab. 17 und Tab. 18 aus den Dränabflüssen abgeleiteten Infiltrationsraten zu einer im Vergleich der im Infiltrationsversuch ermittelten Infiltrationsrate um zwei Größenordnungen unterschätzt wird.

8.3.3 Feuchtesensoren

Zur kontinuierlichen Aufzeichnung der Feuchtegehalte wurden im sandigen Stützkörper drei bis fünf EC5 Feuchtesensoren und im Böschungsfuß in der Deichdeckschicht jeweils eine FDR-Sonde nach entsprechend erforderlicher Kalibrierung im Labor im Forschungsdeich eingebaut. Während der Versuchsdurchführung wurde dabei festgestellt, dass die Feuchtesensoren permanent hohe Wassergehalte aufzeichnen und auf äußere Randbedingungen nur bedingt reagieren. Die aufgezeichneten Messdaten wurden daher für die Modellierung als nicht geeignet bewertet.

Als Ursache für die permanent aufgezeichnete hohe Feuchtigkeit wird die Einbauhöhe der Sensorik gesehen. Es ist davon auszugehen, dass sich die Sensorhöhe aufgrund von Setzungen abwärts verlagert hat und hierdurch in der Querschnittsmittelpunkt oberhalb einer permanent mit Wasser gefüllten Setzungswanne an der Deichbasis gebildet hat und aufsteigendes Kapillarwasser zu hohen Feuchtegehalten führt. Als weitere Ursache ist die in der Gasphase des Deichkörpers auftretende hohe Luftfeuchtigkeit zu nennen.

8.3.4 Tensiometerdaten

Generell zeigen die während der Einstauversuche aufgezeichneten Saugspannungen mit steigendem Polderwasserstand ab dem Überschreiten der Sensorhöhe eine nur mit geringer Verzögerung unmittelbar auftretende Vollsättigung der Deichdeckschicht. Die unter Vollsättigung aufgezeichneten Druckzustände entsprechen mit wenigen Zentimetern Abweichung der Druckrandbedingung des Polderwasserstandes. Dies ist ein Indikator dafür, dass eine bei gering durchlässiger Deichdeckschicht zu erwartende Durchfeuchtungsfront innerhalb der Deichdeckschicht nicht auftritt. Da das Verhalten dem in GROENEVELT und BOLT (1972) beschriebenen Versuchsergebnisse im Labor zum Nachweis von Makroporenfluss entspricht, ist anzunehmen, dass die Durchfeuchtung der Deckschicht strukturell durch Makroporenflüsse gekennzeichnet ist.

Die Interpretation der durch Tensiometer aufgezeichneten Druck- und Saugspannungszustände ist aufgrund der durch den Einbau bedingten Materialstörung, dem Einfluss der Durchwurzelung und unbekannter Druckzustände im Dreiphasensystem insbesondere bei bindigen Böden generell kritisch zu bewerten (PERAU 2001, PERAU und POTTHOFF 2002). Darüber hinaus treten systematische Abweichungen zwischen Laborwerten und Felddaten regelmäßig auf, sodass Rückschlüsse bezüglich der Wassergehalte insbesondere nahe der Vollsättigung generell kritisch zu hinterfragen sind (PACHEPSKY, RAWLS und GIMÉNEZ 2001). Hinsichtlich der Genauigkeit und Anwendbarkeit liefern Tensiometerdaten lediglich punktuell gültige Informationen unter der Annahme hinreichend übertragbarer Pedotransferfunktion des untersuchten Materials. Die aufgezeichneten Saugspannungsdaten weisen aus o.g. Begründung keine Eignung in der inversen Modellierung auf.

8.4 Kritische Betrachtung des angewandten numerischen Modells

Wie im Abs. 4.2 angeschnitten wurde, existieren im Rahmen der numerischen Modellierung zahlreiche Unsicherheiten und Modellfehler, von denen folgend die wichtigsten diskutiert werden.

Räumliche Diskretisierungsfehler: Die in dieser Arbeit verwendeten Modellaufbauten wurden auf Basis von Vermessungsdaten erstellt, die während der Bauphase und ebenfalls zu späteren Zeitpunkten erhoben wurden (Tachymetermessung). Obwohl die genannte Vermessungsmethode eine sehr hohe Genauigkeit hat, ist die Datengrundlage allerdings mit Unsicherheiten behaftet. Einerseits muss angenommen werden, dass die Baumaschinen und insbesondere die Verdichtungsgeräte während der Einbauphase zu primären Setzungseffekten geführt haben. In diesem Zusammenhang kam es bereits während der Bauphase zu geringfügigen Verformungen des plastischen Untergrundes, sodass angenommen werden muss, dass sich das Planum zusammen mit der Basisdichtung der Bentonitmatte (GCL) unterhalb der Stützkörper konvex verformt hat. Da während der vermessungstechnischen Kontrolle der Bauausführung (z.B. die Erfassung der Bauwerkshöhen oder die Höhe der aufgetragenen Deckschichten) stets nur die Oberfläche vermessen wurde und Setzungseffekte unberücksichtigt blieben, sind die real zu erwartenden Schichtmächtigkeiten daher tendenziell größer als geplant. Sie sind eine Begründung dafür, dass die im Polder II des Rostocker Forschungsdeichs fertiggestellte Deckschicht eine Böschungsneigung von 1:3,2 hat, statt wie geplant 1:3. Dies betrifft ebenfalls die Deckschichtmächtigkeit, die mit einem Meter geplant war und letztendlich in einer höheren Schichtmächtigkeit von 1,15 m ausgeführt wurde. Hinweise, die darauf hindeuten, dass sich einzelne Querschnitte bereits während der Bauphase gesetzt haben, werden aus Ergebnissen von Rammkernsondierungen abgeleitet. Die durch die Rammsondierung ermittelte Schichtmächtigkeit war tendenziell höher als die geplante Bauwerkshöhe.

Eine höhere Schichtmächtigkeit sowie ein geringer Neigungswinkel wurden im Modellaufbau berücksichtigt. Beides begünstigt tendenziell eine vergleichsweise geringe Durchströmung, womit die Unsicherheit auf der sicheren Seite liegt.

Anfangsbedingung der Modellsimulation: Im Zusammenhang der Modelapproximation durch PEST und AMALGAM sowie der in Abs. 6 beschriebenen Explorationsmethode werden unterschiedliche Modellparameter durch Algorithmen gesteuert. Hierbei werden Parameter beeinflusst, die temporär eine ungünstige Änderung des Ausgangszustandes bewirken können. Im Ausgangszustand wird die sich einstellende Sättigung maßgeblich durch Eingabe der Formparameter der zugrundeliegenden Retentionsfunktion bestimmt. Ändern sich diese Formparameter, stellt sich zunächst im Modell temporär ein Gradient ein, der u.U. eine Zu- oder Abnahme der lokalen Sättigung im Modell bewirkt. Eine Abnahme der Sättigung führt dabei zu einem vertikalen durch die Schwerkraft hervorgerufenen Wassertransport (Entwässerung der Makroporen), in dessen Zuge der Modellbereich lokal entwässert. Sammelt sich dieses Wasser oberhalb der Basisdichtung bewirkt es eine Änderung der Wasserstände und Dränabflüsse und verzerrt somit das Modellergebnis. Eine Zunahme hingegen bewirkt eine Aufwärtsbewegung des Wassers entgegen der Schwerkraft und führt zunächst zu einer Abnahme der Wasserstände oder Dränabflüsse oberhalb der Basisdichtung. Ähnliche Effekte stellen sich ebenfalls entlang der simulierten Dränmatte ein, wenn sich durch die Parameteränderung die Druckgradienten ändern (z.B., wenn die Dränmatte aufgrund kleiner Querschnitte das Dränwasser anstaut und anschließend größere Querschnitte angenommen werden).

Fehler beim bei der Installation der Messtechnik: Da lediglich die EC5-Feuchtesensoren während der Bauphase installiert wurden, muss angenommen werden, dass sich diese ebenfalls mit der oben beschriebenen Setzung bewegt haben. Es wird vermutet, dass durch verminderte Senso-

Abstände zum freien Wasser primär die Feuchtegehalte im Kapillarsaum aufgezeichnet wurden. Der hohen Sättigungsgrade im Stützkörper werden hiermit begründet.

8.4.1 Makroporenmodell

Zur Modellierung der Wasserbewegung im Deichkörper wird in der vorliegenden Untersuchung ausschließlich ein Modell verwendet, das sich auf Annahme einer im Gleichgewichtszustand befindlichen Wasserbewegung stützt (equilibrium flow model, vgl. Abs. 2.4). Die Anwendung ist somit strenggenommen nur für granulär poröse Medien zulässig, deren Porenverteilung sich durch unimodale Porengrößenverteilung beschreiben lässt. Die differenzierte Beschreibung einer präferentiellen Wasserbewegung ist unter dieser Annahme somit nicht möglich.

Sowohl anhand der in der Deichdeckschicht aufgezeichneten Saugspannungskurven (vgl. Abs. 3.5) als auch anhand eingefärbter Bodenprofile (vgl. Abs. 7.1.1) wird die Schlussfolgerung gezogen, dass die Wasserbewegung in der Deichdeckschicht maßgeblich durch eine präferentielle Fließbewegung gekennzeichnet ist. In diesem Zusammenhang wären zur differenzierten Beschreibung der Wasserbewegung und insbesondere zur Modellierung der Saugspannung duale Porenmodelle (z.B. ein 2-Phasenmodell nach LUDWIG, GERKE und WENDROTH (1999) oder kinematische Ansätze durch Implementierung [Gl. 10] nach HAGEN-POISEUILLE) anzuwenden.

Da sich im 2-Phasenmodell die effektive hydraulische Leitfähigkeit getrennt aus dem gesättigten Matrixfluss $k_{s,m}$ und des gesättigten Makroporenflusses $k_{s,f}$ zusammensetzt, lassen sich durch Anwendung dieser Methode keine belastbaren Eigenschaften bezüglich der Deichdeckschicht ableiten. Durch eine Auftrennung wird die Bedingung der Einzigartigkeit verletzt, sodass hierdurch aufgrund der schlechten Problemstellung die Fähigkeit zur Approximation stark eingeschränkt wird.

Auch durch die Anwendung kinematischer Ansätze können keine belastbaren Eigenschaften der Deichdeckschicht abgeleitet werden. Kinematische Ansätze erfordern Wissen zur Anzahl, der Form, der Häufigkeit, der Verteilung, der Länge, der Öffnungsweite sowie die Verbindung der Makroporen auf kleinskaliertem Niveau, das im Regelfall nicht vorliegt. Der Anwender muss dieses Wissensdefizit durch geeignete Annahmen ausgleichen, wobei eine Verifizierung in der Regel nicht möglich ist. Im konkreten Fall sind diskrete Elemente im Modell mit den o.g. Eigenschaften zu belegen. Die Anzahl handhabbarer Parameter steigt hierdurch auf ein nicht tolerierbares Maß (Überparameterisierung), wobei sich gleichzeitig der Rechenaufwand um ein Vielfaches erhöht. Darüber hinaus ist die Belegung der Eigenschaften an die räumliche Diskretisierung geknüpft, sodass die an das REV gestellte Bedingung i.d.R. verletzt wird. Für eine Modellkalibrierung stehen in diesem Zusammenhang lediglich lokal aufgezeichnete Saugspannungskurven zur Verfügung, deren Gültigkeit räumlich eingeschränkt ist. Methoden der inversen Modellkalibrierung sind dadurch ausgeschlossen.

Hinsichtlich eines kinematischen Ansatzes wurde der präferentielle Makroporenfluss in der Deichdeckschicht in JURISCH, CANTRÉ und SAATHOFF (2020) durch das in Abb. 135 dargestellte Modell berechnet.

8. Diskussion und daraus abgeleitete Empfehlungen

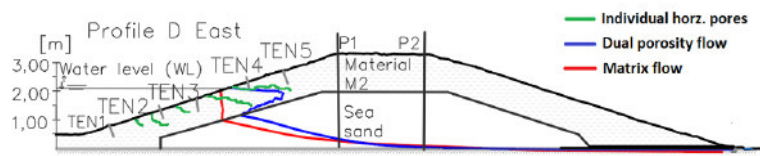


Abb. 135: Aufbau eines dualen Porenmodellls zur Abbildung der präferentiellen Wasserbewegung in der Deichdeckschicht (kinematischer Ansatz nach HAGEN-POISEUILLE (JURISCH, CANTRÉ und SAATHOFF 2020))

Hinsichtlich der Abb. 135 wurde die Annahme getroffen, dass der Matrixfluss der Deichdeckschicht durch eine niedrige Leitfähigkeit ($k_{s,m} = 3,1 \cdot 10^{-8} \text{ m s}^{-1}$) gekennzeichnet ist und die Wasserbewegung maßgeblich durch den Makroporenfluss gekennzeichnet ist. Als Öffnungsweite der Makroporen wird ein Durchmesser von 2,5 mm angenommen, wobei eine horizontale Richtung dominiert. Anhand der Berechnungsergebnisse wird gezeigt, dass sich durch diesen kinematischen Ansatz die Anpassung der Saugspannung unter Überstau in der Deichdeckschicht erhöhen lässt und das im Feld beobachtete typische Verhalten im Modell in hinreichender Genauigkeit abgebildet wird (vgl. Abb. 136)

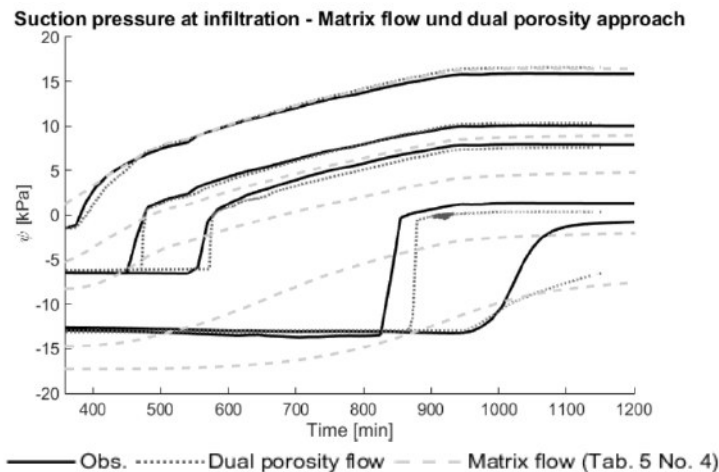


Abb. 136: Aufgezeichnete und berechnete Saugspannung (ESV2P2) mit hoher Anpassungsgüte des kinematischen Modelles (Punktlinie, grau) und niedriger Anpassungsgüte des Modells im Gleichgewichtszustand (Strichlinie, grau) (JURISCH, CANTRÉ und SAATHOFF 2020)

Die in Abb. 136 auf Grundlage des kinematischen Ansatzes berechneten Saugspannungskurven weisen unter oben genannter Annahme (Abb. 135) eine hohe Übereinstimmung zu den im Feld aufgezeichneten Saugspannungskurven auf. Hierdurch lässt sich einerseits der zeitlich verzögerte Anstieg in Korrelation der äußeren Randbedingung (Polderwasserstand) in hoher Anpassungsgüte nachbilden. Andererseits zeigen die berechneten Saugspannungskurven unter Überstau ($\psi > 0 \text{ kPa}$) im Zustand der Vollsättigung ein geringes Potential auf, das annähernd identisch zu dem im Feld beobachteten Zustand ist. Dieses Verhalten der Saugspannung kann durch den Ansatz eines sich im Gleichgewichtszustand befindlichen Modells nicht nachgebildet werden. Moderat hohe Leitfähigkeiten, die in Kombination eines saugfähigen Materialverhalten berechnet werden, führen in diesem Zusammenhang stets zu einer unverzüglichen Zunahme der Saugspannung im numerischen Modell, wobei unter Vollsättigung Abweichungen zum Potential weiterhin bestehen bleiben. Die Anpassung der Saugspannung im Rahmen einer inversen Modellkalibrierung ist unter diesen Bedingungen somit nicht möglich.

8.4.2 Ersatzmodell

Die im Abs. 7.2.4 beschriebenen Ergebnisse stützen sich auf Darstellungen räumlicher Parameterabhängigkeiten, die auf Grundlage eines aus MLP-Netzen angepassten EM erzeugt wurden. Bezüglich der angewandten Methodik ist die Ableitung hydraulischer Eigenschaften sowie der Parameterabhängigkeit folgenden Einschränkungen unterlegen:

- Das verwendete MLP-Netz besitzt nicht die Fähigkeit Unstetigkeitsstellen eines Systems abzubilden. Eventuell vorhandene Unstetigkeitsstellen werden in diesen Bereichen durch Kurvenglättung stets ausgeglichen und führen insbesondere hier zu vergleichsweise höheren Modellabweichungen mit einhergehender Verzerrung des darzustellenden Problems.
- Für die in dieser Arbeit angewandte räumliche Darstellung der Parameterabhängigkeit wurde jeweils das bekannte Modellergebnis mit der höchsten Anpassungsgüte als Basis (Stützvektor) verwendet. Die räumliche Darstellung wird dabei auf Grundlage des Ersatzmodells entsprechend seiner Anpassungsgüte (das EM mit dem höchsten Korrelationskoeffizienten) abgebildet. Aufgrund der nicht-linearen Eigenschaften des numerischen Modells variiert die Sensitivität jedoch lokal und in Abhängigkeit der Basis. Die Anwendung eines gut angepassten EM kann unter Variation der Basiswerte daher zu unterschiedlichen Ergebnissen führen, die sich mitunter widersprechen können.
- Für die räumliche Darstellung der Parameterabhängigkeiten wurden die jeweiligen Prognosen des EM (Modellergebnis) gegenüber zwei Parameter gegeneinander aufgetragen. Die Abhängigkeit zu anderen Größen bleibt hierdurch prinzipiell unberücksichtigt.

Hinsichtlich der angewandten Modellexploration zeigt sich am vorliegenden Beispiel, dass die Verwendung des jeweils am besten angepassten EM als Lernstrategie (überwachtes Lernen) zielführend ist. Hierdurch lassen sich sowohl die euklidischen Distanzen als auch der Korrelationskoeffizient bis zum Erreichen der Abbruchkriterien steuern. Die Anpassung an das zu adaptierende numerische Modell wird hierdurch allerdings nur inkrementell verbessert. Diese inkrementel in Erscheinung tretende Anpassung wird hierbei auf folgende Ursachen zurückgeführt:

- der zufallsgenerierten Auswahlverteilung in Trainings-, Test- und Validierungsdaten,
- dem zufallsbedingten Startwerten im BP sowie
- dem durch die Exploration erweiterten Trainingsdatensatz.

Hinsichtlich der Lernstrategie ist die Verwendung des jeweils am besten angepassten EM generell kritisch zu bewerten, da die Wahrscheinlichkeit sich wiederholender Explorationsvorschläge hierdurch zunimmt. Insbesondere betrifft dies die in den Trainingsdaten unberücksichtigten Explorationsvorschläge für die gilt $MF > MF_{krit}$. Eine Anpassung des EM und die Fortsetzung der Exploration kann dann lediglich durch die o.g. zufallsbedingten Änderungen im Trainingsprozess herbeigeführt werden.

In Abhängigkeit verfügbarer Rechenleistungen und Komplexität eines numerischen Modells kann deren Berechnungsdauer u.U. Wochen in Anspruch nehmen. In diesem Zusammenhang wurde im Rahmen der vorliegenden Arbeit ein numerisches Modell verwendet (vgl. Abs. 6.2.5), das mit 2000 Dreieckselementen verhältnismäßig klein ist und einfachen Modellaufbau aufweist. Die durchschnittliche Berechnungsdauer betrug dabei i.d.R. etwa 20 s. In einzelnen Simulationen wurden durch die Modellexploration ungünstige Eingangsbedingungen (z.B. hohe Druckgradienten an der Dränmatte) an das numerische Modell übergeben, sodass in letzter Konsequenz sehr niedrige Zeitschrittwerte

8. Diskussion und daraus abgeleitete Empfehlungen

zu einem hohen Berechnungsaufwand geführt haben (Berechnungsdauer: etwa 24 h bis 72 h). Die zeitliche Dauer zur Erzeugung der Initialdaten mit AMALGAM betrug im vorliegenden Beispiel für 12.000 Simulationen etwa 7 d. Die zeitliche Dauer zur Durchführung der Modellexploration (Simulation EM-Training) betrug weitere 10 d. Aufgrund der erforderlichen Bearbeitungszeiten ist die Methode nach Einschätzung des Verfassers allgemein für praktische Anwendungen tendenziell als ungeeignet zu bewerten.

8.5 Erosionswiderstandsfähigkeit

Für den südlichen Ostseeraum (Land Mecklenburg-Vorpommern) wird die Sturmflut vom 12./13. Nov. 1872 weiterhin als Bemessungsgrundlage verwendet (REGELWERK KÜSTENSCHUTZ M-V 2009). In diesem Zusammenhang wurde dieses Sturmflutereignis in Zusammenarbeit mit der Professur Geotechnik und Küstenwasserbau rekonstruiert und dabei festgestellt, dass in Abhängigkeit angewandter Szenarien und Modellannahmen an der mecklenburgischen Ostseeküste maximal signifikante Wellenhöhen von 3 m (z.B. Warnemünde) bis 4,3 m (z.B. Varnkevitz und Lohme, Steilküste Rügen) über Zeiträume < 48 h auftreten (vgl. JIMENZ et al. 2009). Anhand der in der vorliegenden Arbeit beschriebenen Feldversuche (Simulation von Hochwassern mit ruhendem Wasserspiegel) und den hierdurch generierten praktischen Erfahrungswerten wird abgeleitet, dass aus feinkörnigen organikreichen Baggergut hergestellte Deichdeckschichten sowohl hinsichtlich der zeitlichen Dauer als auch der hydrostatischen Einwirkungen im Hochwasserfall ein ausreichendes Sicherheitsmaß bieten können. Es ist zu erwarten, dass eine aus Baggergut hergestellte Deckschicht dieser Belastung (ohne Wellendruckschlag) standhalten kann. Bei kurzer Vegetationsdecke lassen sich kritische Leckagen über entsprechende Zeiträume lange beobachten, sodass sich kritische Schwachstellen während der Deichverteidigung gut überwachen lassen.

Aufgrund der geringen Verdichtbarkeit der Baggergutmaterialien wurde in Ergänzung die Widerstandsfähigkeit gegen Oberflächenerosion der verwendeten Materialien labortechnisch im HET-Versuch untersucht. Hierbei wird festgestellt, dass das verwendete feinkörnige organikreiche Baggergut im eingebauten Zustand eine ausgesprochen hohe Widerstandsfähigkeit gegen Oberflächenerosion aufweist und Wandscherspannung $> 273,5$ kPa wiederholt über einen längeren Zeitraum widersteht. Da für Ostseedeiche entlang der deutschen Küste i.d.R. Bemessungswasserstände < 4 m anzunehmen sind und Sturmfluten innerhalb von 48 h auftreten, sind die Bedingungen zum Erreichen der erforderlichen Grenzzustände nicht erfüllt. Ein durch Erosionsmechanismen induzierte Versagen ist somit als unwahrscheinlich einzuschätzen.

Da die im Feld entnommenen ungestörten Materialproben zum Zeitpunkt der Entnahme tendenziell geringe gravimetrische Wassergehalte ($w_{g(HET\#8)}$ 0,47, $w_{g(HET\#18)}$ 0,21 und $w_{g(HET\#63)}$ 0,24) aufweisen, ist eine Übertragbarkeit der Ergebnisse für den durchfeuchteten Zustand generell kritisch zu betrachten. Da in diesem Zusammenhang auch im Langzeitversuch (HET#8) nach siebentägiger Versuchsdurchführung und permanenter Durchströmung der Bodenprobe (unter Vollsättigung) keine Erosion auftrat, können Zweifel in diese Richtung jedoch ausgeschlossen werden.

Ein fester Zusammenhalt der Bodenaggregate wird auf den hohen Organikanteil, dem hohen Carbonatanteil sowie dem hohen Eisengehalt zurückgeführt. In diesem Zusammenhang entspricht die nachweislich hohe Widerstandsfähigkeit des Baggergutmaterials M2 am Rostocker Forschungsdeich ähnlichen Erfahrungswerten, wie sie bereits im Deponiebau mit den aus der Unteren Warnow entnommenen und in der IAA-Rostock aufbereiteten Materialien gewonnen wurden (JURISCH 2022).

Die im Laborversuch generierten Ergebnisse zur Erosionswiderstandsfähigkeit können anhand von Feldversuchen bestätigt werden. Aufgrund des im Deichkörper auftretenden Potentialabbaus werden Strömungsdrücke im Stützkörper soweit reduziert, dass an der landseitigen Böschung lediglich niedrige Sickerwasserstände auftreten. Hierdurch wird die Höhe der Wasseraustrittsfläche (auch bei umfassenden Leckagen innerhalb der wasserseitigen und landseitigen Böschung) soweit reduziert, dass am Sickerwasseraustrittspunkt auftretende Wandscherspannungen kritische Werte stets unterschreiten. Eine Erosion entlang der Deichdeckschicht ist somit unwahrscheinlich.

Anhand des Feldversuchs wird nachgewiesen, dass eine aus feinkörnigen Baggergut hergestellte Deichdeckschicht auch im durchfeuchteten Zustand bei geringen Volumenverlusten des Stützkörpers über Zeiträume von wenigen Tagen formstabil bleiben kann. Ein Standsicherheitsverlust muss folglich nicht unmittelbar auftreten, sodass dieser Erfahrungswert im Hochwasserfall prinzipiell als positive Eigenschaft aufgefasst wird. Allerdings lassen sich hierdurch potentiell geschwächte Deichabschnitte aufgrund der intakten äußeren Merkmale während der Deichverteidigung oder einer turnusmäßig durchgeführten Deichschau nur schwer ausfindig machen, sodass visuelle und stichprobenartig durchgeführte Kontrollen zur Bewertung des Deichzustandes kritisch zu bewerten sind.

Eine der Bemessungssturmflut entsprechende dynamische Einwirkung (Wellenüberlauf, Wellendruckschlägen) konnte am Rostocker Forschungsdeich bisher allerdings nicht untersucht werden. Eine abschließende Bewertung dieser Lastannahme ist somit unter gegebener Voraussetzung nicht möglich. Hierin wird ein Bedarf abgeleitet, die Erfahrungswerte zur Anwendung von feinkörnigen organikreichen Baggergut als Deichdeckschichtmaterial insbesondere bezüglich der Einwirkung bei Extremereignissen zu ergänzen.

9. Schlussfolgerungen

In Betrachtung der vorliegenden Erkenntnisse kann hinsichtlich der geohydrologischen Eigenschaften dem feinkörnigen organikreichen Baggergut aus dem südlichen Ostseeraum unter Einschränkungen eine Eignung als Deichdeckschichtmaterial für Seedeiche zugewiesen werden.

Die am Rostocker Forschungsdeich eingebauten Baggergutmaterialien (M1, M2) weisen bei optimaler Verdichtung (im Proctorgerät) geringe hydraulische Leitfähigkeiten mit k_s -Werten $< 1 \cdot 10^{-8} \text{ m s}^{-1}$ auf, die als unterer Grenzwert der Materialeigenschaft aufzufassen sind. Unter dieser Voraussetzung werden im Laborversuch aufgrund der applizierten dynamischen Verdichtungsenergie, dem schichtweisen Einbau und der Homogenisierung der Bodenproben Bodenaggregate mit hohen Feinkornanteilen aufgebrochen und hierdurch der hydraulisch wirksame Porenraum auf ein Mindestmaß reduziert. Die gesättigte hydraulische Leitfähigkeit wird hierdurch im hohen Maß reduziert. In der praktischen Anwendung konnten diese Zustände mit den angewandten Verdichtungsmethoden und Einbautechnologien nicht erreicht werden. Geringe Verdichtungsgrade führen zum Erhalt von Bodenaggregaten sowie der Bildung von Interaggregatporen und bewirken eine moderat hohe hydraulische Wirksamkeit mit einem effektiven k_s -Wert $> 1 \cdot 10^{-6} \text{ m s}^{-1}$. In diesem Zusammenhang wird empfohlen, die im Rahmen der Voruntersuchung erforderlichen Labormethoden an die in der Praxis zu erwartenden Einbaubedingungen anzupassen, um hierdurch belastbare Ergebnisse der Materialeigenschaften zu generieren.

Der Einsatz von feinkörnigen organikreichen Baggergut als Deckschichtmaterial für Anwendungsfälle im Deichbau kann dennoch empfohlen werden, wenn die Standsicherheit nachweislich nicht in Abhängigkeit reduzierter Strömungsdrücke gestellt oder in Ergänzung Maßnahmen zur Reduzierung der Strömungsdrücke vorgesehen sind. Die Eignung als Material zur Herstellung von Deichdichtungsschichten kann aufgrund der schweren Verdichtbarkeit und einhergehenden hohen hydraulischen Leitfähigkeiten jedoch nicht empfohlen werden.

Dem feinkörnigen organikreichen Baggergut kann eine Eignung als Deckschichtmaterial auch unter der Eigenschaft einer erhöhten hydraulischen Durchlässigkeit zugewiesen werden, da die hydraulische Leitfähigkeit als Ausschlusskriterium prinzipiell entfällt. In diesem Zusammenhang kann eine Anwendung in erster Linie für Seedeiche empfohlen werden, da Küstenschutzdeiche an der südlichen Ostsee aufgrund der kurzen Dauer zu erwartender Sturmfluten kurzen hydrostatischen Belastungen ausgesetzt sind und eine anhaltende Durchfeuchtung hierdurch zeitlich beschränkt bleibt.

Aus feinkörnigen organikreichen Baggergut hergestellte Deichdeckschichten weisen bereits nach kurzer Standzeit (< 5 Jahre) am Rostocker Forschungsdeich eine sehr hohe Widerstandsfähigkeit gegen Oberflächenerosion auf. Diese hohe Widerstandsfähigkeit gegen Oberflächenerosion tritt dabei sowohl im durchwurzelt als auch im nicht durchwurzelt Bereich der Deckschicht auf. Die hierfür erforderliche hohe Scherfestigkeit wird durch Zementationseffekte aufgrund der chemischen Zusammensetzung des Baggerguts, dem hohen Organikanteil sowie dem hohen Carbonatgehalt hervorgerufen. Das Korngerüst wird hierdurch auch unter Vollsättigung im besonderen Maß fest im Verbund gehalten. Die an Deichdeckschichten gestellte Anforderung einer hohen Widerstandsfähigkeit gegen mechanische Einwirkung wird hierdurch tendenziell erfüllt.

Aufgrund der hohen nutzbaren Feldkapazität von 31,1% (M1) und 37,4% (M2) bietet eine aus Baggergut hergestellte Deichdeckschicht ein geeignetes Substrat mit einem hohen Wasserdargebot für pflanzenverfügbares Wasser. In Trockenperioden wird ein bei Trockenstress zu erwartender

Vegetationsverlust hierdurch zeitlich verzögert. Bei langandauernder Trockenperiode kann jedoch auch eine bei Baggergut verzögerte Abnahme der Bodenfeuchtigkeit soweit fortschreiten, des permanenten Welkepunktes sinkt, sodass zusätzliche Bewässerungsmaßnahmen bei einer Begrünung durch Saatandekung ggf. erforderlich sein können.

Der Luftporenanteil der in Rostock aus feinkörnigen organikreichen Baggergut hergestellten Deichdeckschicht beträgt etwa 6 %. Der Luftporenraum ist dabei durch Makroporen sowie Mittelporen (I, II) geprägt, deren morphologischer Ursprung auf Interaggregatporen zurückzuführen ist und hinsichtlich der geohydrologischen Eigenschaft den schnell entwässernden Poren (RDP) zuzuordnen ist. Bei langanhaltender Durchfeuchtung bewirken diese Poren im Lastfall „Fallender Wasserstand“ einen mit dem Wasserstand unmittelbar abnehmenden Porenwasserdruck, wobei die Entwässerung der Deichdeckschicht ohne „nachhängender Sickerlinie“ verläuft. Der Wurzelraum wird hierdurch unmittelbar nach dem hydraulischen Einstau wieder belüftet, sodass ein aufgrund von Hypoxie auftretender Vegetationsverlust tendenziell unterbunden wird.

Die in der vorliegenden Arbeit erhobenen Untersuchungsergebnisse beschränken sich ausschließlich auf die im Rostocker Forschungsdeich hergestellten Aufbauten der Deichquerschnitte. Hierin eingeschlossen beziehen sich die Ergebnisse auf der unter erhöhter Ausnutzung der Standsicherheit liegenden Annahme vergleichsweise steiler Böschungsneigungen der Deichdeckschichten die jeweils im Verhältnis von 1:2 (Polder III) und 1:3 (Polder II), mit Mächtigkeiten von 1 m (Polder II) und 1,5 m (Polder I), ohne Aufbringung eines Kulturbodens zum Schutz gegen Witterungseinflüsse hergestellt wurden. Mit Verweis auf geltendes Regelwerk wird basierend auf den vorliegenden Ergebnissen empfohlen, die Böschungsneigung einer aus feinkörnigen organikreichen Baggergut hergestellten Deichdeckschicht im Verhältnis von 1:3 bis 1:12 regelkonform auszubilden und in einer Mächtigkeit $> 0,5$ m herzustellen.

Durch Aufbringung eines Kulturbodens können zusätzliche Sicherheitsrisiken aufgrund des Witterungsschutzes lediglich geringfügig erhöht werden. Das Risiko der Rissbildung kann hierdurch minimiert werden. Da jedoch Interaggregatporen weiterhin erhalten bleiben, ist zu erwarten, dass sich die Systemdurchlässigkeit des Deiches weiterhin auf hohem Niveau einstellen wird und sich die gesättigte hydraulische Leitfähigkeit lediglich um den Faktor 5 vermindern lässt. Aufgrund der positiv zu bewertenden Eigenschaften der hohen Widerstandsfähigkeit gegen Oberflächenerosion, dem hohen Wasserangebot und dem hohen pflanzenverfügbaren Nährstoffgehalt kann die Aufbringung eines Kulturbodens oberhalb einer Deichdeckschicht aus Baggergut entfallen, da sich hierdurch wesentliche Eigenschaften der Durchsickerung nicht verbessern lassen. Aufgrund der hohen Erosionswiderstandsfähigkeit führen tiefwurzelnde Pflanzenarten gegenüber vorhandenen flachwurzelnden Pflanzen zu keiner wesentlichen Verbesserung der Standsicherheit. Da tiefwurzelnde Pflanzenarten darüber hinaus den Austrocknungsprozess in tiefere Bereiche der Deichdeckschicht begünstigen, sind anteilige Beimengungen tiefwurzelnder Pflanzen (z.B. Saat-Luzerne) in Saatmischungen nicht zu empfehlen.

10. Zusammenfassung

Die vorliegende Arbeit thematisiert die Untersuchung hydraulischer Eigenschaften von feinkörnigen organikreichen Baggergut aus dem südlichen Ostseeraum als Ersatzbaustoff für Deichdeckschichten. Die Anwendung von feinkörnigen organikreichen Baggergut wird dabei als vielversprechender Ansatz gesehen, die mit dem Klimawandel verbundenen Maßnahmen zur Deichertüchtigung und Küstensicherung unter wirtschaftlichen und ökologischen Aspekten umzusetzen. Der wesentliche Schwerpunkt der vorliegenden Arbeit richtet sich hierbei auf die Benennung der hydraulischen Eigenschaften der am Rostocker Forschungsdeich aus feinkörnigen organikreichen Baggergut hergestellten Deichdeckschichten durch Auswertung von in Feldversuchen zur Simulation langandauernder Hochwasser erhobenen Messdaten und Methoden der inversen Modellierung anhand numerischer Modelle.

Um praktische Erfahrungswerte zur Anwendung von Baggergut im Deichbau zu generieren, wurde aus o.g. Gründen auf dem Gelände der IAA Rostock ein Forschungsdeich aus unterschiedlichen Baggergutmaterialien, Querschnitten und Einbaumethoden errichtet. Die Deichdeckschichten des Polder I und II wurden aus den feinkörnigen organikreichen Baggergutmaterialien M1 und M2 hergestellt, deren wesentlicher Unterschied im Alter der Reifezeit (2 Jahre und 5 Jahre) vor Beginn des Einbaus bestanden. In vorausgehenden Arbeiten konnte festgestellt werden, dass eine längere Reifezeit zu keiner wesentlichen Reduzierung der organischen Anteile (LOC) führt und geotechnische Eigenschaften primär durch Varianzen der Kornzusammensetzung, dem Carbonatgehalt und Stoffzusammensetzung beeinflusst werden.

Zur Überprüfung der Eignung von feinkörnigen organikreichen Baggergut als Deichdeckschicht wurden die Polder des Rostocker Forschungsdeiches wiederholt durch Simulation langandauernder Hochwasser in den Jahren 2012 bis 2018 hydrostatisch belastet. Hierbei wurde unabhängig vom verwendeten Material festgestellt, dass die Deckschichten des Ostdeiches im Polder II nach einjähriger Standzeit bei steigendem Wasserstand unmittelbar vollsättigt und ein signifikanter Potentialabbau in der Deichdeckschicht nicht auftritt. Die Deichbasis durchfeuchtet bereits innerhalb von 24 h. Ein quasistationärer Zustand stellt sich nach drei bis vier Tagen ein, wobei im Deichkörper Sickerwasserstände von 1,40 m bis 1,80 m auftreten. Im Gegensatz dazu wurden im Westdeich des Polder II zunächst niedrige Sickerwasserstände nach einjähriger Standzeit beobachtet, die zeigen, dass die Herstellung gering durchlässiger Deichdeckschichten aus Baggergut prinzipiell möglich ist. Die Dauerhaftigkeit dieses Zustandes konnte jedoch nicht nachgewiesen werden, da nach fünf Jahren Standzeit bei Versuchswiederholung deutlich höhere Sickerwasserstände aufgezeichnet wurden.

Unabhängig vom Material, der Einbaumethode und dem Querschnittsaufbau weisen die aus feinkörnigen organikreichen Baggergut hergestellten Deichdeckschichten Durchlässigkeiten im Bereich von $1 \cdot 10^{-4} \text{ m s}^{-1}$ bis $1 \cdot 10^{-6} \text{ m s}^{-1}$ auf. Die durchschnittliche Durchlässigkeit liegt bei etwa $1 \cdot 10^{-5} \text{ m s}^{-1}$ und wird als moderat hoch bewertet. Schurfgrabungen unterhalb der mit Methylenblau BB-FCF eingefärbten Infiltrationsflächen zeigen, dass die an der Fließbewegung der Deichdurchfeuchtung maßgeblich beteiligten Prozesse durch Matrixfluss, Fingerflow und durch Interaggregatporen verursachten Makroporenfluss zurückzuführen sind. In einzelnen Standorten konnten hohe Infiltrationsraten auf die Präsenz von Schrumpfrisse mit kleinen Öffnungsweiten zurückgeführt werden. Eine Zunahme der Infiltrationsrate um den Faktor 5 wird in diesem Zusammenhang jedoch nur als marginal bewertet. Als Ursache einer zügigen Durchfeuchtung wird der Einfluss von Wühltieren (z.B. Maulwurf oder Feldmaus) aufgrund der oberflächennah verlaufenden Gangsysteme ausgeschlossen.

Anhand der vorliegenden Erfahrungswerte wird dargelegt, dass sich feinkörniges organikreiches Baggergut vergleichsweise schwer verdichten lässt. Hieraus resultierende Interaggregatporen begünstigen eine zügige Durchfeuchtung, sodass in der Bemessung der aus feinkörnigen organikreichen Baggergut herzustellenden Deichdeckschicht, des Stützkörpers und des Dränelements die Annahme einer gesättigten hydraulischen Leitfähigkeit von $1 \cdot 10^{-4} \text{ m s}^{-1}$ empfohlen wird.

Aufgrund der erhöhten Leitfähigkeit wird zur Reduzierung der Permittivität ein Einbau der Deichdeckschicht mit einer Mindestmächtigkeit $D \geq 1,5 \text{ m}$ und einer Böschungsneigung $1 : n$ mit $n \geq 3$ empfohlen. Zum Schutz gegen Witterungseinflüsse wird die Aufbringung eines erosionswiderstandsfähigen und verformungsarmen Kulturbodens empfohlen, um Wassergehaltabnahmen in der Deckschicht aufgrund von Evapotranspiration zu vermindern. Bei hoher Verdichtung und geringer hydraulischer Leitfähigkeit können hierdurch Alterungsprozesse der aus feinkörnigen organikreichen Baggergut hergestellten Deichdeckschicht -und damit verbunden- die Zunahme der Systemleitfähigkeit verzögert werden. Bei unzureichender Verdichtung und durch Interaggregatporen hervorgerufenen hohen hydraulischen Leitfähigkeit bleibt die Systemleitfähigkeit des Deiches allerdings auch bei Aufbringung eines Kulturbodens erhalten.

Um Rückschlüsse bezüglich der Saugspannungscharakteristik des feinkörnigen organikreichen Baggerguts zu ziehen, werden unterschiedliche Bodenwasserretentionsfunktionen an die im Rostocker Forschungsdeich verwendeten Baggergutmaterialien charakteristischen Bodenwasserretentionskurven angepasst. Hierbei wird festgestellt, dass sich die Saugspannungscharakteristik von feinkörnigen organikreichen Baggergut durch den Ansatz von VAN GENUCHTEN bei hinreichend genauer Generalisierung und Anpassungsgüte beschreiben lässt. Anhand der Ergebnisse wird der Rückschluss gezogen, dass feinkörniges organikreiches Baggergut auch bei lockerer Lagerung ein ausgesprochen saugfähiges Materialverhalten aufweist, das auf den hohen Anteil stabiler Huminstoffe zurückzuführen ist. Es ist zu dem Saugspannungsverhalten toniger Tone vergleichbar oder übersteigt dieses teilweise.

Anhand numerischer Modelle wird die Durchströmung einzelner Deichquerschnitte mit der FEM-Software FEFLOW nachgebildet. Um Rückschlüsse zu den hydraulischen Eigenschaften der aus feinkörnigen organikreichen Baggergut hergestellten Deichdeckschicht zu ziehen, werden hierfür zunächst Methoden der inversen Modellkalibrierung für die Zielwertminimierung unter Verwendung der Approximationsalgorithmen PEST und AMALGAM angewandt. Es wird festgestellt, dass das verwendete Modell keine Einzigartigkeit aufweist und hierdurch den Charakter eines schlecht gestellten Problems besitzt. Die Approximation mit PEST wurde i.d.R. aufgrund des nicht-linearen Modellverhaltens vorzeitig abgebrochen. Auf der anderen Seite werden durch die multikriterielle Zielwertsuche mit AMALGAM zwar mehrere lokale Optima innerhalb der Pareto-Lösung gefunden, die sich jedoch aufgrund der schlechten Problemstellung ohne Kenntnis zu den Parameterabhängigkeiten nicht interpretieren lassen.

Zur Benennung der hydraulischen Eigenschaften der aus feinkörnigen organikreichen Baggergut hergestellten Deichdeckschicht wird das Verhalten des numerischen Modells anhand von Ersatzmodellen nachgebildet, die auf Grundlage neuronaler Netze erzeugt wurden. Als Trainingsgrundlage wird hierfür ein iteratives Verfahren angewandt, das den unbekanntem Parameterraum durch eine auf euklidischen Distanzen autonom durchgeführte Modellexploration erweitert. Das Modellverhalten sowie die Parameterabhängigkeiten werden anschließend anhand einer visuellen Interpretation der prognostizierten lokalen Minima abgeleitet. Im Ergebnis wird zusammengefasst, dass eine autonome Modellexploration auf Grundlage von Ersatzmodellen sehr zeitaufwendig ist und eine generelle praktische Anwendung daher nicht empfohlen werden kann. Von insgesamt vier unterschiedlichen

angewandten Netztypen wird die Modellexploration durch Anwendung eines vorwärtsgerichteten MLP-Netzes mit zwei verdeckten Schichten (mit 30 und 20 Neuronen) erfolgreich angewandt.

Die im Rostocker Forschungsdeich eingebauten feinkörnigen Baggergutmaterialien M1 und M2 weisen einen hohen Porenanteil n von 0,62 bis 0,66 auf. Eine für die Systemleitfähigkeit der Deichdeckschicht maßgebliche Sensitivität dieser Eigenschaft kann im numerischen Modell anhand der PEST-Approximation sowie dem Ersatzmodell nicht nachgewiesen werden. Ebenfalls kann eine signifikante Sensitivität der Anpassungsparameter $S_{s(M2)}$ und $S_{s(S)}$ während der Modellierung der Sättigungsverhältnisse nicht nachgewiesen werden. Starke Abhängigkeiten können demgegenüber für die Anpassungsparameter $\alpha_{(VG,M2)}$ und $\alpha_{(VG,S)}$ im nicht-linearen Zusammenhang identifiziert werden, die hinsichtlich der betrachteten Parameterkombinationen zu unterschiedlichen Ergebnissen führen. In diesem Zusammenhang wird eine zügige Durchfeuchtung der Deichdeckschicht im numerischen Modell hervorgerufen, wenn sehr niedrige $\alpha_{(VG,M2)}$ -Werte) in Kombination einer erhöhten Leitfähigkeit in der Deichdeckschicht angenommen werden. Hierdurch wird im numerischen Modell bereits eine mit steigendem Wasserstand unmittelbare Zunahme der Durchfeuchtung der Deichdeckschicht nachgebildet, was im Widerspruch zu dem durch die Tensiometer aufgezeichneten charakteristischen Saugspannungsverhalten steht.

Anhand der vorliegenden Untersuchungsergebnisse wird gezeigt, dass die numerische Modellierung der Durchfeuchtung der Deichdeckschicht zur Abbildung der durch Tensiometer aufgezeichneten Saugspannungsganglinien lediglich durch Ansätze dualer Porensysteme im Einzelfall möglich ist. In diesen Zusammenhang überlagern sich wesentliche hydraulische Eigenschaften der Deichdeckschicht (z.B. k_s -Werte oder Hysterese-Effekte) maßgeblich durch die Eigenschaften eines dualen Porensystems (d.h. deren Öffnungsweite, Konnektivität, Anisotropie oder Häufigkeit). Die Benennung von Eigenschaften der Bodenmatrix im ingenieurtechnischen Sinn verliert hierdurch einerseits prinzipiell seine Bedeutung. Darüber hinaus wird hierfür ein umfangreiches Wissen zu den Eigenschaften des dualen Porensystems vorausgesetzt, was im Wesentlichen im praktischen Anwendungsfall beim Einsatz von feinkörnigen organikreichen Baggergut aufgrund der Unsicherheiten im Einbau, der Materialzusammensetzung und Einflüssen witterungsbedingt saisonaler Varianzen in exakter Bestimmung nur schwer abschätzen lässt. Die Eigenschaften eines dualen Porensystems lassen sich aufgrund der punktuell vorliegenden Messergebnisse (Tensiometer) i.d.R. nicht generalisieren und können aufgrund der ohnehin schlecht gestellten Problemstellung sowie dem hohen Rechenaufwand nicht durch inverse Modellierungsmethoden bestimmt werden.

Für eine Eignung von feinkörnigen organikreichen Baggergut als Deichdeckschichtmaterial spricht die hohe Erosionsbeständigkeit des Materials, die sowohl anhand im Feld durchgeführter Überströmversuche als auch labortechnisch in HET-Versuchen nachgewiesen wird. Eine hohe Erosionswiderstandsfähigkeit wird dabei primär durch den hohen Carbonatgehalt, dem hohen Organikanteil sowie der stofflichen Zusammensetzung des Materials durch Zementationseffekte herbeigeführt, die bereits innerhalb einer zweijährigen Standzeit auftreten. In einem langandauernden Feldversuch wird nachgewiesen, dass eine aus Baggergut hergestellte Deichdeckschicht aufgrund der hohen Widerstandsfähigkeit gegen Oberflächenerosion unter hydrostatischer Belastung, einer hohen Systemdurchlässigkeit, hohen Sickerwasserständen im Deichkörper und strukturellen Schädigungen der Deckschicht ohne Verlust der Standsicherheit mehr als zehn Tage standhalten kann. Die Erfahrungen zum Einsatz als Deckschichtmaterial im Deichbau sind somit mit den langjährigen Erfahrungen zum Einsatz als Rekultivierungsschicht im Deponiebau in vergleichbarer Weise positiv zu bewerten.

Literaturverzeichnis

- ABEYKOON, T., UDUKUMBURAGE, R. S., GALLAGE, C. und UCHIMURA, T. (2017). Comparison of direct and indirect measured soil water characteristic curves for silty sand. In: *Geomate* 13.39, S. 9–16.
- ACHMUS, M., POHL, M., SCHÜTTRUMPF, H. F. R. und TEMMLER, H. (2019). Infiltrationsbedingte Prozesse in der Abdeckung von See- und Ästuardeichen und deren Einfluss auf die Standsicherheit. In: *Die Küste*. Hrsg. von KFKI. 87. Heide, Holstein: Boyens, S. 133–184.
- ALTERA, Hrsg. (2013). Gedrag van verdroogde kades: Technical report.
- AMER, A. M. (2012). Water flow and conductivity into capillary and non-capillary pores of soils. In: *Journal of Soil Science and Plant Nutrition*.
- ARNDT, M. (2015). Sicherung von Ufern, Dämmen und Deichen gegen Schäden durch Nage- und Wühltiere. In: *GeoResources* 2, S. 16–26.
- ARNDT, O., BARTH, T., FREISLEBEN, B. und GRAUER, M. (2005). Approximating a finite element model by neural network prediction for facility optimization in groundwater engineering. In: *European Journal of Operation Research* 166, S. 769–781.
- ASHER, M. J., CROKE, B. F. W., JAKEMAN, A. J. und PEETERS, L. J. M. (2015). A review of surrogate models and their applications to groundwater modeling. In: *Water Resources Research* 51, S. 5957–5973.
- BATHE, K.-J. und ZIMMERMANN, P. (2002). Finite-Elemente-Methoden. 2., vollst. neu bearb. und erw. Aufl. Berlin: Springer. ISBN: 9783540668060.
- BAW EAO (2002). Empfehlungen zur Anwendung von Oberflächendichtungen an Sohle und Böschung von Wasserstraßen: Mitteilungsblatt Nr. 85. Karlsruhe: Bundesanst. für Wasserbau (BAW).
- BAW MAK (2013). Merkblatt Anwendung von Kornfiltern an Bundeswasserstraßen (MAK). Karlsruhe: Bundesanst. für Wasserbau (BAW).
- BAW MSD (2011). Merkblatt BAW-MSD: Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen (MSD). Karlsruhe: Bundesanst. für Wasserbau (BAW).
- BECK, F. und REY, G. D. (o. D.). *Neuronale Netze: Eine Einführung*. URL: www.neuronaalesnetz.de.
- BELLMANN, H., HENSEL, W., SPOHN, M. und STEFFEN, S. (2018). Tiere und Pflanzen: Der große Kosmos-Naturführer. Stuttgart: Kosmos. ISBN: 978-3-440-15400-7.
- BEVEN, K. (1989). Changing Ideas in Hydrology - The Case of Physically-based Models. In: *Journal of Hydrology* 105, S. 157–172.
- BEVEN, K. und GERMANN, P. (1982). Macropores and Water Flow in Soils. In: *Water Resources Research* 18.5, S. 1311–1325.
- BEYER, W. (1964). Zur Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit von Kiesen und Sanden aus der Kornverteilungskurve. In: *Wasserwirtschaft-Wassertechnik (WWT)* 14.6, S. 165–168.

- BIRLE, E. M. (2011). Geohydraulische Eigenschaften verdichteter Tone unter besonderer Berücksichtigung des gesättigten Zustandes. Dissertation. München: TU München.
- BIRTHLER, H., FEIN, E. und SCHNEIDER, A. (2000). *Validierung von Einzeleffekten in Grundwassermodellen*. Hrsg. von GESELLSCHAFT FÜR ANLAGEN-UND REAKTORSICHERHEIT (GRS) MBH. URL: <https://www.grs.de/sites/default/files/publications/GRS-150.pdf>.
- BLUME, H.-P., SCHEFFER, F. und SCHACHTSCHABEL, P. (2016). Scheffer/Schachtschabel Lehrbuch der Bodenkunde. 16. Auflage (Nachdruck). ISBN: 3662499592.
- BOMAG (2020). *Technischen Daten Walzenzüge BW 213 D-5, BW 213 DH-5, BW 213 PDH-5: Produktdatenblatt*. Hrsg. von BOMAG FAYAT GROUP. aufgerufen am 11. Juli 2020 von: URL: https://www.bomag.com/dam/BOMAG/Other/Data_Sheets/Datasheet_BW213D-5_BW213DH-5_BW213PDH-5_4f_PRD58615010_SA03.pdf (abgerufen am: 11.07.2020).
- BOUMA, J. und DE LAAT, P. J. M. (1981). Estimation of the moisture supply capacity of some swelling clay soils in the Netherlands. In: *Journal of Hydrology* 49, S. 247–259.
- BRAUNS, J. und BIEBERSTEIN, A. (2003). Das Damm-Modell in der BAW - Untersuchungen zu sicherhydraulischen Problemen. Karlsruhe.
- BRESSEAU, M. L. und RAO, P. S. C. (1990). Modelling Solute Transport in Structured Soil: A Review. In: *Geoderma* 46, S. 169–192.
- BROOKS, R. H. und COREY, A. T. (1964). Hydraulic properties of porous media. Hydrology Papers. Fort Collins, Colorado: Colorado State University.
- BURGER, M. und DIRKS, H. (2016). Inverse Probleme. Skript. Münster: Westfälische Wilhelms-Universität Münster.
- BUSCH, K.-F., LUCKNER, L., TIEMER, K. und MATTHESS (1993). Geohydraulik: Mit 50 Tabellen. 3., neubearb. Aufl. Bd. / hrsg. von Georg Matthes ; Bd. 3. Lehrbuch der Hydrogeologie. Berlin: Borntraeger. ISBN: 978-3443010041.
- CANTRÉ, S. und SAATHOFF, F. (2013). Installation of fine-grained organic dredged materials in combination with geosynthetics in the German DredgDikes research dike facility. In: *Engineering Structures and Technologies* 5.3, S. 93–102.
- CARRIER, W. D. und BECKMANN, J. F. (1984). Correlations between index tests and the properties of remoulded clays. In: *Geotechnique* 34.2, S. 211–228.
- CASSIDY, J. R. (2002). The Effect of Burrowing Mammals on the Hydrology of Drained Riparian Ecosystem. Master thesis. Oregon, USA: Oregon State University. (Abgerufen am: 2003).
- CFGB (1995). Internal Erosion: Typology, Detection, Repair. Barrages and Reservoirs No. 6 Comité Français des Grand Barrages, Le Bourget-du-lac Cedex.
- CHAPUIS, R. P. (2012). Predicting the saturated hydraulic conductivity of soils: a review. In: *Bul. Eng. Geol. Environ* 71, S. 401–434.
- CODER, K. D. (1998). Tree Root Growth Control Series: Root Growth Requirements and Limitations. Cooperative Extension Service Forest, Publication FOR98-9. University of Georgia.
- COLBOND GMBH & CO. KG (2009). *Enkadrain Geokunststoff - Entwässern, Filtern, Trennen; Produktdatenblatt 5006H/5-2sM200PP: Produktdatenblatt*. Hrsg. von COLBOND GMBH & CO. KG.

- aufgerufen am 02. Juni 2014 von: URL: <http://www.colbond-geosynthetics.de/produkte/pi/Datenblatt%20Enkadrain%205006H-M200PP.pdf> (abgerufen am: 16.01.2015).
- COLBOND GMBH & CO. KG (2022). *Enkamat - dauerhafte Erosionsschutz - und Krallmatte: Produktdatenblatt*. Hrsg. von COLBOND GMBH & CO. KG. aufgerufen am 11. Sept. 2022 von: URL: <https://manualzz.com/download/4394010> (abgerufen am: 11.09.2022).
- COUCKUYT, I., DHAENE, T. und DEMEESTER, P. (2014). ooDACE Toolbox: A Flexible Object-Oriented Kring Implementation. In: *Journal of Machine Learning Research* 15, S. 3183–3186.
- COUCKUYT, I., DHANE, T. und DEMEESTER, P. (2013). *ooDACE toolbox: A Matlab toolbox: Getting started*. Hrsg. von SUMO - SURROGATE MODELLING LAB. URL: sumo.intec.ugent.be.
- DHI WASY (2015). FePest in FEFLOW 7.0 (User Guide).
- DIERSCH, H.-J. G. (2014). FEFLOW: Finite Element Modeling of Flow, Mass and Heat Transport in Porous and Fractured Media. Berlin, Heidelberg und s.l.: Springer Berlin Heidelberg. ISBN: 978-3-642-38739-5. DOI: 10.1007/978-3-642-38739-5. URL: <http://dx.doi.org/10.1007/978-3-642-38739-5>.
- DIN 18122-2 (2022). Baugrunduntersuchungen von Bodenproben - Zustandsgrenzen (Konsistenzgrenzen) - Teil 2: Bestimmung der Schrumpfgrenze. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- DIN 18127 (2012). Baugrund, Untersuchungen von Bodenproben - Proctorversuch. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- DIN 18128 (2002). Baugrund, Untersuchungen von Bodenproben - Bestimmung des Glühverlustes. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- DIN 18130-1 (1998). Bestimmung der Wasserdurchlässigkeitsbewerts; Teil 1: Laborversuche. Berlin: Beuth.
- DIN 19682-7 (2015). Bodenbeschaffenheit - Felduntersuchungen Teil 7: Bestimmung der Infiltrationsrate mit dem Doppelring- Infiltrimeter. Berlin: Beuth.
- DIN 19712 (2013). Hochwasserschutzanlagen an Fließgewässern. Berlin: Beuth.
- DIN 4084 (2021). Baugrund - Geländebruchberechnungen. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- DIN EN 15936 (2012). Schlamm, behandelter Abfall, Boden und Abfall - Bestimmung des gesamten organischen Kohlenstoffs (TOC) mittels trockener Verbrennung. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- DIN EN 1997-2:2010-10 (2010). Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln. Berlin: Beuth.
- DIN EN ISO 11274 (2020). Bodenbeschaffenheit- Bestimmung des Wasserrückhaltevermögens- Laborverfahren. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- DIN EN ISO 17892-10 (2019). Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Geotechnische Erkundung und Untersuchungen- Laborversuche an Bodenproben –Teil 10: Direkte Scherversuche. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- DIN EN ISO 17892-11 (2021). Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Geotechnische Erkundung und Untersuchungen- Laborversuche an Bodenproben –Teil 11: Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit. Berlin: Beuth Verlag GmbH.

