

Aus dem Lehrstuhl für Landeskulturelle Ingenieurbauwerke, Geotechnik und  
Küstenwasserbau der Agrar- und Umweltwissenschaftlichen Fakultät

**Die Ermittlung charakteristischer Bodenkennwerte  
der Torfe und Mudden Mecklenburg-Vorpommerns  
als Eingangsparameter für erdstatische Berechnungen  
nach Eurocode 7 / DIN 1054**

Dissertation

zur Erlangung des akademischen Grades

Doktor der Ingenieurwissenschaften (Dr.-Ing.)

an der Agrar- und Umweltwissenschaftlichen Fakultät  
der Universität Rostock

vorgelegt von           Dipl.-Ing. Christian Koepke  
                                  wohnhaft in Rostock (Mecklenburg-Vorpommern)

Rostock, den 28. Juni 2014

## **GUTACHTER:**

### **Prof. Dr.-Ing. Fokke Saathoff**

Lehrstuhl für Landeskulturelle Ingenieurbauwerke, Geotechnik und  
Küstenwasserbau an der Agrar- und Umweltwissenschaftlichen Fakultät  
Universität Rostock

### **Ph.D. D.Sc. Zbigniew Sikora**

Dept. of Geotechnics, Geology & Maritime Engineering  
Gdansk University of Technology

### **Prof. Dr.-Ing. Norbert Meyer**

Institut für Geotechnik und Markscheidewesen  
Technische Universität Clausthal

**Tag der öffentlichen Verteidigung:** 09. Dezember 2014

## **Abstract**

About 13 % of the total land area of Mecklenburg - Western Pomerania is covered by organic soils such as peat or mud. Therefore a great number of permanent or temporary constructions as dikes or dams have to be set on such highly compressible soils. The aim of this study is to determine characteristic values of organic mud and peat of Mecklenburg-Western Pomerania, which are statistically secured and can be used as input parameters for geotechnical calculations according to Eurocode 7. For construction design on organic soils it is essential to distinguish between stress-independent and stress-dependent parameters. Appropriate correlations should be formulated, especially for the stress-dependent parameters. They will allow determining the input values by using common geotechnical parameters.

Data acquisition has been performed on the basis of geotechnical laboratory tests and archival material. The sampling sites with a total of 1917 individual samples being taken cover a large part of the land area of Mecklenburg-Western Pomerania. The data have been analyzed statistically. Available literature data and the results of field measurements have been used to validate the results of this work.

As analyzed data shows, the water content is an important reference value for correlative relationships of stress-dependent soil parameters because of its dependency on the composition of the organic matter and the mineral grain content as well as the external stress state of the soil element and the ground water level. As a first analytical step, separate curves for different kinds of mud and peat can be formulated to describe the relationship between the relative water-binding capacity, which is the ratio value of the water content to the loss-on-ignition, and the external stress state. Because of these results, the water content can be used as an important reference value for correlations.

The wet and dry densities and the pore volumes of the peat and mud samples depend on the very same factors that also influence the water content and therefore have to be rated as stress-dependent. As a result, correlative relationships between densities and water content can be clearly formulated. However, the particle density, that is required for the determination of the void ratio, largely depends on the weighted average of the particle density of the organic matter and of the mineral part. For this reason the particle density is a stress-independent parameter and so very tight correlations between the particle density and the loss-on-ignition can be established. As a conclusion, the pore ratio that is calculated from the dry density and the particle density has been used as an important reference value for correlations as well.

Using the water content and the void ratio as reference values, for soil parameters that are required for analytical geotechnical calculations, specific correlations can be formulated as following:

- weight, effective weight, weight of saturation
- undrained Young's modulus
- coefficients of stiffness according to OHDE (1939)
- coefficients of water permeability and coefficients of consolidation
- coefficients of secondary compression and creep values according to BUISMANN

The exponent of stiffness according to OHDE (1939) of  $w_e \approx 1.0$  for the stress-dependent formulation of the Oedometer modulus at initial loading can be confirmed in this work. A stress-dependent formulation has been defined to determine the coefficient of water permeability. It is based on a reference water permeability value at a reference stress state and a water permeability exponent. These parameters have soil-specific values that have been determined in this study. For the analytical calculation of settlements in the case of reloading, the ratio of the modulus for primary loading and reloading as a function of the pre-stress grades has been determined. For numerical calculations according to the commonly used Soft-Soil-Creep-model (SSC) of the PLAXIS B.V correlations are formulated to define the following soil parameters:

- modified compression index, modified swelling index, modified creep index
- coefficient of compression, re-compression and swelling
- coefficient "change of permeability"

Considering the drained and undrained shear strength parameters statistically reliable correlative relationships with the water content and void ratio cannot be proven. Instead, tight correlations between the effective stress and the drained shear strength have been determined to gain the soil-specific values of the drained friction angle and the drained cohesion. The soil-specific values of the measured laboratory data have been statistically analyzed to estimate the undrained shear strength. The results can be rated as relevant for geotechnical design according to the specifications of DIN EN 1997-1 (2009) and DIN 1054 (2010).

Finally, on the basis of the results of this study characteristic soil- and stress-dependent parameters have been specified which can be used for geotechnical calculations in accordance with DIN EN 1997-1 (2009) and DIN 1054 (2010). Hopefully, these values will be used for geotechnical design in upcoming projects and may be checked and confirmed by field measurements.

## Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>Einleitung</b> .....	<b>6</b>
<b>2</b>	<b>Grundlagen</b> .....	<b>8</b>
2.1	Organische Bodensubstanz .....	8
2.1.1	Abbau- und Umwandlungsprozesse organischer Substanz .....	8
2.1.2	Lignin .....	10
2.1.3	Huminstoffe .....	11
2.2	Organische Böden in Mecklenburg-Vorpommern .....	14
2.2.1	Mudden .....	14
2.2.2	Torfe .....	18
2.2.3	Moorbildung in Mecklenburg - Vorpommern .....	21
2.3	Bautechnische Handhabung organischer Böden .....	27
2.3.1	Bautechnische Bodenklassifizierung .....	27
2.3.2	Bauweisen auf organischen Böden .....	28
2.3.3	Erdstatische Berechnungen bei Anwendung des Überschüttverfahrens .....	31
<b>3</b>	<b>Stand der Forschung</b> .....	<b>35</b>
3.1	Forschungsberichte / Veröffentlichungen .....	35
3.2	Regelwerke / Empfehlungen in Deutschland .....	39
3.3	Fazit .....	41
<b>4</b>	<b>Bearbeitungsmethodik</b> .....	<b>42</b>
4.1	Datengewinnung und -klassifizierung .....	42
4.2	Versuchstechnik und -durchführung .....	44
4.2.1	Bestimmung der Korndichte und des Glühverlusts .....	44
4.2.2	Bestimmung des Wassergehaltes und der Dichte .....	46
4.2.3	Bestimmung der Korngrößenverteilung .....	46
4.2.4	Eindimensionale Kompressionsversuche .....	46
4.2.5	Bestimmungen des Wasserdurchlässigkeitsbeiwerts .....	47
4.2.6	Einaxiale Druckversuche .....	48
4.2.7	Laborflügelsondierungen .....	48
4.2.8	Rahmenscherversuche .....	49
4.3	Statistische Datenauswertung .....	50
4.3.1	Spannungsabhängige und -unabhängige Parameter .....	50
4.3.2	Merkmalsanalyse .....	51
4.3.3	Korrelations- und Regressionsanalyse .....	52
4.3.4	Bezugsparameter für korrelative Beziehungen .....	54
4.4	Validierung .....	56
4.4.1	Vergleich mit Literaturangaben .....	56
4.4.2	Auswertung baubegleitender Feldmessungen .....	57
4.4.3	Validierung auf Grundlage von Feldmessungen (SLS) .....	61
4.4.4	Validierung auf Grundlage von Feldmessungen (ULS) .....	63
<b>5</b>	<b>Wassergehalt, Plastizität, Porenvolumen, Dichte und Wichte</b> .....	<b>64</b>
5.1	Wassergehalt und Plastizität .....	64
5.2	Feucht- und Trockendichte .....	73
5.3	Korndichte .....	75
5.4	Porenanteil und Porenzahl .....	79
5.5	Wichte .....	86

<b>6</b>	<b>Kennwerte für Nachweise im GZ der Gebrauchstauglichkeit (SLS).....</b>	<b>93</b>
6.1	Einführung.....	93
6.1.1	Ursachen vertikaler Bodenverformungen .....	93
6.1.2	Spannungen im Baugrund .....	94
6.1.3	Setzungsanteile .....	100
6.2	Kennwerte zur analytischen Berechnung von Initialsetzungen.....	103
6.2.1	Berechnungsverfahren .....	103
6.2.2	Elastizitätsmodul, undränniert ( $E_u$ ).....	104
6.3	Kennwerte zur analytischen Berechnung von Primärsetzungen .....	108
6.3.1	Steifemodulverfahren.....	108
6.3.2	Steifebeiwerte bei Erstbelastung ( $v_e, w_e$ ).....	112
6.3.3	Steifemodul bei Wiederbelastung ( $E_{oed,2}$ ).....	115
6.4	Kennwerte zur Durchführung analytischer Zeit - Setzungsrechnungen.....	117
6.4.1	Zeitlicher Setzungsverlauf bei organischen Böden.....	117
6.4.2	Konsolidationstheorie .....	119
6.4.3	Wasserdurchlässigkeitsbeiwert ( $k_{10}$ ).....	122
6.4.4	Konsolidationsbeiwert ( $c_v$ ) .....	129
6.4.5	Berechnung von Sekundärsetzungen.....	132
6.4.6	Kriechbeiwert nach BUISMANN ( $C_B$ ).....	133
6.4.7	Sekundärsetzungsbeiwert ( $c_\alpha$ ).....	135
6.5	Kennwerte zur Durchführung numerischer Berechnungen.....	137
6.5.1	Stoffgesetze der PLAXIS B.V. ....	137
6.5.2	Modified compression index / modified swelling index ( $\lambda^*, \kappa^*$ ).....	139
6.5.3	Modified creep index ( $\mu^*$ ).....	143
6.5.4	Kompressions-, Schwell- und Rekompansionsbeiwert ( $C_C, C_S, C_R$ ).....	145
6.5.5	Change of permeability ( $c_k$ ) .....	150
<b>7</b>	<b>Kennwerte für Nachweise im GZ der Tragfähigkeit (ULS).....</b>	<b>153</b>
7.1	Einführung.....	153
7.2	Winkel der inneren Reibung, dränniert ( $\varphi'$ ) .....	157
7.3	Kohäsion, dränniert ( $c'$ ).....	163
7.4	Undrännierte Scherfestigkeit ( $c_u$ ) .....	164
<b>8</b>	<b>Feldmessungen - Vergleichsrechnungen und Validierung.....</b>	<b>171</b>
8.1	Auswertung von Feldmessungen und Vergleichsrechnungen.....	171
8.1.1	Sturmflutschutz Dassow (2000 - 2002).....	172
8.1.2	Sturmflutschutz Ueckermünde (2004 - 2005).....	177
8.1.3	B 197, Brücke über den Landgraben (2004) .....	184
8.1.4	BAB A 14, 2. BA, Talbrücke Mühlenbach (2007 - 2009) .....	188
8.1.5	BAB A 14, 2. BA, Talbrücke Liessow (2007 - 2009) .....	194
8.2	Bewertung der Ergebnisse / Validierung.....	199
8.2.1	Analytische Setzungsrechnungen .....	199
8.2.2	Analytische Zeitsetzungsrechnungen .....	201
8.2.3	Numerische Verformungsrechnungen .....	202
8.2.4	Stand sicherheitsrechnungen .....	205
<b>9</b>	<b>Empfehlungen für den Ansatz charakteristischer Bodenkennwerte .....</b>	<b>206</b>
9.1	Grundlagen .....	206
9.2	Wichte .....	209
9.3	Kennwerte für Nachweise im GZ der Gebrauchstauglichkeit .....	211
9.4	Kennwerte für Nachweise im GZ der Tragfähigkeit .....	213
<b>10</b>	<b>Zusammenfassung und Ausblick.....</b>	<b>214</b>

---

<b>Literaturquellen / Normen.....</b>	<b>219</b>
<b>Projektquellen.....</b>	<b>224</b>
<b>Verzeichnisse .....</b>	<b>239</b>
Abbildungsverzeichnis .....	239
Tabellenverzeichnis .....	242
Verzeichnis verwendeter Abkürzungen .....	245
Verzeichnis der verwendeten Formelzeichen.....	245
<b>Thesen.....</b>	<b>248</b>

## **Anhang**

Der Anhang ist in einem gesonderten Band enthalten.

Anhang A	Probenentnahmestandorte
Anhang B	Probenumfang
Anhang C	Literaturangaben zu charakteristischen Bodenkennwerten und Korrelationen
Anhang D	Auswertungs- / Berechnungsblätter
Anhang E	Merkmalsanalysen
Anhang F	Korrelations- und Regressionsanalysen
Anhang G	Feldmessungen - Messreihen
Anhang H	Empfehlungen für den Ansatz charakteristischer Bodenkennwerte

## 1 Einleitung

Dem Bauen auf organischen Böden kommt in Mecklenburg-Vorpommern aufgrund des hohen Anteils an Moorstandorten eine besondere Bedeutung zu. Das LANDESAMT FÜR UMWELT, NATURSCHUTZ UND GEOLOGIE (2005) gibt den Anteil an Moorflächen mit ca. 13% an der Gesamtlandesfläche an. In bautechnischer Hinsicht sind organische Böden als besonders anspruchsvoll einzustufen, da diese Böden im Vergleich zu mineralischen Böden folgende ungünstige Eigenschaften aufweisen:

- Hohe Kompressibilität / Verformbarkeit
- Geringe Festigkeit
- Geringe Wasserdurchlässigkeit
- Viskoses Verhalten (Kriechen)

Neben küsten- und flusstypischen Bauwerken wie Hafenanlagen, Werftanlagen und Deichbauwerken, die funktionsbedingt an Standorten errichtet werden müssen, an denen organische Böden zu erwarten sind, queren auch nahezu alle größeren und eine Vielzahl mittlerer und kleinerer Infrastrukturbauwerke wie Straßen oder Schienenwege derartige Moorstandorte. Hinzu kommt eine Vielzahl sehr unterschiedlicher Einzelbauwerke wie beispielsweise Gebäude, Stützwände oder Fischaufstiegsanlagen, die in Bereichen organischer Böden angeordnet werden müssen. Diese Bauten werden entweder selbst "schwimmend", d.h. in Form einer Flachgründung direkt auf den organischen Böden gegründet oder werden mit einer Tiefgründung in den unterlagernden tragfähigen Bodenschichten abgesetzt. Für die Ausführung von Tiefgründungen sind aber wiederum Baubehelfe wie Arbeitsebenen oder Baustraßen auf den organischen Böden herzustellen.

Entscheidend für die Bemessung von schwimmend gegründeten Bauwerken oder Baubehelfen ist der Ansatz zutreffender charakteristischer Bodenkennwerte. Bei aktuellen Standardwerken, welche in der Geotechnik Anwendung finden, wie z.B. dem GRUNDBAUTASCHENBUCH (2008) oder den EMPFEHLUNGEN DES ARBEITSAUSSCHUSSES "UFEREINFASSUNGEN" HÄFEN UND WASSERSTRASSEN" (2012) sind für organische Böden nur weit gefasste Spannbreiten oder Anhaltswerte charakteristischer Kennwerte angegeben. Hierfür gibt es mehrere Gründe. Ein wesentlicher Grund hierfür ist sicherlich im nach wie vor geringen zur Verfügung stehenden Datenbestand zu suchen, der bislang kaum eine statistische Auswertung zur Gewinnung allgemeingültiger Angaben ermöglicht. Der geringe, zur Verfügung stehende Datenbestand begründet sich in der schwierigen und kostenaufwendigen Gewinnung qualitativ hochwertiger Bodenproben für notwendige Laboruntersuchungen. Da organische Böden aufgrund deren Genese unterhalb des Grundwasserspiegels liegen, ist die Gewinnung ungestörter Bodenproben ohne größere Aufwendungen



nur über oberflächennahe Schürfe möglich. Daher sind in der vorhandenen Literatur zwar vergleichsweise häufig standortbezogene Untersuchungsergebnisse für die oberflächennah vorhandenen Torfe zu finden, für die tiefer liegenden oder im Bereich offener Gewässer vorkommenden Mudden wurden bislang aber nur sehr wenige Untersuchungsergebnisse veröffentlicht. Ein weiteres Problem der Charakterisierung organischer Böden auf Grundlage oberflächennaher Bodenproben besteht darin, dass die oberen Bodenschichten oftmals durch Bewirtschaftung, Durchwurzelung, Austrocknung o.ä. beeinflusst und daher zumeist nicht geeignet sind, die weitgehend unbeeinflussten, tiefer gelegenen Schichten zu charakterisieren. Eine für die gesamte Schichtmächtigkeit repräsentative Probengewinnung ist demnach sowohl im Land- als auch im Wasserbereich nur über Bohrungen möglich. Für die Ableitung allgemeingültiger Zusammenhänge und Korrelationen ist es zudem aus Sicht des Verfassers erforderlich, Bodenproben möglichst vieler verschiedener Standorte zu untersuchen, so dass die Probengewinnung einen möglichst großen Untersuchungsraum umfasste. Des Weiteren liegt die Schwierigkeit der Ermittlung charakteristischer Bodenkennwerte organischer Böden darin begründet, dass sich diese bei spannungsinduzierter Deformation des Bodenkörpers deutlich ändern. Bereits WERTZ (1979) unterschied zwischen statischen (spannungsunabhängigen) und dynamischen (spannungsabhängigen) bodenphysikalischen Größen. Es besteht nach wie vor erheblicher Forschungsbedarf darin, diese spannungsabhängigen Änderungsprozesse zu charakterisieren und hieraus verlässliche Bodenkennwerte zu ermitteln. So führte beispielsweise eine Forschungsarbeit der DEUTSCHEN FORSCHUNGSGESELLSCHAFT FÜR BODENMECHANIK (2001) nur zur Feststellung von Tendenzen bei Korrelationen bezüglich der Festigkeitsparameter, statistisch gesicherte Aussagen konnten aber nicht formuliert werden. Ziel der vorliegenden Arbeit ist es daher, einen möglichst breiten Datenbestand der in Mecklenburg-Vorpommern vorhandenen Mudden und Torfe zusammenzustellen, diesen statistisch auszuwerten und hieraus charakteristische Bodenkennwerte für die Durchführung von geotechnischen Nachweisen abzuleiten. Für die spannungsabhängigen Bodenkennwerte sollen geeignete Korrelationen gefunden werden, die eine verlässliche Ermittlung dieser Kennwerte anhand einfach zu bestimmender Bodenparameter erlauben.

Aufgrund der langjährigen Tätigkeit des Verfassers bei der BAUGRUND STRALSUND Ingenieurgesellschaft konnten für die Durchführung und Auswertung eigener Laboruntersuchungen, die einen wesentlichen Teil dieser Arbeit bilden, gestörte und ungestörte Bodenproben verwendet werden, die im Rahmen von aktuellen Baugrunderkundungen gewonnen wurden. Darüber hinaus konnte der Verfasser auf Daten des seit 1955 geführten firmeneigenen Archivs zurückgreifen. Der so zusammengestellte Datenbestand umfasst nahezu das gesamte Landesgebiet Mecklenburg-Vorpommerns. Zur Validierung der ermittel-

ten Kennwerte standen zudem die Ergebnisse baubegleitender Feldmessungen zur Verfügung, die überwiegend durch den Verfasser selbst ausgeführt und ausgewertet wurden.

Die vorliegende Arbeit gliedert sich in insgesamt neun Kapitel. In Kapitel 2 werden zunächst der Untersuchungsgegenstand, die Mudden und Torfe Mecklenburg-Vorpommerns, sowie deren bautechnische Handhabung charakterisiert. Des Weiteren werden die grundlegenden Eigenschaften und die Zusammensetzung organischer Bodensubstanz erläutert. In Kapitel 3 wird der vorhandene Forschungsstand zusammengefasst. Die Bearbeitungsmethodik (Probengewinnung, Probenklassifizierung, Versuchsdurchführung, statistische Datenauswertung und die Auswertungsmethodik für Feldmessungen) ist in Kapitel 4 dargestellt. Die Ergebnisse der durchgeführten Laboruntersuchungen werden in den Kapiteln 5, 6 und 7 dargelegt. Kapitel 8 beinhaltet die Validierung der Laborergebnisse anhand durchgeführter baubegleitender Messungen. Abschließend werden in Kapitel 9 Empfehlungen für den Ansatz charakteristischer Bodenkennwerte im Sinne der DIN 1055-2 (2010) auf Grundlage der Laborergebnisse und deren Validierung unterbreitet.

## **2 Grundlagen**

### **2.1 Organische Bodensubstanz**

Soweit nicht gesondert kenntlich gemacht, basieren die in den Abschnitten 2.1.1 bis 2.1.3 behandelten Grundlagen und die Abbildung 2.1 auf den Angaben in SCHEFFER / SCHACHTSCHABEL (1998) und LEINWEBER / MENNING / KAHLE (1999). Eigene Untersuchungen wurden hierzu nicht ausgeführt.

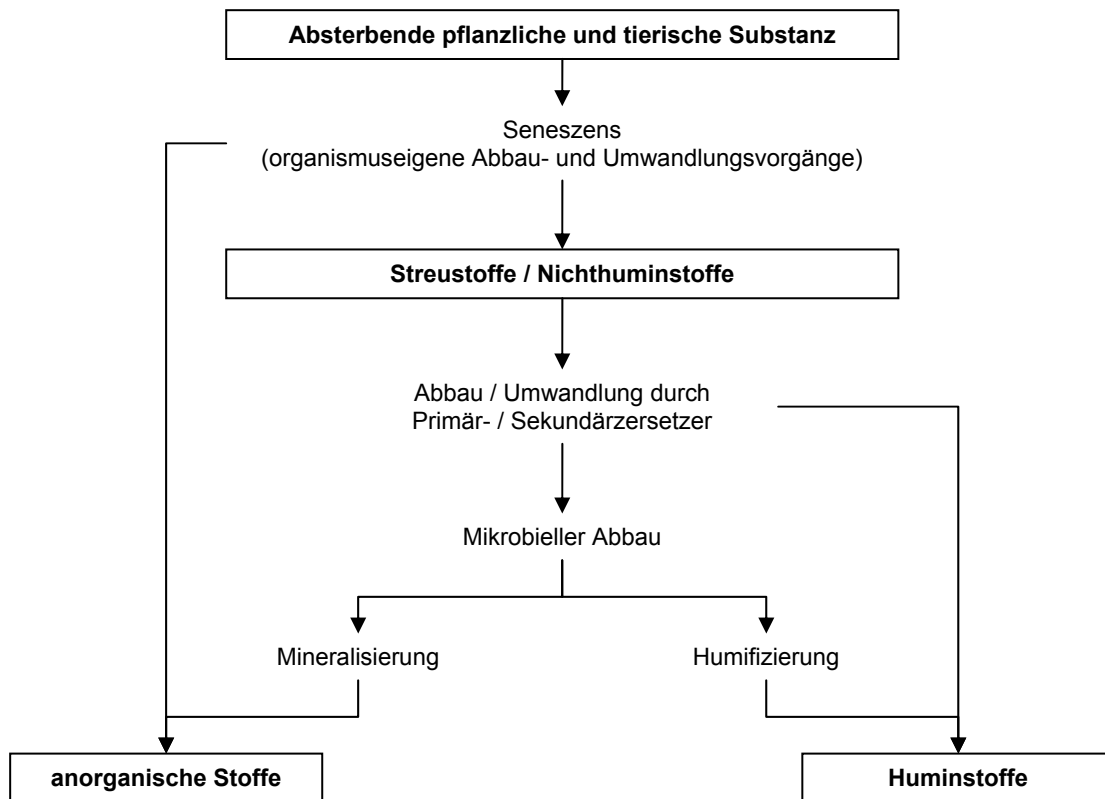
#### **2.1.1 Abbau- und Umwandlungsprozesse organischer Substanz**

Die Organische Bodensubstanz (OBS) setzt sich aus abgestorbener pflanzlicher und tierischer Substanz sowie deren Umwandlungsprodukten zusammen. Im weiteren Sinne zählen auch durch menschliche Tätigkeit eingebrachte organische Stoffe, z.B. organische Düngemittel, zur organischen Bodensubstanz. In Abgrenzung hierzu werden die lebenden Bodenorganismen als Edaphon bezeichnet.

Während des Absterbens pflanzlicher und tierischer Substanz finden bereits erste organismuseigene Umwandlungsprozesse statt, die als Seneszenz bezeichnet werden. Es handelt sich hierbei um enzymatische Reaktionen, bei denen stoffliche Verbindungen in deren Einzelbestandteile zerlegt und mineralische Nährstoffe, wie beispielsweise K, Mg, Ca, freigesetzt werden. Die anschließend in den Boden gelangenden organischen Stoffe werden

als Nichthuminstoffe oder Streustoffe bezeichnet. Es handelt sich hierbei um organische Stoffgruppen wie Cellulose, Hemicellulose, Pektine, Lignin, Proteine, Aminosäuren und Lipide. Die Streustoffe werden anschließend durch Primärerzersetzer wie Pilze, Regenwürmer, Insekten, Spinnentiere sowie im weiteren Verlauf durch Sekundärerzersetzer wie Milben und Nematoden weiter aufgespalten und zerkleinert. Die Aufspaltung und Zerkleinerung der Streustoffe durch Primär- und Sekundärerzersetzer begünstigt den nachfolgenden mikrobiellen Abbau der OBS. Hierbei werden aber auch bereits organo-mineralische Komplexe gebildet, wodurch die organische Substanz teilweise gegen einen weiteren Abbau stabilisiert wird (Huminstoffbildung und -stabilisierung). Beim mikrobiellen Abbau der organischen Substanz wird zwischen der Mineralisierung und der Humifizierung unterschieden. Bei der Mineralisierung entstehen rein anorganische Stoffe. Der Grad der Mineralisierung wird vor allem durch die Bodenverhältnisse wie Temperatur, Sauerstoffangebot, pH-Wert usw. bestimmt. Eine unter aeroben Bedingungen stattfindende Mineralisierung heißt Verwesung. In saurem und anaerobem Milieu ist die Mineralisierung hingegen stark gehemmt und wird als Fäulnis oder Gärung bezeichnet. Parallel zur Mineralisierung erfolgt die Humifizierung. Die o.g. Streustoffe werden hierbei unter aeroben oder unter anaeroben Bedingungen in Huminstoffe umgewandelt. Bei Huminstoffen handelt es sich um hochmolekulare organische Verbindungen, die gegen einen weiteren Abbau weitestgehend stabilisiert sind und aufgrund ihrer besonderen Eigenschaften die für organische Böden typischen bautechnischen Eigenschaften prägen. Eine vereinfachte schematische Darstellung der genannten Abbau- und Umwandlungsprozesse ist in Abb. 2.1 dargestellt.

Neben den Milieubedingungen des Bodens hat auch die stoffliche Zusammensetzung der Streustoffe einen wesentlichen Einfluss auf den mikrobiellen Abbau der OBS. Pflanzliche Zellwände bestehen hauptsächlich aus Cellulose, Hemicellulose und Pektinen (Polysaccharide). Diese Stoffe dienen Mikroorganismen als eigenständige Kohlenstoff- und Energiequelle und können daher unter aeroben Bedingungen rasch und vollständig umgesetzt werden. In diesem Fall entstehen als Endprodukte Wasser ( $H_2O$ ) und Kohlendioxid ( $CO_2$ ), die enthaltenen Mineralstoffe werden entweder aufgenommen oder in die Bodenlösung abgegeben. In anaerobem Milieu findet hingegen aufgrund des anstelle des Luftsauerstoffs benötigten alternativen Oxidationsmittels eine meist unvollständige Umwandlung zu niedermolekularen organischen Substanzen statt. Wichtige Stoffgruppen wie Zucker, Stärke, Proteinen und Lipiden werden in gleicher Weise abgebaut.



**Abb. 2.1: Übersicht über die wesentlichen Abbau- und Umwandlungsprozesse organischer Substanz**

Verholzte Pflanzenteile enthalten einen beträchtlichen Anteil an Lignin (vgl. Abschnitt 2.1.2). Lignin kann im Gegensatz zu den o.g. Ausgangsstoffen nicht als alleinige Kohlenstoffquelle oder Energiequelle für Mikroorganismen dienen, daher vollzieht sich der Ligninabbau wesentlich langsamer. Der Ligninabbau geschieht teilweise als Mineralisierung, bei der ebenfalls  $\text{CO}_2$  freigesetzt wird. Ein Teil des Lignins wird jedoch direkt in Huminstoffe umgewandelt. Im Gegensatz zum Abbau der Polysaccharide kann der Ligninabbau nur unter aeroben Bedingungen stattfinden. Bei anaeroben Verhältnissen kommt es daher zu einer Akkumulation ligninhaltiger Pflanzenteile.

### 2.1.2 Lignin

Bei Lignin handelt es sich um räumlich strukturierte Makromoleküle, die das Gefüge der aus Polysacchariden bestehenden pflanzlichen Zellen ausfüllen. Lignin wirkt versteifend und ist vorwiegend in verholzten Pflanzenteilen enthalten. In SCHEFFER / SCHACHTSCHABEL (1998) werden beispielhaft folgende Ligninanteile angegeben:

---

Holz (Buche, Fichte)	24 % - 28 %
Rinde (Buche, Fichte)	38 % - 39 %
Blätter (Buche)	11 % - 16 %
Wurzelholz (Buche)	22 %
Feinwurzeln (Buche)	33 %
Weidelgras	4 % bis 6 %

Niedermoortorfe, die vor allem aus Erlen, Weiden, Schilfen und Seggen bestehen, enthalten somit einen wesentlichen Anteil an Lignin. Subhydrische Pflanzen, Bakterien, Pilze und das in Seen enthaltene Phytoplankton, welche die Ausgangsstoffe von Mudden bilden, enthalten hingegen keinen oder nur einen sehr geringen Anteil an Lignin.

### 2.1.3 Huminstoffe

Die bei der Umwandlung organischer Substanz entstehenden Huminstoffe sind saure, hydrophile (= wasserbindende) Makromoleküle, die nach LEINWEBER / MENNING / KAHLE (1999) eine hohe Porosität und eine hohe Flexibilität aufweisen. Entsprechend deren Löslichkeit werden Huminstoffe weiter in Fulvosäuren, Huminsäuren und in Humine unterteilt. Huminstoffe sind gegen weiteren Abbau stabilisiert. Nach LEINWEBER / MENNING / KAHLE (1999) beträgt das Alter der in Moorböden enthaltenen Huminstoffe bis zu 5.400 <sup>14</sup>C-Jahre. In SCHEFFER / SCHACHTSCHABEL (1998) sind beispielhaft die Streu- und Huminstoffgruppen einer Parabraunerde dargestellt. Demnach besteht die untersuchte OBS zu etwa 20 % bis 70 % aus Huminstoffen.

Huminstoffe und die umgebende Bodenlösung stellen aufgrund der Partikelgröße der Huminstoffe ebenso wie Tonteilchen ein kolloides System dar. Die Partikelgröße von kolloiden Teilchen liegt etwa zwischen 1 nm und 1 µm. Die bei Huminstoffen entstehenden Knäuelstrukturen bzw. Netzwerke lassen sich gemäß LEINWEBER / MENNING / KAHLE (1999) dem gleichen Größenbereich zuordnen. Kolloide Partikel besitzen eine relativ hohe Oberflächenladung, welche durch die Anlagerung von entgegengesetzt geladenen Ionen neutralisiert wird. Diese Anlagerung wird als Sorption und das anlagernde Teilchen als Sorbent bezeichnet. Da die sorbierten Ionen überwiegend von Wassermolekülen umlagert (= hydratisiert) sind, binden die kolloiden Partikel zugleich in erheblichem Umfang Wassermoleküle. Da Wassermoleküle Dipole darstellen, können sich die Wassermoleküle an negativ geladene Anionen und an positiv geladene Kationen gleichermaßen anlagern. Die Anzahl der gebundenen Wassermoleküle hängt von der Größe und der Ladung des Ions ab. Kationen sind meist größer als Anionen und vermögen somit auch eine höhere Zahl an Wassermolekülen zu binden.

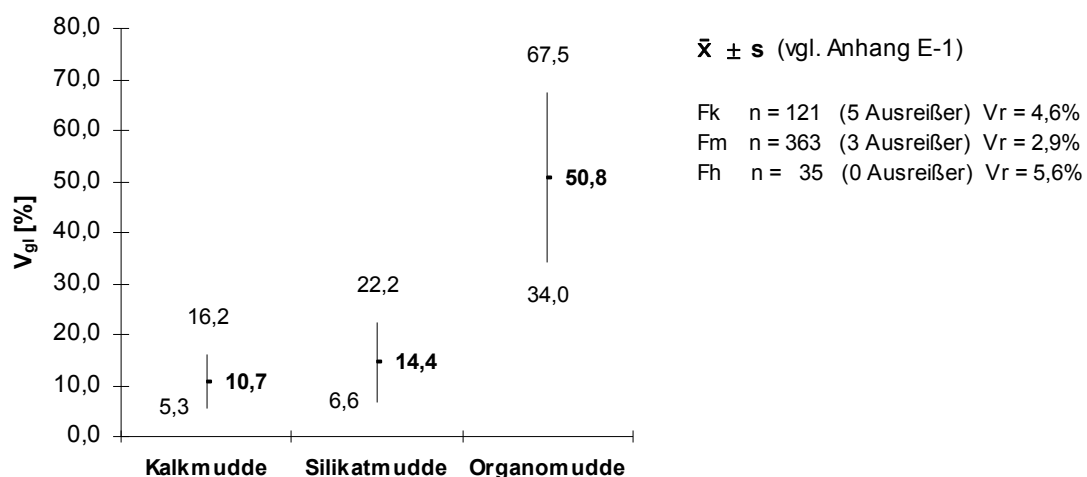
Gemäß dem gängigen Modell der Doppelschicht nach STERN (1924), welches die Vereinigung des Modells der starren Schicht nach VON HELMHOLTZ und der diffusen Doppelschicht nach GOUY-CHAPMANN darstellt, umgibt den Sorbenten zunächst eine Schicht, in der sich bevorzugt die höherwertigen Ionen anlagern und dort fest gebunden sind. Diese starre Schicht bezeichnet man als Helmholtz-Schicht. Die Helmholtz-Schicht wird weiter in eine innere Helmholtz-Schicht und eine äußere Helmholtz-Schicht unterteilt. Die innere Helmholtz-Schicht besteht aus gegenteilig geladenen Ionen, welche nicht hydratisiert sind. Huminstoffe besitzen im Gegensatz zu Tonteilchen stets eine negative Ladung und binden daher zunächst Kationen, also positiv geladene Ionen (z.B.  $\text{Ca}^{2+}$ ,  $\text{Al}^{3+}$ ,  $\text{Na}^+$ ) an. An diese Schicht lagert sich eine weitere Schicht aus hydratisierten Gegenionen, im Falle von Huminstoffen also Anionen, an. Diese Schicht wird als äußere Helmholtz-Schicht bezeichnet. Das direkt am Sorbenten durch die Oberflächenladung hervorgerufene Potential wird als Nernst-Potential bezeichnet. Die Potentialänderung innerhalb der Helmholtz-Schicht verläuft linear entsprechend der Ladungshöhe der angelagerten Kationen und Anionen. Das am äußeren Grenzbereich der Helmholtz-Schicht vorhandene Potential wird als Stern-Potential bezeichnet. Der Übergang von der erhöhten Ionenkonzentration am äußeren Grenzbereich der Helmholtz-Schicht zur Ionenkonzentration der freien Bodenlösung findet in der anschließenden diffusen Schicht statt. Die Ionen in der diffusen Schicht sind im Gegensatz zu den Ionen der Helmholtz-Schicht voll hydratisiert. In der Bodenmechanik wird die Gesamtheit der in der diffusen Schicht an die Ionen angelagerten Wassermoleküle als gebundenes Bodenwasser bezeichnet. Das Wasser der freien Bodenlösung wird hingegen als freies Wasser oder als Porenwasser bezeichnet. Der Übergang des Ladungspotentials vom Stern-Potential zum Potential der freien Bodenlösung hat einen exponentiellen Verlauf. Innerhalb der diffusen Schicht verläuft eine Scherebene, der innerhalb der Scherebene befindliche Teil der diffusen Schicht bleibt ebenso wie die Sternschicht bei Relativbewegung des Partikels vollständig erhalten, ist also lagestabil in Relation zum Partikel. Der außerhalb der Scherebene liegende Teil der diffusen Schicht ist hingegen gegenüber dem Partikel nicht lagestabil. Messtechnisch lässt sich das Potential an dieser Scherebene erfassen, indem man beispielsweise ein elektrisches Feld anlegt. Das dann gemessene Potential wird als Zeta-Potential bezeichnet. Das Stern-Potential kann hingegen nicht direkt messtechnisch erfasst werden. Eine Übersicht über das Modell der Doppelschicht am Beispiel eines Huminstoffpartikels ist in Abb. 2.2 dargestellt.



## 2.2 Organische Böden in Mecklenburg-Vorpommern

### 2.2.1 Mudden

Bei Mudden handelt es sich gemäß HINZE ET AL. (1989) und DIN 4047-4 (1998) um organisch durchsetzte Sedimente, die im Bereich von stehenden bis langsam fließenden Süß- und Brackwassern unter Wasser abgelagert wurden. Nach SUCCOW / JOOSTEN (2001) und nach DIN 4047-4 (1998) beträgt der Mindestanteil der organischen Substanz bei Mudden 5 %. Bodenkundlich entsprechen die Mudden den subhydrischen Böden und werden entsprechend deren Genese und deren Eigenschaften als Dy, Sapropel oder Gytija bezeichnet. Der den Mudden ähnliche, an der deutschen Nordseeküste anzutreffende Klei bzw. Schlick wird nach HINZE ET AL. (1989) den Meeres- bzw. Küstenablagerungen zugerechnet, die hauptsächlich durch Gezeitenbewegung abgelagert wurden. Mudden lassen sich entsprechend des enthaltenen Anteils an organischer Substanz sowie des Kalkgehaltes weiter in Kalkmudden, Silikatmudden und Organomudden unterteilen. Kalkmudden weisen einen Kalkgehalt > 30 % auf, bei Silikat- und Organomudden beträgt der Kalkgehalt hingegen unter 30 %. Organomudden unterscheiden sich von Silikatmudden durch einen Anteil an organischer Bodensubstanz > 30 %. In Mecklenburg-Vorpommern kommen sowohl Kalkmudden als auch Silikat- und Organomudden vor. In Abb. 2.3 sind die Ergebnisse der im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Bestimmungen des Glühverlustes nach DIN 18128 (2002) dargestellt. Dieser Parameter wurde näherungsweise zur Charakterisierung des Gehaltes an organischer Bodensubstanz genutzt, nähere Angaben hierzu können dem Abschnitt 4.2.1 entnommen werden.



**Abb. 2.3: Glühverluste der Mudden Mecklenburg-Vorpommerns**

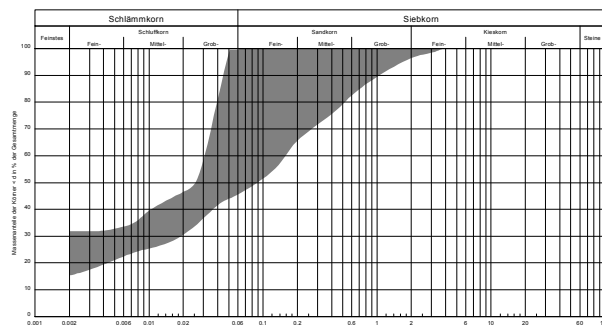
Nach SCHMIDT (1985), zitiert in SUCCOW / JOOSTEN (2001), entfallen 60 % des Gesamt-vorrates an Mudden im Gebiet der ehemaligen DDR auf die Kalkmudden, 25 % auf die



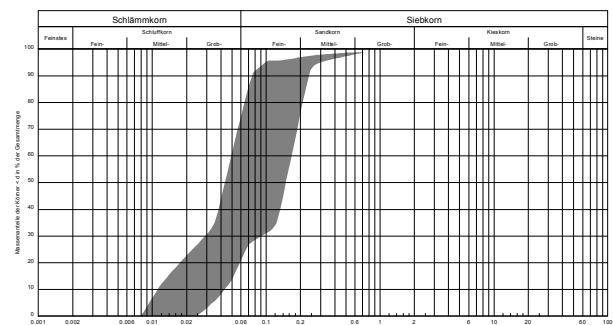
Organomudden und 15 % auf die Silikatmudden. Im Ergebnis der im Rahmen dieser Arbeit untersuchten Proben können diese Mengenverhältnisse zumindest für das Landesgebiet Mecklenburg-Vorpommerns nicht bestätigt werden. 74,5 % der insgesamt 835 untersuchten Muddeproben wurden entsprechend des Gehaltes an organischer Substanz und des Kalkgehaltes als Silikatmudden klassifiziert, als Kalkmudden hingegen nur 20,2 %. Organomudden wurden nur relativ selten erkundet (5,3 %), vgl. Anhang B-2. Die in einem Forschungsbericht der DEUTSCHEN FORSCHUNGSGESELLSCHAFT FÜR BODENMECHANIK (2001) zur Ermittlung charakteristischer Bodenkenngößen für den Großraum Berlin aufgeführte Häufigkeitsverteilung der Glühverluste für "Faulschlamm" (277 untersuchte Proben) zeigt, dass über 90 % der Proben einen Glühverlust  $\leq 30$  % aufweisen und daher als Silikatmudden einzustufen sind. Insgesamt wurden angabegemäß ca. 470 Proben von Faulschlamm und ca. 400 Proben von Wiesenkalk untersucht. Der untersuchte Wiesenkalk zeigt Glühverluste, die hauptsächlich im Bereich zwischen 6 % und 22 % liegen und damit etwa den Glühverlusten der in Mecklenburg-Vorpommern vorkommenden Kalkmudden entsprechen (Abb. 2.3). Nach Ansicht des Verfassers handelt es sich bei den untersuchten Wiesenkalcken daher tatsächlich zum Teil um Kalkmudden, so dass sich hieraus für den Berliner Raum etwa folgende Anteile ableiten lassen: ca. 50 % Silikatmudden, ca. 5 % Organomudden und ca. 45 % Kalkmudden / Wiesenkalke. Auch hier können die von SCHMIDT (1985) angegebenen Mengenverhältnisse nicht bestätigt werden.

Die Korngrößenzusammensetzung von Sedimentationshorizonten hängt von der Fließgeschwindigkeit des Gewässers ab. Der sich hierbei ergebende Zusammenhang wird im Hjulström-Diagramm (HJULSTRÖM, 1935) oder im Shields-Diagramm (SHIELDS, 1936) dargestellt. Grundsätzlich sedimentieren mit abnehmender Fließgeschwindigkeit immer feinkörnigere Partikel. Plankton und Unterwasserpflanzen, welche bei Mudden die wesentlichen Ausgangsstoffe der organischen Substanz bilden, enthalten nahezu keine verholzten Anteile (Lignin, vgl. Abschnitt 2.1.2). Daher ist die organische Substanz von Mudden im Gegensatz zu den Torfen (vgl. Abschnitt 2.2.2) eher feinkörnig, homogen und relativ stark humifiziert. In Abb. 2.4 sind exemplarische Körnungsbänder von Mudden dargestellt, die den Archivunterlagen der BAUGRUND STRALSUND Ingenieurgesellschaft entnommen wurden. Die Körnungsanalysen wurden ohne Vorbehandlung der Erdstoffe durchgeführt, d.h. die organischen Anteile sind enthalten. Diese spiegeln sich mit Teilchengrößen  $< 2 \mu\text{m}$  vor allem im Korngrößenbereich der Tone und Feinschluffe wieder, vgl. SCHEFFER / SCHACHTSCHABEL (1998). Es handelt sich bei den untersuchten Mudden gemäß Bodenart daher um Schluffe mit sandigen und schwach tonigen Anteilen. Kiese sind nicht enthalten. Insbesondere bei Mudden in Küstennähe kann auch ein höherer Sandanteil enthalten sein, so dass die Körnungsbänder nahezu denjenigen der in Mecklenburg-

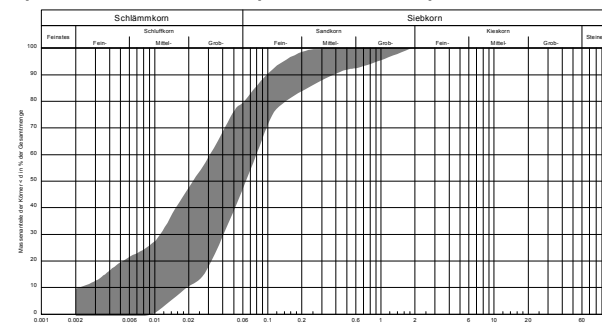
Vorpommern weit verbreiteten enggestuften Feinsande entsprechen.



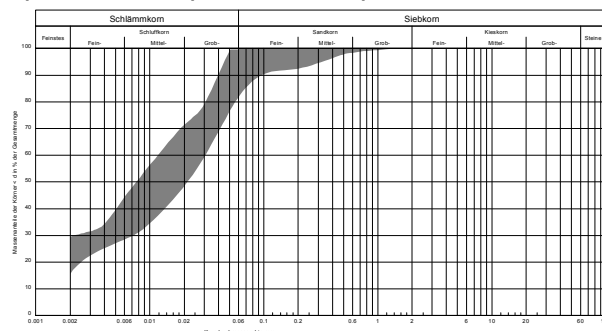
a) Wismarer Bucht (Silikatmudde)



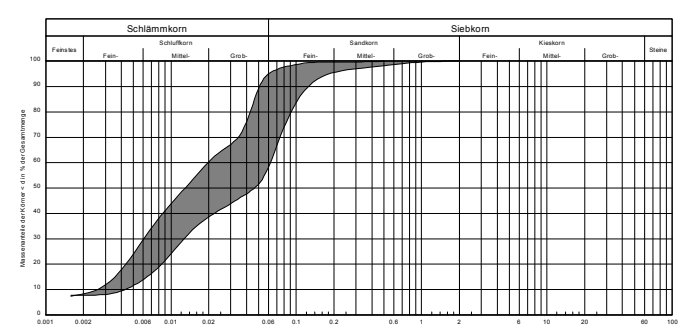
b) Greifswalder Bodden (Silikatmudde)



c) Strelasund (Silikatmudde)



d) Dambecker See (Kalkmudde)



e) Schwerin, Paulsdamm (Kalkmudde)

**Abb. 2.4: Exemplarische Körnungsbänder von Silikat- und Kalkmudden aus Mecklenburg-Vorpommern**

Anhand der Korngrößenverteilungen und der Diagramme nach HJULSTRÖM (1935) bzw. SHIELDS (1936) wird deutlich, dass die Sedimentation von Mudden erst bei relativ geringen Fließgeschwindigkeiten erfolgen konnte und dass sich die Mudden in Mecklenburg-Vorpommern daher zu einem großen Teil erst nach der Verlangsamung des Wasser-spiegelanstieges vor etwa 7.300  $^{14}\text{C}$ -Jahren bilden konnten. Ältere Mudden entstammen den zwischenzeitlichen Gletscherrückgängen im Spätglazial, bei denen es zu einem teilweisen Rückschmelzen des Gletschereises kam, können aber auch reliktsche Überbleibsel der der Weichselvereisung vorangegangenen Eem-Warmzeit darstellen, welche vor ca. 115.000  $^{14}\text{C}$ -Jahren endete (LANDESAMT FÜR BERGBAU, GEOLOGIE UND ROHSTOFFE BRANDENBURG, 2010).

Kalkmudden besitzen nach eigenen Untersuchungen meist eine verschieden ausgeprägte gräuliche Färbung (92 % aller Farbansprachen, vgl. Anhang B-3). Die übrigen Proben weisen fast ausnahmslos eine bräunliche Farbgebung auf. An Beimengungen sind z.T. Schneckenreste enthalten. In Abb. 2.5 sind exemplarische Detailaufnahmen von Kalkmudden dargestellt.



**Abb. 2.5: Bodenstruktur von Kalkmudden (Beispiele aus Mecklenburg - Vorpommern)**

Silikatmudden lassen sich entsprechend der Zusammensetzung des Mineralkornanteils weiter in Sandmudden, Schluffmudden und Tonmudden oder bei hohem Anteil an Kieselalgen (Diatomeen) als Diatomeenmudden unterteilen. Silikatmudden wurden im Zuge der vorliegenden Untersuchungen meist als gräulich, grauschwarz und schwärzlich angesprochen (90 % aller Farbansprachen, vgl. Anhang B-3). Des Weiteren liegen braune und olivfarbene Farbgebungen vor. An Beimengungen sind häufig Muschel- und Schneckenreste enthalten. Organomudden lassen sich entsprechend deren Zusammensetzung bzw. Ausgangsstoffen weiter in Lebermudden (Ausgangsstoff Algenschleim), Detritusmudde (mit hohem Anteil an org. Detritus) und in Torfmudden (mit aufgearbeitetem Torf) unterteilen. Im Rahmen dieser Arbeit wurden nur Mudden mit einem Glühverlust > 30 % ungeachtet der Zusammensetzung als Organomudden klassifiziert. Im Ergebnis wurden daher fast nur Torfmudden in die Gruppe der Organomudden eingeordnet. Hauptsächlich wurden diese als schwarzbraun, grau, schwarzgrau und schwarz angesprochen (80 % aller Farbansprachen, vgl. Anhang B-3). Beimengungen sind ebenso wie bei den Silikatmudden oft in Form von Muschel- und Schneckenresten anzutreffen. In Abb. 2.6 sind exemplarische Detailaufnahmen von Silikat- und Organomudden dargestellt.



**Abb. 2.6: Bodenstruktur von Silikat- und Organomudden (Beispiele aus Mecklenburg - Vorpommern)**

### 2.2.2 Torfe

Bei Torfen handelt es sich im Gegensatz zu Mudden nicht um Sedimente, sondern um ein an Ort und Stelle aufgewachsenes Substrat aus abgestorbenen Pflanzenresten. Der Mindestgehalt an organischer Substanz wird bei Torfen im Allgemeinen bei 30 % festgelegt, vgl. DIN 4047-4 (1998). Bodenkundlich bilden die Torfe eine eigene Klasse, die so genannten Moorböden. Moorböden mit Gehalten an org. Substanz < 30 % werden als Moorerden (SCHEFFER / SCHACHTSCHABEL, 1998) oder als Anmoor bzw. Antorf (HINZE ET AL., 1989) bezeichnet. Im Rahmen dieser Arbeit wurden auch Antorfe in die Untersuchungen einbezogen. Eine Torfbildung kann nur unter anaeroben Verhältnissen stattfinden, bei denen der Abbau und die Umwandlung der organischen Substanz stark gehemmt sind (vgl. Abschnitt 2.1).

Bei Torfmächtigkeiten ab 0,3 m handelt es sich gemäß DIN 4047-4 (1998) um ein Moor. Grundsätzlich lassen sich Niedermoore und Hochmoore und damit Niedermoortorfe und Hochmoortorfe voneinander unterscheiden. Niedermoortorfe bilden sich zumeist in Senken oder Niederungen und werden durch Grundwasser, Quellwasser oder sonstigen Wasserdurchfluss gespeist (topogen). Die typische Vegetation von Niedermooren besteht aus Erlen, Weiden, Schilfen und Seggen. Die Basis von Niedermooren bilden oft Mudden, die zunächst sedimentierten, bis die Wassertiefe für ein Pflanzenwachstum ausreichend gering wurde (vgl. Abschnitt 2.2.3). Der pH-Wert von Niedermoortorfen liegt meist im schwach sauren bis neutralen, z.T. auch im schwach basischen Bereich. Die Niedermoore stellen in Mitteleuropa und auch in Mecklenburg - Vorpommern den häufigsten Moortyp dar. Hochmoore werden im Gegensatz zu Niedermooren nur durch Niederschlagswasser gespeist (ombrogen). Hochmoore bilden sich daher entweder oberhalb von aus dem Grundwasserbereich herausgewachsenen Niedermooren oder in lokalen Senkenbereichen, die ebenfalls oberhalb des Grundwassers liegen. Hochmoortorfe weisen somit immer relativ niedrige pH-Werte auf. Typische Pflanzen des Hochmoores sind Torfmoose, Wollgräser und Heidekrautgewächse.

Torfe enthalten im Gegensatz zu Mudden einen wesentlich höheren Anteil an verholzten Gerüststoffen (Lignin, vgl. Abschnitt 2.1.2). In Abhängigkeit des Ligningehaltes der Pflanzenausgangsstoffe sowie in Abhängigkeit von temporär oder dauerhaft auftretenden aeroben Verhältnissen (natürlich oder anthropogen bedingt) weisen Torfe unterschiedliche Zersetzungsgrade auf. Eine einheitliche Gliederung erfolgt nach DIN 19682-12 (2007) auf Grundlage der auch international gebräuchlichen 10-stufigen Skala nach VON POST (1924), welche in Tab. 2.1 dargestellt ist. Die Einstufung erfolgt bei nassen Torfen nach der Quetschmethode (H-Wert), bei trockenen Torfen erfolgt hingegen eine visuelle Beurteilung

und eine Zuordnung in eine 5-stufige Skala (Z-Wert).

**Tab. 2.1: Ermittlung des Zersetzungsgrades nach DIN 19682-12 (2007)**

H-Wert	Ansprache nasser Torfe: Quetschmethode				Ansprache trockener Torfe: Pflanzenstrukturen	
	Pflanzenstrukturen	abgepresstes Wasser	abgepresste Torfsubstanz	Quetschrückstand	Erhaltungszustand	Volumenanteil
H 1	deutlich	farblos, klar	keine	nicht breiartig	sehr gut (Z 1)	über 95 %
H 2		schwach gelbbraun				
H 3		braun, schw. trüb			gut (Z 2)	
H 4		braun, trüb				
H 5	weniger deutlich	stark trüb	wenig	etwas breiartig	mittel (Z 3)	50 - 85 %
H 6	etwas undeutlich		bis 1/3	stark breiartig		
H 7	undeutlich	sehr stark trüb	bis 1/2	nur widerstandsfähige Reste von Pflanzen	schlecht (Z 4)	10 - 50 %
H 8	sehr undeutlich		bis 2/3			
H 9	ganz schw. erkennbar	wässriger Brei	bis 3/4	geringer Rückstand	sehr schlecht (Z 5)	unter 10 %
H 10	nicht erkennbar		gesamt	kein Rückstand		

Im Gebiet der ehemaligen DDR wurde die Anwendung der Skala nach VON POST im Rahmen der TGL 24300/04 (1986) geregelt. Im Unterschied zur DIN 19682-12 (2007) sieht die TGL 24300/04 (1986) nur eine 3-stufige Unterteilung des Z-Wertes für trockene Torfe vor. Diese findet sich z.T. noch in gängigen Literaturquellen, z.B. bei SUCCOW / JOOSTEN (2001). Nach NOWAK / NIESCHE (1982) wurde im Einflussbereich der ehemaligen Sowjetunion der Zersetzungsgrad als Prozentanteil der strukturlosen Masse und den kleinsten humusfreien Rückständen an der Gesamtmasse der Torfprobe angegeben (R-Wert). HELENELUND (1975) gibt folgende Relationen zwischen dem R-Wert und dem H-Wert an:

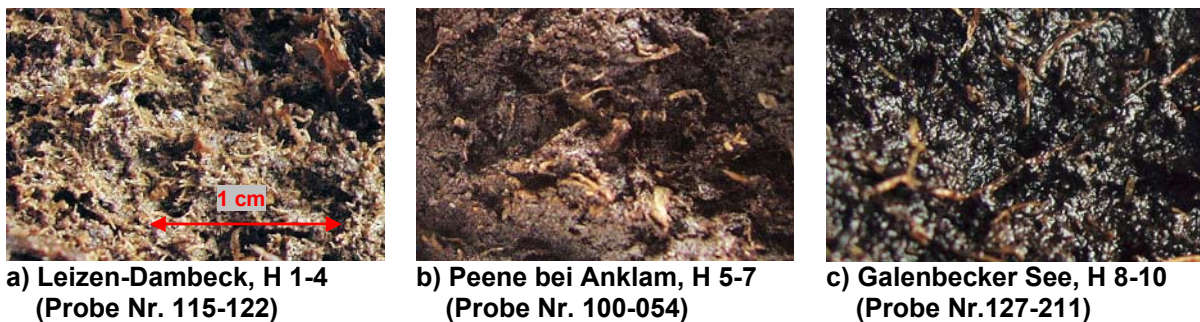
fibrous peat / faseriger Torf (H 1- 3)	$R \approx 8 * H$
medium decayed peat / mäßig zersetzter Torf (H 4-7)	$R \approx 20 + 3 * H$
decayed peat / zersetzter Torf (H 8-10)	$R \approx 6 * H$

Eine Gegenüberstellung der H-Werte, Z-Werte und der R-Werte ist in Tab. 2.2 dargestellt.

**Tab. 2.2: Einstufung des Zersetzungsgrades bzw. der Zersetzungsstufe**

Zersetzungsgrad (H-Wert) für nasse Torfe		Zersetzungsstufe (Z-Wert) für trockene Torfe		entsprechender R-Wert nach HELENELUND (1975)	
H-Wert	Bezeichnung	DIN 19682-12	TGL 24300/04	Bezeichnung	R-Wert
H 1	sehr schwach zersetzt	Z 1	Z 1	fibrous peat	8 %
H 2					16 %
H 3	schwach zersetzt	Z 2		medium decayed peat	24 %
H 4					32 %
H 5	mäßig zersetzt	Z 3	Z 2	decayed peat	35 %
H 6					38 %
H 7	stark zersetzt	Z 4	Z 3	decayed peat	41 %
H 8					48 %
H 9	sehr stark zersetzt	Z 5			
H 10					60 %

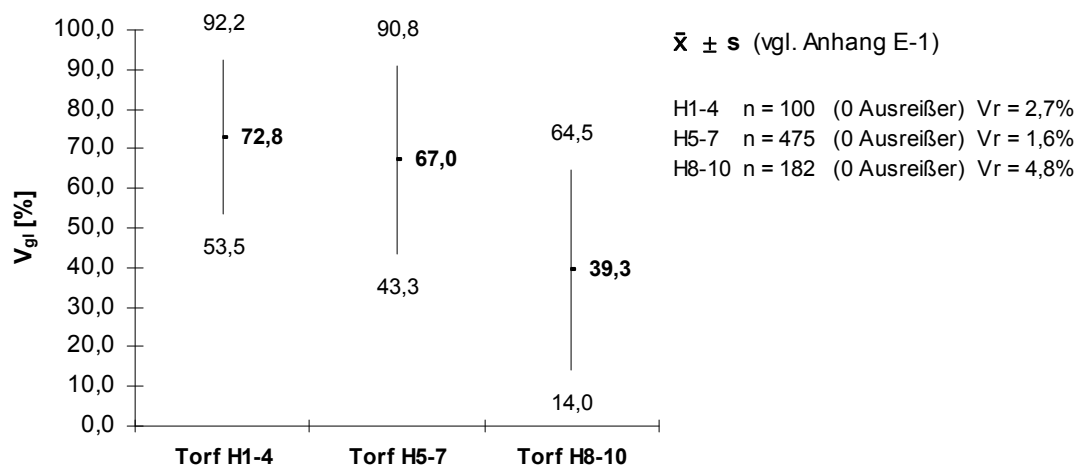
Bei unzersetzten Torfen ist eine deutliche Strukturierung der abgestorbenen Pflanzenfasern vorhanden. Die Strukturierung geht bei zunehmender Zersetzung der Pflanzenfasern verloren. In Abb. 2.7 sind beispielhaft die Strukturen von Torfen unterschiedlichen Zersetzungsgrades dargestellt.



**Abb. 2.7: Detailaufnahmen von Torfen unterschiedlichen Zersetzungsgrades  
(Beispiele aus Mecklenburg - Vorpommern)**

Die starke Zersetzung (H 8-10) des in Abb. 2.7 c) dargestellten Torfs aus dem Bereich des Galenbecker Sees ist in dessen wenig ligninhaltigen Ausgangsmaterialien begründet. Die Torfhorizonte liegen dort nach wie vor unterhalb des Grundwasserspiegels und weisen eine breiig-weiche Zustandsform auf. Der Anteil an organischer Substanz ist im Vergleich zur starken Zersetzung nach wie vor relativ hoch (Probe 127-211:  $V_{gl} = 85,5 \%$ ). Von derartigen Torfen sind stark zersetzte Torfe zu unterscheiden, bei denen es aufgrund eines temporären oder dauerhaften Sauerstoffzutritts zu einer Mineralisierung organischer Bodensubstanz gekommen ist. Diese Torfe sind teilweise vererdet, weisen geringe Anteile organischer Substanz auf und sind stark ausgetrocknet.

Die im Rahmen dieser Arbeit für unterschiedliche Zersetzungsgrade ermittelten Glühverluste sind in Abb. 2.8 dargestellt.



**Abb. 2.8: Glühverluste der Torfe Mecklenburg-Vorpommerns**

Es ist festzustellen, dass die mittleren Glühverluste bei mäßiger Zersetzung (H5-7) nur etwa 5,8%-Punkte unterhalb der mittleren Glühverluste gering zersetzter Torfe (H1-4) liegen. Die gering und mäßig zersetzten Torfe unterscheiden sich somit vor allem darin, dass der Anteil an Faserstrukturen mit zunehmendem Zersetzungsgrad abnimmt. Erst bei starker Zersetzung ist eine deutliche Abnahme der Glühverluste festzustellen. Dies liegt in einer partiellen Mineralisierung der organischen Substanz bei temporärem oder dauerhaftem Sauerstoffzutritt begründet. Ausnahmen hiervon bilden die Torfe, deren hoher Zersetzungsgrad durch die ligninarmen Ausgangsstoffe hervorgerufen wird.

Die Farbgebung der gering zersetzten Torfe und der mäßig zersetzten Torfe (H1-7) wurde im Rahmen der Entnahme des hier untersuchten Probenbestandes überwiegend als bräunlich angegeben (81 % aller Farbansprachen bei den gering zersetzten Torfen und 88 % aller Farbansprachen bei den mäßig zersetzten Torfen, vgl. Anhang B-3), des Weiteren als schwärzlich und gräulich. Die stark zersetzten Torfe (H8-10) wurden zu 62 % als bräunlich und zu 34 % als schwärzlich und gräulich angesprochen. Im Ergebnis der insgesamt 1.082 ausgewerteten Torfproben stellen die mäßig zersetzten Torfe den in Mecklenburg-Vorpommern weitaus häufigsten Typ dar (59,7 % aller Proben, vgl. Anhang B-2), gefolgt von den stark zersetzten Torfen (24,9 %) und den schwach zersetzten Torfen (15,4 %).