- DIN EN ISO 17892-12 (2022). Geotechnische Erkundung und Untersuchung- Laborversuche an Bodenproben- Teil 12: Bestimmung der Fließ- und Ausrollgrenzen. Berlin: Beuth Verlag GmbH. DOI: 10.31030/3345193.
- DIN EN ISO 17892-2 (2015). Geotechnische Erkundung und Untersuchung- Laborversuche an Bodenproben- Teil 2: Bestimmung der Dichte des Bodens. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- DIN EN ISO 17892-5 (2017). Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Laborversuche an Bodenproben - Teil 5: Ödometersversuch mit stufenweiser Belastung. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- DIN EN ISO 17892-8 (2018). Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Laborversuche an Bodenproben - Teil 8: Unkonsolidierter undrännierter Triaxialversuch. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- DIN EN ISO 22282-5 (2012). Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Geohydraulische Versuche - Teil 5: Infiltrometersversuche. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- DOHERTY, E. und HUNT, J. (2010). Approaches to Highly Parameterized Inversion: A Guide to Using PEST for Groundwater-Model Calibration: U.S. Geological Survey Investigation Report 2010-5169. U.S. Geological Survey (USGS).
- DOHERTY, J. (2003). Ground water model calibration using pilot points and regularization. In: *Ground Water* 41.2, S. 170–177.
- DOHERTY, J., MUFFELS, C., RUMBAUG, J. und TONKIN, M. (2016a). *Model-Independent Parameter Estimation; User Manual Part I: PEST, SANSAN and Global Optimisers*. Hrsg. von WATERMARK NUMERICAL COMPUTING. aufgerufen am 30. Mai 2017 von: URL: <http://www.pesthomepage.org/Downloads.php>.
- DOHERTY, J., MUFFELS, C., RUMBAUG, J. und TONKIN, M. (2016b). *Model-Independent Parameter Estimation; User Manual Part II: PEST Utility Support Software*. Hrsg. von WATERMARK NUMERICAL COMPUTING. aufgerufen am 30. Mai 2017 von: URL: <http://www.pesthomepage.org/Downloads.php> (abgerufen am: 30.05.2017).
- DÜLLMANN, H. (2014). Reaktion feinkörniger Böden auf Wasserentzug und mögliche Auswirkungen auf die Geländeoberfläche und Gebäude im Rheinischen Braunkohlerevier. In: *Informationsveranstaltung Anrufungsstelle Bergschäden Braunkohle NRW 04.07.2014* Geotechnisches Büro Prof.-Dr. Ing. H. Düllmann GmbH.
- DURNER, W. (1994). Hydraulic conductivity estimation for soils with heterogenous pore structure. In: *Water Resources Research* Vol. 30.2, S. 211–223.
- DVWK-M 226 (1993). Merkblatt DVWK-M 226: Landschaftsökologische Gesichtspunkte bei Flussdeichen. Hamburg: Verlag Paul Parey.
- DWA (2005). Dichtungssysteme in Deichen. In: *DWA Themen*. Hrsg. von DEUTSCHE VEREINIGUNG FÜR WASSERWIRTSCHAFT ABWASSER UND ABFALL E.V.
- DWA-M 504-1 (2018). Merkblatt DWA-M 504-1: Ermittlung der Verdunstung von Land- und Wasserflächen; Teil 1: Grundlagen, experimentelle Bestimmungen der Landverdunstung, Gewässerverdunstung. Hennef: Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft Abwasser und Abfall e.V.
- DWA-M 507-1 (2011). Merkblatt DWA-M 507-1: Deiche an Fließgewässern; Teil 1: Planung, Bau und Betrieb. Hennef: Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft Abwasser und Abfall e.V.

- DWA-M 512-1 (2012). Merkblatt DWA-M 512-1: Dichtungssysteme im Wasserbau; Teil 1: Erdbauwerke. Hennef: Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft Abwasser und Abfall e.V.
- DWA-M 608-1 (2017). Merkblatt DWA-M 608-1: Bisam, Biber, Nutria - Teil 1: Erkennungsmerkmale und Lebensweisen. Hennef: Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft Abwasser und Abfall e.V.
- DWA-M 608-2 (2023). Merkblatt DWA-M 608-2: Bisam, Biber, Nutria - Teil 2: Technische Gestaltung und Sicherung von Ufern, Deichen und Dämmen. Hennef: Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft Abwasser und Abfall e.V.
- EAK (2020). Empfehlungen für die Ausführung von Küstenschutzwerken: 3. Korrigierte Ausgabe 2020. Bd. 88. Die Küste. Heide: Westholsteinische Verl.-Anst. Boyens. DOI: 10.18171/1.088100.
- EFSTRATIADIS, A. und KOUTSOYIANNIS, D. (2010). One decade of multi-objective calibration approaches in hydrological modelling: a review. In: *Hydrological Sciences Journal* 55:1, S. 58–78.
- EHLSCHLAEGER, Ch. R. (1998). The Stochastic Simulation Approach: Tools for Representing Spatial Application Uncertainty. Dissertation. Santa Barbara, Californien, USA: University of California,
- ERTEL, W. (2021). Grundkurs Künstliche Intelligenz: Eine praxisorientierte Einführung. 5. Auflage. Springer eBook Collection. Wiesbaden: Springer Vieweg. ISBN: 978-3658320744. DOI: 10.1007/978-3-658-32075-1.
- FARTHING, M. W. und OGDEN, F. L. (2017). Numerical Solution of Richards' Equation: A Review of Advances and Challenges. In: *Soil Sci. Soc. Am. J.* 81, S. 1257–1269.
- FELL, R., WAN, C. F., CYGANIEWICZ, J. und FOSTER, M. (2003). Time for development of internal erosion and piping in embankment dams. In: *Journal of Geotechnical and Geoinvironmental Engineering* 129.4, S. 307–314.
- FLÜHLER, H. und ROTH, K. (2004). Physik der ungesättigten Bodenzone: Wintersemester 2004/2005. Verlesungsmaterial. Zürich, Heidelberg: ETH Zürich. URL: http://www.iup.uni-heidelberg.de/institut/forschung/groups/ts/soil_physics/students/Physik_der_ungesaettigten_Zone.pdf.
- FOOKEN, U. (1999). Huminsäuren in Oberflächensedimenten der Nordsee – Indikatoren für terrestrischen Eintrag? Dissertation. Oldenburg: Carl von Ossietzky Universität Oldenburg.
- FOSTER, M., FELL, R. und SPANNAGLE, M. (2000a). Methode for assassing the relative likelihood of failure of embankment dams by piping. In: *Canadian Geotechnical Journal* 37.5, S. 1025–1061.
- FOSTER, M., FELL, R. und SPANNAGLE, M. (2000b). Statistics of embankment dam failures and accidents. In: *Canadian Geotechnical Journal* 37.5, S. 1000–1024.
- FRANKE, E. (1967). Einige Beispiele zur Strömungsdruckwirkung des Grundwassers. In: *17. Vortragsveranstaltung der Bundesanstalt für Wasserbau am 18. Oktober 1967*, S. 11 –19.
- FRANKE, E. und BRUHM, K. (1989). Auswirkungen der Durchwurzelung auf die Wasserdurchlässigkeit von Böden: Forschungsbericht des Instituts für Grundbau, Boden- und Felsmechanik der TH Darmstadt.

- FREDLUND, D. G., XING, A. und HUANG, S. (1994). Predicting the permeability function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve. In: *Canadian Geotechnical Journal* 31, S. 553–546.
- GABLESKE, O. (2005). Multilayer-Perzeptron. Skript. Ulm: Universität Ulm.
- GARDNER, W. R. und MAYHUGH, M. S. (1958). Solutions and tests on the diffusion equation for the movement of water. In: *Soil Sci. Soc. Am. J.* 22, S. 197–201.
- GASPAR, B., TEIXEIRA, A. P. und GUEDES SUARES, C. (2015). Adaptive Surrogate Model with Active Refinement Combining Kriging and a Trust Region Method. 12th International Conference on Application of Statistics and Probability in Civil Engineering, ICASP12. Vancouver, Canada.
- GDA (2015). E 2-20 Entwässerungsschichten in Oberflächenabdichtungssystemen. Essen: ARBEITSKREIS 6.1 - Geotechnik der Deponiebauwerke Deutsche GDA der Gesellschaft für Geotechnik e.V. DGGT. URL: <http://www.gdaempfehlungen.de/pdf/E2-20.pdf> (abgerufen am: 22.04.2020).
- GEBERT, J. und GRÖNGRÖFT, A. (2020). Long-term behaviour and soil ripening processes in a dike constructed from dredged material. In: *Journal of Soil and Sediments* 20, S. 1793–1805.
- GERMANN, P. und BEVEN, K. (1981). Water Flow in Soil Macropore: 1 - An Experimental Approach. In: *J. Soil Sci.* 32, S. 1–13.
- GINN, T. R. und CUSHMANN, J. H. (1990). Inverse methods for subsurface flow: A critical review of stochastic techniques. In: *Stochastic Hydrology and Hydraulics* 4, S. 1–26.
- GISI, U. (1990). Bodenökologie. Stuttgart: Thieme. ISBN: 3137472016.
- GRÄBER, P.-W. (2010). Systemanalyse in der Wasserwirtschaft. Skript. Dresden: TU Dresden. URL: <https://tu-dresden.de/bu/umwelt/hydro/iak/ressourcen/dateien/systemanalyse/studium/folder-2009-01-29-lehre/systemanalyse/folder-2010-04-12-1173264546/www.pdf?lang=de> (abgerufen am: 26.07.2020).
- GROENEVELT, P. H. und BOLT, G. H. (1972). Water Retention in Soil. In: *Soil Science* Vol. 113.No. 4, S. 238–245.
- GROSSE, A.-K. (2017). Baggergut im Deichbau: Ein Beitrag zur geotechnischen Charakterisierung und Erosionsbeschreibung feinkörniger, organischer Sedimente aus dem Ostseeraum zur Einschätzung der Anwendbarkeit. Schriftenreihe Umweltingenieurwesen der Agrar-und Umweltwissenschaftlichen Fakultät. Band 71. Dissertation. Rostock: Universität Rostock.
- GROSSE, A.-K. und BORCHARDT, J. (2011). Laborprüfbericht 01: Bodenmechanische Laborversuche. Lehrstuhl für Geotechnik und Küstenwasserbau. Rostock: unveröffentlicht.
- GRUNERT, M. (2015). Herausforderung Stickstoffeffizienz - Welche Optimierungspotenziale bietet die Düngung? In: *Fachtagung Nährstoffeffizienz in der Landwirtschaft, Landesarbeitskreis Düngung Brandenburg/Sachsen/Thüringen, Nossen 09.07.2015*. (Abgerufen am: 29.11.2020).
- HAFEZ, M. A., DORIS ASMANI, M. und NURBAYA, S. (2010). Comparison between Static and Dynamic Laboratory Compaction Methods. In: *EJGE*, S. 1641–1650.
- HAGHIGHI, I., CHEVALIER, C., DUC, M., GUÉDON, S. und REIFFSTECK, P. (2013). Improvement of the Hole Erosion Test and Results on Reference Soils. In: *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 139.2, S. 330–339.

- HARTGE, K.-H., HORN, R., BACHMANN, J. und PETH, S. (2014). Einführung in die Bodenphysik: Mit 24 Tabellen. 4., vollst. überarb. und erw. Aufl. Stuttgart: Schweizerbart. ISBN: 978-3-510-65280-8.
- HASELSTEINER, R. (2007). Deiche an Fließgewässern und ihre Durchsickerung. Dissertation. München: TU München.
- HASELSTEINER, R. und STROBL, Th. (2004). Zum Einfluss von Bewuchs und Hohlräumen auf die Durchsickerung von Deichbauten; Hochwasserschutz, Wasserkraft, Ökologie; Beiträge zum Symposium vom 16. - 19. Juni 2004 in Wallgau (Oberbayern); Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft Berichtsheft Nr. 101, Band 2, S. 92-100.
- HAVERKAMP, R. und PARLANGE, J.-Y. (1986). Predicting the water-retention curve from particle-size distribution: 1. Sandy soils without organic matter. In: *Soil Science* 142.6, S. 325–339.
- HENDRICKX, J.M.H. und FLURY, M. (2001). Uniform and Preferential Flow Mechanisms in the Vadose Zone National Academies of Sciences, Engineering, and Medicine. 2001. Conceptual Models of Flow and Uniform and Preferential Flow Mechanisms in the Vadose Zone Uniform and Preferential Flow Mechanisms in the Vadose Zone. In: *National Research Council, eds. Conceptual models of flow and transport in the fractured vadose zone*. Washington, D.C., USA: National Academic Press.
- HORLACHER, H. B., BIELAGK, U. und HEYER, T. (2005). Analyse der Deichbrüche an Elbe und Mulde während des Hochwassers im Bereich Sachsen. Bericht im Auftrag der Talsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen. TU Dresden.
- HTG, Hafenbautechnische Gesellschaft (2006). Verwertung von feinkörnigen Baggergut im Bereich der deutschen Küste: (Fachbericht).
- HTG, Hafenbautechnische Gesellschaft (2019). Positionspapier - Umgang mit Baggergut: Definitionen - Erläuterungen - Empfehlungen.
- HTG, Hafenbautechnische Gesellschaft (2021). Verwertung von feinkörnigen Baggergut im Bereich der deutschen Küste: (Fachbericht).
- HUESKER SYNTHETIC GMBH (2012). *Fortrac3D Bewehrungsgitter mit Erosionssicherung: PDF Produktbroschüre*. Hrsg. von HUESKER SYNTHETIC GMBH. aufgerufen am 24. Juli 2014 von: URL: http://www.huesker.de/uploads/tx_itmdownload/Fortrac_3D_-HP-_deutsch_01.pdf (abgerufen am: 16.01.2015).
- HUSICKA, A. (2003). Vegetation, Ökologie und Erosionsfestigkeit von Grasnarben auf Flussdeichen am Beispiel der Rheindeiche in Nordrhein-Westfalen. Dissertationes-Botanica. Band 379, Verlag J. Cramer Gebrüder Borntraeger Verlagsbuchhandlung Berlin Stuttgart.
- ICOLD (1995). Dam failures statical analysis. (Bekanntmachung 99). International Commission on Large Dams (ICOLD).
- INDRARATNA, B., MUTTUVEL, T., KHABBAZ, H. und AMSTRONG, R. (2008). Predicting the Erosion Rate of Chemically Treated Soil Using a Process Simulation Apparatus for Internal Crack Erosion. In: *Journal of Geotechnical and Geoinvironmental Engineering* 134, S. 837–844.
- IPCC (2015). Management des Risikos von Extremereignissen und Katastrophen zur Förderung der Anpassung an den Klimawandel: Sonderbericht des zwischenstaatlichen Ausschusses für Klimaänderungen (IPCC). Bonn: Deutsche IPCC-Koordinierungsstelle. ISBN: 978-3-00-039367-9.

- JALAI, A. A., SIMS, C. C. und FAMOURI, P. (2006). Dallas Floodway Feasibility Study Appendix B. In: *Control and Information Sciences* 343, S. 195–198.
- JIMENZ, N., BRUSS, G., EIBEN, H. und MAYERLE, R. (2009). Seegangmodellierung der Ostsee für Extremereignisse und Rekonstruktion des Sturms von 1872. In: *Die Küste*. Hrsg. von KFKI. 75. Heide, Holstein: Boyens.
- JINHUI, L. (2009). Field Experimental Study and Numerical Simulation of Seepage in Saturated/Unsaturated Cracked Soil. PhD thesis. Hong Kong, China: Hong Kong University of Science and Technology.
- JURISCH, T. (2022). *Interview: Erosionswiderstandsfähigkeit von feinkörnigen organikreichen Baggergutmaterialien im Deich- und Deponiebau; Dr. M. Henneberg; Steins-Transferzentrum, Wasser, Landschaft, Umwelt; 01.08.2022*. Rostock.
- JURISCH, T., CANTRÉ, S. und SAATHOFF, F. (2020). Infiltration behaviour of dike covers made of dredged material on the Rostock Research dike. In: *E3S Web of Conferences* 195.3, S. 01032. DOI: 10.1051/e3sconf/202019501032.
- JURISCH, T., CANTRÉ, S. und SAATHOFF, F. (2021). Inverse Infiltration Modeling of Dike Covers Made of Dredged Material Using PEST and AMALGAM. In: *Geosciences* 11(2), 41.
- KA5 (2004). KA5 - Bodenkundliche Kartieranleitung. 5. Auflage. Stuttgart: Hg. v. Ad-hoc Arbeitsgruppe Boden der Staatlichen Geologischen Dienste und der Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe.
- KAMMERERE, G. und LEISKANDL, W. (2005). Bodenphysik (Vertiefung). Vorlesungsskript.
- KARTHIKEYAN, M., TAN, T. und PHOON, K. K. (2001). Numerical oscillation in seepage analysis of unsaturated soils. In: *Canadian Geotechnical Journal* 38.3, S. 639–651.
- KEATING, E. H., VESSELINOV, E., KWICKLIS, E. und LU, Z. (2003). Coupling basin-and site-scale inverse models of the Espanola aquifer. In: *Ground Water* 41.3, S. 200–211.
- KHANDELWAL, S. (2011). Effect of Desiccation Cracks on Earth Embankments. Master thesis. Texas A & M University.
- KIM, S. M., BENHAM, B. L., BRANNAN, K. M., ZECKOSKI, R. W. und DOHERTY, J. (2007). Comparison of hydrologic calibration of HSPF using automatic and manual methods. In: *Water Resources Research* 43.
- KINZELBACH, W. und RAUSCH, R. (1995). Grundwassermodellierung: Eine Einführung mit Übungen. Stuttgart [u.a.]: Bornträger.
- KOBEL-LAMPARSKI, A. und LAMPARSKI, F. (1987). Burrow constructions during the development of *Lumbricus badensis* individuals. In: *Biology and Fertility of Soils* 3.1-2, S. 125–129.
- KOBIYAMA, M., KUBOTA, J. und TSUKAMOTO, Y. (1995). Hydraulic Properties of Forest Soils with Macropores in Low Suction Zone. In: *Trabalho de Pesquisa* 48/49, S. 60.
- KOCH, S., KAHLE, P. und LENNARTZ, B. (2016). Visualization of Colloid Transport Pathways in Mineral Soils Using Titanium(IV) Oxide as a Tracer. In: *Journal of Environmental Quality* 45.6, S. 2053–2059. DOI: 10.2134/jeq2016.04.0131.
- KOLYMBAS, D., Hrsg. (2011). Geotechnik: Bodenmechanik, Grundbau und Tunnelbau: 3., neu bearbeitete Auflage. Berlin, Heidelberg: Springer.

- KOMATSU (2010). *Planierdrape D51EX/PX-22: Produktdatenblatt*. Hrsg. von KOMATSU EUROPE INTERNATIONAL N.V. aufgerufen am 19. März. 2020 von: URL: <https://webassets.komatsu.eu/displayBrochure.ashx?id=74952> (abgerufen am: 19.03.2020).
- KONRAD, J. M. und AYAD, R. (1997). An idealized framework for the analysis of cohesive soils undergoing desiccation. In: *Canadian Geotechnical Journal* 34, S. 477–488.
- KORTENHAUS, A. (2003). Probabilistische Methoden für Nordseedeiche. Dissertation. Braunschweig: TU Carolo-Wilhelmina.
- KÖSTLER, J. N., BRÜCKNER, E. und BIBELRIETHER, H. (1968). Die Wurzeln der Waldbäume – Untersuchungen zur Morphologie der Waldbäume in Mitteleuropa. Hamburg und Berlin: Verlag Parey.
- KRETSCHMER, H. (1981). Leitfaden der Meliorationsbodenkunde. Leipzig: Min. Hoch- u. Fachschulwes. v. d. Univ. Leipzig.
- KUTSCHERA, L. (1960). Wurzelatlas mitteleuropäischer Ackerunkräuter und Kulturpflanzen. 1. Aufl. Bd. 2. Frankfurt/M: DLG-Verlag.
- LÄMMEL, U. (o.D.). Wissensextraktion mittels künstlicher neuronaler Netze: Vorwärtsgerichtete NN. Folien. Wismar: Hochschule Wismar.
- LEIJ, F. J., RUSSEL, W. R. und LESCH, W. R. (1997). Closed-form expression for water retention and conductivity data. In: *Ground Water* 35.5, S. 848–858.
- LIM, S. S. (2011). Experimental Investigation of Erosion in Variably Saturated Clay Soils. Dissertation. Sidney, Australia: University of New South Wales.
- LUDWIG, R., GERKE, H. H. und WENDROTH, O. (1999). Describing water flow in macroporous field soils using the modified macro model. In: *Journal of Hydrology* 215, S. 135–152.
- LUTHI, M. (2011). A Modified Hole Erosion Test (HET-P) to Study Erosion Characteristik of Soil. Masters thesis. Vancouver, Kanada: University of British Columbia.
- MASSAT, L., CUISINIER, O., BIHANNIC, I., CLARET, F., PALLETIER, M., MASROURI, F. und GABOREAU, S. (2016). Swelling pressure development and inter-aggregate porosity evolution upon hydration of a compacted swelling clay. In: *Applied Clay Science* 124-125, S. 197–210.
- MBONIMPA, M., AUBERTIN, M., CHAPUIS R. P. und BUSSIÈRE, B. (2002). Practical pedotransfer functions for estimating the saturated hydraulic conductivity. In: *Geotechnical and Geological Engineering* 20.3, S. 235–259.
- MESRI, G. und OLSON, R. E. (1971). Mechanisms controlling the permeability of clays. In: *Clay Clay Minder* 19.
- MÖLLMANN, A. F. D. (2009). Probabilistische Untersuchungen von Hochwasserschutzdeichen mit analytischen Verfahren und der Finite-Elemente-Methode. Dissertation. Stuttgart: Universität Stuttgart.
- MOONEY, S. J. und MORRIS, C. (2004). Quantification of preferential flow in undisturbed soil columns using dye tracer and image analysis. In: *SuperSoil 2004: 3rd Australien New Zealand Soils Conference*.
- MORGENSTERN, Y. (2007). Analyse und Konzeption von Messstrategien zur Erfassung der bodenhydraulischen Variabilität. Dissertation. Dresden: TU Dresden.

- MORIASI, D. N., ARNOLD, J. G., VAN LIEW, M. W., BINGNER, R. L., HARMEL, R. D. und VEITH, T. L. (2007). Model Evaluation Guidelines for Systematic Quantification of Accuracy in Watershed Simulation. In: *American Society of Agricultural and Biological Engineers* 50.3, S. 885–900.
- MORRIS, P. H. (2003). Compressibility and permeability correlations for fine-grained dredged materials. In: *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering* 129.4, S. 188–191.
- MORSHECK, G. und HENNEBERG, M. (o.D.). *Möglichkeiten der Verwertung von Nassbaggertgut im Deponiebau- rechtliche Rahmenbedingungen und stoffliche Anforderungen.*
- NASH, J. E. und SUTCLIFFE, J. V. (1970). River Flow Forecasting Through Conceptual Models Part I - A Discussion of Principles. In: *Journal of Hydrology* 10.3, S. 282–290.
- NEUMANN, R. und HENNEBERG, M. (2014). The Project DredgDikes: Characterization of Chemical Properties of the Dredged Material and First Results on Vegetation Monitoring. In: *Proceedings of the South Baltic Conference on Dredged Materials in Dike Construction, Rostock 10. - 12. April 2014*, S. 31 –44.
- NITSCHKE, E., CANTRÉ, S. und SAATHOFF, F. (2014). Full-Scale Seepage Experiments at the German DredgDikes Research Dike. In: *Proceedings of the South Baltic Conference on Dredged Materials in Dike Construction, Rostock 10. - 12. April 2014*, S. 53 –59.
- OBACH, M. (2003). Zuverlässigkeit der Prognosen von hybriden Neuronalen Netzwerken und ihre Visualisierung mit Anwendungen in der Limnologie. Dissertation. Kassel: Universität Kassel.
- OING, K., GRÖNGRÖFT, A. und ESCHENBACH, A. (2020). Ripening reduces the shrinkage of processed dredged material. In: *Journal of Soil and Sediments* 20.4, S. 571–583.
- OLSON, R. E. und DANIEL, D. E. (1981). Measurement of the Hydraulic Conductivity of Fine-Grained Soils. In: *Permeability and Groundwater Contaminated Transport* ed. Zimmie , Riggs; ASTM special publication 746, S. 18–64.
- OTHMER, H., DIEKKRÜGER, B. und KUTILEK, M. (1991). Bimodal porosity and unsaturated hydraulic conductivity. In: *Soil Science* 151.3, S. 139–150.
- PACHEPSKY, Y. A., RAWLS, W. J. und GIMÉNEZ, D. (2001). Comparison of soil water retention at field and laboratory scale. In: *Soil Sci. Soc. Am. J.* 65, S. 460–462.
- PAGENKEMPER, S. K., ATHMANN, M., UTEAU, D. und KAUTZ, T. (2015). The effect of earthworm activity on soil bioporosity - Investigation with X-ray computed tomography and endoscopy. In: *Till and Tillage Research* 146, S. 79–88.
- PARKIN, G. W., ROY, J. W. und WAGNER-RIDDLE, C. (2000). Water flow in Unsaturated Soil Below Turfgrass: Observations and LEACHM (with EXPRES) Predictions. In: *Soil Sci. Soc. Am. J.* 64, S. 460–462.
- PERAU, E. (2001). Messung von Drücken - Theorie und Experiment. In: *Tagungsband zum Zweiten Workshop „Teilgesättigte Böden“, Weimar 2000* Schriftenreihe Geotechnik, Bauhaus-Universität Weimar.Heft 04, S. 25 –33.
- PERAU, E. und POTTHOFF, S. (2002). Das Messen von Fluiddrücken in gesättigten und teilgesättigten Böden. In: *Tagungsband zum Fachsymposium „Messen in der Geotechnik 2002“* Mitt. des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, S. 383 –398.

- PIFFNER, L. (2013). *Dossier: Regenwurm - Die Plattform Schweizer Biobäuerinnen und Biobauern*. Hrsg. von FORSCHUNGSINSTITUT FÜR BIOLOGISCHEN LANDBAU. URL: <http://www.bioaktuell.ch/de/pflanzenbau/biodiversitaet/regenwurm.html>.
- POHL, C. (2009). Witterungsbedingte Gefügebildung bei See- und Ästuardeichen und ihre Einflüsse auf die Deichsicherheit. Dissertation. Universität Duisburg Essen.
- PRETTYMAN, G. W. und MCCOY, E. L. (2003). Profile Layering, Root Zone Permeability and Slope Affect on Soil Water Content during Putting Green Drainage. In: *Crop Science* 43, S. 985–994.
- REDDY, B. V. V. und JAGADISH, K. (1993). The static Compaction of Soils. In: *Géotechnique* 43.2, S. 337–341.
- REGELWERK KÜSTENSCHUTZ M-V (2009). *Regelwerk Küstenschutz Mecklenburg-Vorpommern. Übersichtsheft - Grundlagen, Grundsätze, Standortbestimmung und Ausblick*. Hrsg. von MINISTERIUM FÜR LANWIRTSCHAFT, UMWELT UND VERBRAUCHERSCHUTZ MECKLENBURG-VORPOMMERN. URL: <https://www.stalu-mv.de/serviceassistent/download?id=1639581> (abgerufen am: 04.04.2022).
- RICHARDS, L. A. (1931). CAPILLARY CONDUCTION OF LIQUIDS THROUGH POROUS MEDIA. In: *Physics* 1.5, S. 318–333. ISSN: 0148-6349. DOI: 10.1063/1.1745010.
- RICHWIEN, W., POHL, C. und VAVRINA, L. (2010). Bemessung von Deichen gegen Einwirkungen aus Sturmfluten. In: *Die Küste*. Hrsg. von KFKI. 77. Heide, Holstein: Boyens, S. 1–44.
- RICHWIEN, W. und R. WEISSMANN, Hrsg. (1996). Untersuchung zur Quantifizierung der Sicherheitsreserven Untersuchung zur Quantifizierung der Sicherheitsreserven von Seedeichen, im Auftrag des Amtes für Landwirtschaft und Wasser Heide und des III. Oldenburgischen Deichbandes, Untersuchungsberichte der Feldmessungen in Schleswig-Holstein III. Oldenburgischen Deichbandes, Untersuchungsberichte der Feldmessungen in Schleswig-Holstein (Teil 1).
- RICHWIEN, W. und R. WEISSMANN, Hrsg. (1998). Untersuchung zur Quantifizierung der Sicherheitsreserven Untersuchung zur Quantifizierung der Sicherheitsreserven von Seedeichen, im Auftrag des Amtes für Landwirtschaft und Wasser Heide und des III. Oldenburgischen Deichbandes, Untersuchungsberichte der Feldmessungen in Schleswig-Holstein III. Oldenburgischen Deichbandes, Untersuchungsberichte der Feldmessungen in Niedersachsen (Teil 3).
- ROLLER, S., FERCH, M., MUNZ, C. D. und DUMBSER, M. (2005). Numerische Grundlagen: Finite Differenzen, Finite Elemente, Finite Volumen. Folien. Stuttgart: Universität Stuttgart.
- SAATHOFF, F. (2006). Beispiele zur Sanierung und Ertüchtigung von Deichen mit Geokunststoffen. In: *Kurzfassung 2. Symposium Sicherung von Dämmen und Deichen und Stauanlagen 9. u. 10.02.2006*. Hrsg. von HERMAN, R., JENSEN, J. Siegen: Universitätsverlag Siegen.
- SAATHOFF, F. (2012). Zur Bemessung von Kunststoff-Dränelementen. In: *28. Fachtagung „Die sichere Deponie 2012 – Sicherung von Deponien und Altlasten mit Kunststoffen“ SKZ - ConSem GmbH, Würzburg und AK GWS Arbeitskreis Grundwasserschutz e. V., Berlin*. URL: https://www.akgws.de/sites/default/files/d_saathoff_1.pdf (abgerufen am: 22.04.2020).
- SAATHOFF, F. und CANTRÉ, S. (2014). DredgDikes: Proceedings of the South Baltic Conference on dredged materials in dike construction ; Rostock, Hohe Düne 10-11 April 2014. Rostock : Univ. [u.a.] ISBN: 978-3-86009-409-9.

- SAATHOFF, F., S. CANTRÉ und Z. SIKORA, Hrsg. (2015). South Baltic guideline for the application of dredged materials, coal combustion products and geosynthetics in dike construction: [project] DredgDikes. Rostock: Univ. Agrar- und Umweltwiss. Fakultät. ISBN: 978-3-86009-423-5.
- SAATHOFF, F. und WERTH, K. (2003). Geokunststoffe in Dämmen und Deichen. In: *Sicherung von Dämmen und Deichen: Handbuch für Theorie und Praxis*. Hrsg. von HERMAN, R., JENSEN, J. Siegen: Universitätsverlag Siegen, S. 221–237.
- SAHOO, S., RUSSO, T. A., ELLIOTT, J. und FOSTER, I. (2017). Machine learning algorithms for modeling groundwater level changes in agricultural regions of the United States. In: *Water Resources Research* 53, S. 1–18.
- SÄNGER, F. und SCHRICKEL, M. (2010). Drei-Zonen-Deiche mit Dichtungen aus Ton. In: *Wasser und Abfall* 6, S. 17–21.
- SCHAAF, N. (2020). *Neuronale Netze: Ein Blick in die Black Box*. URL: <https://www.informatik-aktuell.de/betrieb/kuenstliche-intelligenz/neuronale-netze-ein-blick-in-die-black-box.html> (abgerufen am: 08.03.2023).
- SCHARFENBERG, M. (2013). Projekt DredgDikes- Untersuchungen zur Infiltration und Durchlässigkeit von Baggergut. Bachelorarbeit. Rostock: Universität Rostock.
- SCHMIDT, Hans-Henning, BUCHMAIER, Roland F. und VOGT-BREYER, Carola (2014). Grundlagen der Geotechnik: Geotechnik nach Eurocode. 4., vollst. überarb. und aktual. Aufl. Wiesbaden: Springer Vieweg. ISBN: 978-3-8348-2141-6. DOI: 10.1007/978-3-8348-2141-6. URL: <http://dx.doi.org/10.1007/978-3-8348-2141-6>.
- SCHMOCKER, L. (2011). Hydraulics of dike breaching. Dissertation. Zürich: ETH Zürich.
- SCHNEIDER, K.-J., A. GORIS und A. ALBERT, Hrsg. (2016). Bautabellen für Ingenieure: Mit Berechnungshinweisen und Beispielen. 22. Auflage. ISBN: 978-3846206607. URL: <http://www.bundesanzeiger-verlag.de/xaver/bautabellen/start.xav>.
- SCHWARZ, H. R. (1991). Methode der finiten Elemente: Eine Einführung unter besonderer Berücksichtigung der Rechenpraxis. 3., neubearbeitete Auflage. Bd. 47. Leitfäden der angewandten Mathematik und Mechanik LAMM. Wiesbaden und s.l.: Vieweg+Teubner Verlag. ISBN: 978-3-663-10784-2. DOI: 10.1007/978-3-663-10784-2. URL: <http://dx.doi.org/10.1007/978-3-663-10784-2>.
- ŠIMŮNEK, J. J., JARVIS, N. J., VAN GENUCHTEN, M. Th. und GÄRDENÄS, A. (2003). Review and comparison of models for describing non-equilibrium and preferential flow and transport in the vadose zone. In: *Journal of Hydrology* 272, S. 14–35.
- SIVAPPULAIAH, P. V., SRIDAHARAN, A. und STALIN, V.K (2000). Hydraulic conductivity of bentonite-sand mixtures. In: *Canadian Geotechnical Journal* 37.2, S. 712–722.
- SLEEP, M. D. (2011). Analysis of Transient Seepage Through Levees. PhD. Blacksburgh, Virginia (USA).
- SOANE, B. D. (1990). The Role of Organic Matter in Soil Compactibility: A Review of Some Practical Aspects. In: *Soil and Tillage Research* 16, S. 179–201. ISSN: 01671987.
- SOIL & WATER LAB (2003). *Preferential Flow*. Hrsg. von DEPARTMENT OF BIOLOGICAL AND ENVIRONMENTAL ENGINEERING, CORNELL UNIVERSITY. aufgerufen am 26. Okt. 2017 von: URL: <http://soilandwater.bee.cornell.edu/research/pfweb/index.htm>.

- SPELLUCCI, P. (2006). Höhere Mathematik II Evolutionsgleichungen: Hyperbolische und parabolische Probleme. Diss. Darmstadt: TU Darmstadt.
- STEUERNAGEL, J. (2013). Möglichkeiten zur Optimierung von Sanierungsmaßnahmen an Flußdeichen. Dissertation. Darmstadt: TU Darmstadt.
- TAGSCHERER, M. (2001). Dynamische Neuronale Netzarchitektur für Kontinuierliches Lernen. Dissertation. Chemnitz: TU Chemnitz.
- TAGSCHERER, M. und PORTZEL, P. (1999). *Kontinuierliches Lernen mit Neuronalen Netzen*. URL: www.rst.e-technik.tu-dortmund.de (abgerufen am: 13.03.2018).
- TAW (1997). Erosion resistance of grassland as dike covering. Technical Report. Delft: Technical Advisory Committee on Water Defence (TAW).
- TAW (1998). Fundamentals of Water Defences. Delft: Technical Advisory Committee on Water Defence (TAW).
- TEMLER, H. (2009). Sickervorgänge in Deichen und ihre Auswirkung auf die Sturmflutsicherheit. Fachausschuss für Küstenschutzwerke. Workshop: Aus der Arbeit des Fachausschuss Küstenschutzwerke Strategien, Sicherheit und Bemessung (Sprechttag: „Laufende Arbeiten und künftige Projekte“). Hamburg: HTG und DGGT.
- THEIS, H. J. (2006). Quantifizierung der Prognoseunsicherheiten bei der praktischen Anwendung numerischer Grundwassermodelle. Dissertation. Kaiserslautern: Universität Kaiserslautern.
- TIMMER, J. (2006). Mathematische Methoden zur Analyse von Zeitreihen komplexer Systeme. Skript. Freiburg: Universität Freiburg.
- TREFRY, M. G. und MUFFELS, C. (2007). Feflow: A finite element ground water flow and transport modelling tool. In: *Ground Water* 45, S. 525–528.
- ULAGANATHAN, S., COUCKUYT, I., DESCHRIJVER, D., LAERMANS, E. und DHANE, T. (2015). A Matlab toolbox for Kriging metamodelling. In: *Procedia Computer Science* 51, S. 2708–2713.
- VAN GENUCHTEN, M. Th. (1980). A closed-form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils. In: *Soil Sci. Soc. Am. J.* 44, S. 892–898.
- VAN GENUCHTEN, M. Th., LEIJ, F. J. und YATES, S. R. (1991). The RETC Code for Quantifying Hydraulic Functions of Unsaturated Soils. Ada, Okloahoma (USA): Robert S. Kerr Environmental Research Laboratory.
- VOGEL, T., GERKE, H. H., ZHANG, H. und VAN GENUCHTEN, M. Th. (2000). Modeling flow and transport in a two-dimensional dual-permeability system with spatially variable hydraulic properties. In: *Journal of Hydrology* 238, S. 78–89.
- VRUGT, J. A. (2016). Multi-criteria Optimization Using the AMALGAM Software Package: Theory, Concepts, and MATLAB Implementation. Manual. Irvine, USA: University of California Irvine.
- VRUGT, J. A. und ROBINSON, B. A. (2007). Improved evolutionary optimization from genetically adaptive multimethod search. In: *Proceedings of the National Academy of Sciences of the United States of America* 104.3, S. 708–711. ISSN: 0027-8424. DOI: 10.1073/pnas.0610471104.
- VTV (2004). De veiligheid van de primaire waterkerigen in Nederland. Voorschrift Toetsen op Weiligheid voor de tweede toetsronde 2001-2006. Ministerie van Verkeer en Waterstaat.

- WAN, C. F. und FELL, R. (2004a). Experimental Investigation of Internal Instability of Soils in Embankment Dams and their Foundation: UNICIV Report No. R-429. Sidney (Australia): University of New South Wales.
- WAN, C. F. und FELL, R. (2004b). Investigation of rate of erosion of soils in embankment dams. In: *Journal of Geotechnical and Geoinvironmental Engineering* 20.4, S. 373–380.
- WANG, C., DING, J., CHENG, R., LIU, C. und CHAI, T. (2017). Data-Driven Surrogate-Assisted Multi-Objective Optimization of Complex Beneficial Operational Process. In: *IFAC PapersOn-Line* 50.1, S. 1482–1487.
- WANG, G. und SHAN, S. (2007). Review of Metamodeling Techniques in Support of Engineering Design Optimization. In: *Journal of Mechanical Design* 4, S. 370–380.
- WEISSMANN, R. (2003). Die Widerstandsfähigkeit von Seedeichbinnenböschungen gegenüber ablaufendem Wasser. Dissertation. Duisburg Essen: Universität Duisburg Essen.
- WEISSMANN, R. (2014). Probabilistische Bewertung der Zuverlässigkeit von Flussdeichen unter hydraulischen und geotechnischen Gesichtspunkten. Dissertation. Karlsruhe: Karlsruher Institut für Technologie.
- WITT, K. J. (2014). Suffosion nichtbindiger Böden - Phänomen und Nachweismethode. In: *BAW-Kolloquium „Filter und Transportvorgänge im Boden“, am 28. Januar 2014 im HCC, Hannover* am 28. Januar 2014 im HCC, Hannover, S. 23 –35.
- WITTE, G. R. (2006). Der Maulwurf: *Talpa europaea*. 2., unveränd. Aufl. Bd. 637. Die neue Brehm-Bücherei. Magdeburg: Westarp-Wiss. ISBN: 3-89432-870-3.
- YEH, W. W.-G. (1986). Review of Parameter Identification Procedures in Groundwater Hydrology: The Inverse Problem. In: *Water Resources Research* 22.2, S. 95–108.
- ZAPATA, C. und WALSH, K. (2000). Soil-Water Characteristic Curve Variability. In: *Geotechnical Special Paper (Conference Paper)*, S. 84–124.
- ZELL, A. (1994). Simulation neuronaler Netze: Teilw. zugl.: Stuttgart, Univ., Habil.-Schr. 1. Aufl. Bonn u.a.: Addison-Wesley. ISBN: 3-89319-554-8.
- ZHANG, G., PATUWO, E. und HU, M. Y. (1998). Forecasting with artificial neuronal networks: The state of the art. In: *International Journal of Forecasting* 14, S. 35–62.
- ZHENGHUI, X., QUINGCUN, Z., YONGJIU, D. und BIN, W. (1997). Numerical simulation of an unsaturated flow equation. In: *Science in China* 41.4, S. 429–436.

Thesen

1. Mit videoendoskopischen Sondierungsmethoden lassen sich Schrumpfungsrisse und durch Wühltiere beeinflusste Schadstellen im Deich erkunden.
2. Feinkörniges organikreiches Baggergut aus dem südlichen Ostseeraum ist als Material für Deichdichtungsschichten aufgrund der schlechten Verdichtungsfähigkeit und der hierdurch verbundenen erhöhten gesättigten hydraulischen Leitfähigkeiten ungeeignet.
3. Feinkörniges organikreiches Baggergut aus dem südlichen Ostseeraum ist als Deichdeckschichtmaterial für Seedeiche im südlichen Ostseeraum geeignet, wenn die Materialien eine hohe Erosionswiderstandsfähigkeit aufweisen.
4. Bei vorhandener hoher Erosionsstabilität kann eine aus feinkörnigen Baggergut hergestellte Deichdeckschicht auch bei hoher hydraulischer Leitfähigkeit und strukturellen Schädigungen Hochwasserereignissen (ohne dynamische Einwirkungen) über längere Zeiträume widerstehen, wenn die Sickerwasserlinie am landseitigen Austrittspunkt niedrig ist.
5. Die Durchfeuchtung von Deichen lässt sich anhand numerischer FEM-Modelle abbilden und Materialeigenschaften durch inverse Methoden quantifizieren.
6. Die Anwendung künstlicher neuronaler Netze ist geeignet, um Abhängigkeiten von Modellparametern in einem nicht-linearen Modell grafisch abzubilden.
7. Die am Rostocker Forschungsdeich beobachtete zügige Durchfeuchtung der Deichquerschnitte ist nicht auf die Aktivität von Wühltieren oder Schrumpfungsrissen zurückzuführen.
8. Die am Rostocker Forschungsdeich beobachtete schlechte Verdichtbarkeit der feinkörnigen organikreichen Baggergutmaterialien ist nicht auf zu hohe Einbauwassergehalte zurückzuführen, sondern auf eine unzureichende Verdichtungsenergie (Einbaumethode).

Veröffentlichungen

In Dissertation enthalten:

1. JURISCH, T., CANTRÉ, S. und SAATHOFF, F. (2020). Infiltration behaviour of dike covers made of dredged material on the Rostock Research dike. In: *E3S Web of Conferences* 195.3, S. 01032. doi: 10.1051/e3sconf/202019501032.
2. JURISCH, T., CANTRÉ, S. und SAATHOFF, F. (2021). Inverse Infiltration Modeling of Dike Covers Made of Dredged Material Using PEST and AMALGAM. In: *Geosciences* 11(2), 41.

Sonstige Veröffentlichungen:

3. JURISCH, T., CANTRÉ, S. und SAATHOFF, F. (2017). Identifikation geohydraulischer Parameter am Rostocker Forschungsdeich als Grundlage geotechnischer Nachweisführung. In: *DGGT: Fachsektionstage Geotechnik*, S. 490–495.
4. CANTRÉ, S., SAATHOFF, F., GROSSE, A.-K. und JURISCH, T. (2019). The erosion resistance of different dried fine-grained dredged materials for application in dike construction. In: *Proceedings of the XVII ECSMGE-2019: Geotechnical Engineering, foundation of the future*. Hrsg. von ISSGE. Reykjavik, S. 1–9.

Lebenslauf

Name Tim Jurisch

Anschrift - beruflich Industriestraße 8
18069 Rostock
Tel.: 0318/207 88 24
Mail: tim.jurisch@miv-rostock.de

Geboren 06.10.1988 in Cottbus

Schulabschluss

07/2008 Abitur Pestalozzi-Gymnasium Guben

Wehrdienst

10/2008 - 06/2009 Grundwehrdienst in Beelitz und Straußberg Nord

Studium

10/2009 - 09/2012 Bachelorstudium Landeskultur und Umweltschutz, Universität Rostock

10/2012 - 02/2015 Masterstudium Umweltingenieurwissenschaften, Universität Rostock

Berufliche Laufbahn

04/2015 - 09/2020 Wiss. Mitarbeiter an der Professur Geotechnik und Küstenwasserbau, Universität Rostock

10/2020 - 01/2021 Projektingieur für Verkehrsanlagen, BDC Dorsch (Rostock)

ab 01/2021 Projektingieur für Verkehrsanlagen, MIV GmbH (Rostock)

Eigenständigkeitserklärung

Hiermit erkläre ich, dass ich die vorliegende Arbeit selbständig angefertigt, nicht anderweitig zu Prüfungszwecken vorgelegt und keine anderen als die angegebenen Hilfsmittel verwendet habe. Sämtliche wissentlich verwendete Textausschnitte, Zitate oder Inhalte anderer Verfasser wurden ausdrücklich als solche gekennzeichnet.

Rostock, den 06. April 2023

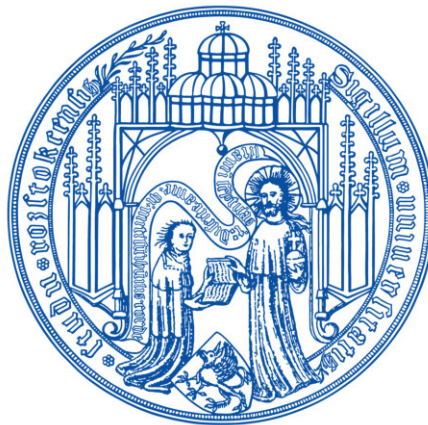
Tim Jurisch

Untersuchungen hydraulischer Eigenschaften von Baggergut im Deichbau am Beispiel des Rostocker Forschungsdeiches

Dissertation
Umweltingenieurwissenschaften

Universität Rostock
Agrar- und Umweltwissenschaftliche Fakultät

Professur Geotechnik und Küstenwasserbau



Teil II - Anhang

vorgelegt von: M.Sc. Tim Jurisch
Brahestr. 6, 18059 Rostock

geboren am: 06.10.1988 in Cottbus

eingereicht am: 13. Dezember 2023

11. Anhang

11.1 Anhang A - Definition bodenkundlicher, geotechnischer und statistischer Größen

Liquiditätszahl:

$$I_L = 1 - I_C \quad [55]$$

mit I_L der Liquiditätszahl [1] und I_C der Konsistenzzahl [1] (DIN EN ISO 17892-12 2022).

Trockenrohdichte:

$$\rho_d = \frac{m_s}{V_t} = \frac{\rho}{1 + w_g} \quad [56]$$

mit ρ_d der Trockenrohdichte [kg m^{-3} , g cm^{-3}], m_s der Masse der festen Bestandteile [kg, g], V_t dem Gesamtvolumen des Bodens [m^3 , cm^3], ρ der Bodendichte des Bodens [kg m^{-3} , g cm^{-3}] und w_g dem gravimetrischen Wassergehalt [1] (DIN EN ISO 17892-2 2015).

Konsistenzzahl:

$$I_C = \frac{w_L - w}{w_L - w_P} \quad [57]$$

mit I_C der Konsistenzzahl [1]; w_L der Fließgrenze und w_P der Ausrollgrenze (DIN EN ISO 17892-12 2022).

Plastizitätszahl:

$$I_P = w_L - w_P \quad [58]$$

mit I_P der Plastizitätszahl [1]; w_L der Fließgrenze und w_P der Ausrollgrenze (DIN EN ISO 17892-12 2022).

Sensitivität:

$$\text{Sensitivität} = \frac{\phi - \phi_0}{P - P_0} \quad [59]$$

mit ϕ die neue Zielfunktion; ϕ_0 die Zielfunktion der aktuellen Iteration; P_0 der Parameter der aktuellen Iteration und P der geänderte Parameter.

Pearsonkoeffizient p bzw. Korrelationskoeffizient R :

$$R(A, B) = \frac{1}{N - 1} \sum_{i=1}^N \left(\frac{A_i - \mu_A}{\sigma_A} \right) \left(\frac{B_i - \mu_B}{\sigma_B} \right) \quad [60]$$

hierbei sind A und B zwei voneinander unabhängige Merkmale mit N -Anzahl Beobachtungen, μ_A

der Mittelwert und σ_A die Standardabweichung von A , μ_B der Mittelwert und σ_B die Standardabweichung von B . Beschrieben wird der lineare Zusammenhang der Merkmale ($R \in \mathbb{R}[-1; 1]$), wobei für -1 eine negative Korrelation, für 1 eine positive und für 0 keine Korrelation vorliegt.

Porenanteil (vgl. [Gl. 5], S. 26) :

$$n = \frac{V_p}{V_t} = \frac{V_p}{V_p + V_s} = 1 - \frac{\rho_d}{\rho_s} \quad [61]$$

mit n dem Porenanteil [1], V_p dem Porenvolumen [m^3 , cm^3], V_t dem Gesamtvolumen [m^3 , cm^3], V_s dem Volumen der Feststoffe [m^3 , cm^3]; ρ_d der Trockenrohddichte [kg m^{-3} , g cm^{-3}] und ρ_s der Korndichte des Bodens [kg m^{-3} , g cm^{-3}]

Porenziffer:

$$e = \frac{V_p}{V_s} = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1 = \frac{n}{1 - n} \quad [62]$$

mit e der Porenziffer [1], V_p dem Porenvolumen [m^3 , cm^3], V_s dem Feststoffvolumen [m^3 , cm^3], ρ_s der Korndichte des Bodens [kg m^{-3} , g cm^{-3}] und ρ_d der Trockenrohddichte [kg m^{-3} , g cm^{-3}] (BLUME, SCHEFFER und SCHACHTSCHABEL 2016).

Porenziffer bei Fließgrenze:

$$e_L = \frac{\rho_s}{\rho_w} w_L \quad [63]$$

mit e_L =Porenziffer bei Fließgrenze [1]; ρ_s Dichte Festsubstanz [g cm^{-3}]; ρ_w Dichte Wasser [g cm^{-3}]; w_L dem gravimetrischen Wassergehalt [1] bei Fließgrenze (nach Atterberg).

Wassergehalt bei Schrumpfgrenze w_s :

$$w_s = \left(\frac{V_d}{m_d} - \frac{1}{\rho_s} \right) \rho_w \quad [64]$$

mit V_d dem Volumen der getrockneten Probekörpers [cm^3]; m_d der Trockenmasse des Probekörpers [g]; ρ_s der Korndichte des Bodens [g cm^{-3}] und ρ_w der Dichte des Wassers [g cm^{-3}] (GROSSE 2017).

Schrumpfmaß V_s :

$$V_s = \frac{V - V_d}{V} \quad [65]$$

Mit V [1] dem Ausgangsvolumen einer Bodenprobe im Schrumpfversuch und V_d [1] dem geschrumpften Volumen des Probekörpers bei einem Wassergehalt entsprechend seiner Schrumpfgrenze w_s (GROSSE 2017).

Korndichte des Bodens:

$$\rho_s = \frac{m_s}{V_s} \quad [66]$$

mit ρ_s der Korndichte des Bodens [kg m^{-3} , g cm^{-3}], m_s der Feststoffmasse [kg , g] und V_s dem Feststoffvolumen [m^3 , cm^3] (BLUME, SCHEFFER und SCHACHTSCHABEL 2016).

Gravimetrischer Wassergehalt:

$$w_g = \frac{m_w}{m_s} \quad [67]$$

mit w_g dem gravimetrischen Wassergehalt [1], m_w der Masse des Wassers im Boden [kg , g] und m_s der Feststoffmasse des Bodens [kg , g].

Verdichtungsgrad und Proctordichte:

$$D_{pr} = \frac{\rho_d}{\rho_{pr}} \quad [68]$$

mit D_{pr} dem Verdichtungsgrad [1], ρ_d der Trockenrohddichte [kg m^{-3} , g cm^{-3}] und ρ_{pr} der Proctordichte [kg m^{-3} , g cm^{-3}] (maximale Trockenrohddichte, die unter einheitlicher Verdichtungsenergie bei variierenden Wassergehalten erzeugt wird) (DIN 18127 2012).

Hydraulische gesättigte Leitfähigkeit bei vertikaler und horizontaler Schichtung:

$$k_{s,v} = \frac{d_{ges}}{\frac{d_1}{k_{s,1}} + \frac{d_2}{k_{s,2}} + \dots + \frac{d_n}{k_{s,n}}} \quad [69]$$

$$k_{s,h} = \frac{d_1 k_{s,1} + d_2 k_{s,2} + \dots + d_n k_{s,n}}{d_{ges}} \quad [70]$$

mit k_v der gewichten gesättigten hydraulischen Leitfähigkeit des Bodens bei vertikaler Durchströmung [m s^{-1}], k_h der gewichten gesättigten hydraulischen Leitfähigkeit des Bodens bei horizontaler Durchströmung [m s^{-1}], d_{ges} der gesamten Schichtmächtigkeit des Bodens [m], $d_{1\dots n}$ den jeweiligen Schichtmächtigkeiten des Bodens [m] und $k_{s,1\dots n}$ den jeweiligen gesättigten hydraulischen Leitfähigkeiten des Bodens [m s^{-1}] (SCHNEIDER, GORIS und ALBERT 2016).

Residuenquadratfehlersumme (Sum of Squared Residuals):

$$SSR_1 = \sum_{i=1}^n (y_i^{obs} - y_i^{sim})^2 \quad [71]$$

$$SSR_2 = \left(\sum_{i=1}^n y_i^{obs} - \sum_{i=1}^n y_i^{sim} \right)^2 \quad [72]$$

mit y_i^{obs} den Beobachtungsdaten der Zeitreihe und y_i^{sim} den aus der Simulation berechneten Daten der Zeitreihe.

Mittlere Absoluter Fehler (Mean Absolute Error):

$$MAE = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n |y_i^{obs} - y_i^{sim}| \quad [73]$$

Mittlerer quadratischer Fehler (Mean Square Error):

$$MSE = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (y_i^{obs} - y_i^{sim})^2 \quad [74]$$

Rooted Mean Square Error:

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (y_i^{obs} - y_i^{sim})^2} \quad [75]$$

Ähnlich wie MSE, jedoch werden hohe Abweichungen weniger stark gewichtet. Der RMSE würde der Standardabweichung entsprechen, wenn der $y_i^{sim} = y_i^{obs}$

Nash-Sutcliffe-Efficiency:

$$NSE = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (y_i^{obs} - y_i^{sim})^2}{\sum_{i=1}^n (y_i^{obs} - \overline{y_i^{obs}})^2} = 1 - \frac{MSE}{\text{Varianz}} \quad (\text{NASH und SUTCLIFFE 1970}) \quad [76]$$

mit y_i^{obs} den Beobachtungsdaten der Zeitreihe, $\overline{y_i^{obs}}$ als den Mittelwert der Beobachtungsdaten und y_i^{sim} den aus der Simulation berechneten Daten der Zeitreihe. Für identische Beobachtung- und Simulationsdaten für wird $NSE = 1$. Eine zunehmende Modellabweichung wird durch eine Negativierung des NSE angezeigt. Im Bereich von 0 bis 1 beschreibt der NSE die Modellanpassung, die sich innerhalb der Genauigkeit der Varianz befindet.

Prozentualer Volumenfehler (PBIAS):

$$PBIAS = \frac{100 \sum_{i=1}^n (y_i^{obs} - y_i^{sim})}{\sum_{i=1}^n y_i^{obs}} \quad [77]$$

Definiert die prozentuale Über (negative Werte)- oder Unterschätzung (positive Werte) einer Modellanpassung. Der Wert 0 steht für eine optimale Anpassung (GUPTA et al. 1999 zitiert in MORIASI et al. 2007).

Tortuosität, Porentortuosität:

$$\tau = \left(\frac{l_{eff}}{l}\right)^2 \quad [78]$$

Als Tortuosität τ [1] wird die Gewundenheit einer Pore oder eines porösen Mediums bezeichnet. Es ist also ein Maß für den tatsächlich zurückgelegten Transportweg l_{eff} [m] in einer Pore bzw. Probe in einem Fließquerschnitt mit der Länge l [m]. (FLÜHLER und ROTH 2004).

Euklidische Distanz:

$$ED_i = \sqrt{\sum_{j=1}^n (x_i^j - CG_j)^2} \quad (\text{ARNDT et al. 2005}) \quad [79]$$

mit ED die Euklidische Distanz, x die jeweiligen Werte Parameterkombination und CG der geometrische Mittelpunkt des Polytops.

Darstellung zur Bewertung unterschiedlicher Indizes als Zielwert:

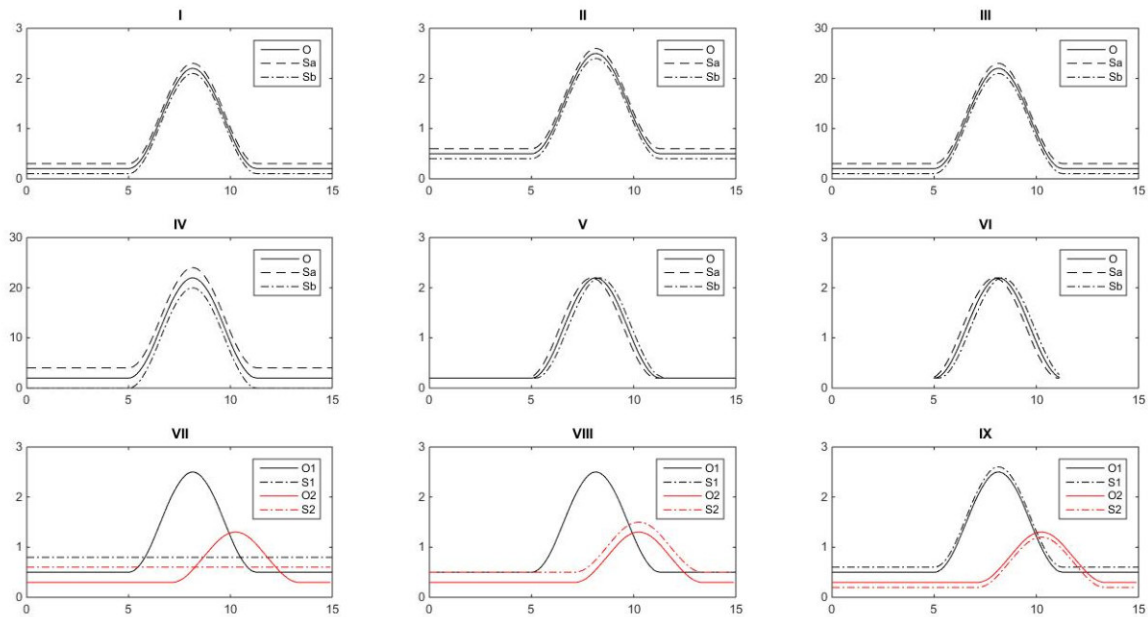


Abb. 137: Vergleich unterschiedlicher Anpassungsgüten zur Ermittlung geeigneter Indizes

Tab. 14: Zur Abb. 137 zugehörige Ergebnisse unterschiedlicher Indizes

	MSE		MAE		RMSE		PBIAS		NSE	
	Sa	Sb	Sa	Sb	Sa	Sb	Sa	Sb	Sa	Sb
I	0.010	0.010	0.100	0.100	0.100	0.100	-16.158	16.158	0.977	0.977
II	0.010	0.010	0.100	0.100	0.100	0.100	-10.883	10.883	0.977	0.977
III	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	-16.158	16.158	0.977	0.977
IV	4.000	4.000	2.000	2.000	2.000	2.000	-32.317	32.317	0.911	0.911
V	0.008	0.008	0.053	0.053	0.091	0.091	0.000	-0.000	0.981	0.981
VI	0.020	0.020	0.128	0.128	0.142	0.142	0.006	0.075	0.959	0.959
	MSE		MAE		RMSE		PBIAS		NSE	
	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2	S1	S2
VII	0.467	0.121	0.509	0.318	0.683	0.348	12.935	-17.779	-0.031	-0.072
VIII	0.000	0.040	0.000	0.200	0.000	0.400	0.000	-39.259	1.000	0.6467
IX	0.010	0.010	0.100	0.100	0.100	0.100	-10.883	19.629	0.977	0.911

11.2 Anhang B - Messdaten

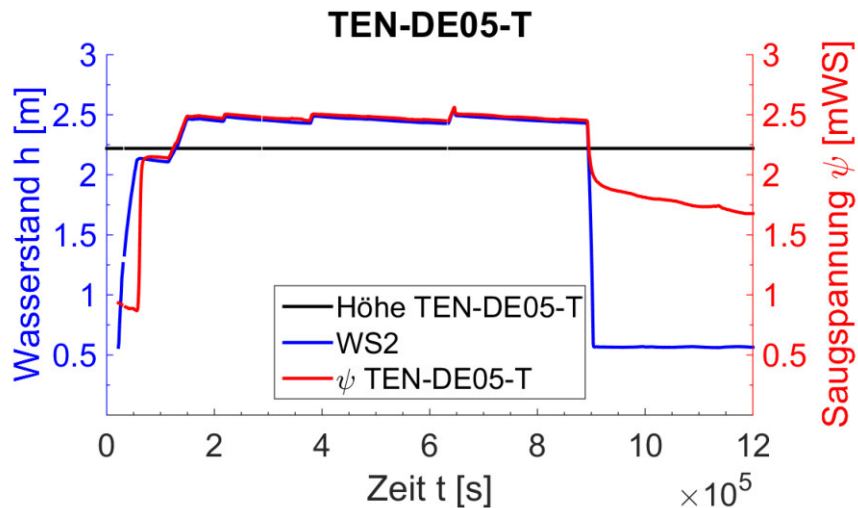


Abb. 138: Im *ESV2QD* aufgezeichnete Saugspannung am Tensiometer *TEN-DE05-T* [mWS] (vereinheitlichtes Druckpotential) mit geringen Potentialabbau in der Deichdeckschicht

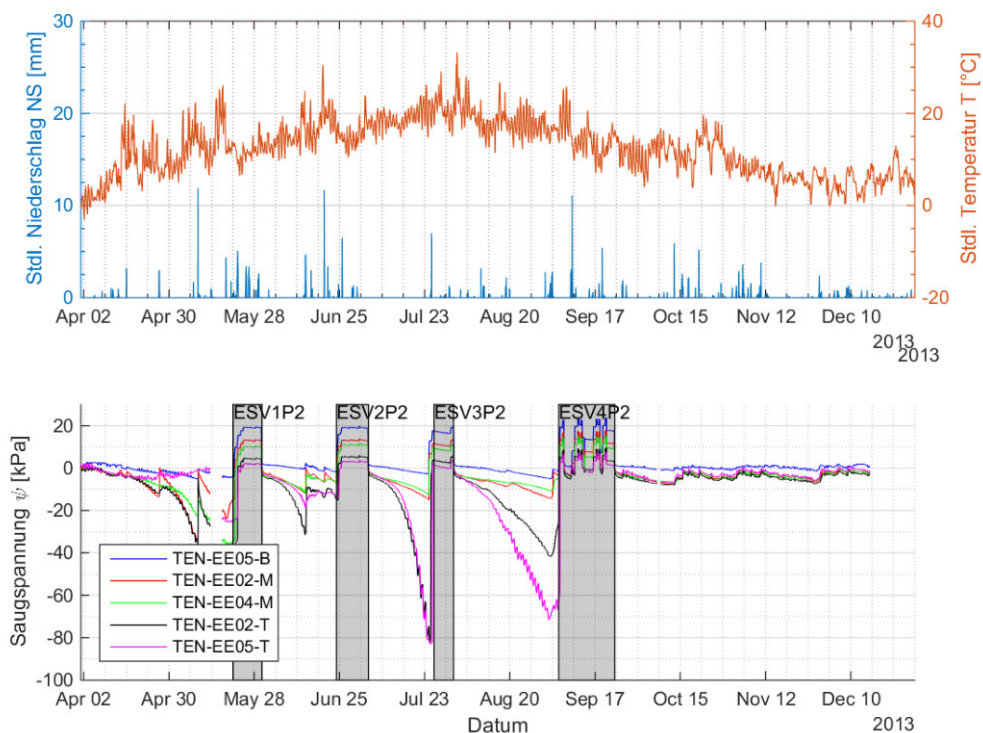


Abb. 139: Wetterdaten und aufgezeichnete Saugspannungskurven in der Deichdeckschicht im Querschnitt *QE - Ostdeich* (April - Dezember 2014)

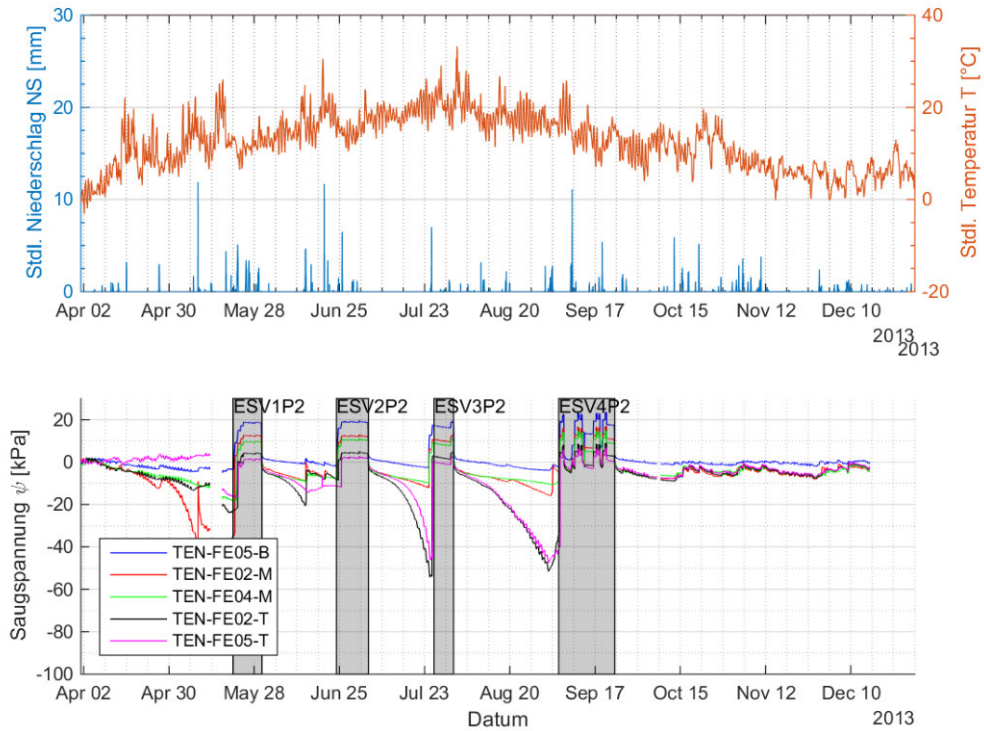


Abb. 140: Wetterdaten und aufgezeichnete Saugspannungskurven in der Deichdeckschicht im Querschnitt QF - Ostdeich (April - Dezember 2013)

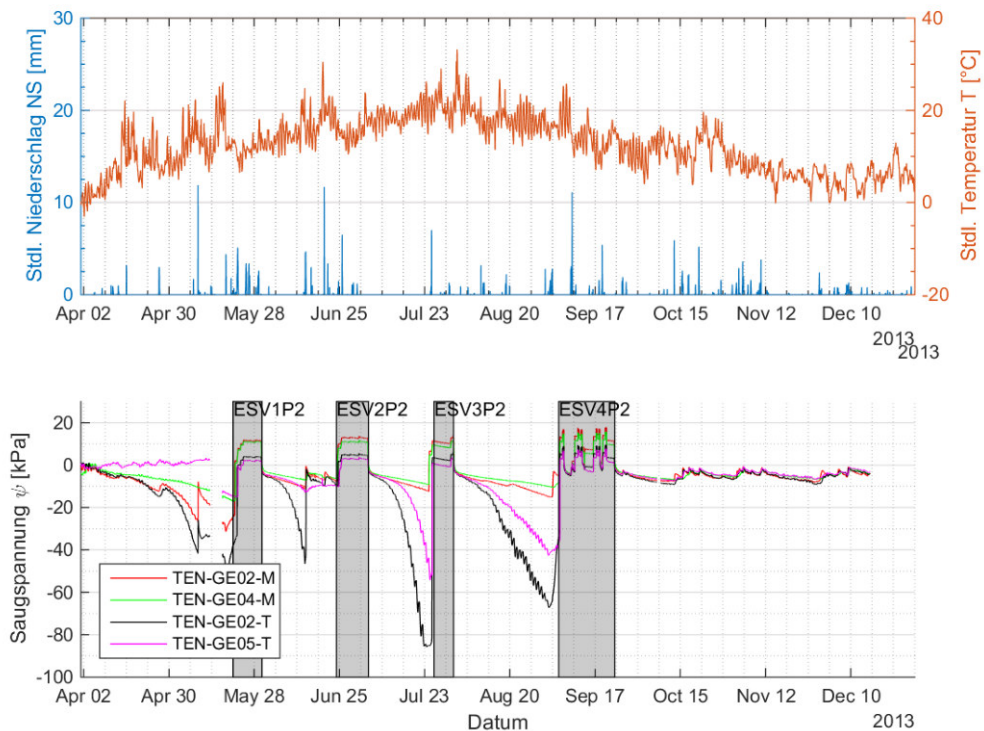


Abb. 141: Wetterdaten und aufgezeichnete Saugspannungskurven in der Deichdeckschicht im Querschnitt QG - Ostdeich (April - Dezember 2013)

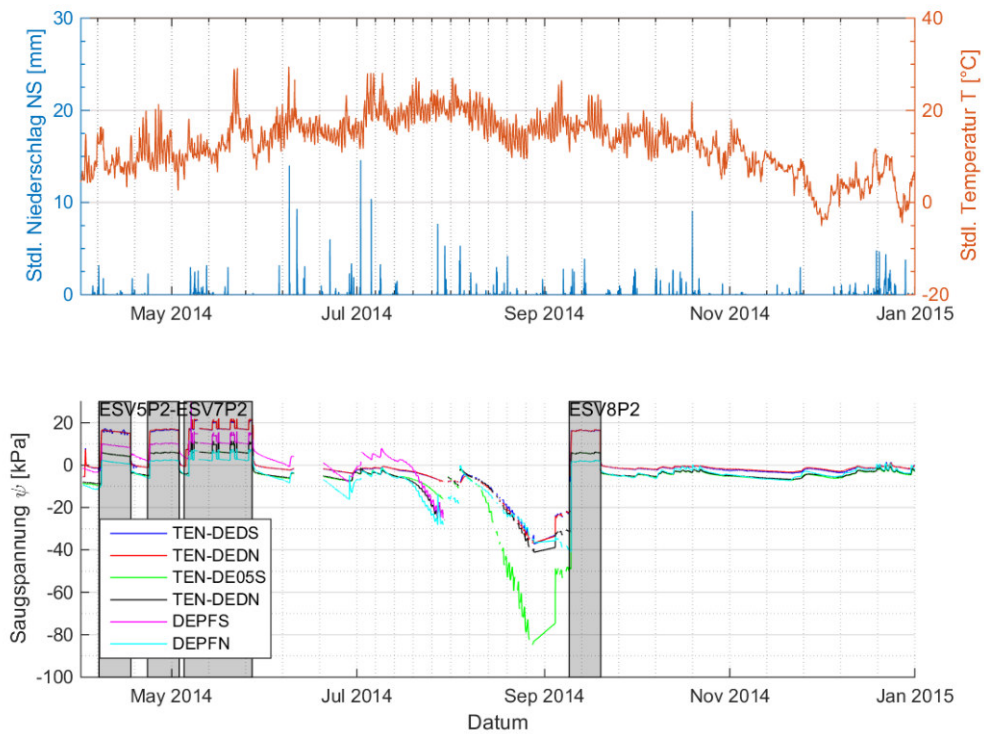


Abb. 142: Wetterdaten und aufgezeichnete Saugspannungskurven in der Deichdeckschicht im Querschnitt QD - Ostdeich (April - Dezember 2014)

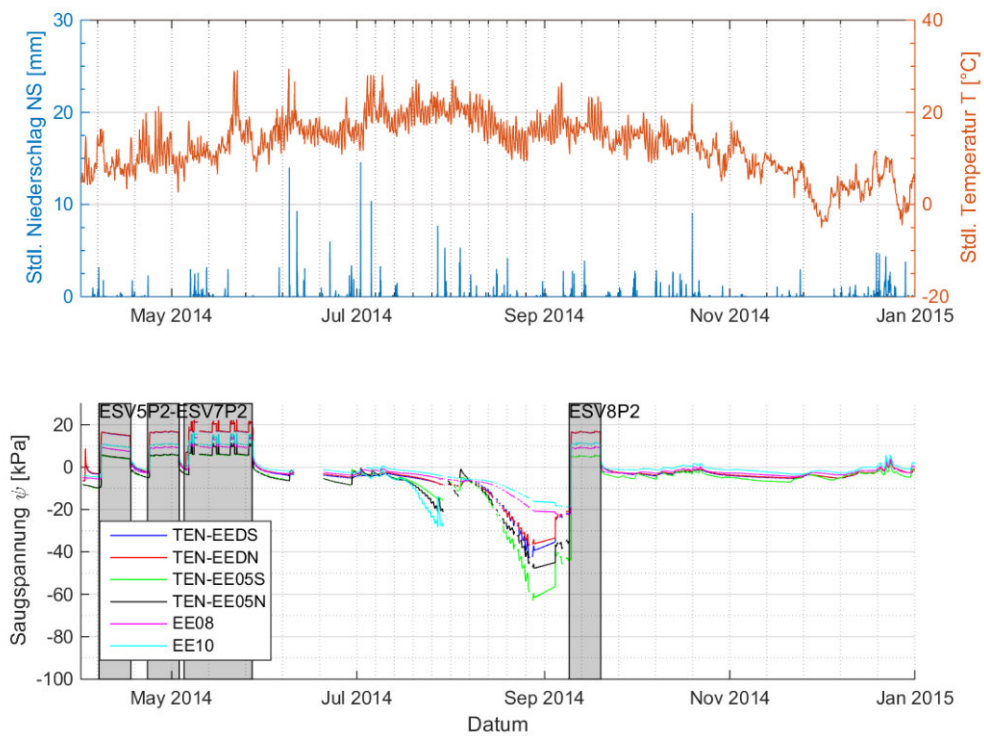


Abb. 143: Wetterdaten und aufgezeichnete Saugspannungskurven in der Deichdeckschicht im Querschnitt QE - Ostdeich (April - Dezember 2014)

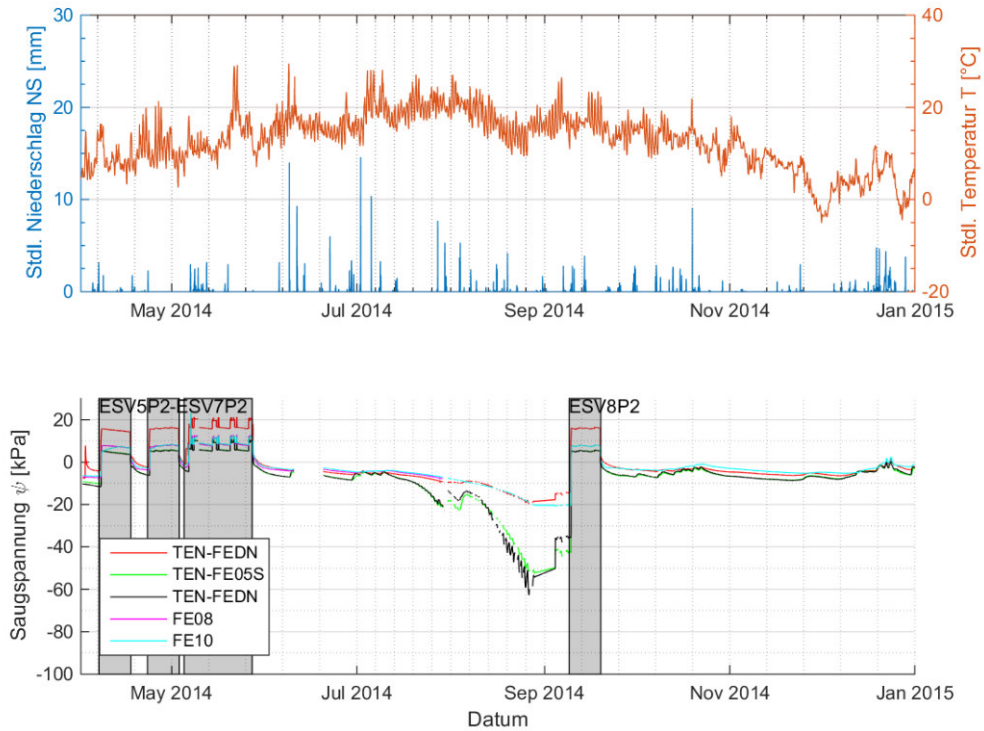


Abb. 144: Wetterdaten und aufgezeichnete Saugspannungskurven in der Deichdeckschicht im Querschnitt QF - Ostdeich (April - Dezember 2014)

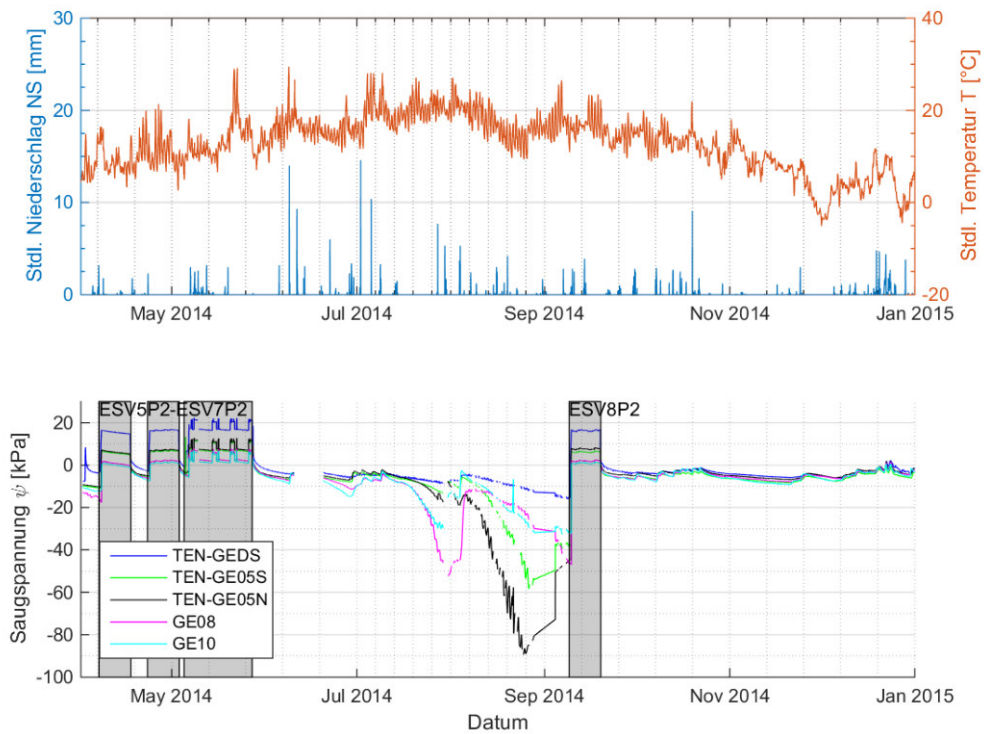


Abb. 145: Wetterdaten und aufgezeichnete Saugspannungskurven in der Deichdeckschicht im Querschnitt QG - Ostdeich (März - Dezember 2014)

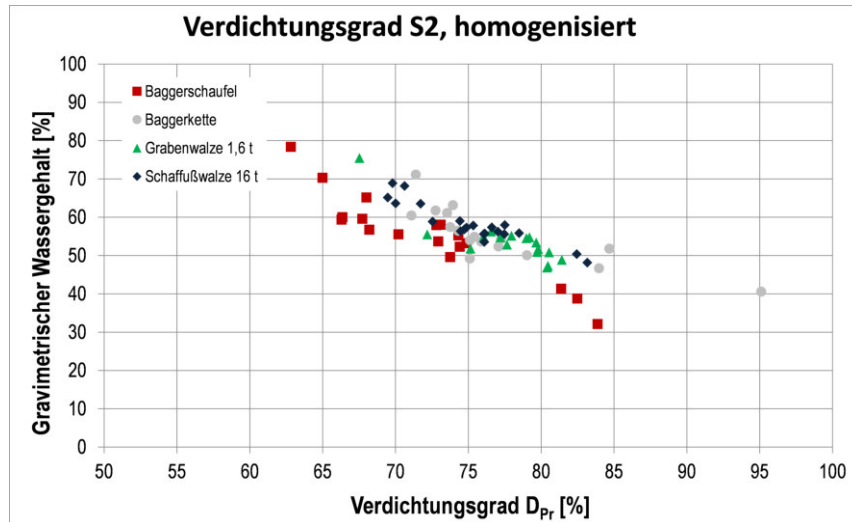
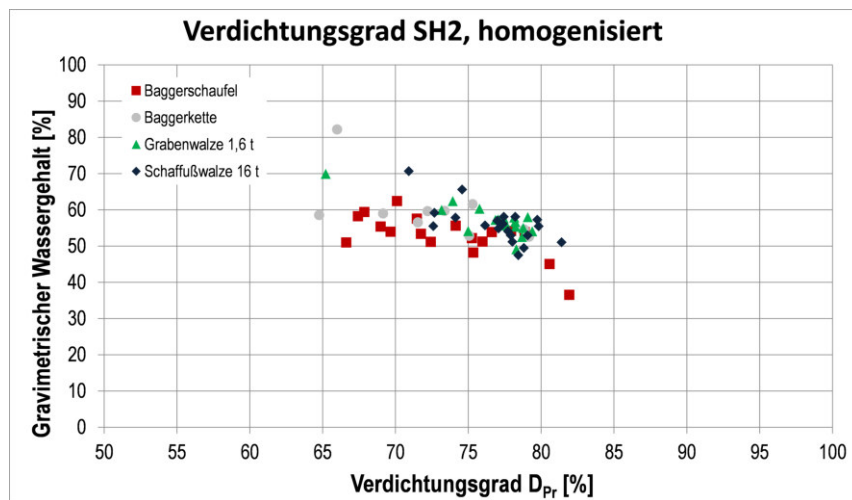
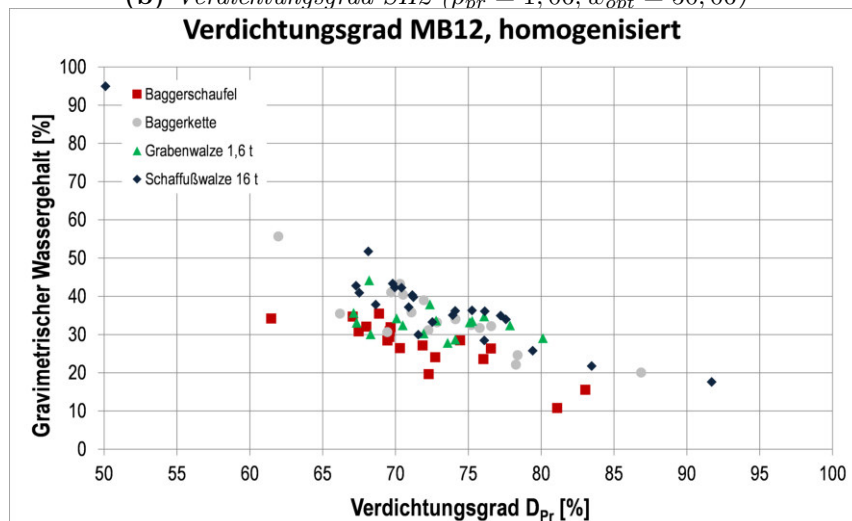
(a) Verdichtungsgrad S2 ($\rho_{pr} = 1,27; w_{opt} = 33,6$)(b) Verdichtungsgrad SH2 ($\rho_{pr} = 1,06; w_{ont} = 50,06$)(c) Verdichtungsgrad MB12 ($\rho_{pr} = 1,62; w_{opt} = 18,6$)

Abb. 146: Verdichtungsgrade am Versuchsfeld Schnatermann (NICOLAUS, 2014)

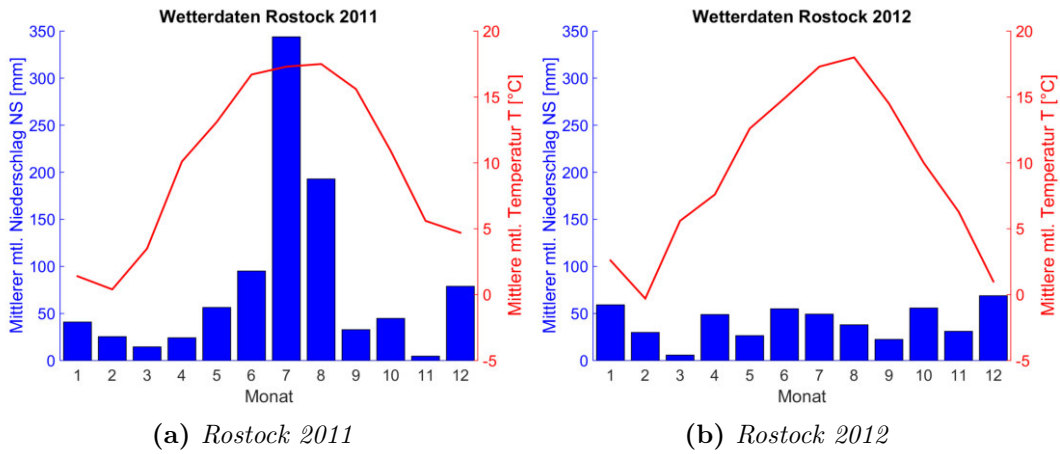
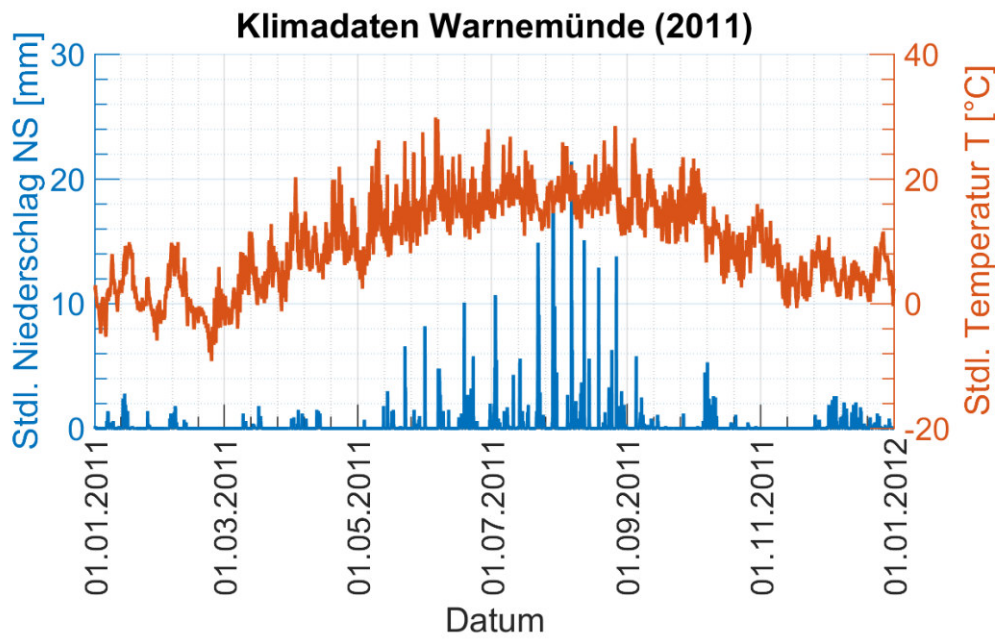
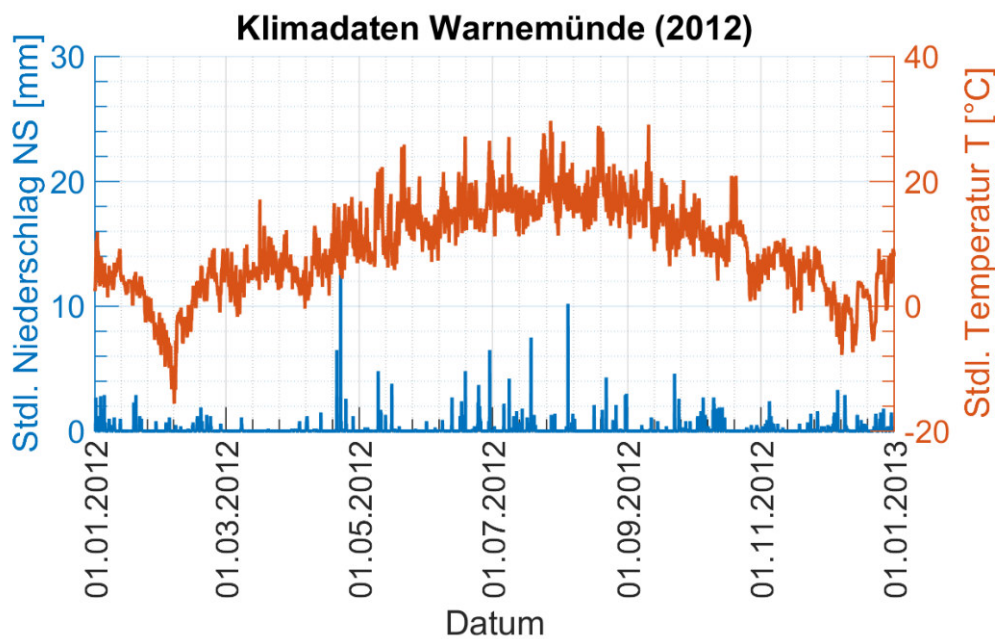


Abb. 147: Klimadaten Rostock (www.wetterkontor.de)

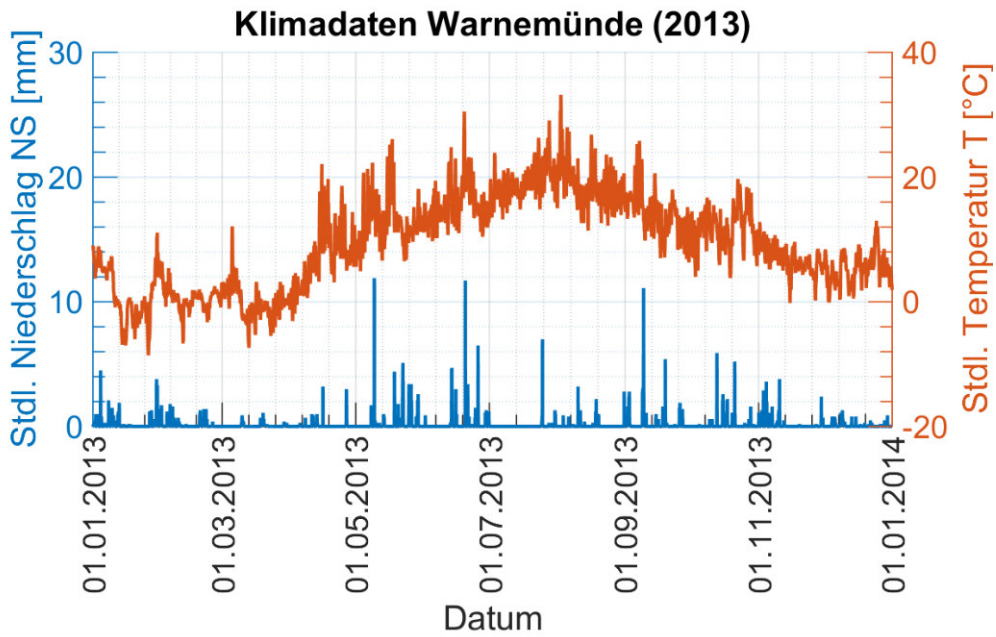


(a) 2011

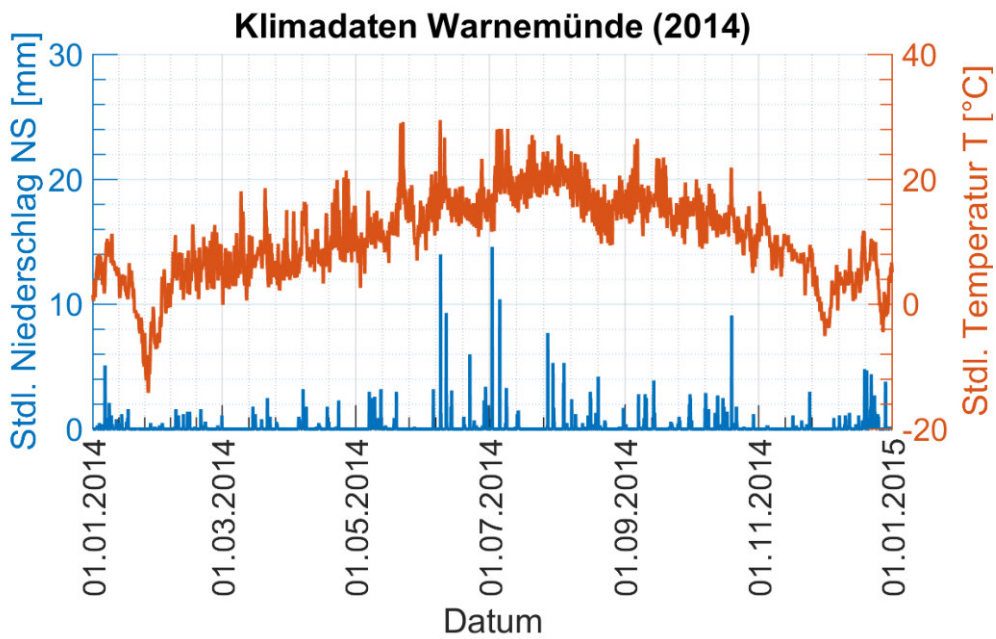


(b) 2012

Abb. 148: Teil 1: Klimadaten Warnemünde (Quelle: DWD; Station Nr.: 04271)



(c) 2013



(d) 2014

Abb. 148: Teil 2: Klimadaten Warnemünde (Quelle: DWD; Station Nr.: 04271)

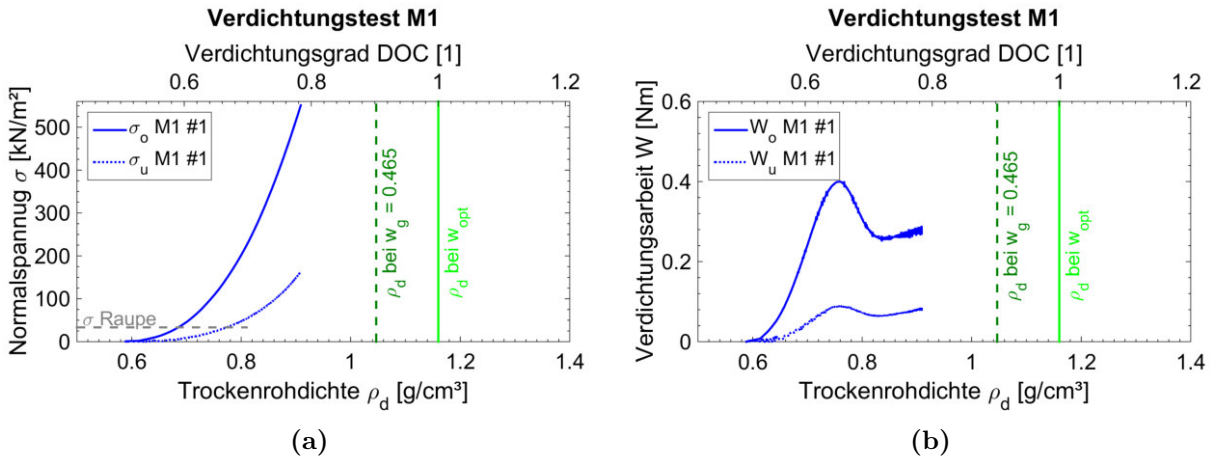


Abb. 152: Ergebnisse des modifizierten statischen Verdichtungsversuchs für das Baggergut Material M1 (unperforiert, $w_g = 0.465$)

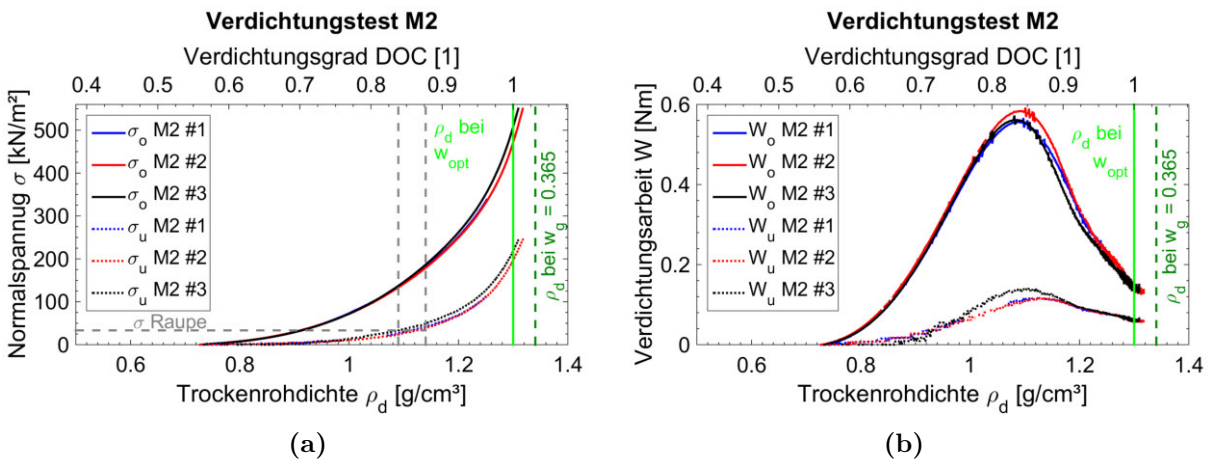


Abb. 153: Ergebnisse des modifizierten statischen Verdichtungsversuchs für das Baggergut Material M2 ($w_g = 0.365$)

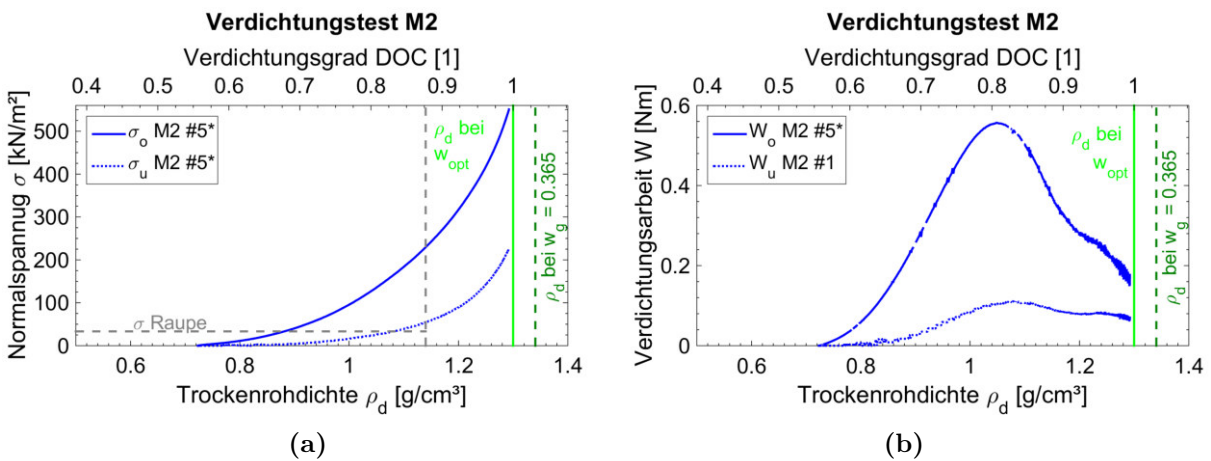


Abb. 154: Ergebnisse des modifizierten statischen Verdichtungsversuchs für das Baggergut Material M2 - unperforiert ($w_g = 0.365$)

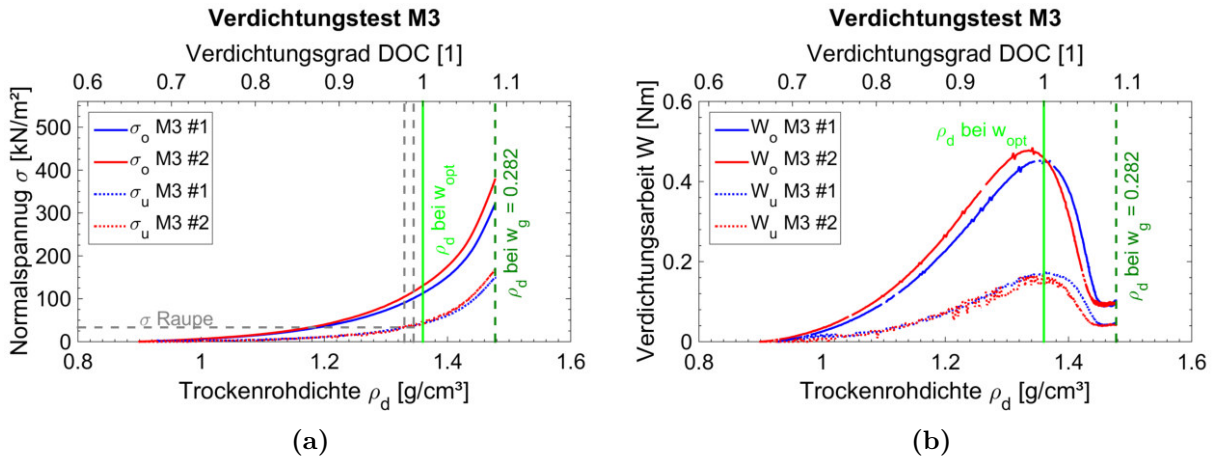


Abb. 155: Ergebnisse des modifizierten statischen Verdichtungsversuch für das Baggergut Material M3 ($w_g = 0.282$)

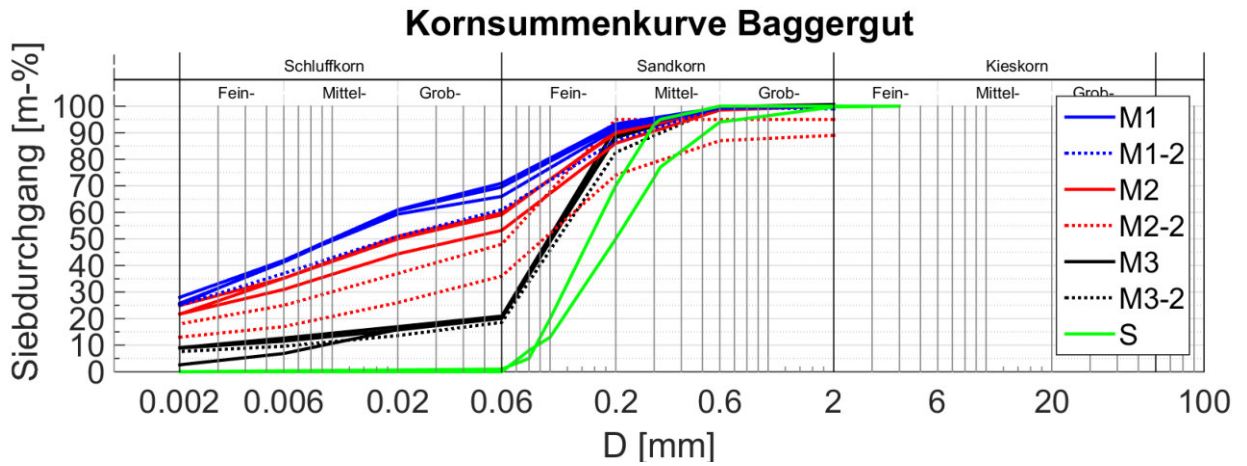


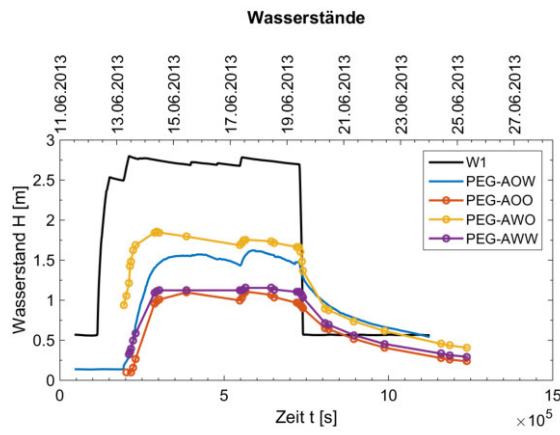
Abb. 156: Kornsummenkurven der am Rostocker Forschungsdeich verwendeten Baggergutmaterialien

11.2.1 Messdaten Polder I

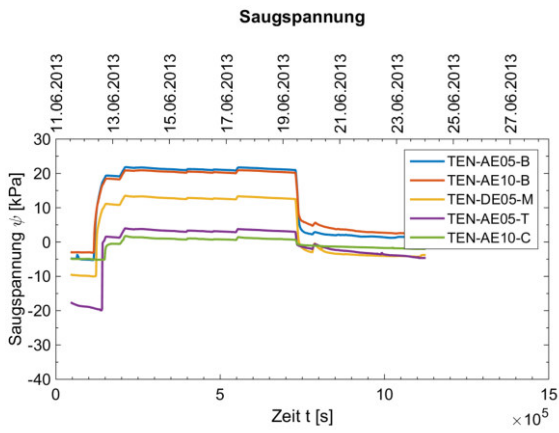
11.2.1.1 Einstauversuch 1 Polder I



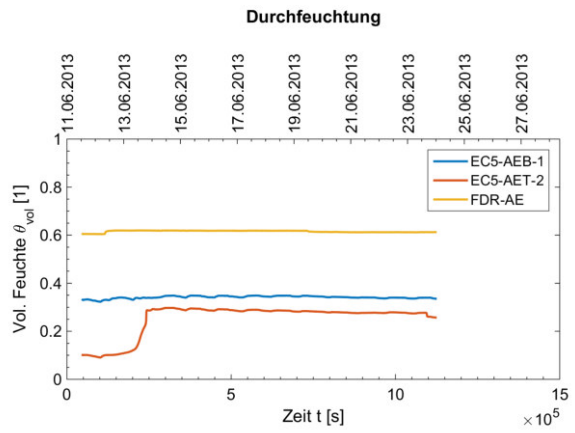
(a) Messtechnik im Querschnitt A



(b) Pegelkurven

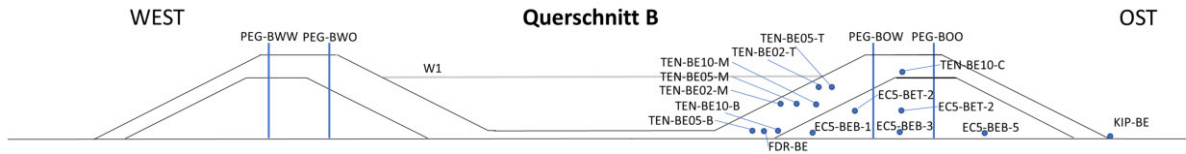


(c) Saugspannung

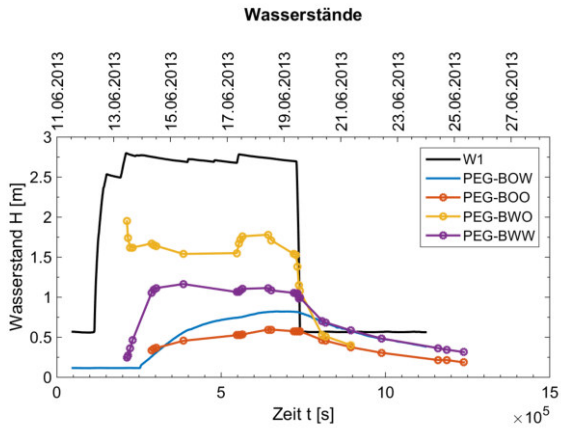


(d) Feuchtegehalt

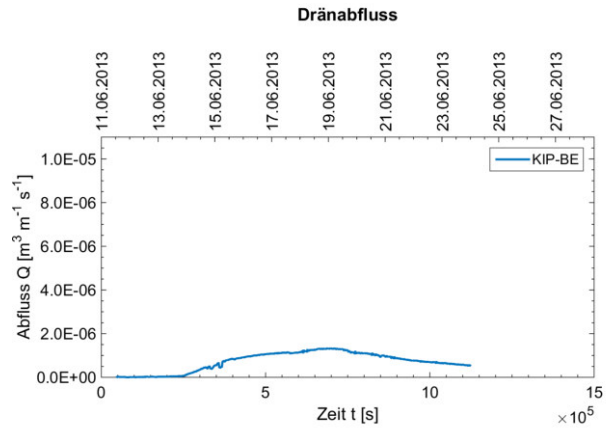
Abb. 157: Aufgezeichnete Messdaten im Querschnitt A - ESV1QA



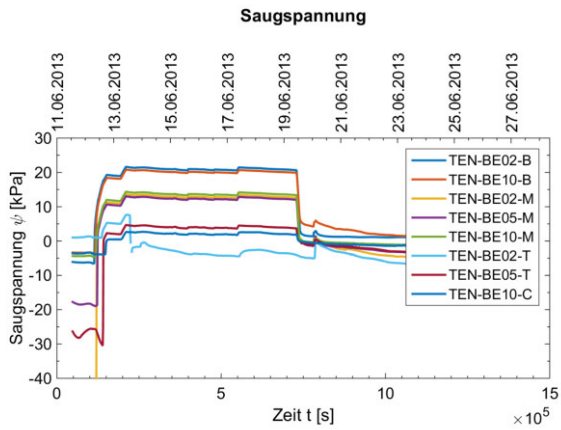
(a) Messtechnik im Querschnitt B



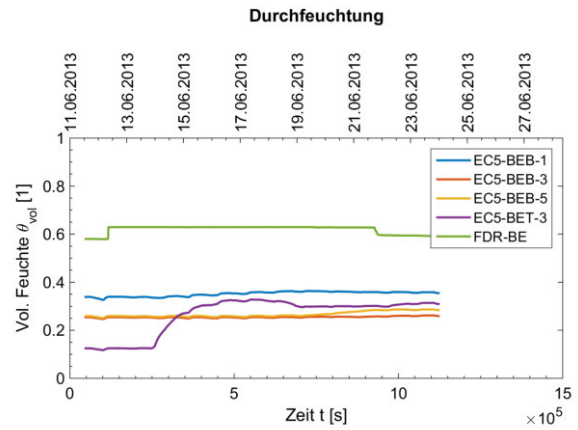
(b) Pegelkurven



(c) Abfluss

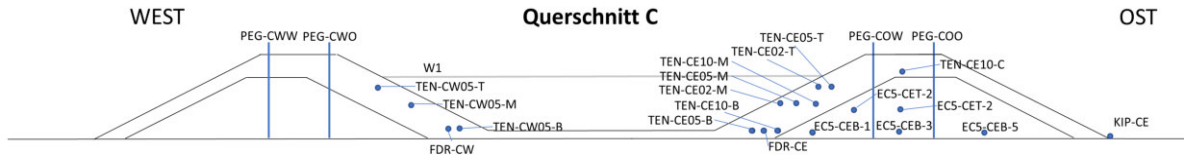


(d) Saugspannung

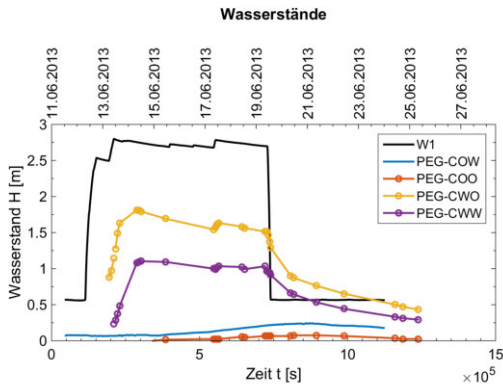


(e) Feuchtegehalt

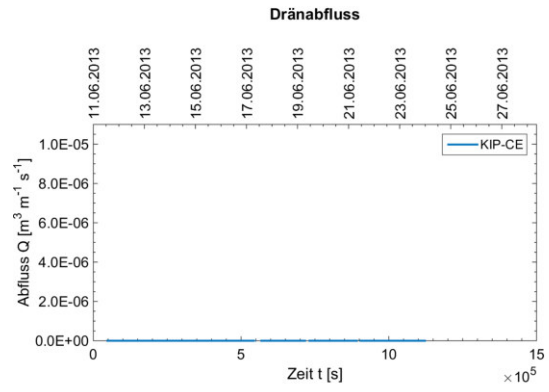
Abb. 158: Aufgezeichnete Messdaten im Querschnitt B - ESV1QB