### 2.2.3 Moorbildung in Mecklenburg - Vorpommern

Soweit nicht gesondert kenntlich gemacht, basieren die in Abschnitt 2.2.3 behandelten Grundlagen auf den Angaben in DUPHORN ET. AL (1995) und KATZUNG (2004). Eigene Untersuchungen wurden hierzu nicht ausgeführt.

Das Landesgebiet Mecklenburg-Vorpommerns wurde oberflächennah durch die pleistozäne Inlandsvereisung geprägt. Entscheidenden Einfluss auf das derzeitige Oberflächenrelief nahm hierbei die jüngste Vergletscherung im Weichsel-Hochglazial, welche vor 25.000 <sup>14</sup>C-Jahren begann und vor 12.800 <sup>14</sup>C-Jahren endete. In diesem Zeitabschnitt kam es zu drei nachgewiesenen Gletschervorstößen, die als Brandenburger/Frankfurter, Pommerscher und Mecklenburger Vorstoß bezeichnet werden. Der maximale Eisvorstoß bis etwa 50 km südlich von Berlin fand vor etwa 20.000 <sup>14</sup>C-Jahren statt. Zwischen den Vorstößen schmolz der Gletscher jeweils bis in den südlichen Ostseeraum zurück. Interstadiale mit entsprechend nachgewiesener warmzeitlicher Flora und Fauna konnten in Mecklenburg-Vorpommern im Weichsel-Hochglazial nicht nachgewiesen werden. Im Weichsel-Spätglazial bis vor 12.800 <sup>14</sup>C-Jahren zog sich der Gletscher bis nach Mittelschweden zurück. Dabei erfolgte ein Wechsel von Kalt- und Warmphasen. Eine Übersicht über die Weichsel-Eiszeit ist in Tabelle 2.3 dargestellt.

**Tab. 2.3: Geologische Übersicht über die Weichsel-Eiszeit nach DUPHORN ET AL. (1995) und KATZUNG (2004)**

Zeitraum [ <sup>14</sup> C- und U/Th-Jahre] <sup>1)</sup>	Stratigraphische Gliederung	Eisbedeckung / Eisrandlage	Wasserspiegel- höhe
Spätglazial 10.200 - 12.800 Jahre	Dryas 3 Interstadiale	Eisrückgang bis Mittelschweden / Südfinnland, südlicher Ostseeraum vollständig eisfrei	ca. -40 m NN
Jüngeres Hochglazial 12.800 - 25.000 Jahre	Mecklenburger Vorstoß	letzter Eisvorstoß / Eisbedeckung von Vorpommern	ca. bis -120 m NN
	Pommersches Stadium	Eisbedeckung von Vorpommern und der Küstenbereiche Mecklenburgs und Schleswig-Holsteins	
	Frankfurter / Brandenburger Stadium	Eisvorstoß bis zum östlichen Schleswig-Holstein / Hamburg / Berlin / Frankfurt Oder bzw. Eisvorstoß bis zur Niederlausitz / Havel- land / Spreewald	
Älteres Hochglazial 25.000 - 70.000 Jahre	4 Stadiale 5 Interstadiale	Eisbedeckung von Skandinavien und dem östlichen Ostseeraum	ca. -35 bis -80 m NN
Frühglazial 70.000 - 115.000 Jahre	3 Stadiale 2 Interstadiale	--	ca. -20 m NN

<sup>1)</sup> <sup>14</sup>C = Altersbestimmung nach der 14-C - Methode  
U/Th = Altersbestimmung nach der Uran-Thorium-Methode

Während des Pleistozäns stellte der Geschiebemergel (Till) das faziestypische Sediment dar. Es handelt sich hierbei um ein Korngemisch verschiedener Größenbereiche. In einer Matrix aus Ton und Schluff befinden sich die sogenannten Geschiebe, welche in der Größe zwischen Sand und Steinen, teilweise auch Blöcken, variieren. In den Phasen der zwischenzeitlichen Eisrückgänge wurden auch glazilimnische bis glazifluviale Sedimente (Sande, Schluffe, Tone) abgelagert, die die einzelnen Geschiebemergelhorizonte voneinander



trennen. Ältere Sedimente wurden durch die pleistozänen Sedimente fast vollständig und flächendeckend überdeckt, eine Ausnahme bilden z.B. die hochstehenden Kreideablagerungen auf Rügen.

Der Meeresspiegelverlauf im Ostseeraum schwankte während des Pleistozäns sehr stark. Am Ende des jüngeren Hochglazials der Weichsel-Eiszeit lag der Wasserspiegel bei etwa -120 m bezogen auf den heutigen Wasserspiegel der Ostsee und stieg im Spätglazial wieder bis auf -40 m an (Tabelle 2.3). In dieser Phase wurde bereits das heutige großräumige Talnetz in Mecklenburg-Vorpommern durch die mehrfachen Vorstöße und durch das Rückschmelzen der Gletscher angelegt. Kleinräumig hinterließ das Abschmelzen der Gletscher weitere Geländehohlformen (Becken, ehemalige Gletscherzungen). Der Geschiebemergel und die zwischenzeitlich abgelagerten glazifluviatilen und limnischen Sedimente wurden hierbei zum Teil erodiert. Vor ca. 10.200 <sup>14</sup>C-Jahren erfolgte ein ausschließlicher Gletscherrückgang ohne zwischenzeitliche Gletschervorstöße und es begann das Holozän, die bis heute andauernde Warmzeit. Eine Übersicht über die Gliederung des Holozäns ist nachfolgend in Tabelle 2.4 dargestellt.

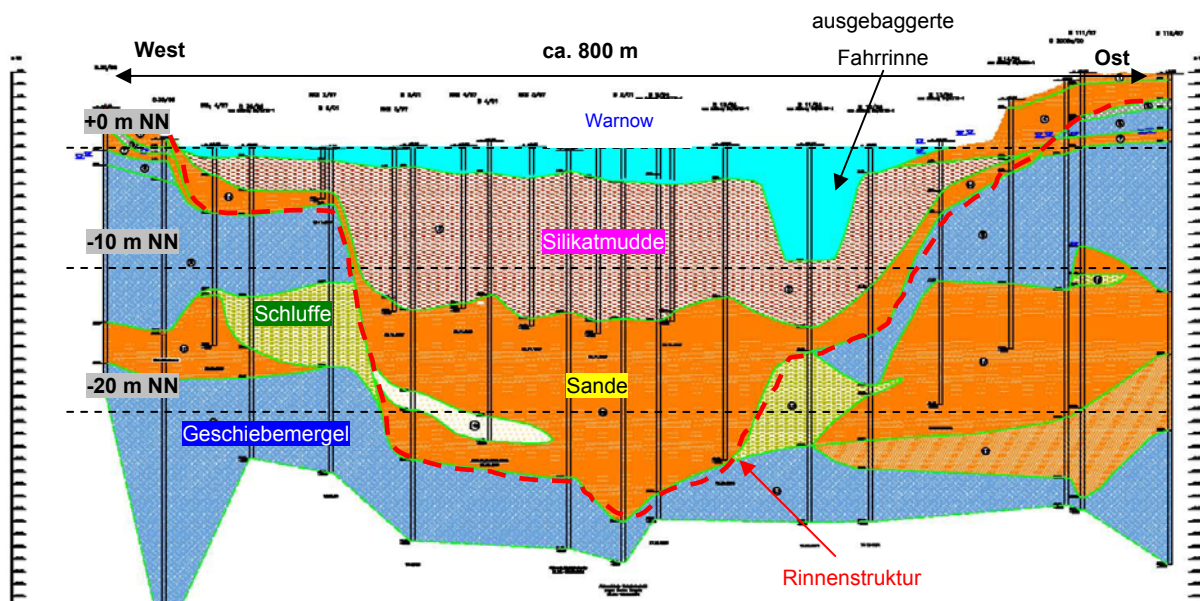
**Tab. 2.4: Geologische Übersicht über das Holozän nach DUPHORN ET AL. (1995) und KATZUNG (2004)**

Zeitraum [ <sup>14</sup> C- und U/Th-Jahre] <sup>1)</sup>	Hauptsedimente	Wasserspiegel- höhe
Subatlantikum 2.500 Jahre bis heute	Feinsand, Mudde	-0,6 bis ±0 m NN
Subboreal 5.000 - 2.500 Jahre	Feinsand, Mittelsand, sandiger Torf, Mudde	-1 bis ±0 m NN
Atlantikum 8.000 - 5.000 Jahre	Feinsand, Mittelsand, Schluff Mudde, Torf	-22 bis -1 m NN
Boreal 9.000 - 8.000 Jahre	Feinsand, Schluff, Seekreide Torf, Torfmudde, Kalkmudde	-22 bis -8 m NN
Präboreal 10.200 - 9.000 Jahre	Sande, Schluff Torf	-40 bis -24 m NN

<sup>1)</sup> <sup>14</sup>C = Altersbestimmung nach der 14-C - Methode  
U/Th = Altersbestimmung nach der Uran-Thorium-Methode

Im Holozän stieg der Wasserspiegel zunächst sprunghaft bis vor etwa 7.300 <sup>14</sup>C-Jahren nahezu auf das heutige Niveau an (-5 m NN bis ±0 m NN). Vor etwa 7.300 Jahren verlangsamte sich der Wasserspiegelanstieg sehr stark und der Wasserstand der Ostsee veränderte sich bis heute kaum. Mit der Verlangsamung des Wasserspiegelanstiegs ging auch eine Abnahme der Fließgeschwindigkeiten der strömenden Gewässer einher, sodass immer feinkörnigere Sedimente abgelagert wurden. In Mecklenburg-Vorpommern finden sich daher im Bereich der heutigen großen Fließgewässer am Gewässergrund überwiegend Mudden, welche zunächst von Feinsanden und untergeordnet auch Schluffen, mit zunehmender Tiefe auch von Fein- und Mittelsanden mit z.T. grobsandigen und auch kiesigen Anteilen unter-

lagert werden. Beispielhaft ist in Abb. 2.9 ein idealisierter Schnitt durch die Unterwarnow bei Rostock dargestellt.



**Abb. 2.9: Schnitt durch die Unterwarnow bei Rostock**  
(Archivunterlage der Baugrund Stralsund Ing. mbH, unveröffentlicht)

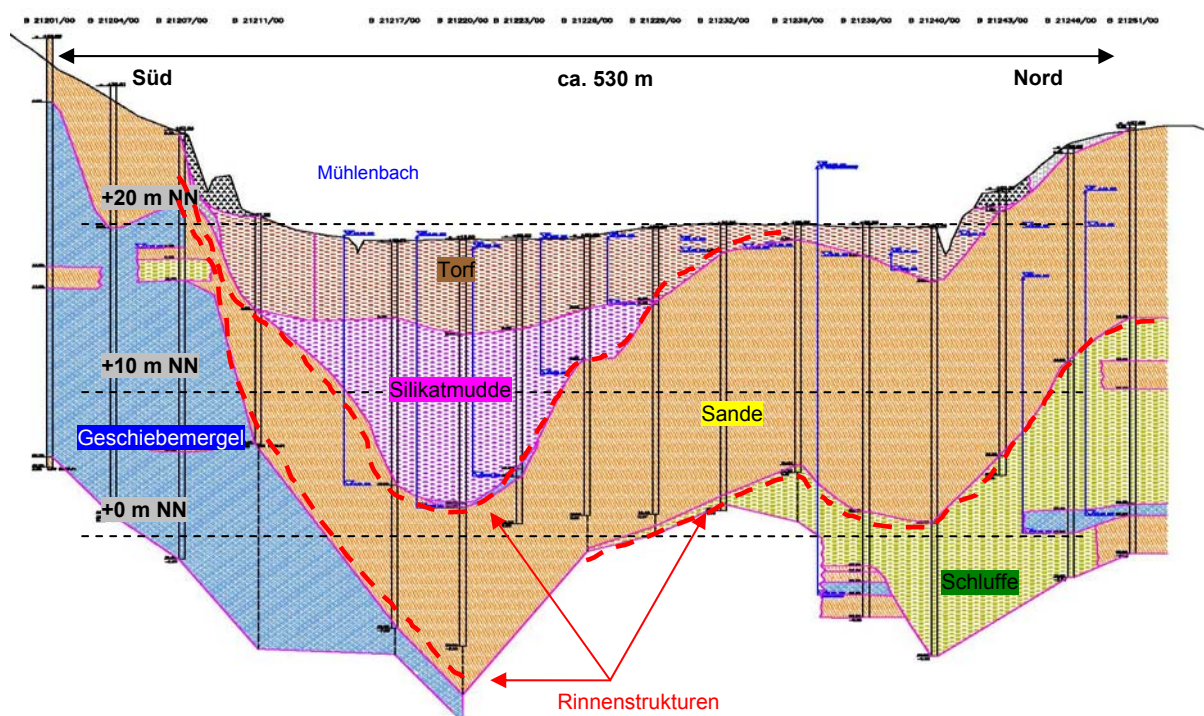
Während des Spätglazials und während des gesamten Holozäns bildeten sich bei ausreichend niedriger Gewässertiefe unterschiedliche Moortypen durch das Aufwachsen von Torfkörpern aus. Je nach Moortyp wird die Basis der Moore von Mudden oder von rein mineralischem Untergrund gebildet. In Mecklenburg-Vorpommern kommen insbesondere die folgenden Moortypen (Anteile an der Gesamtmoorfläche nach LANDESAMT FÜR UMWELT, NATURSCHUTZ UND GEOLOGIE, 2005) vor:

- Verlandungsmoore (32 %)
- Durchströmungsmoore (37 %)
- Versumpfungsmoore (17 %)
- Überflutungsmoore (12 %)
- sonstige Moore (u. a. Kesselmoore)

Die einzelnen Moortypen werden nachfolgend in kurzer Form erläutert. Eine landschafts-ökologische Beschreibung der in Mitteleuropa vorkommenden Moortypen mit zahlreichen Beispielen aus Mecklenburg-Vorpommern ist in SUCCOW / JOOSTEN (2001) dargestellt.

Während des Spätglazials und des älteren Holozäns (Beginn vor ca. 11.500 <sup>14</sup>C-Jahren) bildeten glazial angelegte Abflussrinnen die ersten Verlandungsmoore, die in Mecklenburg-Vorpommern neben den Durchströmungsmooren den häufigsten Moortyp darstellen. Hierbei sedimentierten zunächst Mudden. Torfe konnten sich nur in flacheren Randbereichen bilden

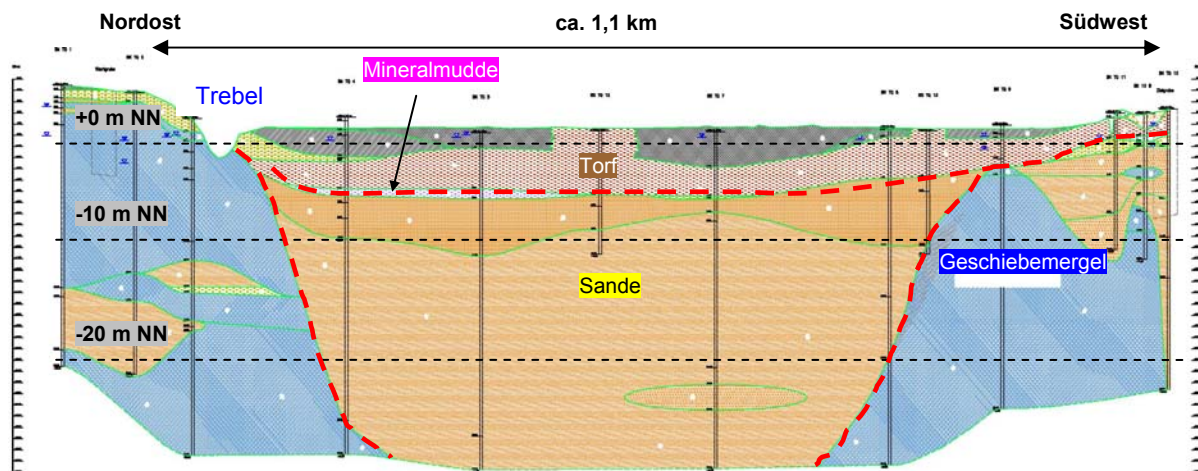
und wuchsen dann mit zunehmender Sedimentation in das Gewässer hinein. Mit der Verlangsamung des Wasserspiegelanstiegs vor ca. 7.300  $^{14}\text{C}$ -Jahren ging neben der Abnahme der Fließgeschwindigkeiten durch die fortschreitende Sedimentation von Mudden eine Abnahme der Gewässertiefe einher. Aus den ehemaligen Verlandungsmooren entwickelten sich dann meist Durchströmungsmoore, die den häufigsten Moortyp in Mecklenburg-Vorpommern darstellen. Ein Beispiel für ein in der Entwicklung befindliches Verlandungsmoor stellt der Schweriner See dar. Dieser ist aus einer durchströmten, ehemaligen Gletscherzunge des Frankfurter Stadiums hervorgegangen. Großflächige Torfbildungen sind zum jetzigen Zeitpunkt in den flacheren Randbereichen des Schweriner Sees vorzufinden (Ramper Moor, Wickendorfer Moor, Altes Torfmoor). Weitere Beispiele für Verlandungsmoore in Mecklenburg-Vorpommern stellen die Friedländer Große Wiese, der Galenbecker See sowie der Tollensesee bei Neubrandenburg dar. Bei Durchströmungsmooren handelt es sich um Niedermoore mit geneigter Oberfläche, die durch Fremdwasser gespeist werden. Typisch für Durchströmungsmoore, die sich aus Verlandungsmooren entwickelt haben, sind mächtige Muddeablagerungen, die von im Vergleich hierzu geringmächtigeren Torfbildungen überlagert werden. Beispielhaft ist in Abb. 2.10 ein Schnitt durch das Niederungsgebiet des Mühlenbachs östlich von Schwerin dargestellt.



**Abb. 2.10: Schnitt durch das Mühlenbach-Tal östlich von Schwerin  
(Archivunterlage der Baugrund Stralsund Ing. mbH, unveröffentlicht)**

Unabhängig von den sich aus Verlandungsmooren entwickelnden Durchströmungsmooren entstanden in Niederungsbereichen auch reine Durchströmungsmoore. Oftmals grenzen diese an Fließgewässer an. Mudden sind hier zumeist nicht oder sind nur in sehr geringer

Mächtigkeit anzutreffen. Beispielhaft ist in Abb. 2.11 ein Schnitt durch die Trebelniederung bei Demmin dargestellt.



**Abb. 2.11: Schnitt durch die Trebelniederung bei Wotenick / Demmin**  
(Archivunterlage der Baugrund Stralsund Ing. mbH, unveröffentlicht)

Neben den o.g. Durchströmungsmooren entwickelten sich in Niederungsbereichen auch Versumpfungsmoore, die im Gegensatz zu den Durchströmungsmooren nicht fremdwassergespeist sind, sondern durch Anstieg des Grundwasserspiegels entstanden. Versumpfungsmoore weisen meist nur sehr geringe Torfmächtigkeiten  $< 1$  m auf rein mineralischem Untergrund bei meist größerer horizontaler Ausdehnung auf. Da der Grundwasserstand periodischen Schwankungen unterworfen ist, werden die Torfe regelmäßig aeroben Verhältnissen ausgesetzt, so dass die Torfe meist stark zersetzt und bereits vererdet sind. Versumpfungsmoore sind im gesamten Landesgebiet Mecklenburg-Vorpommerns anzutreffen.

In Küstennähe (z.B. Fischland / Darß / Zingst oder Hohe Düne bei Rostock) bildeten sich Küstenüberflutungsmoore. Typisch für diesen Moortyp sind sandige Ablagerungen, also Sandmudden in Wechsel mit Feinsanden sowie stark zersetzte, häufig ebenfalls sandig ausgeprägte Torfe. Beispielhaft ist in Abb. 2.12 ein Bohrprofil mit zugehöriger Kernaufnahme aus dem Meiningenstrom nahe der Stadt Barth mit dem typischen Wechsel von Sandmudden und Sandstreifen dargestellt.



**Abb. 2.12: Bohrprofil aus dem Meiningenstrom nördlich von Barth  
(Archivunterlage der Baugrund Stralsund Ing. mbH, unveröffentlicht)**

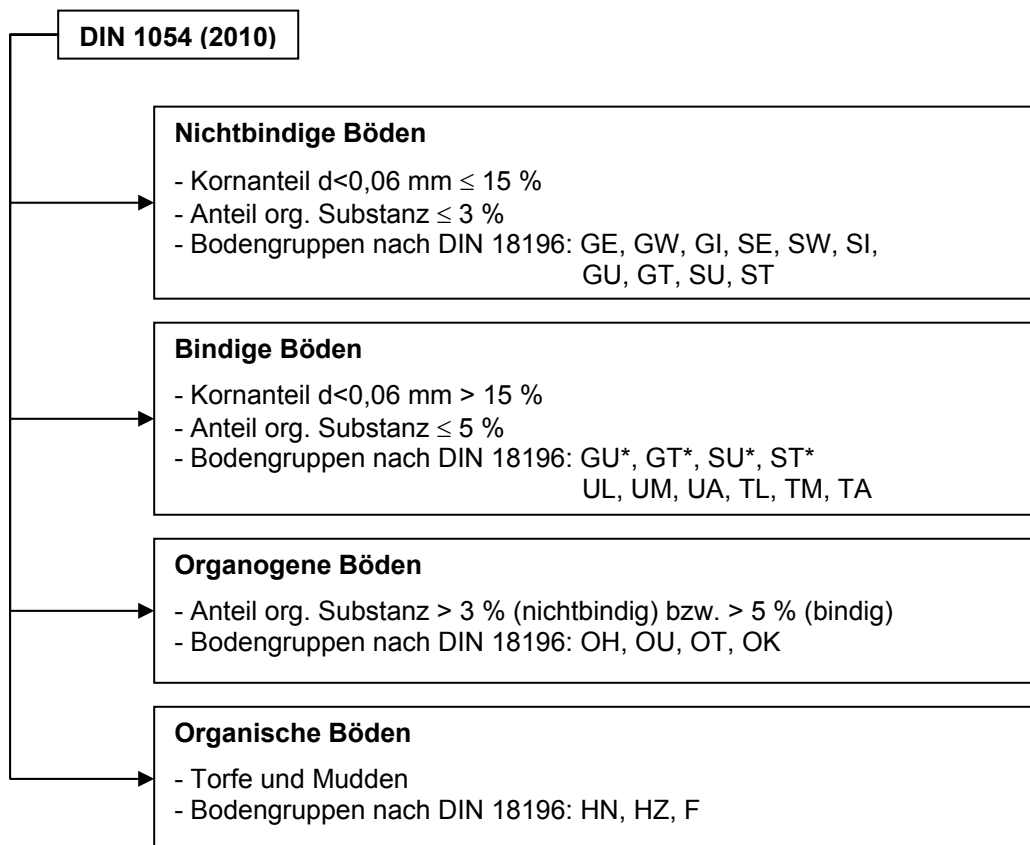
Am Ende des Pleistozäns verblieben zahlreiche, lokale Toteiskörper und Eisstauseen. Hieraus entwickelten sich im Verlaufe des Holozäns zunächst stehende Gewässer in der Größenordnung von Söllen bis hin zu Seen. Auch hier kam es wie bei den Fließgewässern sehr häufig zur Sedimentation von Mudden und zur Bildung von Torf. Man spricht in diesem Fall von Kesselmooren. Diese sind weit verbreitet, nehmen aber aufgrund deren geringer Einzelgrößen nur einen geringen Anteil an der Gesamtmoorfläche in Mecklenburg-Vorpommern ein.

## 2.3 Bautechnische Handhabung organischer Böden

### 2.3.1 Bautechnische Bodenklassifizierung

Die DIN 1054 (2010) unterscheidet in bautechnischer Hinsicht mineralische Böden (nichtbindige und bindige Lockergesteine) von organogenen und organischen Böden. Die organogenen Böden weisen in Abgrenzung zu den mineralischen Böden Gehalte an organischer Substanz von mehr als 3 % im Falle nichtbindiger Lockergesteine und von mehr als 5 % im Falle bindiger Lockergesteine auf. Zu den in Mecklenburg-Vorpommern vorkommenden organogenen Böden zählen vor allem Mutterboden bzw. organogene Sande sowie die vor allem in Westmecklenburg vorhandenen Auelehme und Braunkohlenschluffe bzw. Braunkohlentone. Die organogenen Böden entsprechen den Bodengruppen OU, OT, OH und OK nach DIN 18196 (2011). Die Gruppe der organischen Böden wird in der bautechnischen Definition aus den Torfen und den Mudden gebildet. Die Torfe entsprechen in Abhängigkeit des Zersetzungsgrades den Bodengruppen HN und HZ, die Mudden bilden die Bodengruppe F nach DIN 18196 (2011). Eine Übersicht über die bautechnische

Bodenklassifizierung nach DIN 1054 (2010) ist in Abb. 2.13 dargestellt.

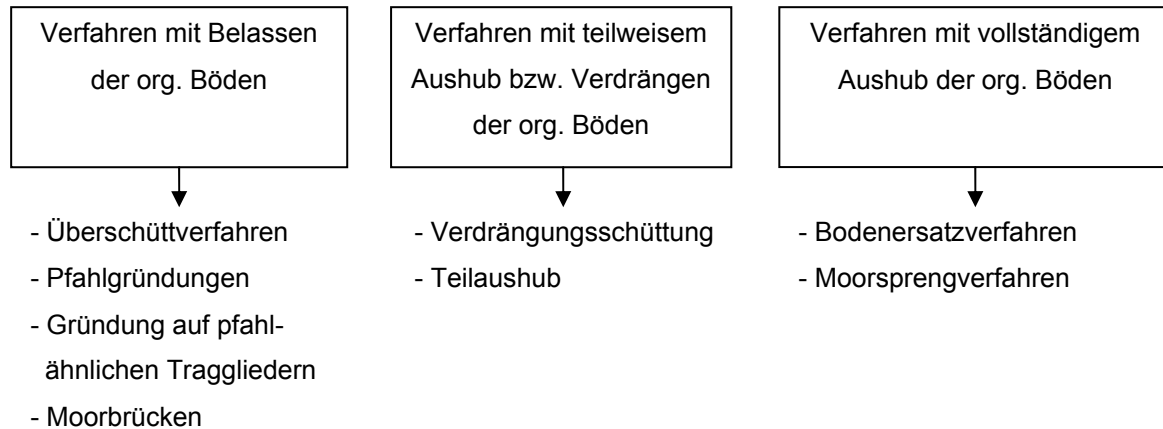


**Abb. 2.13: Bautechnische Bodenklassifizierung nach DIN 1054 (2010)**

In Mecklenburg-Vorpommern sind aufgrund der Landschaftsentwicklung im Spätpleistozän und im Holozän (vgl. Abschnitt 2.2.3) in erheblichem Umfang sowohl Torfe als auch Mudden anzutreffen, welche den Untersuchungsgegenstand der vorliegenden Arbeit bilden.

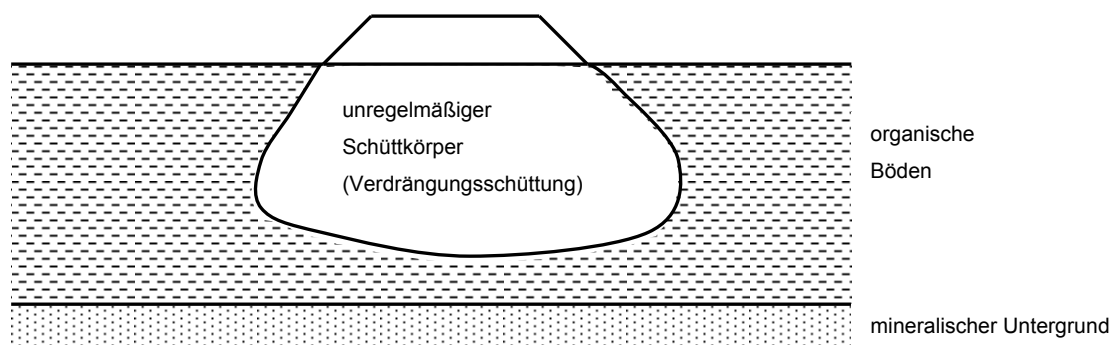
### 2.3.2 Bauweisen auf organischen Böden

Für das Bauen auf organischen Böden stehen unterschiedliche Bautechnologien zur Verfügung. Hierbei sind Bauweisen mit vollständigem Aushub der organischen Böden, Bauweisen mit teilweise Austausch bzw. Verdrängen der organischen Böden und Bauweisen mit Belassen der organischen Böden zu unterscheiden. Eine Übersicht, basierend insbesondere auf den Angaben des FGSV Merkblattes 542 (1988, 2010) ist in Abb. 2.14 dargestellt.



**Abb. 2.14: Übersicht über Bauverfahren auf organischen (gering tragfähigen) Böden**

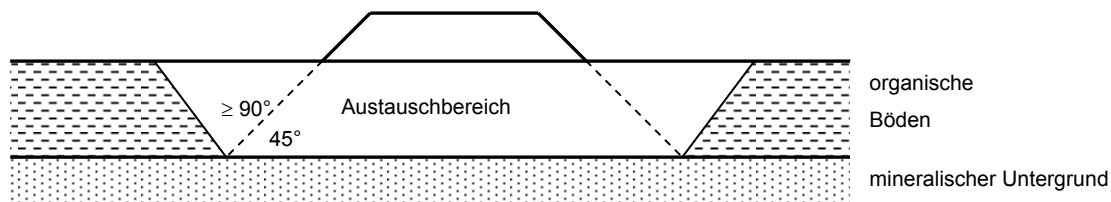
Bauweisen mit Teilaushub bzw. mit Teilverdrängung der organischen Böden (Abb. 2.15) weisen eine Reihe bautechnischer und ökonomischer Nachteile auf. Bei Teilverdrängung wären z.B. die fehlende Möglichkeit einer genauen rechnerischen Vorbemessung und das Entstehen in Längs- und Querrichtung stark differierender Schüttkörper zu nennen. Von diesen Problemen berichtete u.a. bereits ERLNBACH (1956). Mit einem Teilaushub der organischen Erdstoffe lassen sich die grundsätzlichen Probleme, die das Bauen auf organischen Böden bietet, nicht gänzlich umgehen. Die Bauweisen mit teilweise Aushub bzw. mit Verdrängung der organischen Böden finden daher heutzutage kaum noch Anwendung und man entscheidet sich stattdessen entweder für ein vollständiges Belassen oder für einen vollständigen Aushub der organischen Böden.



**Abb. 2.15: Prinzipskizze für eine Verdrängungsschüttung**

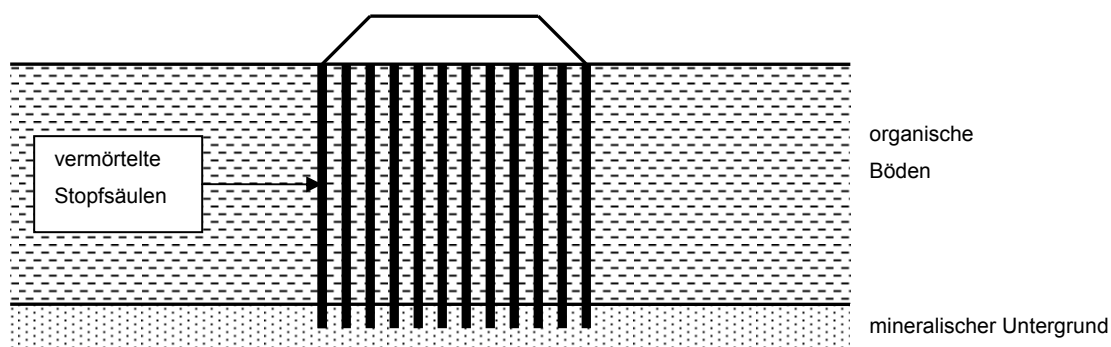
Für den vollständigen Aushub der organischen Böden stehen ebenfalls verschiedene Bautechnologien zur Verfügung. Das in Deutschland ab 1934 bis zum Ende der 60iger Jahre im Straßenbau häufig angewendete Moorsprengverfahren (ERLENBACH, 1956 / GARRAS, 1965 / ERLNBACH, 1973) kommt aufgrund der Nähe zu bestehenden baulichen Anlagen in heutiger Zeit nicht mehr oder nur noch in wenigen Ausnahmefällen zur Ausführung. Stattdessen wird das Bodenersatzverfahren angewendet, d.h. die organischen Böden

werden entweder im Nassbaggerverfahren oder im konventionellen Erdbau vollständig ausgehoben und durch geeignete Schüttstoffe ersetzt (Abb. 2.16). Neben den entstehenden Aufwendungen für die Beschaffung von Ersatzerdstoffen besteht der wesentliche Nachteil des Bodenersatzverfahrens in der Verwertungs- / Entsorgungsproblematik der ausgehobenen organischen Böden, die aufgrund deren Beschaffenheit nur schwer verwertet werden können. Aus ökonomischen Gründen entscheidet man sich daher meist nur bei geringen Schichtmächtigkeiten (im Allgemeinen  $< 2$  m) für das Bodenersatzverfahren.



**Abb. 2.16: Prinzipskizze für einen vollständigen Bodenaushub**

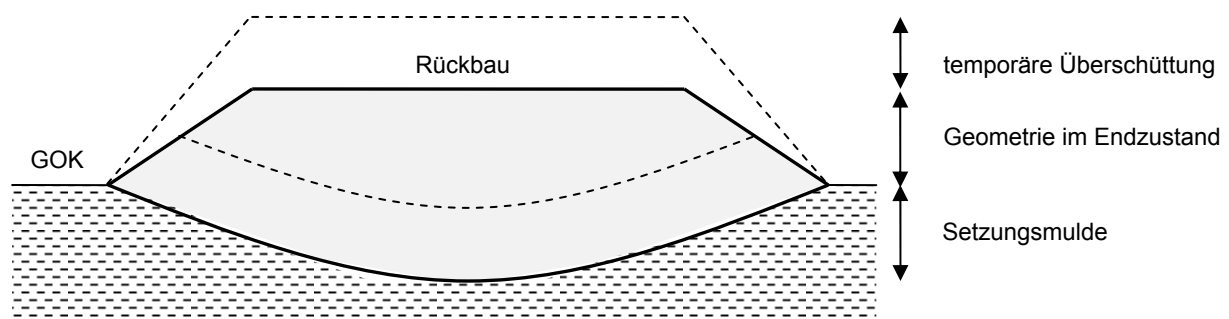
Bei Bauweisen mit vollständigem Belassen der organischen Böden lassen sich Flachgründungen, bei denen die Gründung direkt auf den organischen Böden erfolgt ("schwimmende" Gründungen) und Tiefgründungen unterscheiden. Bei den Tiefgründungen werden die Bauwerkslasten über Pfähle oder über pfahlähnliche Tragglieder direkt in den tiefer liegenden tragfähigen mineralischen Baugrund eingeleitet, die organischen Böden nehmen hierbei keine Bauwerkslasten auf. Tiefgründungen kommen bei setzungsempfindlichen Bauwerken zum Einsatz. Die Ausführung erfolgt bei Hochbauten meist in Form von Verdrängungs- oder Bohrpfählen, bei kleineren Bauwerken und Verkehrswegen auch mit Mikropfählen oder pfahlartigen Säulen. Zur Gründung von dauerhaften Verkehrsdämmen im Bereich organischer Böden bis etwa 8 m Tiefe werden in Mecklenburg-Vorpommern z.B. vermörtelte Stopfsäulen eingesetzt (Abb. 2.17). Bei höheren Schichtmächtigkeiten werden üblicherweise Moorbrücken hergestellt.



**Abb. 2.17: Prinzipskizze für eine Gründung auf vermörtelten Stopfsäulen**



Wenig setzungsempfindliche Bauwerke (z.B. homogene Deiche) oder Bauwerke mit untergeordneter Bedeutung (z.B. Verkehrsdämme im ländlichen Wegebau, temporär genutzte Umfahrungen) werden aus ökonomischen Gründen zumeist direkt auf den organischen Böden gegründet. Das hierbei zur Anwendung kommende Verfahren wird als Überschüttverfahren bezeichnet (Abb. 2.18). Hierbei wird der eigentlich benötigte Dammkörper zum Setzungsausgleich und ggfs. für besondere geotechnische Zwecke (vgl. Abschnitt 2.3.3) zusätzlich überschüttet. Bei einer über das zum Setzungsausgleich erforderliche Maß hinausgehenden Schüttung wird diese nach Eintreten der für den Endzustand prognostizierten Setzungen wieder zurückgebaut. Das Überschüttverfahren wird auch zur Herstellung von Baubehelfen wie Baustraßen und Arbeitsebenen genutzt.



**Abb. 2.18: Prinzipskizze des Überschüttverfahrens (Dammquerschnitt im Endzustand)**

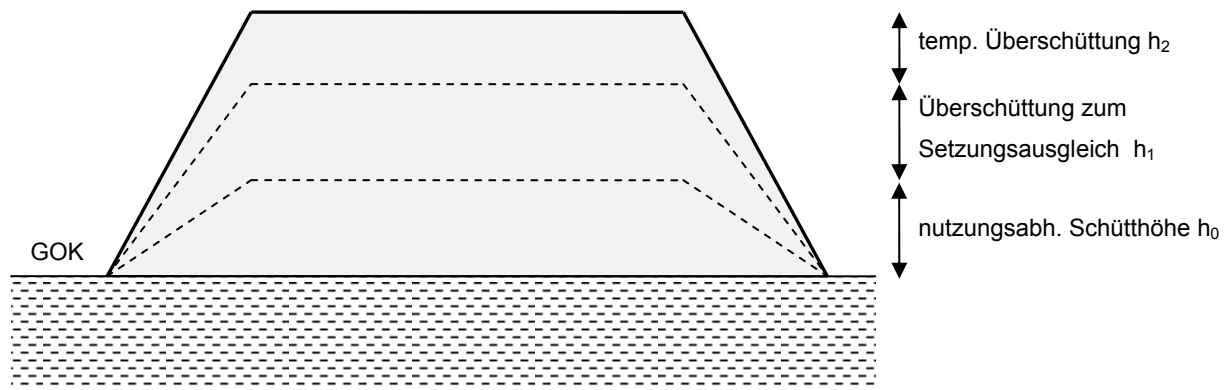
### 2.3.3 Erdstatische Berechnungen bei Anwendung des Überschüttverfahrens

Das Überschüttverfahren stellt das nach Erfahrung des Verfassers in Mecklenburg-Vorpommern für Dauerbauwerke und für temporäre Baubehelfe im Bereich organischer Böden am häufigsten angewendete Bauverfahren dar. Gleichzeitig ergibt sich hierbei meist der größte Umfang notwendiger erdstatistischer Berechnungen. Diese umfassen nahezu sämtliche Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit (ULS) und der Gebrauchstauglichkeit (SLS) nach DIN EN 1997-1 (2009) und DIN 1054 (2010). Es handelt sich hierbei zunächst um die allgemein üblichen Nachweise der Sicherheit gegen Grundbruch, gegen Geländebruch und der Ermittlung von Setzungen. Darüber hinaus sind beim Überschüttverfahren in Abhängigkeit der Aufgabenstellung meist zusätzliche Berechnungen durchzuführen, wie z.B.

- die Ermittlung der notwendigen Höhe einer Überschüttung,
- die Ermittlung voraussichtlicher Setzungs- und Liegezeiten,
- die Bemessung setzungsbeschleunigender Maßnahmen,
- die Bemessung standsicherheitserhöhender Maßnahmen,
- die Festlegung eines Schüttregimes und / oder
- die Festlegung des Umfangs notwendiger baubegleitender Messungen.

Beim Überschüttverfahren setzt sich die Gesamtschütthöhe eines Erdbauwerkes ( $h$ ) aus folgenden Anteilen zusammen (Abb. 2.19):

- erforderliche, nutzungsabhängige Höhe des Erdbauwerkes über Gelände ( $h_0$ )
- permanente Überschüttung zum Setzungsausgleich ( $h_1$ )
- temporäre Überschüttung zu besonderen Zwecken ( $h_2$ )



**Abb. 2.19: Prinzipskizze des Überschüttverfahrens (Dammquerschnitt im Planungszustand)**

Die erforderliche nutzungsbedingte Höhe des Dammbauwerks ( $h_0$ ) wird in der Regel bauherrenseitig vorgegeben und richtet sich nach den Anforderungen, die an das fertige Bauwerk gestellt werden. Die Höhe der permanenten Überschüttung ( $h_1$ ) richtet sich nach der Höhe der zu erwartenden Setzungen. Zusätzlich zur permanenten Überschüttung kann in Abhängigkeit der Bauaufgabe auch eine temporäre Überschüttung ( $h_2$ ) erforderlich werden. Potenzielle Ziele einer temporären Überschüttung sind

- die Erhöhung der Scherfestigkeit der organischen Erdstoffe,
- die Beschleunigung der Konsolidation (Eintreten der Primärsetzungen) und /oder
- die Vorwegnahme der errechneten Sekundärsetzungen (Kriechsetzungen).

Während sich die permanente Überschüttung ( $h_1$ ) im Zuge des zeitlichen Eintretens der Setzungen als Setzungsmulde in den Baugrund eindrückt und somit dauerhaft als Teil des Bauwerks verbleibt, wird eine temporäre Überschüttung ( $h_2$ ) wieder zurückgebaut, sobald der beabsichtigte Zweck erfüllt ist.

Der erste Berechnungsschritt bei Anwendung des Überschüttverfahrens besteht in der Ermittlung der zu erwartenden Setzungen. Der berechnete Setzungsbetrag entspricht der Höhe der permanenten Überschüttung ( $h_1$ ). Anschließend sind Zeitsetzungsberechnungen durchzuführen, um die voraussichtlichen Setzungszeiträume zu prognostizieren. Aufgrund

der sehr langsamen Konsolidation organischer Böden sowie der sich anschließenden und meist über Jahrzehnte andauernden Kriechsetzungen kann auf setzungsbeschleunigende Maßnahmen zumeist nur bei setzungsunempfindlichen Deichbauwerken und bei temporär genutzten Bauwerken wie Baustraßen, Arbeitsebenen oder bauzeitlichen Umfahrungen verzichtet werden. Durch eine temporäre Überschüttung ( $h_2$ ) kann das Eintreten der Setzungen, die aus der permanenten Schüttung ( $h_0 + h_1$ ) resultieren, deutlich beschleunigt oder auch vollständig vorweggenommen werden. In den Abbildungen 2.20 und 2.21 ist an einem fiktiven Beispiel dargestellt, wie sich die Primärsetzungen und die Sekundärsetzungen einer permanenten Schüttung von  $h_0 + h_1 = 2$  m durch eine zusätzliche temporäre Überschüttung von  $h_2 = 1,0$  m bzw. von  $h_2 = 2,0$  m in einem wesentlich kürzeren Zeitraum erreichen lassen.

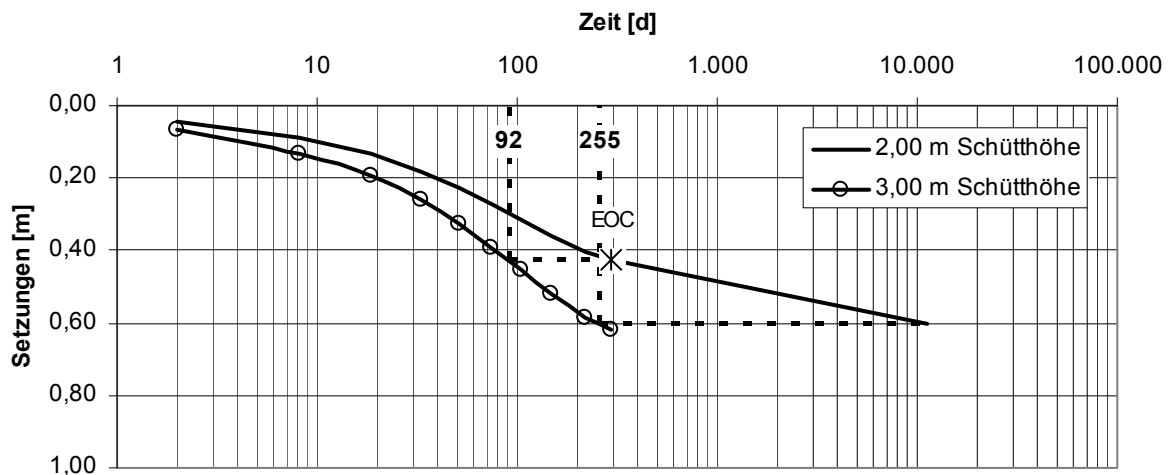


Abb. 2.20: Überschüttung: Setzungsbeschleunigung mit  $h_2 = 1,0$  m

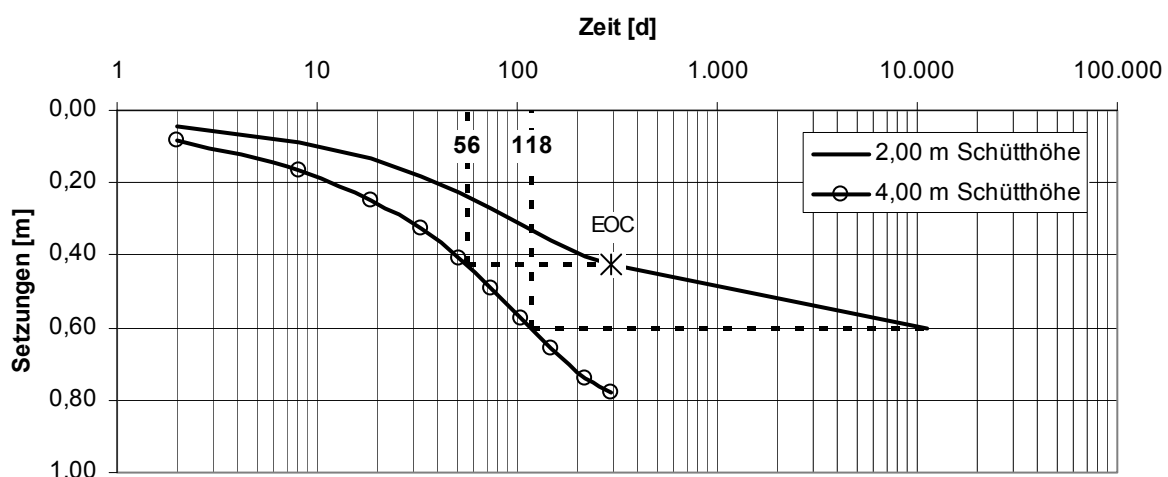


Abb. 2.21: Überschüttung: Setzungsbeschleunigung mit  $h_2 = 2,0$  m

Für das dargestellte Beispiel lässt sich eine Vorwegnahme der Initial- und Primärsetzungen durch eine 1,0 m hohe temporäre Überschüttung nach ca. 92 Tagen erreichen, während der

gleiche Setzungsbetrag durch eine 2,0 m hohe temporäre Überschüttung bereits nach ca. 56 Tagen realisiert werden kann. Ohne temporäre Überschüttung würden die Primärsetzungen erst nach ca. 300 Tagen beendet sein. Eine vollständige Vorwegnahme der ohne temporäre Überschüttung nach 30 Jahren eintretenden Sekundärsetzungen lässt sich beim o.g. Beispiel nach 255 Tagen bzw. nach 118 Tagen erreichen.

Alternativ zu einer temporären Überschüttung können Vertikaldräns zur Beschleunigung des Setzungsvorgangs eingebaut werden. Während die temporäre Überschüttung über eine Erhöhung der effektiven Spannungen wirkt, wirken Vertikaldräns über eine Verkürzung der Dränwege. Angaben zur Bemessung von Vertikaldräns können u.a. der DIN EN 15237 (2007) sowie der Arbeit von KECK (1995) entnommen werden.

Auf Grundlage der durch die Setzungs- und Zeitsetzungsberechnungen ermittelten Gesamtschütthöhe ( $h$ ) sind die erforderlichen Standsicherheitsnachweise zu erstellen. Detaillierte Angaben zur Durchführung von Standsicherheitsnachweisen sowie zur Festlegung der erforderlichen Eingangsparameter sind dem Kapitel 7 zu entnehmen. Neben den Nachweisen der Standsicherheit des Bauwerks im Endzustand sind beim Überschüttverfahren wegen der geringen Anfangsfestigkeit der organischen Böden immer auch die Nachweise der Anfangsstandsicherheit für alle Bauzustände, d.h. meist für jede einzelne Schüttlage zu führen. In der Regel sind beim Überschüttverfahren zusätzliche Maßnahmen zur Erhöhung der Standsicherheit in Form von Geokunststoffbewehrungen erforderlich. Angaben zur Bemessung von Geokunststoffbewehrungen können u. a. den EBGEO (2010) entnommen werden. Alternativ kann eine Erhöhung der Scherfestigkeit der organischen Erdstoffe über eine Erhöhung der effektiven Spannungen im Baugrund (vgl. Abschnitt 6.1.2) erreicht werden. Hierzu wird die eine temporäre Überschüttung ( $h_2$ ) in Abhängigkeit der notwendigen Festigkeitszunahme und der bodenspezifischen Scherparameter gemäß den Gleichungen 2.1 und 2.2 bemessen:

$$c_{u,0} + (\gamma_{Sch} \cdot h) \cdot i \cdot \tan(\varphi') \cdot U \geq c_{u,erf} \quad (2.1)$$

mit

- $c_{u,0}$  = Vor Schüttbeginn vorhandene Scherfestigkeit [kN/m<sup>2</sup>]
- $\gamma_{Sch}$  = Wichte des Dammschüttmaterials [kN/m<sup>3</sup>]
- $h$  = Schütthöhe [m]
- $i$  = Einflussbeiwert [–]
- $\varphi'$  = Winkel der inneren Reibung [°]
- $U$  = Konsolidationsgrad [–]
- $c_{u,erf}$  = erforderliche Scherfestigkeit [kN/m<sup>2</sup>]

Mit  $h = h_0 + h_1 + h_2$  ergibt sich für die Gesamtüberschüttung  $h_1 + h_2$

$$h_1 + h_2 \geq \frac{c_{u,erf} - c_{u,0}}{i \cdot \tan(\varphi') \cdot U \cdot \gamma_{Sch}} - h_0 \quad (2.2)$$

Aus den Standsicherheitsberechnungen muss ein verbindliches Schüttregime abgeleitet werden. Dieses beinhaltet in der Regel auch die Angabe zulässiger Porenwasserüberdrücke, deren zwischenzeitliches Abklingen nachgewiesen werden muss. Beim Überschüttverfahren sind baubegleitende Messungen daher meist unverzichtbar.

### 3 Stand der Forschung

#### 3.1 Forschungsberichte / Veröffentlichungen

Einer der ersten Beiträge, der sich mit der Ermittlung spannungsabhängiger Bodenkennwerte befasste, wurde von OHDE (1939) verfasst. OHDE beschrieb in seinem Beitrag "Zur Theorie der Druckverteilung im Baugrund", dass Verformungen unter Bauwerkslast nicht linear mit zunehmendem Spannungseintrag ansteigen, sondern dass die Spannungs-Setzungs-Kurve den Verlauf einer Potentialfunktion der Form  $\varepsilon = v \cdot \sigma^w$  annimmt. Hieraus ließ sich die noch heute übliche Ausdrucksform zur Beschreibung des spannungsabhängigen Steifemoduls ableiten:

$$E_{oed} = v_e \cdot \sigma_{atm} \cdot \left( \frac{\sigma'}{\sigma_{atm}} \right)^{w_e} \quad (3.1)$$

mit

- $E_{oed}$  = Steifemodul [kN/m<sup>2</sup>]
- $v_e$  = Steifebeiwert [--]
- $\sigma_{atm}$  = Atmosphärendruck = 100kN/m<sup>2</sup>
- $\sigma'$  = Wirksame Spannung [kN/m<sup>2</sup>]
- $w_e$  = Steifeexponent [--]

Für den Steifeexponenten organischer Böden gab OHDE (1939) einen Wert von  $w_e \approx 1,0$  für Torf und Faulschlamm an, der durch zahlreiche Nachuntersuchungen - auch im Rahmen dieser Arbeit, vgl. Kapitel 6.3.2 - bestätigt wurde. Den für numerische Berechnungen weit verbreiteten Stoffgesetzen "Soft-Soil" bzw. "Soft-Soil-Creep" der PLAXIS B.V. liegen ebenfalls ein Steifeexponent von  $w_e = 1,0$  zugrunde. Nach dem 2. Weltkrieg erlangte der Aufbau bzw. die Wiederherstellung der Infrastruktur große Bedeutung. Bei zahlreichen Verkehrsprojekten in den 50iger, 60iger und 70iger Jahren mussten hierbei auch zahlreiche Moorstandorte gequert werden und es erschienen eine Reihe von Fachaufsätzen, die sich mit einzelnen Bauvorhaben, einzelnen Bauweisen oder ersten systematischen Zusammenstellungen der bei der Planung und Bauausführung von Straßenbau auf Moorstandorten gewonnenen Erkenntnisse befassten. Beispielhaft seien hier die Artikel von ERLNBACH (1956), DÜCKER / STEINMETZ (1964), SIEDEK (1964), GARRAS (1965), ERLNBACH (1973) und JUNKER (1975) genannt. Allgemeingültige Kennwerte bzw. korrelative Beziehungen wurden hierbei zunächst nicht formuliert. Neben dem Bau von Verkehrswegen wurde seit den 50iger Jahren insbesondere im Norden Deutschlands auch die Melioration von Moorstandorten immer wichtiger, um diese einer landwirtschaftlichen Nutzung verfügbar

zu machen. Im Nordosten Deutschlands befasste sich vor allem Lehrstuhl für Meliorationswesen (heute: Lehrstuhl für Landeskulturelle Ingenieurbauwerke, Geotechnik und Küstenwasserbau) an der Universität Rostock mit der bodenphysikalischen Untersuchung organischer Böden. Einen Forschungsschwerpunkt bildete die Ermittlung zutreffender Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte, die den wesentlichen Eingangsparameter für die Projektierung von Dränungen darstellen. Erste Korrelationen wurden von WERTZ (1960) für Torfe angegeben. In Westdeutschland legten BADEN / EGGELSMANN (1963) ähnliche Korrelationen für verschiedene Torfarten vor. Weitere Artikel, die sich mit der Wasserdurchlässigkeit von Torfböden befassten, wurden u.a. von ZAWADZKI (1970), TITZE (1973), BARTELS / KUNTZE (1973) und ILLNER / RAASCH (1977) verfasst. Korrelationen, die die spannungsabhängige Änderung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwerts unter Kompression beschreiben, wurden aber nicht vorgestellt. Die Forschungen am Lehrstuhl für Meliorationswesen der Universität Rostock umfassten auch die bautechnischen Eigenschaften organischer Böden. Entsprechende Artikel bzgl. der Ermittlung der Scherfestigkeit und der Ermittlung von Verformungsmoduln wurden von NOWAK (1977, 1978) sowie von NOWAK / NIESCHE / SCHEIBNER (1979) veröffentlicht. In einer ersten Zusammenfassung und Bewertung der bisherigen Forschungen stellte WERTZ (1979) fest, dass die bodenmechanischen Kenngrößen in statische (= spannungsunabhängige) und in dynamische (= spannungsabhängige) Größen zu unterteilen sind. Nach seiner Ansicht sollen die dynamischen Größen anhand weiterer dynamischer und/oder statischer Größen ermittelt werden. Voraussetzung ist eine genaue Kenntnis der Beziehungen der Kenngrößen zueinander. Eine Zusammenfassung der Forschungen am Lehrstuhl für Meliorationswesen lieferte die gemeinsame Dissertation von NOWAK / NIESCHE (1982). Eindeutige Empfehlungen zur Ermittlung zuverlässiger bodenmechanischer Kennwerte, wie es WERTZ (1979) forderte, konnten auf Basis der vorgelegten Arbeit jedoch nicht formuliert werden.

In Frankreich erschienen zeitgleich eine Reihe ähnlicher Veröffentlichungen in der dem Straßen- und Brückenbau gewidmeten Zeitschrift der "Laboratoires des Ponts et Chaussées". Vor allem seien hier die Artikel von BOURGES / PAUTE / MIEUSSENS (1973), PERRIN (1973), BOURGES (1973) und PERRIN (1974) genannt. Hierin finden sich im Gegensatz zu den o.g. straßenbaulichen Artikeln aus Deutschland bereits Angaben für erste korrelative Beziehungen zwischen einzelnen Bodenparametern. Allerdings bezogen sich diese immer auf die bei Versuchsdämmen durch Messungen gewonnenen lokalen Verhältnisse, allgemeingültige Beziehungen konnten nicht formuliert werden. Viele Artikel schließen mit der Bemerkung, dass weitergehende Untersuchungen erforderlich sind, um das untereinander und gegenüber weichen mineralischen Böden sehr unterschiedliche Bodenverhalten vorab bestimmen zu können. In PERRIN (1973) wurde sehr eindrücklich

darauf hingewiesen, dass Torfe stark kompressibel sind und dass mit diesen Verformungen ebenso große Veränderungen der Durchlässigkeit, des Steifemoduls, des Konsolidierungsbeiwertes, der Scherfestigkeit usw. einhergehen und diese besondere Charakteristik der organischen Böden eine Verwendung einfacher Stoffgesetze, die den spannungsabhängigen Änderungen der organischen Erdstoffe unter Kompression nicht Rechnung tragen, unmöglich macht.

In den USA und Kanada führten vor allem die American Society of Civil Engineers (ASCE) und der National Research Council of Ottawa entsprechende Untersuchungen durch. Als wesentliche Artikel sind hier die Beiträge von GOODMAN / LEE (1962), ADAMS (1963), SCHROEDER / WILSON (1962), MACFARLANE / RADFORTH (1964) und von WILSON / LO (1965) zu nennen. Neben der Darstellung der gewonnenen praktischen Erfahrungen wurden auch umfangreiche Laboruntersuchungen durchgeführt und ausgewertet. Ziel der Untersuchungen war vor allem eine bodenmechanische Beschreibung des bei organischen Erdstoffen ausgeprägten viskosen Bodenverhaltens. Auf Grundlage der v.g. Untersuchungen erschienen in der Folge grundlegende Artikel zur Konsolidation von bindigen und organischen Böden von BARDEN (1969), POSKITT (1971), BERRY / POSKITT (1972) und BERRY / VICKERS (1975).

Zur Beschreibung des Sekundärsetzungsverhaltens (Kriechen) bei viskosen Böden wurde vor allem durch MESRI das sogenannte  $c_{\alpha}/C_C$  - Konzept entwickelt, vgl. MESRI (1973), MESRI / GODLEWSKI (1977) und MESRI / CASTRO (1978). Hierin wurde festgestellt, dass der Verhältniswert der Kennwerte  $c_{\alpha}/C_C$  bodenspezifisch unterschiedlich, aber unabhängig vom äußeren Spannungszustand ist. Eine gleichartige Beschreibung wurde in Deutschland von LEINENKUGEL (1976) formuliert. Anstelle des Koeffizienten  $c_{\alpha}/C_C$  führte LEINENKUGEL den Zähigkeitsindex  $I_V$  ein, der dem Verhältniswert  $c_{\alpha}/C_C$  entspricht. Für natürliche Böden gaben MESRI / GODLEWSKI (1977) eine Spanne von  $c_{\alpha}/C_C = 0,025 \dots 0,10$  an. In MESRI / CASTRO (1978) wurde diese Spanne für hochplastische, organische Böden auf  $c_{\alpha}/C_C = 0,05 \pm 0,01$  eingegrenzt. FOX / EDIL / LAN (1992) gaben für faserige Torfe einen mittleren Wert von  $c_{\alpha}/C_C = 0,045$  an, berichteten aber gleichzeitig von sehr großen Schwankungsbreiten der Versuchswerte ( $c_{\alpha}/C_C = 0,00034 \dots 0,11$ ).

FOOTT / LADD (1981) befassten sich mit initialen Schubverformungen bei Gründungen auf hochplastischen und organischen Tonen. In qualitativer Hinsicht wurde festgestellt, dass die Schubverformungen zunehmen, je höher die Plastizität des belasteten Erdstoffs ist. Als wichtigster Eingangsparameter für die Berechnung initialer Schubverformungen wurde der undrännierte Elastizitätsmodul angegeben. Für eine einfache Ermittlung wurde vorge-

schlagen, diesen über Verhältniszahlen von  $E_U/c_U$  zu ermitteln. Entsprechende Untersuchungen wurden jedoch nicht durchgeführt, für organische Tone wurden Verhältniszahlen von  $E_U/c_U = 80 \dots 800$  aus D'APPOLONIA / POULOS / LADD (1971) zitiert. EDIL / DHOWIAN (1987) untersuchten die Entwicklung des Erdruchdruckbeiwerts von faserigen Torfböden unter Kompression. Die bei den Laborversuchen gemessenen Winkel der Inneren Reibung werden mit  $\varphi' = 50^\circ \dots 57^\circ$  angegeben. Die hohen Werte werden mit den enthaltenen Faserstrukturen begründet, vertiefende Untersuchungen wurden nicht durchgeführt.

In Schweden wurden seit den 70iger Jahren ebenfalls bodenmechanische Feld- und Laboruntersuchungen durchgeführt. HELENELUND (1975) teilte die Torfe in vier Klassen in Abhängigkeit des Zersetzungsgrades ein und wies ihnen klassenspezifische bodenmechanische Eigenschaften zu. Die zugeordneten Kennwerte ließen Tendenzen erkennen, wie zum Beispiel die Verringerung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwertes mit steigendem Zersetzungsgrad. Die innerhalb der einzelnen Klassen angegebenen Spannbreiten der Kennwerte waren jedoch nach wie vor beträchtlich. HELENELUND (1975) stellte eine Reihe von Korrelationsbeziehungen zur Ermittlung von Kenngrößen der Steifigkeit und der Festigkeit zusammen. Als Bezugsparameter dienten der Zersetzungsgrad, der Wassergehalt, die Porenzahl, die Trockendichte und die Bezugsspannung. Der von OHDE bereits 1939 gefundene Wert für den Steifeexponenten von  $w \approx 1,0$  wurde auch von HELENELUND bestätigt. Für den Steifebeiwert ermittelte HELENELUND Werte von  $v_e = 5 \dots 7$ . Besonders erwähnenswert ist eine Zusammenstellung der Scherfestigkeit in Abhängigkeit des Zersetzungsgrades und des Wassergehaltes. HELENELUND stellte auch fest, dass insbesondere bei gering zersetzten Torfen relativ hohe Winkel der Inneren Reibung auftraten. In den Jahren 1985 und 1990 wurden vom Staatlichen Geotechnischen Institut Schwedens Forschungsberichte veröffentlicht, siehe LARSSON (1986, 1990), die die durchgeführten Untersuchungen zusammenfassen. Allgemeingültige Korrelationen wurden hierin aber ebenfalls nicht definiert.