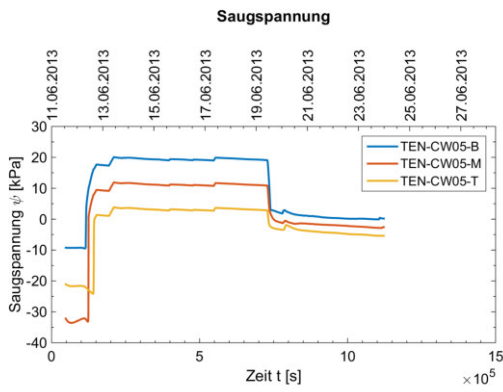
(a) Messtechnik im Querschnitt C



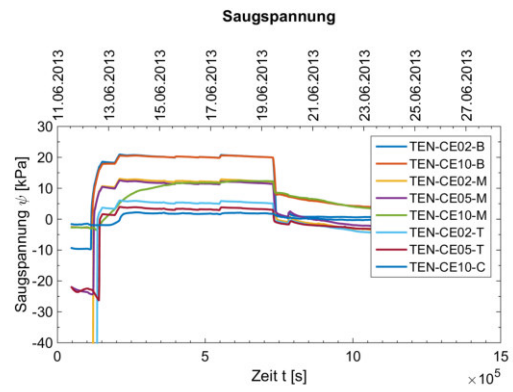
(b) Pegelkurven



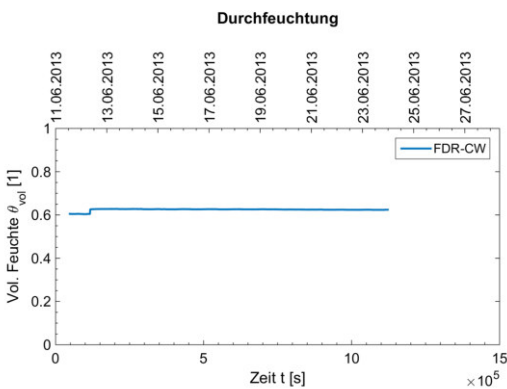
(c) Abfluss



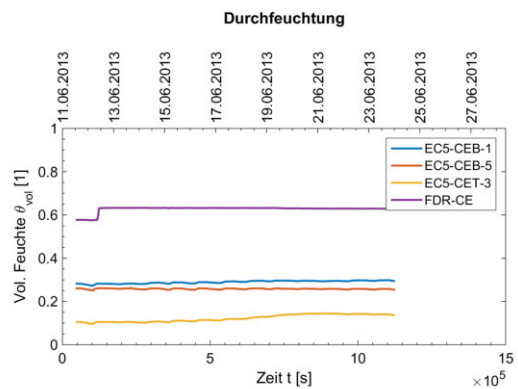
(d) Saugspannung QC-West



(e) Saugspannung QC-Ost



(f) Feuchtegehalt QC-West



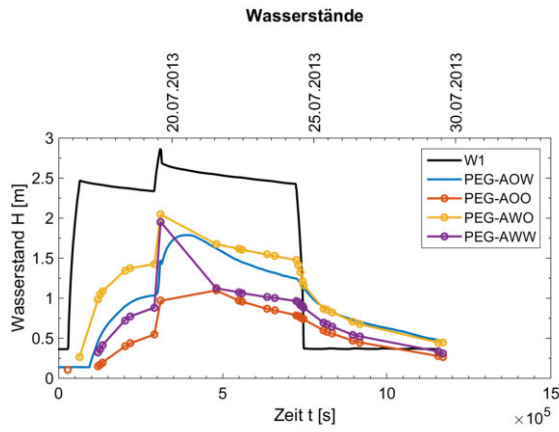
(g) Feuchtegehalt QC-Ost

Abb. 159: Aufgezeichnete Messdaten im Querschnitt C - ESV1QC

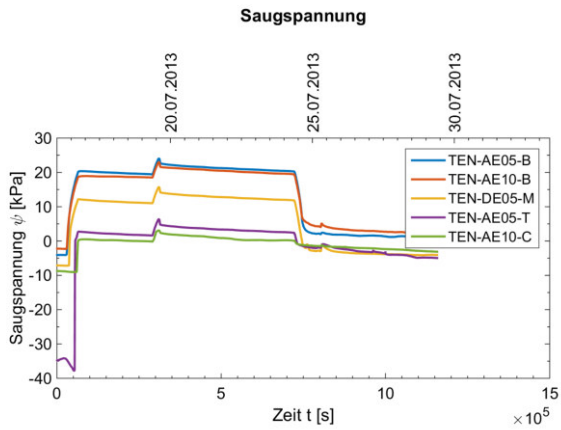
11.2.1.2 Einstauversuch 2 Polder I



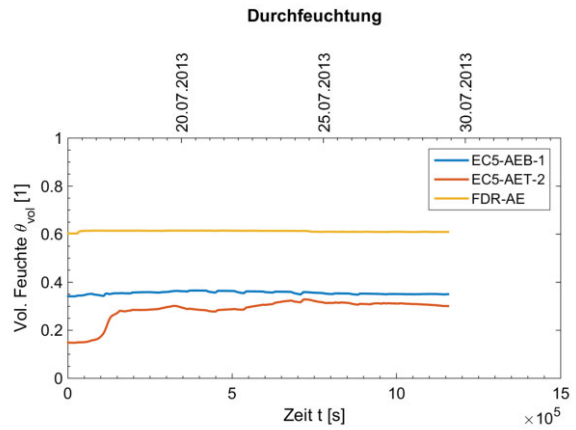
(a) Messtechnik im Querschnitt A



(b) Pegelkurven

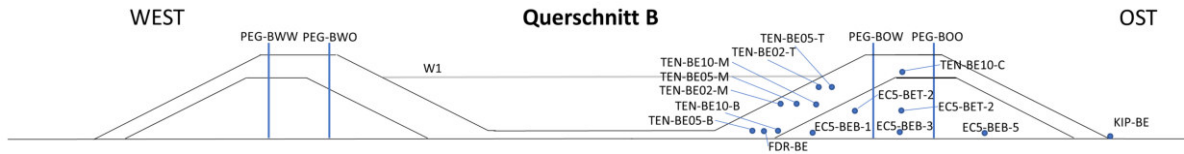


(c) Saugspannung

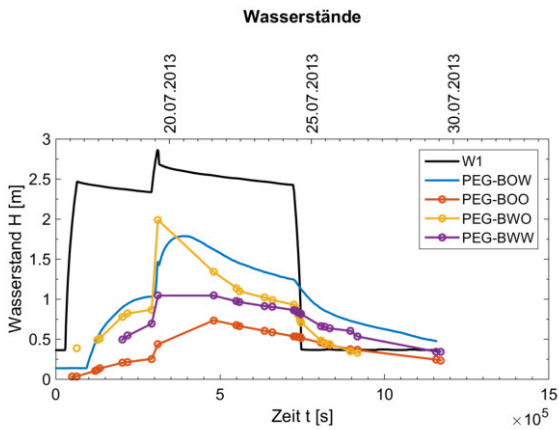


(d) Feuchtegehalt

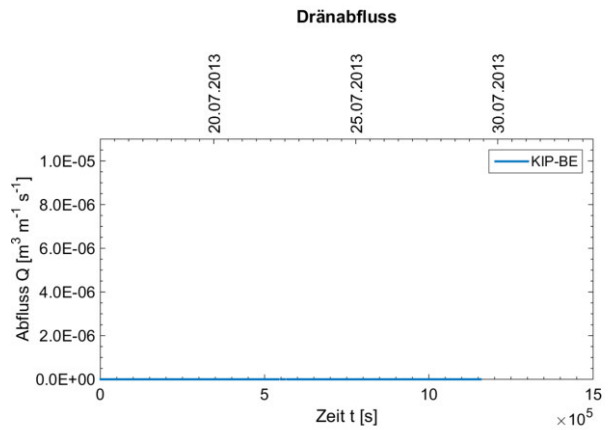
Abb. 160: Aufgezeichnete Messdaten im Querschnitt A - ESV2QA



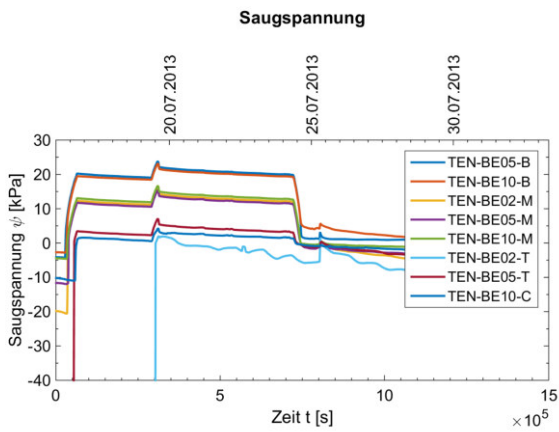
(a) Messtechnik im Querschnitt B



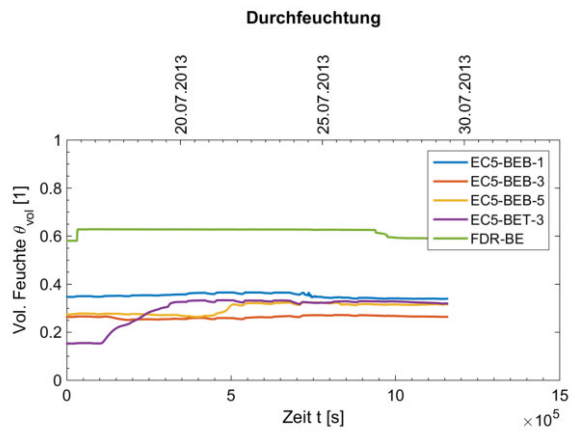
(b) Pegelkurven



(c) Abfluss [defekt]

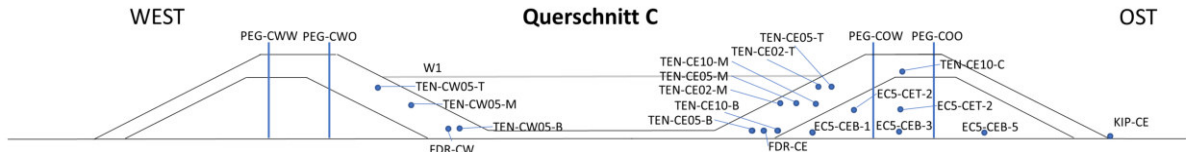


(d) Saugspannung

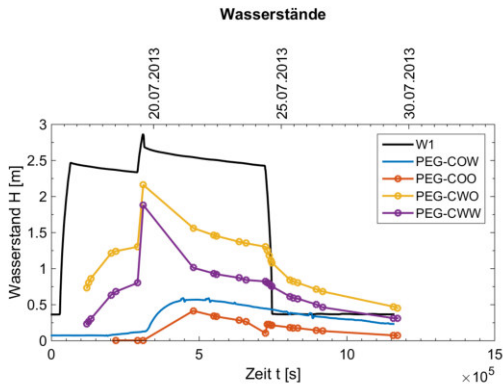


(e) Feuchtegehalt

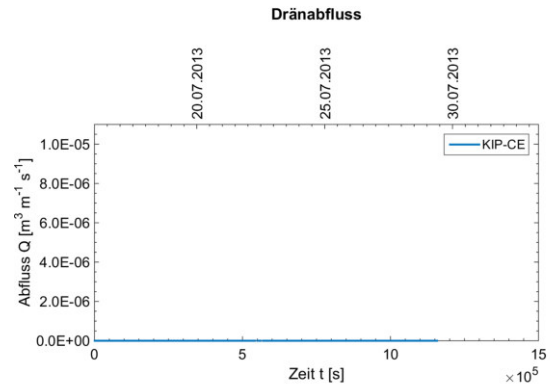
Abb. 161: Aufgezeichnete Messdaten im Querschnitt B - ESV2QB



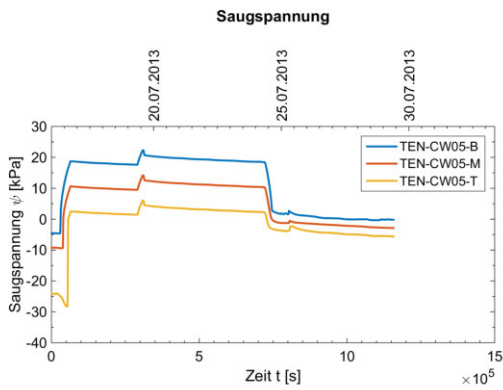
(a) Messtechnik im Querschnitt C



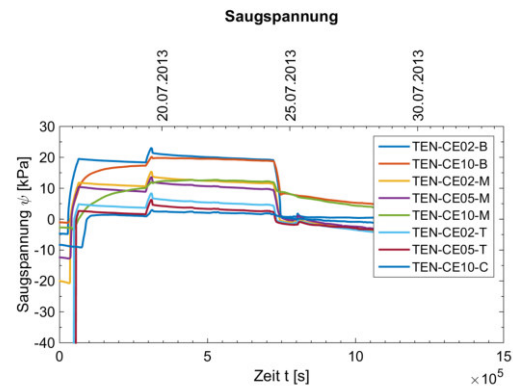
(b) Pegelkurven



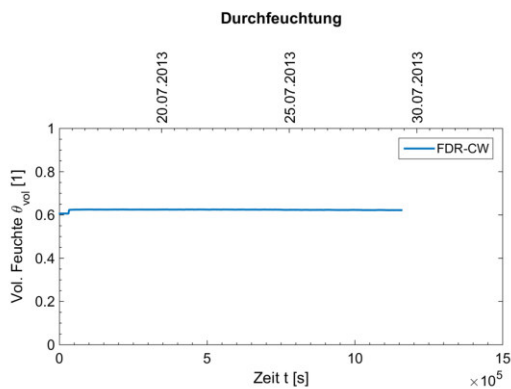
(c) Abfluss



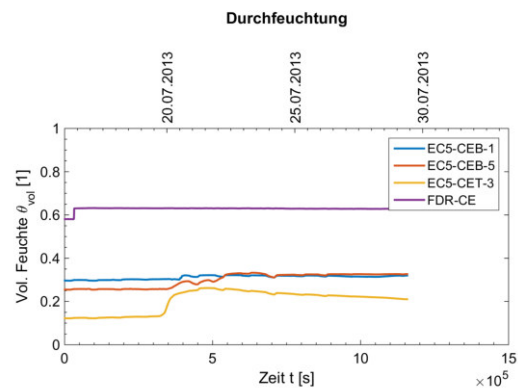
(d) Saugspannung QC-West



(e) Saugspannung QC-Ost



(f) Feuchtegehalt QC-West



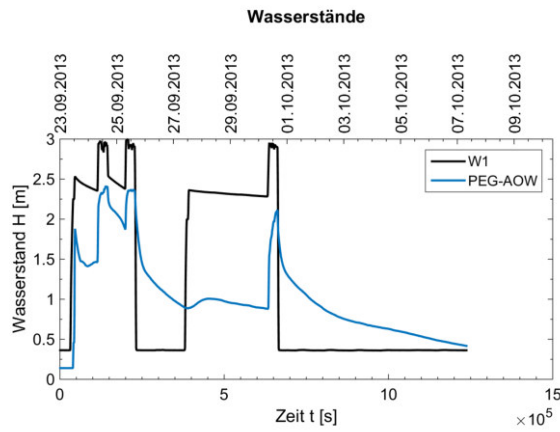
(g) Feuchtegehalt QC-Ost

Abb. 162: Aufgezeichnete Messdaten im Querschnitt C - ESV2QC

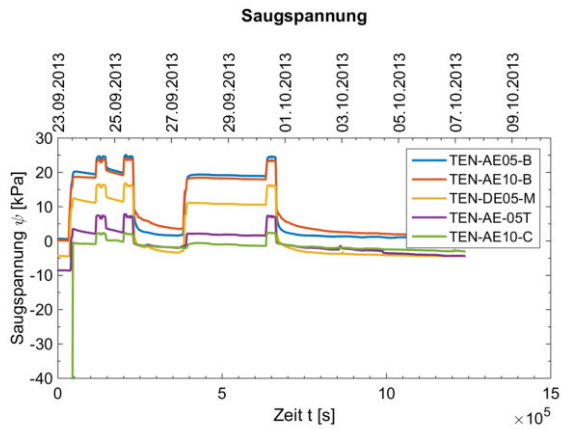
11.2.1.3 Einstauversuch 3 (+4) Polder I



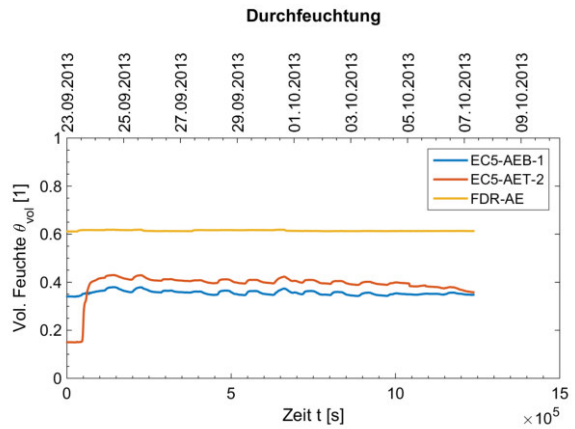
(a) Messtechnik im Querschnitt A



(b) Pegelkurven

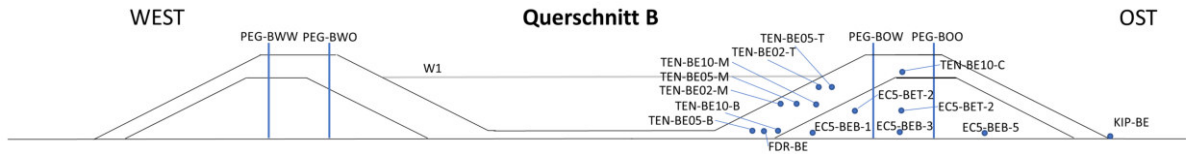


(c) Saugspannung

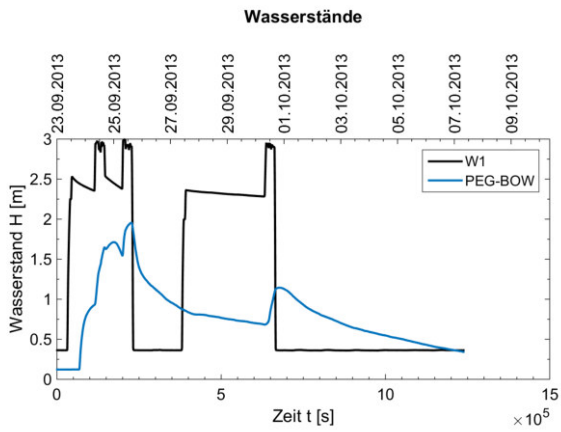


(d) Feuchtegehalt

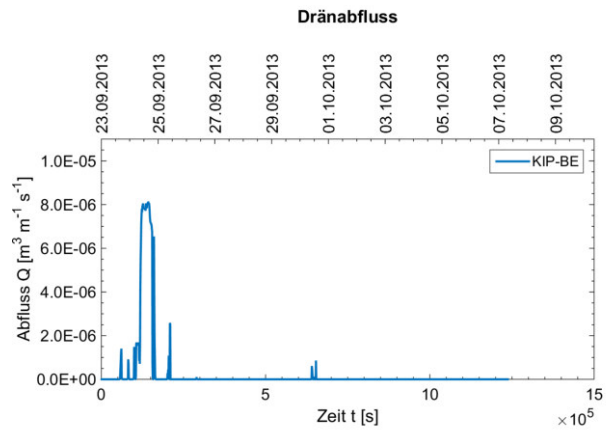
Abb. 163: Aufgezeichnete Messdaten im Querschnitt A - ESV3QA



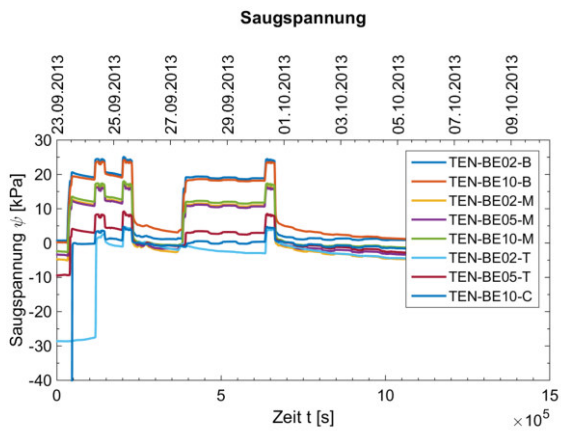
(a) Messtechnik im Querschnitt B



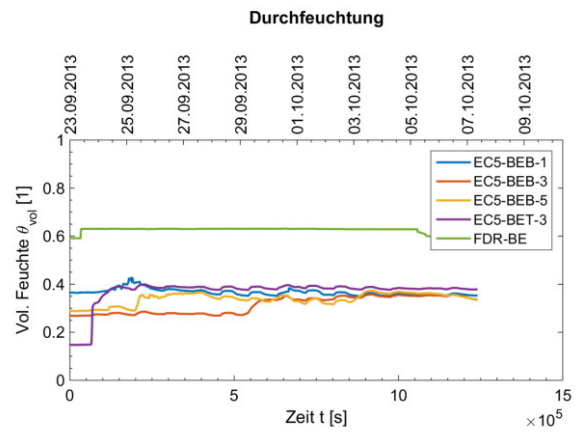
(b) Pegelkurven



(c) Abfluss [defekt]

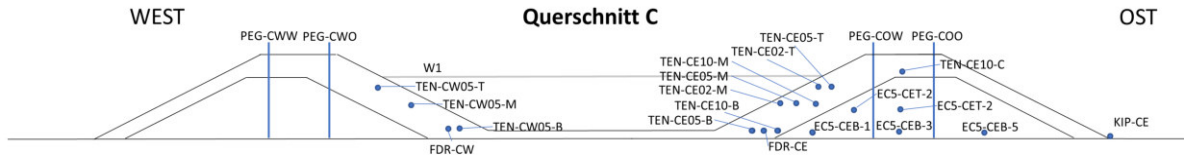


(d) Saugspannung

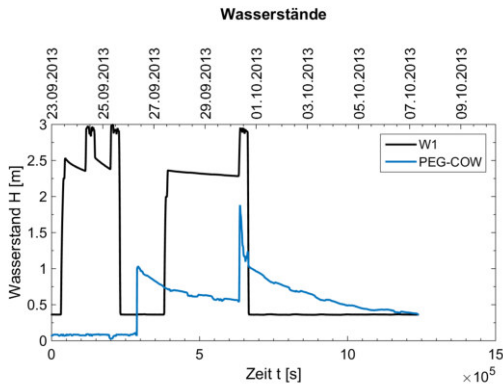


(e) Feuchtegehalt

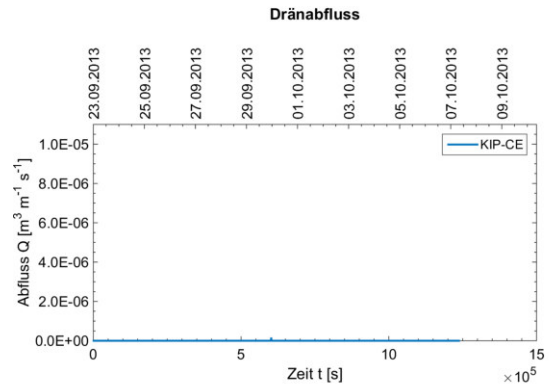
Abb. 164: Aufgezeichnete Messdaten im Querschnitt B - ESV3QB



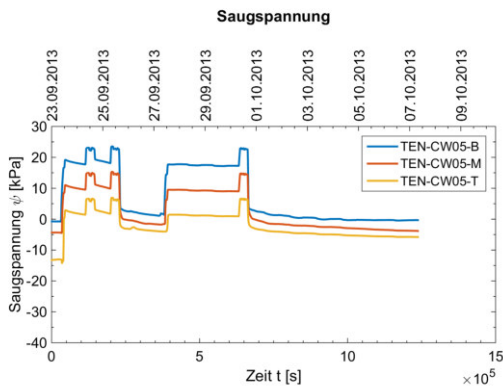
(a) Messtechnik im Querschnitt C



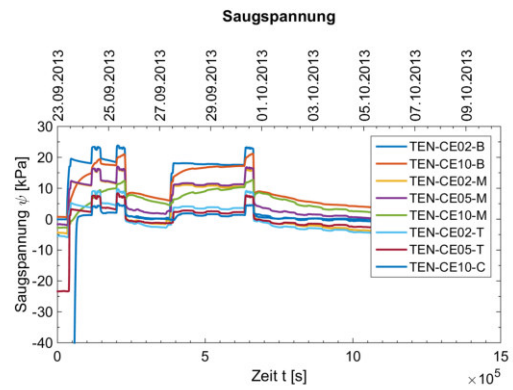
(b) Pegelkurven



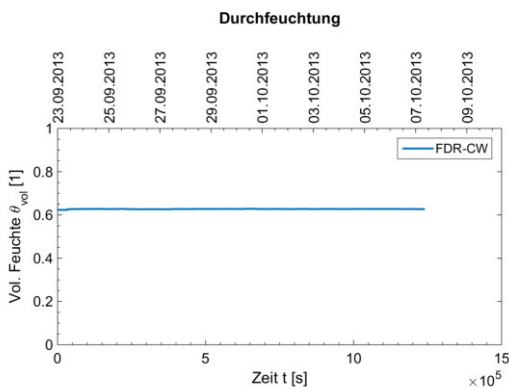
(c) Abfluss [defekt]



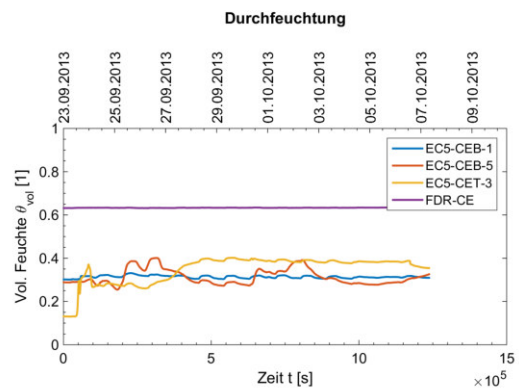
(d) Saugspannung QC-West



(e) Saugspannung QC-Ost



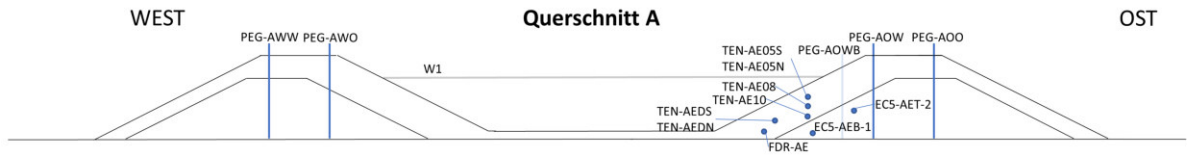
(f) Feuchtegehalt QC-West



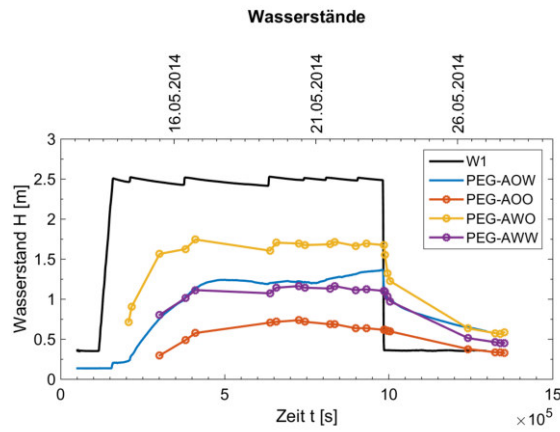
(g) Feuchtegehalt QC-Ost

Abb. 165: Aufgezeichnete Messdaten im Querschnitt C - ESV3QC

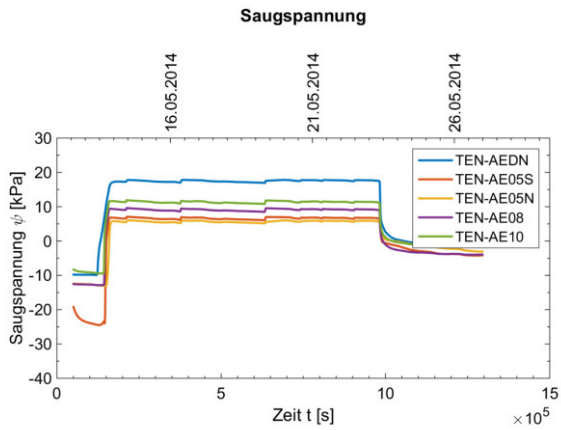
11.2.1.4 Einstauversuch 5 Polder I



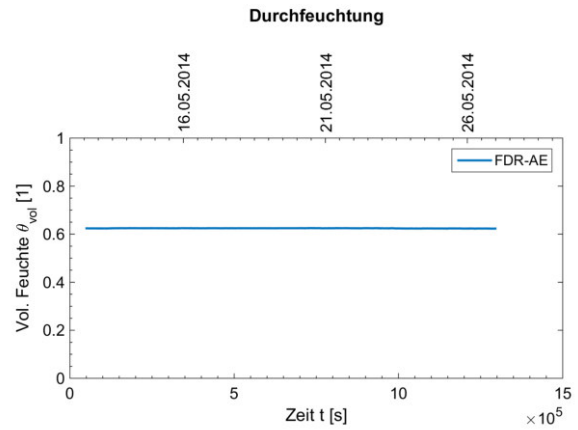
(a) Messtechnik im Querschnitt A



(b) Pegelkurven

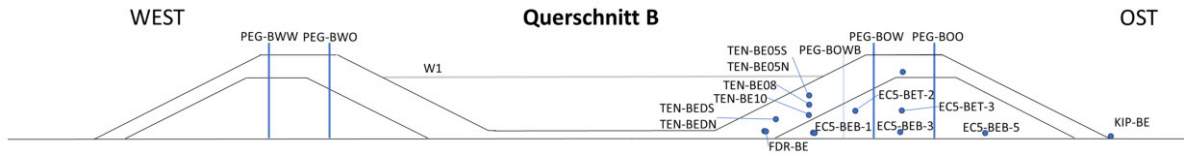


(c) Saugspannung

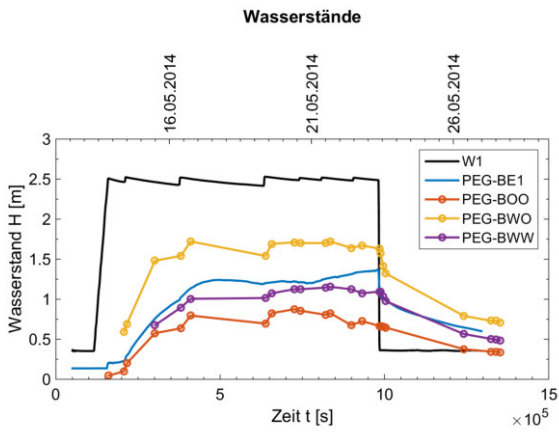


(d) Feuchtegehalt

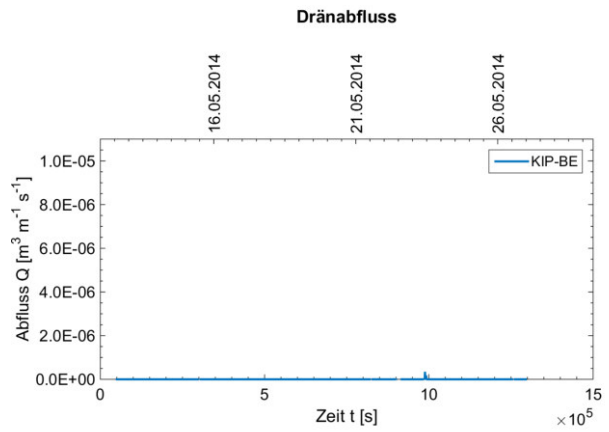
Abb. 166: Aufgezeichnete Messdaten im Querschnitt A - ESV5QA



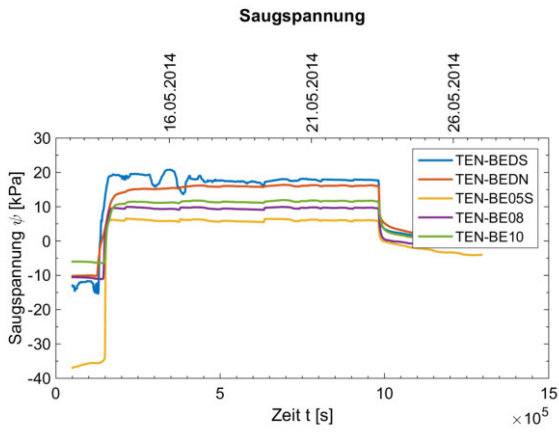
(a) Messtechnik im Querschnitt B



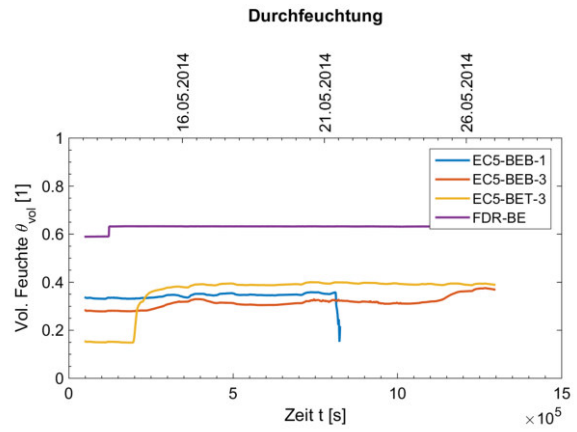
(b) Pegelkurven



(c) Abfluss [defekt]

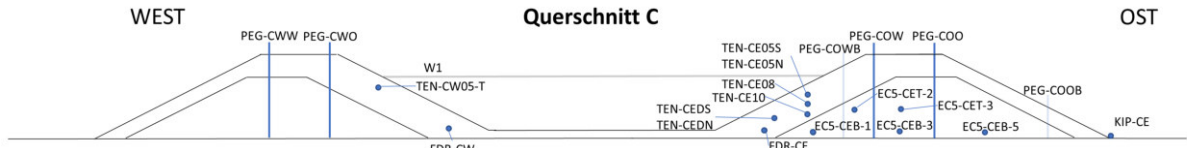


(d) Saugspannung

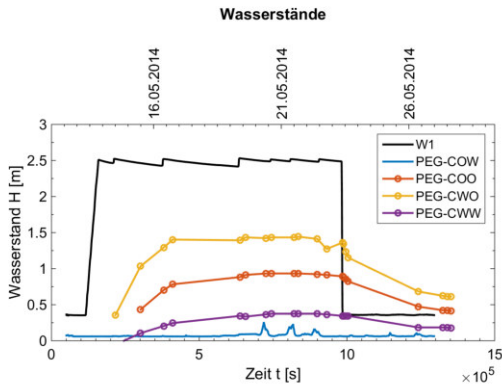


(e) Feuchtegehalt

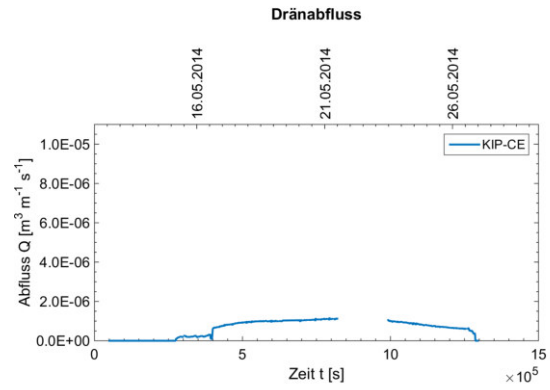
Abb. 167: Aufgezeichnete Messdaten im Querschnitt B - ESV5QB



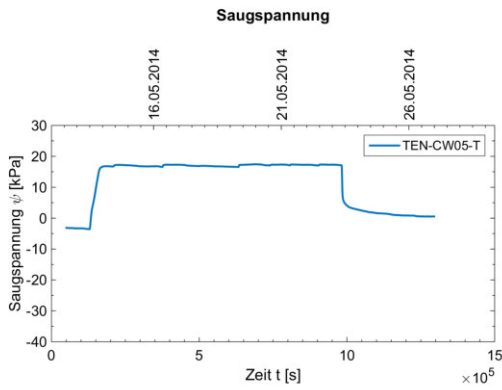
(a) Messtechnik im Querschnitt C



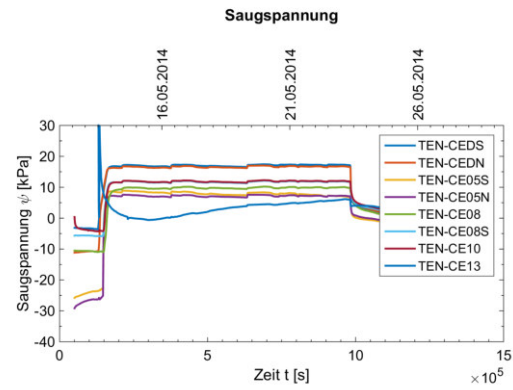
(b) Pegelkurven



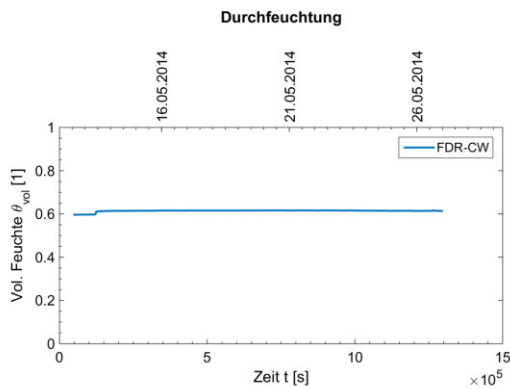
(c) Abfluss [defekt]



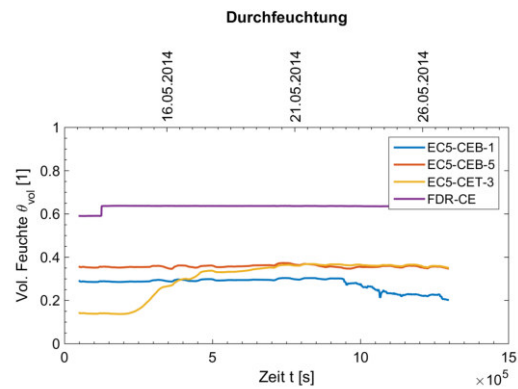
(d) Saugspannung QC-West



(e) Saugspannung QC-Ost



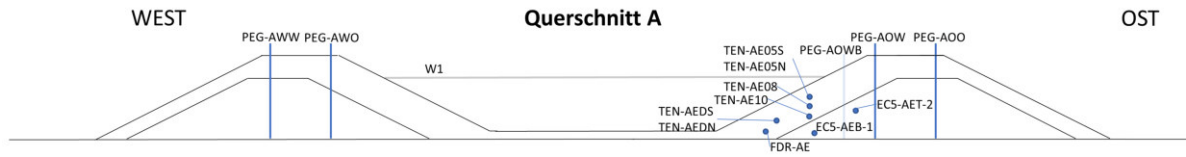
(f) Feuchtegehalt QC-West



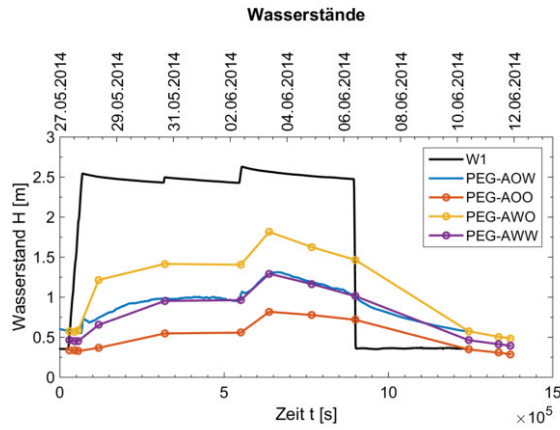
(g) Feuchtegehalt QC-Ost

Abb. 168: Aufgezeichnete Messdaten im Querschnitt C - ESV5QC

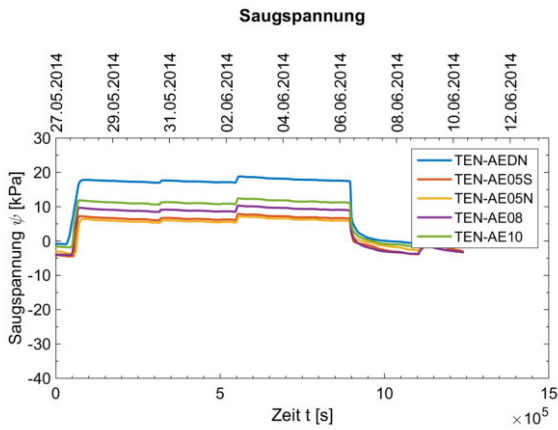
11.2.1.5 Einstauversuch 6 Polder I



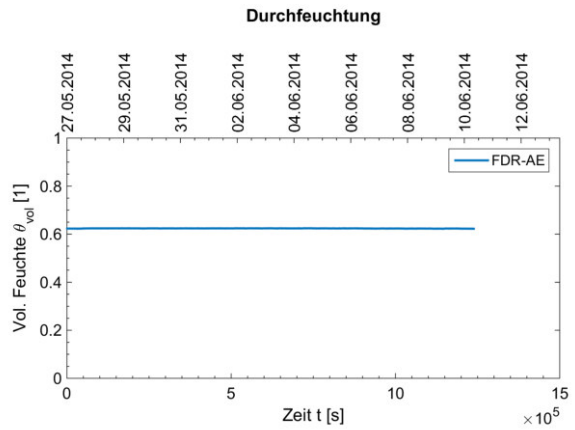
(a) Messtechnik im Querschnitt A



(b) Pegelkurven

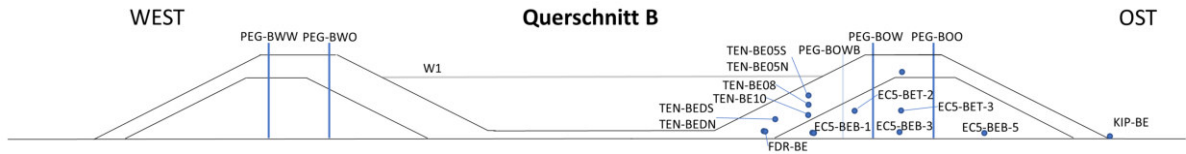


(c) Saugspannung

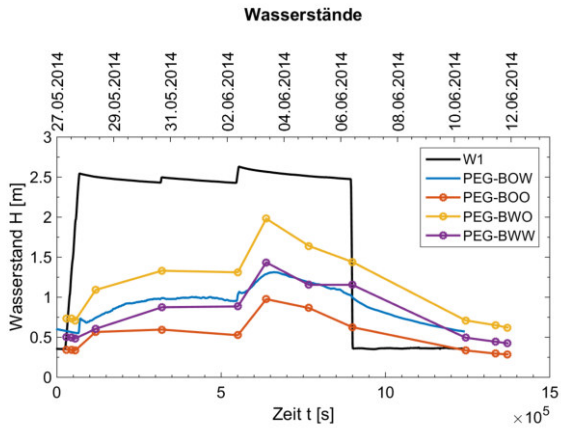


(d) Feuchtegehalt

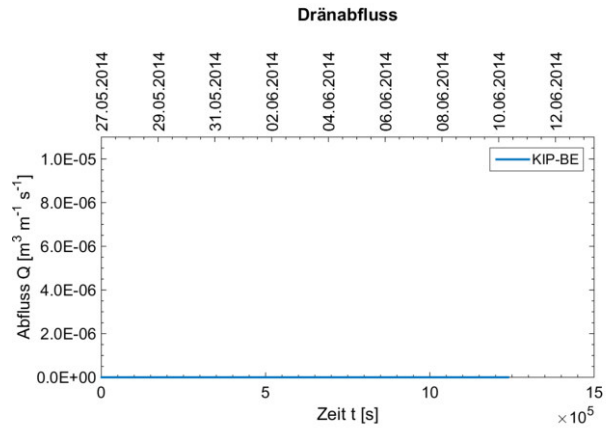
Abb. 169: Aufgezeichnete Messdaten im Querschnitt A - ESV6QA



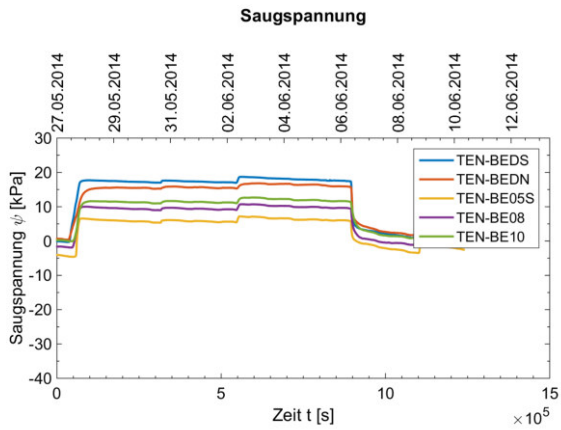
(a) Messtechnik im Querschnitt B



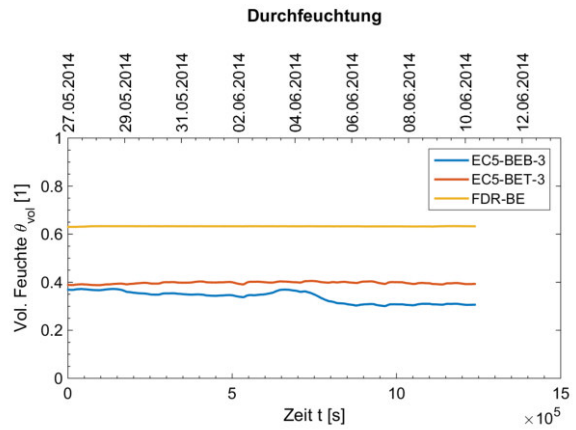
(b) Pegelkurven



(c) Abfluss [defekt]

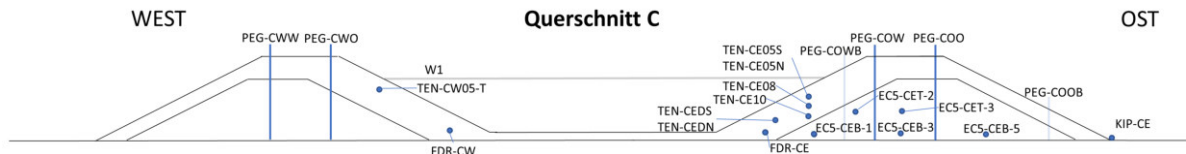


(d) Saugspannung

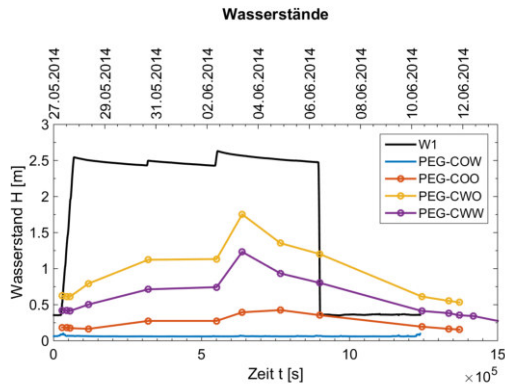


(e) Feuchtegehalt

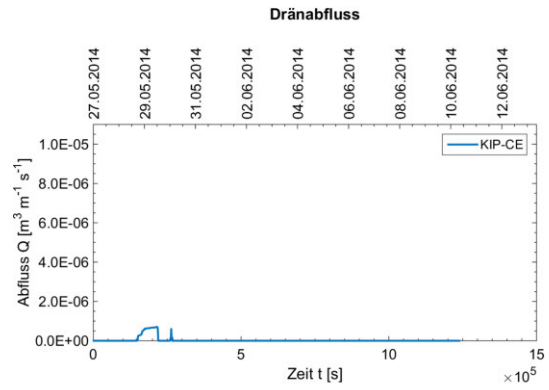
Abb. 170: Aufgezeichnete Messdaten im Querschnitt B - ESV6QB



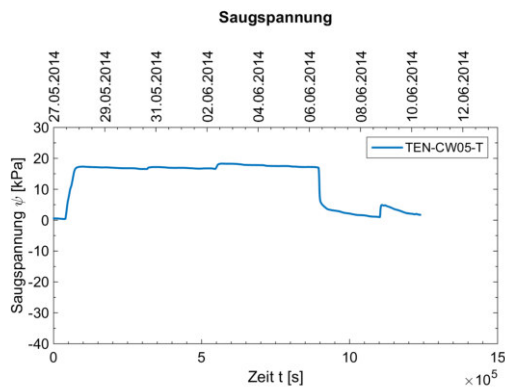
(a) Messtechnik im Querschnitt C



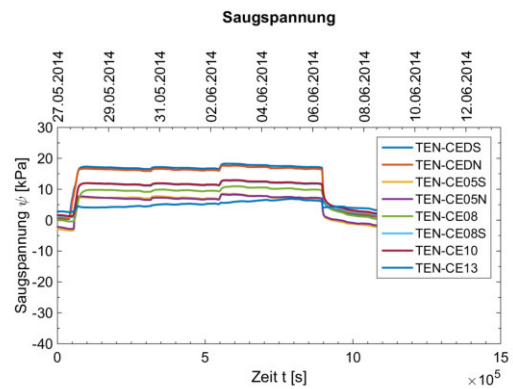
(b) Pegelkurven



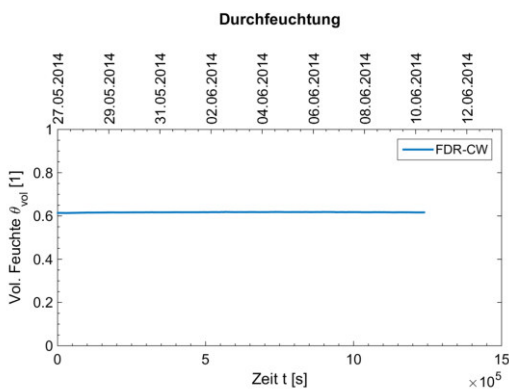
(c) Abfluss [defekt]



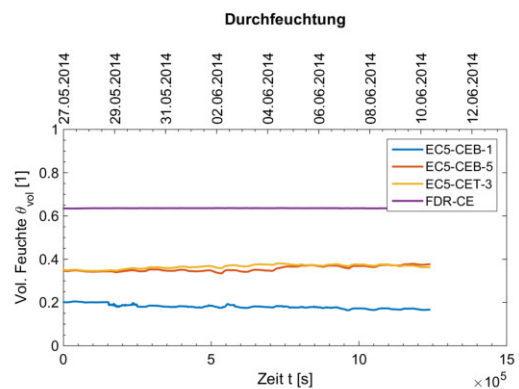
(d) Saugspannung QC-West



(e) Saugspannung QC-Ost



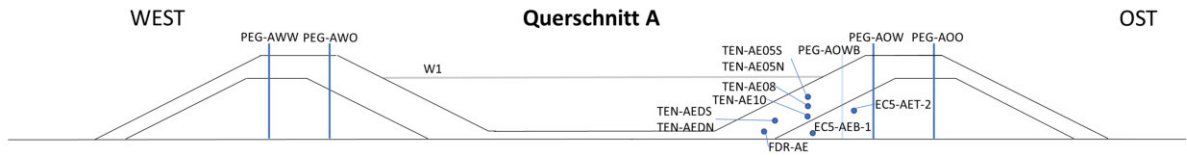
(f) Feuchtegehalt QC-West



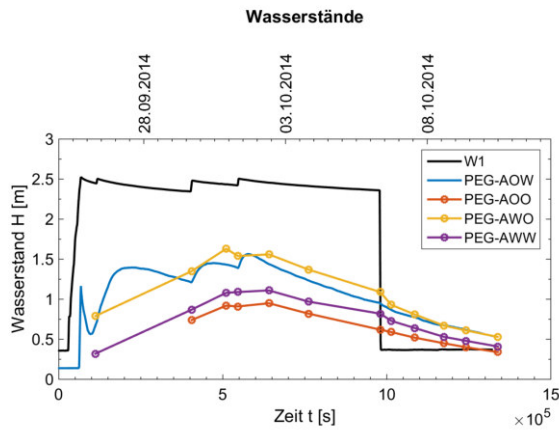
(g) Feuchtegehalt QC-Ost

Aufgezeichnete Messdaten im Querschnitt C - ESV6QC

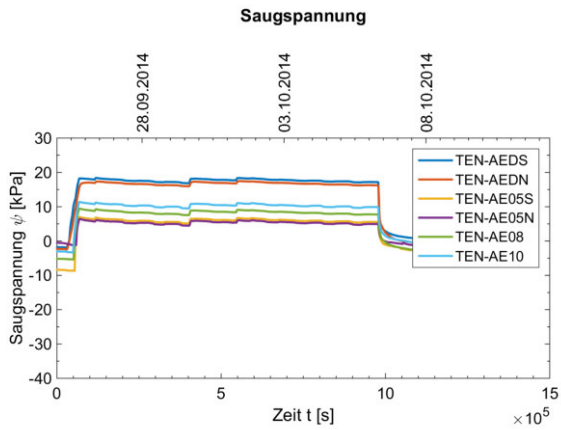
11.2.1.6 Einstauversuch 7 Polder I



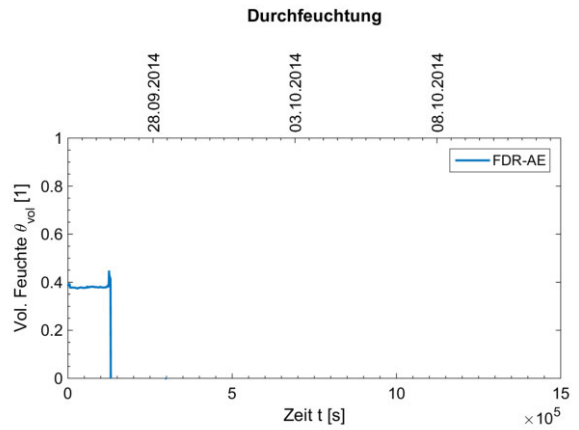
(a) Messtechnik im Querschnitt A



(b) Pegelkurven

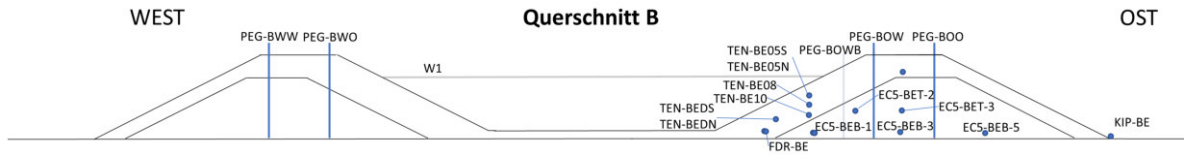


(c) Saugspannung

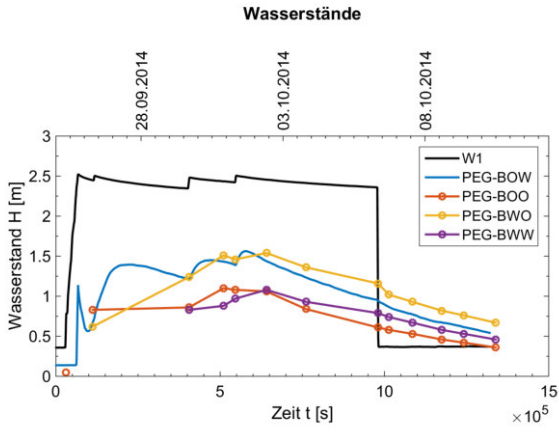


(d) Feuchtegehalt

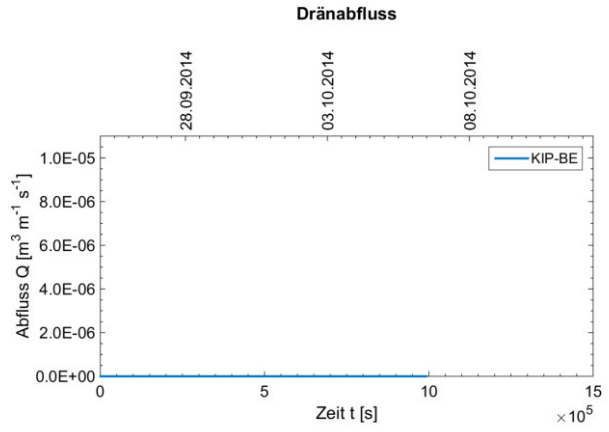
Abb. 172: Aufgezeichnete Messdaten im Querschnitt A - ESV7QA



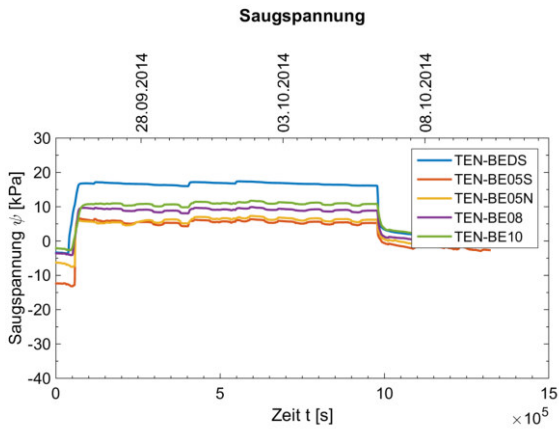
(a) Messtechnik im Querschnitt B [UMBAU vergessen]



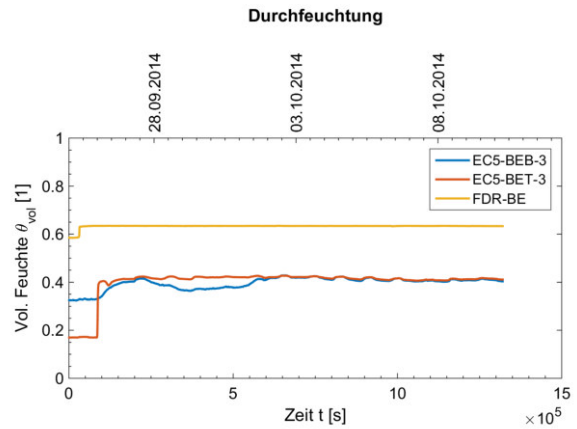
(b) Pegelkurven



(c) Abfluss [defekt]



(d) Saugspannung

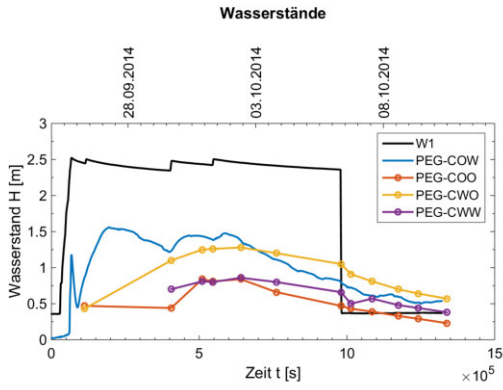


(e) Feuchtegehalt

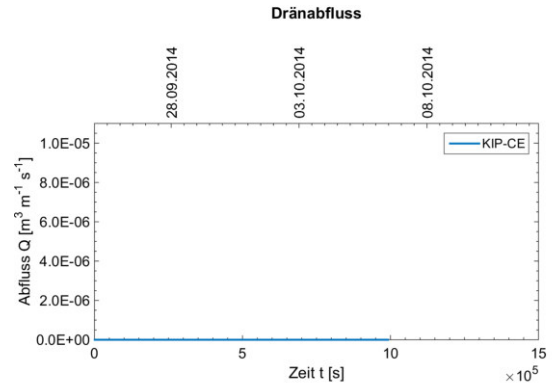
Abb. 173: Aufgezeichnete Messdaten im Querschnitt B - ESV7QB



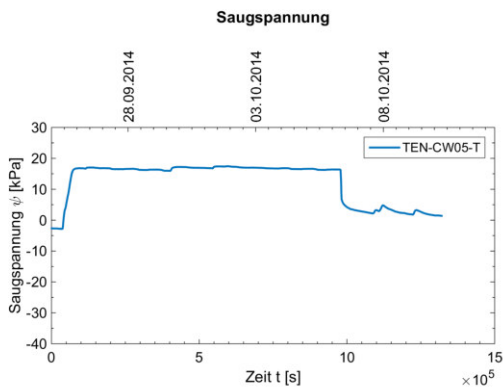
(a) Messtechnik im Querschnitt C



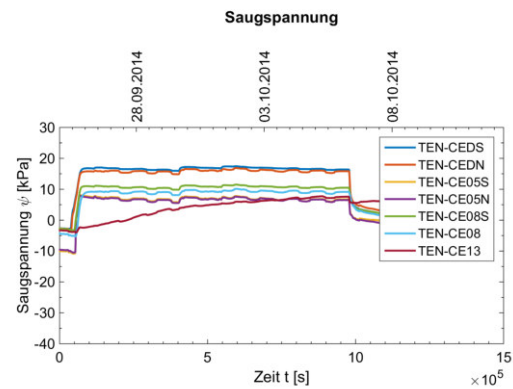
(b) Pegelkurven



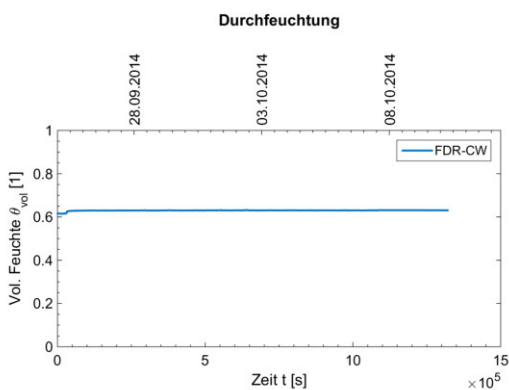
(c) Abfluss [defekt]



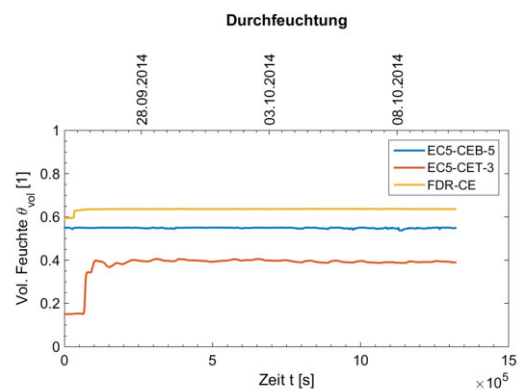
(d) Saugspannung QC-West



(e) Saugspannung QC-Ost



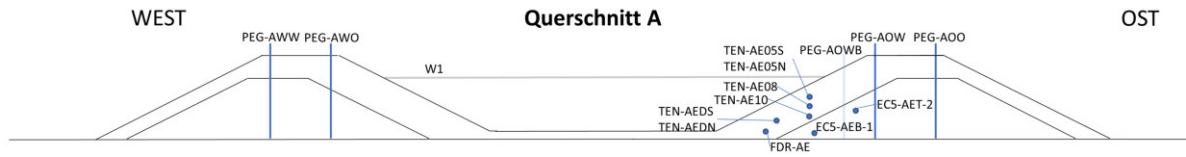
(f) Feuchtegehalt QC-West



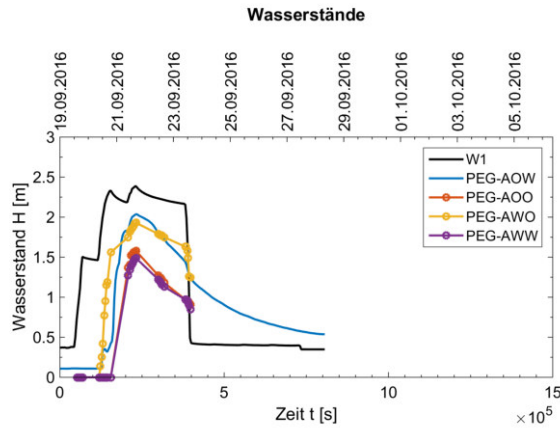
(g) Feuchtegehalt QC-Ost

Abb. 174: Aufgezeichnete Messdaten im Querschnitt C - ESV7QC

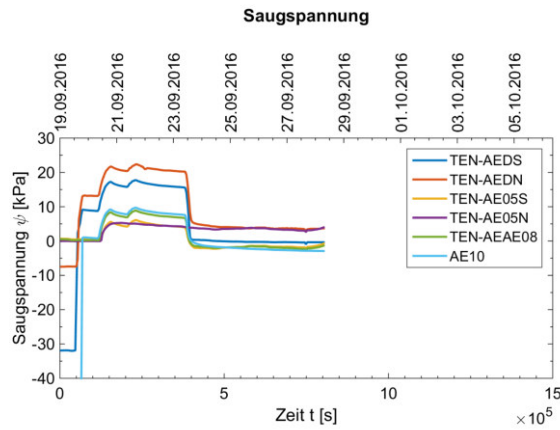
11.2.1.7 Einstauversuch 8 Polder I



(a) Messtechnik im Querschnitt A

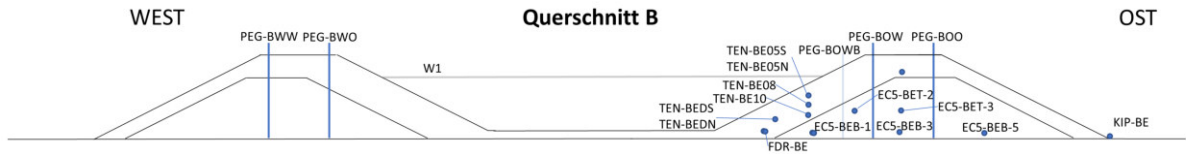


(b) Pegelkurven

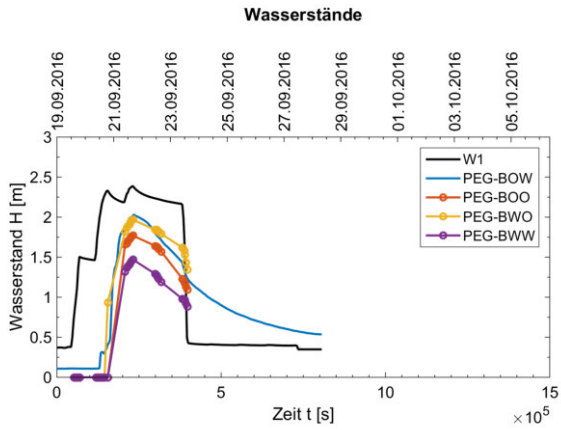


(c) Saugspannung

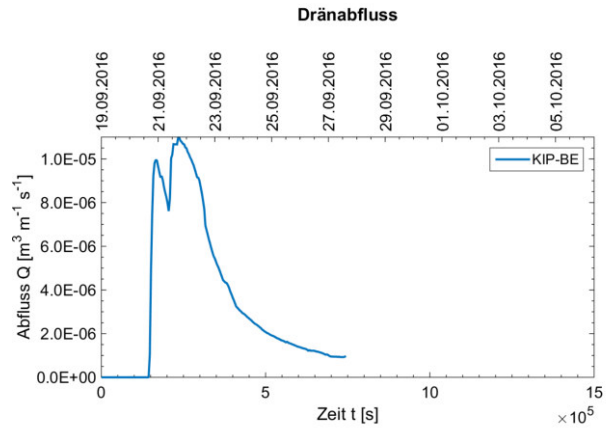
Abb. 175: Aufgezeichnete Messdaten im Querschnitt A - ESV8QA



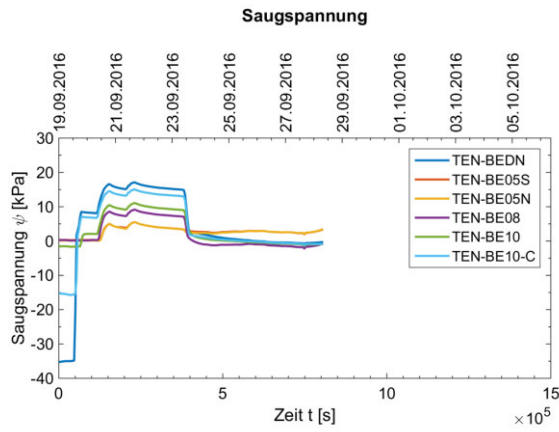
(a) Messtechnik im Querschnitt B



(b) Pegelkurven

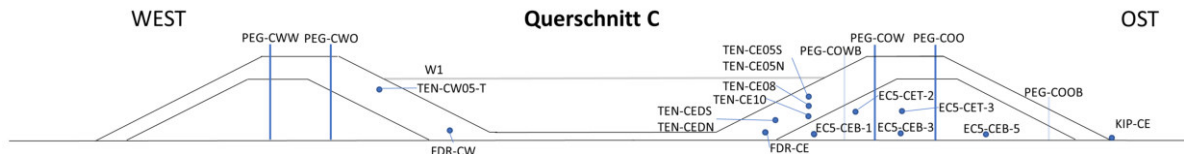


(c) Abfluss

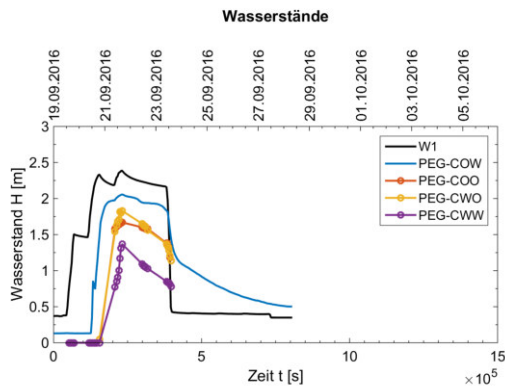


(d) Saugspannung

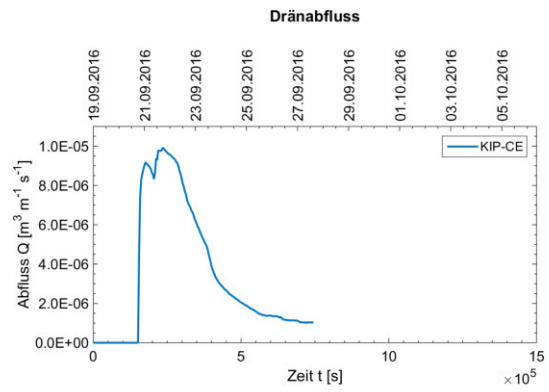
Abb. 176: Aufgezeichnete Messdaten im Querschnitt B - ESV8QB



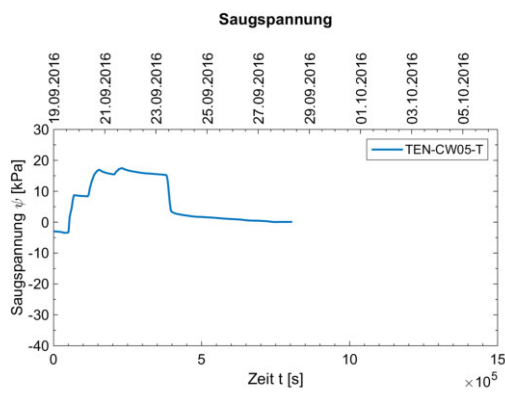
(a) Messtechnik im Querschnitt C



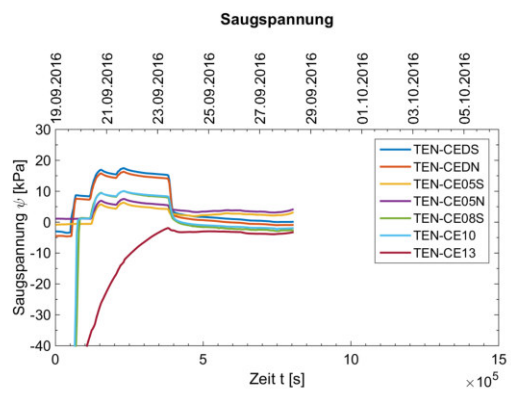
(b) Pegelkurven



(c) Abfluss



(d) Saugspannung QC-West

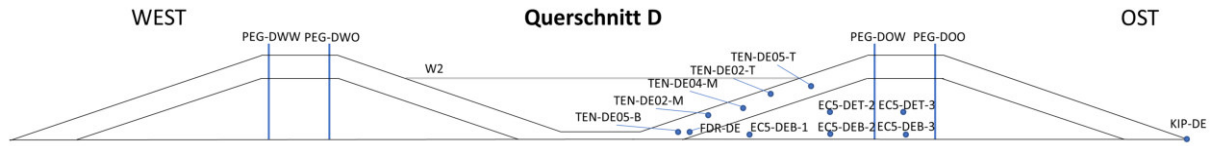


(e) Saugspannung QC-Ost

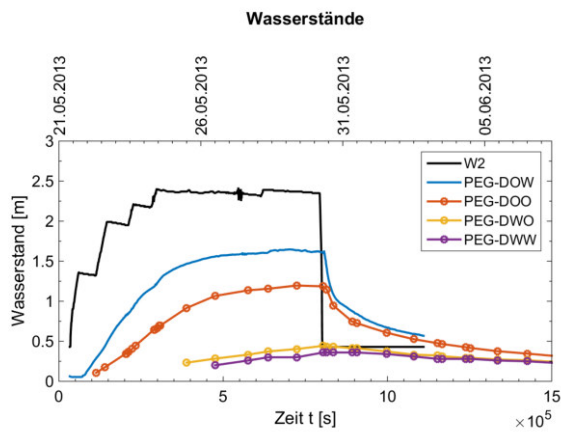
Abb. 177: Aufgezeichnete Messdaten im Querschnitt C - ESV8QC

11.2.2 Messdaten Polder II

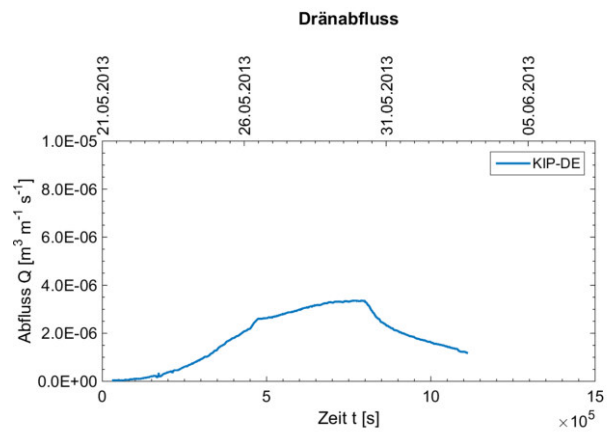
11.2.2.1 Einstauversuch 1 Polder II



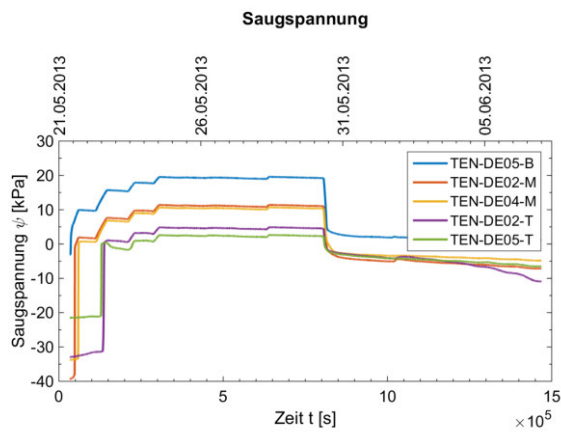
(a) Messtechnik im Querschnitt D



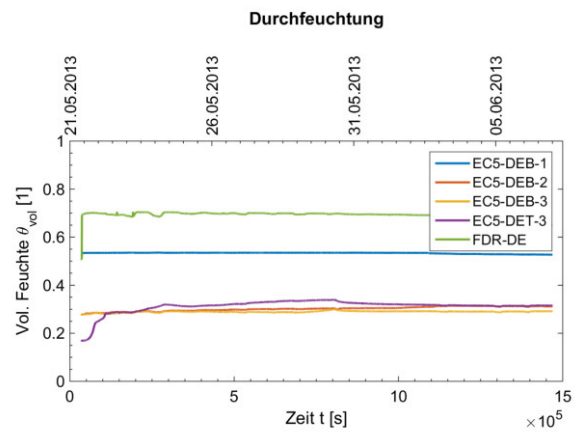
(b) Pegelkurven



(c) Abfluss

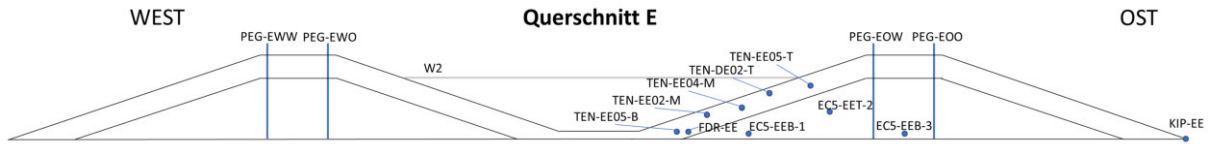


(d) Saugspannung

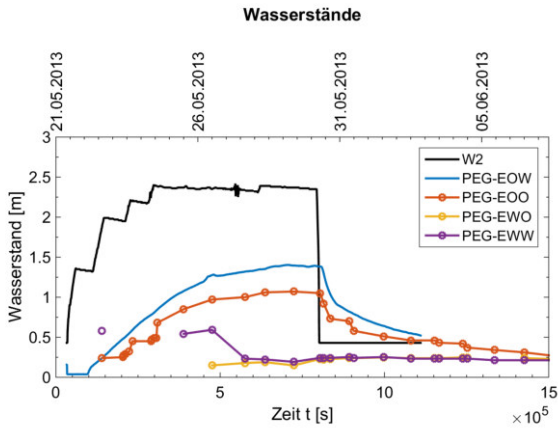


(e) Feuchtegehalt

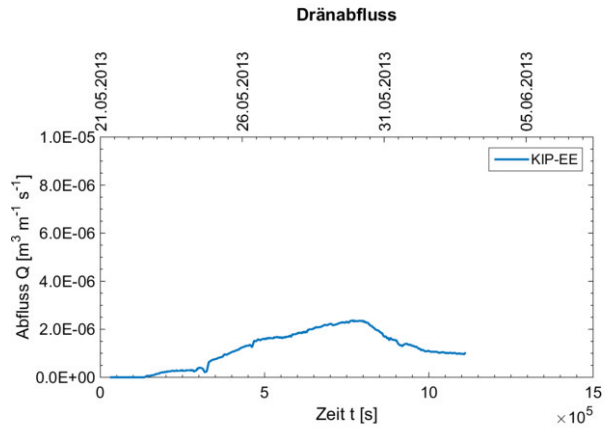
Abb. 178: Aufgezeichnete Messdaten im Querschnitt D - ESV1QD



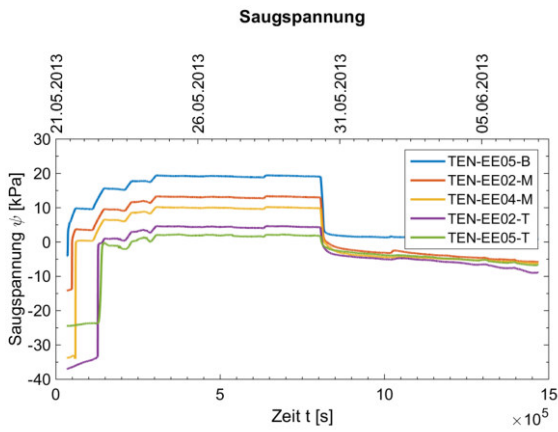
(a) Messtechnik im Querschnitt E



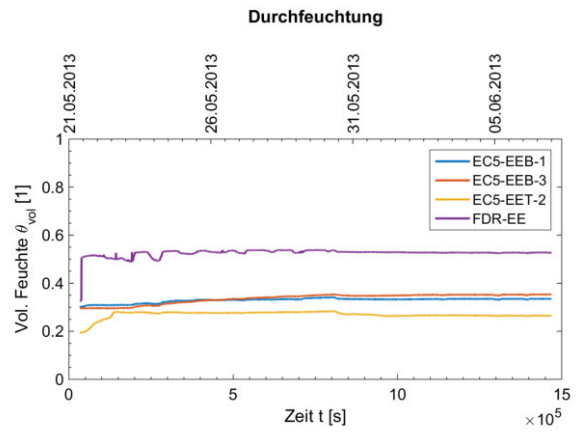
(b) Pegelkurven



(c) Abfluss

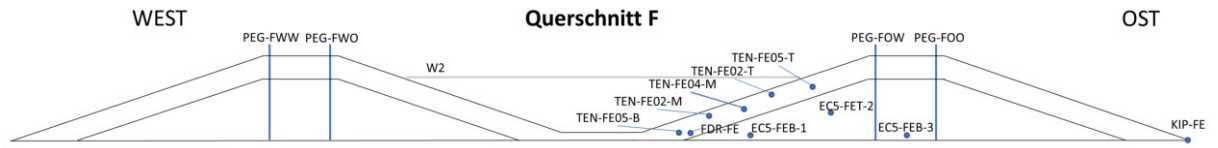


(d) Saugspannung

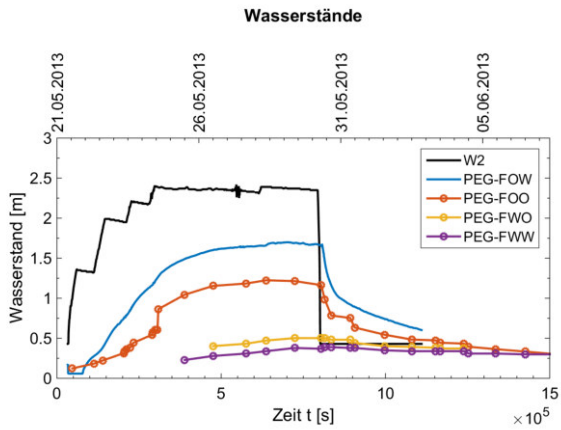


(e) Feuchtegehalt

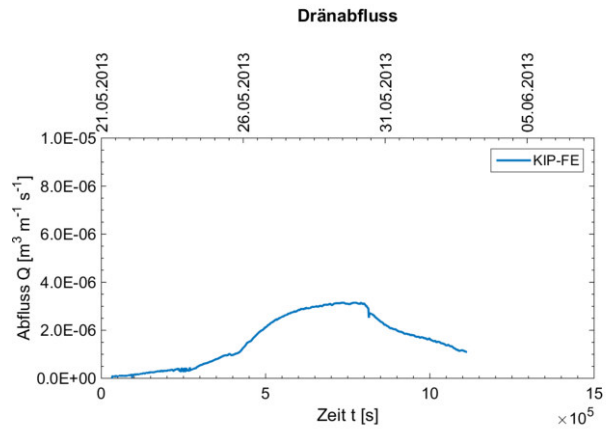
Abb. 179: Aufgezeichnete Messdaten im Querschnitt E - ESV1QE



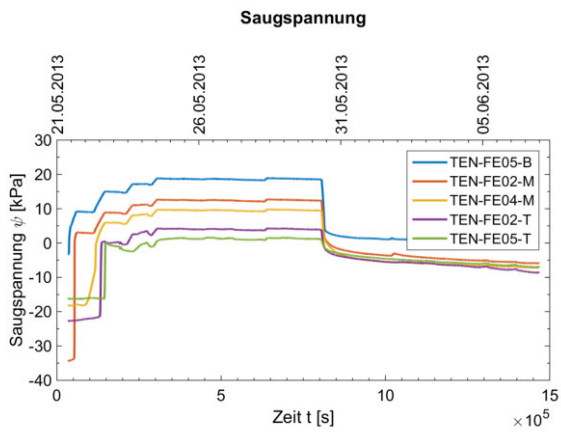
(a) Messtechnik im Querschnitt F



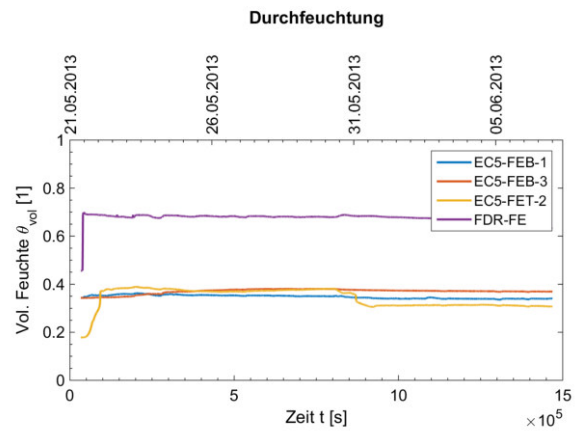
(b) Pegelkurven



(c) Abfluss

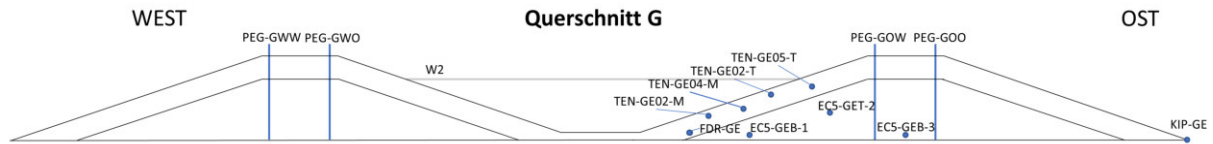


(d) Saugspannung

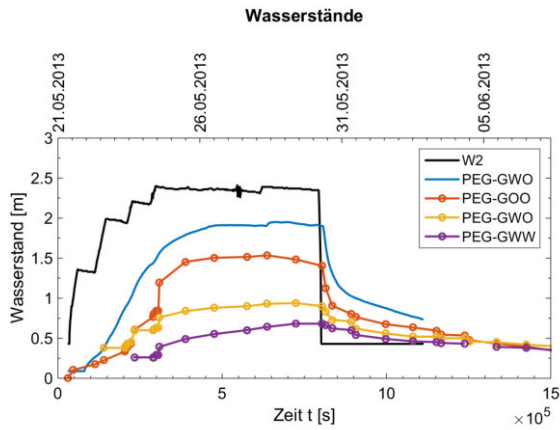


(e) Feuchtegehalt

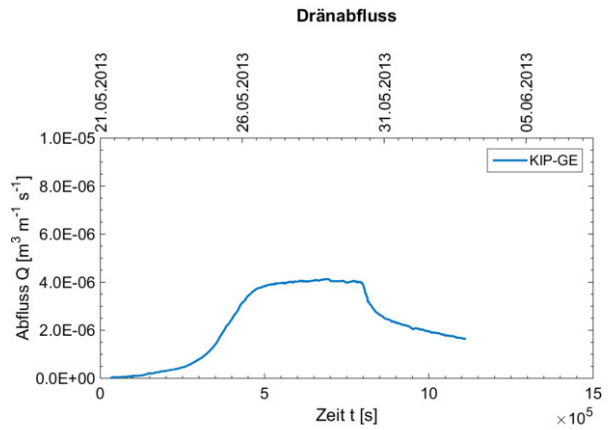
Abb. 180: Aufgezeichnete Messdaten im Querschnitt F - ESV1QF



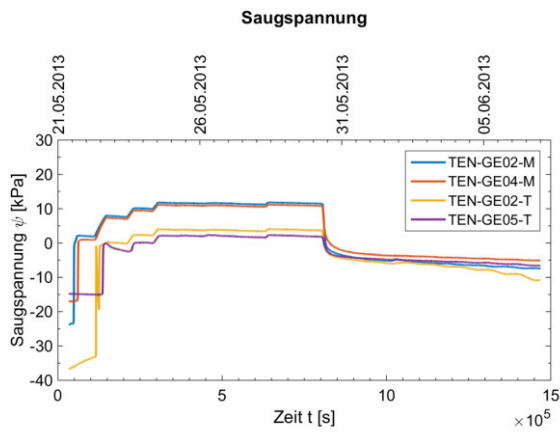
(a) Messtechnik im Querschnitt G



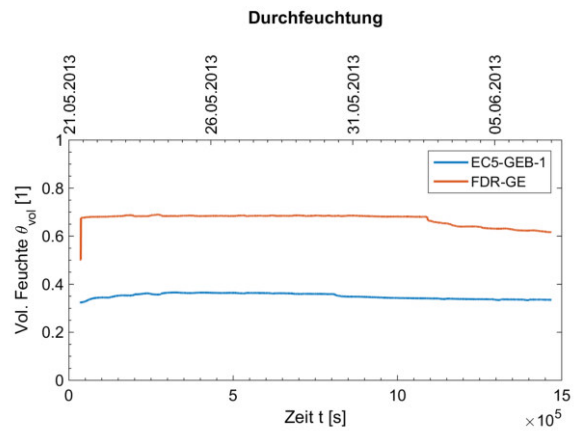
(b) Pegelkurven



(c) Abfluss



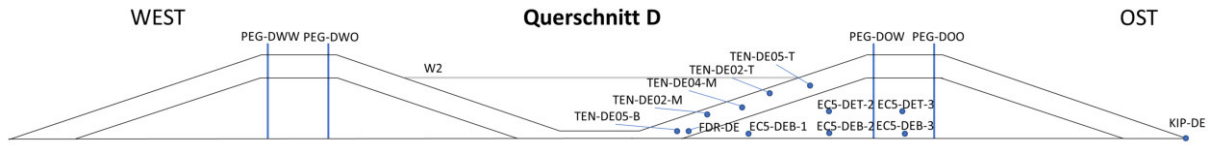
(d) Saugspannung



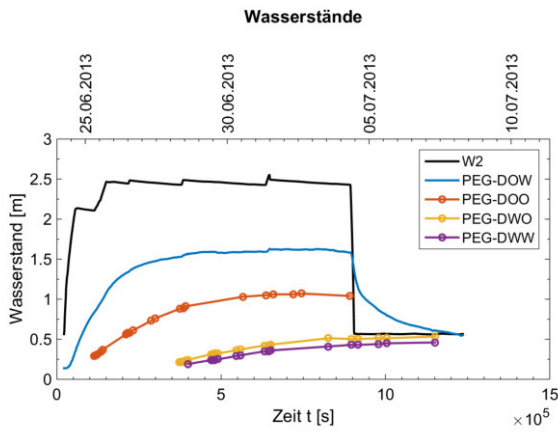
(e) Feuchtegehalt

Abb. 181: Aufgezeichnete Messdaten im Querschnitt G - ESV1QG

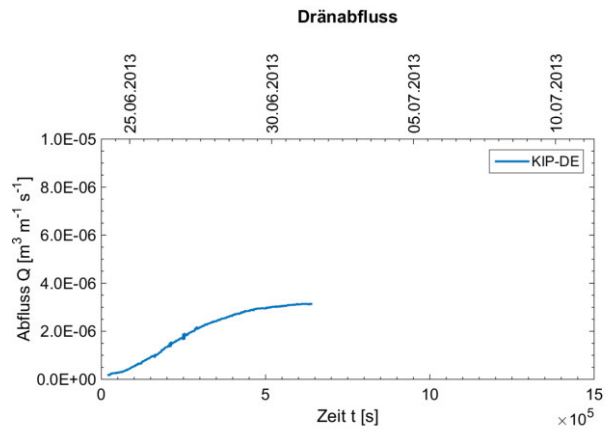
11.2.2.2 Einstauversuch 2 Polder II



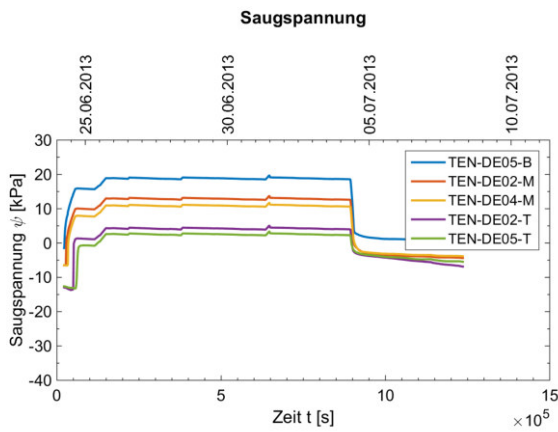
(a) Messtechnik im Querschnitt D



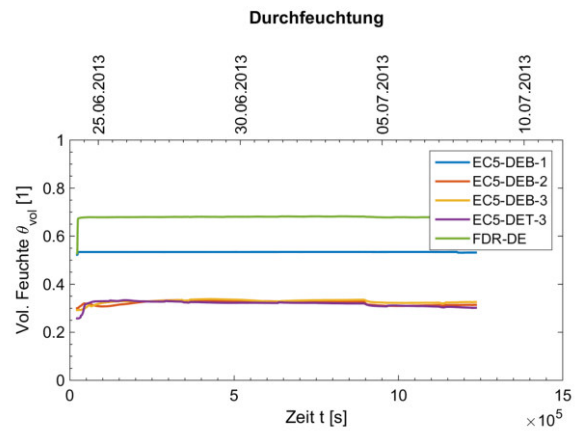
(b) Pegelkurven



(c) Abfluss

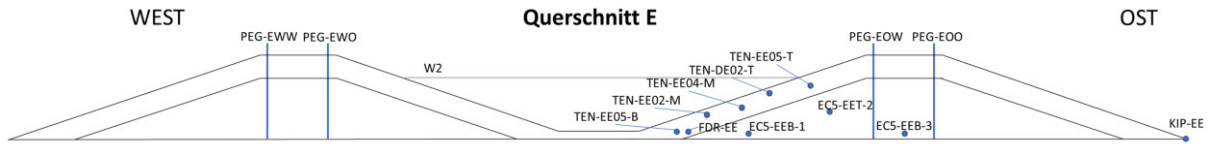


(d) Saugspannung

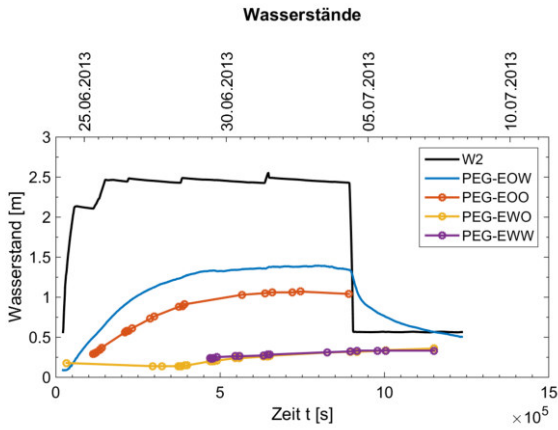


(e) Feuchtegehalt

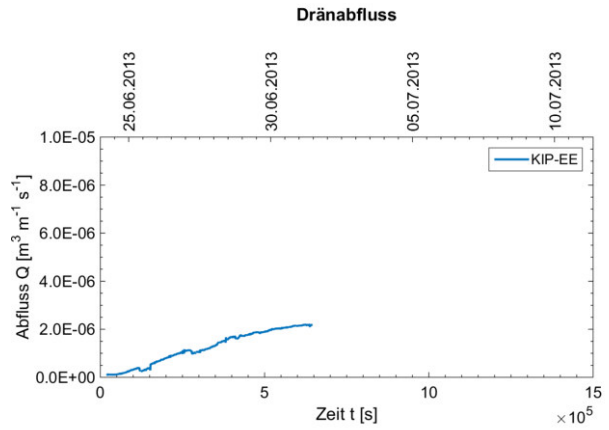
Abb. 182: Aufgezeichnete Messdaten im Querschnitt D - ESV2QD



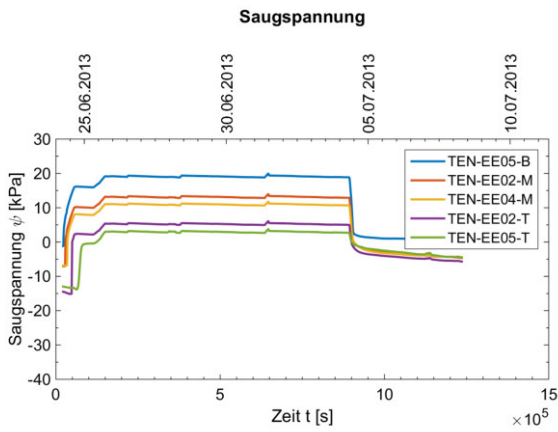
(a) Messtechnik im Querschnitt E



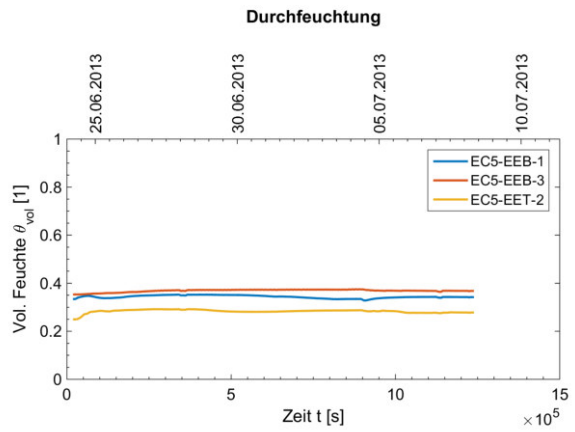
(b) Pegelkurven



(c) Abfluss

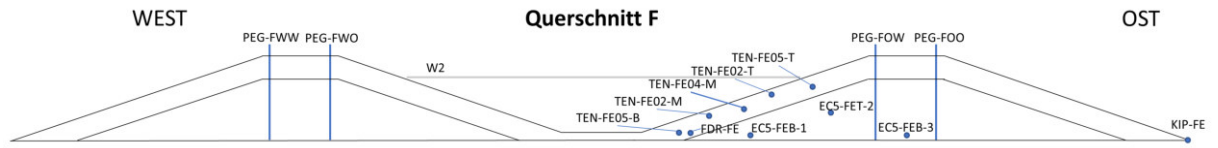


(d) Saugspannung

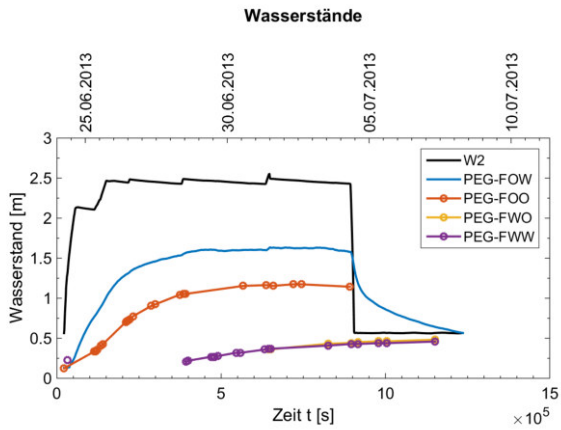


(e) Feuchtegehalt

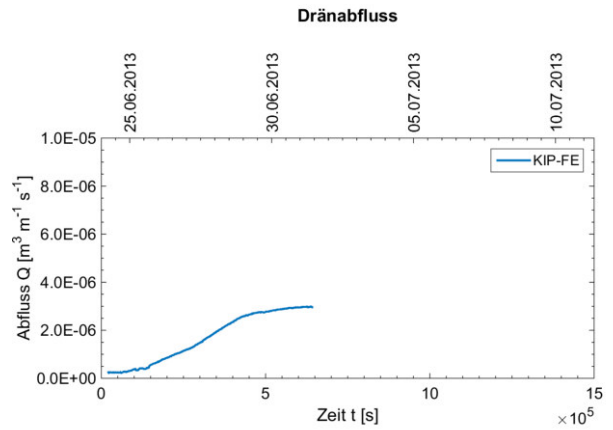
Abb. 183: Aufgezeichnete Messdaten im Querschnitt E - ESV2QE



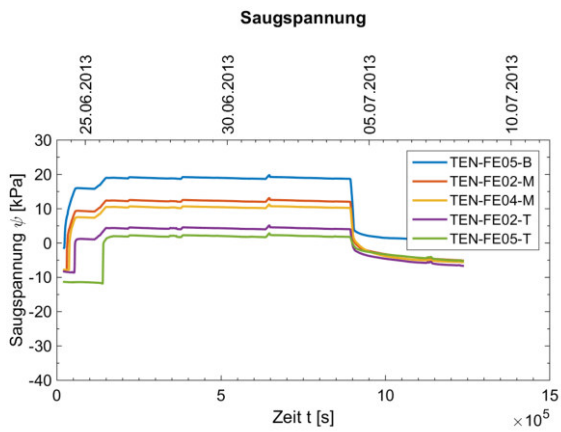
(a) Messtechnik im Querschnitt *F*



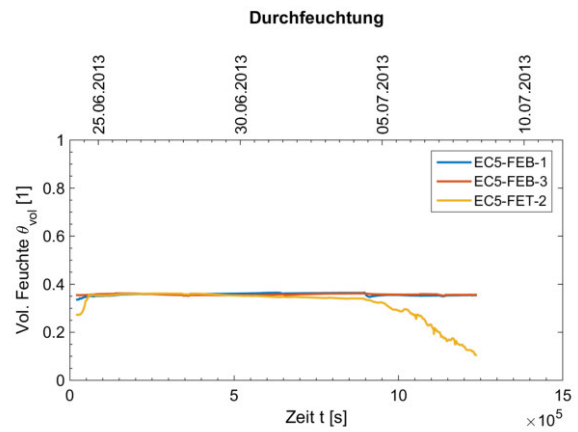
(b) Pegelkurven



(c) Abfluss

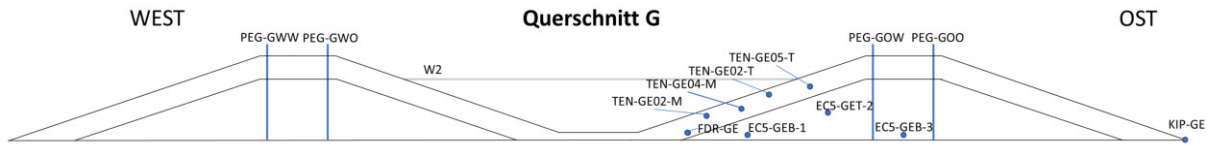


(d) Saugspannung

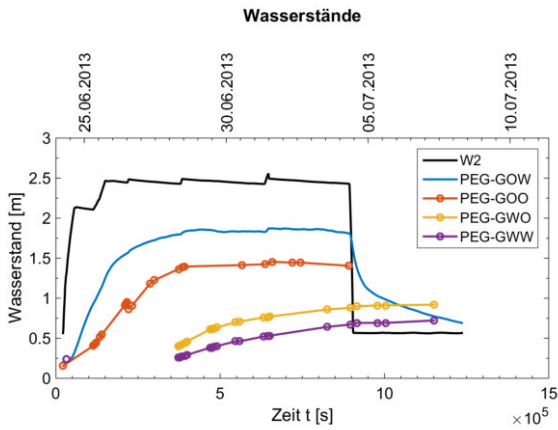


(e) Feuchtegehalt

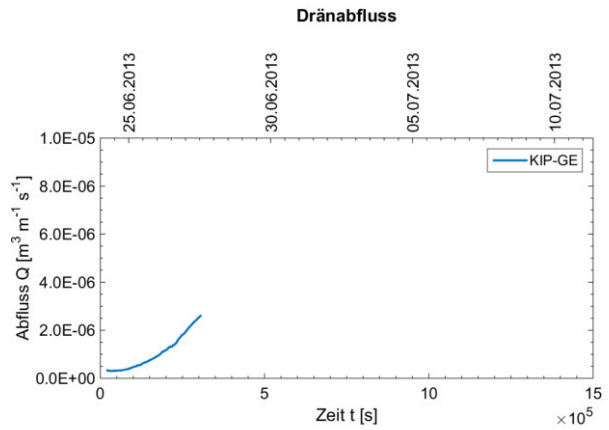
Abb. 184: Aufgezeichnete Messdaten im Querschnitt *F* - *ESV2QF*



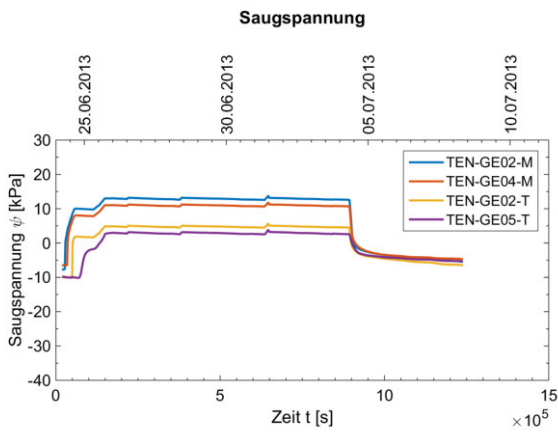
(a) Messtechnik im Querschnitt G



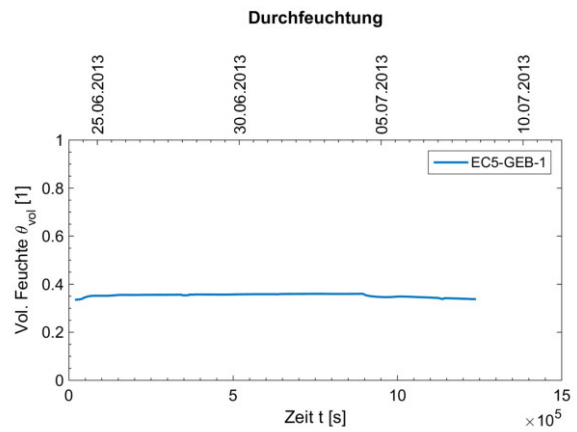
(b) Pegelkurven



(c) Abfluss



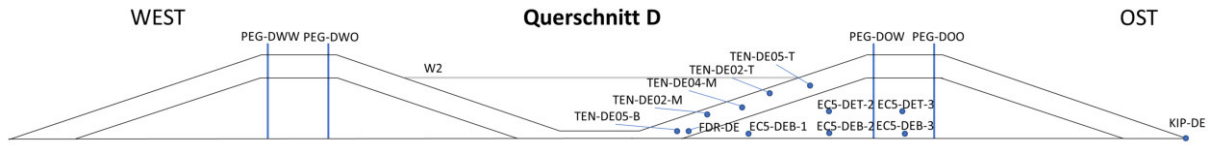
(d) Saugspannung



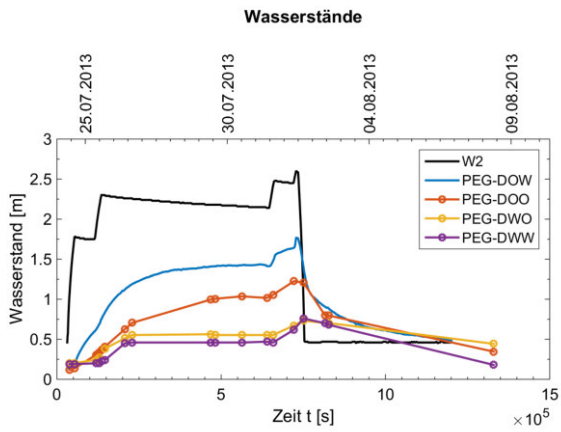
(e) Feuchtegehalt

Abb. 185: Aufgezeichnete Messdaten im Querschnitt G - ESV2QG

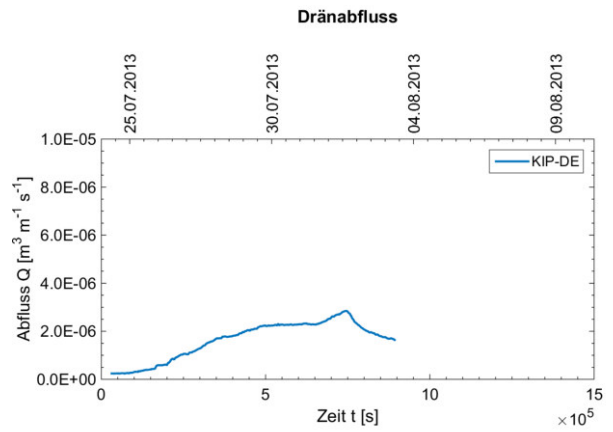
11.2.2.3 Einstauversuch 3 Polder II



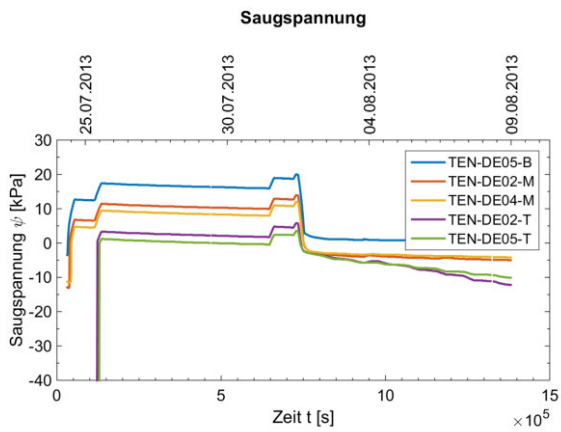
(a) Messtechnik im Querschnitt D



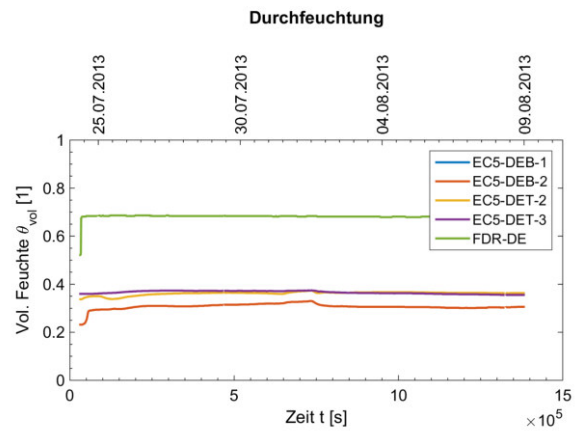
(b) Pegelkurven



(c) Abfluss

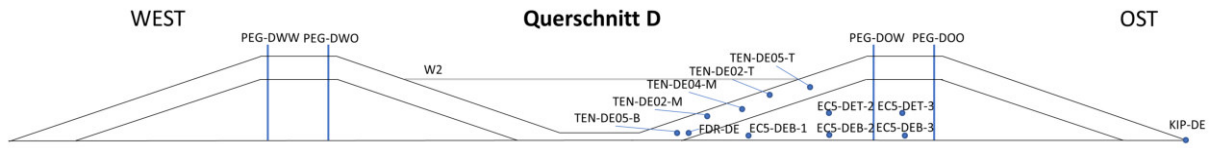


(d) Saugspannung

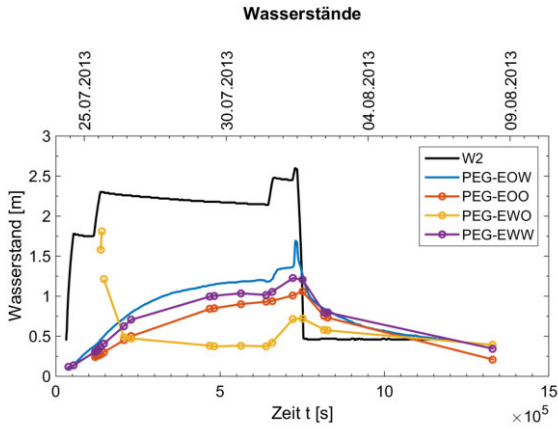


(e) Feuchtegehalt

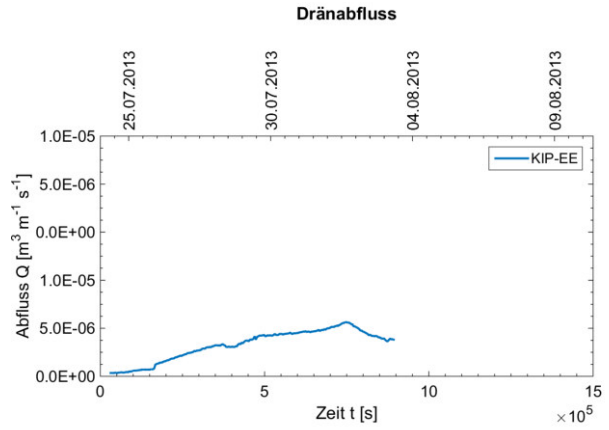
Abb. 186: Aufgezeichnete Messdaten im Querschnitt D - ESV3QD



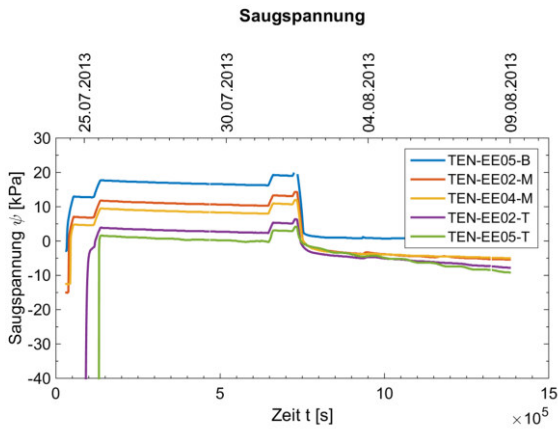
(a) Messtechnik im Querschnitt E



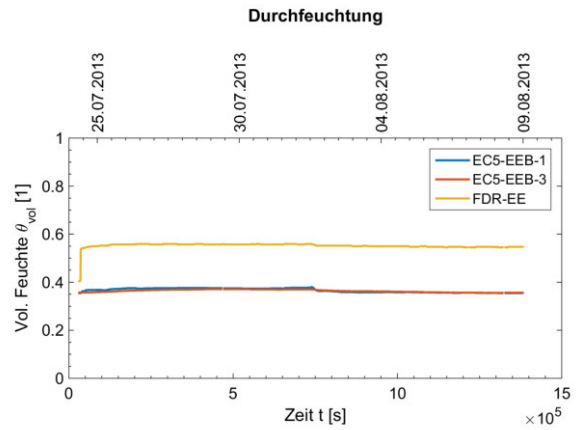
(b) Pegelkurven



(c) Abfluss

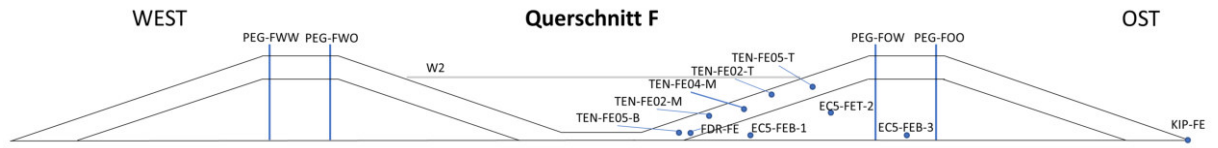


(d) Saugspannung

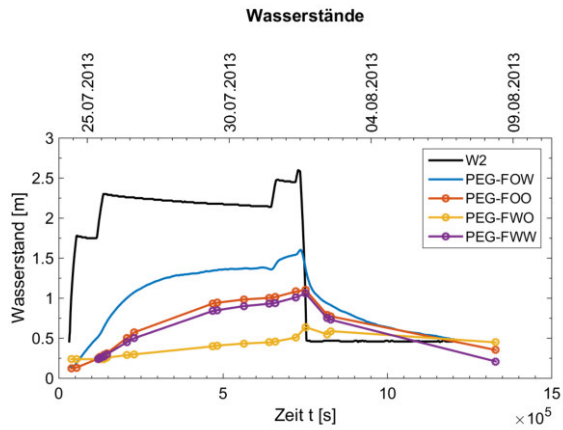


(e) Feuchtegehalt

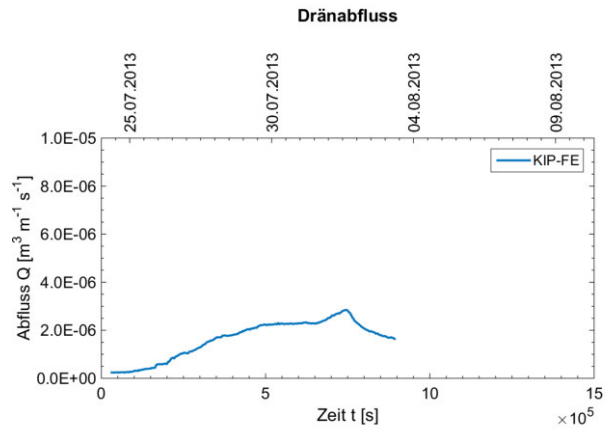
Abb. 187: Aufgezeichnete Messdaten im Querschnitt E - ESV3QE