Die Veröffentlichungen, die sowohl national als auch international seit den 70iger Jahren erschienen, ließen die Tendenz erkennen, die notwendigen Standsicherheits- und Verformungsberechnungen durch die Anwendung empirischer Formeln und Nomogramme zu vereinfachen. Dies gilt auch für die in dieser Zeit erschienenen deutschen Regelwerke, wie z.B. dem Merkblatt 542 der FGSV (vgl. Kapitel 3.2). Ein wesentlicher Grund liegt hierbei sicherlich in der damals noch nicht bzw. kaum zur Verfügung stehenden Computertechnik. Des Weiteren verringerte sich der Bedarf an Meliorationsmaßnahmen zur Gewinnung von landwirtschaftlichen Flächen und im Verkehrswegebau standen neue Tiefgründungstechniken zur Verfügung, die den bautechnischen Umgang mit organischen Böden meist auf ein



Minimum beschränkten. In der Folge wurde die begonnene Grundlagenforschung zur Ermittlung bodenmechanischer Kennwerte daher meist nicht weiter betrieben. Neue Forschungsschwerpunkte beim Bauen auf organischen Böden bildeten in Deutschland stattdessen z.B. der Einsatz von Geokunststoffbewehrungen im Erd- und Straßenbau, vgl. beispielsweise BLUME (1995) und BLUME / HILLMANN (1996), der Einsatz von pfahlartigen Traggliedern als Tiefgründungsvariante, vgl. beispielsweise KEMPFERT / STADEL / ZAESKE (1997) und ZAESKE / KEMPFERT (2002), oder der Einsatz von Vertikaldräns im Rahmen von Baugrundverbesserungen, vgl. z.B. KECK (1995). Erst in jüngerer Zeit ist wieder ein erhöhter Bedarf an gesicherten bodenmechanischen Berechnungskennwerten festzustellen. Die Berechnungsverfahren sind heutzutage praxiserprobt und haben sich bei Verwendung zutreffender Bodenkennwerte als hinreichend genau erwiesen. Des Weiteren erlaubt die mittlerweile zur Verfügung stehende Rechentechnik eine wirtschaftliche Durchführung erdstatischer Berechnungen auch unter Berücksichtigung spannungsabhängig veränderlicher Bodenkennwerte. Neben den analytischen Berechnungsverfahren etablierten sich zunehmend numerische Verfahren und es wurden verbesserte Stoffgesetze zur Beschreibung des viskosen Verhaltens von organischen Böden entwickelt, vgl. beispielsweise NEHER (2008). Im Jahr 2001 wurde von der DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BODENMECHANIK (DEGEBO) daher ein Forschungsvorhaben mit dem Titel "Ermittlung charakteristischer Bodenkenngrößen für gemischtkörnige und organische Böden als Grundlage für Bauvorschriften" abgeschlossen, das die Gewinnung aussagekräftiger Bodenkennwerte der im Großraum Berlin / Brandenburg vorkommenden Lockergesteine - auch Torfe und Mudden - zum Ziel hatte. Der Schlussbericht schließt in Hinblick auf organische Böden mit der Feststellung, dass zwar Tendenzen für Abhängigkeiten gefunden wurden, die festgestellten Korrelationen jedoch nicht ausreichend statistisch abgesichert waren.

### **3.2 Regelwerke / Empfehlungen in Deutschland**

Das erste in Deutschland erschienene Regelwerk, das sich explizit mit dem Bauen auf organischen Böden befasst, stellten die im Jahr 1965 erschienenen "Richtlinien für den Bau von Straßen in Moorgebieten" der Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen e. V (FG) dar. Hierin waren erstmals eine bautechnische Beschreibung von Torfen und Mudden sowie Angaben zur Baugrunderkundung, zu möglichen Bauweisen, zur Durchführung erdstatischer Berechnungen und zur Ermittlung der Bodenkennwerte enthalten. Der Wassergehalt wurde als wichtigste Kennziffer definiert, die Hinweise über den organischen Anteil, die Festigkeit und die Verformbarkeit der Erdstoffe gibt. Des Weiteren wurden hierin erstmalig Kennwerte in Abhängigkeit des Wassergehaltes und der Bodenart angegeben. Es wurden hierbei Torfe, Mudden, Kalkmudden und Tonmudden unterschieden. Die v.g. Richtlinie wurde im Jahr 1988

vom Merkblatt 542 der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV) abgelöst. Die in der Fassung von 1965 enthaltenen, vergleichsweise genauen Angaben von Bodenkennwerten wurden in der Fassung von 1988 nicht übernommen. Die Angaben bzgl. der Erdstoffwichten wurden vollständig entfernt, bei der Bodensteifigkeit wurden anstelle der Spannbreiten für Steifemodule ( $E_{oed}$ ) nunmehr weit gefasste Spannen für Kompressionsbeiwerte ( $C_C$ ) angegeben. Die Spannbreiten der Kennwerte für die undrained Scherfestigkeit ( $c_U$ ) wurden deutlich abgemindert. Dem gegenüber wurden erstmals Spannbreiten für Konsolidationsbeiwerte ( $c_v$ ), für Sekundärsetzungsmoduln ( $c_B$ ) und für Winkel der Inneren Reibung ( $\varphi'$ ) angegeben. Insgesamt ist festzustellen, dass die in der Fassung von 1988 enthaltenen Spannbreiten aber sehr weit gefasst sind, korrelative Beziehungen zur genaueren Bestimmung der Kennwerte sind hierin nicht enthalten. In der aktuellen Fassung von 2010 werden gegenüber 1988 geänderte Konsolidationsbeiwerte und Kriechbeiwerte und anstelle der Kompressionsbeiwerte werden Spannbreiten für Steifemoduln angegeben. Angaben zu Scherparametern sind nicht mehr enthalten.

Daneben erschien ab 1955 das GRUNDBAU-TASCHENBUCH als Standardwerk in der Geotechnik, die aktuellste Fassung liegt derzeit aus dem Jahr 2008 vor. In der Erstfassung von 1955 wurden nur Kennwerte für Torfe angegeben, Mudden fanden keine Erwähnung. In den dem Verfasser vorliegenden Fassungen aus den Jahren 1988, 1990, 1996 und 2008 wurden jeweils die gleichen, weit gefassten Spannbreiten angegeben. Die EMPFEHLUNGEN DES ARBEITSAUSSCHUSSES "UFEREINFASSUNGEN" HÄFEN UND WASSERSTRÄßEN der Hafenbautechnischen Gesellschaft e.V. und der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V. (EAU) liegen dem Verfasser seit der Ausgabe aus dem Jahr 1985 vor. In der Fassung aus dem Jahr 1985 sind ebenfalls nur Kennwerte für Torfe, nicht aber für Mudden enthalten. Mudden wurden erst ab der darauf folgenden Fassung aus dem Jahr 1990 aufgeführt. Die angegebenen Kennwerte weichen meist nicht oder nur geringfügig von den Werten des GRUNDBAU-TASCHENBUCHS (1988-2008) ab. Abweichungen treten zum einen nur bei der Angabe von undrained Scherfestigkeiten bei Mudden auf, im GRUNDBAU-TASCHENBUCH (1988-2008) finden sich keine diesbezüglichen Angaben. Des Weiteren wurde in der EAU (1996) mit  $\varphi' = 35^\circ$  ein relativ hoher Reibungswinkel für Mudden angegeben (GRUNDBAU-TASCHENBUCH, 1988-2008:  $\varphi' = 22...28^\circ$ ), in den Fassungen aus den Jahren 2004 und 2012 wurden für Mudden überhaupt keine Werte der Festigkeit und der Steifigkeit mehr angegeben. Für Torfe wurden bereits seit der Ausgabe von 1996 keine Kennwerte der Festigkeit und der Steifigkeit eingetragen. Die DIN 1055-2 (1976) "Lastannahmen für Bauten, Bodenkenngrößen: Wichte, Reibungswinkel, Kohäsion, Wandreibungswinkel" enthielt ebenfalls nur Angaben für Torfe, in der aktuellen Fassung der DIN 1055-2 (2010) sind auch für Torfe keinerlei Angaben mehr enthalten.

Im Gegensatz zu den im Westen Deutschlands vorliegenden weit gefassten Spannbreiten wurden für das Gebiet der ehemaligen DDR sehr eindeutige Angaben und Korrelationen für die Festlegung von Bodenkennwerten organischer Erdstoffe zur Verfügung gestellt. Innerhalb der Ausgabenreihe der Technischen Vorschriften des VEB Baugrund Berlin beinhalteten die TEV 1252-01 (1979) die indirekte Bestimmung bodenmechanischer Kennwerte von Torfen und die TEV 1253-01 (1979) die indirekte Bestimmung bodenmechanischer Kennwerte von Mudden. Geregelt wurde die einheitliche Festlegung des Steifemoduls, der undränierten Scherfestigkeit und der dränierten Scherparameter (nur Torfe) auf Grundlage des Spannungszustands, des Zersetzungsgrades (Torfe), der Porenzahl und der Fließgrenze (Mudden) auf Grundlage der Ergebnisse von Baugrunduntersuchungen. Daneben erschien 1982 ein Arbeitsblatt der Meliorationen / Erzeugnisgruppe Projektierung (PROJEKT 73/02), das die Angabe sehr detaillierter Korrelationen der undränierten Scherfestigkeit von Torfen und Mudden auf Grundlage des Substanzvolumens (äquivalent zur Porenzahl) zum Inhalt hatte. Die genannten Vorschriften fanden keinen Eingang in das gesamtdeutsche Regelwerk und werden daher heutzutage kaum beachtet.

### 3.3 Fazit

Eine Zusammenstellung aller gefundenen allgemeingültigen Kennwerte und Korrelationen findet sich im Anhang C dieser Arbeit. Daneben existiert eine Vielzahl von Literaturangaben bzgl. geotechnischer Kennwerte und Korrelationen, die sich jedoch immer nur auf ein bestimmtes Bau- oder Forschungsvorhaben, d.h. auf einen Einzelstandort beziehen. Zudem wurden wegen der aufwendigen Probengewinnung meist nur die oberflächennah anstehenden Torfe untersucht. Die aufgrund deren Genese die Torfe unterlagernden sowie im Bereich offener Gewässer vorkommenden Mudden bildeten hingegen nur in wenigen Fällen den Untersuchungsgegenstand. Der Kenntnisstand in Bezug auf charakteristische Bodenkennwerte für Mudden ist dementsprechend äußerst gering. Die für das Gebiet der ehemaligen DDR bis 1989 verbindlichen Vorschriften zur Ermittlung von Bodenkennwerten fanden bis heute keine Berücksichtigung im gesamtdeutschen Regelwerk. Die in den derzeit gültigen Regelwerken veröffentlichten geotechnischen Bodenkennwerte stellen daher meist weit gefasste Spannbreiten dar, die zudem immer auf der deutlich sicheren Seite liegen. Eine ausreichend sichere und zugleich aber auch wirtschaftliche Bemessung von Bauwerksgründungen im Bereich organischer Böden ist hiermit nach Ansicht des Verfassers nur eingeschränkt möglich. Die vorliegende Arbeit soll einen Beitrag zur Ermittlung zutreffender und im Sinne der DIN EN 1997-1 (2009) und DIN 1054 (2010) sicherer, aber gleichzeitig auch wirtschaftlicher Kennwerte darstellen.

## **4 Bearbeitungsmethodik**

### **4.1 Datengewinnung und -klassifizierung**

Der im Rahmen dieser Arbeit ausgewertete Datenbestand an bodenmechanischen Kennwerten wurde auf Grundlage geotechnischer Laborversuche ermittelt. Angaben zur Versuchstechnik und -durchführung können den nachfolgenden Abschnitten 4.2.1 bis 4.2.8 entnommen werden. Der überwiegende Teil folgender Versuche an Proben der Güteklassen 1 und 2 nach DIN EN ISO 22475-1 (2007) wurden fast ausnahmslos durch den Verfasser selbst oder unter dessen Anleitung ausgeführt:

- Dichtebestimmungen
- Bestimmungen der Korndichte
- Eindimensionale Kompressionsversuche
- Bestimmungen des Wasserdurchlässigkeitsbeiwerts in der Triaxialzelle
- Einaxiale Druckversuche
- Laborflügelsondierungen
- Rahmenscherversuche

Die Versuchsauswertung wurde mit vom Verfasser selbst erstellten Auswertungsblättern auf Basis des Kalkulationsprogramms Excel vorgenommen. Diese sind im Anhang D exemplarisch dargestellt.

Die Ergebnisse von Bestimmungen des Wassergehaltes und des Glühverlustes, welche überwiegend an Proben der Güteklasse 3 nach DIN EN ISO 22475-1 (2007) durchgeführt wurden, entstammen neben eigenen Versuchsdurchführungen auch zu einem beträchtlichen Teil den zur Verfügung stehenden Archivunterlagen der Baugrund Stralsund Ingenieurgesellschaft mbH, vgl. Verzeichnis der verwendeten Projektunterlagen. Es handelt sich hierbei um Laborprüfberichte und Versuchsprotokolle, welche im Rahmen von Baugrunderkundungen seit den 50iger Jahren im Landesgebiet Mecklenburg-Vorpommerns erstellt wurden. Allerdings wurde die Verwendung von Datenmaterial wegen der dann erfolgten Angleichung der Untersuchungsvorschriften der DDR und der BRD auf den Zeitraum seit 1990 beschränkt. Die vereinzelt dem Archiv entnommenen Ergebnisse von Spezialversuchen an ungestörten Bodenproben wurden erst ab dem Jahr 2000 einbezogen, da hierbei eine an die heutige Normung angepasste Neuauswertung der Versuchsergebnisse erforderlich wurde und dies nur auf Grundlage der erst ab diesem Zeitpunkt verfügbaren originären Versuchsprotokolle möglich war.

Für die Versuchsdurchführung wurden Bodenproben genutzt, die im Rahmen von im Zeitraum von 2002 bis 2010 durchgeführten Baugrunderkundungen seitens der Baugrund

Stralsund Ingenieurgesellschaft mbH anfielen. Ungestörte Bodenproben der Güteklassen 1 und 2 nach DIN EN ISO 22475-1 (2007) wurden nahezu ausschließlich bei Bohrungen gewonnen. Bei Bohrungen mit durchgehender Gewinnung ungekernter Bodenproben wurden einzelne Sonderproben im Entnahmestutzen mit einem Innendurchmesser  $d_i \geq 100$  mm entnommen. Bei Bohrungen mit durchgehender Gewinnung gekernter Bodenproben wurden mittig der Kerne ungestörte Prüfkörper von ca. 30 cm Länge ausgeschnitten. Der dabei verwendete Bohrkerndurchmesser betrug ebenfalls mindestens 100 mm. Aufgrund der möglichen Beeinflussung oberflächennaher Proben (Durchwurzelung, Bodenbearbeitung, Austrocknung o.ä.) wurden die Bodenproben der Güteklassen 1 / 2 nur in Ausnahmefällen händisch über oberflächennahe Schürfe gewonnen. Gestörte Bodenproben der Güteklassen 3 / 4 nach DIN EN ISO 22475-1 (2007) wurden entweder im Zuge von Bohrarbeiten oder im Zuge von Kleinbohrungen (Rammkernsondierungen) entnommen.

Die einzelnen Bodenproben wurden zunächst entsprechend der jeweiligen Entnahmestandorte über 3stellige Schlüsselnummern klassifiziert und bezeichnet. Innerhalb der Entnahmestandorte wurden die Bodenproben fortlaufend mit einer angehängten 3stelligen Zahl nummeriert (z.B. 118-006). Die Entnahmestandorte umfassen den Großteil des Landesgebietes Mecklenburg-Vorpommerns, entsprechende Übersichten sind in den Anhängen A und B dargestellt. Die an den jeweiligen Standorten erfassten und ausgewerteten Bodenproben entstammen meist verschiedenen Entnahme- und Untersuchungszeiträumen. Torfe wurden entsprechend des Zersetzungsgrades nach DIN 19682-12 (2007) in folgenden Stufen weiter klassifiziert:

- H1-4 gering zersetzte, faserige Torfe
- H5-7 mäßig zersetzte Torfe
- H8-10 stark bis sehr stark zersetzte Torfe (amorphe Torfe)

Mudden wurden entsprechend deren Zusammensetzung als

- Fk Kalkmudde (Kalkgehalt  $\geq 30\%$ )
- Fm Silikatmudde (Kalkgehalt  $< 30\%$ , Glühverlust  $\leq 30\%$ )
- Fh Organomudde (Kalkgehalt  $< 30\%$ , Glühverlust  $>30\%$ )

klassifiziert. Insgesamt wurde im Rahmen dieser Arbeit der in Tabelle 4.1 dargestellte Probenumfang ausgewertet.

**Tab. 4.1: Probenumfang**

Bodenart	Probenanzahl	Anteile [%]
Kalkmudde	169	8,8
Silikatmudde	622	32,4
Organomudde	44	2,3
Torf, H1-4	167	8,7
Torf, H5-7	646	33,7
Torf, H8-0	269	14,0
Summen	1917	100,0

## 4.2 Versuchstechnik und -durchführung

### 4.2.1 Bestimmung der Korndichte und des Glühverlusts

Die Korndichte wurde mit dem Kapillarpymnomet (KP) mit einem Volumen von  $V = 100 \text{ cm}^3$  unter Verwendung von destilliertem Wasser bestimmt. Die Versuchsdurchführung und Versuchsauswertung basieren auf den Angaben der DIN 18124 (1997, 2011). Je nach verfügbarer Probenmenge wurden bis zu 3 Parallelversuche je Probe durchgeführt. Die Bestimmungen des Glühverlustes wurden entsprechend DIN 18128 (2002) durch Veraschung bei  $T = 550^\circ$  im Muffelofen durchgeführt. Je nach verfügbarer Probenmenge wurden bis zu 2 Parallelbestimmungen je Probe durchgeführt. Das für die parallele Bestimmung der Korndichte und des Glühverlustes verwendete Probenmaterial entstammt im Regelfall einer gemeinsam aufbereiteten und geteilten Gesamtprobe. Die Auswertungen der o.g. Versuche sind exemplarisch in den Anhängen D-1 (Korndichte) und D-2 (Glühverlust) dargestellt.

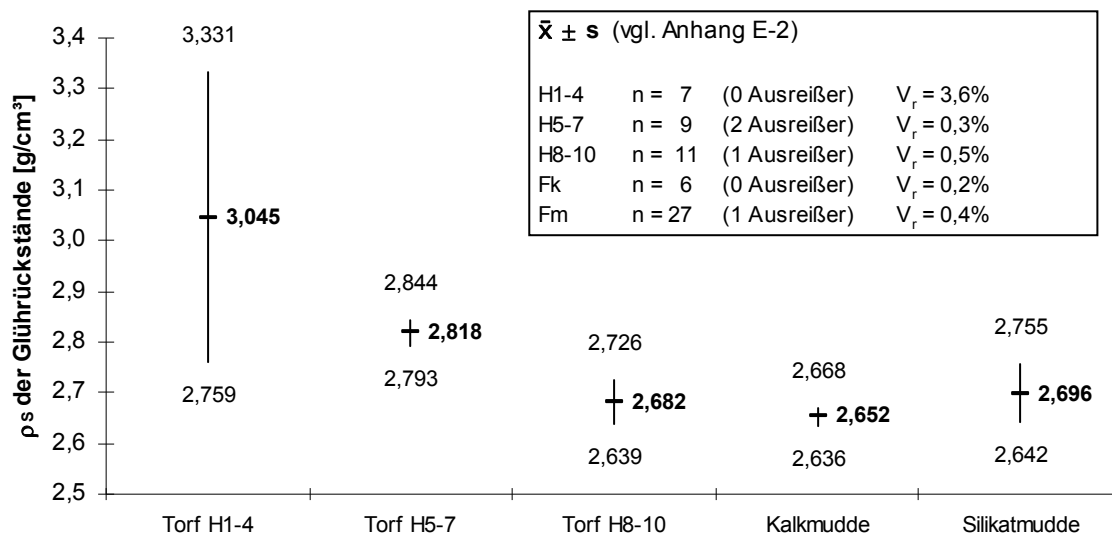
Der Glühverlust wurde, wie in der Geotechnik üblich, näherungsweise als Kennwert für den Gehalt an organischer Bodensubstanz verwendet. Abweichungen zum tatsächlichen Gehalt an organischer Bodensubstanz ergeben sich insbesondere aus folgenden Gründen:

1. Beim Veraschen wird neben dem enthaltenen Kohlenstoff auch ein Teil des gebundenen Bodenwassers entzogen. Die Glühverluste liegen in diesem Fall über dem tatsächlichen Kohlenstoffgehalt. Die Abweichung steigt mit zunehmendem Gehalt an Huminstoffen (Kolloide, vgl. Abschnitt 2.3.3) und betrifft daher insbesondere die huminstoffreichen Torfe und Organomudden.
2. Beim Veraschen wird neben dem enthaltenen Kohlenstoff auch ein Teil des enthaltenen Kalziumkarbonats oxidiert. Die Glühverluste liegen in diesem Fall über dem tatsächlichen Kohlenstoffgehalt. Die Abweichung steigt mit zunehmendem

Gehalt an Kalziumkarbonat und betrifft daher insbesondere Kalk- und Silikatmudden.

3. Beim Veraschen oxidieren enthaltene Eisenverbindungen unter Massenzunahme. Hierdurch liegen die ermittelten Glühverluste unterhalb des tatsächlichen Kohlenstoffgehaltes (Massenzunahme im Glührückstand, vgl. nachfolgende Ausführungen).

Zur Untersuchung der unter Pkt. 3 beschriebenen Massenzunahme wurden exemplarische Bestimmungen der Korndichten der Glührückstände vorgenommen. Die Ergebnisse sind in Abb. 4.1 zusammengefasst, die Merkmalsanalysen sind in Anhang E-2 einzusehen. Für Organomudden konnte keine Merkmalsanalyse durchgeführt werden, da hierfür nur zwei Einzelwerte ( $\rho_s = 2,734 \text{ g/cm}^3$  aus Standort 107 bzw.  $\rho_s = 2,668 \text{ g/cm}^3$  aus Standort 118) vorlagen.



**Abb. 4.1: Korndichten der Glührückstände organischer Böden aus Mecklenburg-Vorpommern**

Im Ergebnis der durchgeführten Untersuchungen findet eine Massenzunahme bei Veraschung überwiegend bei gering bis mäßig zersetzten Torfen (H 1-7) statt. Die übrigen mittleren Korndichten liegen etwa im Bereich der Korndichten der in Mecklenburg-Vorpommern vorkommenden mineralischen Lockergesteine ( $\rho_s \approx 2,65 - 2,69 \text{ g/cm}^3$ ). Für die gering bis mäßig zersetzten Torfe ist ein dem Entzug gebundenen Bodenwassers gegenläufiger Effekt durch die Massenzunahme festzustellen.

Genaue quantitative Untersuchungen der o.g. Effekte wurden im Rahmen dieser Arbeit nicht durchgeführt, sodass keine Aussage darüber möglich ist, welcher der unter den Punkten 1 und 3 genannten gegenläufigen Effekte bei den gering bis mäßig zersetzten Torfen überwiegt. Für eine Abschätzung der Auswirkungen einer Oxidation von Kalziumkarbonat (Pkt. 2) sei an dieser Stelle auf die Ergebnisse der Bestimmungen des Glühverlustes für die in Mecklenburg-Vorpommern vorhandenen Kalkmudden verwiesen (Abschnitt 2.2.1). In

TÜRKE (1990) wird der Anteil des beim Veraschen entzogenen Kalkanteils mit 44 % angegeben. Dies ist unter Berücksichtigung der Glühverluste von Kalkmudden als nicht plausibel einzustufen. Der untere 68%-Vertrauensbereich liegt für die untersuchten Kalkmudden bei  $V_{gl} = 5,3$  %. Bezogen auf einen Kalkgehalt von mindestens 30 % entspricht dies unter der Annahme, dass überhaupt kein Kohlenstoff enthalten ist, einem maximal entzogenen Kalkanteil von rund 18 %. Der tatsächlich entzogene Kalkanteil dürfte daher deutlich geringer liegen.

#### 4.2.2 Bestimmung des Wassergehaltes und der Dichte

Zur Wassergehaltsbestimmung an organischen Böden wurde grundsätzlich eine Ofentrocknung bei  $T = 105^\circ \text{C}$  gemäß DIN 18121-1 (1998) durchgeführt (LO). Die Trocknungszeit betrug  $> 8$  h. Eine Wassergehaltsbestimmung per Schnelltrocknung nach DIN 18121-2 (2001) kam nicht zur Anwendung. Die Dichtebestimmungen wurden mit dem Verfahren des Ausmessens der Probekörper nach DIN 18125-1 (1997, 2010) durchgeführt. Aus den vorhandenen Sonderproben wurden hierzu zylindrische Körper ausgestochen, das kleinste verwendete Probenvolumen betrug  $V = 150 \text{ cm}^3$  ( $d = 80 \text{ mm}$ ,  $h = 30 \text{ mm}$ ) und entspricht damit den Mindestanforderungen nach DIN 18125 (1997, 2010). Die Porezahl wurde entweder unter Verwendung der direkt nach DIN 18124 (1997, 2011) ermittelten Korndichte oder unter Verwendung der entsprechend Abschnitt 5.3 korrelativ abgeleiteten Korndichte bestimmt. Die Plastizitätsgrenzen für Mudden wurden entsprechend DIN 18122-1 (1997) ermittelt. Für Torfe konnte wegen der enthaltenen Faserstrukturen keine Bestimmung der Fließ- und Ausrollgrenzen erfolgen. Die Auswertungen der o.g. Versuche sind exemplarisch in den Anhängen D-3 (Wassergehalt) und D-4 (Dichte) dargestellt.

#### 4.2.3 Bestimmung der Korngrößenverteilung

Für Kalk- und Silikatmudden wurde eine exemplarische Bestimmung der Korngrößenverteilung durch eine kombinierte Sieb- und Schlämmanalyse nach DIN 18123 (1996, 2011) vorgenommen. Die Bodenproben wurden nicht vorbehandelt, d.h. die organischen Bestandteile wurden zuvor nicht eliminiert.

#### 4.2.4 Eindimensionale Kompressionsversuche

Die Eindimensionalen Kompressionsversuche wurden auf Grundlage der DIN 18135 (1999, 2012) und der DIN ISO/TS 17892-5 (2005) als Incremental-Loading-Versuche, also mit stufenweiser Belastung durchgeführt. Die vom Verfasser durchgeführten Kompressions-



versuche wurden mit der kombinierten Scherversuchs- und Ödometeranlage „Soil Analyzer MCI 110 K, S / 3“ der Fa. Geotechnical Instruments Ltd. mit automatischer Messwert- erfassung ausgeführt. Die Belastungsdauer der einzelnen Laststufen wurde hier ver- formungsabhängig geregelt. Als Kriterium wurde eine maximale Verformung je Laststufe von 0,02 mm in 256 min. festgelegt. Die den Archivunterlagen entnommenen Kompres- sionsversuche wurden überwiegend mit der Standard-Ödometeranlage des VEB Baugrund Berlin („70 cm<sup>2</sup> - Kompressionsgerät“) mit pneumatischer Druckregelung und manueller Messwerterfassung ausgeführt. Die Laststufen wurden hier über 24h konstant gehalten (24h- Loading-Test). Es wurden nur die Zeitsetzungsversuche ausgewertet, die mit der o.g. Ödometeranlage MCI 110 K bei automatisierter Messwerterfassung durchgeführt wurden. In beiden Anlagen ist der Ödometerring feststehend angeordnet, die Lasten werden jeweils pneumatisch eingetragen. Eine Messung des Porenwasserdrucks ist in beiden Anlagen nicht möglich. Die Eigendeformation der einzelnen Versuchsstände wurde jährlich ermittelt und bei der Versuchsauswertung berücksichtigt. Die Messwertaufnehmer und die Druckanlage wurden in Abständen von 2 Jahren überprüft und kalibriert. Die maßgebenden Geräteken- ngrößen sind in Tabelle 4.2 zusammengefasst.

**Tab. 4.2: Gerätekenngößen der verwendeten Ödometeranlagen**

	Soil Analyzer Fa. Geotechnical Instruments Ltd.	70 cm <sup>2</sup> - Kompressionsgerät VEB Baugrund Berlin
Probenhöhe	H = 30 mm	H = 22 mm
Probendurchmesser	D = 80 mm / 100 mm	D = 95 mm
Verhältnis D/H	D/H = 2,7 bzw. 3,3	D/H = 4,3
Max. Verformungsweg	20 mm	30 mm
Auflösung	0,001 mm	0,001 mm
Laststufen	32 kPa bis 800 kPa	25 kPa bis 1.600 kPa

Die verwendeten Auswertungsblätter für Eindimensionale Kompressionsversuche sind exemplarisch in Anhang D-5 dargestellt.

#### 4.2.5 Bestimmungen des Wasserdurchlässigkeitsbeiwerts

Der Wasserdurchlässigkeitsbeiwert wurde bei konstanter Druckhöhe in der Triaxialzelle entsprechend den Vorgaben der DIN 18130-1 (1998) und der DIN ISO TS 17892-11 (2005) ermittelt. Zur Versuchsdurchführung stand eine Versuchsanlage der Fa. Wille des Typs DW 250 zur Verfügung. Die Zelldrücke zur isotropen Belastung der Bodenproben sowie die Drücke zur Erzeugung des hydraulischen Gefälles wurden hierbei über Präzisionsdruck- regler gesteuert. Der maximale Zelldruck betrug 3 bar (= 300 kN/m<sup>2</sup>). Die Anlage wurde in regelmäßigen Abständen gewartet und kalibriert. Der eingebaute Probendurchmesser betrug jeweils > 10 cm, die sich hieraus ergebende durchströmte Mindestfläche von  $A > 78 \text{ cm}^2$  ent-

spricht den Mindestanforderungen nach DIN 18130-1 (1998) bzw. nach DIN ISO TS 17892-11 (2005). Die Probenhöhe betrug zwischen 8 cm und 12 cm. Nach Probeneinbau wurde die Probe zunächst entsprechend der im Feld vorhandenen Überlagerungsspannung isotrop belastet (konsolidiert). Die Belastung wurde 24 h aufrechterhalten. Anschließend wurde das hydraulische Gefälle angelegt und die Probe von unten nach oben durchströmt. Die Versuche wurden stufenweise bei einer Erhöhung des Zelldrucks um jeweils  $20 \text{ kN/m}^2$  je Laststufe durchgeführt. Je Laststufe wurden die Einzelmessungen solange vorgenommen, bis sich ein konstanter Durchfluss ergab. Eine Messung der zwischenzeitlichen Deformation des Probekörpers konnte gerätebedingt nicht erfolgen. Die zwischenzeitliche Deformation wurde daher unter Verwendung der Deformationsdaten parallel durchgeführter eindimensionaler Kompressionsversuche ermittelt, vgl. Abschnitt 6.4.3. Die verwendeten Auswertungsblätter für die Bestimmungen des Wasserdurchlässigkeitsbeiwertes sind exemplarisch in den Anhängen D-6 (Ermittlung der triaxialen Deformation), D-7 (Einzelversuchsauswertung) und D-8 (Bestimmung des spannungsabhängigen Wasserdurchlässigkeitsbeiwertes) dargestellt.

#### 4.2.6 Einaxiale Druckversuche

Die im Rahmen dieser Arbeit ausgewerteten einaxialen Druckversuche wurden mit einer vollautomatischen Prüfpresse der Fa. PERO auf Grundlage der DIN 18136 (2003) durchgeführt. Der Vorschub konnte stufenlos im Bereich von 0,002 - 20,00 mm/min. geregelt werden. Entsprechend den normativen Vorgaben wurde die Vorschubgeschwindigkeit mit 1% der Probenhöhe je Minute gewählt. Zur Messwerterfassung diente ein Präzisionskraftaufnehmer mit einem Nennlastbereich bis 50 kN, zur Messwertaufzeichnung wurde ein digitaler Datenlogger verwendet. Die Rohdaten wurden nach Beendigung des Versuchs in ein Excel-Arbeitsblatt übertragen und dort ausgewertet. Das verwendete Auswertungsblatt für Einaxiale Druckversuche ist exemplarisch in Anhang D-9 dargestellt. Die Prüfkörper wurden direkt aus den Entnahmestutzen entnommen und nur an der Probenoberseite und Probenunterseite begradigt. Die Durchmesser der zylindrischen Prüfkörper betragen daher 100 mm bzw. 110 mm.

#### 4.2.7 Laborflügelsondierungen

Die Laborflügelsondierungen wurden überwiegend mit einem halbautomatischen Gerät des Typs EL 26-2275 der Fa. ELE International GmbH durchgeführt. Diese Laborflügelsonde besitzt eine automatische Dreheinrichtung, die Drehgeschwindigkeit konnte nicht verändert werden und betrug bei allen Versuchen  $10^\circ/\text{Minute}$ . Die Drehung wurde über eine Feder in

den in der Probe befindlichen Drehflügel übertragen. Die Verdrehung der Feder (Drehwinkel) wurde über ein federspezifisches Kalibrierdiagramm in ein Drehmoment umgerechnet. Insgesamt standen 4 Federn unterschiedlicher Steifigkeit zur Verfügung. Die Messwerte wurden hierbei händisch erfasst, die Messwernerfassung wurde in Intervallen von je 0,5 Min. oder 1,0 Min. vorgenommen. Die zur Verfügung stehenden Flügelgrößen besitzen die Abmessungen 12,7 mm x 12,7 mm und 25,4 mm x 12,7 mm.

Ab Januar 2008 stand eine vollautomatische Laborflügelsonde der Fa. PERO des Typs LF 1 zur Verfügung. Die Drehgeschwindigkeit konnte hierbei stufenlos im Bereich von 0,01 - 10°/s geregelt werden. Zur Drehmomentenerfassung wurde ein Präzisionskraftaufnehmer KDB 1/50 mit einem Nennlastbereich bis 50 N eingesetzt. Die Messwerte wurden digital über einen angeschlossenen Datenlogger erfasst. Die Rohdaten wurden nach Beendigung des Versuchs in ein Excel-Arbeitsblatt übertragen und dort ausgewertet. Die zur Verfügung stehenden Flügelgrößen besitzen die Abmessungen 25 mm x 12,5 mm und 50 mm x 25 mm. Die Versuche wurden in Anlehnung an DIN 4094-4 (2002) ausgewertet. Die verwendeten Auswertungsblätter für Laborflügelsondierungen sind exemplarisch in den Anhängen D-10 (Versuchsauswertung für das Gerät Fa. ELE), D-11 (Versuchsauswertung für das Gerät der Fa. PERO) und D-12 (Bestimmung der dränierten Scherparameter) dargestellt.

#### 4.2.8 Rahmenscherversuche

Die Rahmenscherversuche wurden auf Grundlage der Vorgaben der DIN 18137-1 (1990, 2010), der DIN 18137-3 (2002) und der DIN ISO/TS 17892-10 (2005) mit der bereits in Abschnitt 4.2.4 beschriebenen kombinierten Scherversuchs- und Ödometeranlage „Soil Analyzer MCI 110 K, S / 3“ der Fa. Geotechnical Instruments Ltd. mit automatischer Messwernerfassung durchgeführt. Es handelt sich hierbei um ein Gerät mit verschiebbarem unterem Rahmen und ohne Parallelführung des oberen Rahmens und des Normalbelastungsstempels. Der Scherspalt konnte nicht eingestellt werden. Der maximale Scherweg beträgt 20 mm. Die Prüfkörper wiesen mit einem Durchmesser von 80 mm bzw. 100 mm eine ausreichende Größe auf ( $\geq 70$  mm). Die Probenhöhe betrug einheitlich 30 mm vor Beginn der Belastung. Die Proben wurden mindestens 24 h vorkonsolidiert, der Konsolidationsvorgang wurde messtechnisch erfasst. Die verwendeten Auswertungsblätter für Rahmenscherversuche sind exemplarisch in Anhang D-13 dargestellt.

Eine ebenfalls zur Verfügung stehende Scheranlage des VEB Baugrund Berlin, welche als Standardscherversuchsanlage im Gebiet der ehemaligen DDR verwendet wurde, konnte nicht für die Bestimmung der Scherfestigkeit organischer Böden genutzt werden. Bei einigen

anfänglich ausgeführten Schervorgängen zeigte sich, dass die Bodenproben durch die Filterplatten des Gerätes regelrecht ausgepresst wurden oder dass der obere Belastungsrahmen über die Bodenprobe glitt, ohne dass sich eine Bruchfläche innerhalb des Bodenkörpers bildete. Von ähnlichen Problemen berichteten auch NOWAK / NIESCHE (1982) und führten hierauf die zum Teil sehr stark streuenden Ergebnisse von Rahmenscherversuchen an organischen Böden zurück.

### 4.3 Statistische Datenauswertung

#### 4.3.1 Spannungsabhängige und -unabhängige Parameter

Bei organischen Böden muss zwischen spannungsunabhängigen und spannungsabhängigen Bodenkennwerten unterschieden werden. Dies gilt im Grunde genommen für mineralische Böden gleichermaßen, jedoch fallen die spannungsinduzierten Zustandsänderungen bei Mineralböden quantitativ wesentlich geringer als bei organischen Böden aus und werden für praktische bautechnische Zwecke meist vernachlässigt.

Bei spannungsunabhängigen Bodenkennwerten handelt es sich um vorwiegend bodengenetisch bedingte Eigenschaften. Durch Spannungsänderungen werden das Porenvolumen und somit der Anteil des darin enthaltenen Porenwassers und der Porenluft beeinflusst, nicht jedoch die Masse und die Zusammensetzung der festen Bodensubstanz. Die Korndichte und die Zustandsgrenzen sind wiederum direkt von der Zusammensetzung der festen Bodensubstanz abhängig (vgl. Kapitel 5). Bei den spannungsunabhängigen Bodenkennwerten handelt sich daher um die folgenden Parameter:

- Anteil der organischen Bodensubstanz an der Festsubstanz ( $\approx V_{gl}$ )
- Anteil des mineralischen Kornanteils an der Festsubstanz ( $\approx 100\% - V_{gl}$ )
- Korndichte ( $\rho_s$ )
- Fließ- und Ausrollgrenze, Plastizitätsindex ( $w_L, w_P, I_P$ )

Die spannungsabhängigen Kennwerte organischer Böden sind bodengenetisch beeinflusst. So weist beispielsweise eine Mudde aufgrund deren wesentlich feinkörnigeren Struktur gegenüber einem Torf bei gleichen niedrigen Spannungszuständen einen deutlich geringeren Wasserdurchlässigkeitsbeiwert auf (vgl. Abschnitt 6.4.3). Sowohl bei den Mudden als auch bei den Torfen ändern sich die spannungsabhängigen Kennwerte jedoch sehr stark in Abhängigkeit des äußeren Spannungszustands und nähern sich am Beispiel des Wasserdurchlässigkeitsbeiwerts bei hohen Spannungszuständen einander an. Bei den spannungsabhängigen Bodenkennwerten handelt sich um die folgenden bautechnisch relevanten Para-

meter:

- Wassergehalt ( $w$ )
- Feuchtdichte / Trockendichte / Porenvolumen / Porenzahl ( $\rho, \rho_d, n, e$ )
- Steifemodul ( $E_{oed}$ )
- Undrännierter Elastizitätsmodul ( $E_u$ )
- Scherfestigkeit ( $c_u$  bzw.  $\tau$ )
- Wasserdurchlässigkeitsbeiwert ( $k$ )

#### 4.3.2 Merkmalsanalyse

Eine Merkmalsanalyse wurde für die in Abschnitt 4.3.1 aufgeführten spannungsunabhängigen Kennwerte durchgeführt. Die hieraus ermittelten Kenngrößen dienen der Charakterisierung der boden- oder der standortspezifischen Eigenschaften und wurden auch zum Zwecke der Klassifizierung im Sinne der DIN 18196 (2011) verwendet. Für den gesammelten Stichprobenumfang wurden nach der tabellarischen Zusammenstellung der Daten die nachfolgend aufgeführten Kennwerte der beschreibenden Statistik ermittelt.

Mittelwert 
$$\bar{x} = \frac{\sum x}{n} \quad (4.1)$$
 mit  $n =$  Stichprobenumfang

Varianz 
$$s^2 = \frac{\sum (x - \bar{x})^2}{n - 1} \quad (4.2)$$

Standardabweichung 
$$s = \sqrt{s^s} \quad (4.3)$$

Spannweite (Range) 
$$R = x_{\max} - x_{\min} \quad (4.4)$$
 mit  $x_{\max} =$  Größter Stichprobenwert  
 $x_{\min} =$  Kleinster Stichprobenwert

Zusätzlich wurde der Median wegen seiner Robustheit gegenüber zufälligen Extremwerten ausgewiesen. Als Grundlage für die weitergehende statistische Auswertung wurde anschließend eine Prüfung der Hypothese, die Stichproben seien annähernd normalverteilt, vorgenommen. Hierzu wurde der Stichprobenumfang anhand der nachfolgenden Eigenschaften beurteilt:

- Die Werte konzentrieren sich stark um das arithmetische Mittel.
- Der Median entspricht etwa dem arithmetischen Mittel (Verhältnisswert 0,9...1,1).
- Die Werte befinden sich ungefähr zu gleichen Teilen links und rechts vom arithmetischen Mittel.
- Außerhalb der 3fachen Standardabweichung gibt es so gut wie keine Werte mehr.

Sind die o.g. Bedingungen erfüllt, so wurde angenommen, es liegt eine Normalverteilung vor. Wurde eine der Bedingungen nicht eingehalten, so wurde die Annahme, es liegt eine Normalverteilung vor, abgelehnt. Bei Annahme einer Normalverteilung wurde in einem weiteren Schritt ein Ausreißertest durchgeführt. Die Prüfgröße wurde nach Formel 4.5 errechnet und mit dem entsprechenden Tabellenwert nach GRUBBS auf einem Signifikanzniveau von  $\alpha = 0,05$  verglichen.

$$PG = \frac{|x_i - \bar{x}|_{\max}}{s} \quad (4.5)$$

Sofern Ausreißer entfernt wurden, wurden die o.g. Kennwerte neu berechnet. Weiterhin wurde der relative Variationskoeffizient ermittelt:

$$V_r = \frac{s/\bar{x}}{\sqrt{n}} 100 = \frac{100s}{\bar{x}\sqrt{n}} \quad (4.6)$$

Folgende Bereiche wurden ausgewiesen:

$\bar{x} + s$	Intervallbereich, in dem ca. 68% aller Beobachtungen liegen
$\bar{x} + 2s$	Intervallbereich, in dem ca. 95% aller Beobachtungen liegen

Die verwendeten Auswertungsblätter für Merkmalsanalysen sind exemplarisch in Anhang D-14 dargestellt.

#### 4.3.3 Korrelations- und Regressionsanalyse

Ein wesentliches Ziel dieser Arbeit war es, korrelative Zusammenhänge zwischen verschiedenen geotechnischen Kennwerten zu ermitteln. Hierzu wurden die Datenpaare zunächst als Punktwolke in Diagrammen mit geeigneter Skalierung der Achsen dargestellt. Die Einflussgröße wurde auf der Abszissenachse dargestellt, die Zielgröße auf der Ordinatenachse. Beide Variablen sind hier als Zufallsvariablen zu betrachten. Die Einflussgröße wurde aus rein sachlogischen Gründen festgelegt. Anschließend wurde eine bestmögliche Form der Regressionsfunktion (linear, exponentiell, potentiell, logarithmisch) ermittelt. Bei einer nichtlinearen Regressionsfunktion der Originaldaten wurde mit einer geeigneten Transformation eine Linearität des Zusammenhangs der Form  $y = a + b \cdot x$  erzeugt. Die angewendeten Transformationen sind nachfolgend zusammengestellt.

Bei einer Exponentialfunktion der Form  $Y = A \cdot \exp(B \cdot X)$  über  
 $x = X$  und  $y = \ln(Y)$  und über die Rücktransformation  $A = \exp(a)$ ,  $B = b$  (4.7)

Bei einer Potentialfunktion der Form  $Y = A \cdot X^B$  über  
 $x = \ln(X)$  und  $y = \ln(Y)$  und über die Rücktransformation  $A = \exp(a)$ ,  $B = b$  (4.8)

Bei einer logarithmischen Funktion der Form  $Y = A + B \cdot \ln(X)$  über  
 $x = \ln(X)$  und  $y = Y$  und über die Rücktransformation  $A = a$ ,  $B = b$  (4.9)

Die Regressionsparameter  $a_{yx}$  und  $b_{yx}$  sowie  $a_{xy}$  und  $b_{xy}$  wurden für die linearisierte Funktion wie folgt berechnet:

$$a_{yx} = \frac{\sum y - b_{yx} \sum x}{n} \text{ bzw. } a_{xy} = \frac{\sum x - b_{xy} \sum y}{n} \quad (4.10)$$

$$b_{yx} = \frac{Q_{xy}}{Q_x} \text{ bzw. } b_{xy} = \frac{Q_{xy}}{Q_y} \quad (4.11)$$

$$\begin{aligned} \text{mit } Q_x &= \sum x^2 - \frac{(\sum x)^2}{n} \\ Q_y &= \sum y^2 - \frac{(\sum y)^2}{n} \\ Q_{xy} &= \sum xy - \frac{(\sum x)(\sum y)}{n} \end{aligned}$$

Anschließend wurde ein Ausreißertest nach GRUBBS durchgeführt. Anstelle der Versuchswerte wurden hierbei die Abweichungen der gemessenen Zielgrößen gegenüber dem Funktionswert der ermittelten Regressionsgeraden (Residuen  $v_i$ ) untersucht ( $H_0 =$  Stichprobe  $x_i$  bzw. Abweichung  $v_i$  ist kein Ausreißer). Hierzu wurde, wie in Abschnitt 4.3.2 beschrieben, untersucht, ob die Streuung der Abweichungen annähernd normalverteilt ist. Die Prüfgröße wurde nach Formel 4.5 errechnet und mit dem entsprechenden Tabellenwert auf einem Signifikanzniveau von  $\alpha = 0,05$  verglichen. Wenn die Prüfgröße den Tabellenwert überschritten hat, dann wurde die Hypothese,  $x_i$  bzw.  $v_i$  ist kein Ausreißer, verworfen und das Wertepaar wurde entfernt. Nach Entfernen eines Ausreißers wurde die Analyse wiederholt. Nach Abschluss des Ausreißertests wurde geprüft, ob eine Korrelation vorliegt. Anhand des Korrelationskoeffizienten wurde zunächst die Hypothese, es besteht keine Korrelation ( $\rho = 0$  der Grundgesamtheit) abgelehnt, sobald  $|r|$  den entsprechenden tabellierten Wert überschreitet. Dem Tabellenwert wurde ebenfalls ein Signifikanzniveau von  $\alpha = 0,05$  zugrunde gelegt. Der Korrelationskoeffizient wird wie folgt berechnet:

$$r = \frac{Q_{xy}}{\sqrt{Q_x Q_y}} \quad (4.12)$$

Das Maß des Zusammenhangs wurde anhand folgender Grenzen beurteilt:

$r < 0,30$	Geringer oder sogar zweifelhafter Zusammenhang
$r > 0,70$	Enger bis sehr enger Zusammenhang

Zusammenhänge mit einem Korrelationskoeffizienten  $r < 0,30$  wurden im Rahmen dieser Arbeit nicht berücksichtigt. Die Restvarianzen entsprechen den Streuungen um die Regressionsgerade:

$$s_{yx}^2 = \frac{Q_y - \frac{(Q_{xy})^2}{Q_x}}{n-2} \quad (4.13)$$

Die Streubreite der Varianz  $\sigma_{yx}^2$  der Grundgesamtheit erhält man über

$$\frac{s_{yx}^2}{k_u} \leq \sigma_{yx}^2 \leq \frac{s_{yx}^2}{k_o} \quad (4.14)$$

Die Werte  $k_u$  und  $k_o$  sind tabelliert. Es wurde im Rahmen dieser Arbeit der 95 %-Vertrauensbereich gewählt. Über die Konfidenzgrenzen der Regressionsparameter  $a_{yx}$  und  $b_{yx}$  lässt sich abschließend der Bereich ermitteln, in dem sich mit einer statistischen Sicherheit von  $S = 1-\alpha$  (in diesem Fall 95 %,  $\alpha = 0,05$ ) die Modellfunktion befindet, die den Zusammenhang zwischen den Grundgesamtheiten der unabhängigen Stichproben  $x_i$  und  $y_i$  beschreibt. Hierdurch lässt sich insbesondere grafisch die Straffheit des gefundenen Zusammenhangs verdeutlichen. Die Konfidenzgrenzen lassen sich wie folgt errechnen:

$$a_{yx} \pm t_{n-2;\alpha} \sqrt{\frac{s_{yx}^2 \sum x^2}{nQ_x}} \quad (4.15)$$

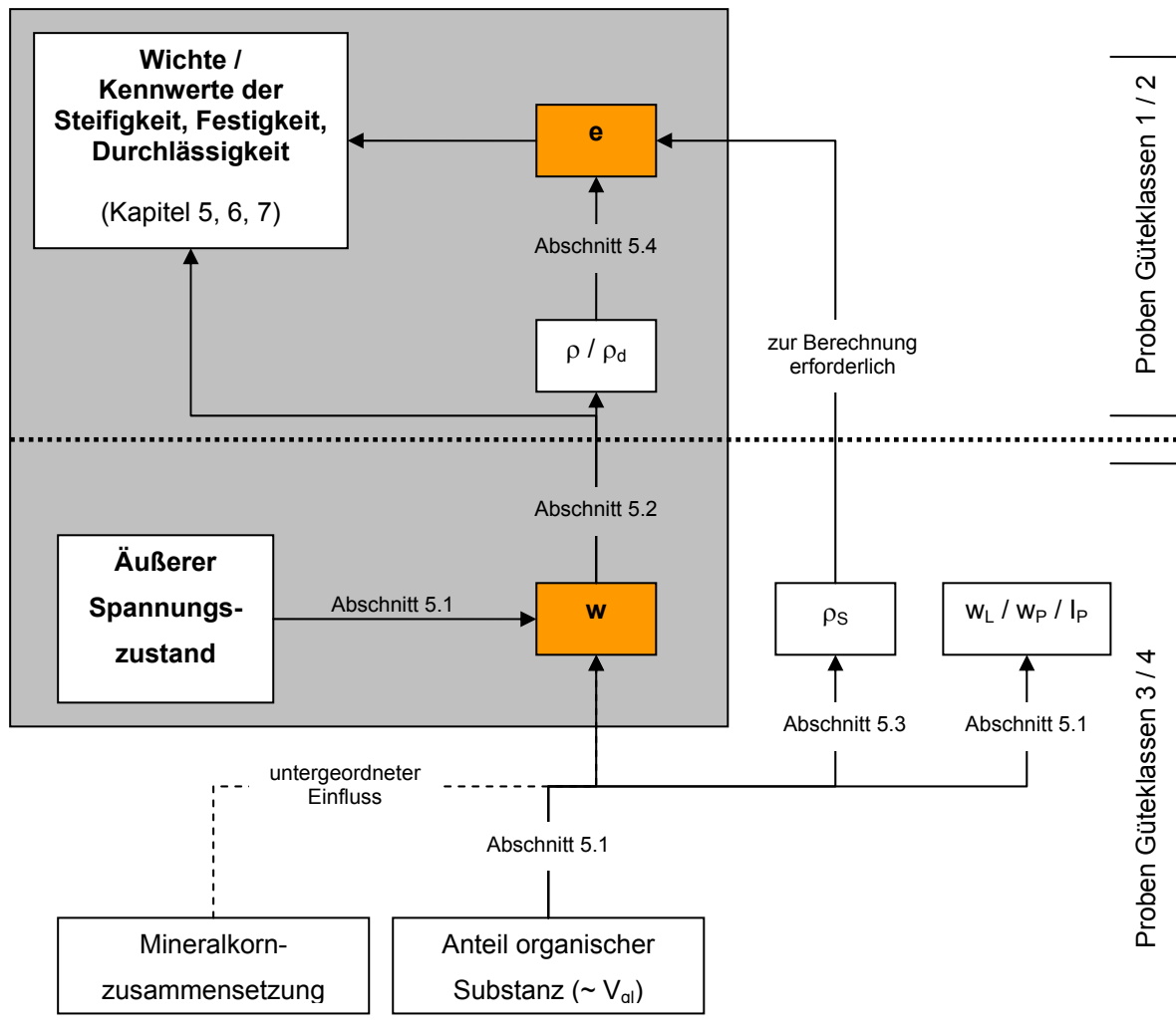
$$b_{yx} \pm t_{n-2;\alpha} \sqrt{\frac{s_{yx}^2}{Q_x}} \quad (4.16)$$

Die verwendeten Auswertungsblätter für Korrelations- und Regressionsanalysen sind exemplarisch in den Anhängen D-15 (lineare Regression) und D16 (nicht lineare / linearisierte Regression) dargestellt.

#### 4.3.4 Bezugsparameter für korrelative Beziehungen

Die als Einflussgrößen im Rahmen korrelativer Beziehungen zur Charakterisierung des spannungsabhängigen Verhaltens organischer Böden verwendeten Bezugsparameter sind ebenfalls spannungsbeeinflusst. Wie bereits in Abschnitt 4.3.1 beschrieben, sind die Masse und die Zusammensetzung der festen Bodensubstanz rein genetisch bedingt und damit unabhängig vom äußeren Spannungszustand. Gleiches gilt für die direkt hiervon abhängigen Kennwerte der Korndichte und der Zustandsgrenzen. Diese Kennwerte sind daher als Bezugsparameter zur Charakterisierung des spannungsabhängigen Verhaltens organischer Böden nicht geeignet.





**Abb. 4.2: Korrelative Zusammenhänge bodenmechanischer Kennwerte organischer Böden**

Der Wassergehalt eines Bodens hängt zum einen sehr stark vom Anteil der kolloiden Bodenbestandteile eines Bodens ab. Eine Erhöhung des äußeren Spannungszustands bewirkt eine Abnahme des für Porenwasser zur Verfügung stehenden Porenraums und damit auch eine Abnahme des Wassergehaltes. Eine ausführliche Darstellung dieser Zusammenhänge findet sich in Kapitel 5. Da für die Bestimmung des Wassergehaltes Bodenproben der Güteklassen 3 oder 4 ausreichen, stellt der Wassergehalt einen sehr wichtigen Bezugsparameter dar. Die Dichte bzw. Wichte eines Bodens lässt sich direkt mit dem Wassergehalt als Einflussgröße korrelieren, gleiches gilt für die Porenzahl (vgl. Abschnitte 5.4 und 5.5). Bei der Ermittlung der Porenzahl fließt zusätzlich die Korndichte ein, welche wiederum direkt abhängig von der Zusammensetzung der festen Bodensubstanz ist (vgl. Abschnitt 5.3). Die Porenzahl wird daher neben dem Wassergehalt als zweiter Bezugsparameter im Rahmen dieser Arbeit verwendet. Eine Bestätigung hierfür findet sich in KECK (1995), welcher die Untersuchungsergebnisse russischer Forscher bei Torfen zitiert. Die höchsten Korrelationskoeffizienten wurden auch hier für die Porenzahl als Einflussgröße

ausgewiesen. Die in den Kapiteln 5 bis 7 vorgestellten korrelativen Zusammenhänge zeigen, dass bei Verwendung der Porenzahl als Bezugsparameter gegenüber der Verwendung des Wassergehaltes wesentlich straffere Korrelationen festzustellen sind und die Porenzahl daher eindeutig als Bezugsparameter zu bevorzugen ist. Für die Bestimmung der Porenzahl eines Bodens ist jedoch immer die Gewinnung einer ungestörten Bodenprobe der Güteklassen 1 oder 2 erforderlich. Da diese in geeigneter Form fast ausschließlich über aufwendige Bohrungen entnommen werden können, welche für eine Vielzahl kleinerer Bauvorhaben nicht durchgeführt werden können, werden sowohl der Wassergehalt als auch die Porenzahl im Rahmen dieser Arbeit als Bezugsparameter verwendet. In Abb. 4.2 sind die aufgezeigten Zusammenhänge in Form eines Flussdiagramms dargestellt. Im Diagramm sind Verweise auf die Kapitel und Abschnitte enthalten, in denen der dargestellte korrelative Zusammenhang ausführlich erläutert wird.

## 4.4 Validierung

### 4.4.1 Vergleich mit Literaturangaben

Die im Rahmen dieser Arbeit ermittelten Korrelationen wurden zunächst mit verfügbaren Literaturangaben (Anhang C) verglichen. Sofern die Ergebnisse der im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Untersuchungen von den Literaturangaben abwichen, wurden mögliche Ursachen untersucht und diskutiert. Die nach Ansicht des Verfassers wesentlichen Ursachen für potentielle Abweichungen werden nachfolgend zusammengefasst.

#### Probenentnahme

Die Techniken zur Probenentnahme haben sich in den letzten Jahrzehnten stark weiterentwickelt. Insbesondere im Bereich gering tragfähiger organischer Böden stellte die Entnahme ungestörter Bodenproben einer ausreichend hohen Güteklasse in früheren Jahren häufig ein technisches Problem dar. Heutzutage stehen für derartige Standorte ausreichend leistungsfähige Kettenbohrgeräte, die speziell für Erkundungen auf gering tragfähigen Böden konzipiert wurden, zur Verfügung. Außerdem war und ist die Probenentnahme über Bohrungen vergleichsweise aufwendig und kostenintensiv, sodass bei einer Vielzahl von Beprobungen, die in Literaturangaben vorgestellten Ergebnissen zugrunde liegen, ungestörte Bodenproben nur über Schürfe entnommen wurden. Eine über die gesamte Schichtmächtigkeit repräsentative Beprobung konnte hierdurch aber nicht sichergestellt werden. Weiterhin sind die oberflächennahen Proben häufig durch äußere Einflüsse beeinflusst (Durchwurzelung, Grundwasserabsenkung, Bodenbearbeitung, usw.) und daher oft nicht repräsentativ für die tieferen Schichtbereiche.

### Versuchstechnik

Ebenso wie die Probenentnahmetechnik wurde auch die Versuchstechnik im Laufe der Zeit stark weiterentwickelt. Von Problemen bei der Durchführung von Scherversuchen mit Schergeräten des VEB Baugrund Berlin, welche in gleicher oder zumindest vergleichbarer Bauart in früheren Jahren im gesamten osteuropäischen Raum verwendet wurden, berichten beispielsweise NOWAK / NIESCHE (1982). Dies betrifft somit eine Vielzahl früherer Veröffentlichungen aus dem osteuropäischen Raum sowie eine Vielzahl daraus abgeleiteter technischer Vorschriften. Für Flügelsonden, Einaxiale Prüfpresen, usw. ist ähnliches anzunehmen. Hinzu kommen die höhere Genauigkeit heutiger Messwertaufnehmer sowie die Möglichkeit einer kontinuierlichen automatischen Messwertaufnahme. Insbesondere bei der Messung und Auswertung von Zeitsetzungsversuchen spielt dies wegen der geringen inkrementellen Verformungen eine große Rolle.

### Ansatz der Korndichte zur Ermittlung der Porenzahl

Eine Vielzahl von Veröffentlichungen verwenden die Porenzahl bzw. die hierzu äquivalente Lagerungsdichte als Bezugsparameter für korrelative Beziehungen. Da bei der Ermittlung der Porenzahl die Korndichte ein wesentlicher Eingangsparameter ist, kommt der zutreffenden Ermittlung der Korndichte eine große Bedeutung zu. Im Rahmen dieser Arbeit wurden daher umfangreiche Untersuchungen zur Korndichte durchgeführt (vgl. Abschnitt 5.3). In den meisten Literaturangaben finden sich keine Angaben zum Ansatz der Korndichte. Bei einigen Literaturangaben wurde mit einer einheitlichen Korndichte gerechnet, z.B. mit der von Sanden, welche für organische Böden wegen des Anteils an organischer Bodensubstanz jedoch nicht zutreffend ist. Eine stichprobenartige Überprüfung der Angaben der bis 1989 im Gebiet der ehemaligen DDR verwendeten Vorschrift zur Ermittlung der Reindichte (analoger Begriff zur Korndichte) zeigt, dass diese ebenso nur teilweise zutreffend ist. Dies hat entsprechende Auswirkungen auf die hierauf basierenden Vorschriften zur Ermittlung bodenmechanischer Parameter für organische Böden, die im Gebiet der früheren DDR verwendet wurden, wie z.B. die TEV 1252-01 (1979) oder die TEV 1253-01 (1979).

#### 4.4.2 Auswertung baubegleitender Feldmessungen

Neben Literaturangaben wurden die Ergebnisse baubegleitend durchgeführter Setzungs- und Porenwasserdruckmessungen zur Validierung der im Rahmen dieser Arbeit ermittelten Korrelationen genutzt. Die Messungen wurden durch den Verfasser selbst im Rahmen der von ihm erstellten Diplomarbeit (KOEPE, 2002) bzw. im Rahmen seiner Tätigkeit bei der Baugrund Stralsund Ingenieurgesellschaft mbH durchgeführt und ausgewertet. Eine Übersicht über die zum Zwecke der Validierung genutzten Feldmessungen zeigt Tabelle 4.3.