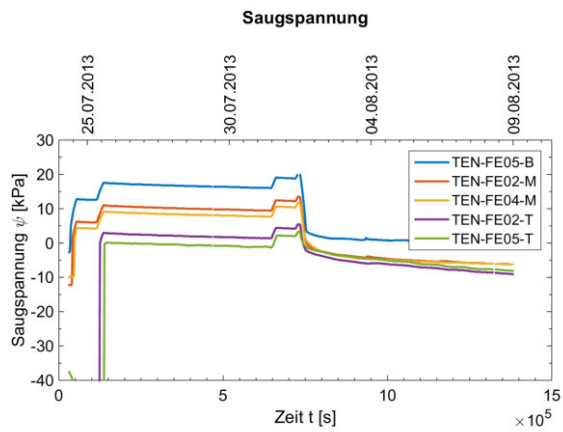
(a) Messtechnik im Querschnitt F



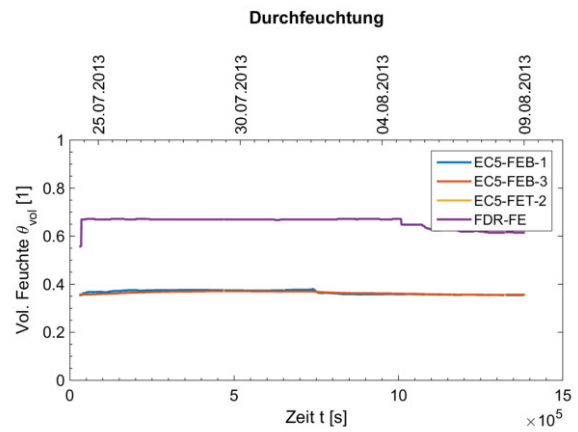
(b) Pegelkurven



(c) Abfluss

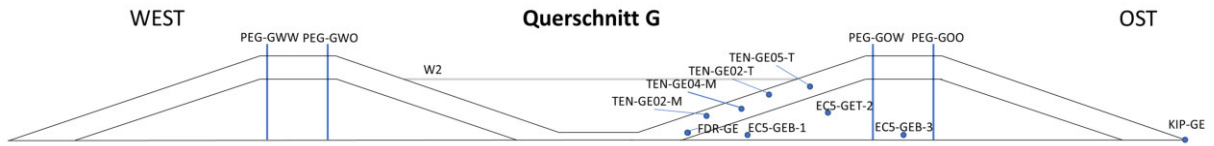


(d) Saugspannung

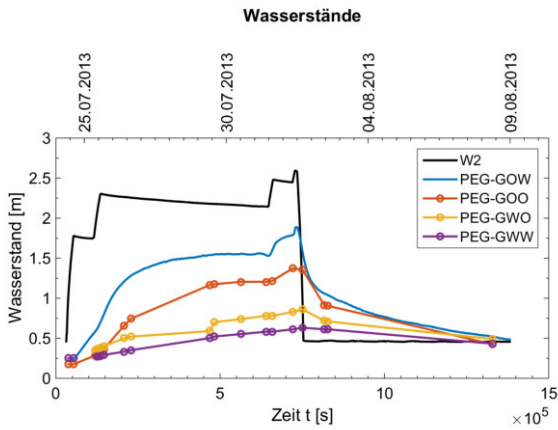


(e) Feuchtegehalt

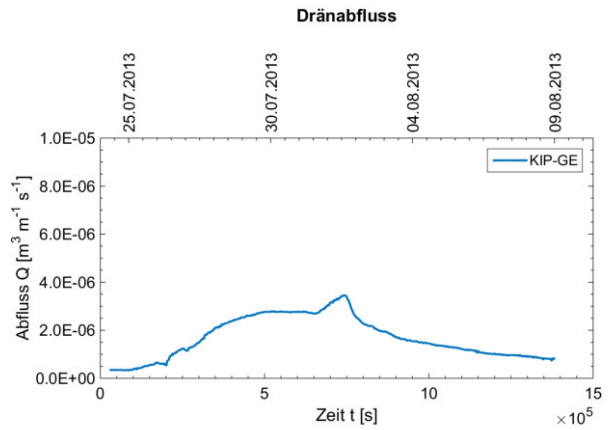
Abb. 188: Aufgezeichnete Messdaten im Querschnitt F - ESV3QF



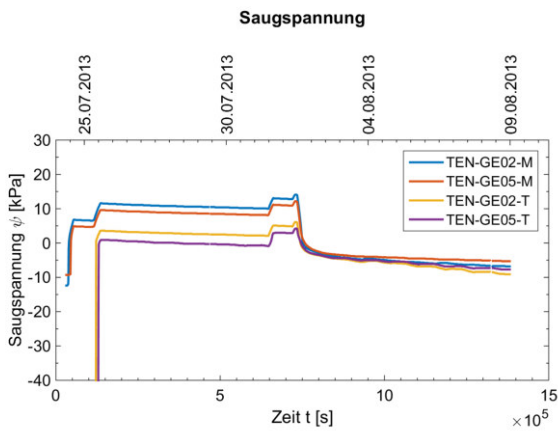
(a) Messtechnik im Querschnitt G



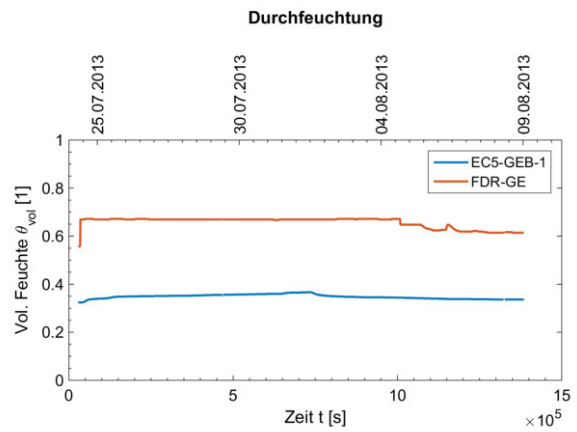
(b) Pegelkurven



(c) Abfluss



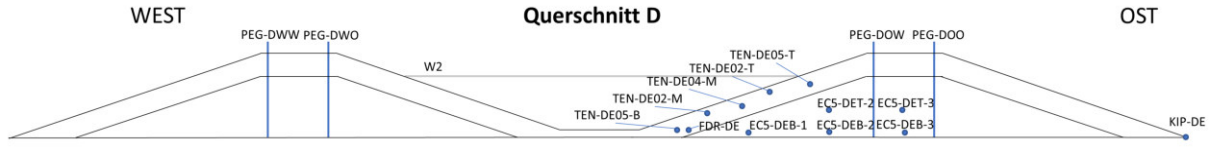
(d) Saugspannung



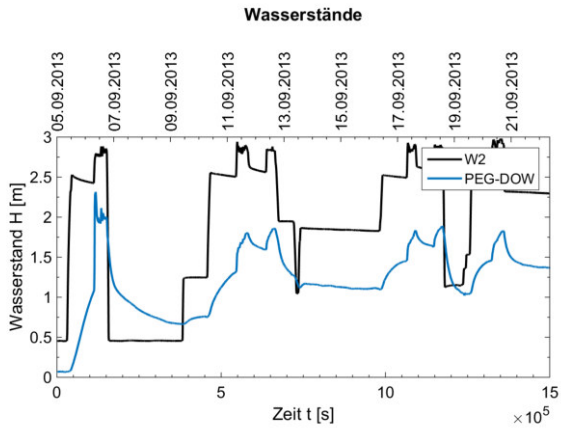
(e) Feuchtegehalt

Abb. 189: Aufgezeichnete Messdaten im Querschnitt G - ESV3QG

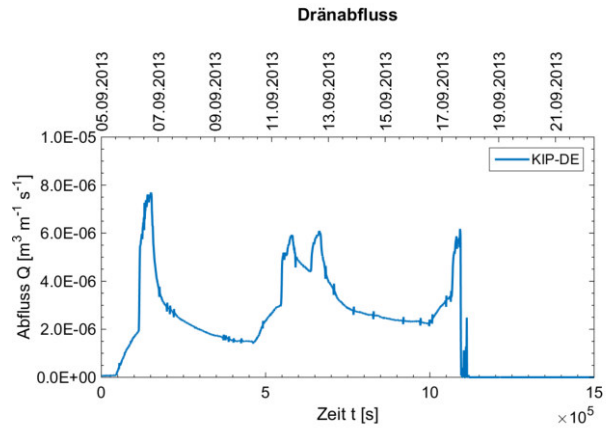
11.2.2.4 Einstauversuch 4 (Überströmversuch) Polder II



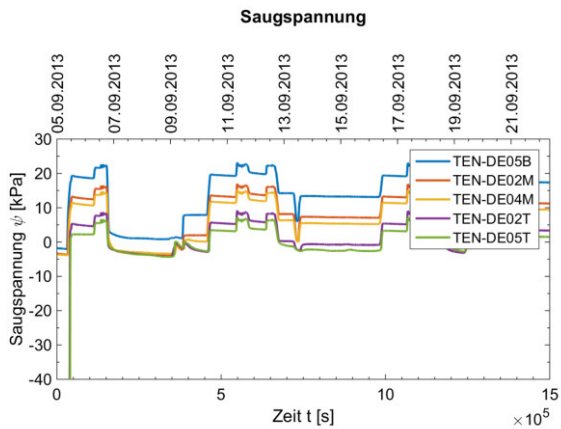
(a) Messtechnik im Querschnitt D



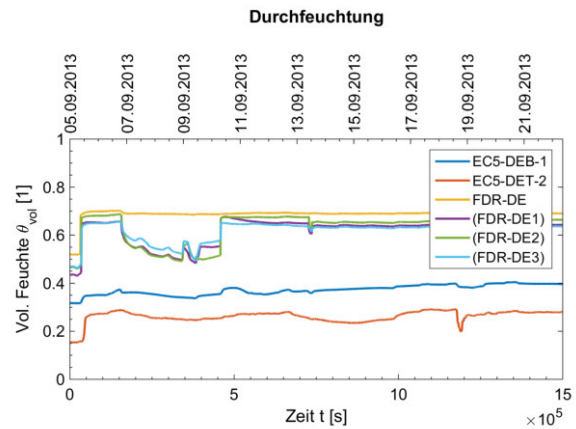
(b) Pegelkurven



(c) Abfluss

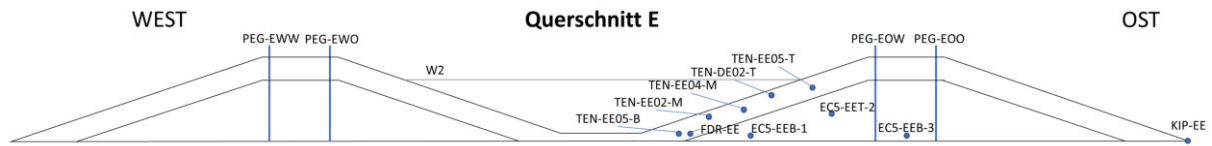


(d) Saugspannung

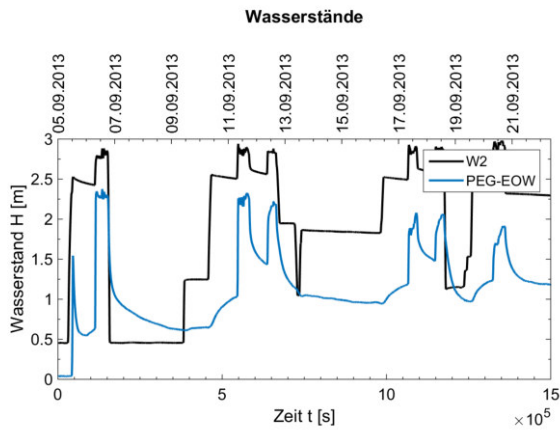


(e) Feuchtegehalt

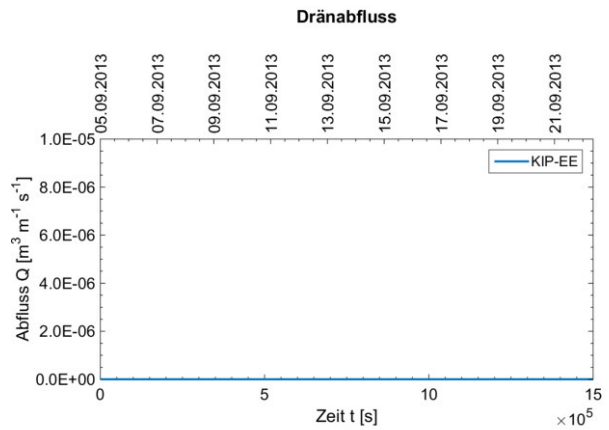
Abb. 190: Aufgezeichnete Messdaten im Querschnitt D - ESV₄QD



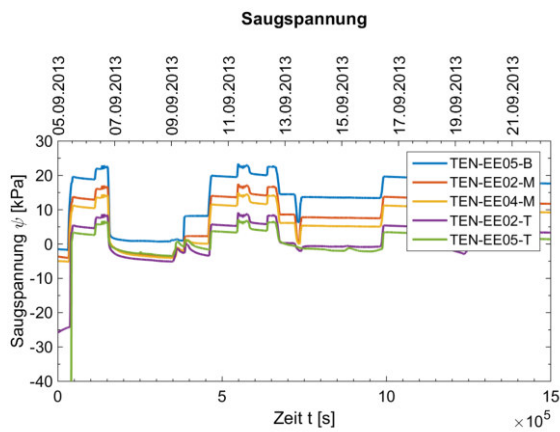
(a) Messtechnik im Querschnitt E



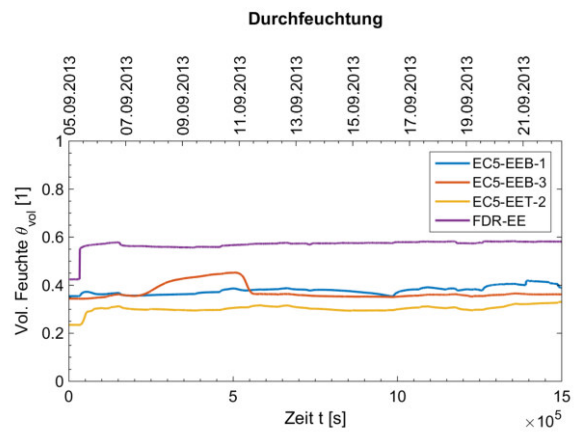
(b) Pegelkurven



(c) Abfluss

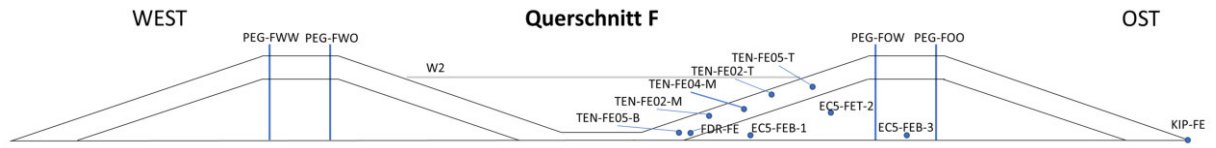


(d) Saugspannung

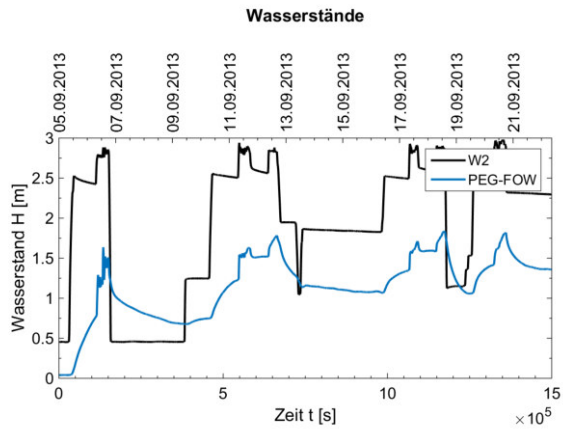


(e) Feuchtegehalt

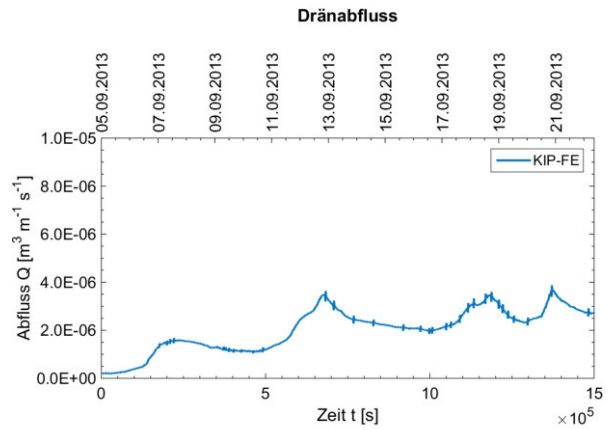
Abb. 191: Aufgezeichnete Messdaten im Querschnitt E - ESV4QE



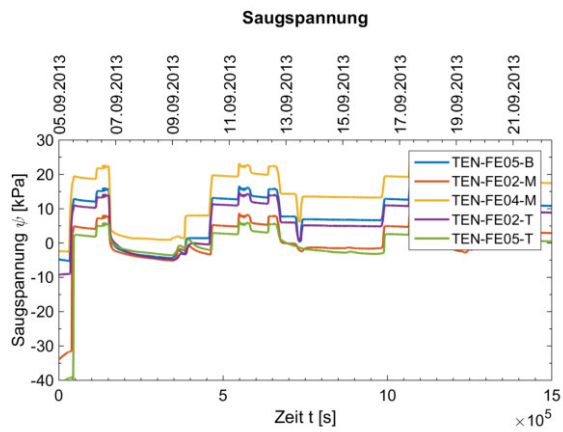
(a) Messtechnik im Querschnitt F



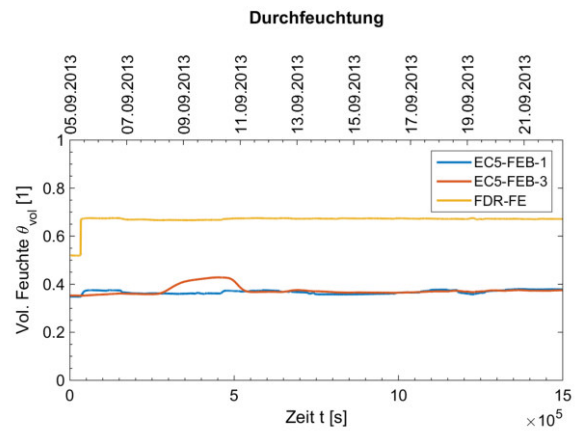
(b) Pegelkurven



(c) Abfluss

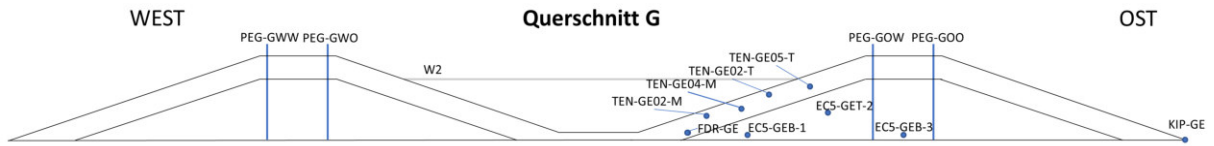


(d) Saugspannung

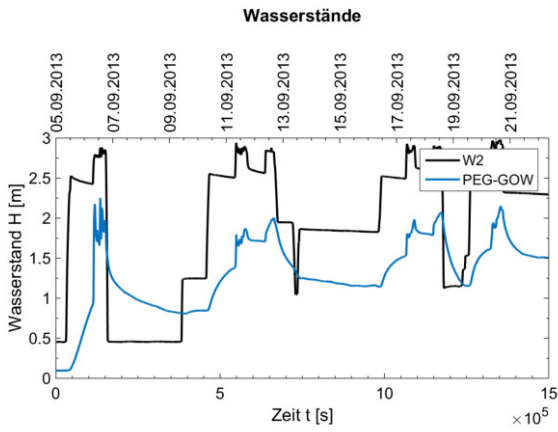


(e) Feuchtegehalt

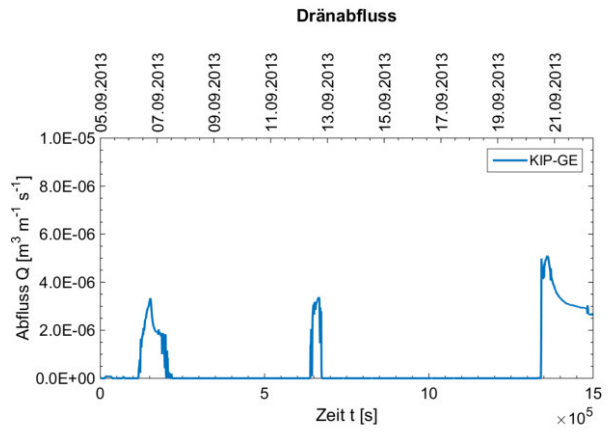
Abb. 192: Aufgezeichnete Messdaten im Querschnitt F - ESV4QF



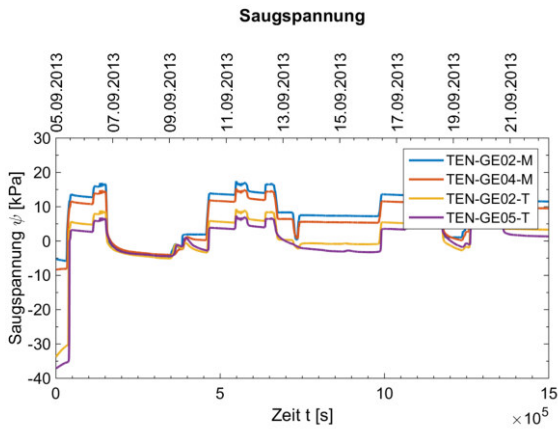
(a) Messtechnik im Querschnitt G



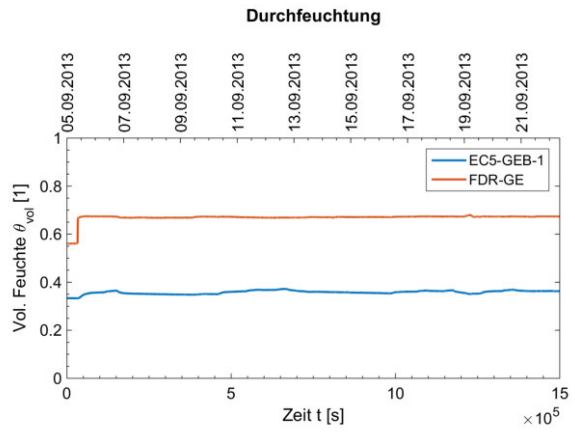
(b) Pegelkurven



(c) Abfluss



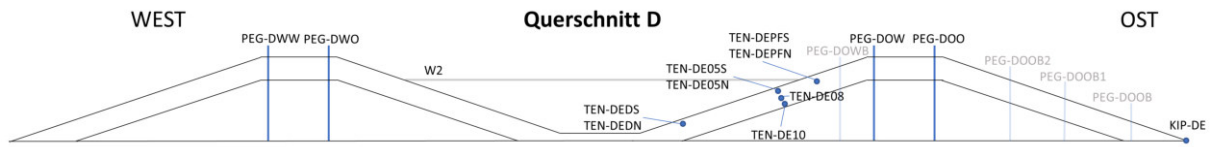
(d) Saugspannung



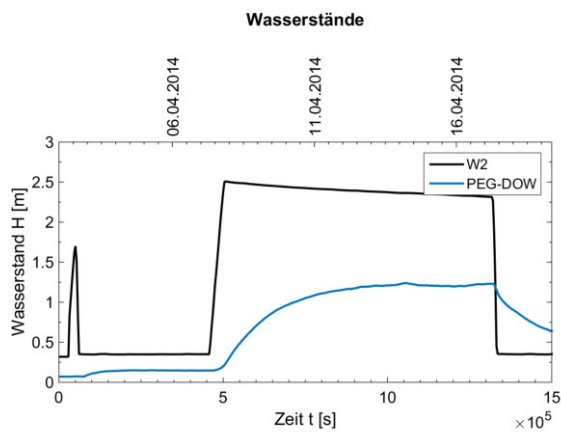
(e) Feuchtegehalt

Abb. 193: Aufgezeichnete Messdaten im Querschnitt G - ESV4QG

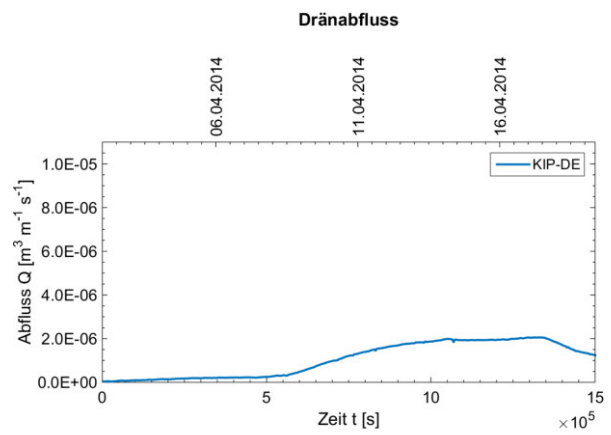
11.2.2.5 Einstauversuch 5 Polder II



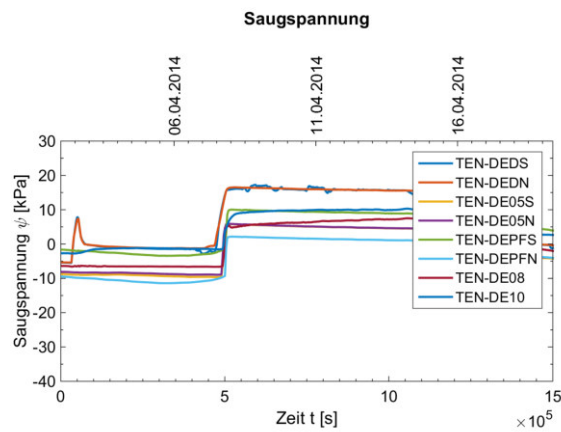
(a) Messtechnik im Querschnitt D



(b) Pegelkurven

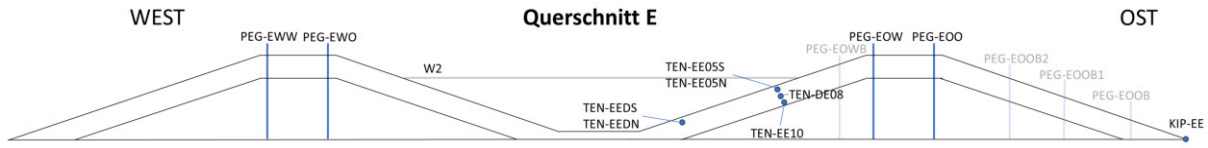


(c) Abfluss

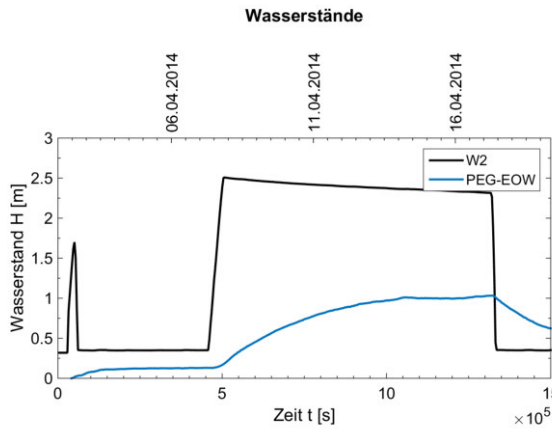


(d) Saugspannung

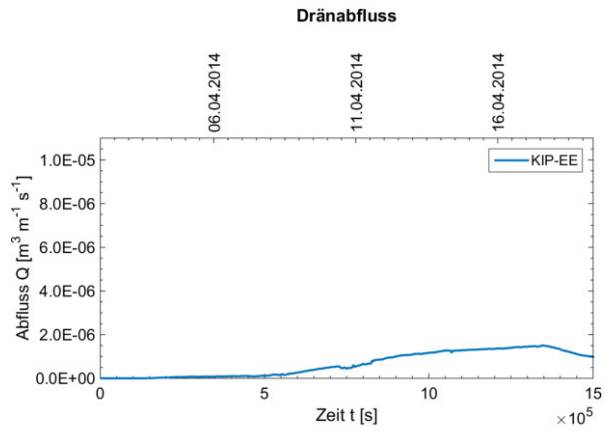
Abb. 194: Aufgezeichnete Messdaten im Querschnitt D - ESV5QD



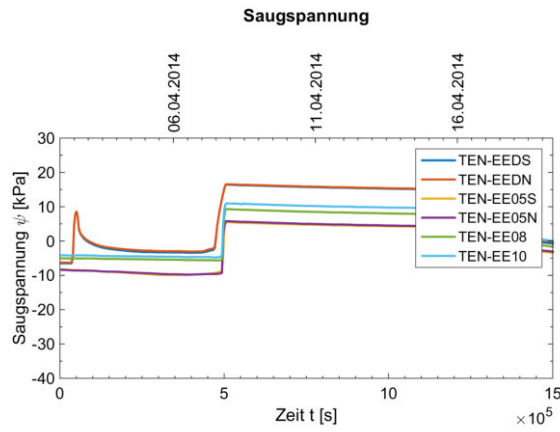
(a) Messtechnik im Querschnitt E



(b) Pegelkurven

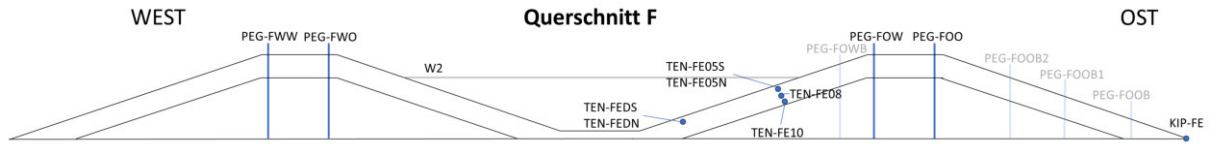


(c) Abfluss

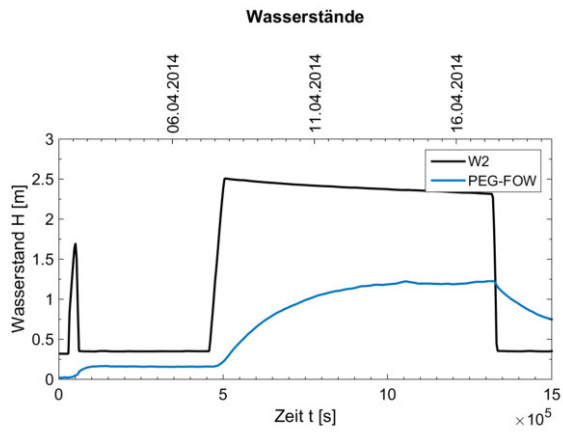


(d) Saugspannung

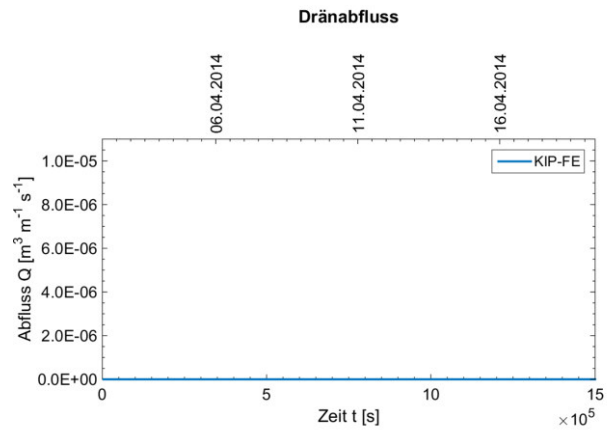
Abb. 195: Aufgezeichnete Messdaten im Querschnitt E - ESV5QE



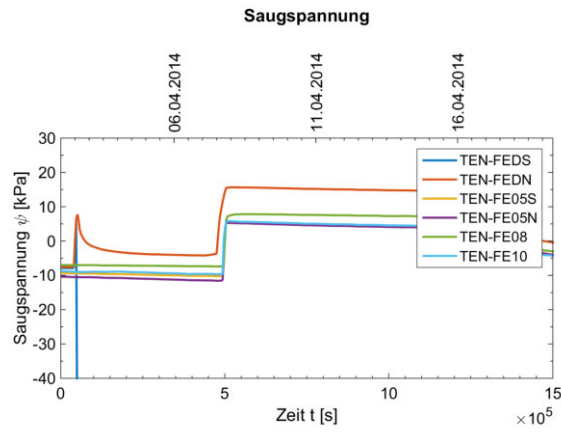
(a) Messtechnik im Querschnitt F



(b) Pegelkurven

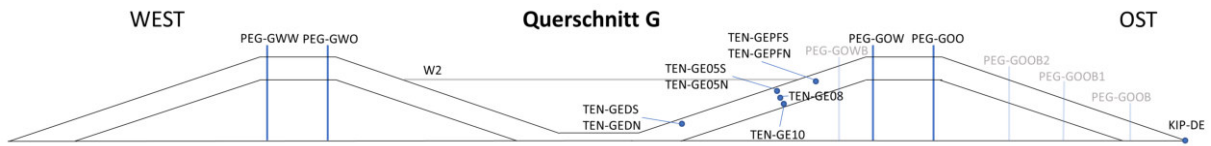


(c) Abfluss

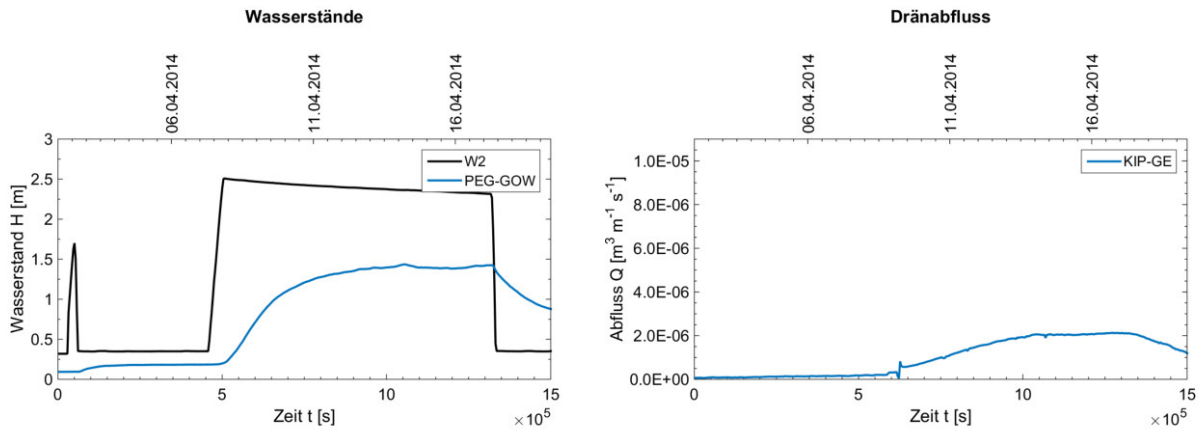


(d) Saugspannung

Abb. 196: Aufgezeichnete Messdaten im Querschnitt F - ESV5QF

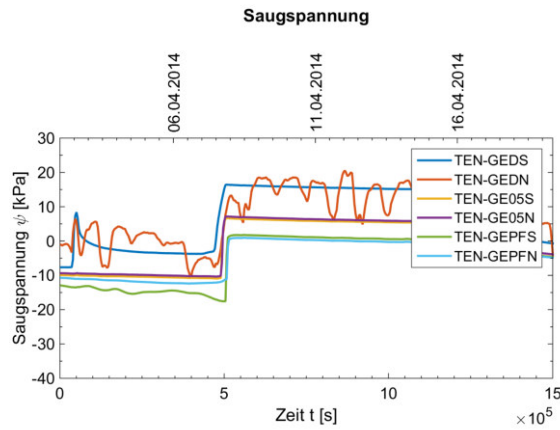


(a) Messtechnik im Querschnitt G



(b) Pegelkurven

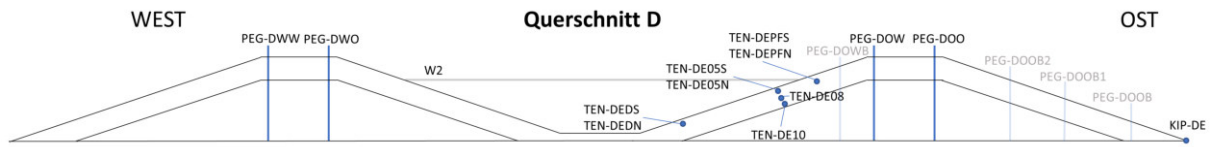
(c) Abfluss



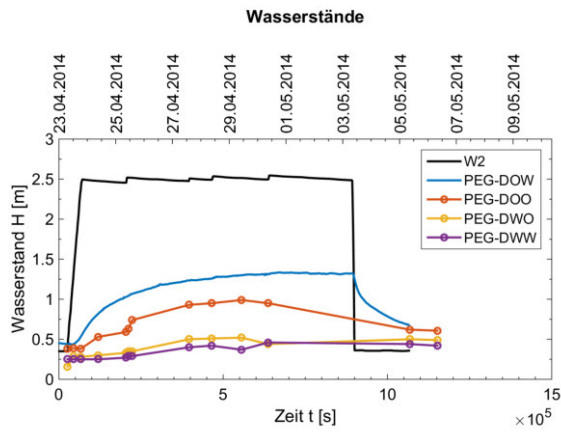
(d) Saugspannung

Abb. 197: Aufgezeichnete Messdaten im Querschnitt G - ESV5QG

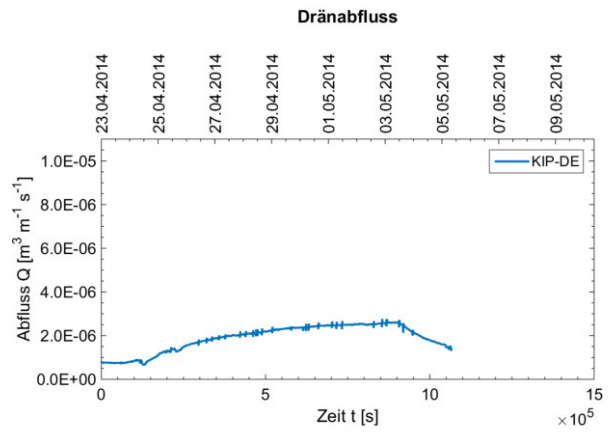
11.2.2.6 Einstauversuch 6 Polder II



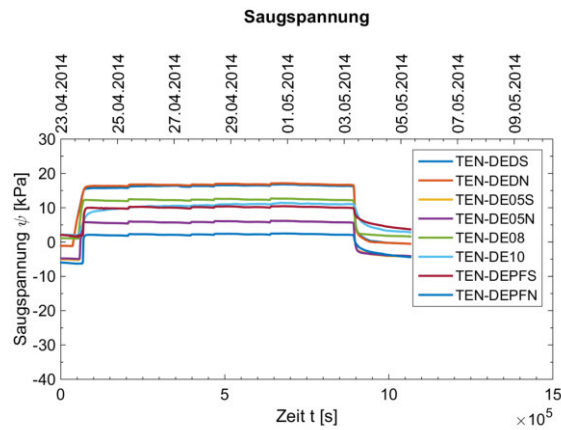
(a) Messtechnik im Querschnitt G



(b) Pegelkurven

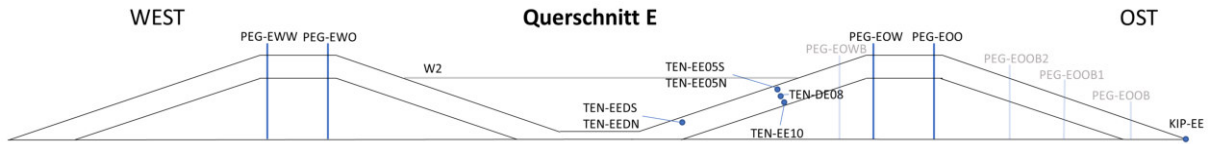


(c) Abfluss

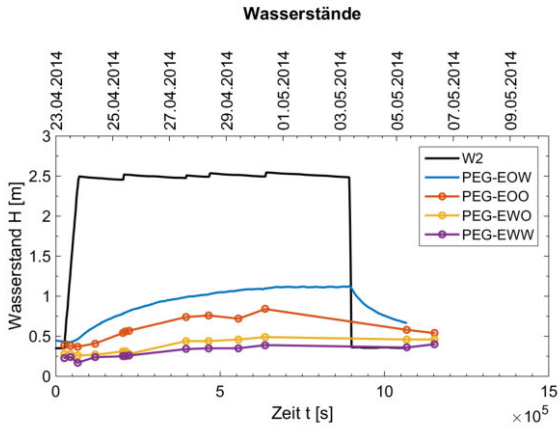


(d) Saugspannung

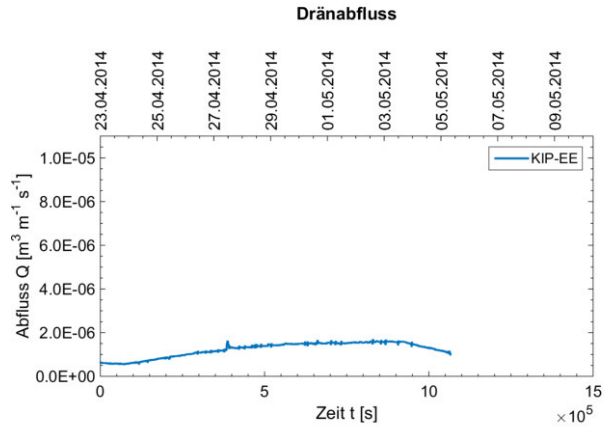
Abb. 198: Aufgezeichnete Messdaten im Querschnitt D - ESV6QD



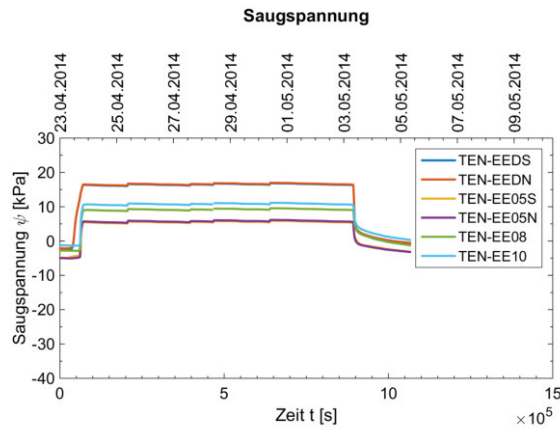
(a) Messtechnik im Querschnitt E



(b) Pegelkurven

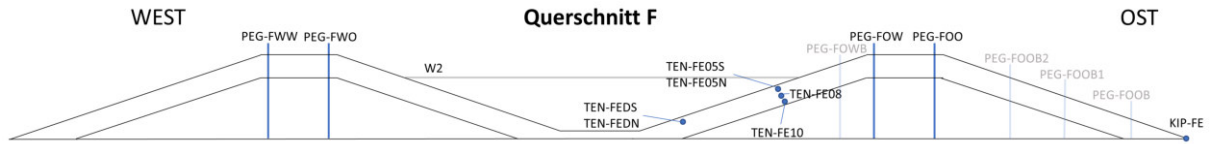


(c) Abfluss

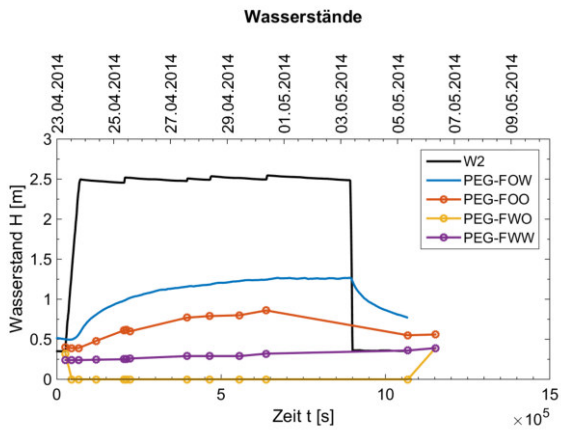


(d) Saugspannung

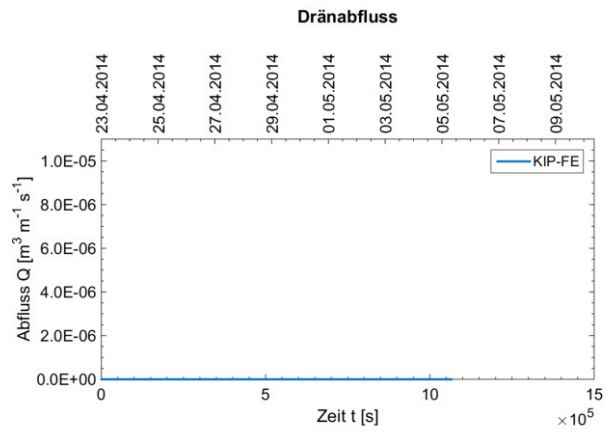
Abb. 199: Aufgezeichnete Messdaten im Querschnitt E - ESV6QE



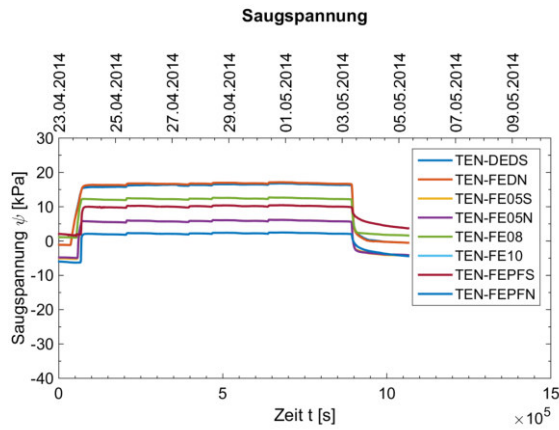
(a) Messtechnik im Querschnitt F



(b) Pegelkurven

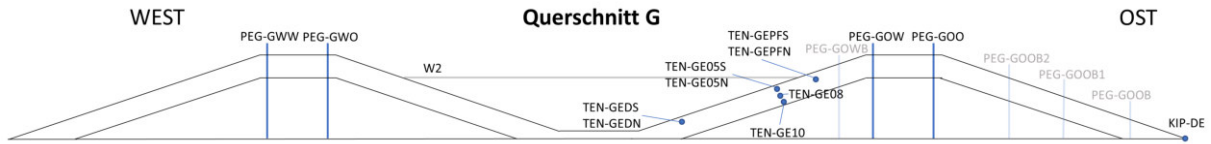


(c) Abfluss

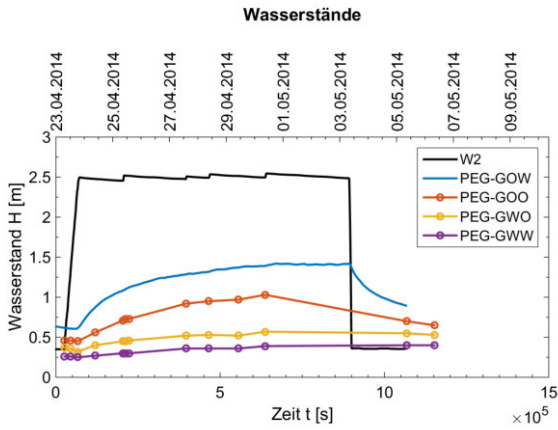


(d) Saugspannung

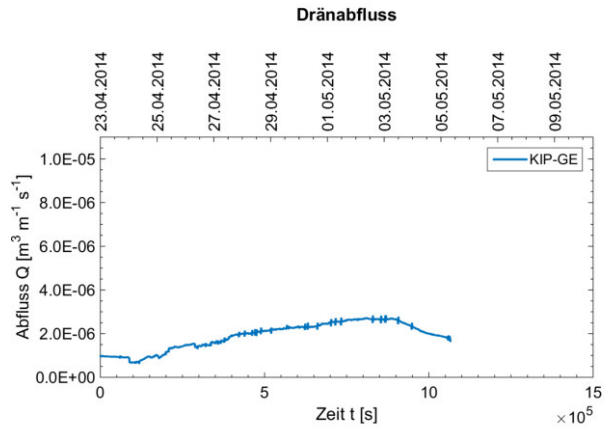
Abb. 200: Aufgezeichnete Messdaten im Querschnitt F - ESV6QF



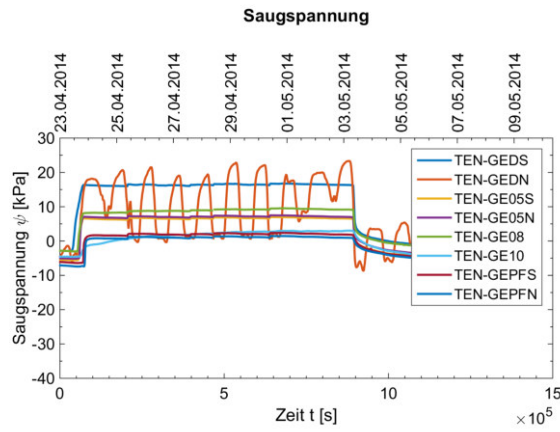
(a) Messtechnik im Querschnitt G



(b) Pegelkurven



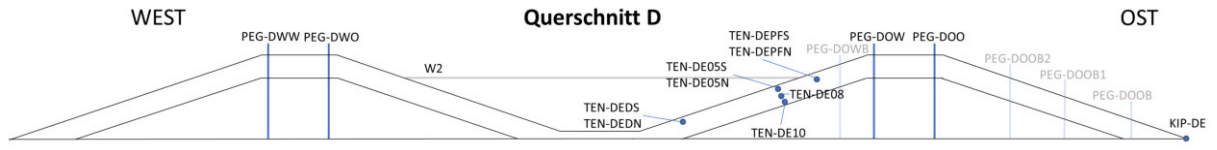
(c) Abfluss



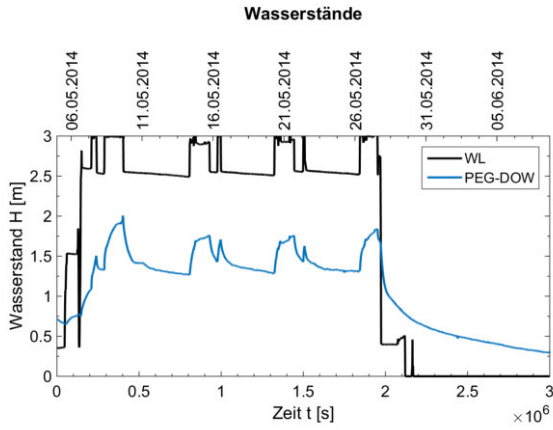
(d) Saugspannung

Abb. 201: Aufgezeichnete Messdaten im Querschnitt G - ESV6QG

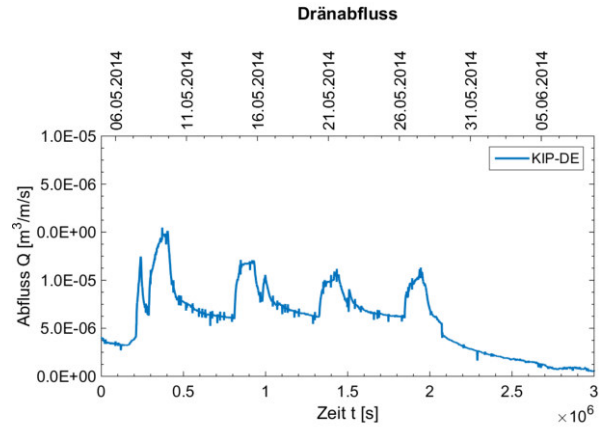
11.2.2.7 Einstauversuch 7 Polder II (ÜV [5.5.14 - 27.5.14])



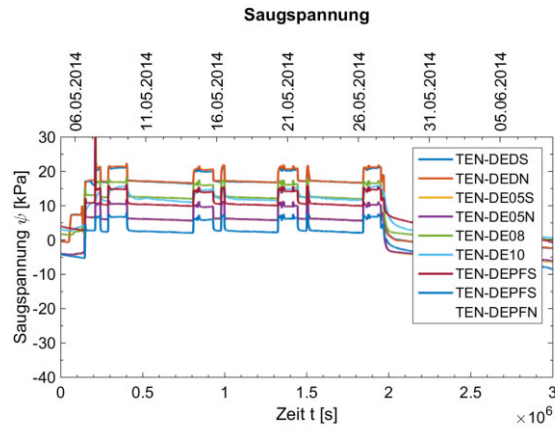
(a) Messtechnik im Querschnitt D



(b) Pegelkurven

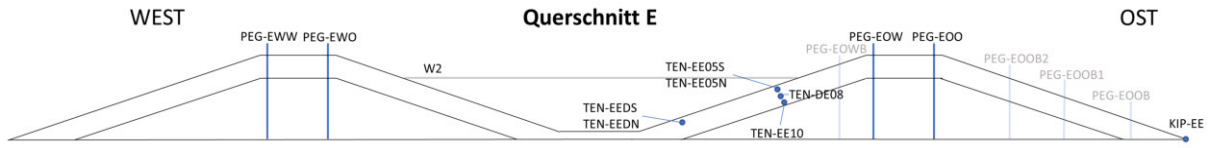


(c) Abfluss

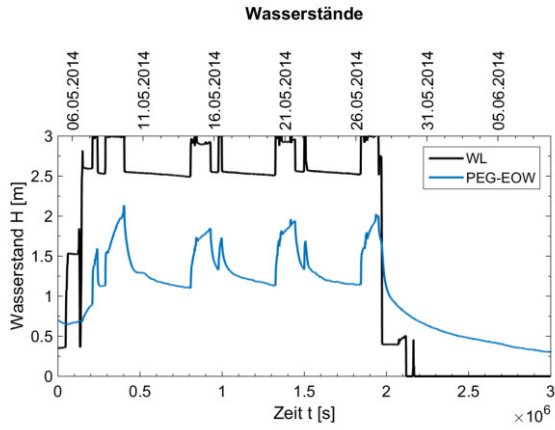


(d) Saugspannung

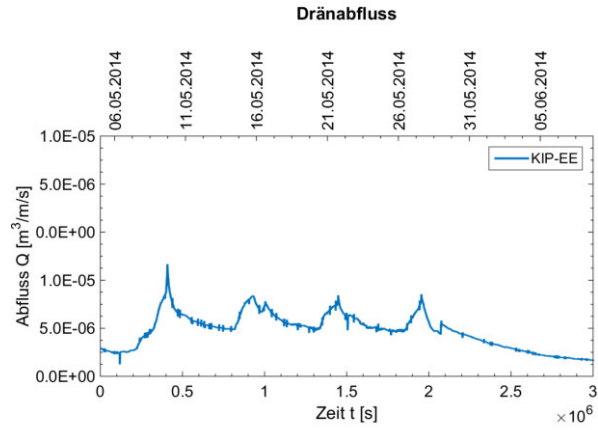
Abb. 202: Aufgezeichnete Messdaten im Querschnitt D - ESV7QD



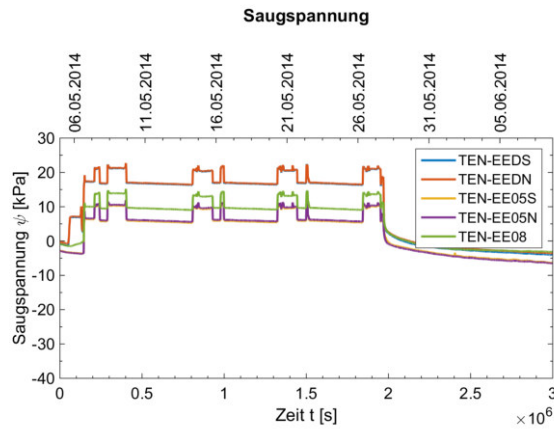
(a) Messtechnik im Querschnitt E



(b) Pegelkurven

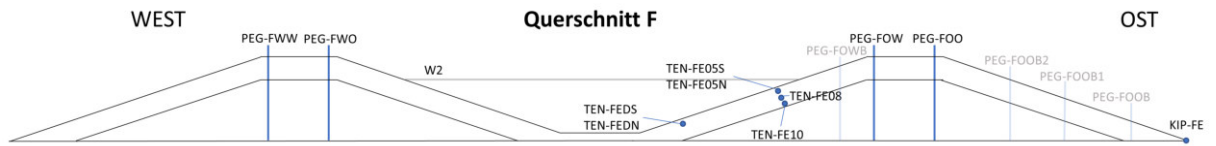


(c) Abfluss

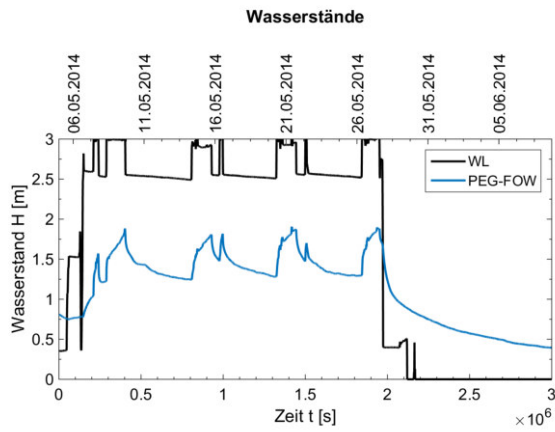


(d) Saugspannung

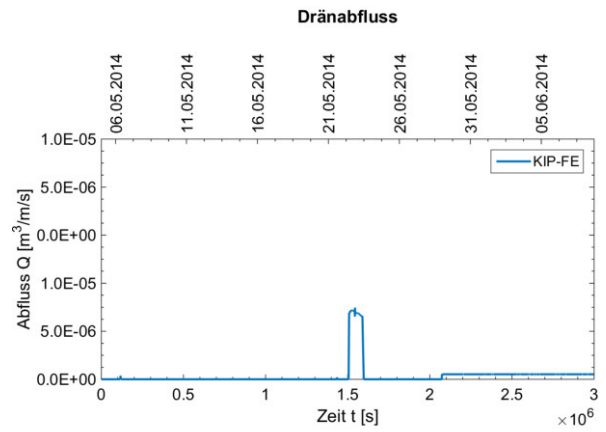
Abb. 203: Aufgezeichnete Messdaten im Querschnitt E - ESV7QE



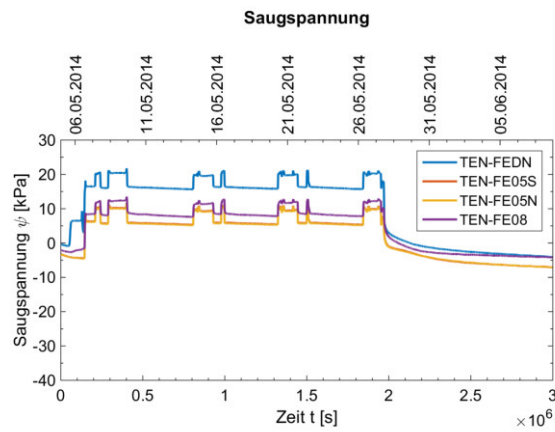
(a) Messtechnik im Querschnitt F



(b) Pegelkurven

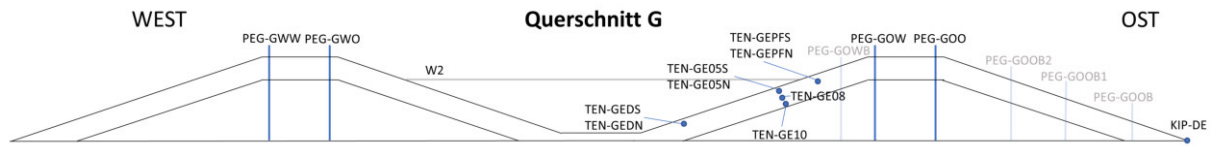


(c) Abfluss

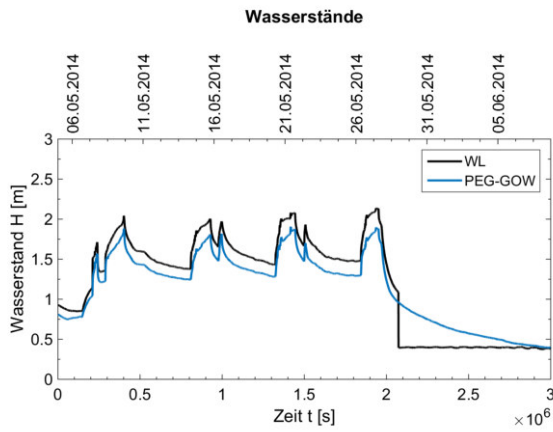


(d) Saugspannung

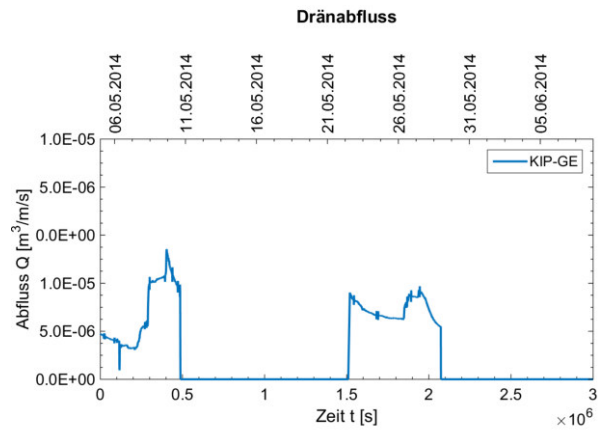
Abb. 204: Aufgezeichnete Messdaten im Querschnitt F - ESV7QF



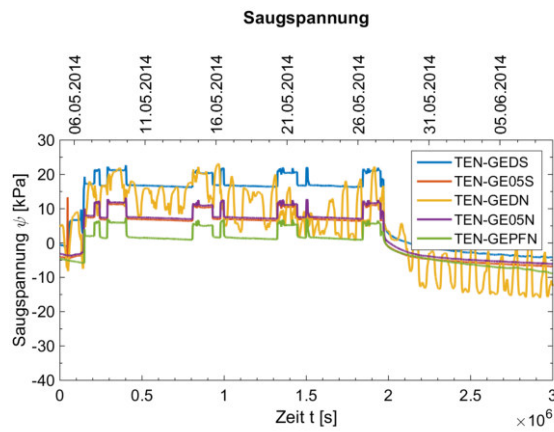
(a) Messtechnik im Querschnitt G



(b) Pegelkurven



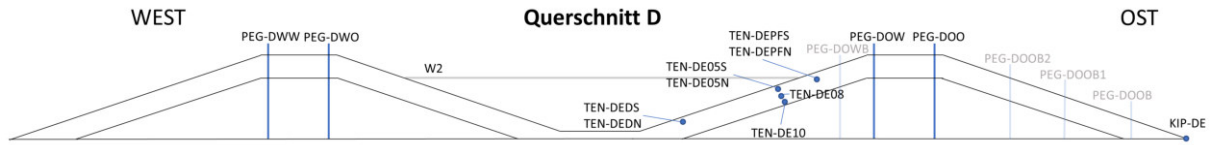
(c) Abfluss



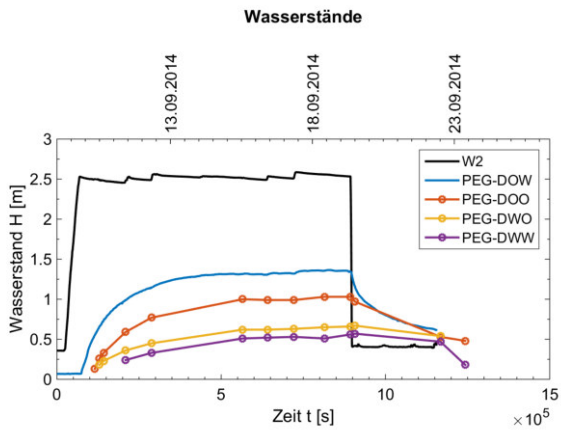
(d) Saugspannung

Abb. 205: Aufgezeichnete Messdaten im Querschnitt F - ESV7QG

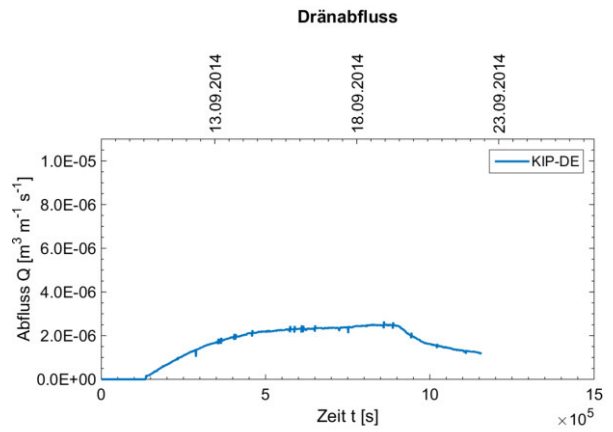
11.2.2.8 Einstauversuch 8 Polder II



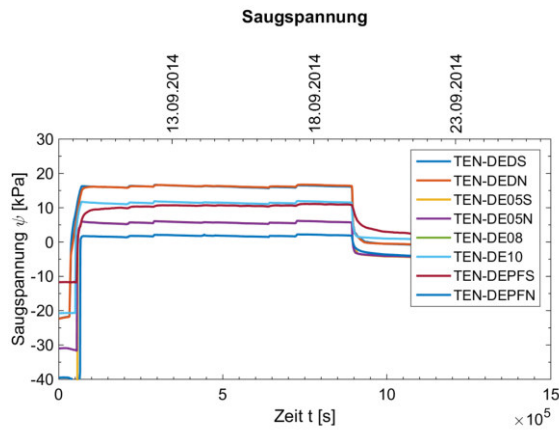
(a) Messtechnik im Querschnitt D



(b) Pegelkurven

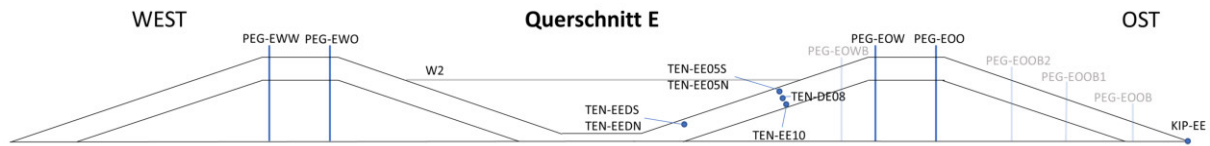


(c) Abfluss

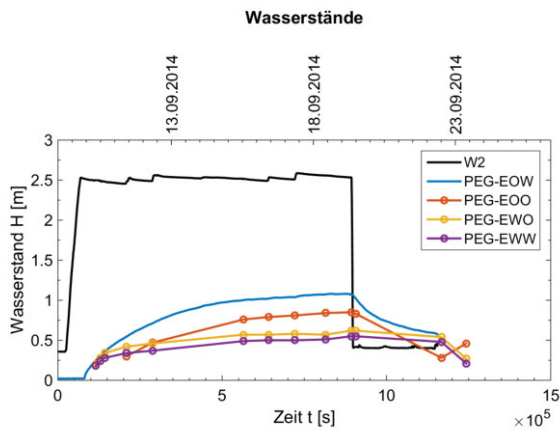


(d) Pegelkurven

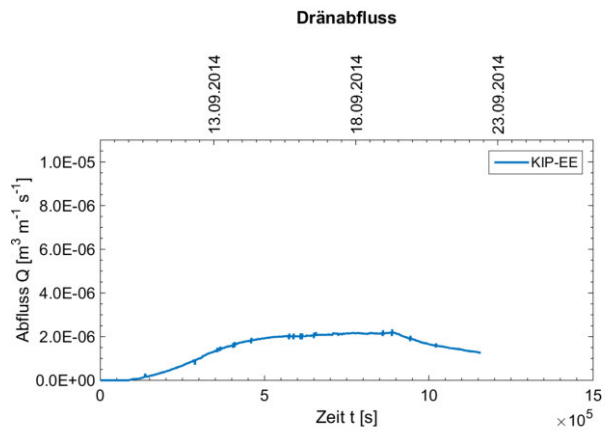
Abb. 206: Aufgezeichnete Messdaten im Querschnitt D - ESV8QD



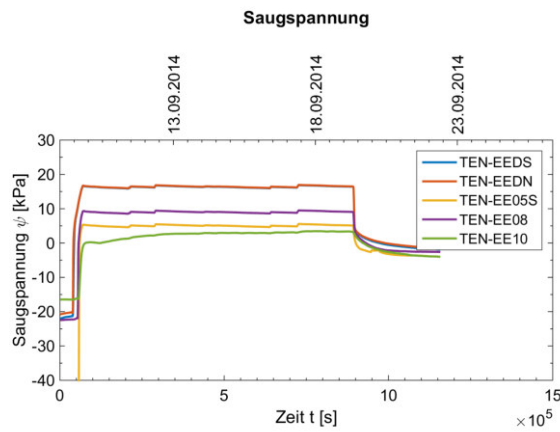
(a) Messtechnik im Querschnitt E



(b) Pegelkurven

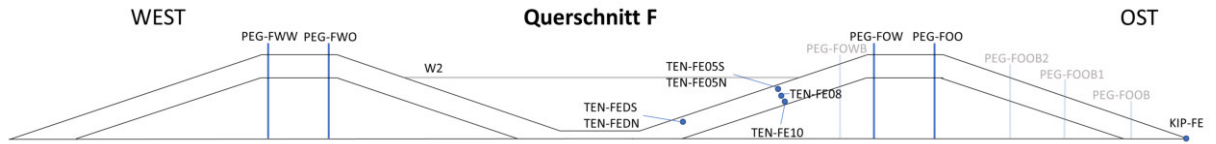


(c) Abfluss

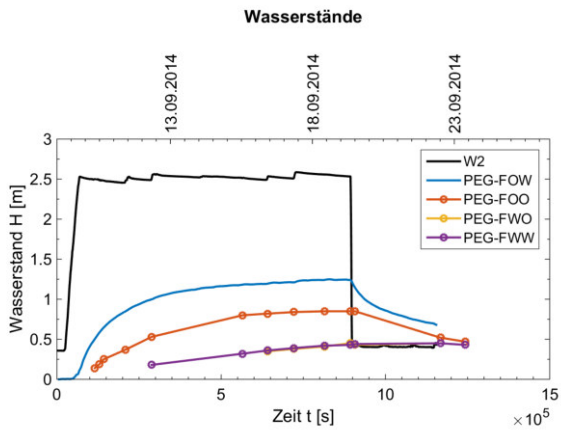


(d) Pegelkurven

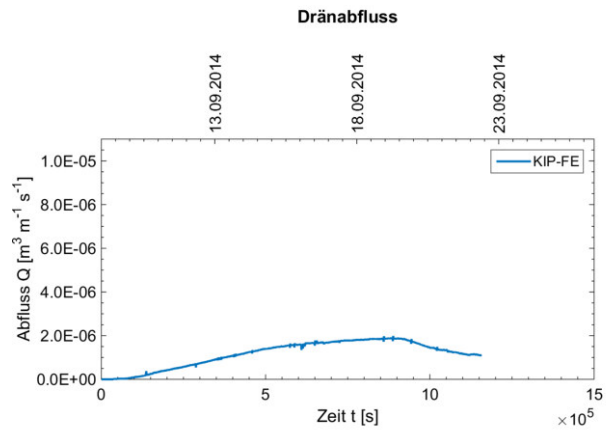
Abb. 207: Aufgezeichnete Messdaten im Querschnitt E - ESV8QE



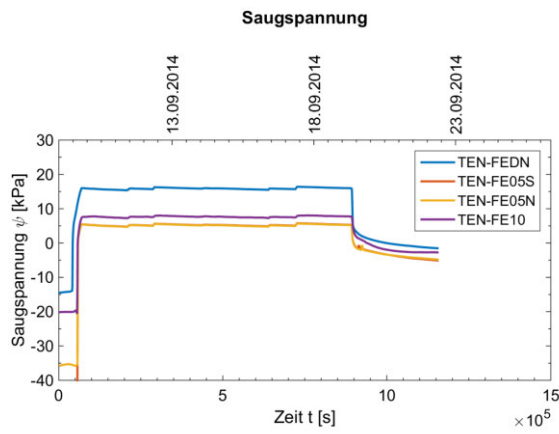
(a) Messtechnik im Querschnitt F



(b) Pegelkurven

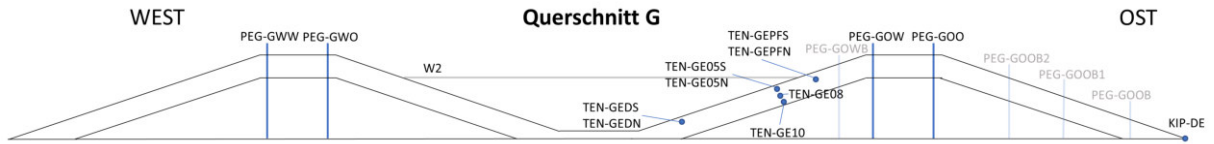


(c) Abfluss

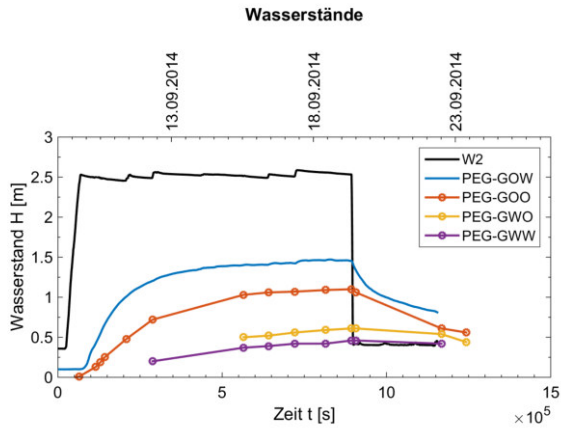


(d) Pegelkurven

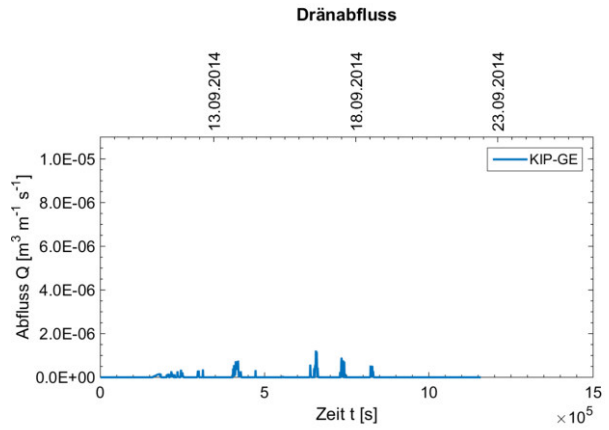
Abb. 208: Aufgezeichnete Messdaten im Querschnitt F - ESV8QF



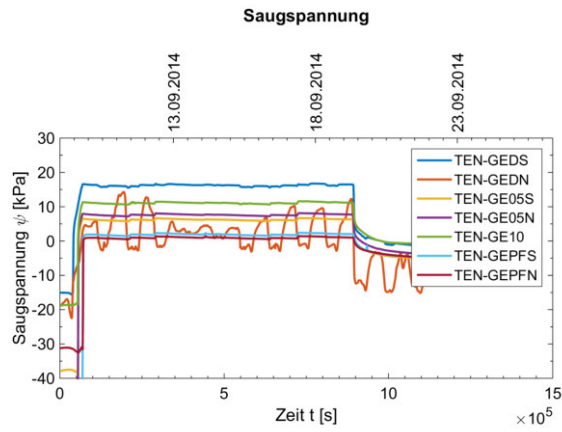
(a) Messtechnik im Querschnitt G



(b) Pegelkurven



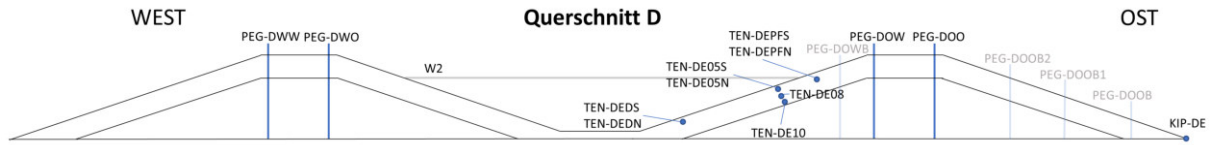
(c) Abfluss



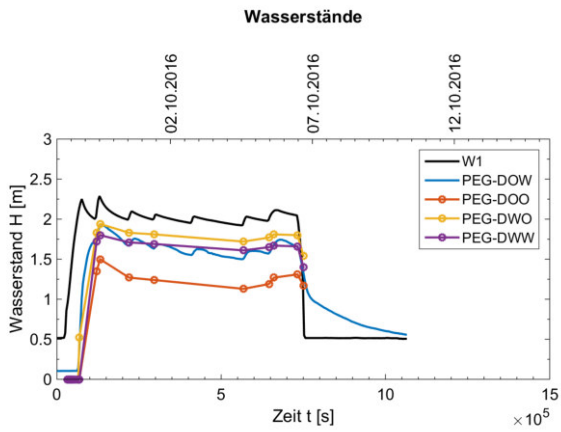
(d) Pegelkurven

Abb. 209: Aufgezeichnete Messdaten im Querschnitt G - ESV8QG

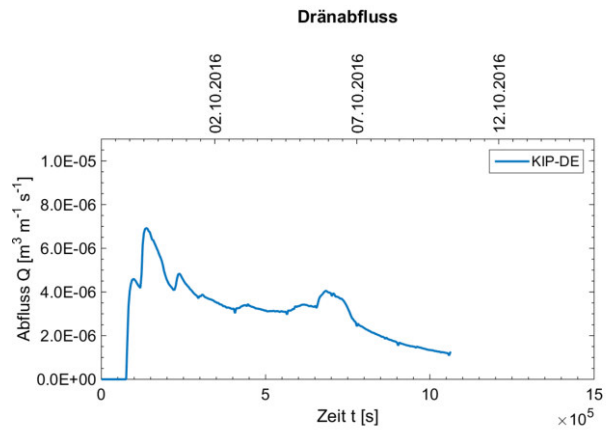
11.2.2.9 Einstauversuch 9 Polder II



(a) Messtechnik im Querschnitt D

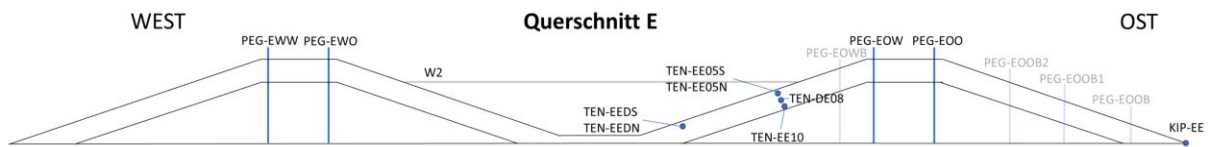


(b) Pegelkurven

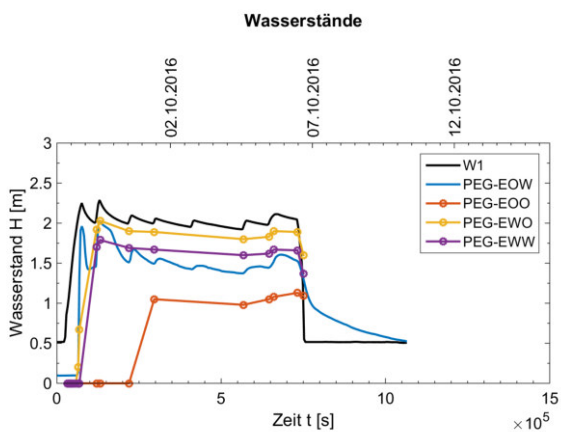


(c) Abfluss

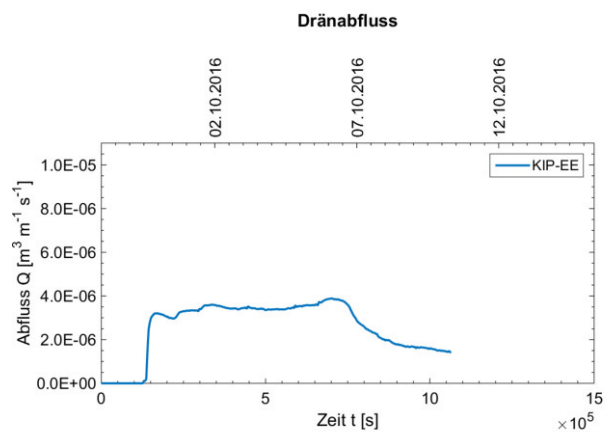
Abb. 210: Aufgezeichnete Messdaten im Querschnitt D - ESV9QD



(a) Messtechnik im Querschnitt E

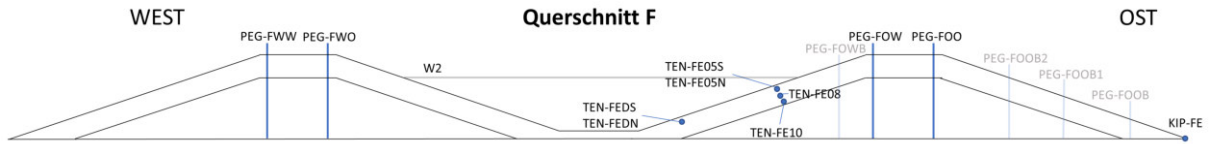


(b) Pegelkurven

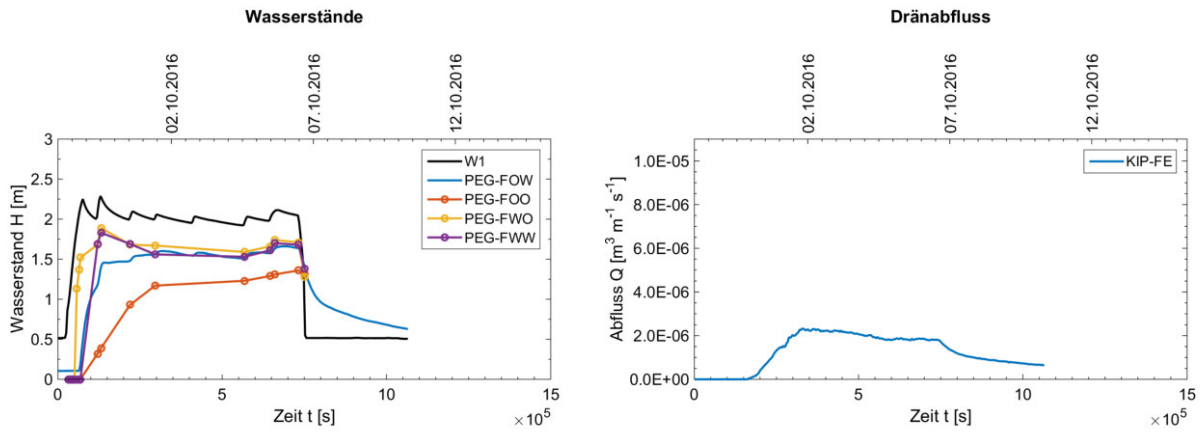


(c) Abfluss

Abb. 211: Aufgezeichnete Messdaten im Querschnitt D - ESV9QE



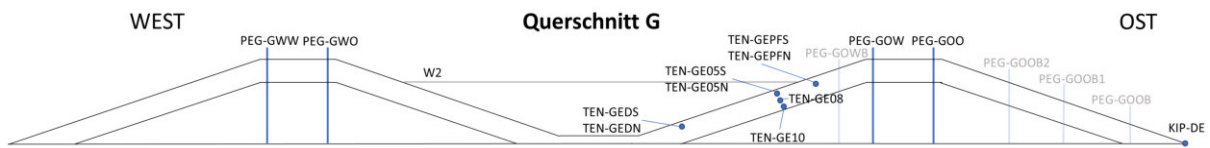
(a) Messtechnik im Querschnitt F



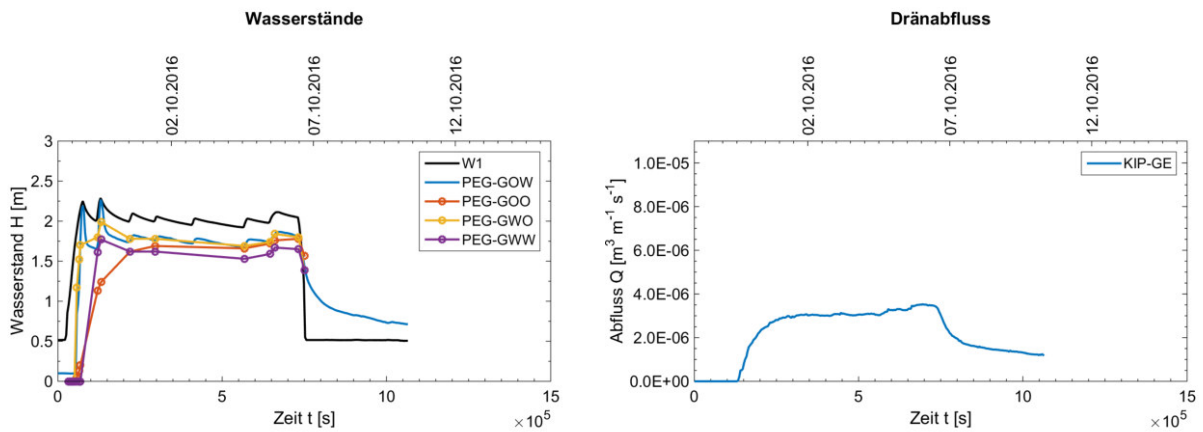
(b) Pegelkurven

(c) Abfluss

Abb. 212: Aufgezeichnete Messdaten im Querschnitt F - ESV9QF



(a) Messtechnik im Querschnitt G



(b) Pegelkurven

(c) Abfluss

Abb. 213: Aufgezeichnete Messdaten im Querschnitt G - ESV9QG

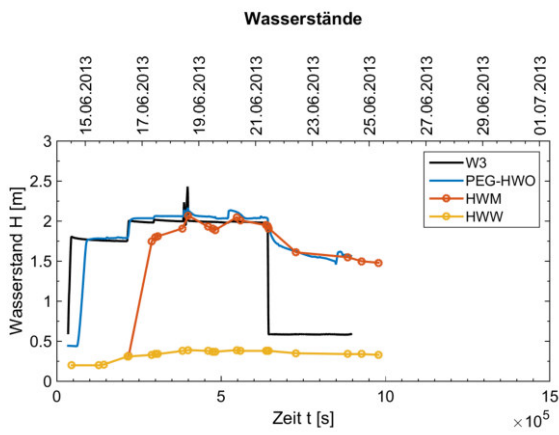
11.2.3 Messdaten Polder III

11.2.3.1 Einstauversuch 1 Polder III Erster Einstauversuch im Jahr 2023 im Polder III (12.10.2012 - 02.11.2012). Versuch wurde vor der Installation der Messtechnik durchgeführt. Messdaten sind für diesen Zeitraum nicht verfügbar.

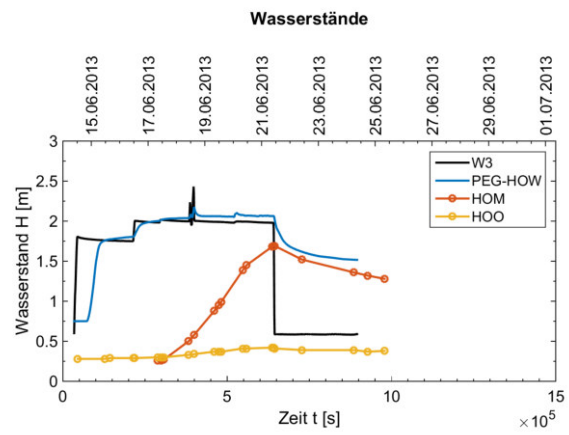
11.2.3.2 Einstauversuch 2 Polder III



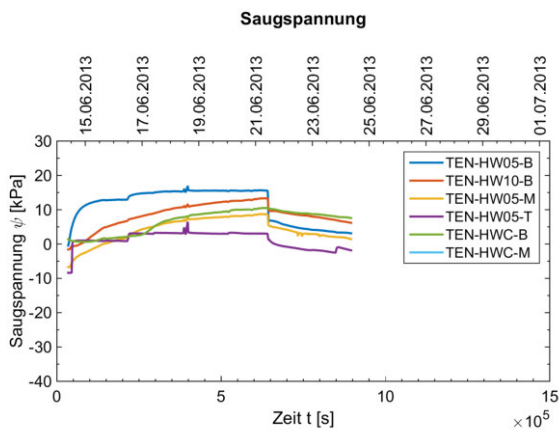
(a) Messtechnik im Querschnitt H



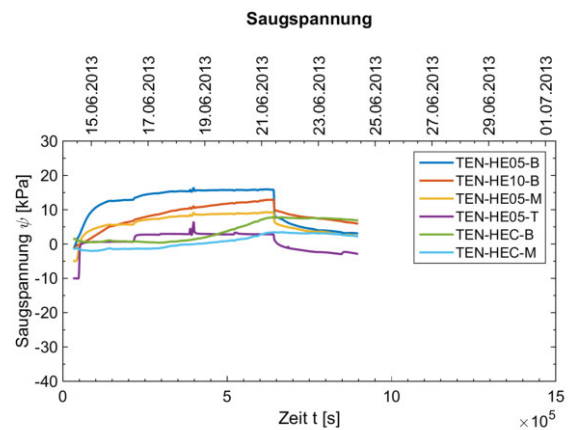
(b) Pegelkurven QH-West



(c) Pegelkurven QH-Ost



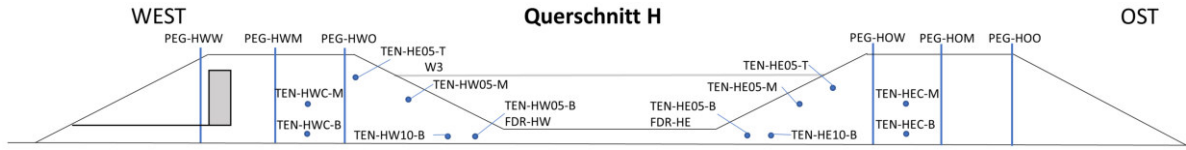
(d) Saugspannung QH-West



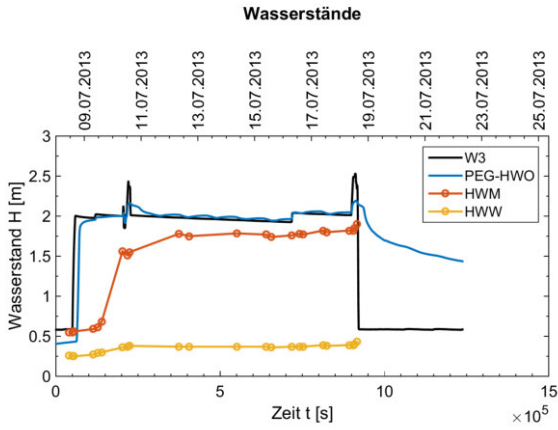
(e) Saugspannung QH-Ost

Abb. 214: Aufgezeichnete Messdaten im Querschnitt H - ESV2QH

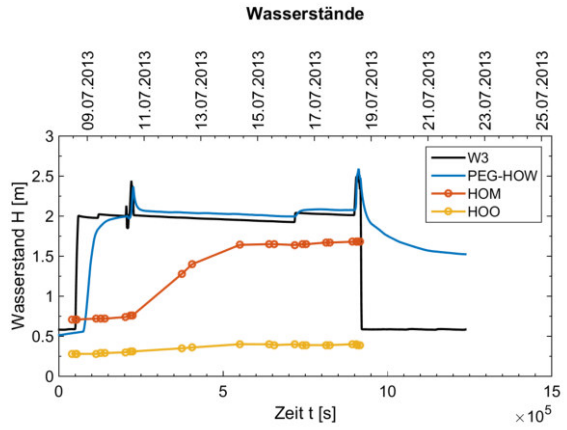
11.2.3.3 Einstauversuch 3 Polder III



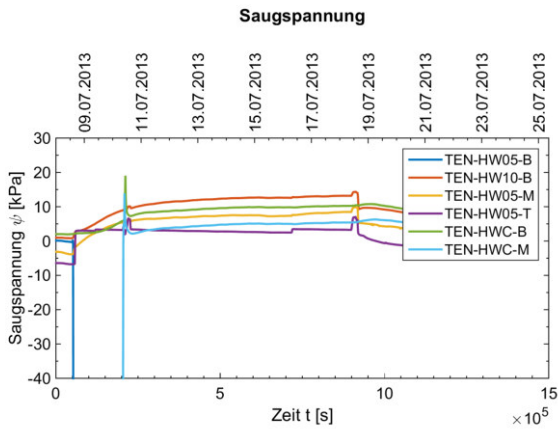
(a) Messtechnik im Querschnitt H



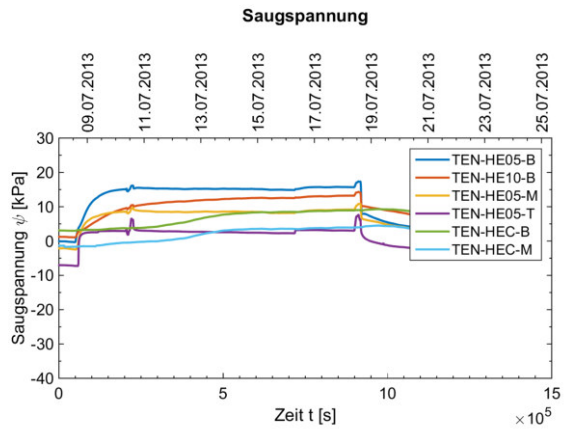
(b) Pegelkurven QH-West



(c) Pegelkurven QH-Ost



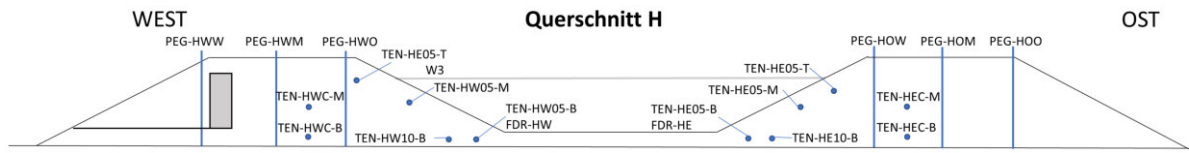
(d) Saugspannung QH-West



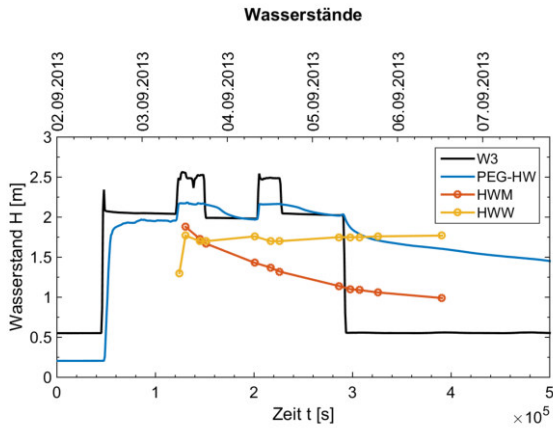
(e) Saugspannung QH-Ost

Abb. 215: Aufgezeichnete Messdaten im Querschnitt H - ESV3QH

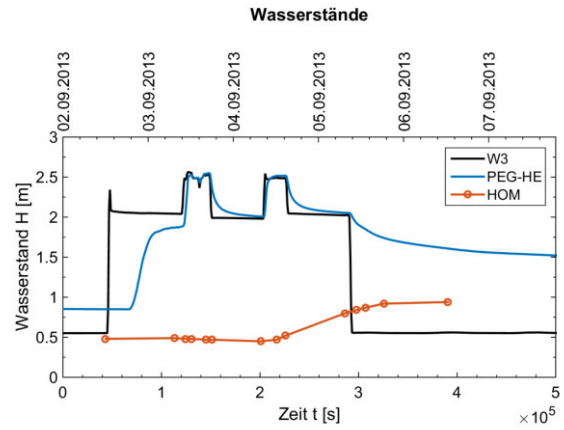
11.2.3.4 Einstauversuch 4 Polder III



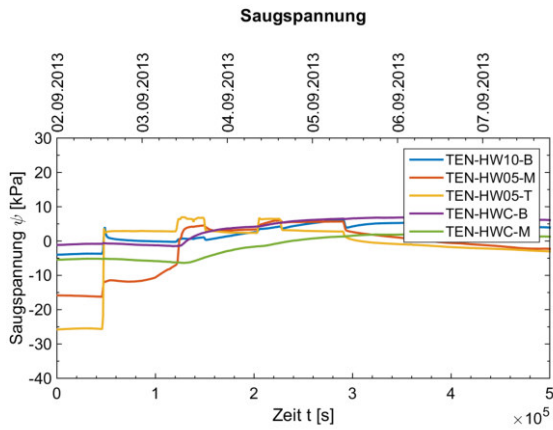
(a) Messtechnik im Querschnitt H



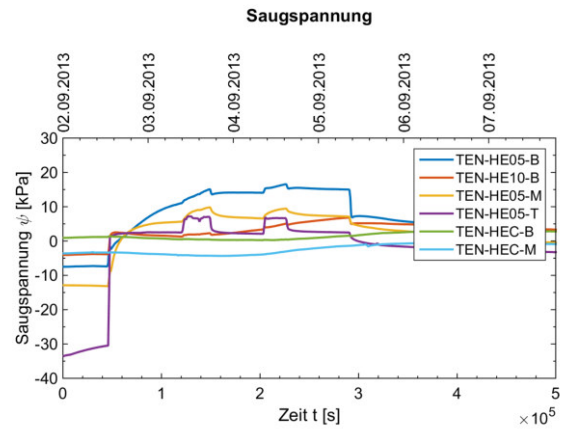
(b) Pegelkurven QH-West



(c) Pegelkurven QH-Ost



(d) Saugspannung QH-West



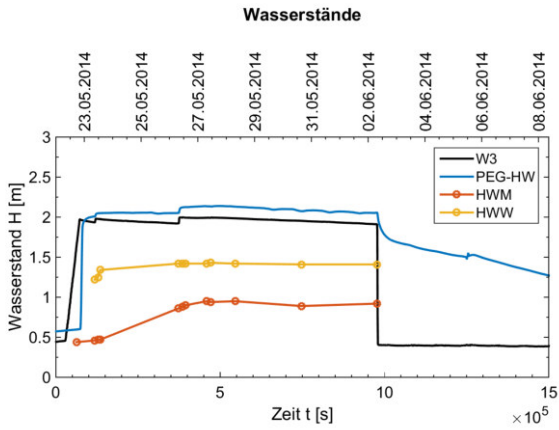
(e) Saugspannung QH-Ost

Abb. 216: Aufgezeichnete Messdaten im Querschnitt H - ESV₄QH

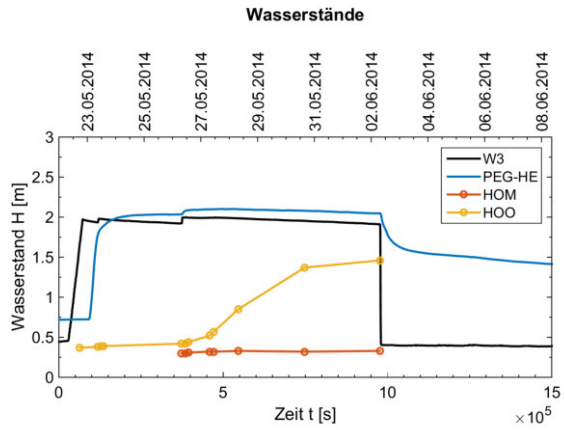
11.2.3.5 Einstauversuch 5 Polder III



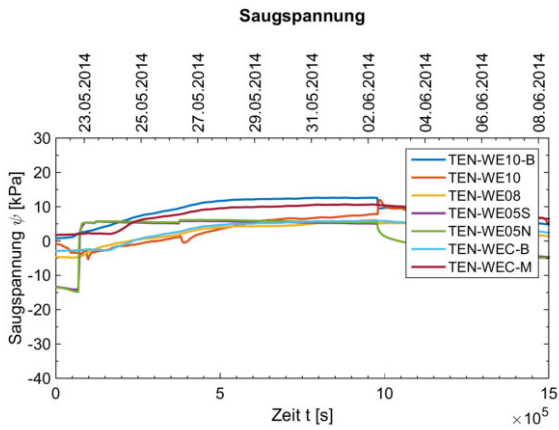
(a) Messtechnik im Querschnitt H



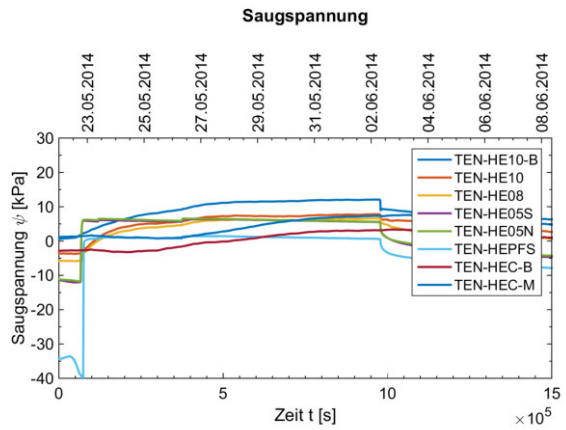
(b) Pegelkurven QH-West



(c) Pegelkurven QH-Ost



(d) Saugspannung QH-West



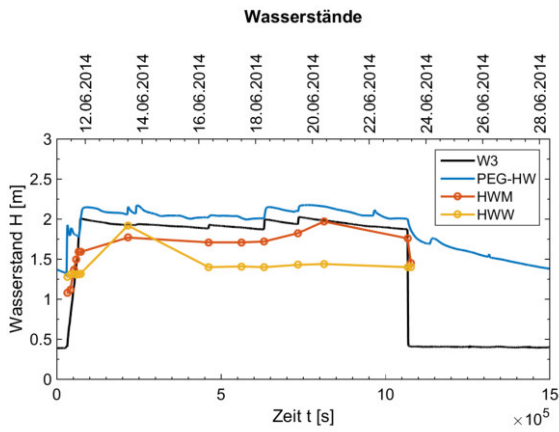
(e) Saugspannung QH-Ost

Abb. 217: Aufgezeichnete Messdaten im Querschnitt H -ESV5QH

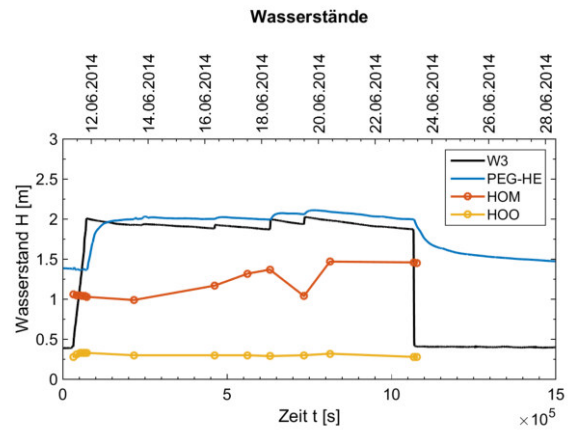
11.2.3.6 Einstauversuch 6 Polder III



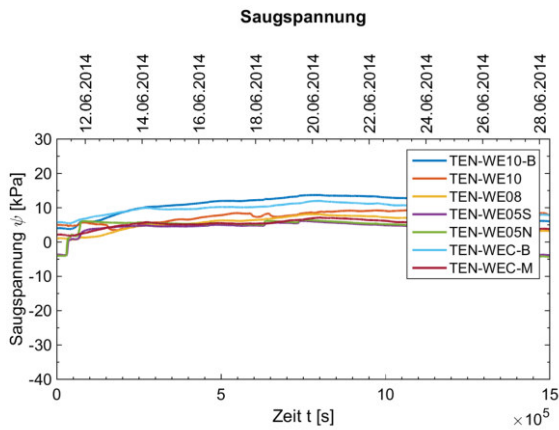
(a) Messtechnik im Querschnitt H



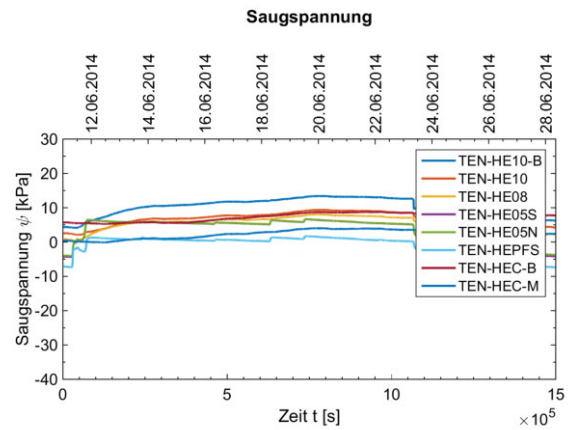
(b) Pegelkurven QH-West



(c) Pegelkurven QH-Ost



(d) Saugspannung QH-West



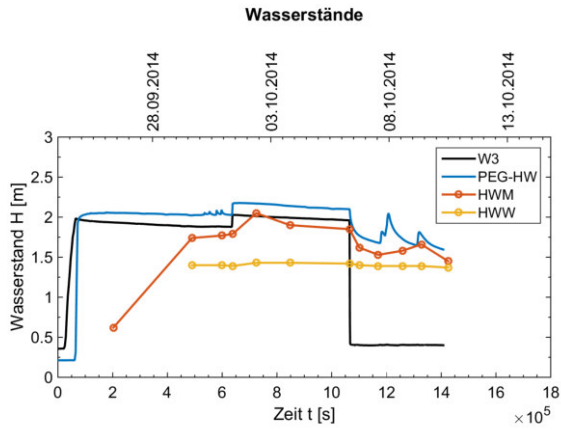
(e) Saugspannung QH-Ost

Abb. 218: Aufgezeichnete Messdaten im Querschnitt H - ESV6QH

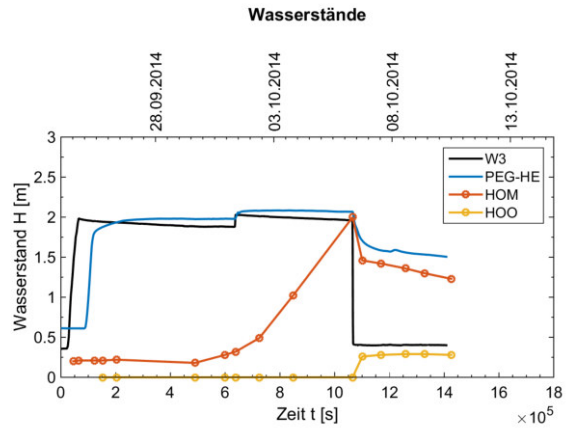
11.2.3.7 Einstauversuch 7 Polder III



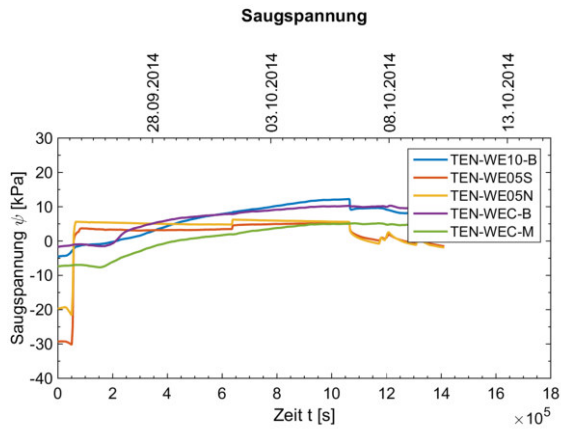
(a) Messtechnik im Querschnitt H



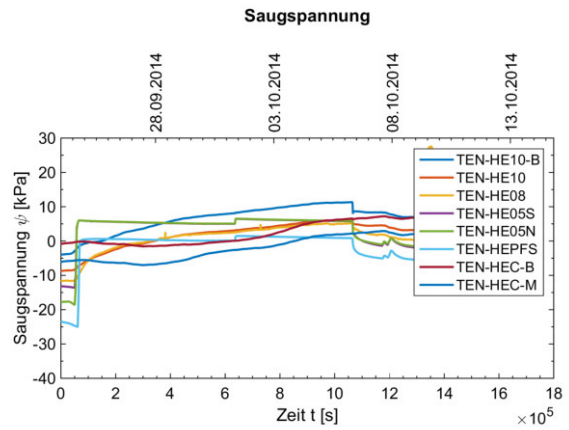
(b) Pegelkurven QH-West



(c) Pegelkurven QH-Ost



(d) Saugspannung QH-West



(e) Saugspannung QH-Ost

Abb. 219: Aufgezeichnete Messdaten im Querschnitt H - ESV7QH

11.3 Anhang C - Tabellen

Sample		M1	M1	M1	M1	M1-1	M1
Sample description		2011 RS	2012 Constr.	2012 BackS	2013 Dike	2013 Dike J/F	2014 BackS
Water content	%	61 - 68		58.8		82 - 88	64.6
Granulometry (ISO 11277)							
Sand	%	29 - 34	47			40	
Silt (< 0.063 mm)	%	41 - 44	32			55	
Clay (< 0.002 mm)	%	25 - 28	20			6	
Atterberg etc.							
Liquid limit LL	%	80 - 98		105.3		88.8	111.4
Plastic limit PL	%	75 - 81		74.2		48.8	75
Plasticity index PI	%	4 - 22		31.1		40	36.4
Consistency index IC (use LI!)	-	2 - 5		1.46		0.12	1.27
Liquidity index LI		(-1) - (-4)		-0.46		-0.12	-0.27
Activity A	-	0.15 - 0.88		1.11 - 1.25		6.67	1.35-1.45
Soil state		semi solid		semi solid		plastic	semi solid
Oversize grains (> 0.4 mm)	%	n/a	n/a	2.2	n/a	2.0	1.1
Corrected water content	%	n/a		60.1		84.0	65.3
Shrinkage limit SL	%	58					54 - 56
Shrinkage limit SL comp. from LL and PI	%	70 - 75		66		39	65
Volumetric shrinkage value Vs	%	33 - 35					42 - 43
Proctor test							
Optimal density OD (oven drying 55°C)	g/cm ³	1.14 - 1.18				1.091	
Optimal water content w _{opt}	%	40 - 43				45.1	
Optimal density OD (Air drying)	g/cm ³	0.939				1.062	
Optimal water content w _{opt}	%	45				46.8	
TOC	%	6 - 7					
Organic matter OM	%	10 - 11					
Loss on ignition LOI	%	13 - 14					
Carbonate / Lime	%	9 - 10					
Vane shear test cur	kPa	(53) - 132					
Direct shear test (box, 50,100,200 kN/m²)							
Density	g/cm ³	1.46 - 1.47					
Dry density	g/cm ³	0.85 - 0.90					
Angle of internal friction	°	28 - 30					
Cohesion	-	35 - 47					
Hydraulic conductivity k₁₀							
Uncontrolled saturation	m/s	3-5 E-09					
Associated water content	%	61 - 68					
Slow saturation with pressure control	m/s				4-6 E-08	2.6-3.1 E-09	
Associated water content	%				54.2	88.72	
Grain density, specific dens.	g/cm ³	2.53 - 2.54					
Porosity n	-	0.65 - 0.66					
Void ratio e	-	1.83 - 1.98					
Oedometer test							
Water content w	%				63.9	78.8 - 88.5	
Max. settlement	mm				1.97	2.04 - 2.94	
Constrained modulus load removal	MN/m ²				36.36	7.28 - 8.66	
Constrained modulus max load	MN/m ²				3.65	1.14 - 1.32	
Constrained modulus max reloading	MN/m ²				6.1	3.47 - 3.54	
Swelling index	-				0.007	0.034 - 0.042	
Creep index max loading	-				0.2315	0.7379 - 0.9004	
Creep index max reloading	-				0.3288	0.6468 - 0.6673	
Water absorption capacity DIN 18132 Ensin/Neff							
wA (oven drying 105°C)	%			87			
Definition	-			high			
wA (oven drying 60°C)	%			90			
Definition	-			high			

Sample description: 2011 RS: Sampling on spoil field Radelsee, material heaps, 2011. 2012 constr.: Sampling during the construction. 2012 BackS: Retained samples from 2012 (construction), full test range. 2013 dike: Samples taken from the test dike 2013 to complement the earlier tests. 2013 Dike J/F: Additional series with samples taken from the dike at the beginning of 2013. 2014 BackS: Re-evaluation of the first retained samples from 2012.