**Tab. 4.3: Übersicht über die zur Validierung genutzten baubegleitenden Setzungs- und Porenwasserdruckmessungen**

Bauvorhaben	Vorhabensbeschreibung	Messquerschnitte	Messzeitraum
Deichbau Dassow - Teil Stepenitz	Deichbau im Überschüttverfahren	3	2000 - 2002
Deichbau Dassow - Teil B105	Deichbau im Überschüttverfahren	3	2000 - 2002
SFS Ueckermünde, Deich Polder 13, 2. Teil	Deichbau im Überschüttverfahren	8	2004 - 2005
B 197, Brücke über den Landgraben	Anschlussdämme der Umfahungsbrücke im Überschüttverfahren mit Vertikaldräns	2	2004
BAB A 14, Talbrücke Mühlenbach	Baustraße / Arbeitsebene im Überschüttverfahren	6	2008 - 2009
BAB A 14, Talbrücke Liessow	Baustraße / Arbeitsebene im Überschüttverfahren	2	2008 - 2009

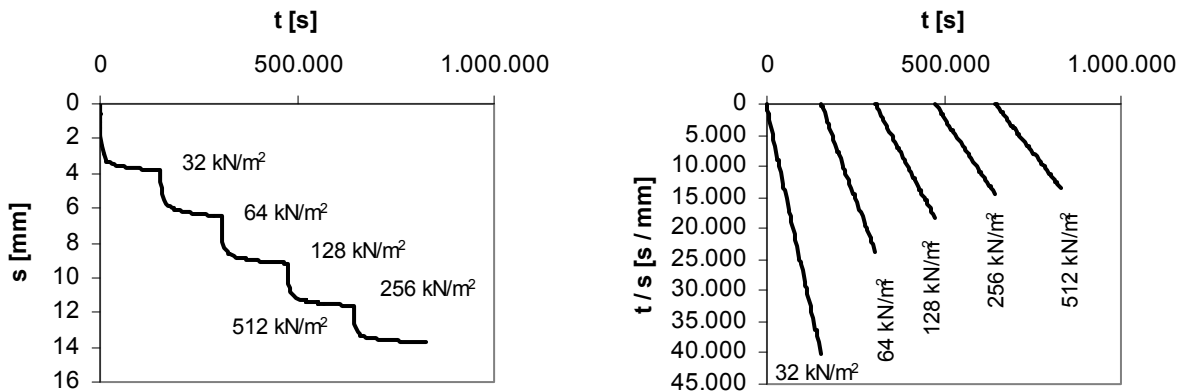
Die originären Messreihen sowie die zugehörigen hyperbolischen Zeit-Setzungs-Diagramme (vgl. nachstehende Erläuterungen) sind im Anhang G dargestellt. Die Setzungsmessungen wurden unter Verwendung einfacher Setzungspegel per Nivellement durchgeführt. Für Porenwasserdruckmessungen wurden pneumatische Messgeber eingesetzt. Zur Bestimmung des aktuellen hydrostatischen Wasserdruckanteils wurden meist Rammpegel bis etwa 3 m u. GW eingebracht. Die Messungen wurden nicht kontinuierlich und nur im Zeitraum bis maximal etwa 2 Jahre nach Bauende durchgeführt. Daher mussten die voraussichtlichen Endsetzungen durch Extrapolation des gemessenen Setzungsverlaufs ermittelt werden. Hierfür wurde das so genannte "hyperbolische Verfahren" nach SHERIF (1973), enthalten in GRUNDBAU-TASCHENBUCH (1988), angewendet. Dieses Verfahren unterstellt, dass der Zeit-Setzungsverlauf einer jeden Laststufe einen hyperbolischen Verlauf aufweist. Unter Transformation der Ordinate im Zeit-Setzungsdiagramm zu  $f(t) = t / s$  lässt sich hieraus eine Linearisierung der Zeit-Setzungsbeziehung erreichen. Das in Abb. 4.3 dargestellte Beispiel zeigt das Ergebnis eines Eindimensionalen Kompressionsversuchs an einer Schweriner Kalkmudde mit insgesamt 5 Laststufen. Anhand des dargestellten Beispiels lässt sich eine hinreichende Gültigkeit des angenommenen hyperbolischen Verlaufs für eine einzelne Laststufe erkennen. Die Endsetzung der jeweiligen Laststufe lässt sich dann über die Neigung  $m$  der Geraden über

$$m = \frac{t/s}{t} \quad (4.17)$$

mit

$$s = 1 / m \quad (4.18)$$

errechnen.

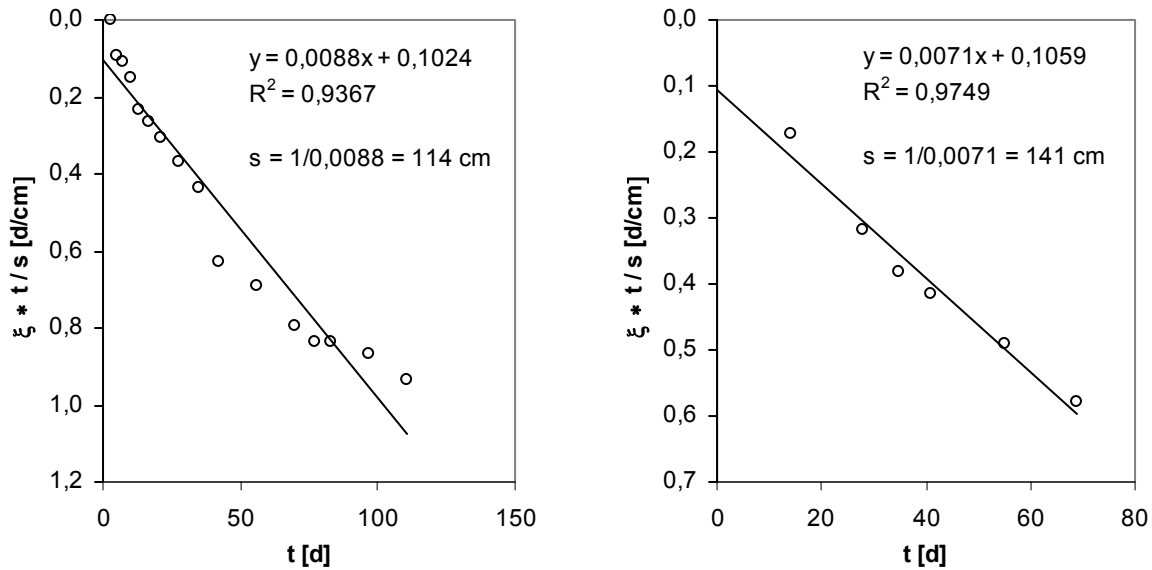


**Abb. 4.2: Zeit-Setzungsverlauf bzw. linearisierter Zeitsetzungsverlauf einer Schweriner Kalkmudde**

Mit dem hyperbolischen Verfahren lassen sich die einzelnen Laststufen  $\sigma_i$  über  $t/s \cdot \xi$  mit  $\xi = \sigma_i / \sigma_{\max}$  zu einer durchgängigen Geraden zusammenfügen, sodass eine Extrapolation prinzipiell bereits nach Einbau der ersten Schüttlagen (d.h. nach Eintrag der ersten Laststufen) möglich ist. Voraussetzungen hierfür sind aber, dass

- die Steifigkeit der belasteten Böden über den betrachteten Spannungsbereich konstant bleibt und
- das zeitliche Setzungsverhalten über den betrachteten Spannungsbereich konstant bleibt, d.h. es tritt keine Änderung der Wasserdurchlässigkeit ein.

Für mineralische Böden sind die genannten Voraussetzungen zumindest annähernd erfüllt, sodass sich für mineralischen Baugrund zumeist eine vollständige Linearisierung mit hinreichender Genauigkeit ( $r > 0,95$ ) erreichen lässt. Bei organischen Böden treffen die o.g. Voraussetzungen aber nicht zu (vgl. Kapitel 6). Beispielhaft ist in Abb. 4.4a das vollständig linearisierte Zeit-Setzungs-Diagramm für die Messergebnisse einer Messstelle aus dem Bauvorhaben "Brücke über den kleinen Landgraben", bei dem Vertikaldräns zur Setzungsbeschleunigung eingesetzt wurden und daher die Konsolidation nahezu vollständig gemessen werden konnte, dargestellt. Es ergibt sich bei Einbeziehung aller Laststufen eine Endsetzung von 114 cm. Anhand der bislang eingetretenen Setzungen von 119 cm zeigt sich die Unplausibilität des Ergebnisses. In Abbildung 4.4b wurde das gleiche Verfahren nur für die letzte Laststufe angewendet. Für die letzte Laststufe ergibt sich hierbei ein Gesamtsetzungsmaß von 141 cm, d.h. es verbleiben rechnerische Restsetzungen von 22 cm. Dies ist ein plausibles Ergebnis, da die Primärsetzungen in diesem Fall weitestgehend abgeschlossen sind ( $\Delta u = 3 \text{ kN/m}^2$ ) und bei Beendigung der Feldmessungen somit überwiegend nur noch Kriechsetzungen verbleiben.



a) alle Laststufen

b) letzte Laststufe

**Abb. 4.3: Linearisierte Zeit-Setzungs-Diagramme**

Zusammenfassend kann daher die Anwendung des "hyperbolischen Verfahrens" zur Ermittlung der Endsetzungen aus Sicht des Verfassers empfohlen werden, die Auswertung sollte jedoch bei organischem Baugrund auf jeweils eine Laststufe / Schüttlage beschränkt werden. Für eine ausreichende Genauigkeit sollten die Messungen erfahrungsgemäß einen Zeitraum von mindestens 2 Monaten nach Einbau der Schüttlage umfassen. Bei den o.g. Feldmessungen traten zum Teil unplausible Streuungen der Messwerte auf. Bei Auswertung der Messreihen im hyperbolischen Diagramm zeigen die Regressionsgeraden sehr geringe Korrelationskoeffizienten von  $r < 0,80$ . Die Extrapolation der Messwerte ist bei diesen Messreihen mit entsprechenden Unsicherheiten behaftet und kann daher nur eingeschränkt zum Zwecke der Validierung genutzt werden. Im Rahmen dieser Arbeit wurden nur Extrapolationsgeraden dargestellt, deren Korrelationskoeffizient  $r > 0,90$  beträgt.

Der bei Beendigung der Messreihen eingetretene Konsolidationsgrad wurde sowohl über die durchgeführten Porenwasserdruck- als auch über die Setzungsmessungen bestimmt. Es gilt:

$$U = (\Delta u_{\max} - \Delta u) / \Delta u_{\max} \quad (4.19)$$

Näherungsweise entspricht  $\Delta u_{\max}$  der eingetragenen Sohlspannung bei Dammbauwerken, sofern die Porenwasserdruckmessgeber annähernd in der Dammachse und bis etwa maximal 3 m u. GOK eingebaut wurden. Der Konsolidationsgrad lässt sich prinzipiell gleichermaßen auf Grundlage der Setzungsmessungen ermitteln, hierfür muss jedoch zuvor der maximale Primärsetzungsbetrag bekannt sein.

$$U = s_t / s_1 \quad (4.20)$$

Bei der Ermittlung des Endsetzungsbetrages über das hyperbolische Verfahren ist zu beachten, dass hierbei sowohl Initialsetzungen als auch Sekundärsetzungen enthalten sind.

Da der Primärsetzungsbetrag jedoch den weitaus überwiegenden Setzungsanteil darstellt, kann eine näherungsweise Ermittlung des Konsolidationsgrades auch über

$$U \approx s_t / s_{\text{extr}} \quad (4.21)$$

erfolgen.

#### 4.4.3 Validierung auf Grundlage von Feldmessungen (SLS)

Zum Zwecke der Validierung der das Setzungs- und Zeitsetzungshalten im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) charakterisierenden Parameter wurden für die in Tabelle 4.3 aufgeführten Bauvorhaben zunächst die Ergebnisse der Baugrunderkundungen in Hinblick auf die als Bezugsparameter verwendeten Kennwerte Wassergehalt, Glühverlust und Porenzahl schichtbezogen zusammengestellt. Die Schichten wurden entsprechend der im Rahmen dieser Arbeit durchgängig verwendeten Klassifizierung gemäß Abschnitt 4.1 zugeordnet. Aus den schichtbezogenen Einzelwerten wurden die Mittelwerte gebildet, welche als für das gesamte Baufeld repräsentativ eingestuft und zur korrelativen Ermittlung charakteristischer Bodenkennwerte genutzt wurden. Eine weitergehende Differenzierung zur Charakterisierung lokaler Abweichungen, wie etwa höheren Wassergehalten oder höheren Porenzahlen, konnte aufgrund der geringen Anzahl an vorliegenden Versuchsergebnissen nicht vorgenommen werden (vgl. Kapitel 8). Mit den errechneten Mittelwerten wurden über die im Rahmen dieser Arbeit gefundenen Korrelationen die bei den Berechnungen in Ansatz gebrachten charakteristischen Bodenkennwerte bestimmt. Das hierfür verwendete Excel-Datenblatt ist exemplarisch in Anhang D-17 dargestellt.

Als Eingangsparameter für die durchgeführten analytischen Setzungs- und Zeitsetzungsberechnungen wurden die in Tabelle 4.4 dargestellten Parameter ermittelt.

**Tab. 4.4: Übersicht über die abgeleiteten Parameter für analytische Setzungs- und Zeitsetzungsberechnungen**

Parameter		Grundlagen zur Ermittlung	angesetzte Werte
$\gamma$	Feuchtwichte	Abschnitt 5.5, Tab. 5.1	Mittelwerte
$\gamma'$	Wichte unter Auftrieb	Abschnitt 5.5, Tab. 5.2	Mittelwerte
$E_u$	Undrännierter Elastizitätsmodul	Abschnitt 6.2.2, Abb. 6.10	Mittelwerte
$c_u$	Undrännierte Scherfestigkeit	Abschnitt 7.4, Abb. 7.25	Mittelwerte
$V_{e,eoc}$	Steifebeiwert	Abschnitt 6.3.2, Tab. 6.1	Mittelwerte
$w_e$	Steifeexponent	Abschnitt 6.3.2	konstant $w_e = 1,00$
$C_v$	Konsolidationsbeiwert	Abschnitt 6.4.4	Mittelwerte
$k_{10}$	Wasserdurchlässigkeitsbeiwert	Abschnitt 6.4.3, Abb. 6.31 und 6.32	Mittelwerte
$C_B$	Kriechbeiwert nach Buismann	Abschnitt 6.4.6, Tab. 6.3 und 6.4	Mittelwerte

Die Setzungsberechnungen wurden mit einem hierfür programmierten Excel-Arbeitsblatt durchgeführt, welches exemplarisch in Anhang D-18 dargestellt ist. Die Initialsetzungen wurden unter Ansatz der maßgebenden obersten Schicht und dem zugehörigen undränierten Elastizitätsmodul nach dem Verfahren gemäß EVB (1993) ermittelt, vgl. Abschnitt 6.2.1. Der undränierte Elastizitätsmodul wurde auf Grundlage seines Verhältniswertes zur undränierten Scherfestigkeit bestimmt. Die Primärsetzungen wurden nach dem in Abschnitt 6.3.1 beschriebenen Steifemodulverfahren berechnet. Die tiefen- und spannungsbezogenen Steifemoduln wurden hierbei in Inkrementen zu 0,1 m Tiefe unter Berücksichtigung des Ausgangs- und des finalen Spannungszustandes auf Grundlage der Steifebeiwerte nach OHDE (1939) bestimmt. Die Grenztiefe wurde nach DIN 4019 Teil 1 (2014) im Verhältnis der Einflussspannung zur Überlagerungsspannung ermittelt. Der Einflussbeiwert errechnete sich in Abhängigkeit der Tiefe und des Abstandes zur Dammachse nach dem Trapezlastverfahren nach KÉZDI (1964), vgl. Abschnitt 6.1.2. Die Sekundärsetzungen wurden entsprechend der Angaben aus Abschnitt 6.4.2 für einen Zeitraum von 50 Jahren bestimmt.

Die numerischen Verformungsberechnungen basieren auf dem Soft-Soil-Creep - Stoffgesetz (SSC) der PLAXIS B.V. und wurden mit dem Programm PLAXIS 2D in der Version 8.6 ausgeführt. Nähere Angaben zum Programm können dem Programmhandbuch der PLAXIS B.V. (2008) entnommen werden. Angaben zum SSC - Stoffgesetz finden sich in Abschnitt 6.5.1, im o.g. Programmhandbuch und in NEHER (2008). Als Eingangsparameter wurden die in Tabelle 4.5 dargestellten Parameter ermittelt.

**Tab. 4.5: Übersicht über die abgeleiteten Parameter für numerische Verformungsberechnungen mit dem Soft-Soil-Creep-Stoffgesetz**

Parameter	Grundlagen zur Ermittlung	angesetzte Werte	
$\gamma$	Feuchtwichte	Abschnitt 5.5, Tab. 5.1	Mittelwerte
$\gamma_R$	Sättigungswichte	Abschnitt 5.5, Tab. 5.3	Mittelwerte
$\lambda^*$	Modified compression index	Abschnitt 6.5.2, Tab. 6.7	Mittelwerte / obere 95%-VB
$\kappa^*$	Modified swelling index	Abschnitt 6.5.2, Tab. 6.8	Mittelwerte / obere 95%-VB
$\mu^*$	Modified creep index	Abschnitt 6.5.3, Tab. 6.9 und 6.10	Mittelwerte / obere 95%-VB
$k_{10}$	Wasserdurchlässigkeitsbeiwert	Abschnitt 6.4.3, Abb. 6.31 und 6.32	Mittelwerte
$c_k$	change of permeability	Abschnitt 6.5.5, Tab. 6.14	Mittelwerte

Mit den in Tabelle 4.5 genannten Kennwerten stehen die folgenden Kennwerte in engem Zusammenhang, d.h. diese können bei Kenntnis der Porenzahl direkt ineinander umgerechnet werden:



- $C_C$  Kompressionsbeiwert
- $C_S$  Schwellbeiwert
- $c_v$  Konsolidationsbeiwert
- $c_\alpha$  Kriechbeiwert

Die genannten Parameter werden somit bei den numerischen Berechnungen indirekt mit überprüft. Die numerischen Berechnungen wurden einheitlich in folgenden Berechnungsschritten ausgeführt:

1. Ermittlung der initialen Spannungszustände
2. Aufbringen der Dammlast (plastic analyses - undrained), Zeitdauer entsprechend der tatsächlichen Bauzeit
3. Verformungsberechnung (consolidation analyses) bis zum Ende der tatsächlichen Messzeit
4. Verformungsberechnung (consolidation analyses) bis  $t = 50$  Jahre = 18.250 Tage
5. Verformungsberechnung (consolidation analyses) bis der Porenwasserüberdruck  $\Delta u \leq 3 \text{ kN/m}^2$  beträgt

Der Berechnungsschritt 5 wurde nur dann ausgeführt, wenn nach 50 Jahren rechnerisch noch immer Porenwasserüberdrücke auftraten, d.h. die Primärsetzungen noch immer nicht abgeschlossen sind. Dies war bei sehr tiefgründigen Moorstandorten mit mächtigen Muddeablagerungen an der Moorbasis der Fall. Bei sämtlichen Berechnungen wurden die Optionen „updated mesh“ und „updated water pressures“ aktiviert, um den Zustandsänderungen bei großen Deformationen Rechnung zu tragen.

#### 4.4.4 Validierung auf Grundlage von Feldmessungen (ULS)

Zur Validierung der dränierten Scherparameter im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) wurden Standsicherheitsberechnungen nach DIN 4084 (2009) unter Verwendung des Berechnungsprogramms STABILITY der GGU Software GmbH in der Version 8.05 durchgeführt. Die dränierten Scherparameter wurden entsprechend den Angaben aus den Abschnitten 7.2 und 7.3 festgelegt. Bei den Berechnungen wurden kreisförmige Gleitflächen unter Variation der Kreisradien und der Kreismittelpunkte untersucht. Die Geometrie der Dammbauwerke wurde entsprechend der tatsächlichen Abmessungen der Dammkörper im Endzustand modelliert, bei allen Dämmen wurden die in der Dammsohle verlegten Geokunststoffbewehrungen in Form von Geogittern oder Geotextilien eingerechnet. Für die Berechnung des maßgebenden Herausziehwiderstandes wurden Reibungsbeiwerte von  $0,9 \cdot \tan \varphi'$  (Geogitter) bzw.  $0,7 \cdot \tan \varphi'$  (Geotextil) angesetzt.

Für jedes der in Tabelle 4.3 dargestellten Bauvorhaben wurden die Berechnungen unter Ansatz des Dammprofils jeweils für den Querschnitt mit der größten Schütthöhe im Endzustand und jeweils für den Querschnitt mit dem größten Konsolidationsverzug am Ende der Bauzeit durchgeführt. In Abhängigkeit der gemessenen Konsolidationsgrade bei Fertigstellung der Dammquerschnitte wurden die entsprechenden Konsolidationsverzüge (1-U) bei den Berechnungen angesetzt. Für den Bauzustand wurden die Berechnungen jeweils für den ungünstigsten Querschnitt bei Einbau der 1. Schüttlage und einem vollständigen Konsolidationsverzug, d.h. bei einem Konsolidationsgrad von  $U=0$  durchgeführt.

Sämtliche Teilsicherheitsbeiwerte wurden sowohl für die Einwirkungen als auch für die Widerstände zu  $\gamma_i = 1,00$  gesetzt, d.h. Sicherheiten wurden nicht eingerechnet. Die Berechnungsergebnisse, ausgedrückt als Ausnutzungsgrad  $f$  entsprechend Formel 4.19, geben somit Auskunft über das tatsächliche Verhältnis der Einwirkungen und der Bodenwiderstände.

$$f = \frac{\sum \text{Einwirkungen}}{\sum \text{Widerstände}} \quad (4.19)$$

Da bei keinem der zur Validierung genutzten Bauvorhaben ein Baugrundversagen eintrat, können keine direkten Aussagen darüber getroffen werden, ob die im Rahmen dieser Arbeit ermittelten dränierten Scherparameter tatsächlich den Grenzzustand beschreiben. Sofern rechnerisch eine Überschreitung des zulässigen Ausnutzungsgrades eintritt ( $f > 1$ ), kann jedoch gefolgert werden, dass die tatsächlich zutreffenden Scherparameter unterschätzt wurden.

## 5 Wassergehalt, Plastizität, Porenvolumen, Dichte und Wichte

### 5.1 Wassergehalt und Plastizität

Der Wassergehalt eines Bodens wird in der Geotechnik nach DIN 18121-1 (1998) in Bezug zur Trockenmasse bestimmt:

$$w = \frac{m_w}{m_d} = \frac{m_f - m_d}{m_d} \quad (5.1)$$

mit

- $w$  = Wassergehalt [--]
- $m_w$  = Masse des Bodenwassers [g]
- $m_d$  = Trockenmasse des Bodenkörpers [g]
- $m_f$  = Feuchtmasse des Bodenkörpers [g]

Die bodenkundliche Definition bezieht sich hingegen auf die Feuchtmasse. Zur Unterscheidung der beiden Definitionen wird der Wassergehalt nach bodenkundlicher Definition im Rahmen dieser Arbeit mit  $w_0$  bezeichnet.

$$w_0 = \frac{m_w}{m_f} = \frac{m_f - m_d}{m_f} \quad (5.2)$$

Eine direkte Umrechnung ist möglich:

$$w = w_0 \frac{m_f}{m_d} \quad (5.3)$$

Der Wassergehalt eines Erdstoffs wird durch die folgenden Parameter beeinflusst:

- Anteil und Zusammensetzung der organischen Bodensubstanz
- Zusammensetzung des mineralischen Kornanteils
- Äußerer Spannungszustand des Bodenelementes
- Lagebezug des Bodenelementes zum Grundwasserspiegel

Den wesentlichen Parameter stellt hierbei der Anteil an organischer Bodensubstanz dar. Ohne Berücksichtigung der übrigen Einflussgrößen lässt sich bereits ein straffer Zusammenhang zwischen dem Anteil an organischer Bodensubstanz und dem Wassergehalt nachweisen, siehe Abb. 5.1 bis 5.5. Als Parameter, der den Gehalt an organischer Bodensubstanz charakterisieren soll, wurde im Rahmen dieser Arbeit der in der Geotechnik üblicherweise verwendete Glühverlust nach DIN 18128 (2002) gewählt.

$$V_{gl} = \frac{m_{gl}}{m_d} \quad (5.4)$$

mit  $V_{gl}$  = Glühverlust [–]  
 $m_{gl}$  = Verlust an Bodenmasse nach Glühen bei 550° C [g]  
 $m_d$  = Trockenmasse des Bodenkörpers vor dem Glühen bei 550° C [g]

Es ist zu beachten, dass der Glühverlust dem Gehalt an organischer Substanz nicht gleich gesetzt werden kann, sondern nur einen Näherungswert darstellt, da beim Glühen nicht nur organischer Kohlenstoff oxidiert wird, vgl. Abschnitt 4.2.1.

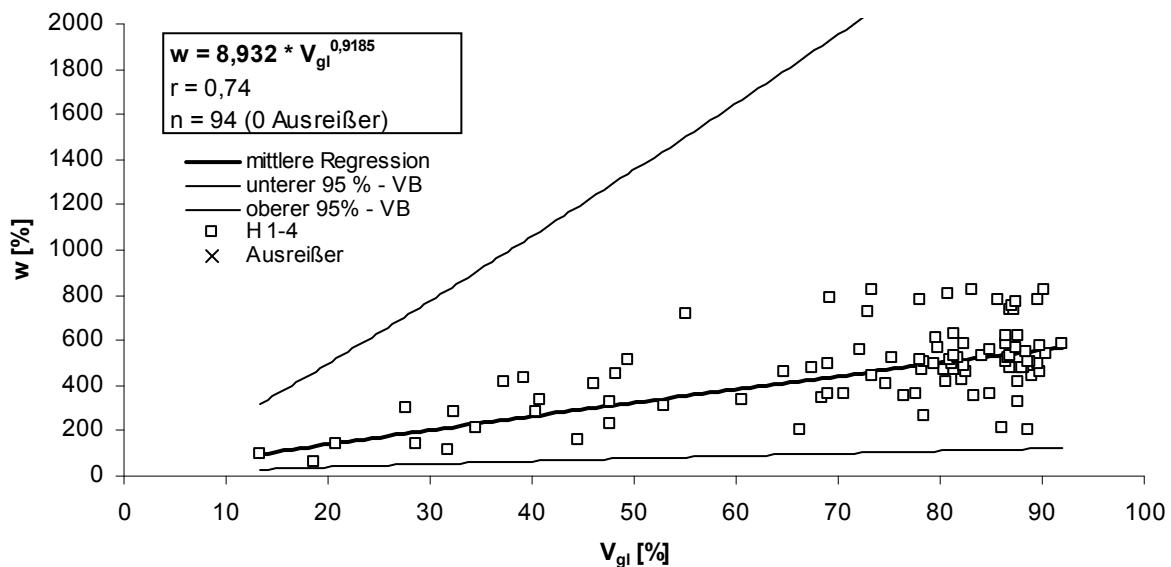


Abb. 5.1: Wassergehalt in Abhängigkeit des Glühverlustes für Torf, H1-4

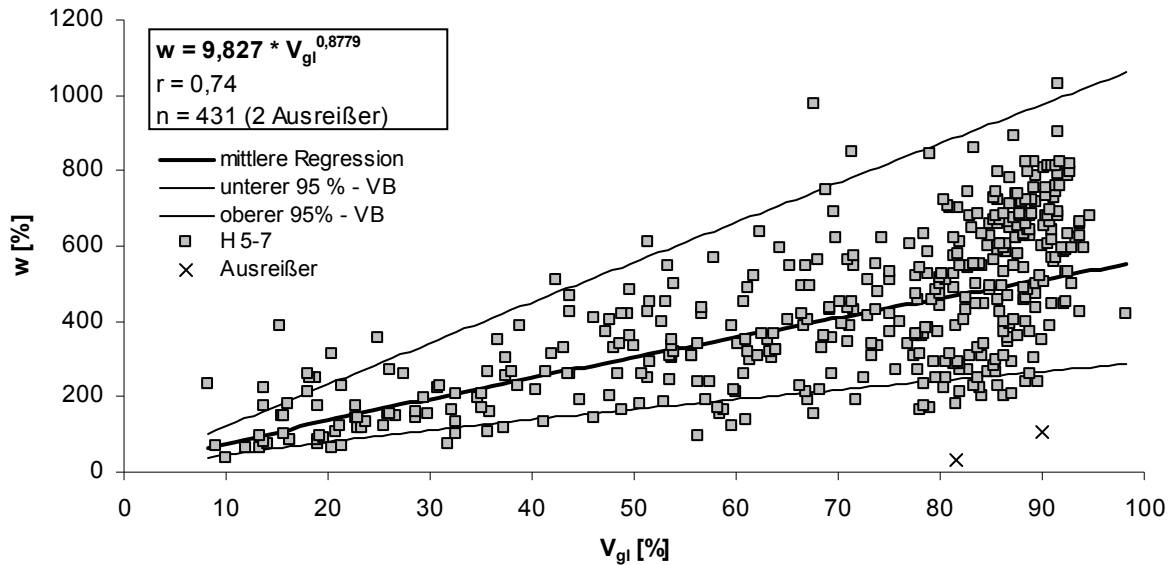


Abb. 5.2: Wassergehalt in Abhängigkeit des Glühverlustes für Torf, H5-7

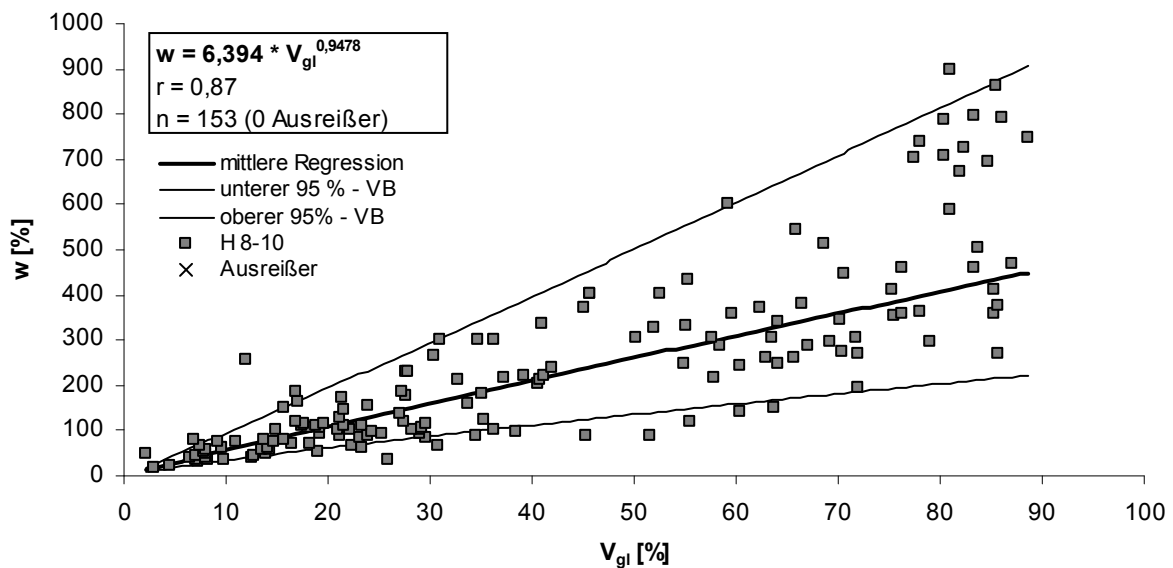


Abb. 5.3: Wassergehalt in Abhängigkeit des Glühverlustes für Torf, H8-10

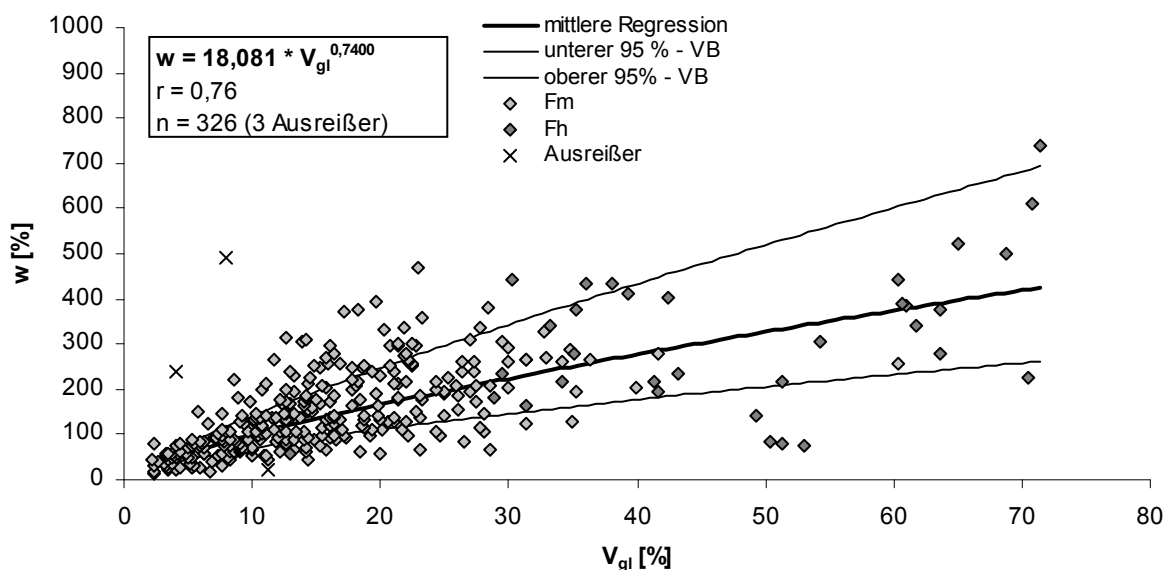
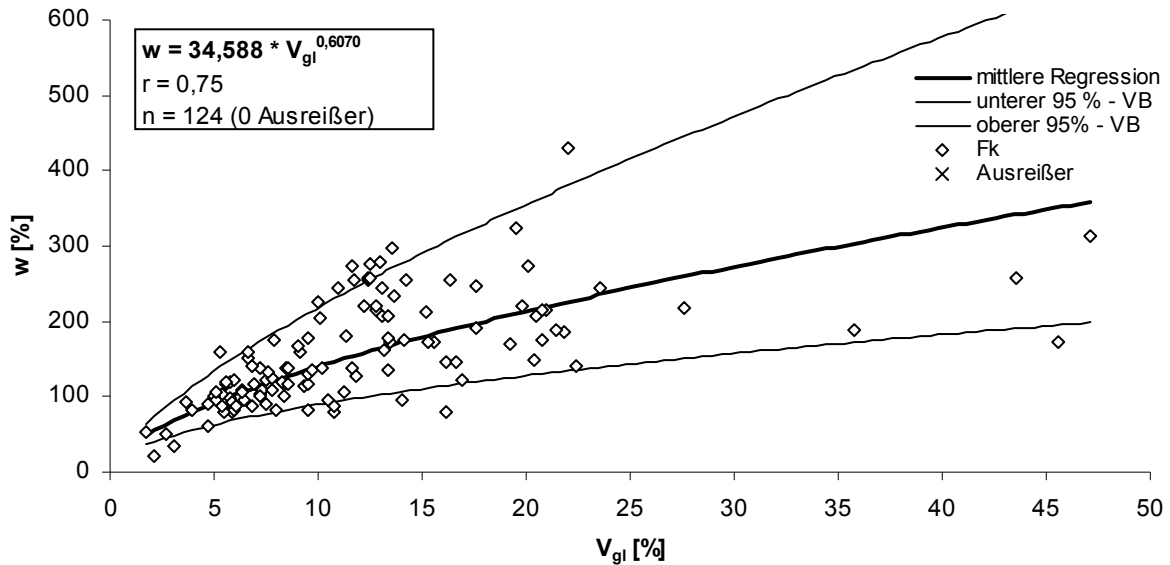


Abb. 5.4: Wassergehalt in Abhängigkeit des Glühverlustes für Silikat- und Organomudden



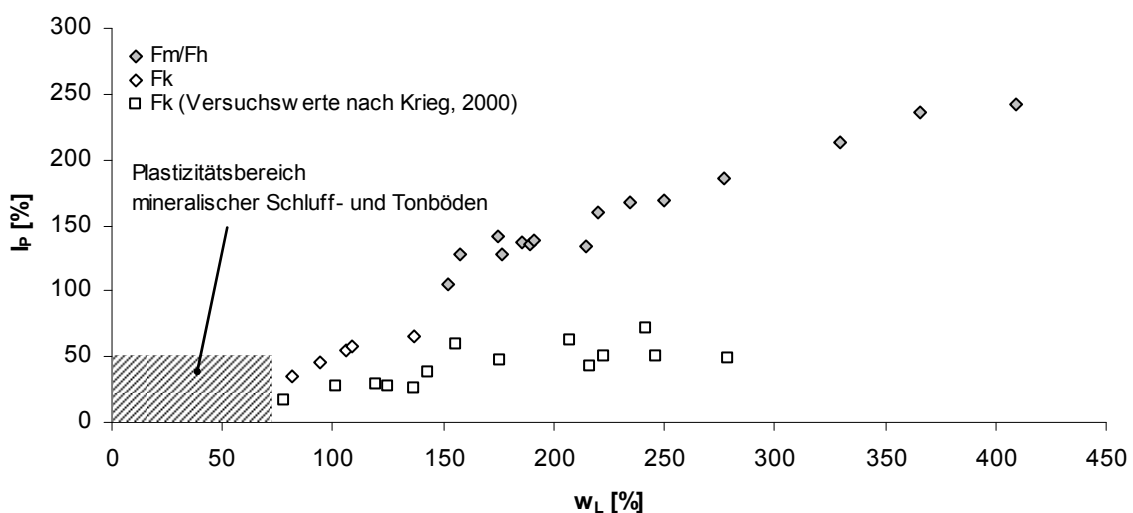
**Abb. 5.5: Wassergehalt in Abhängigkeit des Glühverlustes für Kalkmudden**

Das Wasserbindevermögen wird entscheidend durch den Anteil kolloider Bodenpartikel wie z.B. Tone und Huminstoffe geprägt. Diese können gegenüber den deutlich größeren Schluff- und Sandpartikeln verhältnismäßig große Wassermengen binden. Das größte Bindungsvermögen weisen hierbei die Huminstoffe auf, vgl. Abschnitt 2.1.3. Torfe und Mudden weisen daher gegenüber Mineralböden (Anteil an org. Bodensubstanz  $\leq 5\%$ ) immer eine wesentlich größere Plastizität auf. In Abb. 5.6 sind die Ergebnisse von Bestimmungen der Plastizitätsgrenzen nach DIN 18122-1 (1997) für Silikat-, Organo- und Kalkmudden im Plastizitätsdiagramm dargestellt. Für Torfe ist dieser Versuch wegen der enthaltenen Fasern nicht ausführbar. Der Plastizitätsindex nach DIN 18122-1 (1997) ist definiert mit

$$I_p = w_p - w_L \quad (5.5)$$

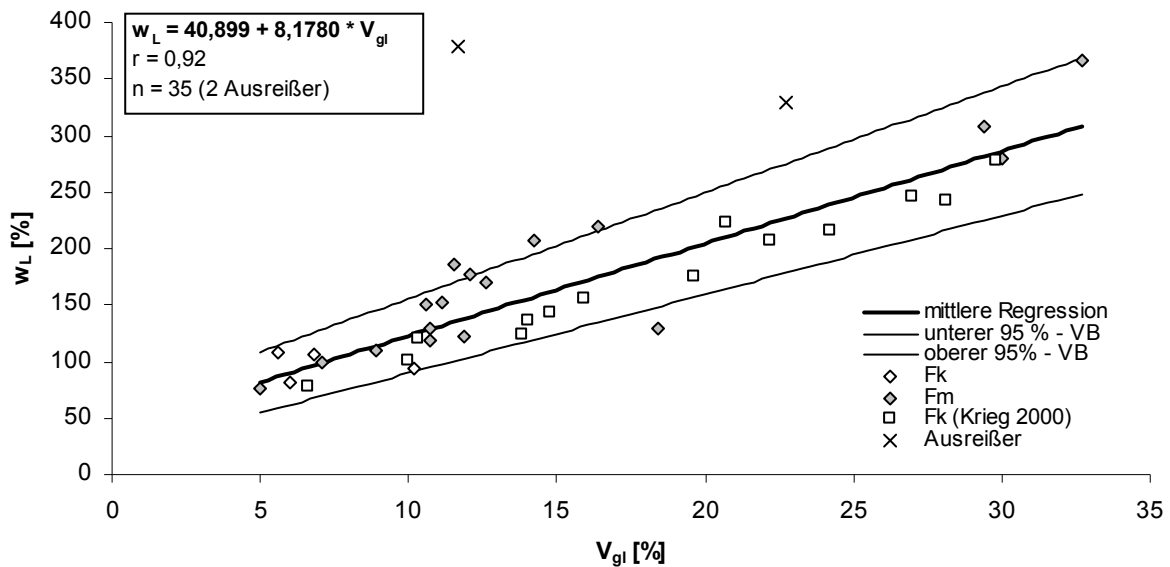
mit

- $I_p$  = Plastizitätsindex [--] bzw. [%]
- $w_L$  = Fließgrenze [--] bzw. [%]
- $w_p$  = Ausrollgrenze [--] bzw. [%]

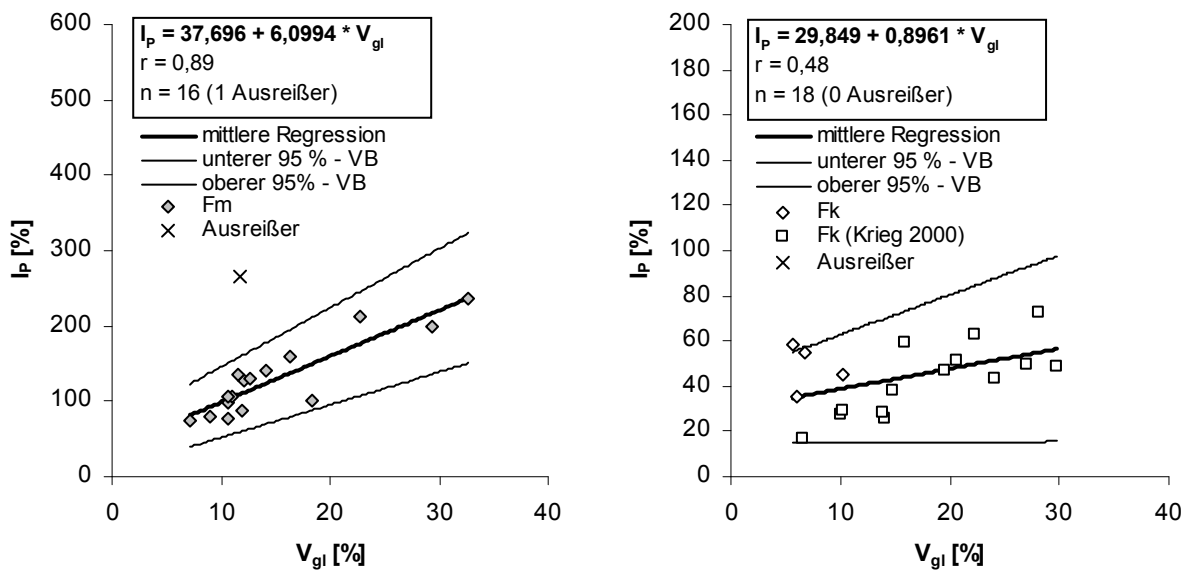


**Abb. 5.6: Plastizitätsdiagramm**

Es ist deutlich erkennbar, dass bei Silikat- und Kalkmudden insbesondere die Fließgrenze deutlich höhere Werte als bei reinen Mineralböden annimmt. In den Abbildungen 5.7 und 5.8 sind die Zusammenhänge zwischen dem Glühverlust und der Fließgrenze bzw. dem Plastizitätsindex am Beispiel der Silikatmudden und der Kalkmudden dargestellt.



**Abb. 5.7: Fließgrenze in Abhängigkeit des Glühverlusts für Silikat- und Kalkmudden**

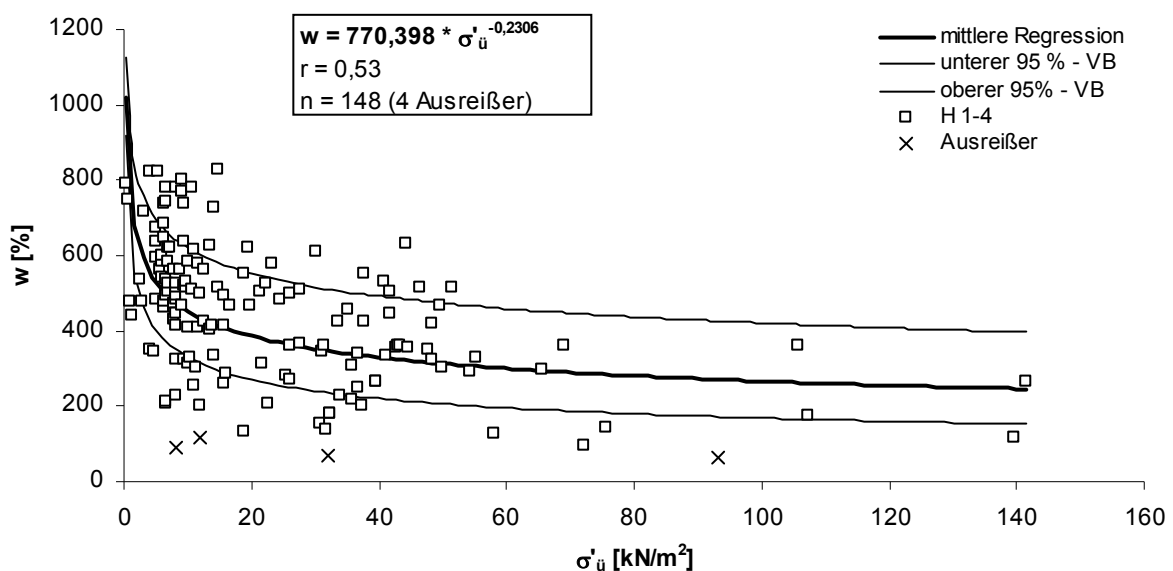


**Abb. 5.8: Plastizitätszahl in Abhängigkeit des Glühverlustes für Silikat- und Kalkmudden**

Die Abbildungen 5.1 bis 5.8 zeigen, dass die Zusammensetzung des Mineralkornanteils gegenüber dem Anteil an organischer Substanz einen deutlich geringeren Einfluss auf die Fließgrenze und damit auf das Wasserbindevermögen ausübt. Unabhängig von der Zusammensetzung des Mineralkornanteils besteht ein straffer Zusammenhang zwischen der Fließgrenze und dem Glühverlust eines Bodens. Beim Plastizitätsindex besteht gleichermaßen ein straffer Zusammenhang mit dem Glühverlust, hierbei treten jedoch deutliche Unterschiede in Abhängigkeit der Zusammensetzung des Mineralkornanteils auf. Der Plastizitätsindex liegt bei Silikatmudden deutlich höher als bei Kalkmudden. Ent-

scheidend wirkt sich hier die sehr geringe Plastizität des Kalkes aus, der den überwiegenden Anteil der Kalkmudden bildet.

Die in den in den v.g. Abbildungen ersichtlichen Streuungen der Versuchswerte zeigen, dass der Wassergehalt eines Bodens durch eine weitere Einflussgröße wesentlich beeinflusst wird. Es handelt sich hierbei um die effektiven Spannungen, die auf den Bodenkörper einwirken. Die effektiven Spannungen setzen sich aus den Spannungen aus Bodeneigenlast und aus zusätzlichen Spannungen (z.B. aufgebrachte Bauwerkslasten) zusammen. Die effektiven Spannungen werden auch als Spannungszustand des Bodenelementes bezeichnet. Nähere Angaben zum Spannungsbegriff können dem Abschnitt 6.1.2 entnommen werden. In den Abbildungen 5.9 bis 5.13 sind die Zusammenhänge zwischen den effektiven Spannungen aus Bodeneigenlast (Überlagerungsspannung) und dem Wassergehalt dargestellt.



**Abb. 5.9: Wassergehalt in Abhängigkeit der Überlagerungsspannung für Torf, H1-4**

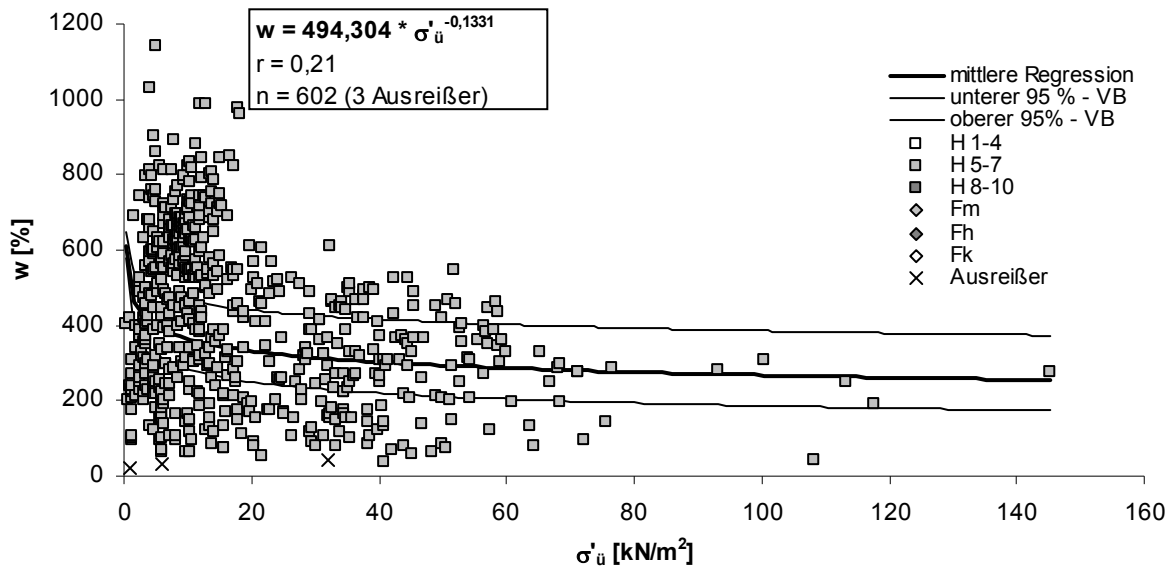


Abb. 5.10: Wassergehalt in Abhängigkeit der Überlagerungsspannung für Torf, H5-7

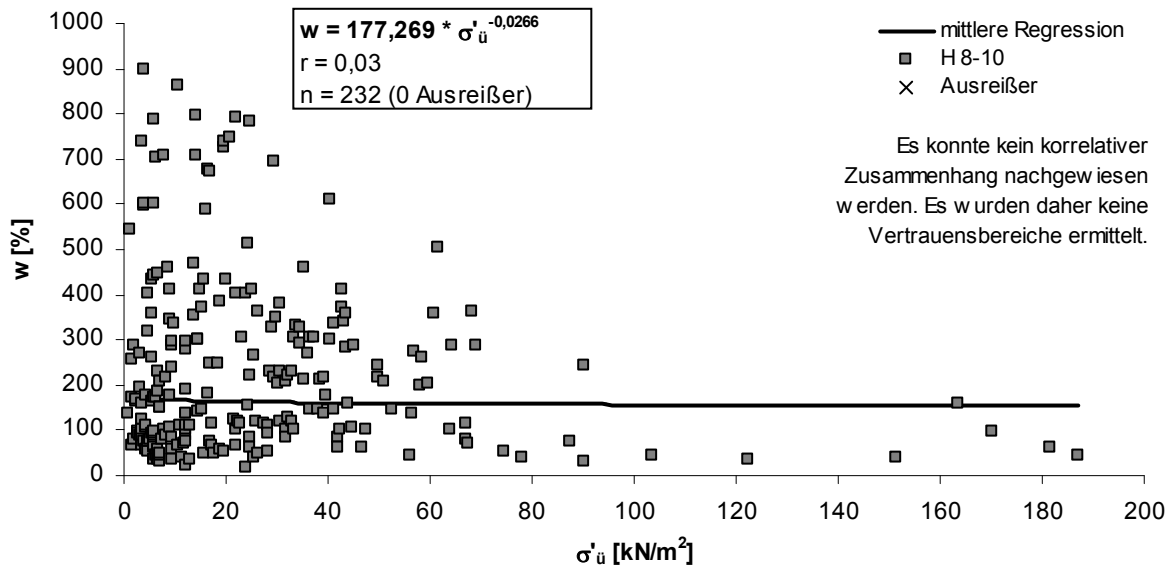
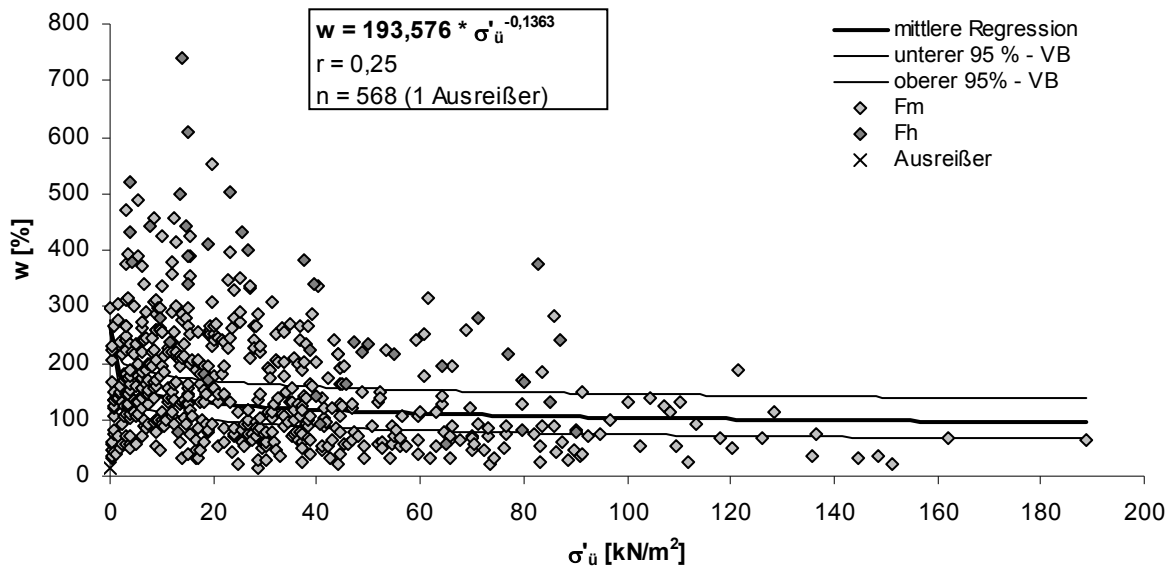
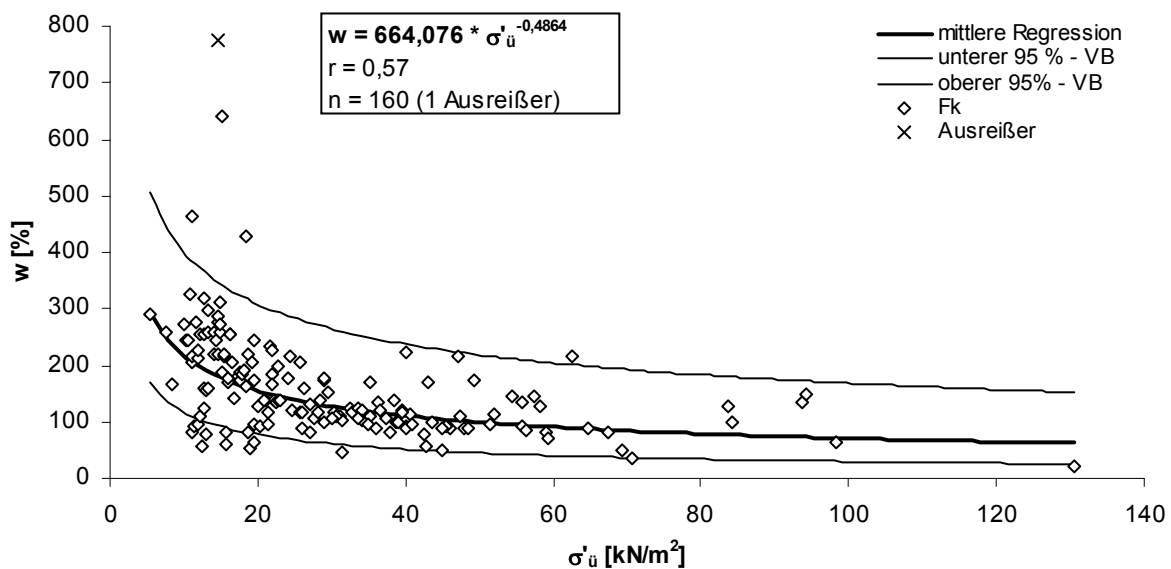


Abb. 5.11: Wassergehalt in Abhängigkeit der Überlagerungsspannung für Torf, H8-10





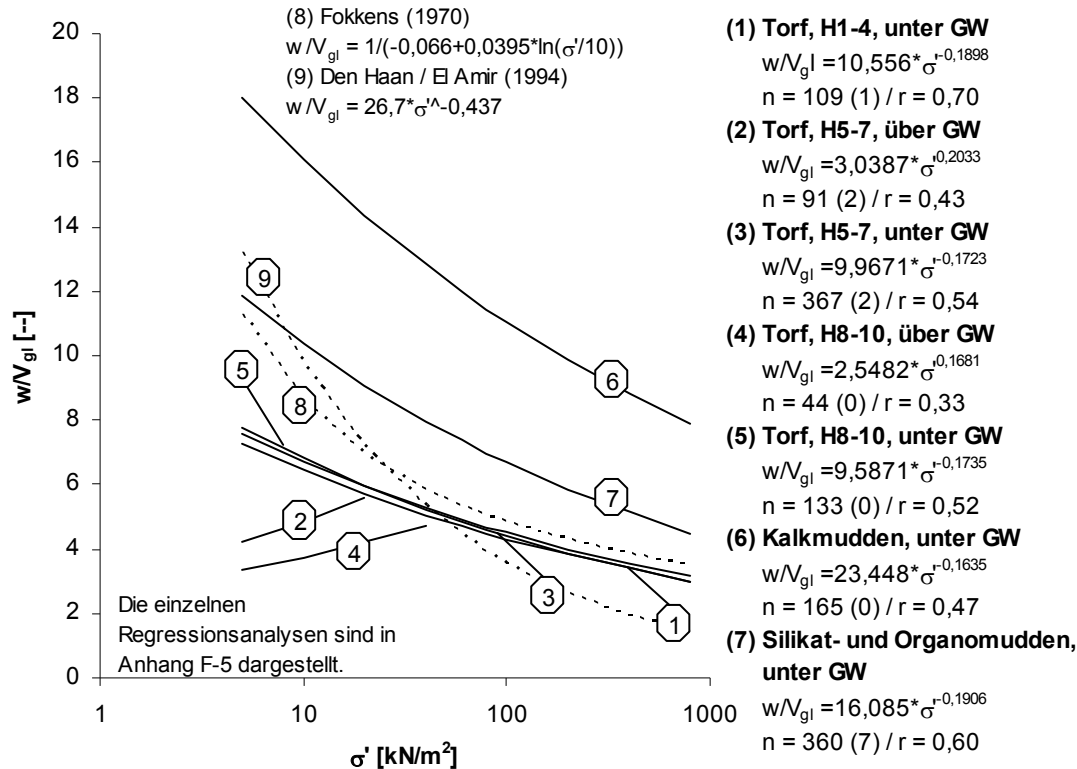
**Abb. 5.12: Wassergehalt in Abhängigkeit der Überlagerungsspannung für Silikat- und Organomudden**



**Abb. 5.13: Wassergehalt in Abhängigkeit der Überlagerungsspannung für Kalkmudden**

Bei den gering und mäßig zersetzten Torfen (H 1-7) sowie bei den Silikat-, Organo- und Kalkmudden lässt sich der Einfluss des Spannungszustands auf den Wassergehalt nachweisen. Es ergeben sich hierbei aber gegenüber dem Anteil an organischer Bodensubstanz deutlich weniger straffe Zusammenhänge. Der Einfluss der organischen Bodensubstanz ist gegenüber dem Einfluss des Spannungszustands maßgebend. Bei den stark zersetzten Torfen (H8-10) lässt sich kein Zusammenhang zwischen dem Spannungszustand und dem Wassergehalt nachweisen ( $r = 0,03$ ). Hierbei zeigt sich der Einfluss einer weiteren Einflussgröße, dem Lagebezug des Bodenelementes zum Grundwasserspiegel. Stark zersetzte Torfe liegen meist im Grundwasserstandswechselbereich oder gänzlich oberhalb des Grundwasserspiegels. Aufgrund des temporären oder dauerhaften Sauerstoffzutritts zersetzt sich die organische Bodensubstanz, der Glühverlust nimmt ab. Daher besteht ungeachtet

der Lage zum Grundwasserspiegel ein relativ straffer Zusammenhang zwischen dem Glühverlust und dem Wassergehalt, siehe Abbildung 5.3. Der Spannungszustand wird aufgrund der geringen Wichte der organischen Böden hingegen nur unwesentlich beeinflusst, während der Wassergehalt in Abhängigkeit des Anteils an organischer Bodensubstanz deutlich abnimmt. In Abb. 5.14 sind die genannten Einflüsse auf den Wassergehalt zusammenfassend dargestellt.



**Abb. 5.14: Wassergehalt / Glühverlust in Abhängigkeit der effektiven Vertikalspannungen**

Es wird deutlich, dass die Mudden deutlich höhere Wassermengen in Relation zum Glühverlust als die Torfe enthalten. Dies begründet sich in der nahezu ligninfreien, dafür sehr feinkörnigen Zusammensetzung des Mineralkornanteils der Mudden, vgl. Abschnitt 2.2. Kalkmudden weisen hierbei das höchste Wasserbindevermögen auf. Die Korrelationen für Torfe unterschiedlicher Zersetzungsgrade unterscheiden sich untereinander kaum. Die von FOKKENS (1970), zitiert in DEN HAAN / AMIR (1994), ebenfalls für Torfproben unterschiedlichster Zersetzungsgrade gefundene Korrelation bestätigt dies. Bei FOKKENS (1970) liegen die Verhältniszahlen bei niedrigen Spannungsniveaus etwas höher, mit zunehmender Spannung gleichen sich die Kurven einander an. Die mäßig bis stark zersetzten Torfe oberhalb des Wasserspiegels weisen gegenüber den Torfen unterhalb des Wasserspiegels wesentlich geringere Wassergehalte in Relation zum Glühverlust auf. Der Unterschied fällt umso stärker aus, je geringer die effektiven Vertikalspannungen sind. Bei höheren Spannungen gleichen sich die Kurven allmählich an. Bei DEN HAAN / AMIR (1994) zeigt die Korrelation einen steileren Verlauf. Sowohl bei den Mudden als auch bei den Torfen ist

festzustellen, dass die größten Veränderungen im beim Bauen auf organischen Böden relevanten Spannungsbereich bis etwa  $100 \text{ kN/m}^2$  auftreten.

## 5.2 Feucht- und Trockendichte

Die Feuchtdichte ( $\rho$ ) und die Trockendichte ( $\rho_d$ ) eines Bodens lassen sich laborativ nach DIN 18125-1 (1997) bestimmen:

$$\rho = \frac{m_f}{V} \quad (5.5)$$

$$\rho_d = \frac{m_d}{V} = \frac{\rho}{1+w} \quad (5.6)$$

mit  $m_f$  = Feuchtmasse des Bodenkörpers [g]  
 $V$  = Volumen des Bodenkörpers [ $\text{cm}^3$ ]  
 $w$  = Wassergehalt [–] bzw. [%]

Die Dichten der untersuchten Torfe und Mudden hängen von den gleichen Einflussfaktoren ab, die auch den Wassergehalt beeinflussen, vgl. Abschnitt 5.1. Die Dichten stellen somit ebenfalls spannungsabhängige Bodenkennwerte dar und es lassen sich eindeutige korrelative Beziehungen zwischen den Dichten und dem Wassergehalt formulieren. Diese sind in den Abbildungen 5.15 bis 5.17 dargestellt.

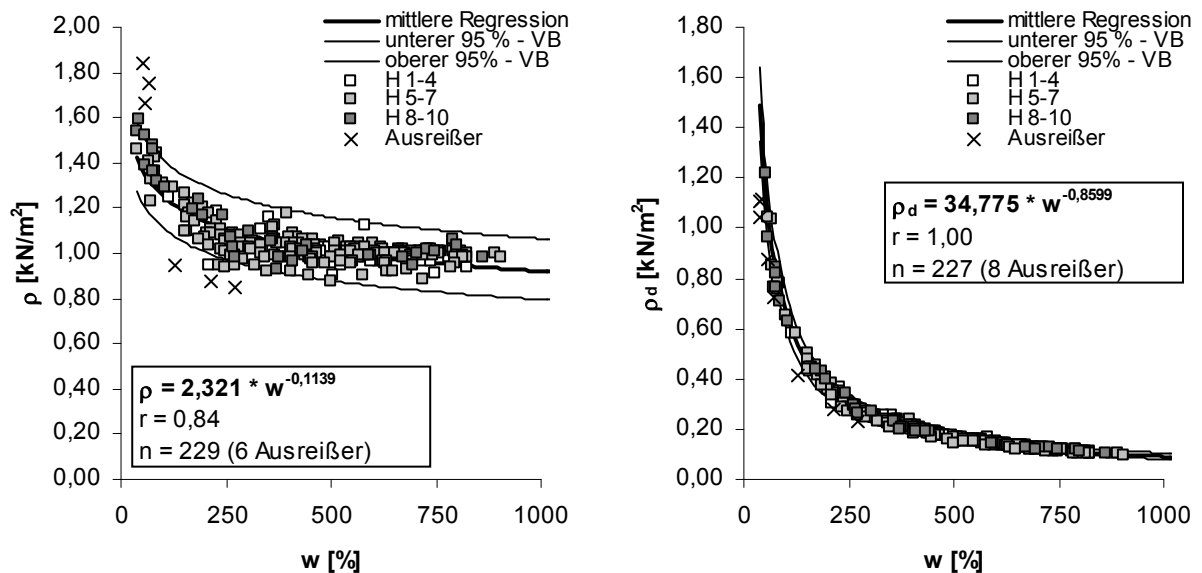


Abb. 5.15: Feucht- und Trockendichte in Abhängigkeit des Wassergehaltes für Torfe, H1-10

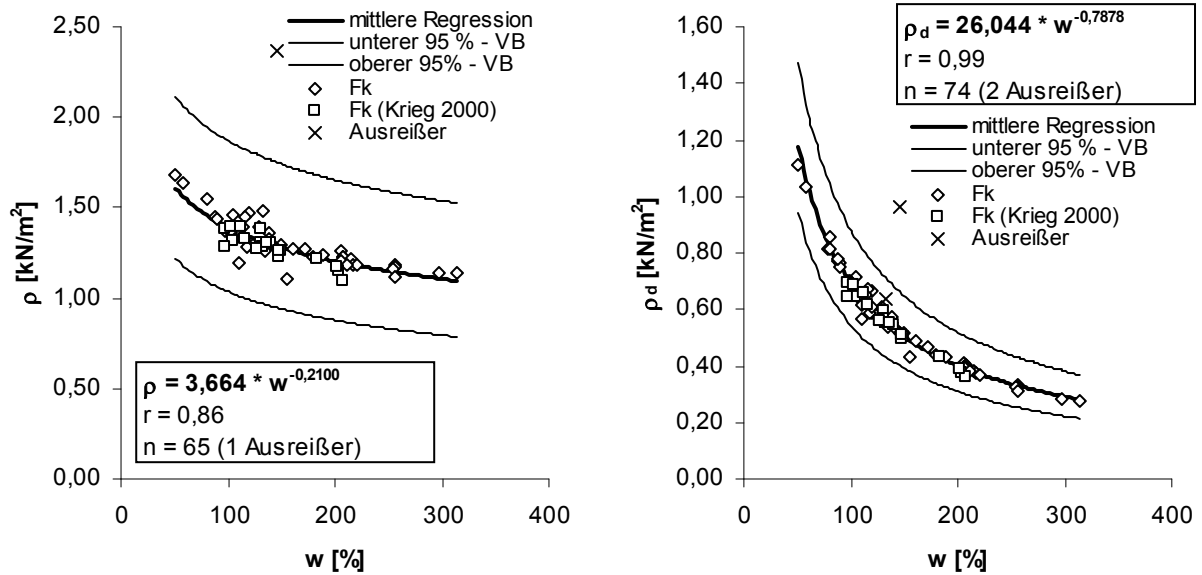


Abb. 5.16: Feucht- und Trockendichte in Abhängigkeit des Wassergehaltes für Kalkmudden

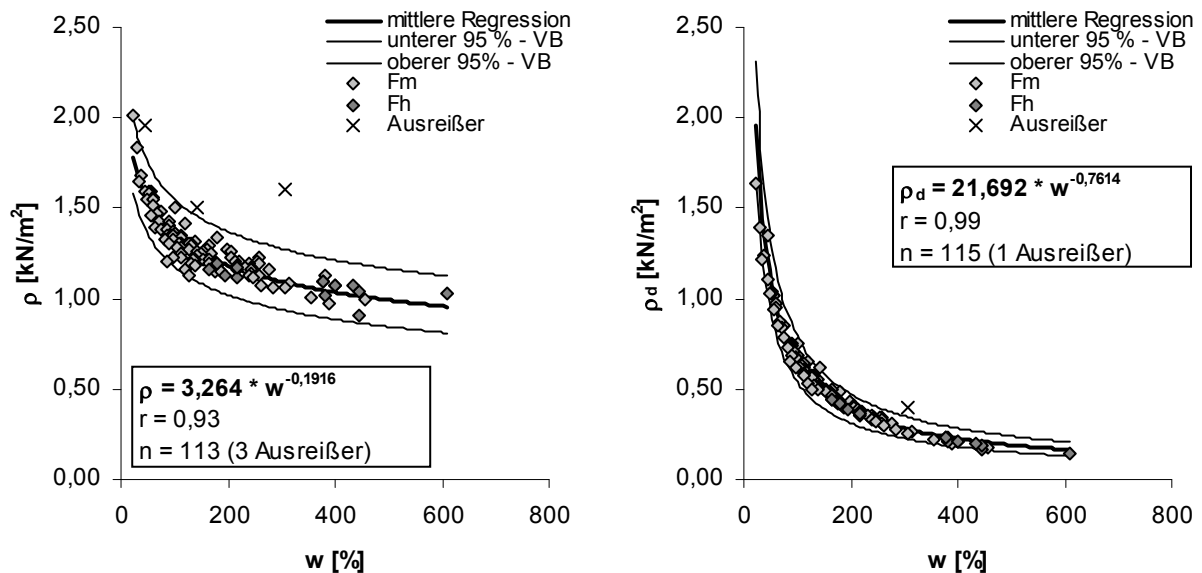


Abb. 5.17: Feucht- und Trockendichte in Abhängigkeit des Wassergehaltes für Silikat- und Organomudden

Bautechnisch relevante Parameter stellen die Feuchtwichte, die sich direkt aus der Feuchtdichte errechnen lässt, sowie die Wichte unter Auftrieb und die Sättigungswichte dar, vgl. Abschnitt 5.5. Für die Ermittlung der Wichte unter Auftrieb und der Sättigungswichte wird neben der Feuchtdichte und dem Wassergehalt bzw. der Trockendichte auch die Korndichte benötigt. Deren Ermittlung wird in Abschnitt 5.3 beschrieben.

### 5.3 Korndichte

Zur Ermittlung des Porenvolumens, der Porenzahl, der Wichte unter Auftrieb und der Sättigungswichte wird die Korndichte ( $\rho_s$ ) als Eingangsparameter benötigt. Die Korndichte organischer Böden hängt im Wesentlichen vom gewichteten Mittelwert der Korndichte der organischen Bodensubstanz und der Korndichte des Mineralkornanteils (hier vor allem Quarze, Tonminerale, Kalke) ab. Die Korndichte stellt eine spannungsunabhängige Kenngröße dar. Sie ist gemäß DIN 18124 (1997, 2011) definiert zu

$$\rho_s = \frac{m_d}{V_K} \quad (5.7)$$

mit  $m_d =$  Trockenmasse des Bodenkörpers [g]  
 $V_K =$  Volumen der Festbestandteile des Bodenkörpers [cm<sup>3</sup>]

Die Festbestandteile organischer Böden setzen sich aus dem Mineralkornanteil und der organischen Bodensubstanz zusammen. Die Korndichten des Mineralkornanteils weisen geringe Spannbreiten auf und betragen überwiegend zwischen  $\rho_s = 2,65$  und  $2,72$  g/cm<sup>3</sup>. Die Korndichte organischer Bodensubstanz wird in der Literatur überwiegend mit  $\rho_s = 1,40$  g/cm<sup>3</sup> angegeben, vgl. u.a. DIN 19683-13 (2007). In Abhängigkeit des Anteils an organischer Substanz liegt die Korndichte organischer Böden innerhalb dieser Spanne. Bei den im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Laboruntersuchungen wurde die Korndichte zur Bestimmung der Porenzahl im direkten Versuch nach DIN 18124 (1997, 2011) ermittelt. Bei den aus den Archivunterlagen entnommenen Dichtebestimmungen nach DIN 18125-1 (1997, 2010) wurde hingegen zumeist keine direkte Bestimmung der Korndichte vorgenommen, für eine Vielzahl der Proben liegt jedoch der im Versuch nach DIN 18128 (2002) ermittelte Glühverlust vor. Es wurden daher korrelative Beziehungen zwischen dem Glühverlust und der Korndichte bestimmt, die eine weitere Auswertung von Dichtebestimmungen aus Archivunterlagen möglich machten. Die Ergebnisse sind nachfolgend dargestellt, weitere Angaben können dem Anhang F-8 entnommen werden.

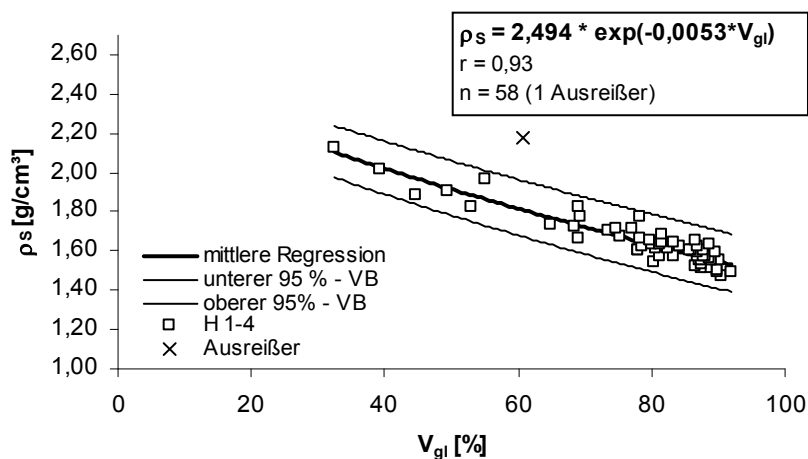


Abb. 5.18: Korndichte in Abhängigkeit des Glühverlustes für Torfe, H1-4

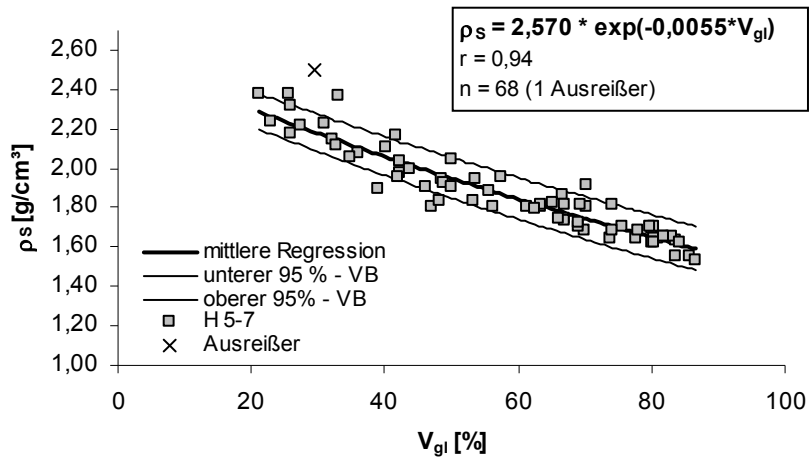


Abb. 5.19: Korndichte in Abhängigkeit des Glühverlustes für Torfe, H5-7

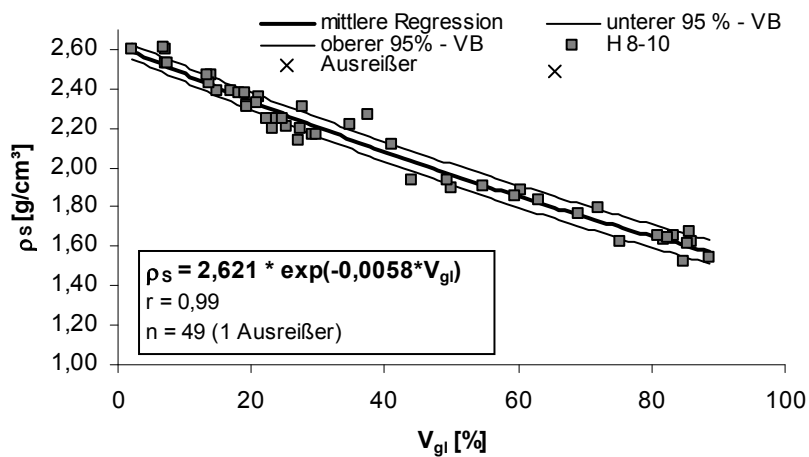


Abb. 5.20: Korndichte in Abhängigkeit des Glühverlustes für Torfe, H8-10

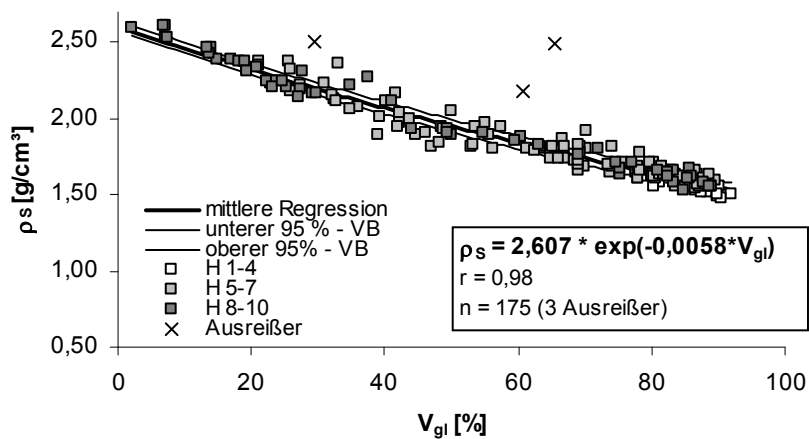
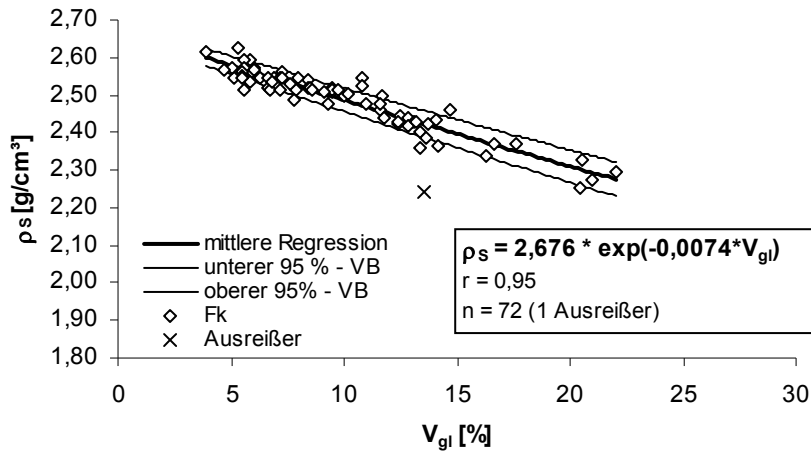
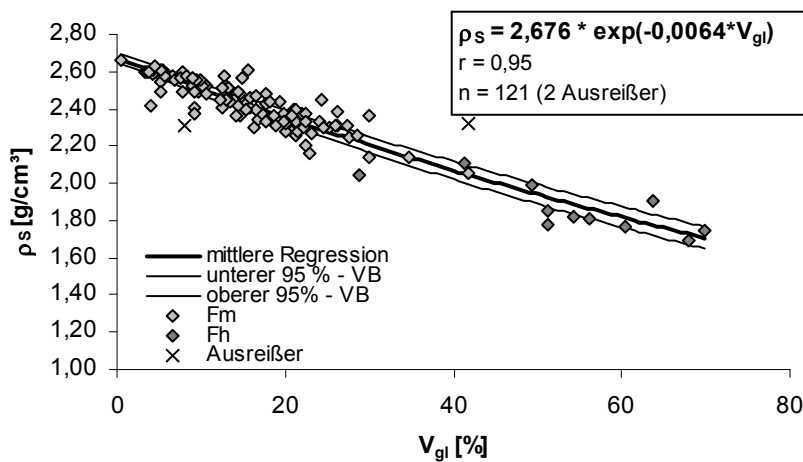


Abb. 5.21: Korndichte in Abhängigkeit des Glühverlustes für Torfe, H1-10



**Abb. 5.22: Korndichte in Abhängigkeit des Glühverlustes für Kalkmudden**



**Abb. 5.23: Korndichte in Abhängigkeit des Glühverlustes für Silikat- und Organomudden**

Die sich aus den o.g. Korrelationen ergebenden Korndichten liegen innerhalb der zu erwartenden Spannbreiten und können somit grundsätzlich als plausibel eingestuft werden. Die nachfolgend dargestellten Vergleiche mit Literaturangaben zeigen ebenfalls keine Widersprüche, die eine Ablehnung der gefundenen Korrelationen begründen würde.

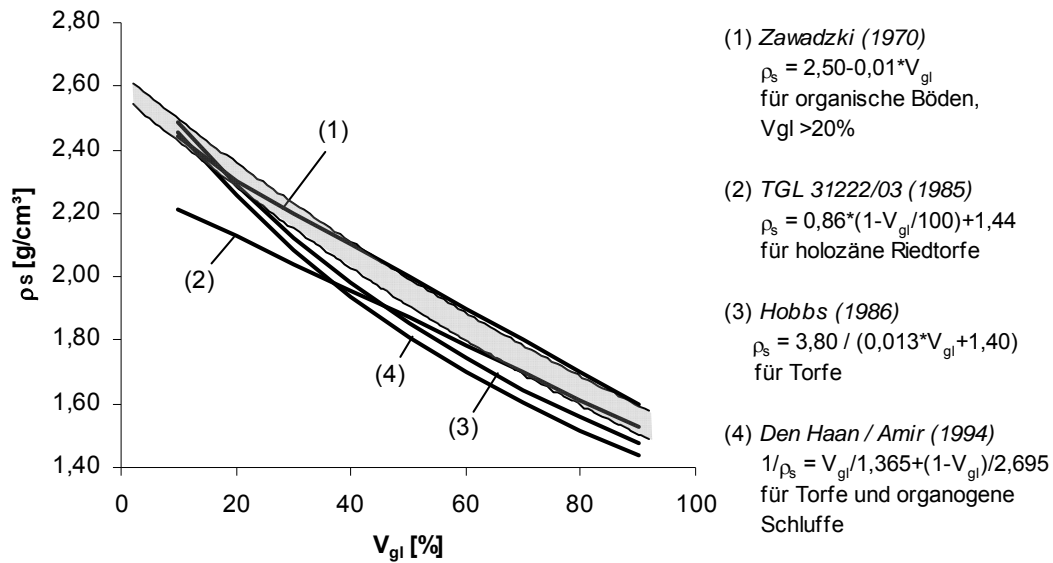


Abb. 5.24: Vergleich des 95%-VB gemäß Abb. 5.21 mit Literaturangaben für Torfe

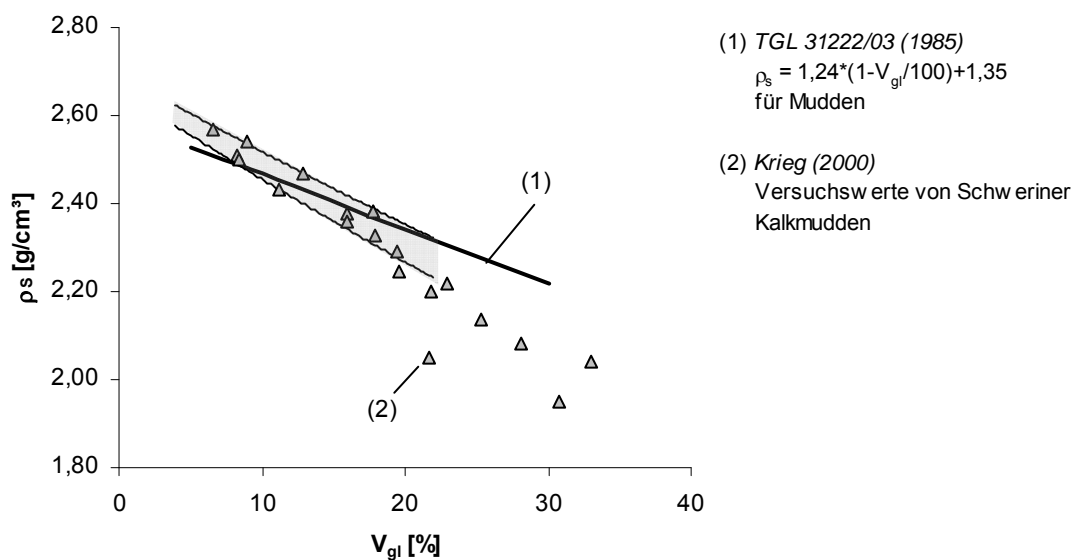


Abb. 5.25: Vergleich des 95%-VB gemäß Abb. 5.22 mit Literaturangaben für Kalkmudden



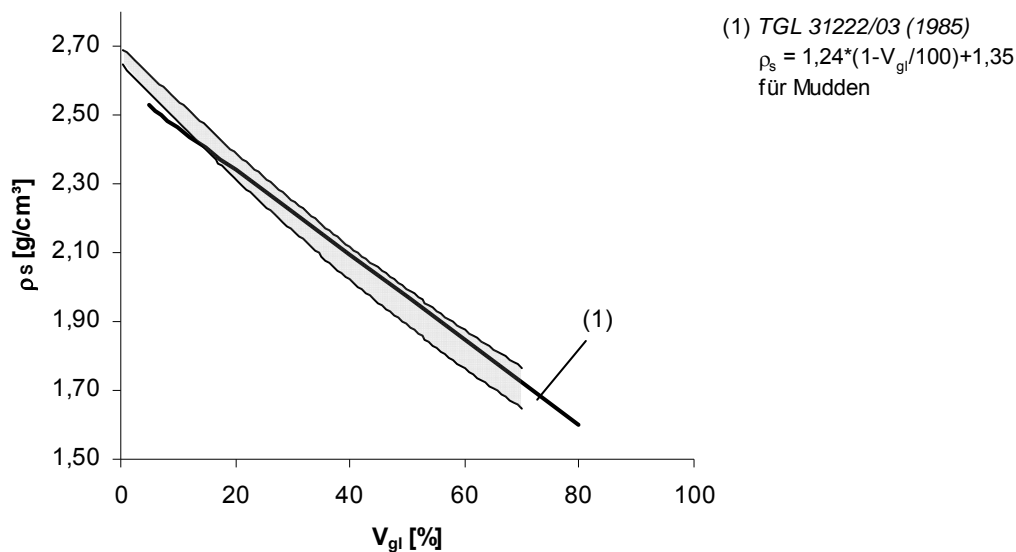


Abb. 5.26: Vergleich des 95%-VB gemäß Abb. 5.23 mit Literaturangaben für Silikat- und Organomudden

#### 5.4 Porenanteil und Porenzahl

Erdstoffe bestehen als Dreiphasensystem aus Festsubstanz, aus wassergefüllten Poren und aus gasgefüllten Poren. Der Porenanteil eines Bodenkörpers ( $n$ ), der Anteil der wassergefüllten Porenräume am Gesamtvolumen ( $n_w$ ) und der der gasgefüllten Porenanteil ( $n_a$ ) lassen sich nach DIN 18125-1 (1997, 2010) berechnen:

$$n = \frac{V_n}{V} = 1 - \frac{\rho_d}{\rho_s} \quad (5.8)$$

$$n_w = \frac{V_w}{V} = 1 - \frac{\rho_s}{\rho_w} w \quad (5.9)$$

$$n_a = \frac{V_a}{V} = n - n_w \quad (5.10)$$

mit

- $V_n$  = Volumen des Gesamtporenraums [cm<sup>3</sup>]
- $V_w$  = Volumen des wassergefüllten Porenraums [cm<sup>3</sup>]
- $V_a$  = Volumen des gasgefüllten Porenraums [cm<sup>3</sup>]
- $V$  = Volumen des Bodenkörpers [cm<sup>3</sup>]

Änderungen des äußeren Spannungszustands gehen mit einer Kompression der Erdstoffe einher. Dabei verringert sich der Porenraum. Das Porenvolumen ist daher ebenso wie der Wassergehalt eine vom äußeren Spannungszustand abhängige Bodenkenngroße. Das Porenvolumen lässt sich aus diesem Grund in Abhängigkeit vom Wassergehalt darstellen (Abb. 5.27 bis 5.29).

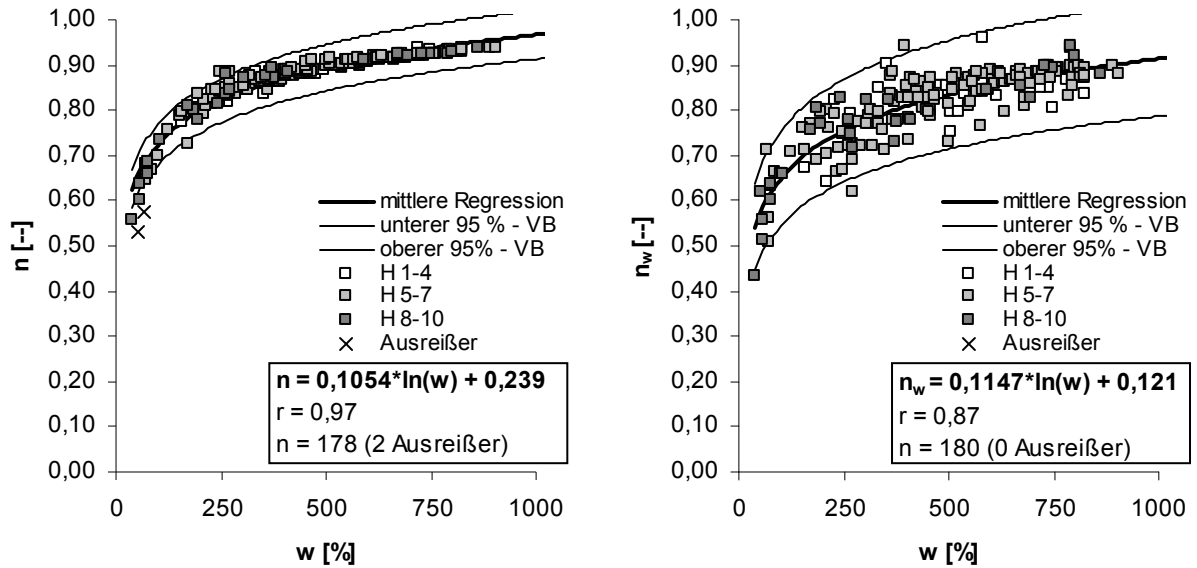


Abb. 5.27: Porenanteil und wassergefüllter Porenanteil in Abhängigkeit des Wassergehaltes für Torfe, H1-10

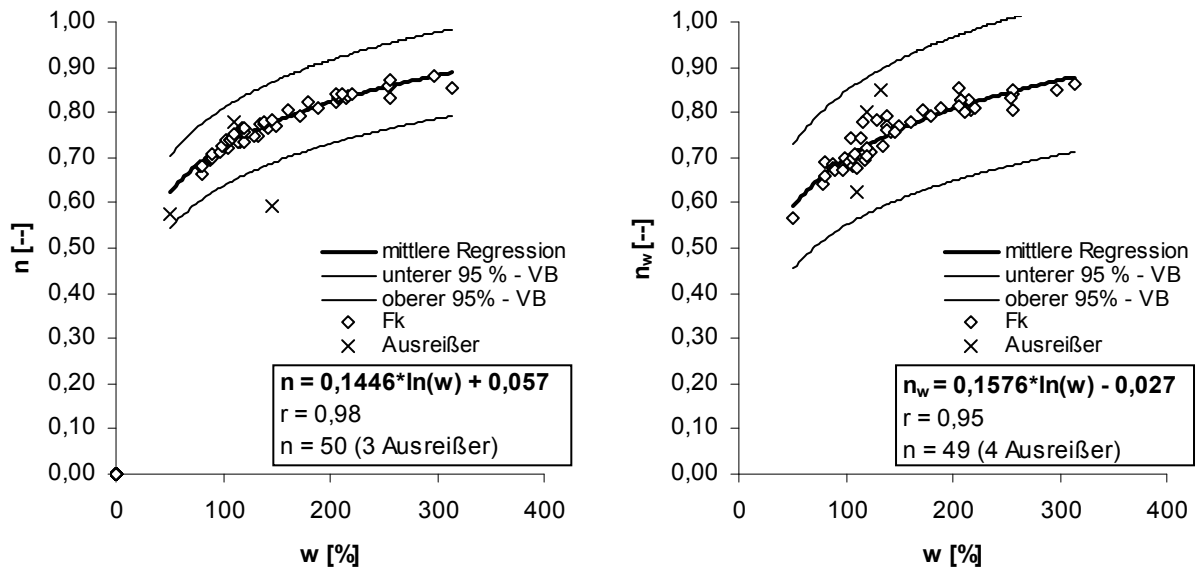
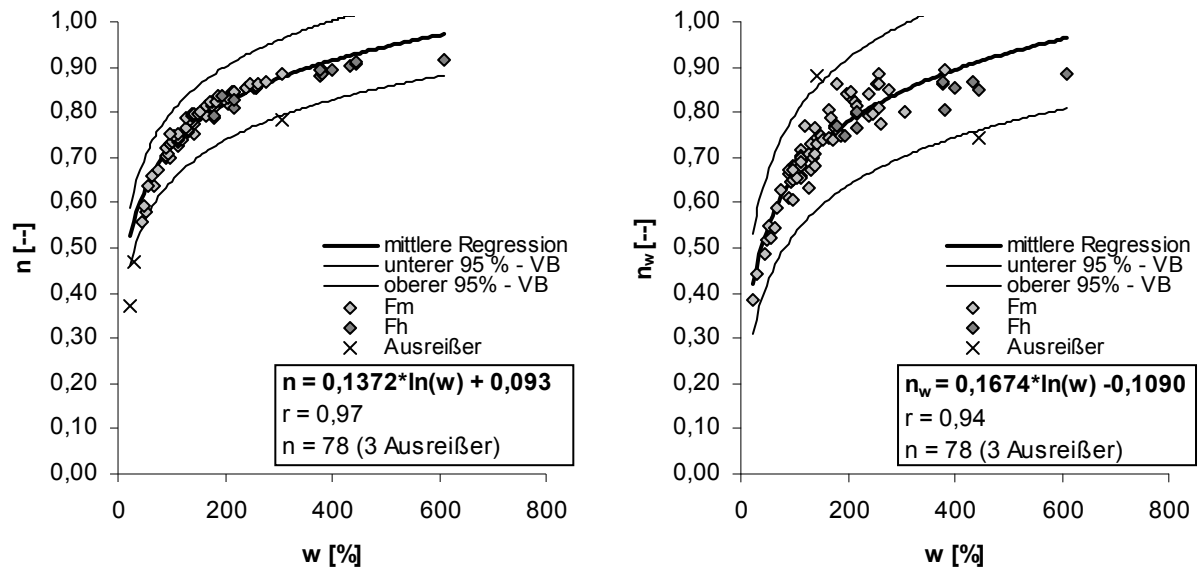


Abb. 5.28: Porenanteil und wassergefüllter Porenanteil in Abhängigkeit des Wassergehaltes für Kalkmudden



**Abb. 5.29: Porenanteil und wassergefüllter Porenanteil in Abhängigkeit des Wassergehaltes für Silikat- und Organomudden**

Die Abbildungen zeigen die relativ hohen Porenanteile der organischen Böden. Die höchsten Porenanteile weisen hierbei die Torfe auf, geringere Porenanteile die feinkörnigeren Mudden. Der Grund für die hohen Porenanteile liegt in der Struktur und der Zusammensetzung der organischen Substanz begründet, vgl. Abschnitt 2.1. In Abb. 5.30 sind die Mittelwerte der Volumenanteile (Porenanteile und Anteil der Festsubstanz) der untersuchten organischen Böden und von mineralischen Böden Mecklenburg-Vorpommerns gegenübergestellt. Die Porenanteile der untersuchten mineralischen Böden liegen demnach überwiegend zwischen etwa  $n = 25\%$  bis  $45\%$  (Ergebnisse aus Laboruntersuchungen der Baugrund Stralsund Ing. mbH von 2000 bis 2008, vgl. Anhang E-03 und E-04) und somit deutlich niedriger als bei den untersuchten organischen Böden mit mittleren Porenanteilen von  $75\%$  bis  $85\%$ .

Aus den Ergebnissen lässt sich schlussfolgern, dass Torfe die höchsten Deformationsraten unter Spannungseinfluss aufweisen, Mudden hingegen etwas geringere. Die Deformationsraten von Torfen und Mudden werden aber jeweils wesentlich größer sein, als die Deformationsraten mineralischer Böden bei gleichem Spannungseinfluss. Die Ergebnisse der durchgeführten Kompressionsversuche bestätigen dies, vgl. Kapitel 6.

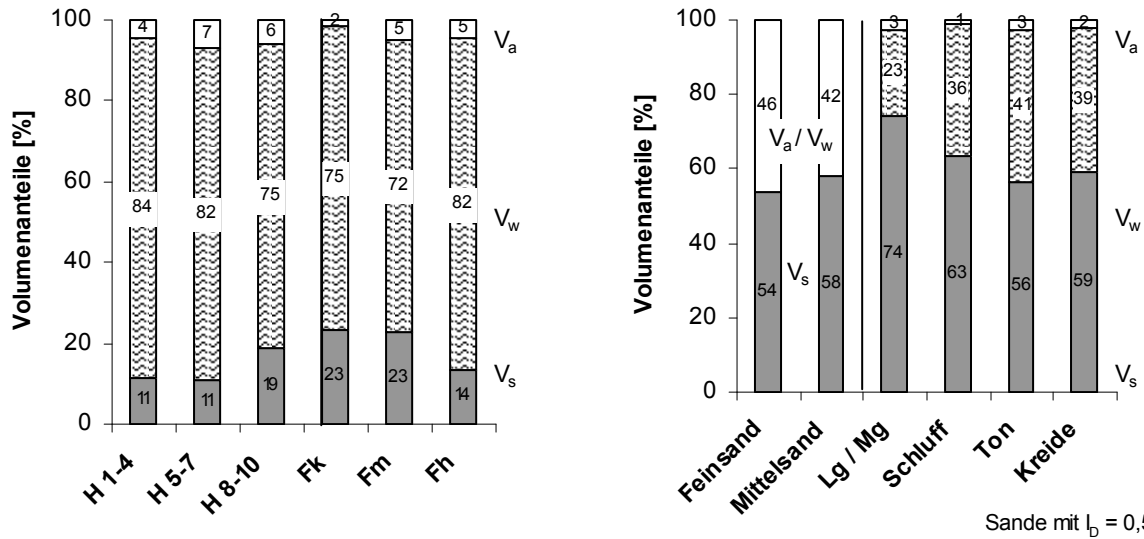


Abb. 5.30: Mittelwerte der Bestimmungen der Porenanteile und der Festsubstanz (Archivunterlagen der Baugrund Stralsund Ing. mbH, unveröffentlicht)

Die Verteilung der Porengrößen lässt sich aus den Dichtebestimmungen nach DIN 18125-1 (1997, 2010) nicht ermitteln, sodass hierzu keine eigenen Untersuchungsergebnisse vorliegen. Die in Abb. 5.31 dargestellten Porenverteilungen entstammen SCHEFFER / SCHACHTSCHABEL (1998).

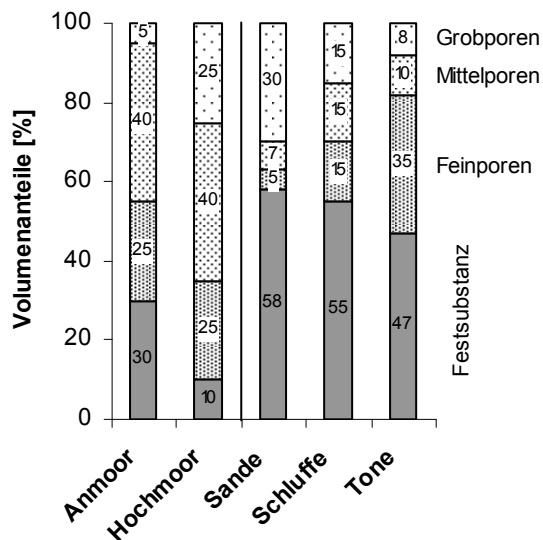


Abb. 5.31: Porengrößenverteilungen aus SCHEFFER / SCHACHTSCHABEL (1998)

Die Angaben aus SCHEFFER / SCHACHTSCHABEL (1998) bezüglich der Feststoffanteile zeigen insgesamt eine gute Übereinstimmung mit den eigenen Untersuchungsergebnissen gemäß Abb. 5.29. Als Anmoore werden nach bodenkundlicher Definition organische Böden mit einem Glühverlust  $< 30 \%$  bezeichnet und können daher näherungsweise mit den Ergebnissen der stark zersetzten Torfe (H8-10) verglichen werden. Hochmoore kommen in Mecklenburg-Vorpommern nur sehr vereinzelt vor und entsprechen gemäß deren

Zusammensetzung annähernd den gering zersetzten Torfen (H1-4). Die Angaben zur Porengrößenverteilung lassen für wenig bis mäßig zersetzte Torfe auf einen deutlich höheren Grobporenanteil als bei stark zersetzten Torfen und den feinkörnigeren Mudden schließen. Die Anteile der Fein- und Mittelporen werden gleichhoch angegeben. Bei einer Kompression des Bodenkörpers nimmt der Anteil der Grobporen überproportional gegenüber den Mittel- und Feinporen ab, siehe SCHWÄRTZEL (2000). Hieraus lässt sich schlussfolgern, dass die Deformationsrate, die Deformationsgeschwindigkeit und damit auch die Abnahme der Wasserdurchlässigkeit bei Spannungseintrag zunächst hoch sind, sich die Veränderungsrate mit zunehmendem Spannungsniveau dann aber abschwächt. Es ist anzunehmen, dass die gering zersetzten Torfe die höchsten Deformationsraten und auch die höchsten Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte im Vergleich der untersuchten Torfe und Mudden aufweisen werden. Die Ergebnisse der durchgeführten Kompressionsversuche und der Bestimmungen des Wasserdurchlässigkeitsbeiwerts bestätigen dies, vgl. Kapitel 6.

Der in der Geotechnik gebräuchliche Kennwert zur Charakterisierung des Porenvolumens ist die Porenzahl ( $e$ ). Im Gegensatz zum Porenanteil bezieht sich die Porenzahl auf Volumen der Festsubstanz. Im landwirtschaftlichen Wasserbau und in der Bodenkunde wird anstelle der Porenzahl der Substanzanteil ( $S_v$ ) nach DIN 19683-14 (1997) benutzt. Die beiden Parameter können direkt ineinander umgerechnet werden.

$$e = \frac{V_n}{V_s} = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1 \quad (5.11)$$

$$S_v = \frac{V_s}{V} = \frac{\rho_d}{\rho_s} = \frac{1}{1+e} \quad (5.12)$$

$$e = \frac{1}{S_v} - 1 \quad (5.13)$$

Die Porenzahl eines Bodens hängt von den gleichen Einflussfaktoren wie der Wassergehalt ab, sodass sich eindeutige Korrelationen formulieren lassen. In den Abbildungen 5.32 bis 5.34 sind die Porenzahlen in Abhängigkeit des Wassergehaltes dargestellt.

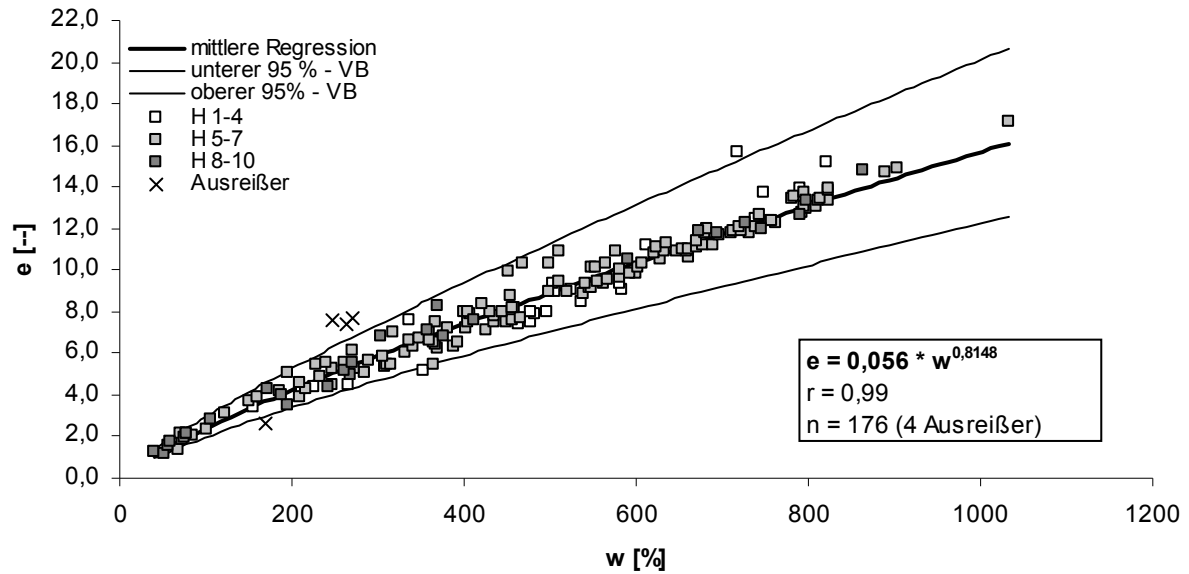


Abb. 5.32: Porenzahl in Abhängigkeit des Wassergehaltes für Torfe, H1-10

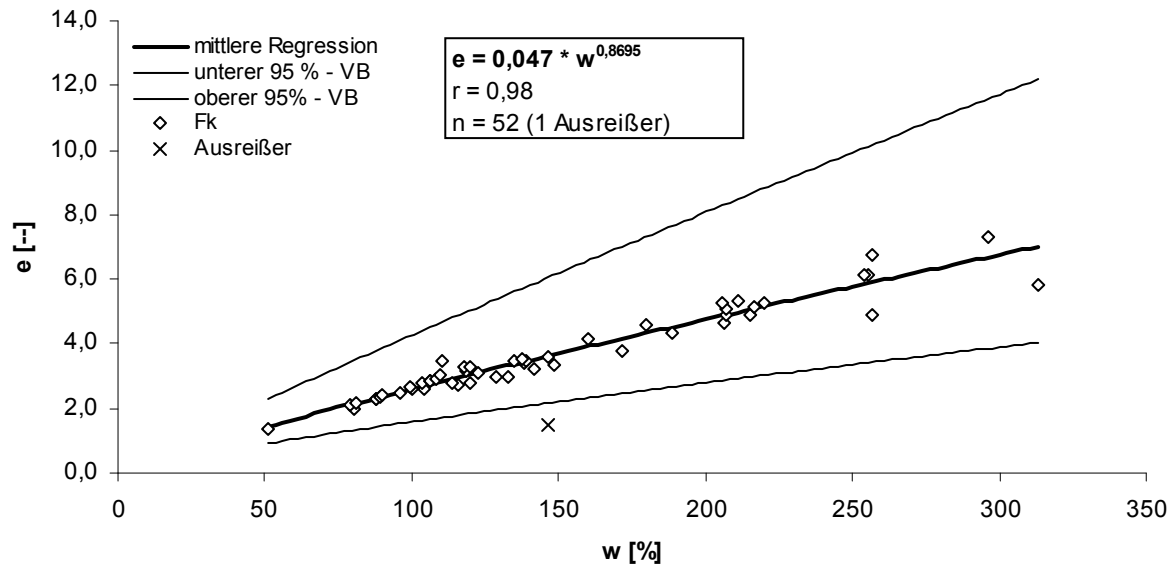


Abb. 5.33: Porenzahl in Abhängigkeit des Wassergehaltes für Kalkmudden

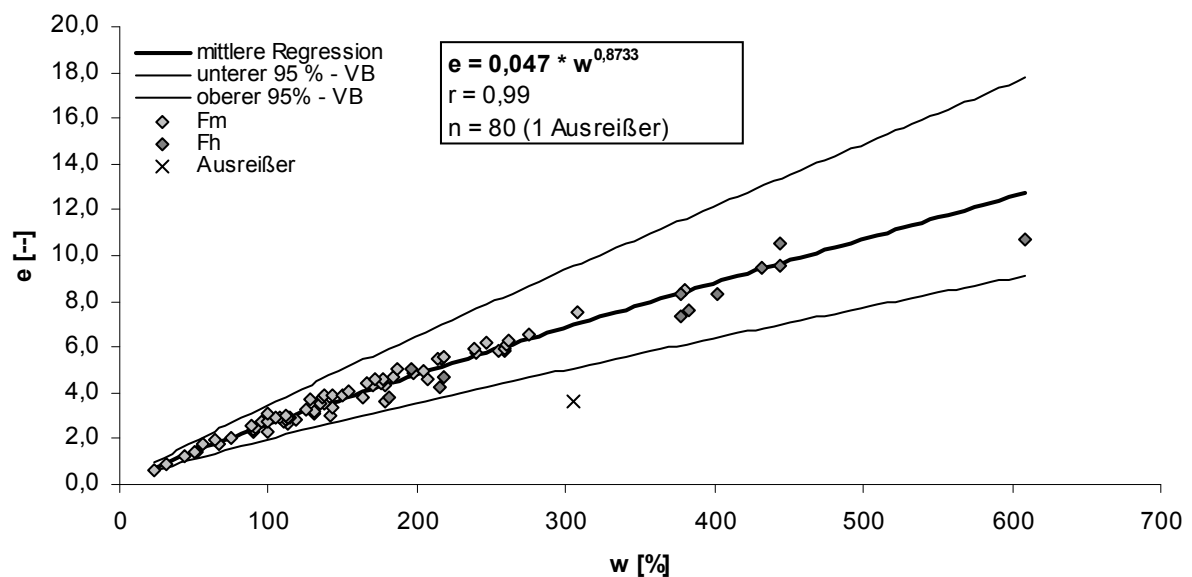
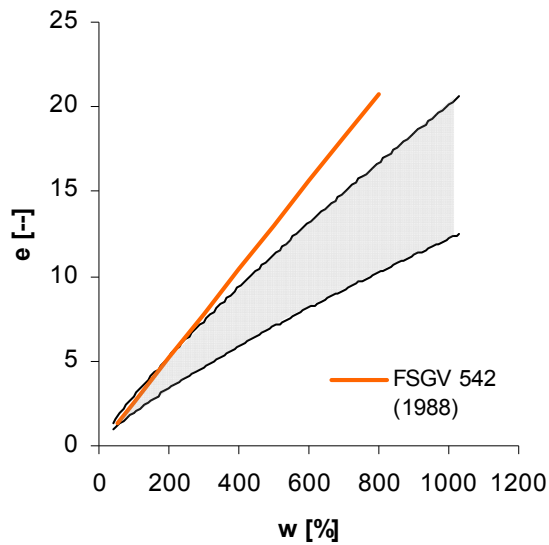
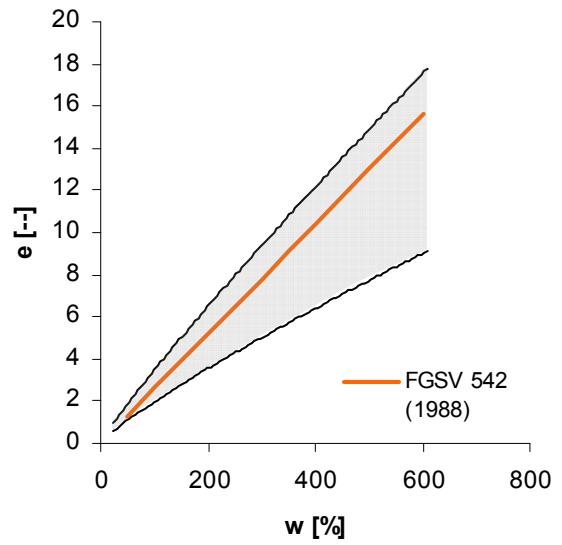


Abb. 5.34: Porenzahl in Abhängigkeit des Wassergehaltes für Silikat- und Organomudden

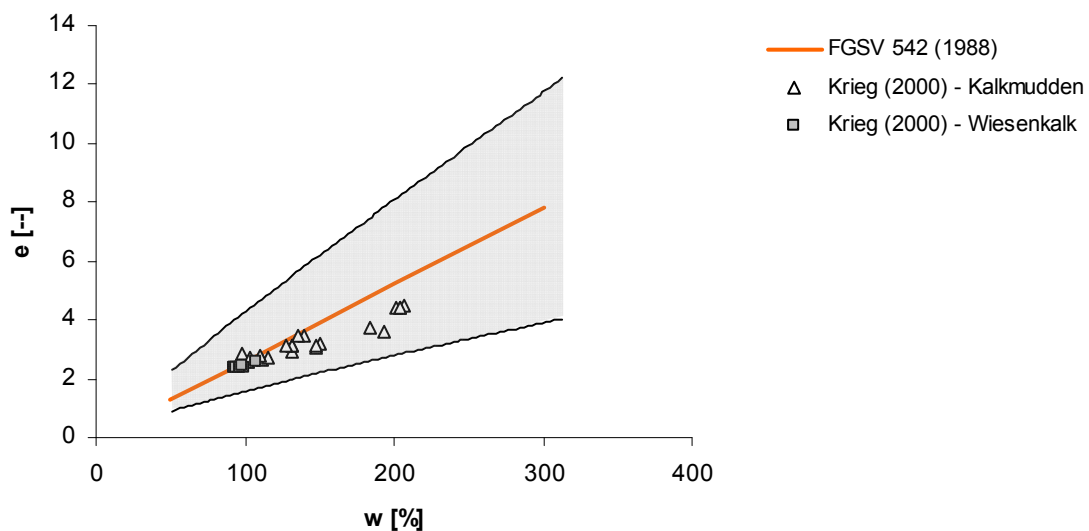
Im FGSV Merkblatt 542 (1988) ist eine Schätzformel für die Berechnung der Porenzahl aus dem Wassergehalt angeführt ( $e \approx 2,6 \cdot w$ ). Diese kann auf Grundlage der Ergebnisse aus den Abbildungen 5.32 bis 5.34 nur für Mudden bestätigt werden, für Torfe hingegen nicht (Abb. 5.35 bis 5.37). In der aktuellen Fassung des FGSV Merkblattes 542 (2010) ist die v.g. Schätzformel nicht mehr enthalten. Von KRIEG (2000) für Kalkmudden und Wiesenkalk ermittelte Laborergebnisse zeigen eine sehr gute Übereinstimmung mit der ermittelten Korrelation für Kalkmudden (Abb. 5.37).



**Abb. 5.35: Vergleich des 95%-VB für Torfe, H1-10 mit Literaturangaben**



**Abb. 5.36: Vergleich des 95%-VB für Silikat- und Organomudden mit Literaturangaben**



**Abb. 5.37: Vergleich des 95%-VB für Kalkmudden mit Literaturangaben**

## 5.5 Wichte

Für analytische Berechnungen werden als Eingangsparameter die Feuchtwichte ( $\gamma$ ) und die Wichte unter Auftrieb ( $\gamma'$ ) benötigt. Für numerische Berechnungen wird anstelle der Feuchtwichte unter Auftrieb die Sättigungswichte ( $\gamma_R$ ) eingegeben. Die genannten Wichten lassen sich auf Grundlage von Dichtebestimmungen nach DIN 18125-1 (1997, 2010) und von Bestimmungen der Korndichte nach DIN 18124 (1997, 2011) errechnen:

$$\gamma = (1-n) \cdot \gamma_s \cdot (1+w) = \frac{1+w}{1+e} \cdot \gamma_s \quad (5.14)$$

$$\gamma' = (1-n) \cdot (\gamma_s - \gamma_w) = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1+e} \quad (5.15)$$

$$\gamma_R = (1-n) \cdot \gamma_s + n \cdot \gamma_w = \frac{\gamma_s + e \cdot \gamma_w}{1+e} \quad (5.16)$$

mit  $\gamma_s =$  Kornwichte =  $\rho_s \cdot g$  [kN/m<sup>3</sup>]  
 $\gamma_w =$  Wichte des Wassers =  $\rho_w \cdot g \approx 10$  kN/m<sup>3</sup>

In den Abbildungen 5.38 bis 5.46 sind die im Rahmen dieser Arbeit ermittelten Wichten in Bezug zu den Wassergehalten bzw. den Porenzahlen dargestellt.