Abb. 220: DD Annex 1 (SAATHOFF, CANTRÉ und SIKORA 2015)

11.3 Anhang C - Tabellen

Sample		M2	M2	M2	M2	M2	M2	M2-1	M2
Sample description		2011 RS	2012 Constr.	2012 comp.	2012 comp.	2012 BackS	2013 Dike	2013 Dike J/F	2014 BackS
Water content	%	(55) - 73				38.9		42	68.62
Granulometry (DIN 18123)									
Sand	%			42.8	36.1				
Silt (< 0.063 mm)	%			57.2	60.2				
Clay (< 0.002 mm)	%			0	3.7				
Granulometry (ISO 11277)									
Sand	%	40 - 47	51				58	74	
Silt (< 0.063 mm)	%	32 - 38	28				26	16	
Clay (< 0.002 mm)	%	22 - 25	21				16	10	
Atterberg etc.									
Liquid limit LL	%	64 - 88				63.8		68.1	95.6
Plastic limit PL	%	54 - 67				43.6		37.4	59.6
Plasticity index PI	%	11 - 24				20.2		30.7	36
Consistency index IC (use LI!)	-	0.5 - 0.9				1.1		0.79	0.69
Liquidity index LI		0.5 - 0.1				-0.1		0.21	0.31
Activity A	-	0.44 - 1.09				0.80 - 0.91		3.07	1.45 - 1.60
Soil state		plastic				semi solid		plastic	plastic
Oversize grains (> 0.4 mm)	%					6.6		3.9	2.8
Corrected water content	%	n/a				41.6		43.8	70.6
Shrinkage limit SL	%	42 - 47						39 - 40	39 - 40
Shrinkage limit SL as com. from LL and PI	%	50 - 58				39		30	51
Volumetric shrinkage value Vs	%	23 - 30						39	40
Proctor test									
Optimal density OD (oven drying 55°C)	g/cm ³	1.28 - 1.32		1.264	1.203			1.491	
Optimal water content wopt	%	32 - 35		34.3	34.8			24.9	
Optimal density OD (Air drying)	g/cm ³	1.128						1.444	
Optimal water content wopt	%	39.5						26.6	
TOC	%	5 - 6							
Organic matter OM	%	9 - 10							
Loss on ignition LOI	%	12 - 14							
Carbonate / Lime	%	8							
Vane shear test cur	kPa	19 - 34							
Direct shear test (box, 50,100,200 kN/m²)									
Density	g/cm ³	1.48 - (1.54)							
Dry density	g/cm ³	0.87 - (0.97)							
Angle of internal friction	°	28 - 31							
Cohesion	-	13 - 19							
Hydraulic conductivity k₁₀									
Uncontrolled saturation	m/s	5-6E-10							
Associated water content	%	(55) - 73							
Slow saturation with pressure control	m/s						7-8.5 E-10	3.6-4.0E-09	
Associated water content	%						51	46.76	
Grain density, specific dens.	g/cm ³	2.52 - 2.56							
Porosity n	-	0.62 - 0.66							
Void ratio e	-	1.62 - 1.94							
Oedometer test									
Water content w	%						60.038	42.3	
Max. settlement	mm						1.73	2.79	
Constrained modulus load removal	MN/m ²						37.36	14.91	
Constrained modulus max load	MN/m ²						2.01	1.93	
Constrained modulus max reloading	MN/m ²						3.11	4.07	
Swelling index	-						0.007		
Creep index max loading	-						0.3978		
Creep index max reloading	-						0.5947		
Water absorption capacity DIN 18132 Enslin/Neff									
wA (oven drying 105°C)	%					68			
Definition	-					medium			
wA (oven drying 60°C)	%					66			
Definition	-					medium			

Sample description: 2011 RS: Sampling on spoil field Radelsee, material heaps, 2011. 2012 constr.: Sampling during the construction. 2012 comp.: repeated tests with the 2011 samples to compare the granulometry and verify proctor tests. 2012 BackS: Retained samples from 2012 (construction), full test range. 2013 dike: Samples taken from the test dike 2013 to complement the earlier tests. 2013 Dike J/F: Additional series with samples taken from the dike at the beginning of 2013. 2014 BackS: Re-evaluation of the first retained samples from 2012.

Abb. 221: DD Annex 2 (SAATHOFF, CANTRÉ und SIKORA 2015)

Sample		M3	M3	M3	M3	M3-1
Sample description		2011 RS	2012 Constr.	2012 BackS	2013 Dike	2013 Dike JF
Water content	%	46		39		38
Granulometry (ISO 11277)						
Sand	%	54	73			79
Silt (< 0.063 mm)	%	31	17			11
Clay (< 0.002 mm)	%	15	10			9
Atterberg etc.						
Liquid limit LL	%	52 - 57		63		49
Plastic limit PL	%	49 - 54		45		38.9
Plasticity index PI	%	3 - 4		18		10.1
Consistency index IC (use LI!)	-	2 - 4		1.27		0.93
Liquidity index LI		(-1){-3}		-0.27		0.07
Activity A	-	0.25		1.2		1.11
Soil state		semi solid		semi solid		plastic
Oversize grains (> 0.4 mm)	%	n/a		3.3		4.17
Corrected water content	%	n/a		40.3		39.7
Shrinkage limit SL	%	50 - 51				
Shrinkage limit SL as comp. from LL and PI	%	48 - 52		40		36
Volumetric shrinkage value Vs	%	17.6				
Proctor test						
Optimal density OD (oven drying 55°C)	g/cm ³	1.36				1.543
Optimal water content wopt	%	31				21.7
Optimal density OD (Air drying)	g/cm ³	1.048				1.555 - 1.597
Optimal water content wopt	%	35.8				21.1 - 22.5
Optimal density OD (Air drying to w = 25%)	g/cm ³	1.208				
Optimal water content wopt	%	38.2				
Optimal density OD (Air drying to SL<w<PL)	g/cm ³					
Optimal water content wopt	%					
TOC	%	3				
Organic matter OM	%	6				
Loss on ignition LOI	%	9				
Carbonate / Lime	%	10				
Vane shear test cur	kPa	120				
Direct shear test (box. 50.100.200 kN/m²)						
Density	g/cm ³	1.58				
Dry density	g/cm ³	1.09				
Angle of internal friction	°	30				
Cohesion	-	59				
Hydraulic conductivity k₁₀						
Uncontrolled saturation	m/s	6E-09 - 1E-08				
Associated water content	%	46				
Slow saturation with pressure control	m/s				2E-09 - 2E-08	5.4-9.8 E-09
Associated water content	%				32.9	36.72
Grain density. specific dens.	g/cm ³	2.59				
Porosity n	-	0.58				
Void ratio e	-	1.38				
Oedometer test						
Water content w	%					47.4
Max. settlement	mm					2.34 - 2.69
Constrained modulus load removal	MN/m ²					17.67 - 35.64
Constrained modulus max load	MN/m ²					1.9 - 2.87
Constrained modulus max reloading	MN/m ²					5.53 - 5.68
Swelling index	-					0.012
Creep index max loading	-					0.3587
Creep index max reloading	-					0.283
Water absorption capacity DIN 18132 Enslin/Neff						
wA (oven drying 105°C)	%			67		
Definition	-			medium		
wA (oven drying 60°C)	%			68		
Definition	-			medium		
Triaxial shear test (UU)						
Angle of internal friction	°					25.1
Undrained cohesion	kN/m ²					57

Abb. 222: DD Annex 3 (SAATHOFF, CANTRÉ und SIKORA 2015)

11.3 Anhang C - Tabellen

Sample		S2-1	S2-2	S3-1	S4-1	S2	S2	S2	S2	S2
Sample description		2011 Pre	2011 Pre	2011 Pre	2011 Pre	2013 KB	2014-KB1	2014-KB2	2014-KB3	2009 Pre
Water content	%	44.01	50.18	50.77	42.13	53.3 - 62.1	76.43 - 77.91	63.63 - 72.99	71.49 - 71.55	72.4
Granulometry (DIN 18123)										
Sand	%	42.5	41.3	47	44.3					
Silt (< 0.063 mm)	%	55.3	55.1	53	55.7					
Clay (< 0.002 mm)	%	0	0	0	0					
Granulometry (ISO 11277)										
Sand	%	36.9	36.9	26.9	34		32	44	39	37
Silt (< 0.063 mm)	%	41.8	41.8	50.2	46		44	41	39	42
Clay (< 0.002 mm)	%	21.3	21.3	22.9	20		24	15	22	21
Atterberg etc.		without consideration of overgrain								
Liquid limit LL	%	72.9	73.9	69.9	66.9		112.1	91.3	102.8	
Plastic limit PL	%	68.9	66.6	65	62.2		69.8	59.6	72.7	
Plasticity index PI	%	4	7.3	4.9	4.7		42.3	31.7	30.1	
Consistency index IC (use LI)	-	7.2	3.2	3.91	5.21		0.8	0.6	0.9	
Liquidly index LI		-6.2	-2.2	-2.91	-4.21		0.2	0.4	0.1	
Activity A	-	0.18	0.34	0.21	0.25		0.57	0.47	0.73	
Soil state		semi solid	semi solid	semi solid	semi solid		plastic	plastic	plastic	
Oversize grains (> 0.4 mm)	%	n/a	n/a	n/a	n/a		3.5	12.1	4.8	
Corrected water content	%	n/a	n/a	n/a	n/a		76.7	73.0	75.6	
Shrinkage limit SL	%	64.1	53.7	60.1	60.4		51.9	46.3	48.1	
Shrinkage limit SL as computed from LL and PI	%	68	65	64	61		59	52	65	
Volumetric shrinkage value Vs	%						46 - 48	41 - 43	45 - 46	
Proctor test										
							wmin = 45%	wmin = 30%		
Optimal density OD (oven drying 55°C)	g/cm ³	1.095	1.128	1.153	1.135		1.062	1.212		
Optimal water content w _{opt}	%	43.1	40.2	38.7	41.5		50.6	39.9		
							wmin = 40%			
Optimal density OD (Air drying to w = 25%)	g/cm ³						1.134			
Optimal water content w _{opt}	%						44.5			
TOC	%	5.6	5.6	5.8	5.7		4.36	4.12	4.23	5.63
Organic matter OM	%	9.65	9.65	10	9.83		7.52	7.1	7.29	9.7
Loss on ignition LOI	%	11	11	9.8	9.9		11.1	9.6	10.3	
Carbonate / Lime	%	1.4	1.7	1.8	1.7		2	2.4	1.1	3.6
Vane shear test cur	kPa	51.4 - 66.6		60.7 - 120.7	34.5 - 38.2		28 - 33	17 - 23	23 - 24	
Water content w _{cur}	%									
Direct shear test (box. 50.100.200 kN/m²)										
Density	g/cm ³	1.463			1.501	1.47 - 1.54		1.49		
Dry density	g/cm ³	0.99			1.043	0.94 - 1.0		0.97		
Angle of internal friction	°	31.27			32.64	39.88		30.24		
Cohesion	-	51.18			65.4	9.87		18.91		
Hydraulic conductivity k_{rs}										
Uncontrolled saturation	m/s	6E-9		7E-9	1E-7					
Slow saturation with pressure control	m/s						2.50E-09	1.20E-09	2E-9	
Grain density, specific dens.	g/cm ³	2.504	2.552	2.534	2.502					
Porosity n	-	0.605			0.583					
Void ratio e	-	1.53			1.4					
Oedometer test										
Max. settlement	mm					2.84		2.41	3.08	
Constrained modulus max load	MN/m ²					3.61		3.08	3.33	

Sample description: Pre: pre-investigation from 2009 or 2011. KB: Samples taken from the material heap on the construction site for the pilot dike at the Körkwitzer Bach 2013 and 2014.

Abb. 223: DD Annex 4 (SAATHOFF, CANTRÉ und SIKORA 2015)

Tab. 15: HET-Auswertung - Qualitative Bewertung des Erosionsindex I_e nach Wan und Fell (2004b):

Gruppe	Erosionsindex I_e	Beschreibung
1	< 2	extrem schnell
2	2 - 3	sehr schnell
3	3 - 4	moderat schnell
4	4 - 5	moderat langsam
5	5 - 6	sehr langsam
6	> 6	extrem langsam

Tab. 16: k_s -Werte der Materialien M1 - M3 - Gegenüberstellung un-/gestörte Proben

	Nr.	1	2	3	Ø
Material I	Anmerkung	Haarwurzel	Wurzeln	-	
	w [%]	65,64	65,64	65,64	65,64
	k_s , ungestört [m s^{-1}]	1,25E-06	2,23E-06	6,49E-07	1,38E-06
	w [%]	54,24	54,24	54,24	54,24
Material II	k_s , gestört [m s^{-1}]	4,05E-08	4,83E-08	6,32E-08	5,07E-08
	Anmerkung	-	1 Wurzel	-	
	w [%]	41,69	41,61	41,61	41,64
	k_s , ungestört [m s^{-1}]	3,91E-08	6,33E-07	2,62E-08	2,33E-07
Material III	w [%]	50,95	50,95	50,95	50,95
	k_s , gestört [m s^{-1}]	7,07E-10	8,09E-10	8,48E-10	8,00E-10
	Anmerkung	-	1 Wurzel	W. am Rand	
	w [%]	32,26	45,66	30,99	36,30
	k_s , ungestört [m s^{-1}]	2,21E-08	2,05E-08	3,05E-08	2,44E-08
	w [%]	32,93	32,93	32,93	32,93
	k_s , gestört [m s^{-1}]	1,56E-08	1,89E-08	2,38E-09	1,23E-08
	Durchführung: in Triaxialzelle nach DIN EN ISO 17892-11 (2021) im Jahr 2013 Einlaufdruck: 3,9 bar; Auslaufdruck: 5,1 bar; Gradient i : 16,67 Entnahme ungestörte Probe: Deichdeckschicht Forschungsdeich Rostock, Stechzylinderentnahme Herstellung gestörte Probe: im Proctorgerät nach DIN 18127 (2012) Probekörper: Länge: 12 cm; Ø: 9,6 cm				

Tab. 17: Aus Sickerwasserabflussmessung abgeleitete k_s -Werte - Polder I

Nr.	t_0 [00:00]	Zeit		WS [m]	Sickerwasser [$\text{m}^3 \text{d}^{-1} \text{m}^{-1}$]		Effektive Leitfähigkeit [m s^{-1}]	
		Datum (WZ)	Min		QB	QC	QB (M2)	QC (M2)
1	12.06.2013	17.06.2013 07:00	7620	2,48	0,096	(0,000)	2,26E-7	
		19.05.2013 02:00	10.200	2,71	0,114	(0,000)	2,42E-7	
3,4	23.09.2013	24.09.2013 15:45	2385	2,92	(0,000)	0,694	1,36E-6	
5	13.05.2014	21.05.2014 08:00	12.000	2,49	(0,097)	(0,000)	1,59E-7	
6	27.05.2014	29.05.2014 12:00	3600	2,49	(0,061)	(0,000)	1,02E-7	
7	19.09.2016	21.09.2016 10:00	3480	2,24	0,745	0,708	1,31E-6	1,38E-6
		21.09.2016 16:00	3840	2,39	0,946	0,856	1,62E-6	8,09E-7
		23.09.2016 04:00	6000	2,18	0,423	0,491	1,62E-6	9,39E-7

Tab. 18: Aus Sickerwasserabflussmessung abgeleitete k_s -Werte - Polder II

Nr.	t_0 [00:00]	Zeit		WS [m]	Sickerwasser [$\text{m}^3 \text{d}^{-1} \text{m}^{-1}$]				Effektive Leitfähigkeit [m s^{-1}]			
		Datum (WZ)	Min		QD	QE	QF	QG	QD(M2)	QE(M2)	QF(M1)	QG(M1)
1	21.05.13	28.05.13 15:20	11 000	2,38	0,274	0,180	0,257	0,352	3,97E-7	2,61E-7	3,73E-7	5,11E-7
		30.05.13 00:40	13 000	2,35	0,289	0,200	0,270	0,346	4,25E-7	2,93E-7	3,96E-7	5,07E-7
2	24.06.13	01.07.13 09:30	10 650	2,47	0,271	0,202	0,274		4,98E-7	3,70E-7	5,03E-7	
3	24.07.13	30.07.13 23:30	10 020	2,15		0,157		0,240		3,26E-7		4,98E-7
		31.07.13 22:00	11 400	2,47		0,169		0,256		2,96E-7		4,46E-7
4	05.09.13	07.09.13		2,85	0,600		0,134	0,283	8,76E-7		2,00E-7	4,13E-7
		12.09.13		2,85	0,522		0,314	0,283	7,61E-7		4,31E-7	4,13E-7
5	02.04.14	14.04.14 12:00	18 000	2,36	0,168	0,110		0,178	2,89E-7	1,88E-7		3,04E-7
		15.04.14 22:00	20 040	2,34	0,168	0,117		0,179	2,92E-7	2,03E-7		3,09E-7
6	23.04.14	02.05.14 00:45	13 005	2,51	0,218	0,133		0,227	3,54E-7	2,16E-7		3,68E-7
		03.05.14 01:45	14 505	2,49	0,224	0,139		0,230	3,67E-7	2,28E-7		4,82E-7
7	05.05.14	09.05.14 16:00	6 720	3,02	0,520	0,328		0,468	6,82E-7	4,30E-7		6,14E-7
		13.05.14 13:00	12 300	2,51	0,216	0,174			2,83E-7	2,28E-7		
		25.05.14 20:00	30 000	2,53	0,217	0,157		0,218	3,49E-7	2,53E-7		3,51E-7
		27.05.14 20:00	32 460	3,01	0,372	0,263		0,314	4,90E-7	3,46E-7		4,14E-7
8	09.09.14	19.09.14 07:30	14 850	2,53	0,215		0,162	0,188	2,83E-7		2,13E-7	2,48E-7

Tab. 19: Laborergebnisse der Saugspannung-Wassergehalt-Beziehung für die Baggergutmaterialien M1, M2 & M3 nach der Dersorptionsmethode (Professur für Bodenphysik & Ressourcenschutz, Januar (a) & Juni (b) 2013)

Proben-Nr.	θ_{vol} bei pF 0 0 hPa	θ_{vol} bei pF 0,48 3 hPa	θ_{vol} bei pF 1,3 20 hPa	θ_{vol} bei pF 1,78 60 hPa	θ_{vol} bei pF 2,11 130 hPa	θ_{vol} bei pF 2,48 300 hPa	θ_{vol} bei pF 2,78 600 hPa	θ_{vol} bei pF 4,18 15 000 hPa
M1#1a	0,6150	0,5710	0,5704	0,5692	0,5453	0,5196	0,4958	0,3835
M1#2a	0,7060	0,6330	0,6307	0,6218	0,5784	0,5528	0,5339	0,2933
M1#3a	0,7170	0,6556	0,6552	0,6468	0,6079	0,5838	0,5635	0,2820
M1#4a	0,6943	0,6403	0,6410	0,6366	0,6095	0,5793	0,5530	0,3046
M1#5a	0,7019	0,6587	0,6576	0,6528	0,6215	0,5981	0,5798	0,2970
M1#6b	0,6754	0,6336	0,6261	0,6238	0,6037	0,5641	0,5417	0,3234
M1#7b	0,6717	0,6400	0,6401	0,6364	0,6084	0,5696	0,5558	0,3271
ØM1	0,6830	0,6331	0,6316	0,6268	0,5964	0,5667	0,5462	0,3158
M2#1a	0,5623	0,5367	0,5359	0,5342	0,5133	0,4996	0,4781	0,1619
M2#2a	0,5690	0,5236	0,5230	0,5221	0,5086	0,4954	0,4695	0,1605
M2#3a	0,6190	0,5565	0,5485	0,5247	0,4842	0,4650	0,4436	0,1410
M2#4a	0,5774	0,5144	0,5141	0,5126	0,4969	0,4781	0,4609	0,1564
M2#5a	0,5774	0,5266	0,5260	0,5239	0,5115	0,4950	0,4780	0,1564
M2#6b	0,6151	0,5514	0,5483	0,5456	0,5331	0,5119	0,5006	0,1423
M2#7b	0,6751	0,5363	0,5279	0,5232	0,5049	0,4784	0,4660	0,1423
ØM2	0,5903	0,5351	0,5320	0,5266	0,5075	0,4890	0,4710	0,1515
M3#1a	0,4943	0,4035	0,4037	0,4041	0,3711	0,3442	0,3268	0,2464
M3#2a	0,5170	0,4147	0,4128	0,4048	0,3386	0,3190	0,3087	0,2354
M3#3a	0,4868	0,3927	0,3932	0,3934	0,3749	0,3602	0,3459	0,2501
M3#4a	0,5019	0,4082	0,4132	0,4101	0,3854	0,3654	0,3510	0,2427
M3#5a	0,5283	0,4602	0,4600	0,4502	0,3800	0,3402	0,3210	0,2299
M3#6b	0,5208	0,4563	0,4572	0,4564	0,4041	0,3704	0,3577	0,2336
M3#7b	0,5358	0,4950	0,4898	0,4833	0,4222	0,3694	0,3533	0,2262
M3#8b	0,4906	0,4424	0,4407	0,4401	0,3571	0,3087	0,2973	0,2483
M3#7b	0,5132	0,4490	0,4426	0,4436	0,3823	0,3405	0,3283	0,2372
ØM3	0,5099	0,4358	0,4348	0,4318	0,3795	0,3464	0,3322	0,2389
θ_{vol} : volumetrischer Wassergehalt [1]								
pF: = $-\log(\psi)$								

Tab. 20: Ableitung geohydrologischer Zustandsgrößen aus der Saugspannung-Wassergehalt-Beziehung für die Baggergutmaterilien M1, M2 & M3 nach der Dersorptionsmethode (Professur für Bodenphysik & Ressourcenschutz, Januar 2013)

Proben-Nr.	ρ_B [g cm ⁻³]	FK [1] pF 1,78	PWP [1] pF 4,18	nFK [1] FK-PWP	SV [1]	PV [1]	AV [1]
M1#1a	1,02	0,5692	0,3835	0,1857	0,3850	0,6150	0,0458
M1#2a	0,78	0,6218	0,2933	0,3285	0,2940	0,7060	0,0842
M1#3a	0,75	0,6468	0,2820	0,3648	0,2830	0,7170	0,0702
M1#4a	0,81	0,6366	0,3046	0,3320	0,3057	0,6943	0,0577
M1#5a	0,79	0,6528	0,2970	0,3558	0,2981	0,7019	0,0491
M1#6b	0,86	0,6238	0,3234	0,3004	0,3246	0,6754	0,0516
M1#7b	0,87	0,6364	0,3271	0,3093	0,3283	0,6717	0,0353
ØM1	0,84	0,6268	0,3158	0,3109	0,3170	0,6830	0,0630
M2#1a	1,16	0,5342	0,1619	0,3723	0,4377	0,5623	0,0281
M2#2a	1,15	0,5221	0,1605	0,3616	0,4340	0,5660	0,0439
M2#3a	1,01	0,5247	0,1410	0,3837	0,3810	0,6190	0,0943
M2#4a	1,12	0,5126	0,1564	0,3562	0,4226	0,5774	0,0648
M2#5a	1,12	0,5239	0,1564	0,3675	0,4226	0,5774	0,0535
M2#6b	1,02	0,5456	0,1423	0,4033	0,3849	0,6151	0,0695
M2#7b	1,02	0,5232	0,1423	0,3809	0,3849	0,6151	0,0919
ØM2	1,09	0,5266	0,1515	0,3751	0,4097	0,5903	0,0637
M3#1a	1,34	0,4041	0,2464	0,1577	0,5057	0,4943	0,0902
M3#2a	1,28	0,4048	0,2354	0,1694	0,4830	0,5170	0,1122
M3#3a	1,36	0,3934	0,2501	0,1433	0,5132	0,4868	0,0934
M3#4a	1,32	0,4101	0,2427	0,1674	0,4981	0,5019	0,0918
M3#5a	1,25	0,4502	0,2299	0,2203	0,4717	0,5283	0,0781
M3#6b	1,27	0,4564	0,2336	0,2228	0,4792	0,5208	0,0644
M3#7b	1,23	0,4833	0,2262	0,2571	0,4642	0,5358	0,0525
M3#8b	1,35	0,4401	0,2483	0,1918	0,5094	0,4906	0,0505
M3#9b	1,29	0,4436	0,2372	0,2064	0,4868	0,5132	0,0696
ØM3	1,30	0,4318	0,2389	0,1929	0,4901	0,5099	0,0781

Tab. 21: Ergebnisse der Parameteranpassung für das Modell nach Van Genuchten mit $m_{(VG)} = 1 - 1/n_{(VG)}$

Proben-Nr.	$\alpha_{(VG)}$ [m ⁻¹]	$n_{(VG)}$ [-]	θ_s [1]	θ_r [1]	SSR [1]
M1#1a	0,4912	1,2659	0,5739	0,2957	6,95E-05
M1#2a	0,3448	1,1899	0,6302	0,0000	7,87E-04
M1#3a	0,2227	1,2343	0,6513	0,0000	7,88E-04
M1#4a	0,2401	1,2050	0,6411	0,0000	2,08E-04
M1#5a	0,1762	1,2376	0,6549	0,0000	5,27E-04
M1#6b	0,3229	1,1680	0,6324	0,0000	1,56E-04
M1#7b	0,3017	1,1742	0,6415	0,0000	4,14E-04
∅M1	0,2857	1,1822	0,6325	0,0000	3,19E-04
M2#1a	0,0990	1,4343	0,5326	0,0000	2,52E-04
M2#2a	0,0920	1,4426	0,5218	0,0000	6,34E-05
M2#3a	0,2159	1,3709	0,5386	0,0000	2,09E-03
M2#4a	0,0973	1,4354	0,5120	0,0000	1,66E-04
M2#5a	0,0790	1,4785	0,5209	0,0000	1,66E-04
M2#6b	0,0812	1,5285	0,5460	0,0000	3,60E-04
M2#7b	0,1139	1,4513	0,5253	0,0000	6,25E-04
∅M2	0,1058	1,4438	0,5278	0,0000	3,84E-04
M3#1a	0,6994	1,3707	0,4077	0,2125	1,85E-04
M3#2a	1,4507	1,4189	0,4210	0,2167	8,43E-04
M3#3a	0,4726	1,1069	0,3957	0,0000	6,37E-05
M3#4a	0,3368	1,9814	0,4100	0,2386	1,84E-04
M3#5a	1,0088	1,5708	0,4666	0,2179	5,46E-04
M3#6b	0,9270	1,2327	0,4637	0,1295	6,53E-04
M3#7b	1,0147	1,3544	0,5007	0,1731	6,86E-04
M3#8b	0,9667	2,0629	0,4479	0,2541	8,68E-04
M3#9b	1,0081	1,4573	0,4533	0,2155	7,15E-04
∅M3	1,0066	1,3615	0,4417	0,2014	5,05E-04

Tab. 22: Ergebnisse der Parameteranpassung für das Modell nach Van Genuchten mit $m_{(VG)} = 1 - 2/n_{(VG)}$

Proben-Nr.	$\alpha_{(VG)}$ [m ⁻¹]	$n_{(VG)}$ [-]	θ_s [1]	θ_r [1]	SSR [1]
M1#1a	1,0618	2,0783	0,5722	0,0000	3,75E-05
M1#2a	0,5198	2,1674	0,6233	0,0000	1,60E-03
M1#3a	0,3451	2,2047	0,6442	0,0000	1,66E-03
M1#4a	0,3839	2,1782	0,6351	0,0000	6,36E-04
M1#5a	0,2878	2,2042	0,6486	0,0000	1,18E-03
M1#6b	0,5034	2,1475	0,6266	0,0000	4,30E-04
M1#7b	0,4826	2,1515	0,6359	0,0000	8,48E-04
∅M1	0,4489	2,1592	0,6265	0,0001	8,07E-04
M2#1a	0,1704	2,3620	0,5288	0,0004	5,46E-04
M2#2a	0,1647	2,3641	0,5186	0,0012	2,18E-04
M2#3a	0,2969	2,3352	0,5301	0,0000	3,56E-03
M2#4a	0,1693	2,3623	0,5084	0,0011	4,20E-04
M2#5a	0,1438	2,3874	0,5180	0,0005	3,41E-04
M2#6b	0,1402	2,4353	0,5426	0,0002	6,56E-04
M2#7b	0,1819	2,3865	0,5204	0,0000	1,17E-03
∅M2	0,1753	2,3748	0,5235	0,0000	7,86E-04
M3#1a	1,3098	2,1954	0,4062	0,1591	1,17E-04
M3#2a	2,0619	2,3280	0,4176	0,2056	6,69E-04
M3#3a	0,7244	2,0947	0,3929	0,0002	8,83E-05
M3#4a	0,5066	2,6458	0,4090	0,2313	2,53E-04
M3#5a	1,5220	2,4239	0,4638	0,2058	3,40E-04
M3#6b	1,6560	2,1218	0,4606	0,0012	4,83E-04
M3#7b	1,6511	2,2317	0,4966	0,1243	4,68E-04
M3#8b	1,2798	2,8511	0,4464	0,2513	6,04E-04
M3#9b	1,5379	2,3322	0,4502	0,1979	5,24E-04
∅M3	1,6597	2,2350	0,4389	0,1658	3,54E-04

Tab. 23: Ergebnisse der Parameteranpassung für das Modell nach Van Genuchten mit $m_{(VG)} = \text{variabel}$

Proben-Nr.	$\alpha_{(VG)}$ [m ⁻¹]	$n_{(VG)}$ [-]	$m_{(VG)}$ [1]	θ_s [1]	θ_r [1]	SSR
M1#1a	1,0684	2,2315	0,0361	0,5718	0,0155	3,76E-05
M1#2a	0,0417	0,6105	0,5680	0,6446	0,0079	4,62E-04
M1#3a	0,0078	0,5900	1,1925	0,6669	0,0134	3,76E-04
M1#4a	0,1256	0,8915	0,2804	0,6457	0,0043	1,49E-04
M1#5a	0,0056	0,6181	1,3006	0,6672	0,0167	2,43E-04
M1#6b	0,2285	0,9575	0,1971	0,6353	0,0095	1,36E-04
M1#7b	0,1477	0,8408	0,2586	0,6466	0,0103	3,46E-04
∅M1	0,1148	0,7946	0,3058	0,6392	0,0140	2,14E-04
M2#1a	0,0048	0,7744	2,0712	0,5401	0,0034	9,03E-05
M2#2a	0,0247	0,9815	0,7793	0,5252	0,0041	2,16E-05
M2#3a	0,0002	0,5027	7,8867	0,5703	0,0005	5,75E-04
M2#4a	0,0061	0,8125	1,8186	0,5178	0,0031	5,49E-05
M2#5a	0,0058	0,8412	1,8957	0,5269	0,0034	6,59E-05
M2#6b	0,0036	0,8350	2,8614	0,5532	0,0016	1,15E-04
M2#7b	0,0018	0,7031	3,9459	0,5366	0,0013	1,61E-04
∅M2	0,0033	0,7248	2,6201	0,5378	0,0022	1,20E-04
M3#1a	1,9644	9,0832	0,0101	0,4052	0,0165	4,86E-05
M3#2a	2,8496	17,4235	0,0099	0,4140	0,1306	6,81E-04
M3#3a	0,5437	1,2652	0,0816	0,3949	0,0007	6,15E-05
M3#4a	0,0809	1,3134	2,5483	0,4129	0,2415	1,49E-04
M3#5a	2,7436	21,3778	0,0815	0,4614	0,0078	6,88E-04
M3#6b	1,8588	11,5700	0,0101	0,4577	0,0035	2,97E-04
M3#7b	2,0315	2,0818	0,0673	0,4965	0,0000	5,95E-04
M3#8b	1,7406	47,3334	0,0125	0,4428	0,2380	1,76E-04
M3#9b	2,6753	17,1004	0,0077	0,4490	0,0530	6,42E-04
∅M3	2,8353	16,1002	0,0063	0,4393	0,0023	3,76E-04

Tab. 24: Ergebnisse der Parameteranpassung für das Modell nach Brooks & Corey

Proben-Nr.	α [m ⁻¹]	n [-]	θ_s [1]	θ_r [1]	SSR [1]
M1#1a	1,2152	0,0746	0,5702	0,0000	6,38E-05
M1#2a	0,9552	0,1374	0,6285	0,0000	3,30E-03
M1#3a	0,4423	0,1867	0,6414	0,0000	3,10E-03
M1#4a	0,4671	0,1658	0,6319	0,0000	1,48E-03
M1#5a	0,4125	0,1801	0,6476	0,0000	2,56E-03
M1#6b	0,5508	0,1414	0,6218	0,0000	1,02E-03
M1#7b	0,5366	0,1445	0,6312	0,0000	1,66E-03
∅M1	0,5026	0,1516	0,6220	0,0000	1,66E-03
M2#1a	0,2028	0,5149	0,5239	0,0874	1,12E-03
M2#2a	0,2066	0,4525	0,5145	0,0666	6,12E-04
M2#3a	0,4179	0,2886	0,5285	0,0000	5,88E-03
M2#4a	0,2023	0,5001	0,5038	0,0803	9,74E-04
M2#5a	0,1823	0,9419	0,5146	0,1401	6,68E-04
M2#6b	0,1945	0,4495	0,5387	0,0321	1,14E-03
M2#7b	0,2072	0,4574	0,5141	0,0459	2,13E-03
∅M2	0,2051	0,4841	0,5180	0,0663	1,51E-03
M3#1a	1,6806	0,1263	0,4036	0,0923	1,73E-05
M3#2a	2,1190	0,3242	0,4138	0,2065	4,74E-04
M3#3a	1,0123	0,0858	0,3931	0,0000	2,02E-04
M3#4a	1,0824	0,2484	0,4105	0,1756	4,05E-04
M3#5a	1,8889	0,3483	0,4601	0,1940	7,99E-05
M3#6b	1,7769	0,1171	0,4567	0,0000	2,79E-04
M3#7b	1,9458	0,1866	0,4924	0,0878	2,36E-04
M3#8b	1,6794	0,6596	0,4415	0,2462	1,30E-04
M3#9b	1,7884	0,2843	0,4458	0,1864	2,38E-04
∅M3	1,8837	0,2003	0,4353	0,1478	1,64E-04

Tab. 25: Ergebnisse der Parameteranpassung für das Modell nach Haverkamp

Proben-Nr.	$\alpha_{(HA)}$ [m ⁻¹]	$\beta_{(HA)}$ [-]	θ_s [1]	θ_r [1]	SSR [1]
M1#1a	8,8113	0,9824	0,5750	0,3716	9,81E-05
M1#2a	10,3047	0,5987	0,6447	0,1157	4,67E-04
M1#3a	14,8927	0,6231	0,6655	0,0341	3,78E-04
M1#4a	14,7343	0,8100	0,6467	0,2190	1,60E-04
M1#5a	19,7027	0,6442	0,6663	0,0125	2,43E-04
M1#6b	11,9454	0,8136	0,6369	0,2654	1,53E-04
M1#7b	12,1210	0,7395	0,6482	0,2330	3,65E-04
∅M1	12,3334	0,7096	0,6406	0,2033	2,23E-04
M2#1a	37,6421	0,8883	0,5379	0,0000	9,42E-05
M2#2a	44,8640	0,9638	0,5253	0,0325	2,18E-05
M2#3a	11,7621	0,6981	0,5565	0,0000	7,57E-04
M2#4a	39,5308	0,8966	0,5167	0,0000	5,08E-05
M2#5a	55,1629	0,9713	0,5245	0,0035	6,06E-05
M2#6b	46,0985	0,9705	0,5523	0,0001	1,75E-04
M2#7b	28,7794	0,8665	0,5328	0,0000	2,36E-04
∅M2	20,4580	0,7828	0,5441	0,0001	4,53E-04
M3#1a	5,5850	0,9923	0,4092	0,2409	2,50E-04
M3#2a	2,4732	0,8913	0,4254	0,2327	1,08E-03
M3#3a	10,6601	0,8920	0,3961	0,2328	7,73E-05
M3#4a	14,4462	1,6435	0,4108	0,2417	1,51E-04
M3#5a	3,0827	1,0873	0,4700	0,2293	7,99E-04
M3#6b	4,9503	0,8369	0,4668	0,2175	8,19E-04
M3#7b	3,8287	0,9055	0,5053	0,2167	9,54E-04
M3#8b	2,3722	1,5896	0,4495	0,2576	1,18E-03
M3#9b	3,4037	0,9797	0,4569	0,2339	9,41E-04
∅M3	3,8559	0,9156	0,4447	0,2324	6,73E-04

Tab. 26: Ergebnisse der Parameteranpassung für das Modell der Exponentialanpassung

Proben-Nr.	α_{exp} [m ⁻¹]	ψ_{exp} [-mWS]	θ_s [1]	θ_r [1]	SSR [1]
M1#1a	0,0925	0,0000	0,5726	0,3837	1,47E-04
M1#2a	0,0504	1,3255	0,6269	0,2938	3,15E-04
M1#3a	0,0408	1,3188	0,6513	0,2819	2,15E-04
M1#4a	0,0513	0,2314	0,6410	0,3042	2,49E-04
M1#5a	0,0346	1,3242	0,6554	0,2956	1,10E-04
M1#6b	0,0617	0,1931	0,6327	0,3273	2,66E-04
M1#7b	0,0556	0,3107	0,6401	0,3273	5,48E-04
∅M1	0,0533	0,4496	0,6323	0,3159	3,86E-04
M2#1a	0,0271	0,3136	0,5363	0,1559	1,15E-04
M2#2a	0,0266	0,0130	0,5248	0,1542	2,31E-05
M2#3a	0,0566	0,6116	0,5490	0,1454	1,18E-03
M2#4a	0,0282	0,0281	0,5152	0,1516	7,95E-05
M2#5a	0,0212	0,6072	0,5259	0,1428	2,18E-05
M2#6b	0,0172	1,2679	0,5495	0,1122	9,78E-05
M2#7b	0,0256	1,3028	0,5287	0,1354	1,97E-04
∅M2	0,0237	1,3213	0,5310	0,1418	5,89E-05
M3#1a	0,0724	2,6351	0,3956	0,2466	8,03E-04
M3#2a	0,0889	3,0587	0,3925	0,2336	4,03E-03
M3#3a	0,0454	1,9852	0,3886	0,2500	2,49E-04
M3#4a	0,1367	0,0138	0,4173	0,2419	2,38E-04
M3#5a	0,1402	1,3255	0,4556	0,2215	2,61E-04
M3#6b	0,0628	3,0563	0,4433	0,2345	2,15E-03
M3#7b	0,1452	0,2439	0,4924	0,2288	1,67E-03
M3#8b	0,1515	3,0592	0,4199	0,2479	5,39E-03
M3#9b	0,0920	3,0511	0,4292	0,2388	3,09E-03
∅M3	0,0794	3,0567	0,4204	0,2399	2,30E-03

Tab. 27: Ergebnisse der Parameteranpassung für das Modell der Linearanpassung

Proben-Nr.	$\psi_a[mWS]$ [m ⁻¹]	$\psi_t[mWS]$ [-mWS]	θ_s [1]	θ_r [1]	SSR [1]
M1#1a	-	-	-	-	-
M1#2a	-	-	-	-	-
M1#3a	-	-	-	-	-
M1#4a	-	-	-	-	-
M1#5a	-	-	-	-	-
M1#6b	-	-	-	-	-
M1#7b	-	-	-	-	-
∅M1	0,0533	0,4496	0,6323	0,3159	3,86E-04
M2#1a	-37,5589	-0,0131	0,5350	0,1619	1,53E-04
M2#2a	-39,8434	-0,0871	0,5236	0,1605	2,67E-05
M2#3a	-22,3683	-0,0269	0,5368	0,1409	2,03E-03
M2#4a	-38,1811	-0,0634	0,5138	0,1564	9,70E-05
M2#5a	-31,8721	-3,1872	0,5146	0,1564	6,68E-04
M2#6b	-32,8208	-3,2815	0,5387	0,1423	1,14E-03
M2#7b	-33,8666	-0,0131	0,5275	0,1423	4,25E-04
∅M2	-35,5494	-0,0190	0,5302	0,1515	2,35e-04
M3#1a	-	-	-	-	-
M3#2a	-	-	-	-	-
M3#3a	-	-	-	-	-
M3#4a	-	-	-	-	-
M3#5a	-	-	-	-	-
M3#6b	-	-	-	-	-
M3#7b	-	-	-	-	-
M3#8b	-	-	-	-	-
M3#9b	-	-	-	-	-
∅M3	-	-	-	-	-

Tab. 28: Aus RetC entnommene Formparameter für das Modell nach Van Genuchten & Mualem ($m=1/n$ und $l = 0,5$) sowie für Van Genuchten & Burdine ($m=2/n$ und $l = 0,5$)

Bodenart	θ_r [1]	θ_s [1]	α [m ⁻¹]	n [1]	(m_{frei}) [1]	k_s [m s ⁻¹]
Sand	0,045	0,43	14,5	2,68	0,627	8,25E-05
Lehmiger Sand	0,057	0,41	12,4	2,28	0,561	4,05E-05
Sandiger Lehm	0,065	0,41	7,5	1,89	0,471	1,23E-05
Lehm	0,078	0,43	3,6	1,56	0,359	2,89E-06
Schluff	0,034	0,46	1,6	1,37	0,270	6,94E-07
Schluffiger Lehm	0,067	0,45	2,0	1,41	0,291	1,25E-06
Sandig-toniger Lehm	0,100	0,39	5,9	1,48	0,324	3,64E-06
Toniger Lehm	0,095	0,41	1,9	1,31	0,237	7,22E-07
Schluffig-toniger Lehm	0,089	0,43	1,0	1,23	0,187	1,94E-07
Sandiger Ton	0,100	0,38	2,7	1,23	0,187	3,33E-07
Schluffiger Ton	0,070	0,36	0,5	1,09	0,083	5,55E-08
Ton	0,068	0,38	0,8	1,09	0,083	5,55E-07
Quelle: RetC (Download unter https://www.pc-progress.com)						

Tab. 29: Aus RetC entnommene Formparameter für das Modell nach Brooks & Corey (mit $l=1$) & Mualem sowie Burdine

Bodenart	θ_r [1]	θ_s [1]	$\alpha_{(BC)}$ [m ⁻¹]	$n_{(BC)}$ [1]	k_s [m s ⁻¹]
Sand	0,020	0,417	13,80	0,592	5,83E-05
Lehmiger Sand	0,035	0,401	11,50	0,474	1,70E-05
Sandiger Lehm	0,041	0,412	6,82	0,322	7,19E-06
Lehm	0,027	0,434	8,97	0,220	3,67E-06
Schluff	0,015	0,486	4,82	0,211	1,89E-06
Schluffiger Lehm	0,015	0,486	4,82	0,211	1,89E-06
Sandig-toniger Lehm	0,068	0,330	3,56	0,250	1,19E-06
Toniger Lehm	0,075	0,390	3,86	0,194	6,39E-07
Schluffig-toniger Lehm	0,040	0,432	3,07	0,151	4,17E-07
Sandiger Ton	0,109	0,321	3,43	0,168	3,33E-07
Schluffiger Ton	0,056	0,423	2,92	0,127	2,50E-07
Ton	0,090	0,385	2,68	0,131	1,67E-07
Quelle: RetC (Download unter https://www.pc-progress.com)					

Tab. 30: Eingangsgrößen zur Berechnung der Schrumpfrisstiefe - Beispiel

Symbol	Einheit	C	H	W
γ	[kN m ⁻³]	15,0	17,5	19,5
γ_r	[kN m ⁻³]	18,0	20,0	21,5
E	[kN m ⁻²]	2300	1900	1750
H	[kN m ⁻²]	18.000	30.000	150.000
$c_{u,sat}$	[kN m ⁻²]	21,0	17,1	5,9
σ_t	[kN m ⁻²]	17,5	15,0	55,0
Quelle: POHL (2009)				

Tab. 31: Eingangsgrößen der Approximation mit PEST

Kenngröße	Methode	Einheit	M2	Sand
Kornanteil (S/U/T)	ISO 11277	[%]	45/33/22	98/2/0
TOC	ISO 10694	[%]	5-6	0
k_s (gestört)	DIN 18128	[m s ⁻¹]	8E-10...5,2E-9	8,6E-5
k_s (ungestört)	DIN 18128	[m s ⁻¹]	4E-8...6E-8	
Porenanteil n	-	[%]	59...66	40
Feuchtrohdichte ρ_f	-	[g cm ⁻³]	1,48...1,54	1,8
Trockenrohdicht ρ_d	-	[g cm ⁻³]	0,87...1,09	1,6
Quelle: JURISCH, CANTRÉ und SAATHOFF (2020)				

Tab. 32: Wasserableitvermögen der Dränmate Enkadrain

Auflast [kN m ⁻²]	Hydr. Gradient i [m m ⁻¹]		
	$i=0,03$	$i=0,10$	$i=1,00$
20	$0,191 \text{ m}^{-1} \text{ s}^{-1}$	$0,531 \text{ m}^{-1} \text{ s}^{-1}$	$1,701 \text{ m}^{-1} \text{ s}^{-1}$
50	$0,191 \text{ m}^{-1} \text{ s}^{-1}$	$0,441 \text{ m}^{-1} \text{ s}^{-1}$	$1,551 \text{ m}^{-1} \text{ s}^{-1}$
100	$0,141 \text{ m}^{-1} \text{ s}^{-1}$	$0,381 \text{ m}^{-1} \text{ s}^{-1}$	$1,391 \text{ m}^{-1} \text{ s}^{-1}$
300	$0,101 \text{ m}^{-1} \text{ s}^{-1}$	$0,281 \text{ m}^{-1} \text{ s}^{-1}$	$1,131 \text{ m}^{-1} \text{ s}^{-1}$
Bestimmung nach DIN EN ISO 12958:2010-08			
Quelle: COLBOND GMBH & Co. KG (2009)			

Tab. 33: Basiswert MLP-Ergebnis (Modellfehler: 0,0061)

Parameter	Einheit	Basiswert (min.)
$K_{SM2.D1}$	[m s ⁻¹]	1,00E-10
$K_{SM2.D2}$	[m s ⁻¹]	5,6E-04
$K_{SM2.D3}$	[m s ⁻¹]	4,15E-05
K_{SS}	[m s ⁻¹]	1,09E-05
n_{M2}	[1]	0,60
n_S	[1]	0,38
A_{M2}	[1]	0,95
A_S	[1]	0,95
$VG\alpha_{A,B}$	[m ⁻¹]	0,19
$VG\alpha_C$	[m ⁻¹]	1,50
VGn_{M2}	[1]	1,20
VGn_S	[1]	1,20
VGS_{M2}	[1]	0,82
VGS_S	[1]	0,81
D	[m ²]	1,0E-04

Tab. 34: Eingebaute Materialien und Produkte am Forschungsdeich

Forschungsdeich West									
Abschn.	M1	M2	M2	S	RECP	Grid	Dränung	SM [m]	VT
QA	*			*			D	1,5/1	Ia
QB		*		*			D	1,5/1	Ia
QC		*		*	*		D	1,5/1	Ia
QD		*		*			D	1/1	II
QE		*		*	*		D	1/1	II
QF	*			*	*		D	1/1	II
QG	*			*			D	1/1	II
QH			*				V+D	-	III
Forschungsdeich Ost									
Abschn.	M1	M2	M3	S	RECP	Grid	Dränung	SM [m]	
QA	*			*			D	1,5/1	Ib
QB		*		*			D(K)	1,5/1	Ib
QC		*		*		(*)	D(K)	1,5/1	Ib
QD		*		*			D(K)	1/1	II
QE		*		*		*	D(K)	1/1	II
QF	*			*		*	D(K)	1/1	II
QG	*			*			D(K)	1/1	II
QH			*				D	-	III

Tab. 35: Ergebnisse PEST-Anpassung Var1a

Name	$k_{s,S}$ [m s ⁻¹]	$k_{s,M2}$ [m s ⁻¹]	$n_{s,S}$ [1]	$n_{s,M2}$ [1]	$S_{s,S}$ [1]	$S_{s,M2}$ [1]	$S_{r,S}$ [1]	$S_{r,M2}$ [1]	$VG\alpha_S$ [m ⁻¹]	$VG\alpha_{M2}$ [m ⁻¹]	VGn_S [1]	VGn_{M2} [1]	A_S [1]	A_{M2} [1]	D [m ²]
UG	1,16E-13	1,16E-13	0,37	0,58	0,80	0,80	0	0	0	0	1,00	1,00	-	-	1,00E-06
OG	1,16E-01	1,16E-01	0,43	0,66	1,00	1,00	0,40	0,40	5,00	5,00	5,00	5,00	-	-	5,00E-04
Var1.1a	7,00E-05	1,00E-07	0,40	0,65	1,00	0,95	0,00	0,10	3,00	0,13	1,96	1,39	1,00E-04	1,00E-04	
	1,22E-04	1,02E-07	0,371	0,648	0,800	0,962	0,332	6,95E-02	1,106	0,124	1,011	1,403	1,74E-04	1,02E-04	
Var1.2a	7,00E-05	1,00E-07	0,40	0,65	1,00	0,95	0,00	0,10	3,00	0,13	1,96	1,39	1,00E-04	1,00E-04	
	7,84E-05	1,39E-07	0,430	0,586	1,000	0,894	0,000	1,42E-01	1,201	0,141	1,060	1,138	1,12E-04	1,39E-04	
Var1.2.1a	7,84E-05	1,39E-07	0,430	0,586	1,000	0,894	0,000	1,42E-01	1,201	0,141	1,060	1,138	1,12E-04	1,39E-04	
	7,84E-05	1,39E-07	0,430	0,586	1,000	0,894	0,000	1,42E-01	1,201	0,141	1,060	1,138	1,12E-04	1,39E-04	
Var1.2.2a	7,84E-05	1,39E-07	0,430	0,586	1,000	0,894	0,000	1,42E-01	1,201	0,141	1,060	1,138	1,12E-04	1,39E-04	1,00E-04
	7,87E-05	2,00E-07	0,425	0,585	0,998	0,890	0,000	1,47E-01	1,194	0,134	1,032	2,108	1,12E-04	1,39E-04	1,30E-05
Var1.2.2.1a	7,87E-05	2,00E-07	0,425	0,585	0,998	0,890	0,000	1,47E-01	1,194	0,134	1,032	2,108	1,12E-04	1,39E-04	1,30E-05
	7,87E-05	2,00E-07	0,425	0,585	0,998	0,890	0,000	1,47E-01	1,194	0,134	1,032	2,108	1,12E-04	1,39E-04	1,30E-05
Var1.2.2.2a	7,87E-05	2,00E-07	0,425	0,585	0,998	0,890	0,000	1,47E-01	1,194	0,134	1,032	2,108	1,12E-04	1,39E-04	1,30E-05
	7,87E-05	2,00E-07	0,425	0,585	0,998	0,890	0,000	1,47E-01	1,194	0,134	1,032	2,108	1,12E-04	1,39E-04	1,30E-05

UG: Untere Grenze; OG: Obere Grenze
ROT: Initiale Parameter
GRÜN: Parameter nach Anpassung

11.4 Anhang D - Fotos



Abb. 224: Landesküstenschutzdeich westlich von Zingst, Fischland-Darß



(a) *Videoendoskopie in einem künstlichen Röhrensystem*



(b) *Videoendoskopie im Boden*

Abb. 225: Versuche zur videoendoskopischen Sondierung zur Erkundung von Wühltiergängen



(a) *QD LM*

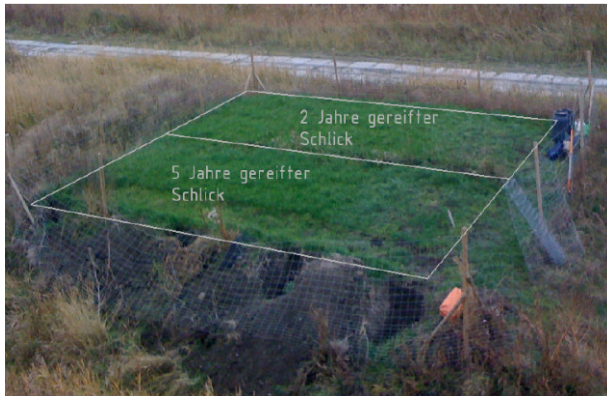


(b) *QD LO (1)*

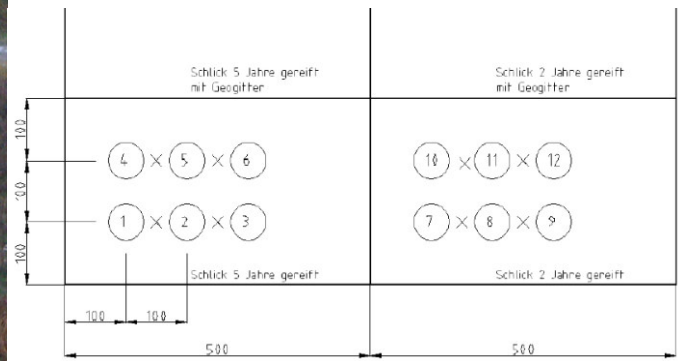


(c) *QD LO (2)*

Abb. 226: Mit Gipssuspension eingefärbte Profile am Querschnitt D des Rostocker Forschungsdeiches



(a) Testfeld A



(b) Schema der Beprobung mit Messpunkt-Nr. und durch "x" gekennzeichnete Entnahmepunkte von Stechzylinderproben

Abb. 227: Testfeld A (SCHARFENBERG 2013)

Wühltieraktivität des Maulwurfs am Rostocker Forschungsdeich

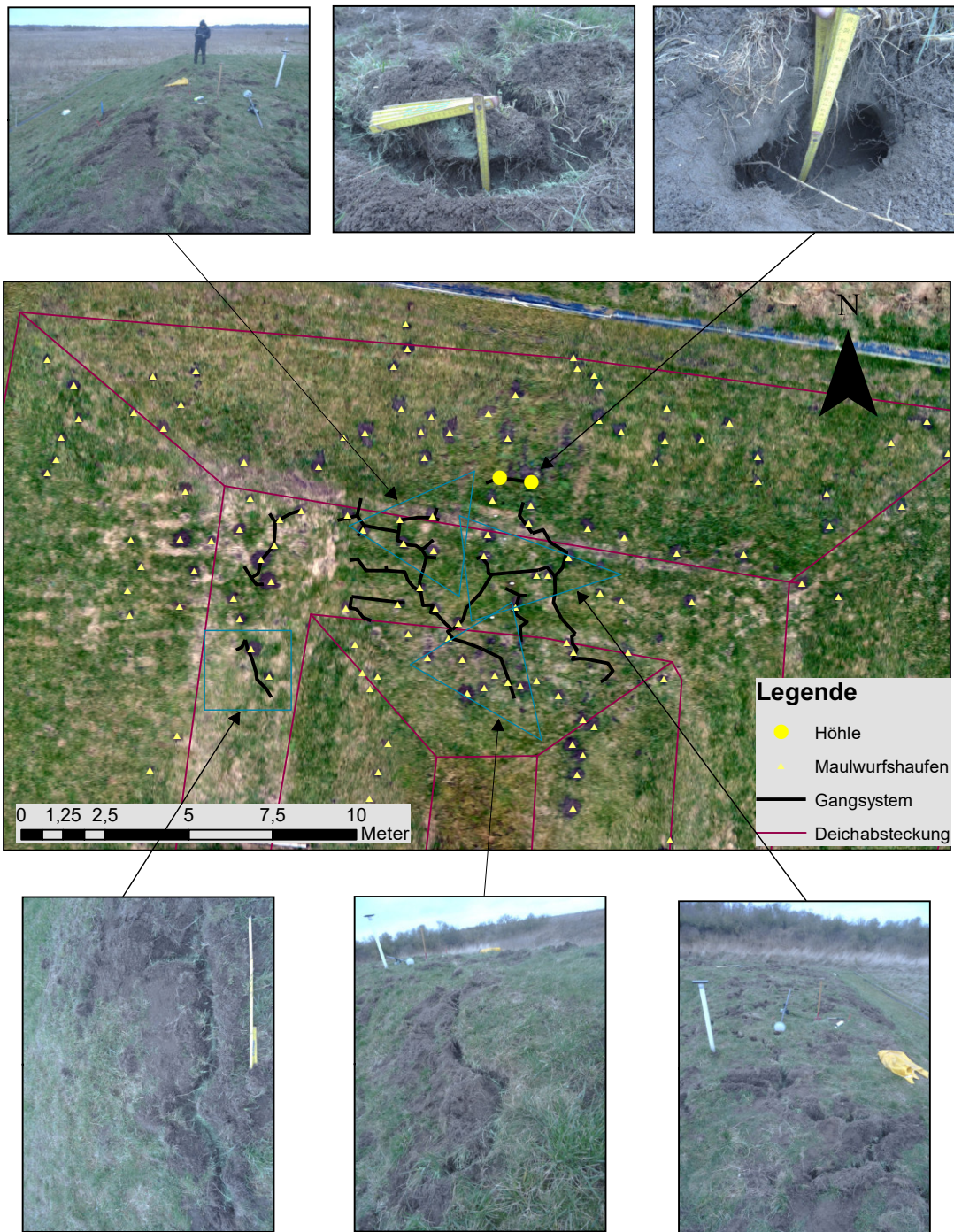


Maßstab 1:500

Universität Rostock: Professur Geotechnik und Küstenwasserbau
Markgrafenheide, der 01.02.2018
Koordinatensystem: ETRS1989/UTM33
Bearbeiter: Tim Jurisch

Abb. 228: Eingemessene Maulwurfshaufen am Rostocker Forschungsdeich

Gangsystem eines Maulwurfs im Polder 3 des Rostocker Forschungsdeichs



Maßstab 1:150

Universität Rostock: Professur Geotechnik und Küstenwasserbau
Markgrafenheide, der 01.02.2018
Koordinatensystem: ETRS1989/UTM33
Bearbeiter: Tim Jurisch

Abb. 229: Erkundung von Maulwurfgängen am Rostocker Forschungsdeiches (nördl. Böschung, Polder III)