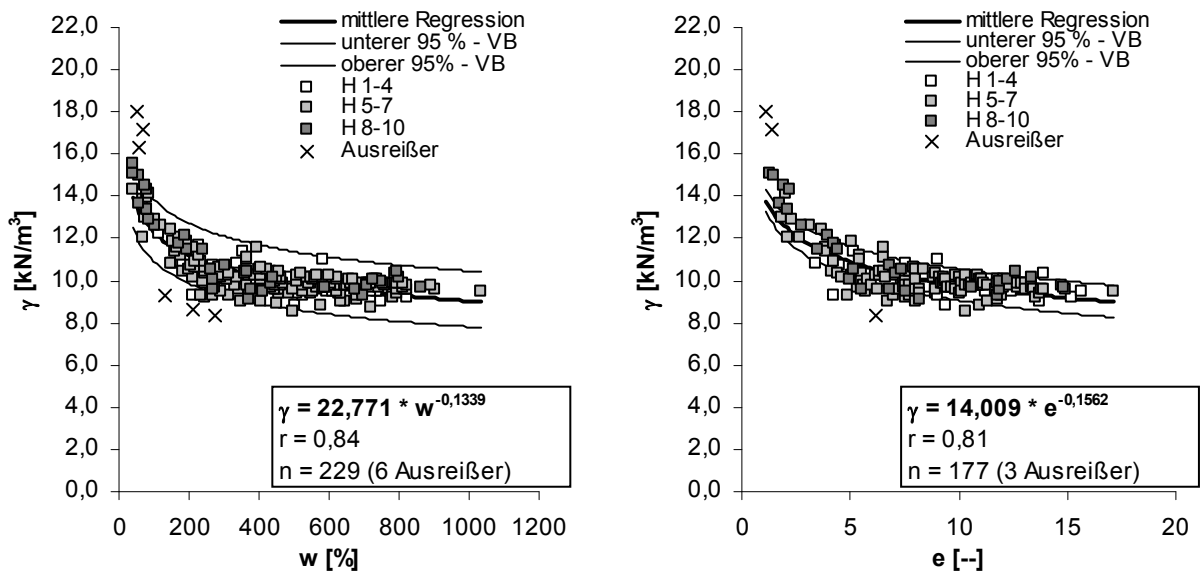


Abb. 5.38: Feuchtwichte in Abhängigkeit des Wassergehaltes bzw. der Porenzahl für Torfe, H1-10



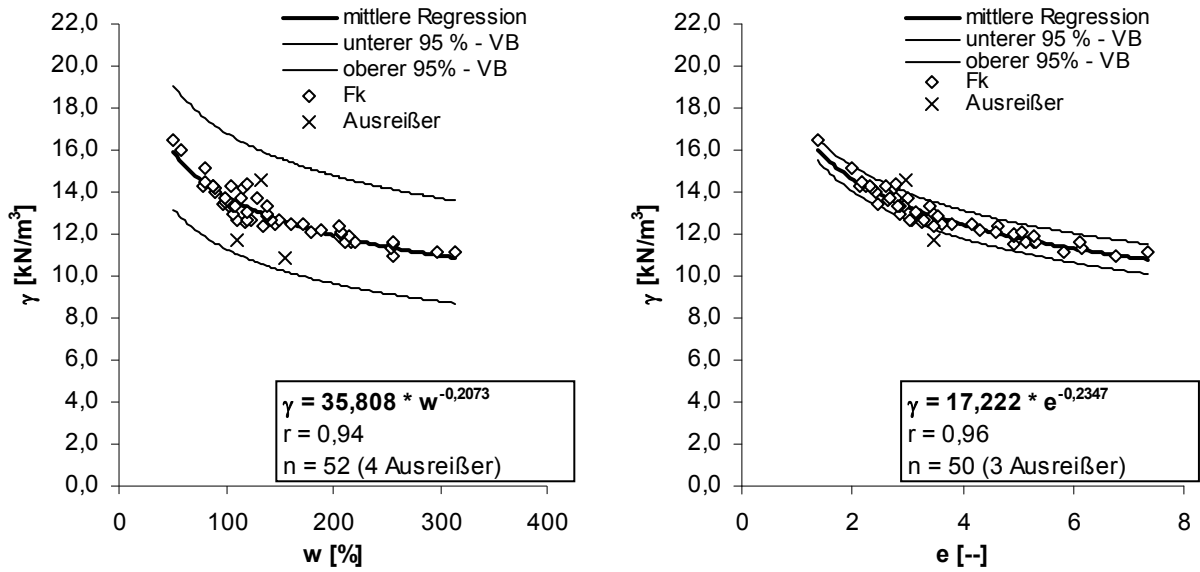


Abb. 5.39: Feuchtwichte in Abhängigkeit des Wassergehaltes bzw. der Porenzahl für Kalkmudden

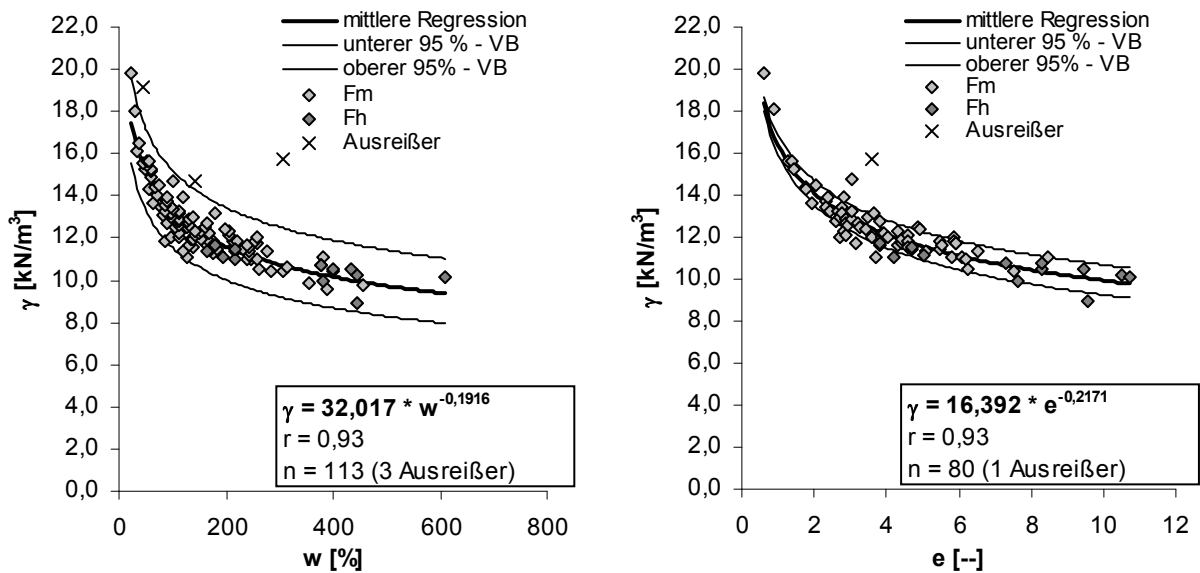


Abb. 5.40: Feuchtwichte in Abhängigkeit des Wassergehaltes bzw. der Porenzahl für Silikat- und Organomudden

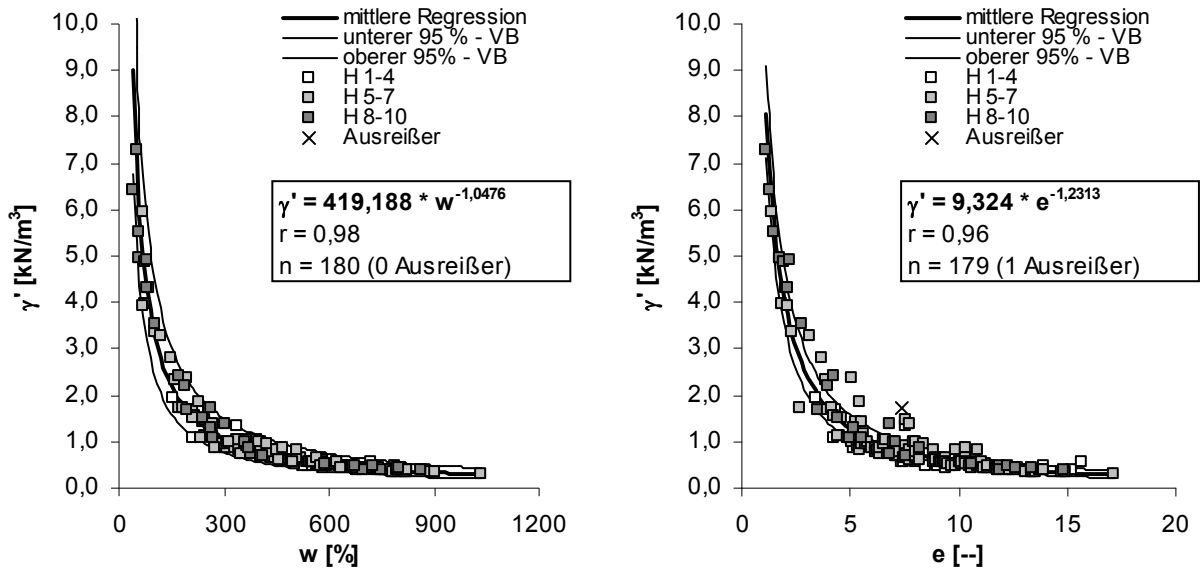


Abb. 5.41: Wichte unter Auftrieb in Abhängigkeit des Wassergehaltes bzw. der Porenzahl für Torfe, H1-10

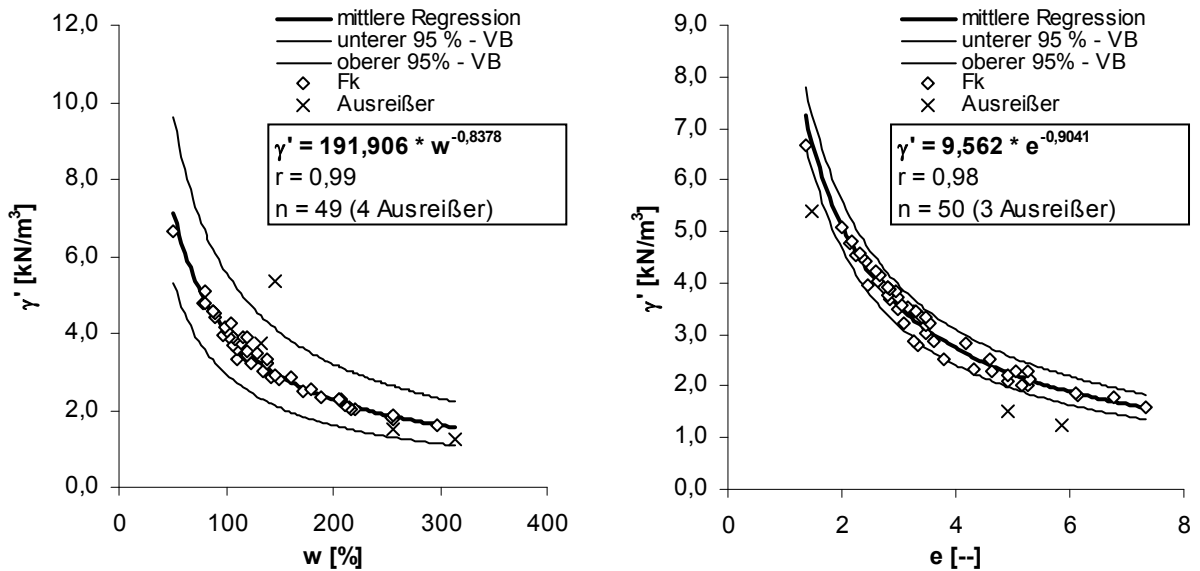


Abb. 5.42: Wichte unter Auftrieb in Abhängigkeit des Wassergehaltes bzw. der Porenzahl für Kalkmudden

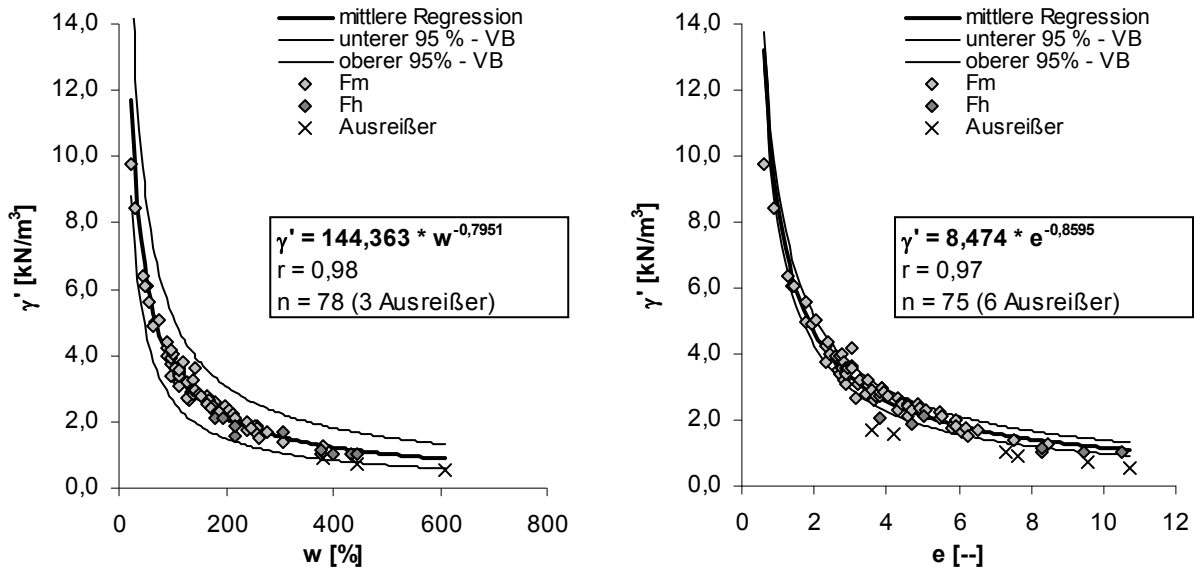


Abb. 5.43: Wichte unter Auftrieb in Abhängigkeit des Wassergehaltes bzw. der Porenzahl für Silikat- und Organomudden

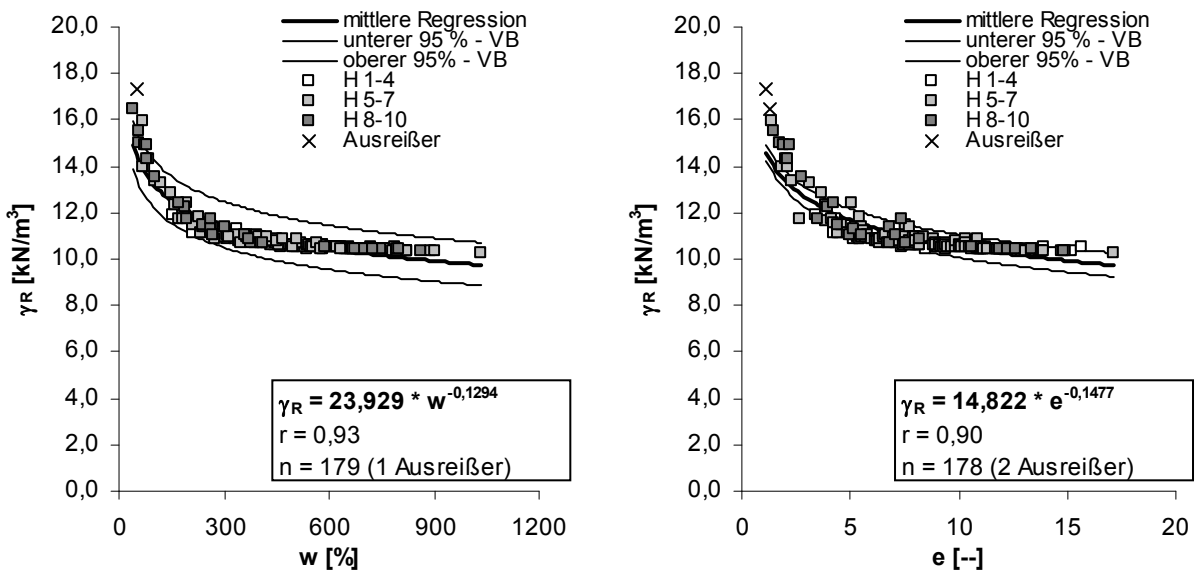
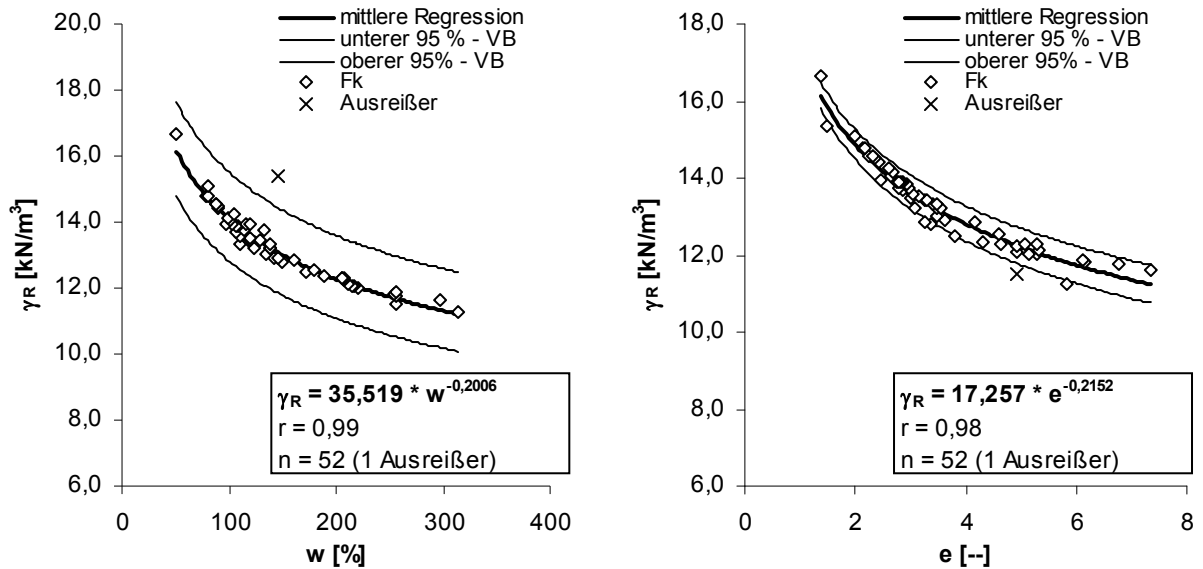
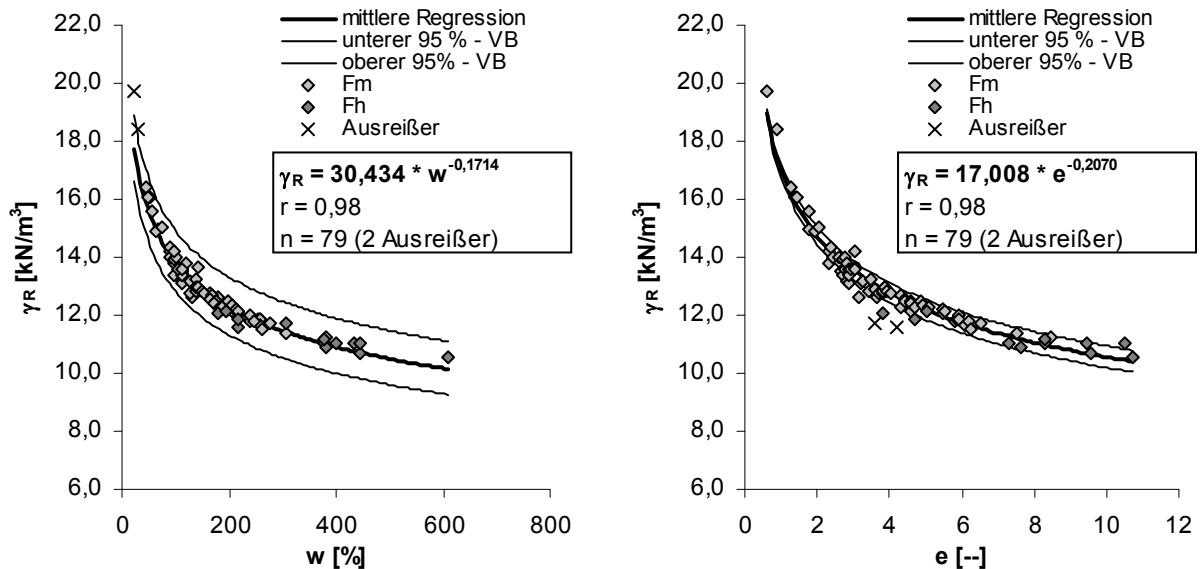


Abb. 5.44: Sättigungswichte in Abhängigkeit des Wassergehaltes bzw. der Porenzahl für Torfe, H1-10



**Abb. 5.45: Sättigungswichte in Abhängigkeit des Wassergehaltes bzw. der Porenzahl für Kalkmudden**

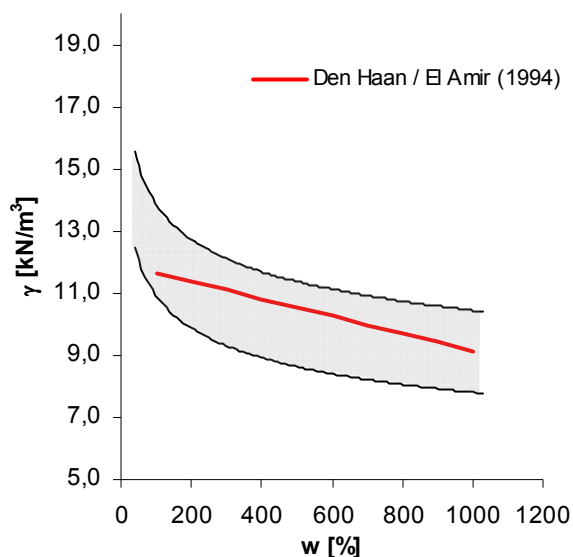


**Abb. 5.46: Sättigungswichte in Abhängigkeit des Wassergehaltes bzw. der Porenzahl für Silikat- und Organomudden**

In den gängigen Empfehlungen, wie z.B. im GRUNDBAU-TASCHENBUCH (1988-2008) oder in den EMPFEHLUNGEN DES ARBEITSAUSSCHUSSES "UFEREINFASSUNGEN" HÄFEN UND WASSERSTRAßEN (1988-2012), werden für die Feuchtwichte von Mudden Werte zwischen 12,5 kN/m<sup>3</sup> und 16,0 kN/m<sup>3</sup> und für die Wichte unter Auftrieb werden Werte zwischen 2,5 kN/m<sup>3</sup> und 6,0 kN/m<sup>3</sup> angegeben. Dies deckt sich im Wesentlichen mit den o.g. Ergebnissen sowohl für Kalkmudden als auch für Silikatmudden. Ausnahmen bilden hier die Organomudden, die auch geringere Feucht- bzw. Trockenwichten aufweisen und ein Teil der Silikatmudden, bei denen im Falle geringer organischer Anteile auch höhere Feucht- und Trockenwichten auftreten können. Für die Torfe werden in den o.g. Empfehlungen Feuchtwichten zwischen 10,5 kN/m<sup>3</sup> und 12,5 kN/m<sup>3</sup> und Trockenwichten zwischen 0,4 kN/m<sup>3</sup> und 3,0 kN/m<sup>3</sup> ange-

geben. Die meisten der untersuchten Torfe weisen Wichten auf, die innerhalb dieser Wertebereiche liegen. Ausnahmen bilden gering zersetzte Torfe (H1-4), die bei sehr hohen Wassergehalten (etwa ab 600 %) auch Feuchtwichten von  $\leq 10 \text{ kN/m}^3$  besitzen. Bei stark zersetzten, in der Regel auch teilweise mineralisierten Torfen liegen sowohl die Feucht- als auch die Trockenwichten oberhalb der o.g. Wertebereiche. Angaben zu Sättigungswichten sind in den o.g. Empfehlungen nicht enthalten.

Eine allgemeingültige Korrelation zur Ermittlung der Feuchtwichte wird nur von DEN HAAN / EL AMIR (1994) für Torfe angegeben. Für Mudden liegen keine Angaben vor. In Abb. 5.46 ist die von DEN HAAN / EL AMIR gefundene Beziehung dem im Rahmen dieser Arbeit ermittelten 95%-Vertrauensbereich gegenüber gestellt. Es zeigt sich eine sehr gute Übereinstimmung. Für Wichten unter Auftrieb und für Sättigungswichten konnten keine korrelativen Beziehungen in Literaturangaben gefunden werden.



**Abb. 5.47: Vergleich des 95%-VB für Torfe, H1-10 mit Literaturangaben**

Gemäß DIN 1054 (2010) Abschnitt 3.3.3 A(3) können bei erdstatischen Berechnungen Mittelwerte der Wichten für einen bestimmten Bodenbereich in Ansatz gebracht werden, wenn das Tragwerk wenig empfindlich gegen Änderungen der ständigen Einwirkungen ist. Bei den meisten Berechnungen in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit (ULS) und der Gebrauchstauglichkeit (SLS) kann von dieser Voraussetzung ausgegangen werden. Hier stellen die übrigen Widerstandskenngrößen (Steifigkeit und Festigkeit) meist die entscheidende Einflussgröße dar. Im Zweifelsfall sind jedoch der Bemessung obere und untere Grenzwerte (etwa die Werte des 95%-Vertrauensbereichs) der Wichten zugrunde zu legen. Auf der Einwirkungsseite sollte bei Hinterfüllungen, die schwimmend auf organischen Böden

gegründet werden, die Erhöhung der Wichte mit zunehmender Kompression der Torfe und Mudden beachtet werden. Bei Erfordernis sind bei der Berechnung einzelner Bauzustände unterschiedliche Wichten anzusetzen. Wenn die Wichte der organischen Erdstoffe auf der Widerstandsseite den entscheidenden Parameter darstellt, so sollten nach DIN 1054 (2010) Abschnitt 3.3.3 A(3) die Werte des unteren 95%-Vertrauensbereichs angesetzt werden. Dies gilt z.B. bei Nachweisen der Auftriebssicherheit oder der Ausbläsersicherheit im Tunnelbau (Erdauflast). In den Tabellen 5.1 bis 5.3 sind die Parameter der mittleren Regressionsfunktionen sowie der oberen und unteren 95%-Vertrauensbereiche für die Wichten zusammengefasst.

**Tab. 5.1: Zusammenstellung der Parameter zur Ermittlung der Feuchtwichten [kN/m<sup>3</sup>]**

Bodenart	$\gamma = a_{w\gamma} * W^{b_{w\gamma}}$		$\gamma = a_{e\gamma} * e^{b_{e\gamma}}$		
	$a_{w\gamma}$ [--]	$b_{w\gamma}$ [--]	$a_{e\gamma}$ [--]	$b_{e\gamma}$ [--]	
Torf	21,2828	-0,1452	13,5150	-0,1733	unterer 95%-VB
	22,7713	-0,1339	14,0090	-0,1562	mittlere Regression
	24,3638	-0,1226	14,5211	-0,1390	oberer 95%-VB
Kalkmudde	32,6055	-0,2282	16,7811	-0,2547	unterer 95%-VB
	35,8084	-0,2073	17,2220	-0,2347	mittlere Regression
	39,6912	-0,1864	17,6745	-0,2146	oberer 95%-VB
Silikat- und Organomudde	29,7997	-0,2059	15,9475	-0,2363	unterer 95%-VB
	32,0181	-0,1916	16,3921	-0,2171	mittlere Regression
	34,3981	-0,1773	16,8491	-0,1980	oberer 95%-VB

**Tab. 5.2: Zusammenstellung der Parameter zur Ermittlung der Wichten unter Auftrieb [kN/m<sup>3</sup>]**

Bodenart	$\gamma = a_{w\gamma'} * W^{b_{w\gamma'}}$		$\gamma = a_{e\gamma'} * e^{b_{e\gamma'}}$		
	$a_{w\gamma'}$ [--]	$b_{w\gamma'}$ [--]	$a_{e\gamma'}$ [--]	$b_{e\gamma'}$ [--]	
Torf	351,6372	-1,0767	8,3153	-1,2262	unterer 95%-VB
	419,1798	-1,0476	9,3241	-1,2326	mittlere Regression
	499,6960	-1,0184	10,4552	-1,1763	oberer 95%-VB
Kalkmudde	162,6594	-0,8714	9,0078	-0,9511	unterer 95%-VB
	191,9056	-0,8378	9,5615	-0,9041	mittlere Regression
	226,4103	-0,8042	10,1493	-0,8571	oberer 95%-VB
Silikat- und Organomudde	121,0132	-0,8303	7,9439	-0,9060	unterer 95%-VB
	144,3585	-0,7951	8,4740	-0,8595	mittlere Regression
	172,2247	-0,7600	9,0395	-0,8129	oberer 95%-VB

**Tab. 5.3: Zusammenstellung der Parameter zur Ermittlung der Sättigungswichten [kN/m<sup>3</sup>]**

Bodenart	$\gamma = a_{w\gamma R} * W^{b_{w\gamma R}}$		$\gamma = a_{e\gamma R} * e^{b_{e\gamma R}}$		
	$a_{w\gamma R}$ [--]	$b_{w\gamma R}$ [--]	$a_{e\gamma R}$ [--]	$b_{e\gamma R}$ [--]	
Torf	22,8992	-0,1367	14,4949	-0,1584	unterer 95%-VB
	23,9292	-0,1294	14,8218	-0,1477	mittlere Regression
	27,9132	-0,1221	15,1561	-0,1371	oberer 95%-VB
Kalkmudde	33,8126	-0,2106	16,9642	-0,2287	unterer 95%-VB
	35,5190	-0,2006	17,2570	-0,2152	mittlere Regression
	37,3115	-0,1906	17,5549	-0,2018	oberer 95%-VB
Silikat- und Organomudde	29,2447	-0,1792	16,7802	-0,2164	unterer 95%-VB
	30,4352	-0,1714	17,0083	-0,2070	mittlere Regression
	31,6741	-0,1635	17,2394	-0,1976	oberer 95%-VB

## 6 Kennwerte für Nachweise im GZ der Gebrauchstauglichkeit (SLS)

### 6.1 Einführung

#### 6.1.1 Ursachen vertikaler Bodenverformungen

Vertikalverformungen organischer und mineralischer Böden können grundsätzlich sehr unterschiedliche Ursachen haben. Es werden Setzungen, Senkungen bzw. Hebungen, Sackungen, Verflüssigungen und Schrumpfen bzw. Schwellen (Quellen) unterschieden. Senkungen / Hebungen resultieren aus einem Entzug oder einer Akkumulation von Bodenmaterial. Materialentzug kann beispielsweise durch eine ausreichend starke Durchströmung eines Bodenkörpers hervorgerufen werden, bei der Körner des tragenden Bodenskeletts oder dazwischen liegender, nichttragender Feinanteile ausgetragen werden. Es handelt sich dabei um Erosion bzw. Suffosion. Der gegenteilige Prozess, also die Akkumulation von Bodenmaterial im umliegenden Gelände kann z.B. als Folge der v.g. Erosions- oder Suffosionsprozesse oder aber als Folge von Grund- und Geländebrüchen auftreten. Sackungen werden hingegen durch eine Verminderung der Scherfestigkeit des betroffenen Bodenkörpers hervorgerufen. So tritt beispielsweise bei starker Durchnässung eine Verminderung der Kohäsion (reibungsunabhängiger Scherfestigkeitsanteil) ein bzw. geht diese vollständig verloren. Sackungen können auch durch Eintrag dynamischer Lasten hervorgerufen werden, dieser Vorgang wird als schwingungsinduzierte Sackung bezeichnet. Hierbei wird der reibungsabhängige Scherfestigkeitsanteil durch eine Zunahme der Porenwasserüberdrücke und damit einer Abnahme der effektiven Spannungen vermindert. Der vollständige schwingungsinduzierte Verlust der Scherfestigkeit entspricht einer Bodenverflüssigung. Weitergehende Einzelheiten zu Senkungen, Hebungen und Sackungen können z.B. den Empfehlungen "Verformungen des Baugrunds bei baulichen Anlagen" (EVB, 1993) entnommen werden.

Speziell bei organischen Böden ist die so genannte Moorsackung bei einer Absenkung des Grundwasserspiegels zu beobachten, vgl. DIN 19683-19 (1997) und TGL 29834 (1974). Die Moorsackung setzt sich aus folgenden Anteilen zusammen:

- Durch den Sauerstoffzutritt kommt es zu einer Zersetzung und Mineralisierung von organischer Bodensubstanz. Diese geht mit einer Volumenabnahme u.a. aufgrund der Zerstörung der Makromolekülstruktur von Huminstoffen einher.
- Durch die Entwässerung der organischen Böden schrumpfen die enthaltenen organischen Bodenkolloide. Dieses ist ebenso bei Tonen zu beobachten.
- Durch die Entwässerung oberflächennaher Bodenschichten (Wegfall des Auftriebes)

erhöht sich deren Wichte und führt so zu Setzungen unter erhöhter Bodeneigenlast, siehe hierzu beispielsweise NOWAK / NIESCHE / MIODUSZEWSKI (1985).

Nach DIN 19683-19 (1997) lässt sich die Moorsackung für Torfe zu 10 % bis 40 % der Ausgangsschichtmächtigkeit in Abhängigkeit der Lagerung abschätzen. Angaben für Mudden sind in der DIN 19683-19 (1997) nicht enthalten.

Böden mit kolloidalen Anteilen können bei starkem Wasserzutritt nach vorheriger Austrocknung quellen, d.h. ihr Volumen vergrößern (Quellhebungen). Insbesondere Tone zeigen dieses Verhalten. Bei organischen Böden ist ein Quellen kaum zu beobachten, da die quellfähigen Huminstoffe nach Austrocknung sehr rasch in nicht quellfähige Partikel umgewandelt werden.

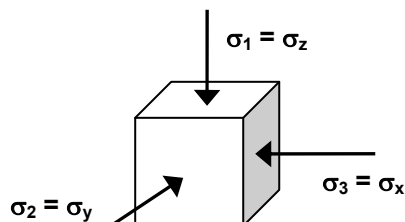
Setzungen werden im Gegensatz zu den o.g. Verformungen durch eine Änderung des äußeren Spannungszustandes bei Lasteintrag hervorgerufen. Im Rahmen dieser Arbeit werden ausschließlich Kennwerte zur Berechnung spannungsinduzierter Setzungen betrachtet.

### 6.1.2 Spannungen im Baugrund

Spannungen sind allgemein definiert als

$$\sigma = F / A \quad \text{mit} \quad \begin{array}{l} \sigma = \text{Spannung [kN/m}^2\text{]} \\ F = \text{Kraft [kN]} \\ A = \text{Bezugsfläche [m}^2\text{]} \end{array} \quad (6.1)$$

In der Bodenmechanik erhalten Druckspannungen positive, Zugspannungen negative Vorzeichen. Die Spannungsrichtungen am Bodenelement sind entsprechend Abb. 6.1 festgelegt.



**Abb. 6.1: Spannungsrichtungen am Bodenelement**

Boden besteht als Dreiphasenstoff aus Feststoff, Bodenwasser und Bodengas. Die auf ein Bodenelement einwirkenden Spannungen können sowohl von vorhandenem Porenwasser als auch vom Korngerüst des Bodens (Feststoff) aufgenommen werden. Die Gesamtheit



aller auf ein Bodenelement einwirkenden Spannungen wird als totale Spannung ( $\sigma$ ) und der auf das Korngerüst des Bodens einwirkende Spannungsanteil wird als effektive Spannung ( $\sigma'$ ) bezeichnet. Eine Unterscheidung zwischen totalen und effektiven Spannungen ist insbesondere bei wassergesättigten, gering wasserdurchlässigen Böden, wie es die organischen Böden darstellen, sehr wichtig.

Auf organische Böden wirken, wie bei allen Böden, zunächst die Spannungen aus den Bodeneigenlasten ( $\sigma_{\bar{u}}$  = Überlagerungsspannung) ein. Aufgrund der sehr geringen Dichte organischer Böden sind die Spannungen aus Bodeneigenlasten bei Torfen und Mudden gegenüber den Überlagerungsspannungen bei mineralischen Böden sehr gering. Zusätzliche Spannungen aus z.B. Bauwerkslasten lagern sich bei wassergesättigten organischen Böden zunächst auf das enthaltene Porenwasser um, da dieses gegenüber der Festsubstanz eine wesentlich geringere Kompressibilität aufweist und aufgrund der geringen Durchlässigkeit der organischen Böden nur zeitlich verzögert aus den Poren austreten kann. Die Porenwasserdrücke ( $u$ ) im Bodenkörper erhöhen sich daher gegenüber dem zuvor vorhandenen hydrostatischen Wasserdruck ( $u_{GW}$ ) entsprechend der eingetragenen zusätzlichen Spannung ( $\Delta\sigma_z$ ). Diese Erhöhung wird als Porenwasserüberdruck ( $\Delta u$ ) bezeichnet.

$$u = u_{GW} + \Delta u \quad (6.2)$$

SKEMPTON (1954) formulierte einen Porenwasserdruckkoeffizient ( $B$ ), der das Verhältnis des maximalen Porenwasserdruckanstiegs zur aufgebrachten Last beschreibt.

$$B = \Delta u_{\max} / \Delta\sigma_z \quad (6.3)$$

Der maximal mögliche Porenwasserdruckkoeffizient beträgt  $B = 1,0$ , d.h. die gesamte zusätzliche Spannung lastet zunächst auf dem Porenwasser, das Bodenskelett ist gleichzeitig frei von zusätzlicher Spannung. Dieser Fall beschreibt den Zustand direkt nach Lasteintrag ( $t = 0$ ). Für die effektiven Spannungen und den Porenwasserdruck gilt dann

$$\sigma'_{t=0} = \sigma'_{\bar{u}} \quad (6.4)$$

$$u_{t=0} = u_{GW} + \Delta u_{\max} = u_{GW} + \Delta\sigma \cdot B \quad (6.5)$$

In Abhängigkeit von der Durchlässigkeit des Bodens wird Porenwasser ausgepresst, und der Porenraum wird verkleinert. Hierdurch können sich die festen Bodenteilchen einander annähern und es entstehen neue Berührungspunkte (= Kontaktinseln). Durch diese Kompaktion des Bodens können sich die zusätzlichen Spannungen nach und nach vom Porenwasser auf die tragende Festsubstanz umlagern. Dieser Vorgang wird als Konsolidation bezeichnet. Die im Zuge der Konsolidation eintretende Verringerung des Porenraums stellt den hauptsächlichen Setzungsanteil dar (vgl. Abschnitt 6.1.3). Der Grad der Spannungsumlagerung vom Porenwasser auf die Festsubstanz wird Konsolidationsgrad ( $U$ ) genannt. Bei  $t = 0$  (= direkt nach Lasteintrag) beträgt der Konsolidationsgrad  $U = 0$ . Nach vollständiger Umlagerung der zusätzlichen Spannungen auf die Festsubstanz, d.h. bei

Abschluss der Konsolidation, ist  $U = 1$ . Für einen beliebigen Zeitpunkt gilt:

$$\sigma'_{t=i} = \sigma'_{\bar{u}} + U * \Delta\sigma_z \quad (6.6)$$

$$u_{t=i} = u_{GW} + (1 - U) * \Delta u_{max} = u_{GW} + (1 - U) * \Delta\sigma_z * B \quad (6.7)$$

Angaben zum zeitlichen Verlauf der Konsolidation können dem Abschnitt 6.1.3 entnommen werden.

Während sich die effektiven Spannungen während des Konsolidationsvorgangs ändern, bleiben die totalen Spannungen als Summe der effektiven Spannung, des hydrostatischen Porenwasserdrucks und des Porenwasserüberdrucks seit dem Lasteintrag gleich. Relevant in Bezug auf eine Änderung der bodenmechanischen Eigenschaften der organischen Böden sind nur die auf die Feststoffe einwirkenden Spannungen, also die effektiven Spannungen. Bodeneigenlasten werden in der praktischen Bodenmechanik immer als horizontal unendlich ausgedehnt angenommen, sodass sich für eine Bodenschicht mit der Feuchtwichte  $\gamma$  eine linear mit der Tiefe ( $z$ ) zunehmende Überlagerungsspannung ( $\sigma_{\bar{u}}$ ) ergibt. Oberhalb des Grundwasserspiegels gilt allgemein:

$$\sigma_{\bar{u}} = \gamma * z \quad (6.8)$$

Wenn oberhalb des Grundwassers keine zusätzlichen Spannungen auftreten, etwa durch Dammlasten, dann entspricht die totale Überlagerungsspannung  $\sigma_{\bar{u}}$  der effektiven Überlagerungsspannung  $\sigma'_{\bar{u}}$ . Unterhalb des Grundwasserspiegels tritt hingegen ein linear mit der Tiefe zunehmender hydrostatischer Druck auf, der so genannte Porenwasserdruck:

$$u_{GW} = \gamma_w * z \quad (6.9)$$

Unterhalb des Grundwasserspiegels ist der Bodenkörper voll gesättigt, sodass für die totale Überlagerungsspannung in Gleichung 6.8 die Wichte des gesättigten Bodens ( $\gamma_r$ ) anstelle der Feuchtwichte ( $\gamma$ ) angesetzt werden muss:

$$\sigma_{\bar{u}} = \gamma_r * z \quad (6.10)$$

Die nur auf das Korngerüst des Bodens einwirkenden effektiven Spannungen entsprechen den totalen Spannungen abzüglich des Porenwasserdrucks:

$$\sigma'_{\bar{u}} = \sigma_{\bar{u}} - u_{GW} = \gamma_r * z - u_{GW} = (\gamma_r - \gamma_w) * z \quad (6.11)$$

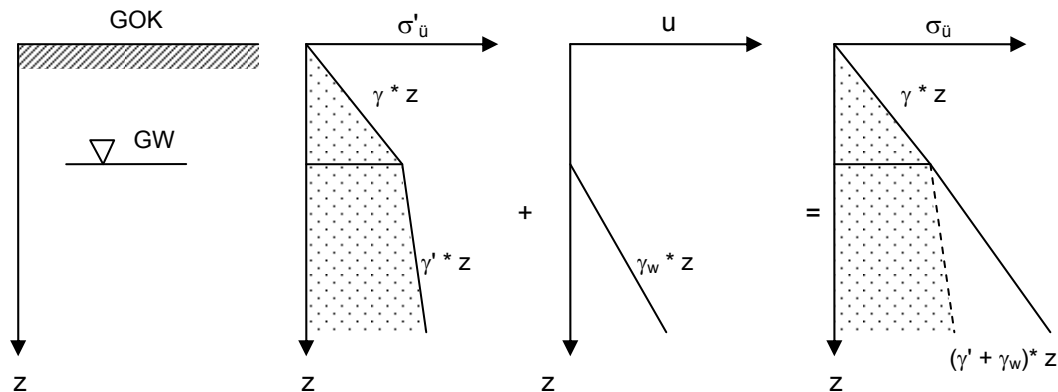
Mit

$$\gamma' = \gamma_r - \gamma_w \quad (6.12)$$

ergibt sich die in der Bodenmechanik gebräuchliche Schreibweise:

$$\sigma'_{\bar{u}} = \gamma' * z \quad (6.13)$$

In Abb. 6.2 sind die einzelnen Anteile der totalen Spannungen im Baugrund bei Grundwassereinfluss dargestellt.



**Abb. 6.2: Anteile der totalen Spannungen im Baugrund bei Grundwassereinfluss**

Organische Böden liegen aufgrund deren Genese in der Regel unterhalb des Grundwasserspiegels. Die effektive Wichte organischer Böden ist nur gering und beträgt  $\gamma' \approx 1 \dots 3 \text{ kN/m}^3$  (vgl. Abschnitt 5.5). Rein mineralische Böden weisen demgegenüber wesentlich höhere effektive Wichten von  $\gamma' \approx 7 \dots 14 \text{ kN/m}^3$  auf (vgl. z.B. GRUNDBAU-TASCHENBUCH, 2008). Aus diesem Grund sind die effektiven Überlagerungsspannungen bei organischen Böden äußerst gering. Der Eintrag zusätzlicher Spannungen aus Bauwerkslasten bewirkt daher eine wesentliche Änderung des auf das Korngerüst einwirkenden Spannungszustandes.

Im Gegensatz zu den als unendlich ausgedehnt angenommenen Bodeneigenlasten nehmen die Spannungen aus Bauwerkslasten aufgrund des räumlich begrenzten Lasteintrags mit zunehmender horizontaler und vertikaler Entfernung zur Eintragsstelle (= Gründungssohle) ab. In der Bodenmechanik wird dies durch einen Einflussbeiwert ( $i$ ) ausgedrückt, welcher Werte zwischen 0 und 1 annimmt und den in einer bestimmten Tiefe und Entfernung zur Gründungssohle vorhandenen Spannungsanteil ausdrückt.

$$\sigma_{f(x,y,z)} = i * \sigma_z \quad (6.14)$$

In der Gründungssohle beträgt der Einflussbeiwert zunächst immer  $i = 1,0$ . Die räumliche Entwicklung des Einflussbeiwertes hängt von der Art des Lasteintrags (Punktlast, Linienlast, Flächenlast) und von der Fundamentform (rechteckig, rund, unregelmäßig, usw.) ab, sodass für die Berechnung des Einflussbeiwertes verschiedene Verfahren entwickelt wurden. Häufig werden Erdbauwerke in Form von Dämmen auf organischen Böden im Überschüttverfahren flach ("schwimmend") gegründet, vgl. Abschnitte 2.3.2 und 2.3.3. Für die Berechnung von Einflussbeiwerten bei Dammlasten wird das so genannte Trapezlastverfahren nach KÉZDI (1964) angewendet. Die räumliche Entwicklung des Einflussbeiwertes hängt hierbei von der Geometrie des Dammes ab, also von der Breite der Dammkrone und der Breite der Dammböschungen.

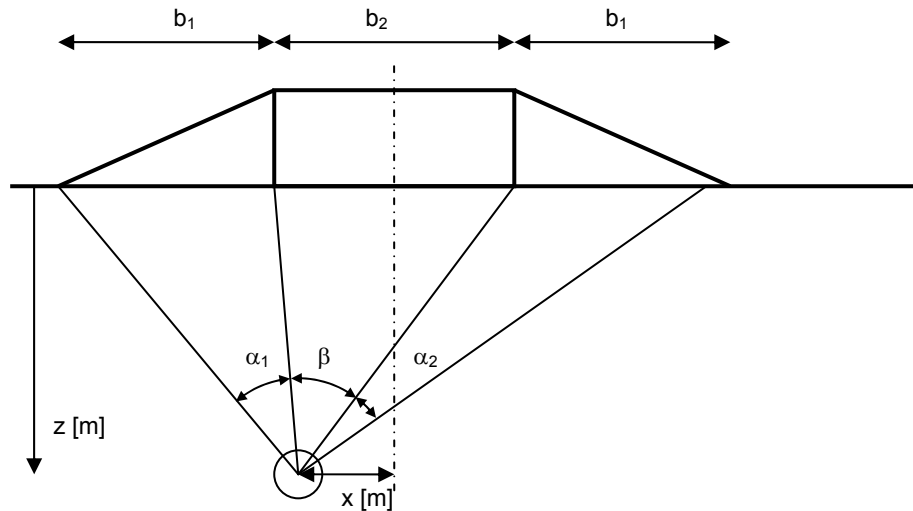


Abb. 6.3: Einflussbeiwert nach dem Trapezlastverfahren für Dammlasten

Der Einflussbeiwert berechnet sich nach dem Trapezlastverfahren zu:

$$i = \frac{1}{\pi * b_1} \left[ b_1 * \hat{\beta} + \left( b_1 + \frac{b_2}{2} \right) * (\hat{\alpha}_1 + \hat{\alpha}_2) - x(\hat{\alpha}_1 - \hat{\alpha}_2) \right] \quad (6.15)$$

mit  $b_1 =$  Böschungsbreite [m]  
 $b_2 =$  Breite der Dammkrone [m]  
 $\alpha_1, \alpha_2, \beta =$  Winkel in Abb. der Lage des betrachteten Punkts [Bogenmaß]

Die sich hieraus ergebenden Linien gleichen Einflussbeiwertes werden aufgrund deren Form auch Druckzwiebeln genannt. Nachfolgend sind in den Abbildungen 6.4 bis 6.6 Druckzwiebeln für typische, im Überschüttverfahren hergestellte Dammbauwerke dargestellt.

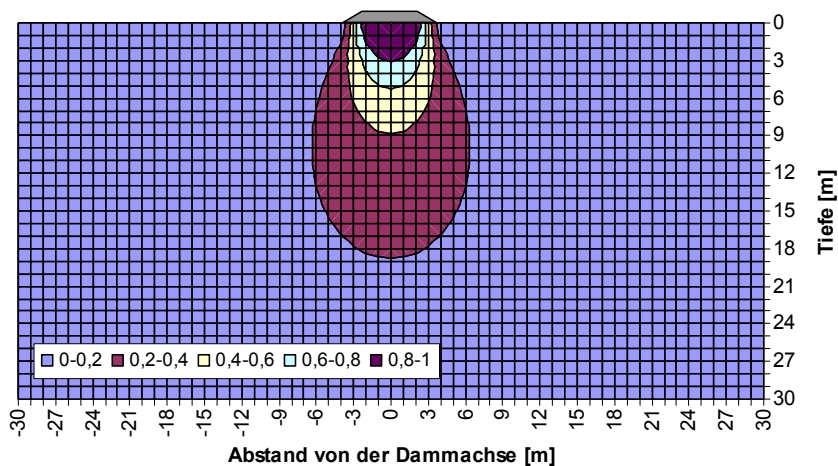
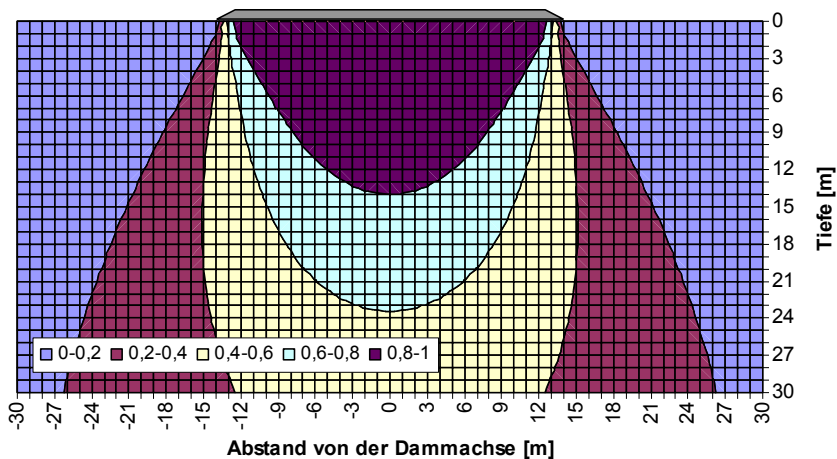
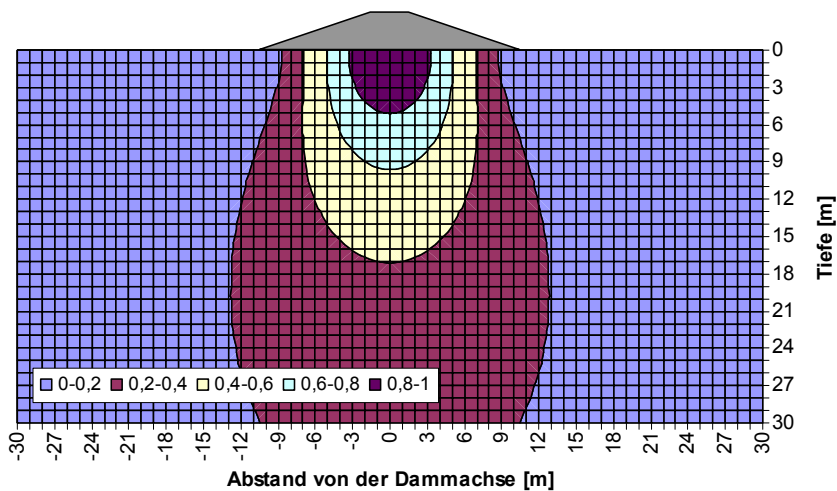


Abb. 6.4: Einflussbeiwert der Spannungsverteilung für eine Baustraße, Höhe = 1,0 m, Kronenbreite = 4,5 m, Böschungsneigungen 1:n = 1:1,5



**Abb. 6.5: Einflussbeiwert der Spannungsverteilung für eine Arbeitsebene, Höhe = 1,0 m, Kronenbreite = 25,0 m, Böschungsneigungen 1:n = 1:1,5**



**Abb. 6.6: Einflussbeiwert der Spannungsverteilung für ein Deichbauwerk, Höhe = 3,0 m, Kronenbreite = 3,0 m, Böschungsneigungen 1:n = 1:3,0**

Es wird deutlich, dass die größte horizontale Ausdehnung der sich für einen bestimmten Einflussbeiwert ergebenden Druckzweibel nicht in Höhe der Geländeoberkante, sondern unterhalb der Geländeoberkante auftritt, und dass die Druckzweibel eine umso größere vertikale Ausdehnung ausweisen, je breiter die Fundamentfläche (Dammsohle) ist. Bei einer fiktiven, unendlich ausgedehnten Dammschüttung wäre dann wieder der unbegrenzt in horizontaler Richtung wirkende Lastzustand gegeben ( $i = 1 = \text{const.}$ ).

Die Spannungen aus Bodeneigenlast und die zusätzlichen Spannungen aus Bauwerkslasten können gemäß dem Superpositionsprinzip getrennt berechnet und anschließend addiert werden (= kombinierter Spannungszustand). Aufgrund der bei organischen Böden relativ geringen natürlichen effektiven Überlagerungsspannungen ist der Einfluss zusätzlicher Bauwerkslasten und der damit verbundenen Änderungen der bodenmechanischen Eigen-

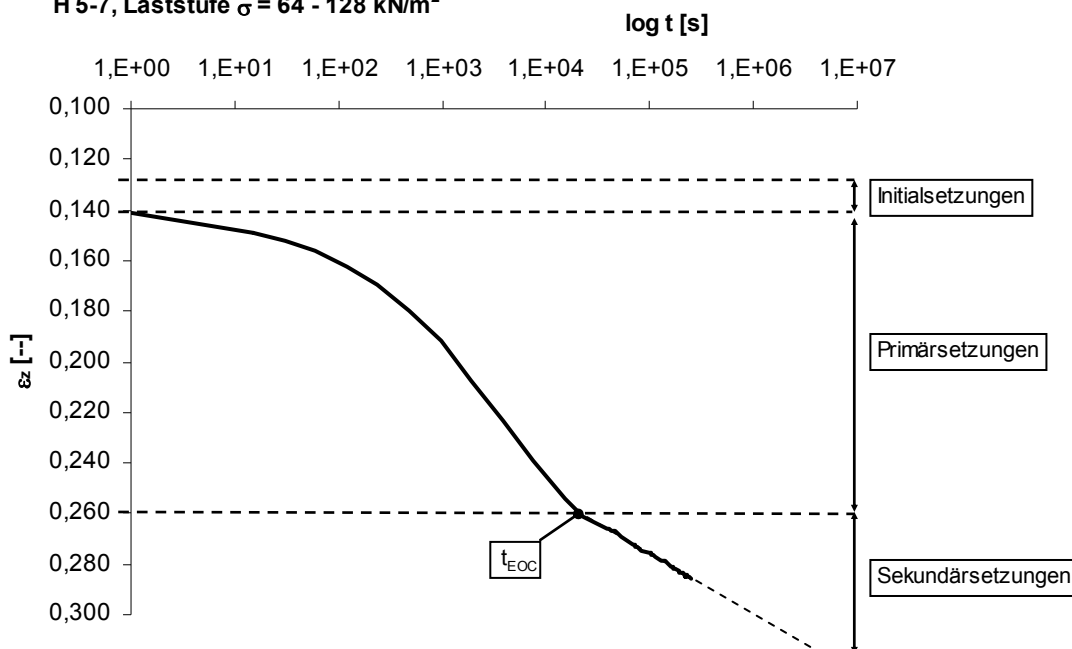
schaften des Baugrunds besonders groß. Bei den notwendigen erdstatischen Berechnungen können diese spannungsinduzierten Änderungen der bodenmechanischen Eigenschaften daher nicht vernachlässigt werden.

### 6.1.3 Setzungsanteile

Der Gesamtsetzungsprozess, also die durch eine Änderung des äußeren Spannungszustandes hervorgerufene vertikale Verformung eines Bodenkörpers, setzt sich aus drei verschiedenen Setzungsanteilen zusammen. Es sind hierbei die Initialsetzungen bzw. Sofortsetzungen ( $s_0$ ), die anschließenden Primärsetzungen bzw. Konsolidationssetzungen ( $s_1$ ) und die abschließenden, sehr lang anhaltenden Sekundärsetzungen bzw. Kriechsetzungen ( $s_2$ ) zu unterscheiden. Beispielhaft ist ein typischer Setzungsverlauf organischer Böden in Abb. 6.7 dargestellt. In Abhängigkeit von der geplanten Nutzungsdauer des Bauwerkes sind die zutreffenden Einzelbeträge zur Gesamtsetzung ( $s$ ) zu addieren. Bei Dauerbauwerken, wie Deichen oder Verkehrsdämmen, sind alle Setzungsanteile zu berücksichtigen. Bei nur temporär genutzten Bauwerken wie Baustraßen oder Arbeitsebenen kann der Kriechsetzungsanteil zumeist vernachlässigt werden.

**Bsp.: Probe Nr. 116-068**

**H 5-7, Laststufe  $\sigma = 64 - 128 \text{ kN/m}^2$**

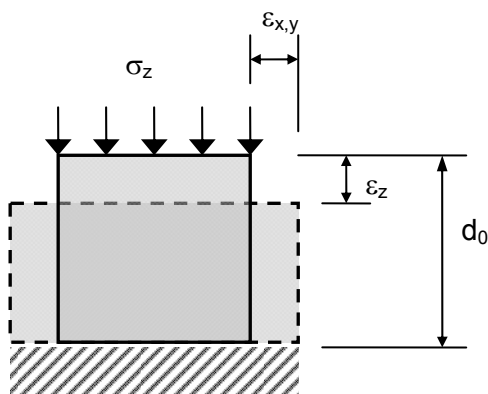


**Abb. 6.7: Zeitsetzungsverlauf organischer Böden (Beispiel)**

Die einzelnen Setzungsanteile lassen sich im halblogarithmischen Zeit-Setzungsdiagramm durch deren unterschiedliche Verformungsverläufe unterscheiden. Die Initialsetzungen treten sofort nach Lasteintrag ein. Die anschließend eintretenden Primärsetzungen zeigen einen parabelförmigen Verlauf, die abschließenden Sekundärsetzungen verlaufen geradlinig. Der

Übergang zwischen der Primärsetzung und der Sekundärsetzungen wird als "End Of Consolidation" (EOC), in manchen Literaturangaben auch als „End Of Primary Consolidation“ (EOP) bezeichnet.

Initialsetzungen treten bei teilgesättigten Böden durch das sofortige Auspressen von Porenluft auf. Hierbei verringert sich das Porenvolumen entsprechend dem vorhandenen Sättigungsgrad, d.h. dem vorhandenen Luftporenanteil. Organische Böden sind weitestgehend als gesättigt anzusehen, sodass das Auspressen von Porenluft nur eine untergeordnete Rolle spielt. Hier werden Initialsetzungen durch eine volumenkonstante Schubverformung direkt nach Lasteintrag hervorgerufen (Abb. 6.8).



**Abb. 6.8: Volumenkonstante Anfangsschubverformung (Prinzipskizze)**

Von FOOT / LADD (1981) wurde durch Auswertung von Literaturangaben und von Feldstudien festgestellt, dass Schubverformungen insbesondere bei Tonböden mit hoher Plastizität und bei organogenen Tönen zu beobachten sind. Bei den Feldstudien zeigte sich beispielsweise unterhalb eines sehr hohen Testdamms auf Tonböden, dass nach dem Lasteintrag die Porenwasserüberdrücke zunächst nicht messbar abnehmen, aber dennoch bereits Setzungen eintreten. Setzungen wurden auch nach einem rasch durchgeführten Befüllen von Wassertanks gemessen. Die Größe der initialen Schubverformungen ist gegenüber den Primär- und Sekundärsetzungen in den meisten Fällen gering. Bei rein mineralischen Böden (mit Ausnahme hochplastischer Tone) können Initialsetzungen aufgrund deren geringen Absolutgröße bei bautechnischen Berechnungen vernachlässigt werden, bei sehr weichen und plastischen Böden können diese jedoch relevante Größenordnungen erreichen. Mit relevanten initialen Schubverformungen ist zudem immer dann zu rechnen, wenn durch die aufgebrachte Last ein hoher Ausnutzungsgrad bei der Berechnung der Anfangsstandsicherheit (vgl. Abschnitt 7.1) erreicht wird. Initialsetzungen sollten bei Gründungen auf organischen Böden immer bei sehr geringen Gründungsbreiten im Verhältnis zur Mächtigkeit der organischen Bodenschicht gesondert berechnet werden. Initialsetzungen sollten bei Dammschüttungen auch gesondert berechnet werden, wenn aus

ökonomischen Gründen die im Rahmen der Konsolidation eintretende zeitliche Verzögerung des Eintretens von Setzungen bei temporären Bauwerken zur Minimierung der erforderlichen Schütthöhe in Ansatz gebracht werden soll. Dies betrifft alle nur kurzzeitig genutzten Bauhilfen, wie z.B. Arbeitsebenen. Es lassen sich auf diese Weise auch Verformungsbeträge abschätzen, die nur aus sehr hohen und kurzzeitigen Lasteinträgen resultieren. Als Beispiel können hier temporäre Schüttilasten oder sehr kurzzeitig auftretende Reaktionskräfte, wie sie etwa beim Ziehen der Verrohrung bei der Herstellung von Ortbetonpfählen auftreten, genannt werden.

Im Gegensatz zu den Initialsetzungen wassergesättigter Böden sind die anschließenden Primärsetzungen durch eine Volumenabnahme aufgrund der Verringerung des Porenraums gekennzeichnet. Die hierbei eintretende Kompaktierung des Bodenkörpers wird durch eine Umlagerung der einzelnen Korngrößen in der Bodenmatrix hervorgerufen. Eine Deformation der einzelnen Bodenteilchen wird hierbei nicht unterstellt. Das im Porenraum enthaltene Bodenwasser und -gas muss entsprechend der Volumenabnahme austreten. Überschüssiges Bodenwasser wird in Abhängigkeit der Wasserdurchlässigkeit der Böden abgegeben. Während bei gut durchlässigen Böden (z.B. Sand) die Wasserabgabe sehr rasch stattfindet, kann das überschüssige Porenwasser bei gering durchlässigen Böden, wie Tonen und organischen Böden, nur verzögert abgegeben werden. Bei wassergesättigten Böden wird der Spannungszuwachs bei äußerem Lasteintrag daher zunächst vom nahezu inkompressiblen Bodenwasser aufgenommen. Das Bodenskelett reagiert hingegen bereits mit einer geringen Volumenabnahme und ist zu diesem Zeitpunkt nahezu frei von zusätzlicher Spannung. Der Spannungsabtrag auf das Porenwasser äußert sich in einer Zunahme des Porenwasserdrucks (Porenwasserüberdruck, vgl. Abschnitt 6.1.2). Anschließend setzt die so genannte Konsolidation ein, d.h. die Umlagerung der Spannungen auf das Bodenskelett. Während der Konsolidation wird freies Porenwasser ausgepresst, sodass das Porenvolumen abnehmen kann. Während der Spannungsumlagerung rückt das Korngefüge der Böden enger zusammen und es entstehen zusätzliche Kontaktinseln zwischen den einzelnen Bodenteilchen, sodass die Deformationsrate im Verlauf der Konsolidationsphase abnimmt. Im halblogarithmischen Zeit-Setzungsdiagramm zeigt sich ein parabelförmiger Setzungsverlauf. Das Ende der Konsolidation ( $t_{EOC}$ ) ist erreicht, wenn der Porenwasserüberdruck vollständig abgeklungen ist und der Porenwasserdruck dem reinen hydrostatischen Porenwasserdruck entspricht. Rechnerisch tritt dieser Zeitpunkt ( $t_{EOC}$ ) nie ein. Für bautechnische Zwecke wird im Allgemeinen ein Konsolidationsgrad von  $U > 90\%$  dem EOC gleichgesetzt. Die Dauer der Konsolidationsphase wird durch den Wasserdurchlässigkeitsbeiwert des Bodens und der Länge der Dränwege bestimmt, vgl. Abschnitt 6.4.2.



Wenn die Zeit-Setzungslinie im halblogarithmischen Diagramm einen geradlinigen Verlauf annimmt, beginnt die Sekundärsetzungsphase (Kriechen). Über die genauen Ursachen der Sekundärsetzungen gibt es noch keine exakten Untersuchungen. Viskoses Bodenverhalten ist jedoch typisch für hochplastische Erdstoffe wie ausgeprägt plastische Tone und organische Böden mit deren kolloiden Bodenpartikeln. Hier kommt es bei der Bildung neuer Kontaktinseln im Zuge der Verringerung des Porenraums zu einer Überlappung der diffusen Schichten kolloider Bodenteilchen, bei der gebundenes Bodenwasser abgegeben wird (vgl. Abschnitt 2.1.3). Außerdem vergrößert sich wegen der Zunahme der elektrischen Potentiale der Widerstand gegen eine weitere Annäherung. Darüber hinaus kann bei Huminstoffen im Gegensatz zu mineralischen Bodenpartikeln keine Inkompressibilität der Bodenteilchen angenommen werden. Neben der Verringerung des Porenraumes treten daher auch Eigenformationen des Bodenskeletts ein. Unter Berücksichtigung der beschriebenen Ursachen von Sekundärsetzungen und dem Umstand, dass Primärsetzungen entsprechend deren mathematischer Formulierung in der Konsolidationstheorie von TERZAGHI (vgl. Abschnitt 6.4.2) unendlich lange andauern, ist nach Ansicht des Verfassers davon auszugehen, dass Primär- und Sekundärsetzungen zeitgleich ab dem Zeitpunkt des Lasteintrages eintreten. Während aber zu Beginn des Lasteintrages die Primärsetzungen den überwiegenden Verformungsbetrag hervorrufen und die Sekundärsetzungsbeträge überlagern, so nehmen diese im Laufe der Konsolidation immer weiter ab und die Sekundärsetzungen treten in den Vordergrund. Dies entspricht der so genannten Hypothese B, während die Hypothese A davon ausgeht, dass Primär- und Sekundärsetzungen zeitlich getrennt voneinander stattfinden. Hypothese A wurde beispielsweise von MESRI / GODLEWSKI (1977) vertreten. Nach heutigem Wissenstand wird jedoch allgemein davon ausgegangen, dass die Hypothese B mit wenigen Ausnahmen zutreffend ist. Nähere Angaben hierzu finden sich beispielsweise in KRIEG (2000) und NEHER (2008).

## **6.2 Kennwerte zur analytischen Berechnung von Initialsetzungen**

### **6.2.1 Berechnungsverfahren**

Initiale Schubverformungen lassen sich analytisch auf Grundlage der Elastizitätstheorie berechnen. Die numerische Berechnung von initialen Schubverformungen ist mit der Methode der Finiten Elemente (FE) in Verbindung mit den derzeit zur Verfügung stehenden Stoffgesetzen nicht möglich. Zur analytischen Berechnung von Schubverformungen ist in den EVB (1993) folgende Berechnungsformel angegeben:

$$s_0 = \frac{\sigma_z * b * f_U * f_0}{E_U} \quad (6.16)$$

mit  $s_0$  = Initialsetzung, hier: initiale Schubverformung [m]  
 $\sigma_z$  = Vertikalspannung [kN/m<sup>2</sup>]  
 $b$  = Breite des Gründungskörpers [m]  
 $f_u, f_0$  = Beiwerte nach EVB [--], tabelliert  
 $E_U$  = Undrännierter Elastizitätsmodul [kN/m<sup>2</sup>]

Eine ähnliche Berechnungsformel wird von HARTLÉN / WOLSKI (1996) angegeben:

$$s_0 = \frac{\sigma_z * b * i_P}{E_U} \quad (6.17)$$

Der Unterschied zur Formel 6.16 besteht nur in der Verwendung eines alternativen Einflussfaktors ( $i_P$ ). Im Merkblatt 542 der FGSV (1988) ist ein auf dem Verformungsmodul ( $E_v$ ) basierendes Berechnungsverfahren angegeben:

$$s_0 = \frac{\sigma_z * b * f_s}{E_v} \quad (6.18)$$

Der Einflussfaktor ( $f_s$ ) hängt auch hier vom Verhältniswert der Mächtigkeit der kompressiblen Schicht zur Dammbreite ab. In der aktuellen Fassung des FGSV Merkblattes 542 (2010) ist die v.g. Berechnungsformel nicht mehr enthalten.

Die Wahl des Berechnungsverfahrens sollte nach Ansicht des Verfassers davon abhängig gemacht werden, wie zuverlässig die Bestimmung der Eingangsparameter gelingt. Im Rahmen dieser Arbeit wurde ausschließlich der undrännierte Elastizitätsmodul bestimmt, da der Verformungsmodul auf direktem Wege ausschließlich im Feld über statische Plattendruckversuche nach DIN 18134 (2012) ermittelt werden kann. Der Verfasser sieht hierbei neben der geringen Einflusstiefe von statischen Plattendruckversuchen (etwa 0,5 m Tiefe) insbesondere bei organischen Böden auch baupraktische Probleme in Bezug auf die Standsicherheit des zur Versuchsdurchführung benötigten Gegengewichts. Nach Ansicht des Verfassers sind daher die auf dem Elastizitätsmodul basierenden Berechnungsverfahren zu bevorzugen.

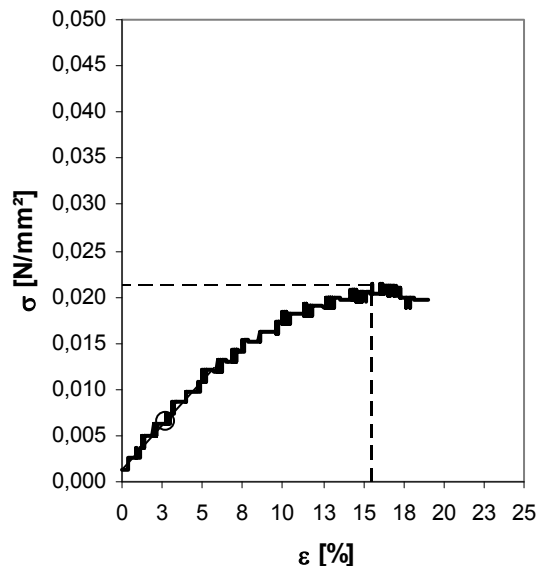
### 6.2.2 Elastizitätsmodul, undränniert ( $E_U$ )

Die genaue laborative Ermittlung des undrännierten Elastizitätsmoduls aus dem undrännierten Triaxialversuch nach DIN 18137-1 (2010) und DIN 18137-2 (2011) ist versuchsbedingt sehr aufwendig. Aufgrund der Versuchsanordnung und der Abmessungen der Probekörper sind die Ergebnisse oftmals fehlerbehaftet, vgl. FOOTT / LADD (1981) und EVB (1993). Der Boden verhält sich in situ zumeist auch nicht rein undränniert, sodass insbesondere für überkonsolidierte Böden die Laboruntersuchungen keine im Feld zutreffenden Berechnungskennwerte ergeben. Nach EVB (1993) sind daher Werte vorzuziehen, die aus Probelastungen

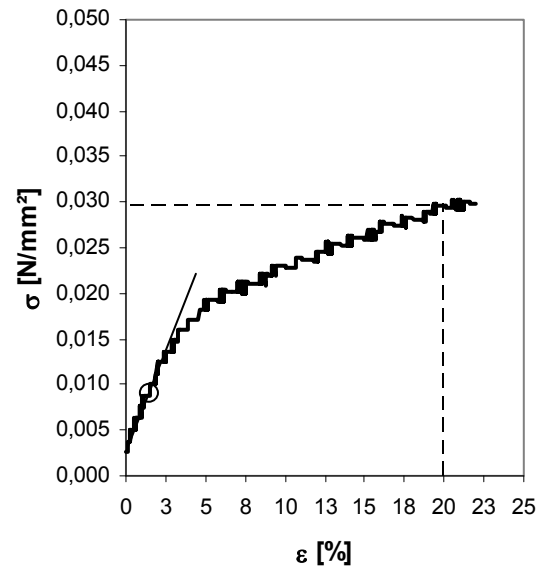
gewonnen werden. Während Probelastungen auf weichen mineralischen Böden durchaus durchgeführt werden können und hierfür auch vereinzelte Literaturangaben vorliegen, lassen sich derartige Probelastungen auf gering tragfähigen organischen Böden in der Regel aus technologischen Gründen nicht realisieren. Im Rahmen dieser Arbeit wurde daher eine rein laborative Ermittlung des undrännierten Elastizitätsmoduls vorgenommen. Für die Berechnung initialer Schubverformungen kann der undrännierte Elastizitätsmodul alternativ zum Triaxialversuch auch auf Grundlage der Ergebnisse Einaxialer Druckversuche nach DIN 18136 (2003) ermittelt werden. Einaxiale Druckversuche stellen einen Sonderfall des unkonsolidierten, undrännierten Triaxialversuchs mit  $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$  dar. Einzelheiten zur Versuchsdurchführung und zur verwendeten Versuchsanordnung sind dem Abschnitt 4.2.6 zu entnehmen. Der undrännierte Elastizitätsmodul lässt sich anhand der Druck-Stauchungslinie als Sekantenmodul ermitteln:

$$E_u = \frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\varepsilon_z} \quad (6.19)$$

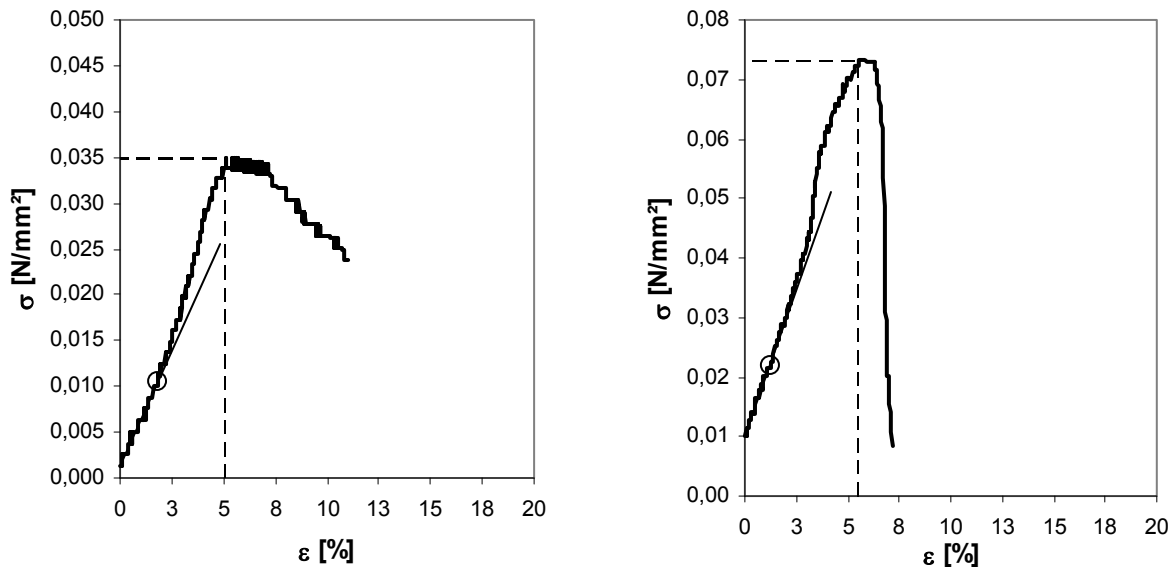
Im Rahmen dieser Arbeit wurde der undrännierte Elastizitätsmodul als Sekantenmodul ( $E_{u,30}$ ) definiert, d.h. als Elastizitätsmodul, der den Anstieg der Druck-Stauchungslinie bis zur 30%igen Bruchspannung beschreibt. Bei organischen Böden zeigt sich hierbei ein nahezu linearer Anstieg, vgl. Abb. 6.9.



a) Probe 108-097: Torf, H1-4



b) Probe 100-055: Torf H5-7



c) Probe 110-015: Silikatmudde

d) Probe 132-044: Kalkmudde

**Abb. 6.9: Druck-Stauchungslinien für organische Erdstoffe im einaxialen Druckversuch**

Aufgrund der geringen undrännierten Scherfestigkeit organischer Erdstoffe lassen sich Einaxiale Druckversuche nur bei in situ bereits durch Aufschüttungen vorbelasteten oder bei mit höheren Überlagerungsspannungen vorkonsolidierten Erdstoffen durchführen. Unvorbelastete, oberflächennahe Proben mit geringen Überlagerungsspannungen weisen meist keine ausreichende Festigkeit auf, diese Proben verformen sich bereits nach dem Ausdrücken aus dem Entnahmegefäß (Stutzen, Liner) unter Eigenlast in erheblichem Maße. Eine Ermittlung korrelativer Zusammenhänge zwischen dem undrännierten Elastizitätsmodul und den im Rahmen dieser Arbeit verwendeten Bezugsparametern Wassergehalt und Porenzahl ließe sich daher nur für einen eng begrenzten Bezugsbereich, d.h. für niedrige Wassergehalte und Porenzahlen durchführen. Für Erdstoffe mit hohen Wassergehalten und Porenzahlen, bei denen die Berechnung initialer Schubverformungen bautechnisch relevant ist, könnte eine Ermittlung des undrännierten Elastizitätsmoduls nur über eine mit Unsicherheiten behaftete Extrapolation erfolgen. Im Rahmen dieser Arbeit wurde daher der Verhältniswert des undrännierten Elastizitätsmoduls zur undrännierten Scherfestigkeit ermittelt. Die undrännierte Scherfestigkeit ( $c_u$ ) wurde aus der Einaxialen Druckfestigkeit ( $q_u$ ) errechnet:

$$c_u = \frac{q_u}{2} \quad (6.20)$$

Beide Parameter hängen maßgeblich von der Zusammensetzung des Erdstoffs, d.h. von der Kornform und dem Anteil faseriger Bestandteile, ab. Es darf daher erwartet werden, dass sich Unterschiede der Verhältniswerte insbesondere zwischen den Torfen unterschiedlicher Zersetzungsgrade und zwischen den Torfen allgemein und den Mudden ergeben. Die Ergebnisse der durchgeführten Untersuchungen sind in Abb. 6.10 dargestellt. Einzelheiten sind in Anhang E-5 dargestellt. Angaben zur undrännierten Scherfestigkeit können dem

Abschnitt 7.1.2 entnommen werden.

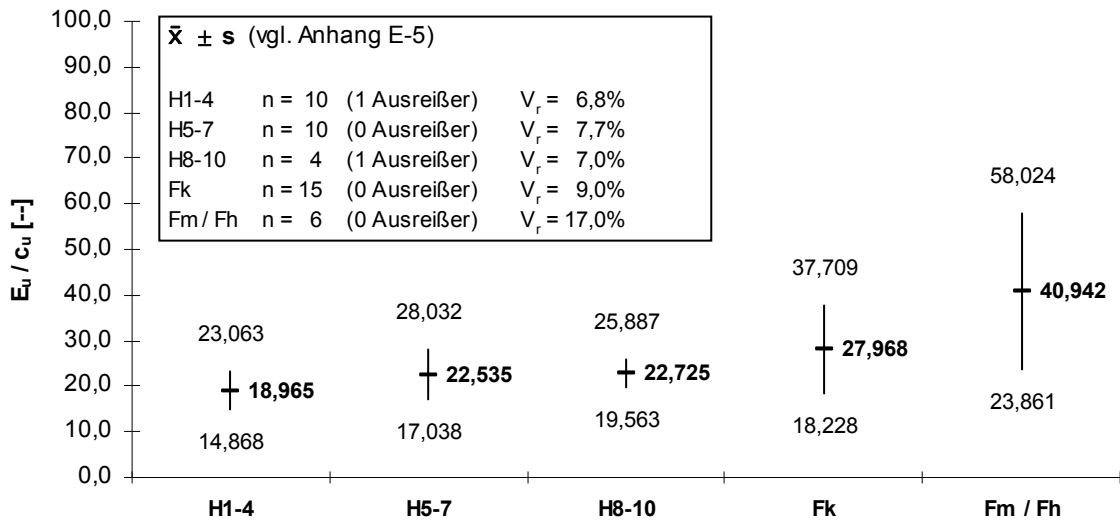


Abb. 6.10: Verhältniswerte  $E_u/c_u$

Mit abnehmendem Faseranteil und größerer Feinkörnigkeit der mineralischen Anteile kann eine tendenzielle Zunahme des Verhältniswertes zwischen dem undrännierten Elastizitätsmodul ( $E_u$ ) und der undrännierten Scherfestigkeit ( $c_u$ ) festgestellt werden. Literaturangaben für Vergleichszwecke liegen nur sehr vereinzelt vor. LARSSON (1986) gibt folgende Berechnungsformel an, die auf den Untersuchungen von FOOTT / LADD (1981) basiert:

$$E_u = (215 \cdot \ln(\eta) / I_p) c_u \quad (6.21)$$

Dabei bedeutet ( $\eta$ ) der globale Sicherheitsfaktor bei Standsicherheitsberechnungen und ( $I_p$ ) die Plastizitätszahl nach DIN 18122-1 (1997). Mineral- und Kalkmudden haben überwiegend Plastizitätszahlen zwischen  $I_p = 20\%$  und  $200\%$  (vgl. Abschnitt 5.1). Unter Ansatz einer nach FGSV Merkblatt 542 (1988) erforderlichen globalen Mindeststandsicherheit von  $\eta = 1,2$  für planmäßige, temporäre Lastzustände ergeben sich aus Formel 6.21 Verhältniswerte für Mineral- und Organomudden von  $E_u = 20 \dots 200 \cdot c_u$ . Die im Rahmen dieser Arbeit ermittelten Verhältniswerte betragen für Mudden  $E_u/c_u \approx 20 \dots 60$  (68% - Vertrauensbereiche). Bei Torfen kann die Bestimmung der Zustandsgrenzen nach DIN 18122-1 (1997) nicht durchgeführt werden, die Verhältniswerte müssten aber aufgrund des höheren Anteils an organischer Substanz (= höhere Plastizitätszahl) geringer als bei den Mudden ausfallen, wie es auch die Ergebnisse gemäß Abb. 6.10 ausweisen. Im Vergleich zur Formel von LARSSON (1986) können die in Abb. 6.10 dargestellten Versuchsergebnisse somit insgesamt als plausibel eingestuft werden.

### 6.3 Kennwerte zur analytischen Berechnung von Primärsetzungen

#### 6.3.1 Steifemodulverfahren

Der Betrag der Primärsetzungen ( $s_1$ ) lässt sich analytisch über das Steifemodulverfahren und der lotrechten Spannungen im Baugrund berechnen. Hierbei werden die Setzungen einzelner, in sich möglichst homogener Teilschichten ermittelt und anschließend zur Gesamtsetzung summiert.

$$s_1 = \sum \frac{\sigma'_z \cdot i_i \cdot d_i}{E_{oed,i}} \quad (6.22)$$

mit

- $\sigma'_z$  = Effektive Vertikalspannung [kN/m<sup>2</sup>]
- $i_i$  = Mittlerer Einflussbeiwert der Teilschicht [--]
- $d_i$  = Dicke der Teilschicht [m]
- $E_{oed,i}$  = Steifemodul der Teilschicht [kN/m<sup>2</sup>]

Der Einflussbeiwert jeder Teilschicht kann z.B. für Dammprofile nach dem Trapezlastverfahren nach KÉZDI (1964) ermittelt werden, vgl. Abschnitt 6.1.2. Die Steifemoduln werden auf Grundlage der Ergebnisse Eindimensionaler Kompressionsversuche mit behinderter Seitendehnung nach DIN 18135 (1999, 2012) bzw. nach DIN ISO/TS 17892-5 (2005) ermittelt, vgl. Abb. 6.11. Aufgrund der behinderten Seitendehnung beim Eindimensionalen Kompressionsversuch charakterisiert der ermittelte Steifemodul genau genommen eine im Feld vorhandene lateral unendliche Auflastspannung, bei der die auf ein Bodenelement einwirkenden horizontalen Erddrücke in alle Richtungen genau gleich groß sind und somit keine Horizontalverformungen, sondern reine Vertikalverformungen hervorgerufen werden. Da die Gründungssohlen von Bauwerken aber immer eine endliche Länge und Breite aufweisen, entsteht unterhalb von Gründungen immer ein nach außen gerichteter Spreizdruck. Hieraus resultieren zusätzliche Schubverformungen, die umso größer sind, je schmaler der Gründungskörper in Relation zur Dicke der unterlagernden Bodenschicht ist. Es entstehen die in Abschnitt 6.2 beschriebenen Schubverformungen, die daher bei organischen Böden insbesondere bei relativ schmalen Gründungskörpern, wie zum Beispiel Baustraßen, immer gesondert berechnet werden sollten.

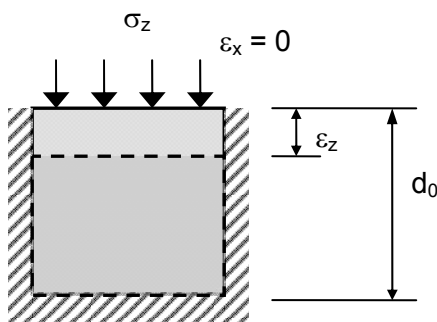


Abb. 6.11: Verformungen bei Eindimensionalen Kompressionsversuchen mit behinderter Seitendehnung

Der Steifemodul lässt sich aus der Druck-Setzungslinie des Eindimensionalen Kompressionsversuchs sowohl als Sekanten- oder Tangentenmodul ermitteln, vgl. Abb. 6.12.

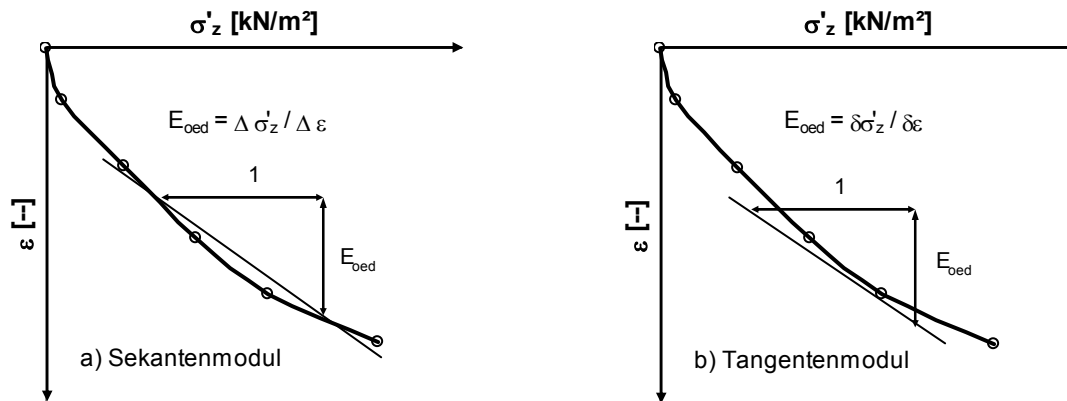


Abb. 6.12: Definition des Steifemoduls E<sub>oed</sub>

Aus Abb. 6.12 ist ersichtlich, dass der Steifemodul mit zunehmender Kompression des Bodenkörpers zunimmt und somit eine spannungsabhängige veränderliche Bodenkenngröße darstellt. Dies gilt insbesondere für stark kompressible organische Böden, vgl. MEYER / DRECZENIK (1994) und MEYER / COUFAL / SZCZYGIELSKI (2011). Im Gegensatz zum Sekantenmodul erlaubt der Tangentenmodul eine mathematische Beschreibung des Zusammenhangs zwischen dem Steifemodul und der wirksamen Vertikalspannung des Bodenkörpers. Der Tangentenmodul ist definiert zu

$$E_{oed} = \frac{\delta \sigma'_z}{\delta \varepsilon_z} \quad (6.23)$$

Mit

$$e_{i+1} = e_i - \varepsilon_{z,i} (1 + e_i) \quad (6.24)$$

lässt sich Formel 6.23 auch in Bezug auf die Porenzahl ausdrücken als

$$E_{oed} = - \frac{\delta \sigma'_z}{\delta e_{i+1}} (1 + e_i) \quad (6.25)$$

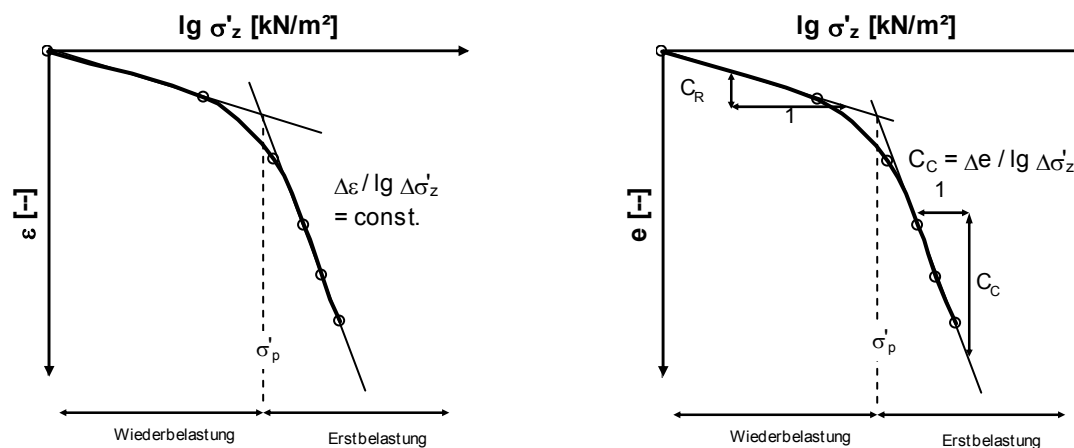
Der spannungsabhängige Steifemodul lässt sich über den Ansatz nach OHDE (1939) ausdrücken:

$$E_{oed,i} = v_e * p^{ref} * \left( \frac{\sigma'_{z,i}}{p^{ref}} \right)^{w_e} \quad (6.26)$$

mit  $v_e, w_e =$  Steifebeiwert / Steifeexponent [--]  
 $p^{ref} =$  Referenzspannung

Als Referenzspannung ( $p^{ref}$ ) kann prinzipiell jede beliebige Spannung gewählt werden. Im Rahmen dieser Arbeit wurde, wie in der Geotechnik allgemein üblich, die Referenzspannung zu  $p^{ref} = 100 \text{ kN/m}^2$  festgelegt. Im Erstbelastungsbereich lässt sich der Zusammenhang zwischen der Spannung und der Verformung bzw. der Porenzahl bei organischen Böden im halblogarithmischen Diagramm als Gerade darstellen (Abb. 6.13). Aus der Darstellung im

halblogarithmischen Spannungs-Porenzahlendiagramm ergibt sich der Kompressionsbeiwert ( $C_C$ ), der einen Eingangsparameter für numerische Berechnungen darstellt (vgl. Abschnitt 6.5.4). Hiervon ist der Rekompansionsbeiwert ( $C_R$ ) zu unterscheiden, der den ebenfalls linearen Zusammenhang zwischen der Spannung und der Verformung im halblogarithmischen Spannungs-Porenzahlendiagramm für den Wiederbelastungsbereich charakterisiert. Mit dem Schnittpunkt der beiden Geraden lässt sich die Vorlastspannung ( $\sigma'_p$ ) des untersuchten Erdstoffs ermitteln. Falls der Boden bislang nur durch sein Eigengewicht belastet wurde, entspricht die Vorlastspannung der natürlichen Überlagerungsspannung ( $\sigma'_{\text{Ü}}$ ). Neben dem Bodeneigengewicht und eventuell vorhandener zusätzlicher Lasten kann die Höhe der Vorlastspannung auch durch weitere Effekte, wie z.B. das Entstehen von Porenwasserunterdrücken bei künstlicher Trocknung, beeinflusst werden. Hierdurch verschiebt sich der Übergang zwischen dem Wiederbelastungsbereich und dem Erstbelastungsbereich.

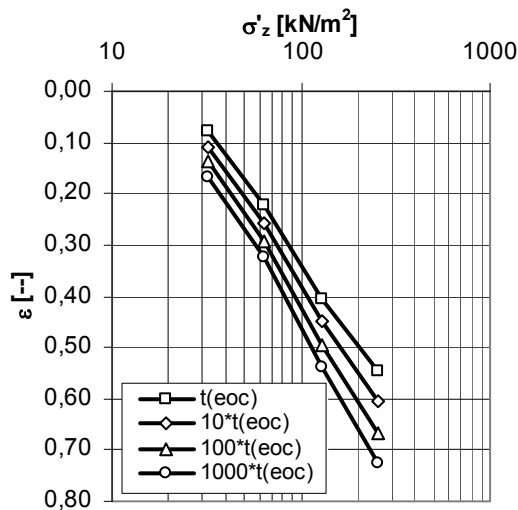


**Abb. 6.13: Linearer Verlauf der Druck-Setzungslinie im Erstbelastungsbereich im halblogarithmischen Spannungs-Verformungs- bzw. Porenzahlendiagramm**

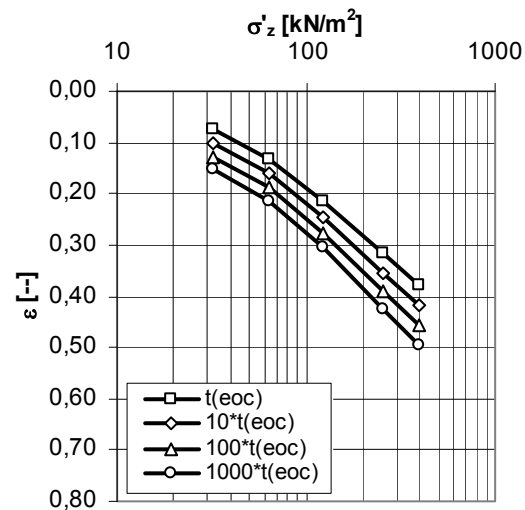
Bei mineralischen Erdstoffen mit geringer Viskosität werden die Steifemoduln bzw. Steifebeiwerte üblicherweise in 24h-Multi-Stage-Loading-Tests (MSL24-Test) ermittelt. Hierbei wird eine Laststufe über einen Zeitraum von 24 h konstant aufrechterhalten, die nach Abschluss dieser Zeitspanne eingetretenen Verformungen werden der Ermittlung des Steifemoduls zugrunde gelegt. Aufgrund der geringen Sekundärsetzungsbeiträge können diese Verformungen näherungsweise ausschließlich den Primärsetzungen zugeordnet werden, eine getrennte Berechnung der Sekundärsetzungen wird dann nicht durchgeführt. Organische Böden weisen hingegen eine hohe Viskosität auf, so dass die Sekundärsetzungen bautechnisch relevante Beträge erreichen und diese gesondert berechnet werden müssen. Der Abschluss der Primärsetzungen ( $t_{\text{eoc}}$ ) tritt auch bei sehr gering durchlässigen Erdstoffen aufgrund der üblicherweise verwendeten Probenhöhen bis etwa 30 mm bei Eindimensionalen Druckversuchen immer innerhalb von 24 h ein, so dass die nach 24 h



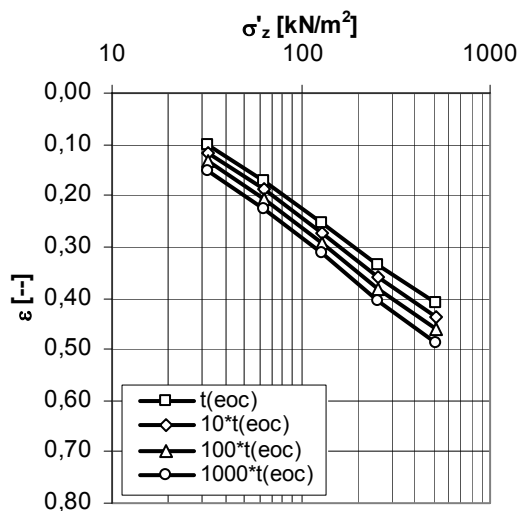
ermittelten Verformungen sowohl aus Primärsetzungsanteilen als auch als Sekundärsetzungsanteilen bestehen. Die unterschiedlich lange nach Abschluss der Primärsetzungen eintretenden Verformungen lassen sich im halblogarithmischen Spannungs-Verformungsdiagramm als Isochronen darstellen. Der Abstand der Isochronen zueinander hängt vom gewählten Zeitintervall und von der Viskosität des untersuchten Erdstoffs ab. Bei konstantem Zeitintervall verlaufen die Isochronen stets parallel. In Abb. 6.14 sind beispielhaft Isochronen für Torfe und Muddens mit unterschiedlich hohen Sekundärsetzungsbeiwerten dargestellt.



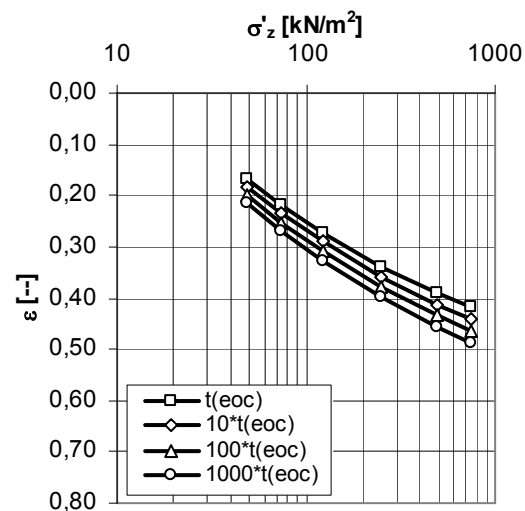
a) Probe 108-047: Torf, H1-4,  $c_\alpha = 0,436$



b) Probe 100-064: Torf, H8-10,  $c_\alpha = 0,158$



c) Probe 132-001: Kalkmudde,  $c_\alpha = 0,070$



d) Probe 111-061: Silikatmudde,  $c_\alpha = 0,036$

**Abb. 6.14: Isochronendarstellung für organische Erdstoffe**

Bei der Angabe von Steifemoduln bzw. Steifebeiwerten für organische Böden ist daher zwingend zwischen denjenigen zu unterscheiden, die tatsächlich nur den Primärsetzungsanteil charakterisieren und denjenigen, die auf Grundlage der Verformungen nach 24 h ermittelt wurden. Im Rahmen dieser Arbeit wurden daher die Steifemoduln  $E_{\text{oed},24\text{h}}$  und  $E_{\text{oed},\text{eoc}}$  bzw. die Steifebeiwerte  $v_{\text{e},24\text{h}}$  und  $v_{\text{e},\text{eoc}}$  getrennt ermittelt.

$$E_{oed,24h} = \frac{\delta\sigma'_z}{\delta\varepsilon_{z,24h}} \quad (6.27)$$

$$E_{oed,eoc} = \frac{\delta\sigma'_z}{\delta\varepsilon_{z,eoc}} \quad (6.28)$$

Hierzu wurden die einzelnen Laststufen entsprechend deren zeitlichem Setzungsverhalten gemäß den Angaben aus Abschnitt 6.4 ausgewertet und es wurden der Zeitpunkt des Abschlusses der Primärsetzungen ( $t_{eoc}$ ), die zugehörige Verformung ( $\varepsilon_{z,eoc}$ ) bzw. die zugehörige Porenzahl ( $e_{eoc}$ ) und der Sekundärsetzungsbeiwert ( $c_\alpha$ ) bestimmt. Die nach 24h eingetretene Verformung ( $\varepsilon_{z,24h}$ ) wurde dann entsprechend Formel 6.29 berechnet.

$$\varepsilon_{z,24h} = \varepsilon_{z,eoc} + \frac{c_\alpha \left( \log \frac{86400}{t_{eoc}} \right)}{1 + e_{eoc}} \quad (6.29)$$

### 6.3.2 Steifebeiwerte bei Erstbelastung ( $v_e$ , $w_e$ )

Der lineare Zusammenhang zwischen der Spannung und der Verformung im halb-logarithmischen Spannungs-Verformungsdiagramm (vgl. Abschnitt 6.3.1, Abb. 6.13) lässt sich mit einer Funktion folgender Form darstellen:

$$f(\sigma'_z) = \varepsilon_z = A * \lg \sigma'_z + B \quad (6.30)$$

Die Parameter A und B lassen sich über eine lineare Regression ermitteln (vgl. Abschnitt 4.3.3). Die Ableitung der o.g. Funktion lautet:

$$f'(\sigma'_z) = A * \frac{1}{\sigma'_z * \ln(10)} \quad (6.31)$$

Aus der Definition des Steifemoduls (Formel 6.23) ergibt sich

$$E_{oed} = f'^{-1}(\sigma'_z) = \frac{\sigma'_z * \ln(10)}{A} \quad (6.32)$$

Mit  $\sigma'_z = p^{ref}$  ergibt sich hieraus  $v_e$  zu

$$v_e = \frac{\ln(10)}{A} \quad (6.33)$$

Der Steifeexponent beträgt wegen des logarithmischen Zusammenhangs dabei immer  $w_e = 1,0$ . Der Steifeexponent organischer Erdstoffe wurde bereits von OHDE (1939) mit  $w_e \approx 1,0$  angegeben. Dies wurde durch zahlreiche Nachuntersuchungen bestätigt. Im Rahmen dieser Arbeit wurde bei insgesamt 98 Auswertungen eindimensionaler Kompressionsversuche ein durchschnittlicher Korrelationskoeffizient von  $r = 0,999$  für Auswertungen in Bezug auf  $\varepsilon_{z,eoc}$  und von  $r = 0,997$  in Bezug auf  $\varepsilon_{z,24h}$  bei Annahme eines Steifeexponenten von  $w_e = 1,0$  ermittelt (vgl. Anhang E-6), so dass diese Annahme auch im Rahmen dieser Arbeit als hinreichend zutreffend bestätigt werden konnte.

Die Steifigkeit eines Erdstoffs wird maßgeblich durch die Größe des Porenraums und weniger durch den Anteil an faserigen Bestandteilen, der die Festigkeit eines Erdstoffs maßgeblich beeinflusst (vgl. Kapitel 7), bestimmt. Wie in den Abschnitten 5.1 und 5.4 nachgewiesen wurde, hängen die im Rahmen dieser Arbeit verwendeten Bezugsparameter Wassergehalt und Porenzahl ebenso maßgeblich von der Größe des Porenraums ab und dieser wiederum vom Spannungszustand und vom Anteil an organischer Bodensubstanz. Es ist daher zu erwarten, dass sich zwischen den o.g. Bezugsparametern und den Steifebeiwerten weitestgehend unabhängig der Bodenart straffe korrelative Zusammenhänge ergeben. Eine Unterscheidung nach Bodenarten wurde daher im Folgenden nicht durchgeführt. Die im Rahmen dieser Arbeit ermittelten Korrelationen sind in den Abbildungen 6.15 bis 6.18 dargestellt.

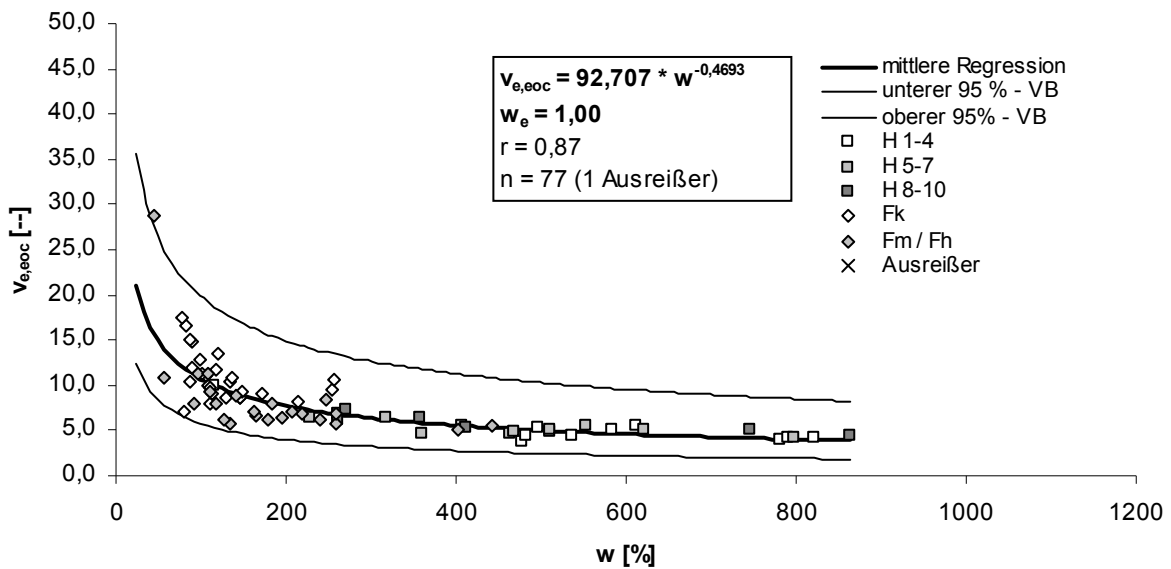


Abb. 6.15: Steifebeiwert  $v_{e,eoc}$  in Abhängigkeit des Wassergehaltes

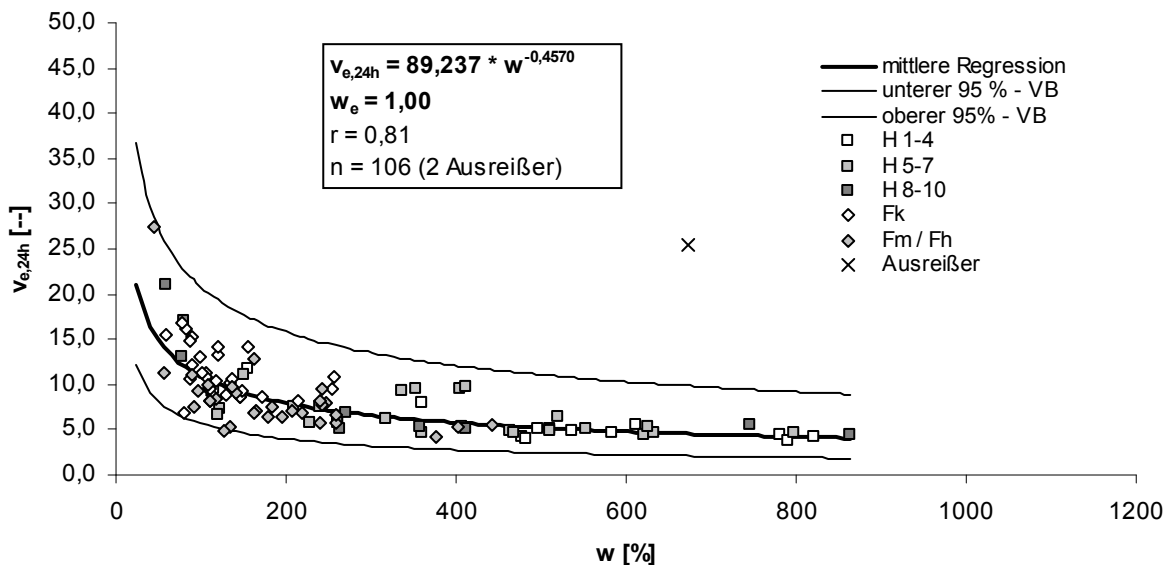
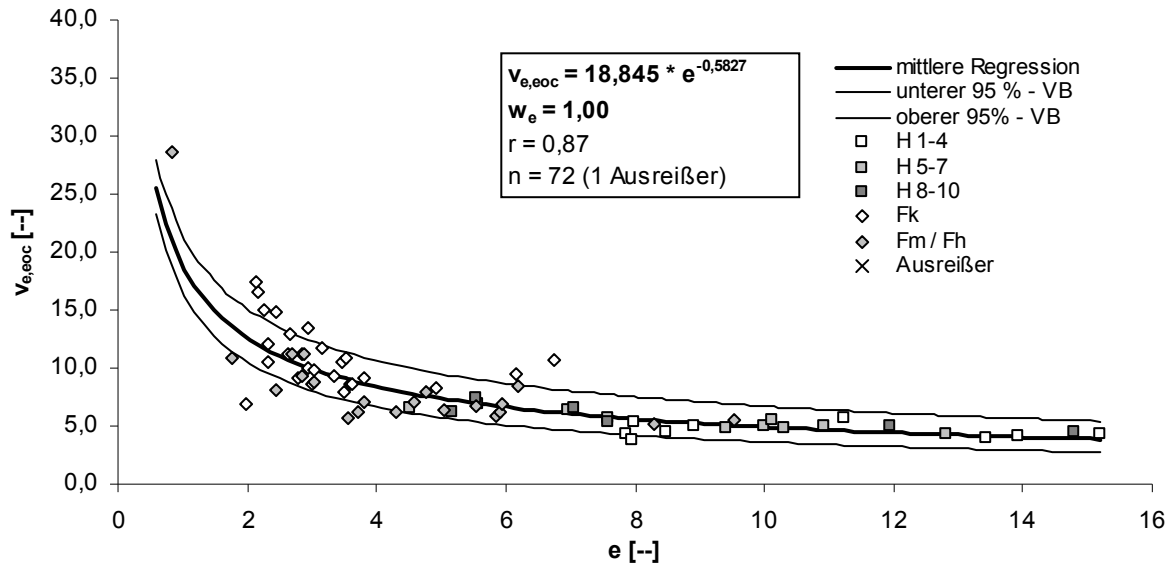
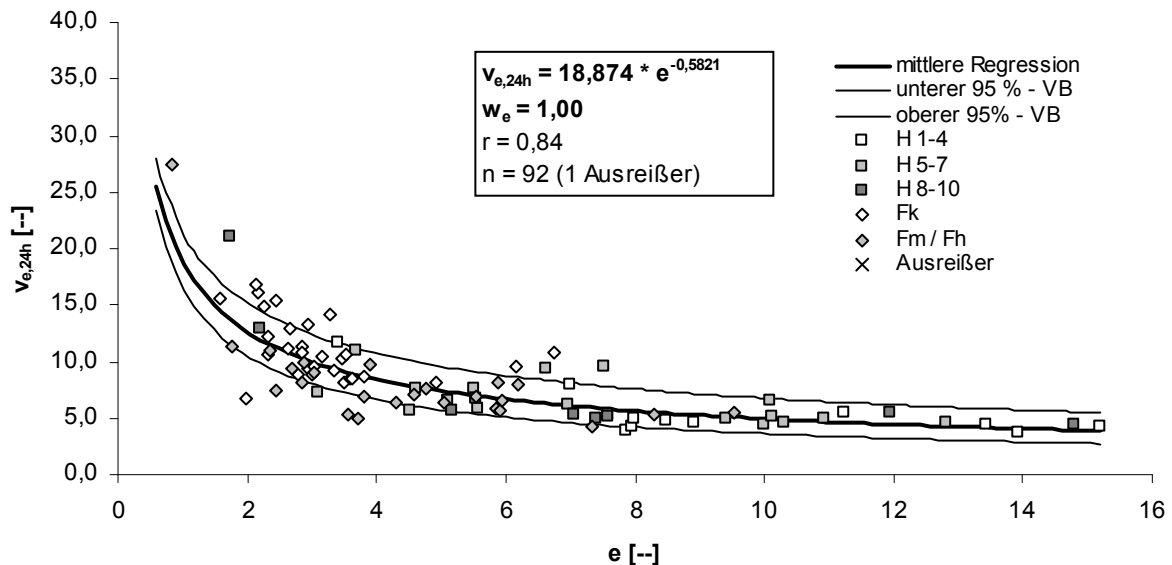


Abb. 6.16: Steifebeiwert  $v_{e,24h}$  in Abhängigkeit des Wassergehaltes



**Abb. 6.17: Steifebeiwert  $v_{e,eoc}$  in Abhängigkeit der Porenzahl**



**Abb. 6.18: Steifebeiwert  $v_{e,24h}$  in Abhängigkeit der Porenzahl**

Die ermittelten Steifebeiwerte liegen im Wesentlichen im Bereich von  $v_e = 4 \dots 15$  und entsprechen damit den Angaben der EAU (1998-2012) und des GRUNDBAU-TASCHENBUCHS (1998-2008) für Mudden. Für Torfe wird die Spannbreite in den EAU und im GRUNDBAU-TASCHENBUCH mit  $v_e = 3 \dots 8$  angegeben. Dies trifft auch für die meisten der im Rahmen dieser Arbeit untersuchten Torfe zu, jedoch wurden insbesondere bei stark zersetzten Torfen auch höhere Steifebeiwerte festgestellt. In den in der DDR verwendeten TEV 1252-01 (1979) und TEV 1253-01 (1979) sind korrelative Zusammenhänge dargestellt. Hieraus lassen sich für Torfe mit Porenzahlen zwischen  $e = 1,0$  und  $e = 12,0$  Steifebeiwerte zwischen  $v_e = 5,9$  und  $v_e = 9,4$  ableiten. Für Mudden lassen sich in der TEV 1253-01 (1979) in Abhängigkeit der Fließgrenze sehr hohe Bandbreiten der Steifebeiwerte ermitteln, diese liegen zwischen  $v_e = 1,8$  und  $v_e = 34,0$ . Insgesamt liegen die in den Abbildungen 6.17 und 6.18 dargestellten

Versuchsergebnisse somit innerhalb plausibler Spannbreiten. In den Tabellen 6.1 und 6.2 sind die Parameter der mittleren Regressionsfunktionen sowie der oberen und unteren 95%-Vertrauensbereiche für die Steifebeiwerte zusammengefasst.

**Tab. 6.1: Zusammenstellung der Parameter zur Ermittlung der Steifebeiwerte  $v_{e,eoc}$  [--]**

Bodenart	$v_{e,eoc} = a_{w,eoc} * W^{b_{w,eoc}}$		$v_{e,eoc} = a_{e,eoc} * e^{b_{e,eoc}}$		
	$a_{w,eoc}$ [--]	$b_{w,eoc}$ [--]	$a_{e,eoc}$ [--]	$b_{e,eoc}$ [--]	
Torfe und Mudden	66,416	-0,531	16,555	-0,660	unterer 95%-VB
	92,707	-0,469	18,845	-0,583	mittlere Regression
	129,406	-0,408	21,452	-0,506	oberer 95%-VB

**Tab. 6.2: Zusammenstellung der Parameter zur Ermittlung der Steifebeiwerte  $v_{e,24h}$  [--]**

Bodenart	$v_{e,24h} = a_{w,24h} * W^{b_{w,24h}}$		$v_{e,24h} = a_{e,24h} * e^{b_{e,24h}}$		
	$a_{w,24h}$ [--]	$b_{w,24h}$ [--]	$a_{e,24h}$ [--]	$b_{e,24h}$ [--]	
Torfe und Mudden	62,958	-0,522	16,565	-0,661	unterer 95%-VB
	89,237	-0,457	18,874	-0,582	mittlere Regression
	126,483	-0,392	21,505	-0,503	oberer 95%-VB

### 6.3.3 Steifemodul bei Wiederbelastung ( $E_{oed,2}$ )

Die Steifemoduln bei Wiederbelastung ( $E_{oed,2}$ ) werden üblicherweise über den Verhältniswert zu den Steifemoduln bei Erstbelastung ( $E_{oed,1}$ ) ermittelt. Die Höhe des Verhältniswertes hängt hierbei entscheidend von der Höhe der Vorbelastung ab. Die Vorbelastung lässt sich als "Over Consolidation Ratio" (OCR) ausdrücken:

$$OCR = \frac{\sigma'_P}{\sigma'_z} \quad (6.34)$$

Aus den durchgeführten Eindimensionalen Kompressionsversuchen wurden jeweils über einen definierten Spannungsbereich die Steifemoduln aus der Erst- und der Wiederbelastung als Sekantenmoduln auf Grundlage der Verformungen im MSL24h - Test ( $\varepsilon_{z,24h}$ ) ermittelt und dann hieraus der Verhältniswert  $E_{oed,2}/E_{oed,1}$  errechnet. Eine Trennung von Primär- und Sekundärsetzungen ist bei Wiederbelastung nicht möglich. Die Ergebnisse der durchgeführten Untersuchungen sind in den Abbildungen 6.19 bis 6.21 in Abhängigkeit des OCR dargestellt. Einzelheiten können dem Anhang F-20 entnommen werden.

Für Torfe und für Silikat- und Organomudden konnte jeweils ein korrelativer Zusammenhang nachgewiesen werden, jedoch zeigen sich starke Streuungen der Versuchswerte. Die Werte liegen aber überwiegend innerhalb der für mineralische Böden üblichen Spannbreite von  $E_{oed,2}/E_{oed,1} = 3...5$  und können daher insgesamt als plausibel eingestuft werden. Für Kalkmudden konnte aus dem zur Verfügung stehenden Datenmaterial kein korrelativer Zusammenhang nachgewiesen werden ( $r_{ist} = 0,32 < r_{erf} = 0,44$ ). Vertrauensbereiche wurden

daher für die Kalkmudden nicht angegeben.

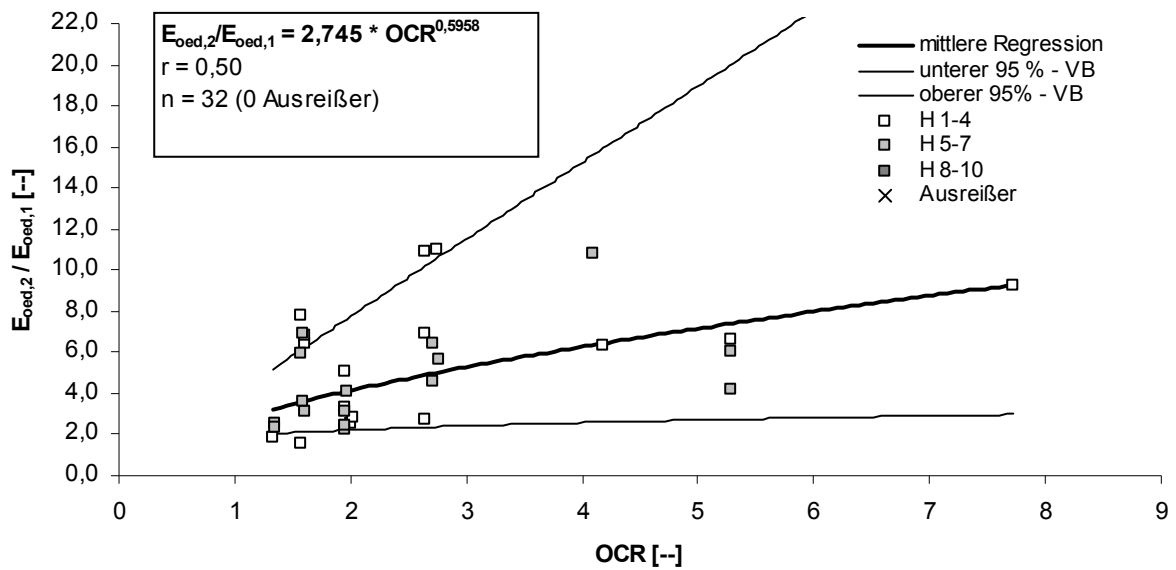


Abb. 6.19: Verhältniswerte  $E_{oed,2}/E_{oed,1}$  in Abhängigkeit des OCR für Torfe, H1-10

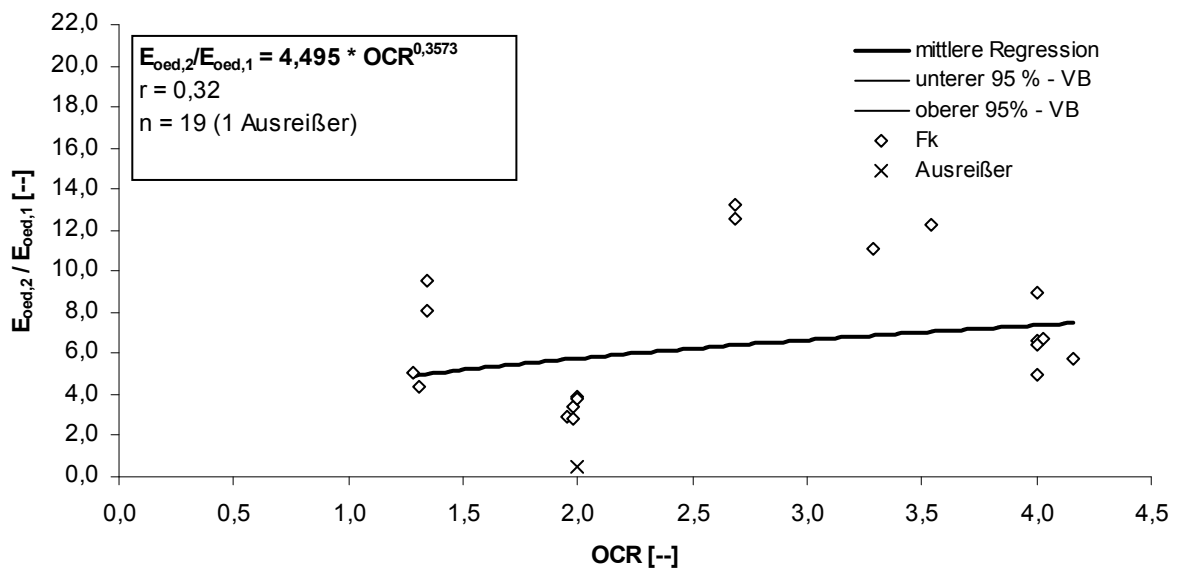


Abb. 6.20: Verhältniswerte  $E_{oed,2}/E_{oed,1}$  in Abhängigkeit des OCR für Kalkmudden

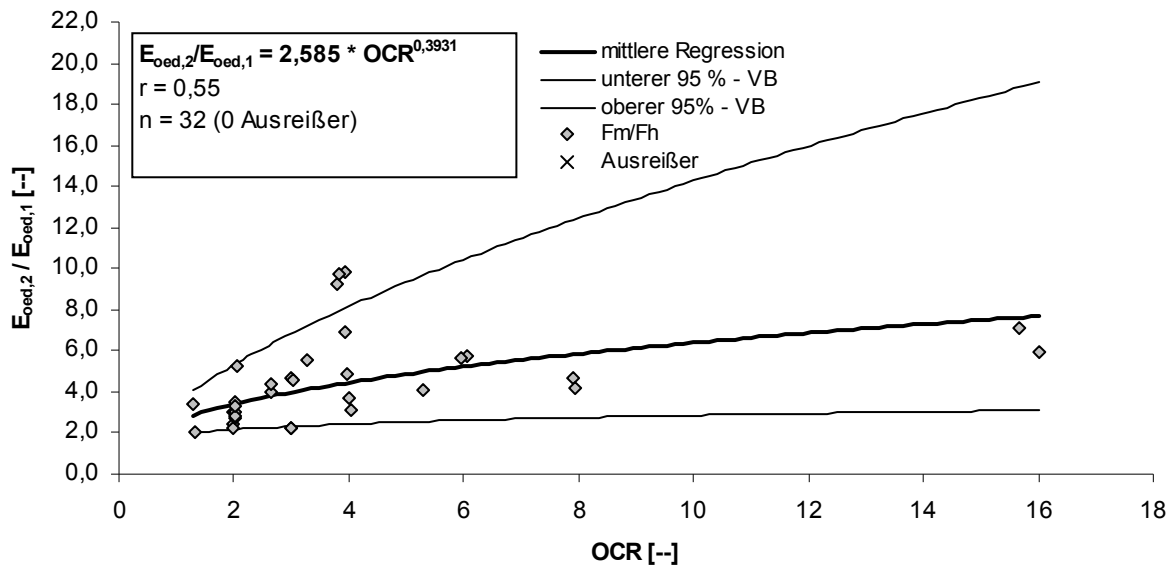
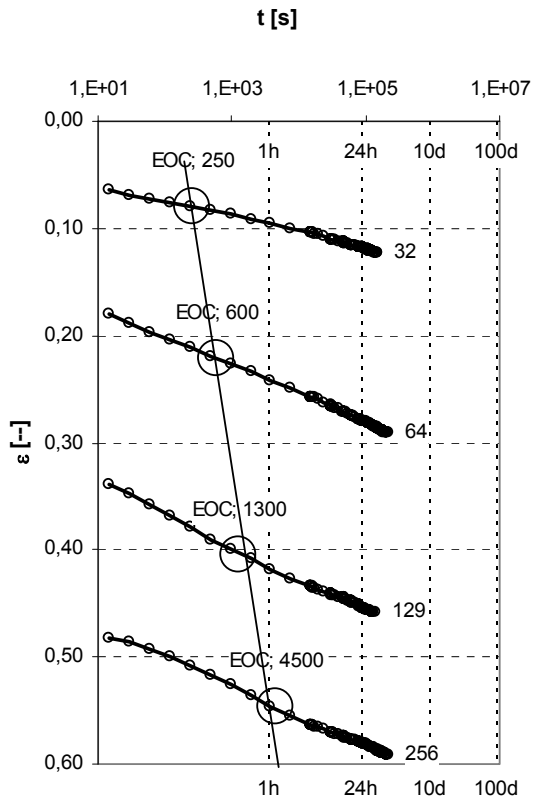


Abb. 6.21: Verhältnisswerte  $E_{oed,2}/E_{oed,1}$  in Abhängigkeit des OCR für Silikat- / Organomudden

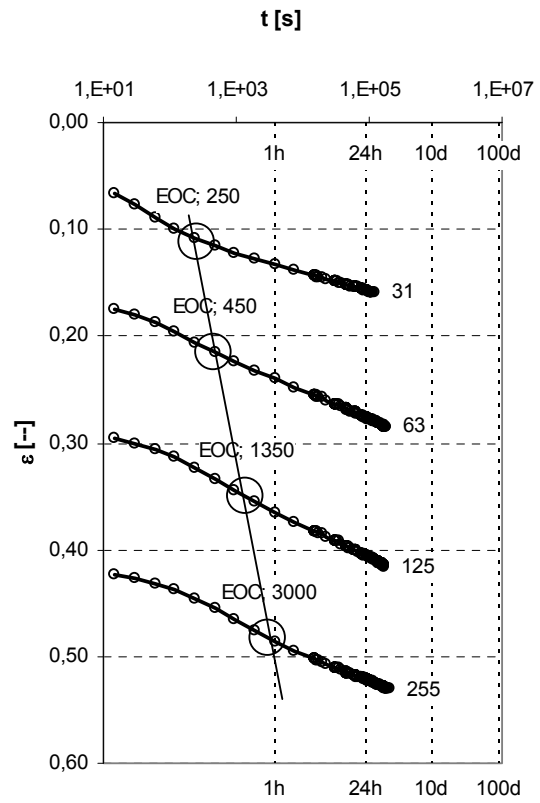
## 6.4 Kennwerte zur Durchführung analytischer Zeit - Setzungsberechnungen

### 6.4.1 Zeitlicher Setzungsverlauf bei organischen Böden

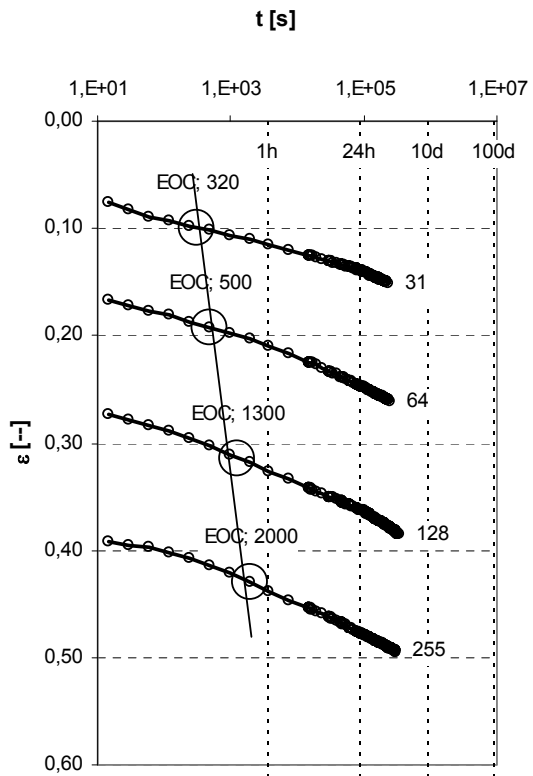
Der zeitliche Setzungsverlauf organischer Erdstoffe nimmt aufgrund deren geringen Wasserdurchlässigkeit (vgl. Abschnitt 6.4.3) in situ große Zeiträume in Anspruch, d.h. im Regelfall mehrere Jahre. Im Eindimensionalen Kompressionsversuch findet der Übergang von der Primärsetzungsphase, die durch die Konsolidationssetzungen geprägt wird, zur Sekundärsetzungsphase, die durch Kriechvorgänge gekennzeichnet ist, aufgrund der üblichen Probenhöhen von bis zu 30 mm bereits nach mehreren Minuten bis wenigen Stunden statt. Meist zeigt sich ein typischer Setzungsverlauf, der durch eine parabelförmige Setzungslinie im halblogarithmischen Druck-Setzungsdiagramm während der Primärsetzungsphase und einer geradlinig verlaufenden Setzungslinie in der anschließenden Sekundärsetzungsphase gekennzeichnet ist (vgl. Abb. 6.7). Der Zeitpunkt des Übergangs ( $t_{eoc}$ ) verzögert sich bei höheren Spannungszuständen entsprechend der Änderungen des Wasserdurchlässigkeitsbeiwerts (vgl. Abschnitt 6.4.3) immer weiter. Hiermit lassen sich die größeren zeitlichen Änderungen des  $t_{eoc}$  bei Torfen gegenüber den bereits im Ausgangszustand wesentlich geringer durchlässigen Mudden erklären. In Abb. 6.22 sind Zusammenstellungen der sich bei den Eindimensionalen Kompressionsversuchen ergebenden Zeit-Setzungskurven dargestellt. Angaben zur Berechnung des zeitlichen Verlaufs der Primär- und der Sekundärsetzungen sowie Angaben zur Ermittlung der hierfür notwendigen Parameter können den nachfolgenden Abschnitten entnommen werden.



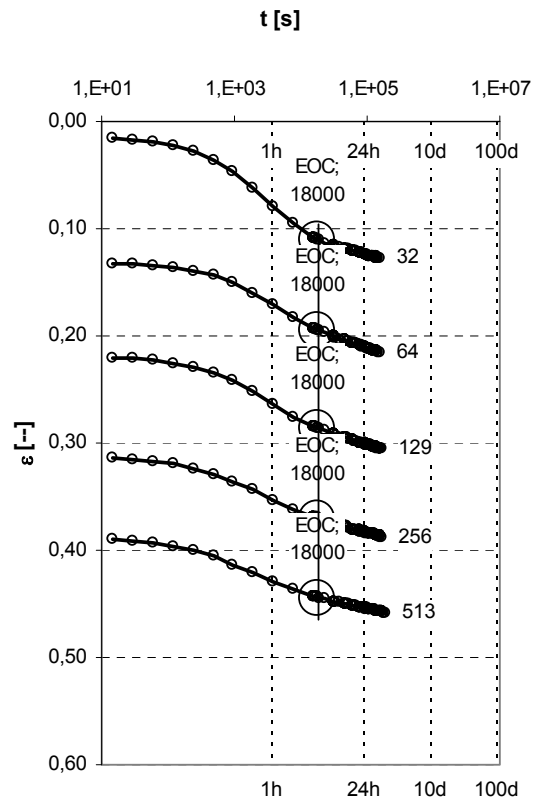
a) Probe 108-047: Torf, H1-4, e = 15,18



b) Probe 100-001: Torf, H5-7, e = 7,58



c) Probe 156-013: Torf, H8-10, e = 5,16



d) Probe 132-002: Kalkmudde, e = 2,28



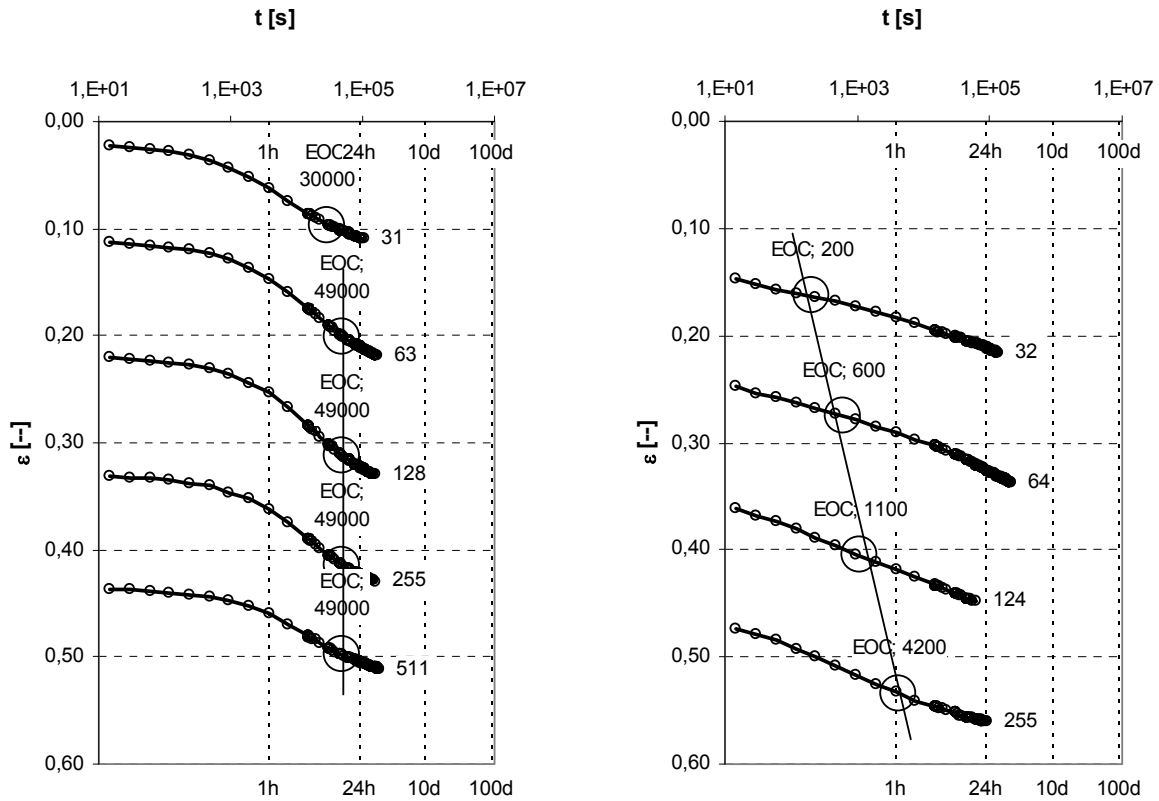
e) Probe 116-067: Silikatmudde,  $e = 2,24$ f) Probe 100-047: Organomudde,  $e = 9,55$ 

Abb. 6.22: Zeit-Setzungsverläufe organischer Böden (Laborversuche)

#### 6.4.2 Konsolidationstheorie

Der zeitliche Verlauf der Primärsetzungen lässt sich auf analytischem Wege auf Grundlage der eindimensionalen Konsolidationstheorie mit dem Konsolidationsbeiwert ( $c_v$ ) errechnen:

$$t = \frac{T_v \cdot L_d^2}{c_v} \quad (6.35)$$

Angaben zur Ermittlung des Konsolidationsbeiwertes können dem Abschnitt 6.4.4 entnommen werden. Der Zeitfaktor ( $T_v$ ) beschreibt den zum Zeitpunkt ( $t$ ) erreichten Konsolidationsgrad ( $U_t$ ). Es gilt:

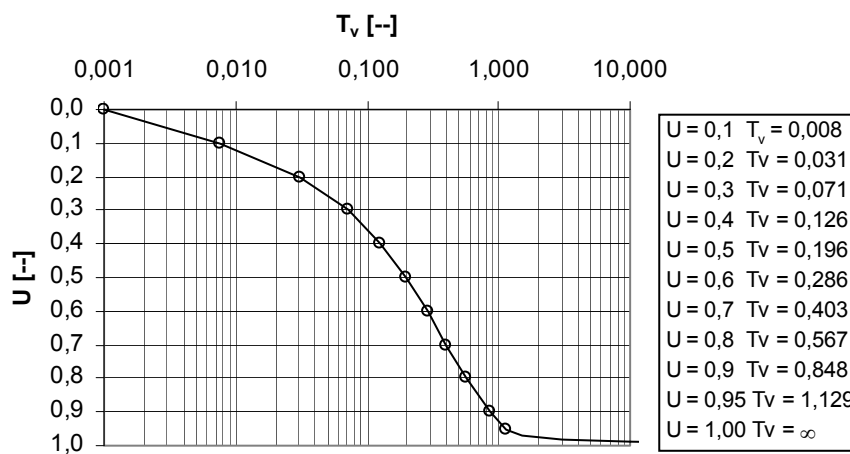
$$U_t = 1 - \frac{\Delta u_t}{\Delta u_{\max}} \quad (6.36)$$

Ein Konsolidationsgrad von  $U_t = 0$  entspricht somit dem Zeitpunkt direkt nach Lasteintrag. Die entstandenen Porenwasserüberdrücke ( $\Delta u$ ) entsprechen der Höhe der eingetragenen Spannung ( $\sigma'_z$ ) im Verhältnis von

$$\Delta u = B \cdot \sigma'_z \quad (6.37)$$

B entspricht hierbei dem Porenwasserdruckbeiwert nach SKEMPTON (1954), vgl. Abschnitt 6.1.2. Bei einem Konsolidationsgrad  $U = 1$  sind die Porenwasserüberdrücke vollständig

abgeklungen, d.h.  $\Delta u_t = 0$ . Zwischen dem Konsolidationsgrad und dem Zeitfaktor ( $T_v$ ) besteht der in Abb. 6.23 dargestellte Zusammenhang.



**Abb. 6.23: Zusammenhang zwischen dem Konsolidationsgrad U und dem Zeitfaktor  $T_v$**

Theoretisch liegt das Ende der Primärsetzungsphase somit im Unendlichen. Zum Zwecke der Berechenbarkeit wird der Zeitpunkt des Übergangs zwischen der Primärsetzungsphase zur Sekundärsetzungsphase ( $t_{eoc}$ ) dem Zeitfaktor  $T_v \approx 1,0$  zugeordnet:

$$t_{eoc} \approx \frac{L_d^2}{c_v} \quad (6.38)$$

Als maßgeblicher Dränweg ( $L_d$ ) wird üblicherweise die Dicke der konsolidierenden Bodenschicht angesetzt. Dies gilt für den Fall, dass diese Schicht von Böden unterlagert wird, die eine geringere Wasserdurchlässigkeit aufweisen, sodass nur zur Geländeoberkante hin entwässert werden kann. Aufgrund der geringen Wasserdurchlässigkeit organischer Böden kommt dieser Fall in Mecklenburg-Vorpommern nahezu nicht vor. Selbst die bindigen Böden (Schluff, Geschiebelehm, Geschiebemergel) weisen im Regelfall höhere Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte auf. In diesem Fall ist von einer beidseitigen Entwässerung auszugehen, der maßgebliche Dränweg entspricht somit der halben Schichthöhe. Eine der wenigen Ausnahmen bilden gering zersetzte Torfe, die direkt einem Geschiebemergel aufgelagert sind. Es ist hierbei zu beachten, dass die setzungsrelevanten Spannungen aus der Bauwerkslast nur eine Tiefe von etwa der doppelten Gründungsbreite erreichen. Nach Ansicht des Verfassers gilt der o.g. Bezug zur Schichtmächtigkeit daher nur für Schichtmächtigkeiten, deren Dicke höchstens der doppelten Gründungsbreite bei einseitiger Entwässerung bzw. höchstens der vierfachen Gründungsbreite bei beidseitiger Entwässerung entspricht. Bei  $d > 2 \cdot b$  im Falle einseitiger Entwässerung bzw. bei  $d > 4 \cdot b$  im Falle beidseitiger Entwässerung, also bei sehr tiefgründigen Konsolidationsschichten und/oder bei geringen Gründungsbreiten (beispielsweise bei Baustraßen) erfassen die durch die Bauwerkslast verursachten Spannungen nicht

die gesamte Schicht. In beiden Fällen beträgt der Dränweg dann  $L_d = 2 \cdot b$ . Zusammenfassend lassen sich daher aus Sicht des Verfassers die in Abb. 6.24 dargestellten Fälle unterscheiden.

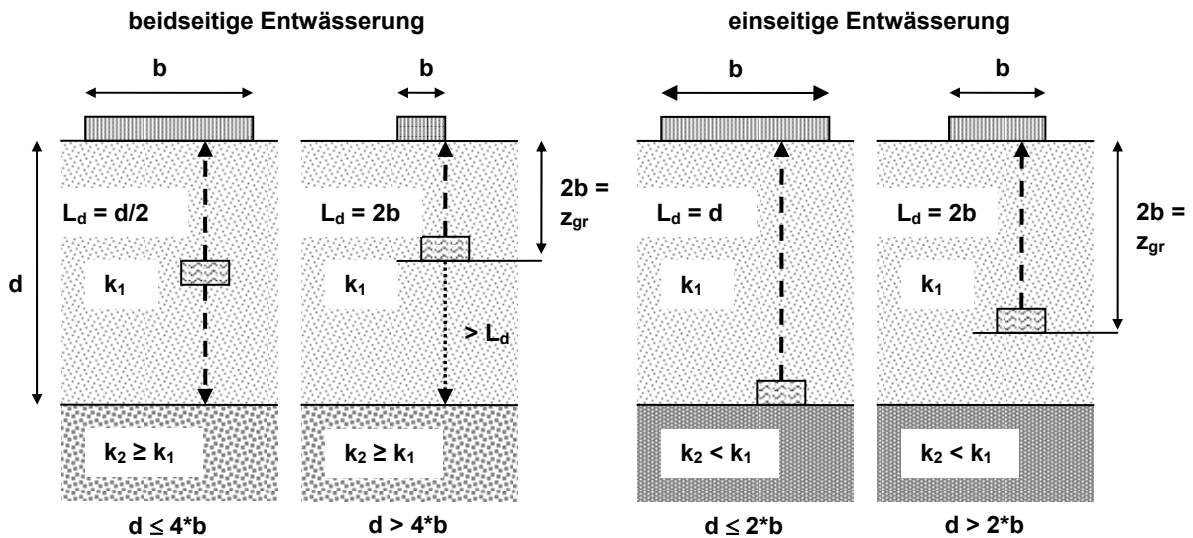


Abb. 6.24: Länge der maßgeblichen Dränwege  $L_d$

Im Falle einer die Konsolidierungsschicht überlagernden Deckschicht mit der Mächtigkeit ( $d_{\bar{u}}$ ) ergeben sich die in Abb. 6.25 dargestellten Längen der Dränwege.

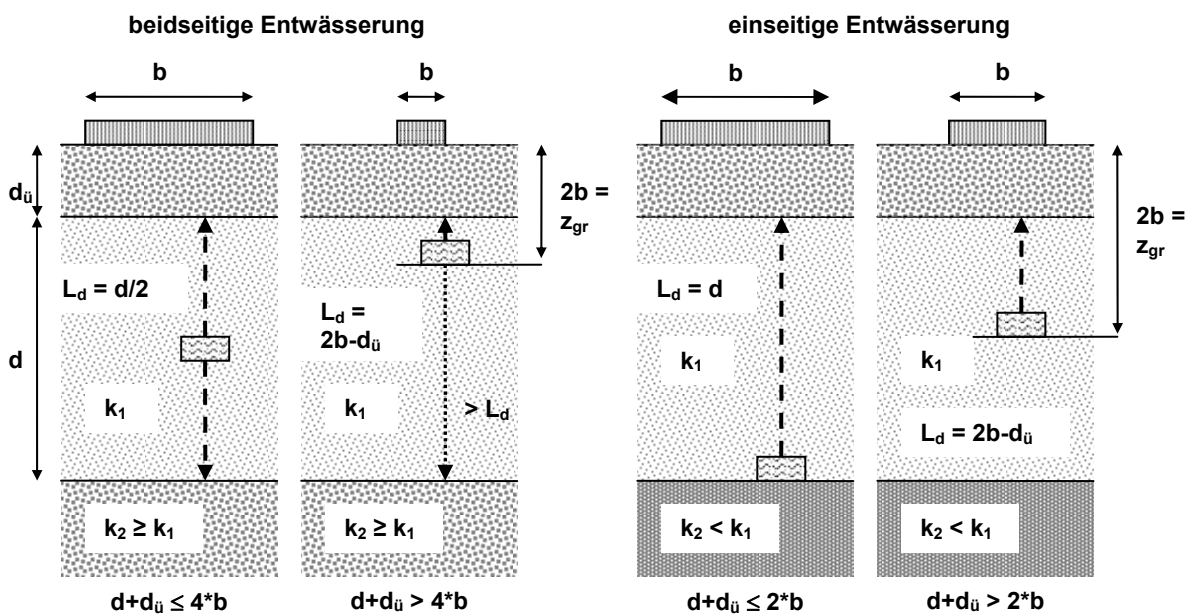


Abb. 6.25: Länge der maßgeblichen Dränwege  $L_d$  im Falle einer überlagernden Deckschicht

Die in Abb. 6.23 dargestellte zeitliche Abhängigkeit des Konsolidationsgrades gilt gemäß der zugrunde liegenden Konsolidationstheorie nur bei konstantem Konsolidationsbeiwert bzw. konstantem Wasserdurchlässigkeitsbeiwert. Diese Voraussetzung trifft bei organischen

Böden aber nicht zu, da der Konsolidationsbeiwert und der Wasserdurchlässigkeitsbeiwert spannungsabhängige Kenngrößen darstellen, vgl. hierzu MEYER (1994). Die spannungsinduzierten Änderungen der v.g. Parameter (vgl. Abschnitte 6.4.3 und 6.4.4) sind daher bei Konsolidationsberechnungen organischer Böden zwingend zu berücksichtigen.

### 6.4.3 Wasserdurchlässigkeitsbeiwert ( $k_{10}$ )

Mit dem Wasserdurchlässigkeitsbeiwert lässt sich der Konsolidierungsbeiwert (vgl. Abschnitt 6.4.4) als Eingangsparameter für analytische Zeit-Setzungsberechnungen nach Formel 6.35 ermitteln. Der Wasserdurchlässigkeitsbeiwert bildet selbst den Eingangsparameter für numerische Berechnungen (vgl. Abschnitte 6.5.1 und 6.5.5). Der Wasserdurchlässigkeitsbeiwert hängt entscheidend vom Porenvolumen und der Porengrößenverteilung ab. Bei zunehmender Kompaktion eines Erdstoffs nimmt der Wasserdurchlässigkeitsbeiwert daher ab und stellt eine spannungsabhängige Bodenkenngröße dar. Der Wasserdurchlässigkeitsbeiwert wurde im Rahmen dieser Arbeit im direkten Durchströmungsversuch in der Triaxialzelle entsprechend der Vorgaben der DIN 18130-1 (1998) und der DIN ISO/TS 17892-11 (2005) ermittelt. Zur Ermittlung des spannungsabhängigen Wasserdurchlässigkeitsbeiwertes wurde jede einzelne Probe bei unterschiedlichen Zelldrücken triaxial konsolidiert ( $\sigma_2 = \sigma_3 \neq 0$ ) und der zugehörige Wasserdurchlässigkeitsbeiwert bei Umgebungstemperatur ( $k_T$ ) wurde bei konstanter Druckhöhe wie folgt bestimmt:

$$k_T = \frac{Q}{i * A} \quad (6.39)$$

mit

- Q = Durchfluss =  $\Delta V_W / \Delta t$  [ $m^3/s$ ]
- i = konstantes hydraulisches Druckgefälle =  $p / h$  [--]
- p = Aufgebrachte Druckhöhe [m]
- h = Probenhöhe [m]
- A = Durchströmte Probenquerschnittsfläche [ $m^2$ ]

Der Wasserdurchlässigkeitsbeiwert bei Umgebungstemperatur lässt sich anschließend entsprechend den Vorgaben der DIN ISO/TS 17892-11 (2005) auf eine Referenztemperatur von  $T = 10^\circ C$  umrechnen.

$$k_{10} = \alpha_T * k_T \quad (6.40)$$

$$\alpha_T = \frac{1,359}{1 + 0,0337 * T + 0,00022 * T^2} \quad (6.41)$$

In der Regel wurde die initiale Konsolidation bei  $\sigma_2 = \sigma_3 = 10...30 \text{ kN/m}^2$  durchgeführt, im Folgenden wurden die Zelldrücke mit einem Spannungsinkrement von  $20...50 \text{ kN/m}^2$  erhöht. Die Probenabmessungen wurden beim Probeneinbau und beim Probenausbau bestimmt. Eine zwischenzeitliche Bestimmung der Verformungen erlaubt die zur Verfügung stehende Versuchsanlage nicht (vgl. Abschnitt 4.2.5). Die bei der Auswertung berücksichtigten zwischenzeitlichen Abmessungen der Probenkörper wurden daher rechnerisch auf

Grundlage parallel durchgeführter eindimensionaler Kompressionsversuche ermittelt. Es wurde hierbei sowohl für die horizontale als auch für die vertikale Verformung der triaxial belasteten Probe angenommen, dass diese den vertikalen Verformungsraten der eindimensional belasteten Probe entspricht. Die rechnerische Ermittlung der jeweiligen Probenabmessungen wurde entsprechend der folgenden Schritte vorgenommen:

1. Bestimmung der Probendeformationen der triaxial belasteten Probe ( $\varepsilon_H$ ,  $\varepsilon_V$ ) bei der Ausbauspannung  $\sigma'_A$  (mit  $d$  = Probendurchmesser und  $h$  = Probenhöhe).

$$\varepsilon_{H,A} = (d_0 - d_A) / d_0 \quad (6.42)$$

$$\varepsilon_{V,A} = (h_0 - h_A) / h_0 \quad (6.43)$$

2. Bestimmung des Spannungs-Verformungsverlaufs der eindimensional belasteten Vergleichsprobe, Ermittlung der Parameter  $A$  und  $C$  über eine lineare Regression.

$$\varepsilon_Z = A * \log(\sigma'_z) - C \quad (6.44)$$

3. Ermittlung der Verformung bei der Ausbauspannung der triaxial belasteten Probe.

$$\varepsilon_{Z,A} = A * \log(\sigma'_A) - C \quad (6.45)$$

4. Ermittlung der Verhältnisswerte  $\varepsilon_{H,A}/\varepsilon_{Z,A}$  und  $\varepsilon_{V,A}/\varepsilon_{Z,A}$

5. Bestimmung der jeweiligen spannungsabhängigen Deformationen über:

$$d_i = d_0 - \varepsilon_{Z,i} * d_0 * \varepsilon_{H,A}/\varepsilon_{Z,A} \quad (6.46)$$

$$h_i = h_0 - \varepsilon_{Z,i} * h_0 * \varepsilon_{V,A}/\varepsilon_{Z,A} \quad (6.47)$$

Zusätzlich wurden die Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte aus den Zeitsetzungsversuchen entsprechend den Angaben aus Abschnitt 6.3.1 je Laststufe der Eindimensionalen Kompressionsversuche ermittelt:

$$k = \frac{c_v * \rho_w * g}{E_{oed}} \quad (6.48)$$

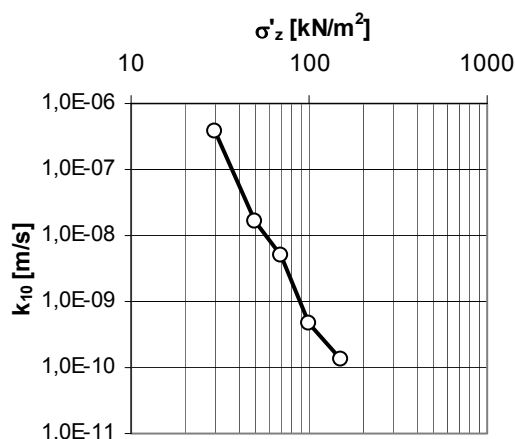
Hierbei wurde gleichermaßen eine Umrechnung auf eine Referenztemperatur von  $T = 10^\circ\text{C}$  gemäß der Formeln 6.40 und 6.41 vorgenommen.

Die aus den Versuchen ermittelten Wertepaare wurden anschließend in ein doppelt logarithmisches Durchlässigkeitsbeiwert-Spannungsdiagramm eingetragen. Es zeigt sich hierbei im Erstbelastungsbereich der Proben ein linearer Zusammenhang (vgl. Abb. 6.26), der eine mathematische Beschreibung über eine transformierte, lineare Regression in Anlehnung an Formel 6.26 erlaubt:

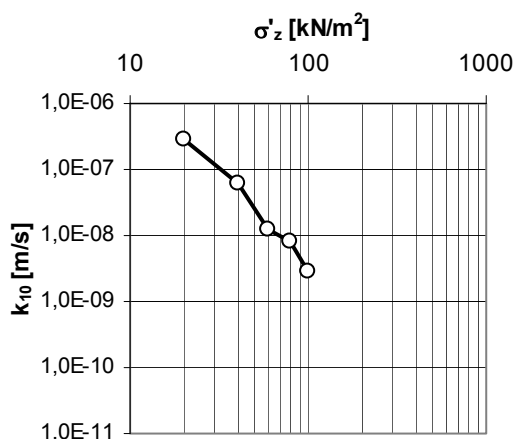
$$k_{10} = k^{ref} * \left( \frac{\sigma'_z}{p^{ref}} \right)^{mk_{10}} \quad (6.49)$$

mit  $k^{ref}$  = Wasserdurchlässigkeitsbeiwert bei Referenzspannung  $p^{ref}$  [m/s]  
 $mk_{10}$  = Wasserdurchlässigkeitsbeiwertsexponent [--]

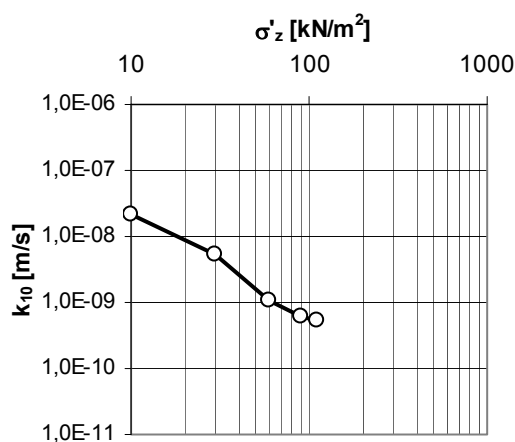
Der mittlere Korrelationskoeffizient lag bei insgesamt 113 Versuchen bei  $R = 0,985$ .



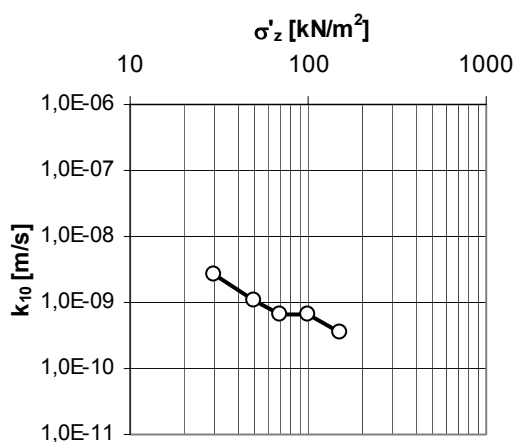
a) Probe 108-103: Torf, H1-4, e = 7,84



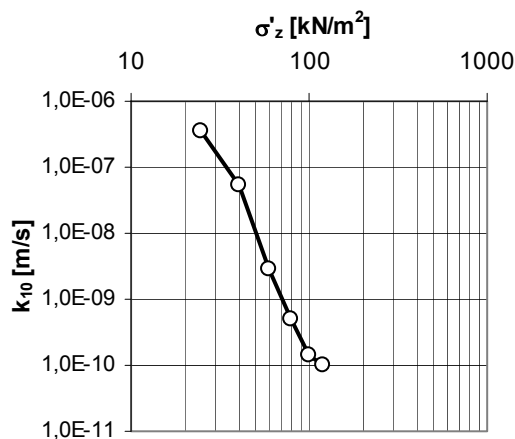
b) Probe 115-123: Torf, H5-7, e = 10,09



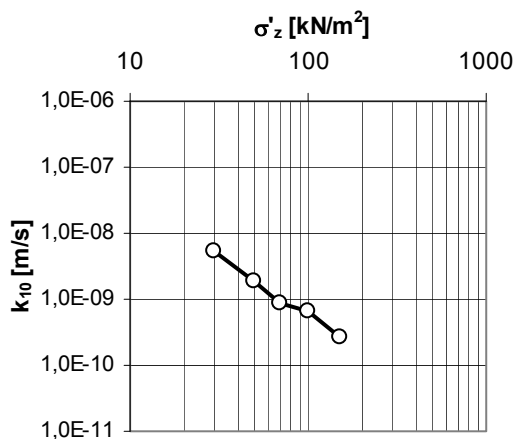
c) Probe 127-211: Torf, H8-10, e = 14,80



d) Probe 174-011: Kalkmudde, e = 4,75



e) Probe 116-057: Silikatmudde, e = 2,82



f) Probe 100-044: Organomudde, e = 2,71

Abb. 6.26: Wasserdurchlässigkeitsbeiwert-Spannungsdiagramme (doppelt logarithmisch) für organische Böden (Laborversuche)

Die Zusammenstellungen der Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte bei einer gewählten Referenzspannung von  $p^{\text{ref}} = 100 \text{ kN/m}^2$  zeigen bodenspezifische Unterschiede, lassen jedoch keine korrelativen Zusammenhänge zu den Parametern Wassergehalt und Porenzahl erkennen, vgl. Abb. 6.27 bis 6.30.

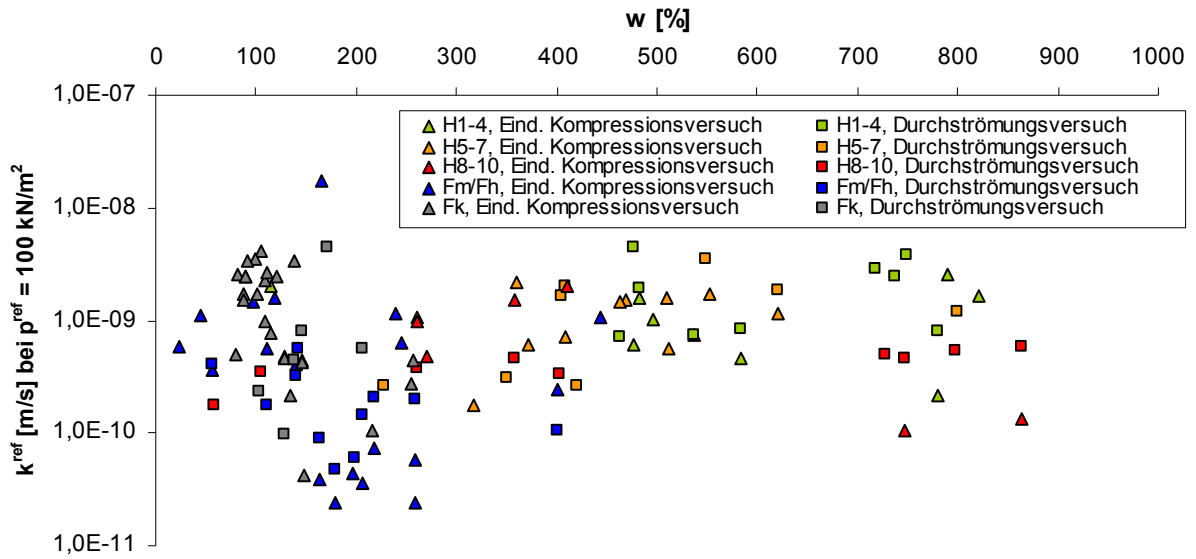


Abb. 6.27: Wertepaare Wassergehalt-Wasserdurchlässigkeitsbeiwert bei Referenzspannung

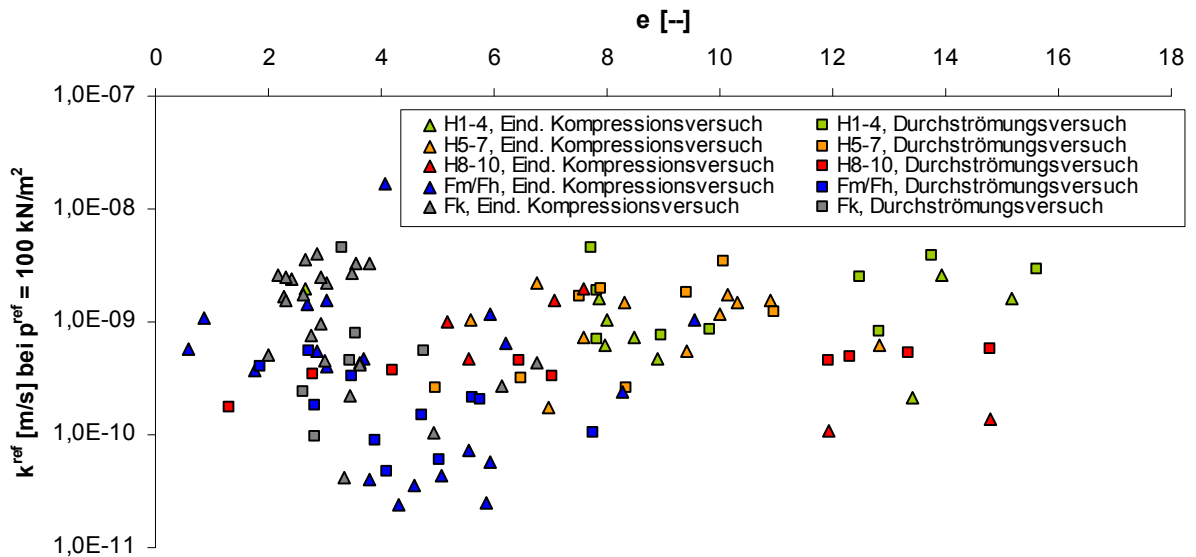


Abb. 6.28: Wertepaare Porenzahl-Wasserdurchlässigkeitsbeiwert bei Referenzspannung

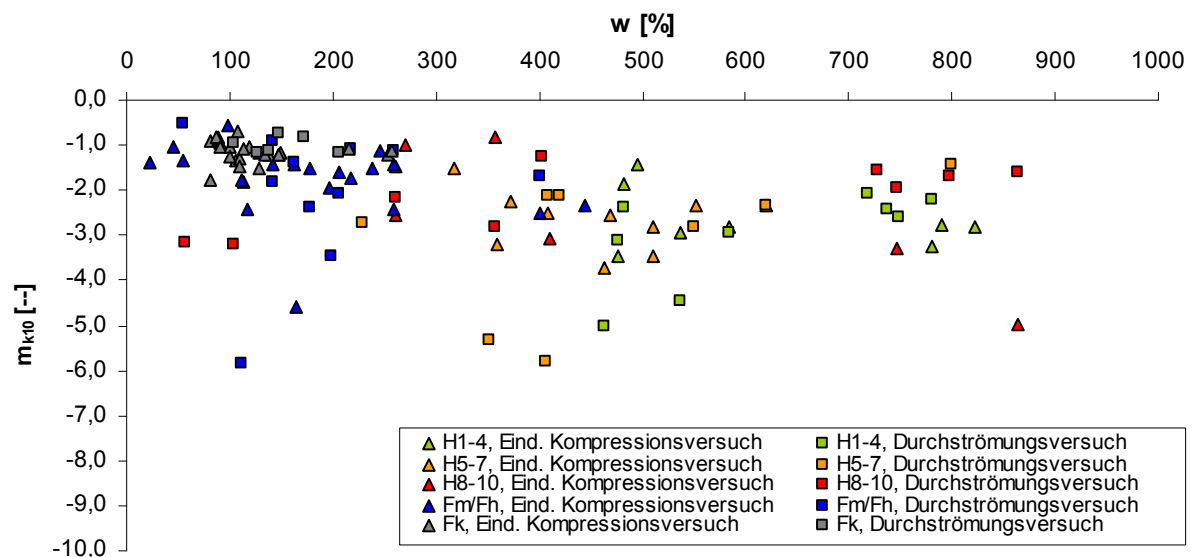


Abb. 6.29: Wertepaare Wassergehalt-Wasserdurchlässigkeitsbeiwertsexponent

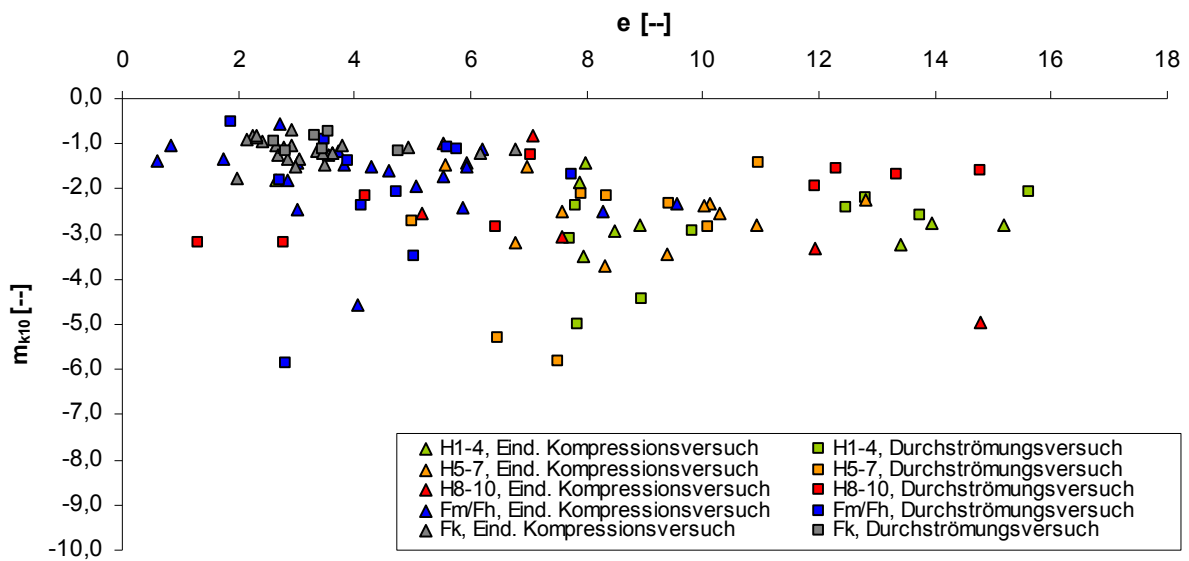


Abb. 6.30: Wertepaare Porenzahl-Wasserdurchlässigkeitsbeiwertsexponent

Auf Basis des dargestellten Datenmaterials wurden daher Merkmalsanalysen für die Parameter "Wasserdurchlässigkeitsbeiwert bei Referenzspannung" und "Wasserdurchlässigkeitsbeiwertsexponent" ausgeführt. Die Ergebnisse dieser Merkmalsanalysen sind in den Abbildungen 6.31 und 6.32 dargestellt.

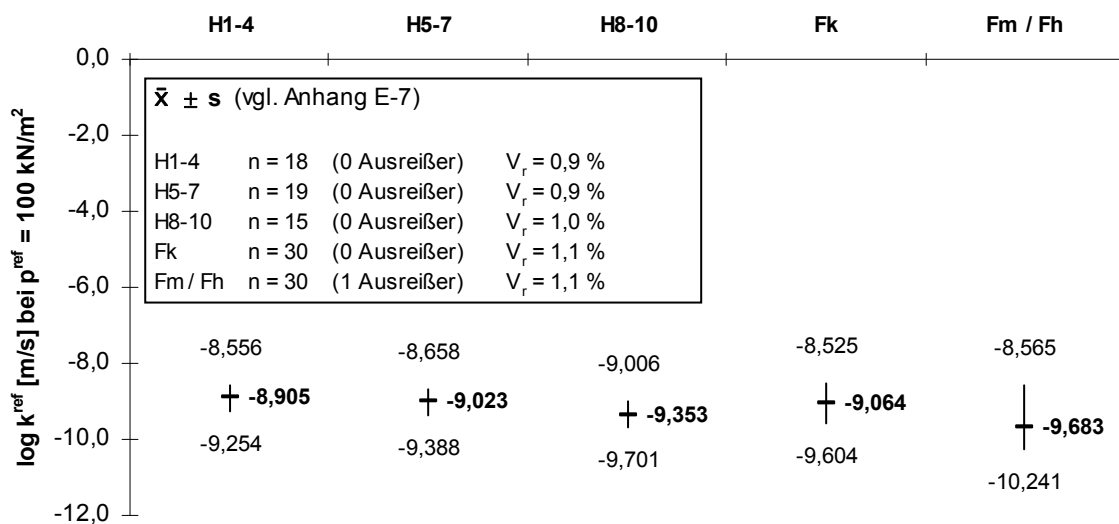
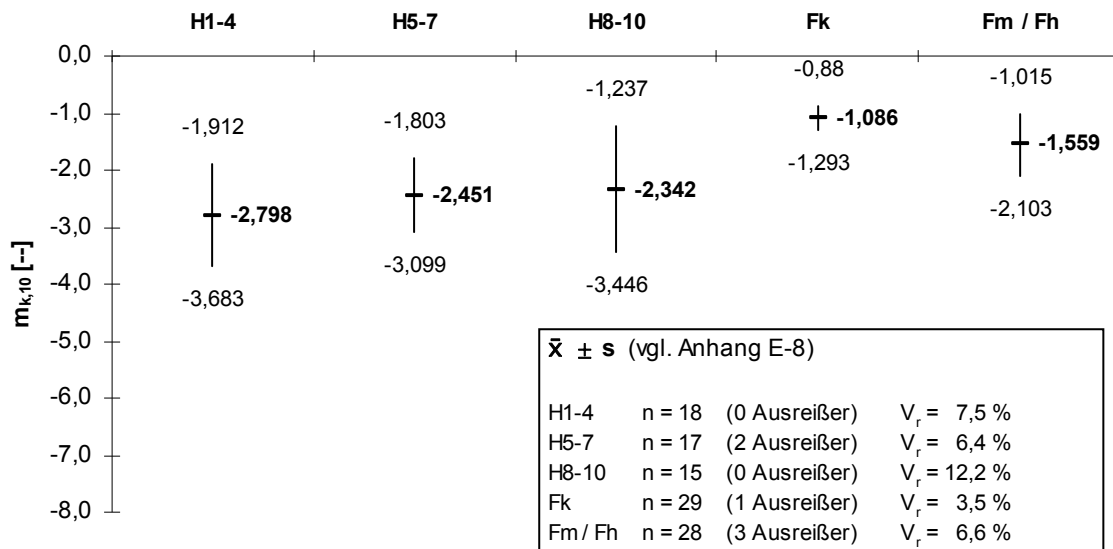


Abb. 6.31: Wasserdurchlässigkeitsbeiwert bei Referenzspannung  $p^{ref} = 100 \text{ kN/m}^2$

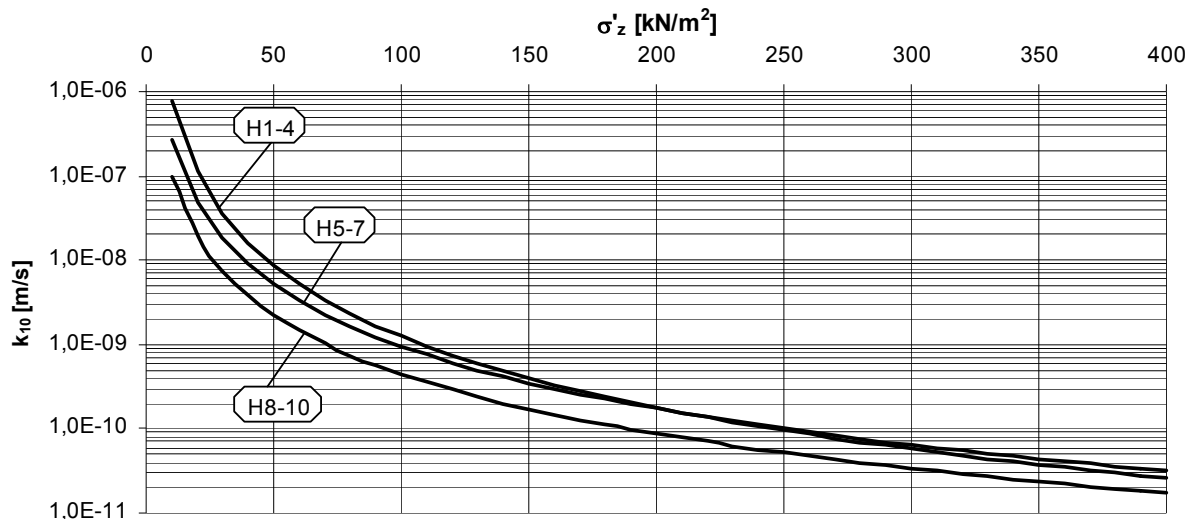




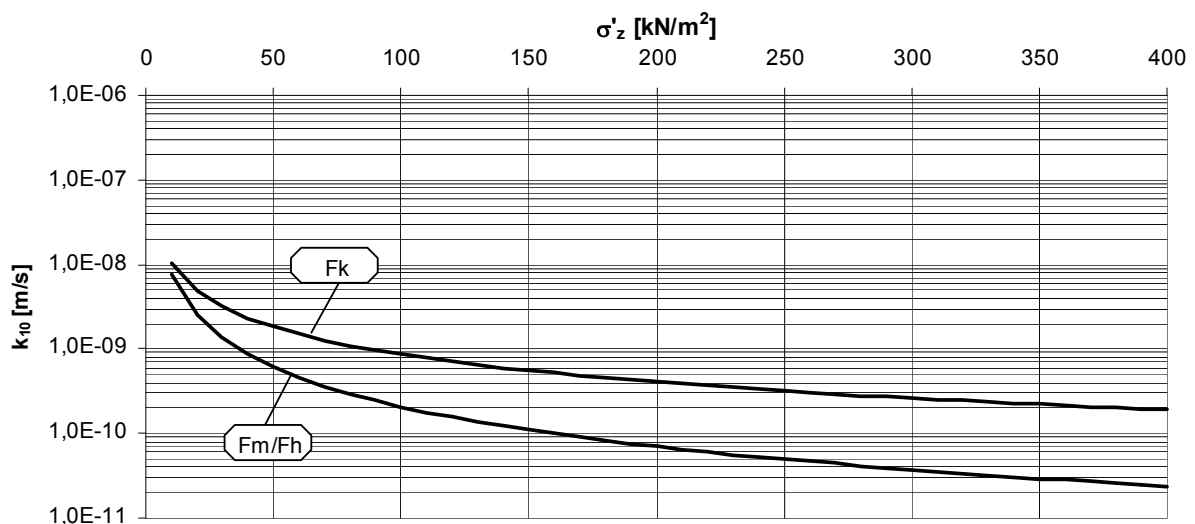
**Abb. 6.32: Wasserdurchlässigkeitsbeiwertsexponenten**

Es ist festzustellen, dass der Wasserdurchlässigkeitsbeiwert und dessen spannungsabhängige Änderung maßgeblich durch die Bodenzusammensetzung und die Bodenstruktur beeinflusst werden. Die eher faserigen Torfe weisen gegenüber den feinkörnigeren Mudden höhere Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte auf. Bei Torfen unterschiedlichen Zersetzungsgrades nimmt der Wasserdurchlässigkeitsbeiwert mit zunehmender Zersetzung ab und nähert sich den Werten für Mudden an. Die spannungsinduzierten Änderungen des Wasserdurchlässigkeitsbeiwertes, ausgedrückt durch den Wasserdurchlässigkeitsbeiwertsexponenten, sind ebenfalls bei den gering zersetzten Torfen, die die höchsten Porenvolumina aufweisen, am größten. Aus den o.g. mittleren Wasserdurchlässigkeitsbeiwerten bei Referenzspannung und den mittleren Wasserdurchlässigkeitsbeiwertsexponenten lassen sich die nachfolgenden spannungsabhängigen Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte ermitteln. Es ist festzustellen, dass die größten Änderungen im Spannungsbereich bis etwa  $200 \text{ kN/m}^2$  stattfinden.

Eine Zusammenstellung von Literaturangaben bzgl. des Wasserdurchlässigkeitsbeiwertes ist in Anhang C-3 beigefügt. In EAU (1996-2012) und im GRUNDBAU-TASCHENBUCH (2008) werden für Torfe Spannbreiten von  $k = 10^{-5} \dots 10^{-8} \text{ m/s}$  und für Mudden von  $k = 10^{-7} \dots 10^{-9} \text{ m/s}$  angegeben. Im Vergleich zu den im Rahmen dieser Arbeit ermittelten Werten können diese Spannbreiten den nicht oder nur mäßig vorbelasteten Torfen und Mudden zugeordnet werden (Spannungsbereich bis etwa  $\sigma = 30 \text{ kN/m}^2$ ).



**Abb. 6.33: Spannungsabhängige Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte für Torfe (mittlere Werte)**



**Abb. 6.34: Spannungsabhängige Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte für Mudden (mittlere Werte)**

In DVWK-Regel 136 (1999) betragen die für Niedermoor torfe genannten Spannbreiten in Abhängigkeit des Zersetzungsgrades  $k = 1,2 \cdot 10^{-7} \dots 3,5 \cdot 10^{-5}$  m/s. Diese Werte können vollkommen unvorbelasteten, d.h. nur durch Eigengewicht belasteten Torfen zugeordnet werden. Korrelationen des Wasserdurchlässigkeitsbeiwertes für Torfe in Abhängigkeit der Lagerungsdichte finden sich in WERTZ (1960), BADEN / EGGELSMANN (1963) und in TGL 31222/08 (1980). Aus der Formel von WERTZ (1960) lässt sich für Niedermoor torfe ein Wasserdurchlässigkeitsbeiwert von  $k \approx 1,5 \cdot 10^{-6}$  m/s errechnen, während sich dieser nach BADEN / EGGELSMANN (1963) zu  $k \approx 4 \cdot 10^{-6}$  m/s ergibt. In TGL 31222/08 (1980) lassen sich die Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte für feinfaserige Torfe zu  $k = 1 \cdot 10^{-5} \dots 2 \cdot 10^{-6}$  m/s errechnen, für grobfaserige Torfe zu  $k = 8 \cdot 10^{-7}$  m/s bis  $1 \cdot 10^{-5}$  m/s. Die genannten Spannbreiten entsprechen den Ergebnissen im Spannungsbereich bis etwa  $20 \text{ kN/m}^2$  (vgl. Abb. 6.33). Für

Tonmudden werden Spannbreiten von  $k = 1 \cdot 10^{-7} \dots 1 \cdot 10^{-6}$  m/s und für Kalkmudden und Torfmudden werden Spannbreiten von  $k = 1 \cdot 10^{-7} \dots 4 \cdot 10^{-6}$  m/s angegeben. Es ist somit festzustellen, dass die in der Literatur enthaltenen Durchlässigkeitsbeiwerte den unvorbelasteten, d.h. nur durch Eigengewicht konsolidierten Belastungszustand kennzeichnen. Spannungsinduzierte Änderungen durch Bauwerkslasten sind hierbei nicht erfasst.

Die o.g. Versuchsergebnisse beziehen sich ausschließlich auf die vertikale Wasserdurchlässigkeit der untersuchten Böden. Insbesondere bei Torfen ist aufgrund der enthaltenen Faserbestandteile eine in horizontaler Richtung abweichende Wasserdurchlässigkeit zu erwarten (anisotropes Verhalten). Bei Mudden ist aufgrund deren feinkörniger und im Vergleich zu Torfen wesentlich homogeneren Zusammensetzung ein nahezu isotropes Verhalten anzunehmen. LARSSON (1990) benennt Verhältnismerte von  $k_h/k_v = 1,0 \dots 2,0$  für Mude und von  $k_h/k_v = 1 \dots 14$  für Torf. Bei steigendem Wassergehalt, d.h. bei größerem Porenraum, tritt hierbei eine Zunahme des Verhältnismertes auf. Eigene Untersuchungen hierzu wurden im Rahmen dieser Arbeit nicht ausgeführt.

#### 6.4.4 Konsolidationsbeiwert ( $c_v$ )

Der Konsolidationsbeiwert errechnet sich aus dem Steifemodul und dem Wasserdurchlässigkeitsbeiwert sowie der Wichte des Wassers:

$$c_v = \frac{k * E_{oed}}{\rho_w * g} = \frac{k * E_{oed}}{\gamma_w} \quad (6.50)$$

Der Steifemodul und der Wasserdurchlässigkeitsbeiwert stellen jeweils spannungsabhängige Bodenkenngrößen dar, sodass für den Konsolidierungsbeiwert das gleiche gilt. In Kombination der Gleichungen 6.26 und 6.50 ergibt sich der Konsolidierungsbeiwert zu

$$c_v = \frac{k^{ref} * \left( \frac{\sigma'_z}{p^{ref}} \right)^{m_{k10}} * v_e * p^{ref} * \left( \frac{\sigma'_z}{p^{ref}} \right)^{w_e}}{\gamma_w} = \frac{k^{ref} * v_e * p^{ref} * \left( \frac{\sigma'_z}{p^{ref}} \right)^{w_e + m_{k10}}}{\gamma_w} \quad (6.51)$$

Mit  $w_e = 1,0$  (vgl. Abschnitt 6.3.2) und

$$E_{ref} = v_e * p^{ref} \quad (6.52)$$

ergibt sich Formel 6.51 zu

$$c_v = \frac{k^{ref} * E^{ref} * \left( \frac{\sigma'_z}{p^{ref}} \right)^{1+m_{k10}}}{\gamma_w} \quad (6.53)$$

Entsprechend der Angaben aus den Abschnitten 6.3.2 und 6.4.3 (jeweils mittlere Werte) ergeben sich hieraus die in den Abbildungen 6.35 bis 6.39 dargestellten spannungsabhängigen Konsolidationsbeiwerte.

Literaturangaben zu Konsolidationsbeiwerten finden sich nur sehr vereinzelt. Im Merkblatt 542 der FGSV (2010) werden für Torfe eine Spannbreite von  $c_v = 3 \dots 7 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$  und für Mudden von  $c_v = 1 \dots 3 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$  angegeben. Für Torfe und Silikat- und Organomudden stimmen diese Angaben mit den ermittelten Werten im Spannungsbereich  $\sigma'_z \geq 50 \text{ kN/m}^2$  überein. Bei geringeren Spannungszuständen wurden im Rahmen dieser Arbeit höhere Konsolidationsbeiwerte ermittelt. Die im Rahmen dieser Arbeit für Kalkmudden ermittelten Konsolidationsbeiwerte liegen höher. In LARSSON (1990) werden Versuchswerte für verschiedene Mudden angegeben. Die hier genannten Werte liegen mit  $c_v = 2 \dots 5 \cdot 10^{-9} \text{ m}^2/\text{s}$  hingegen deutlich unterhalb der seitens der FGSV angegebenen und auch der im Rahmen dieser Arbeit ermittelten Spannbreiten. Im Vergleich mit den Angaben des Merkblattes 542 der FGSV (2010) können die im Rahmen dieser Arbeit ermittelten Konsolidationsbeiwerte aus Sicht des Verfassers als plausibel eingestuft werden. Die abgeleiteten Konsolidationsbeiwerte werden in Kapitel 8 mit den Ergebnissen von Feldmessungen verglichen.

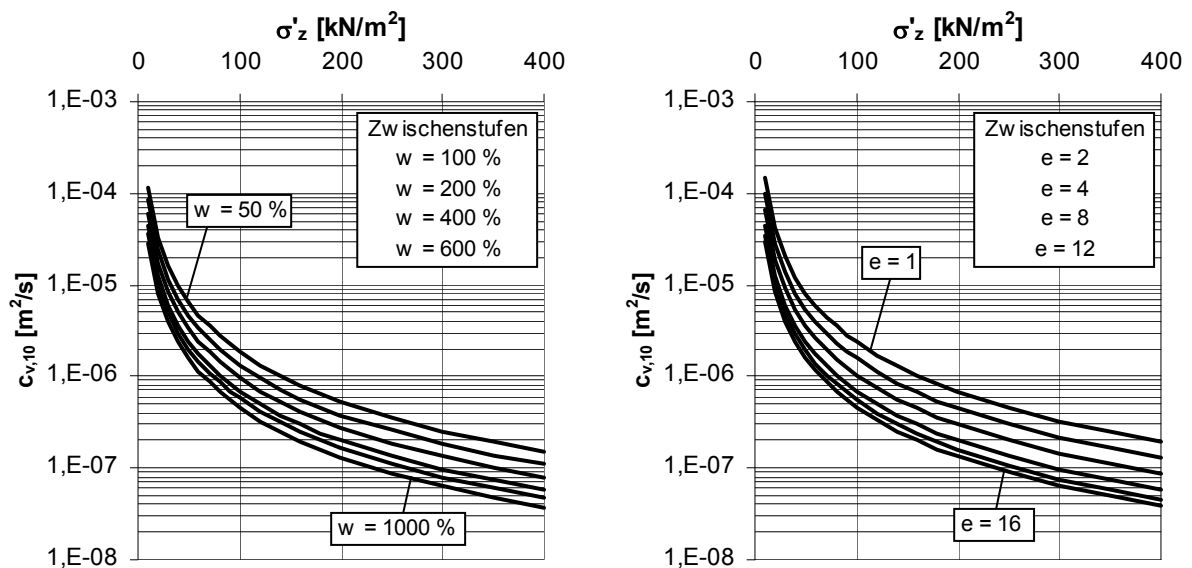


Abb. 6.35: Konsolidationsbeiwerte für Torfe, H 1-4

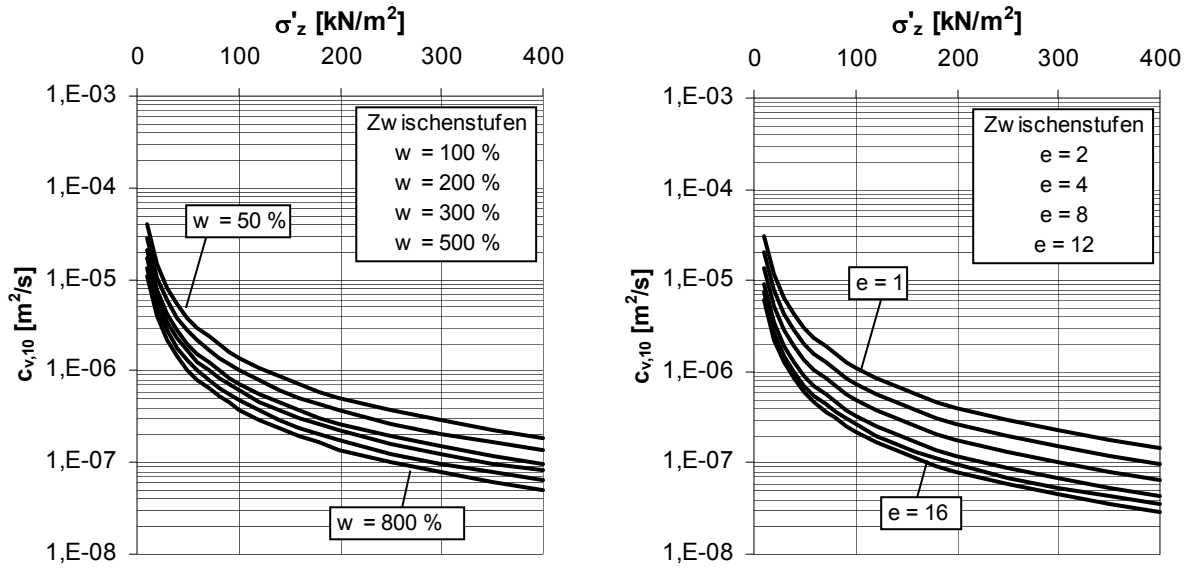


Abb. 6.36: Konsolidationsbeiwerte für Torfe, H 5-7

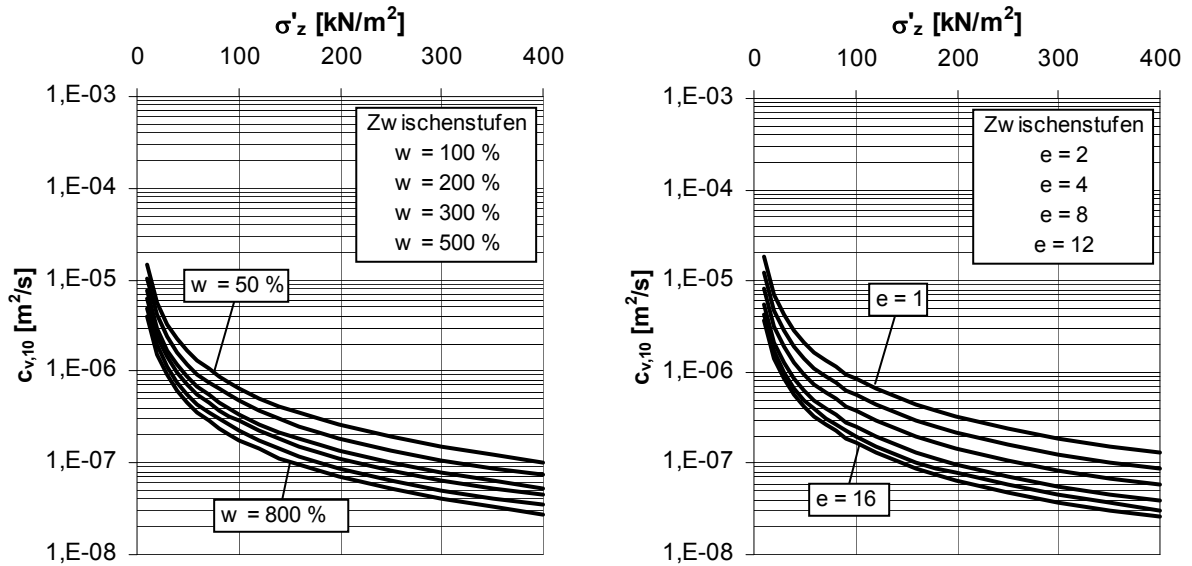


Abb. 6.37: Konsolidationsbeiwerte für Torfe, H 8-10

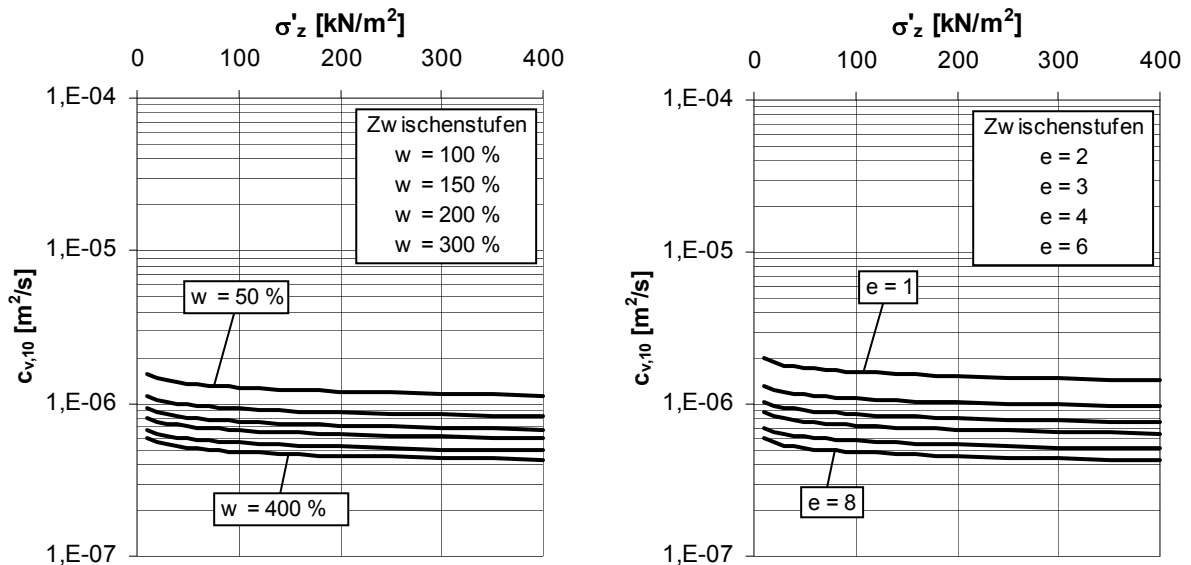


Abb. 6.38: Konsolidationsbeiwerte für Kalkmudden

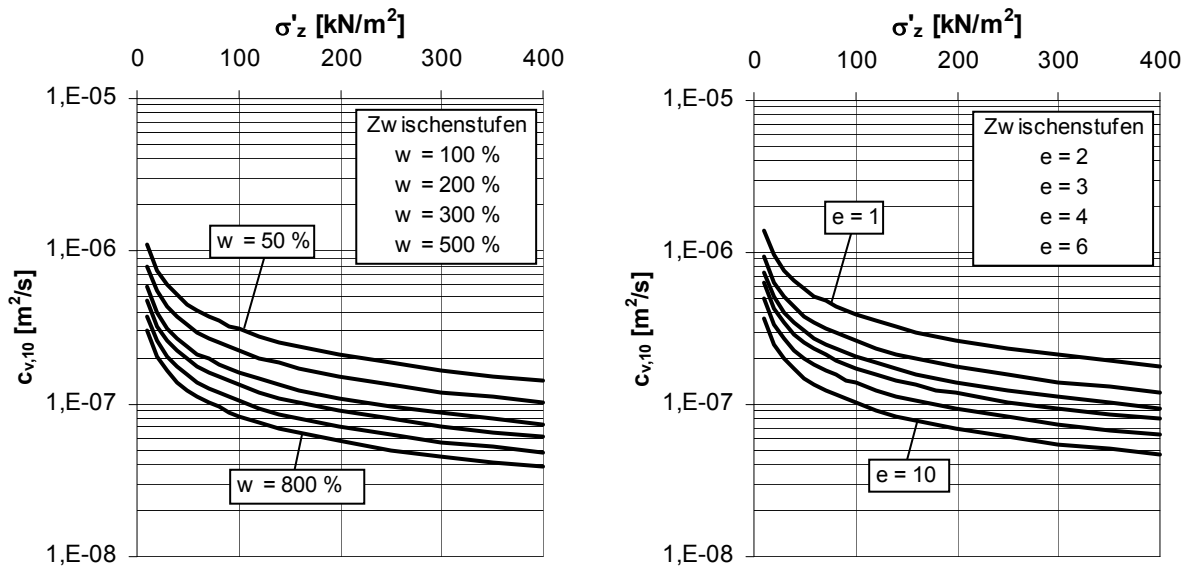


Abb. 6.39: Konsolidationsbeiwerte für Silikat- und Organomudden

#### 6.4.5 Berechnung von Sekundärsetzungen

Der zeitliche Setzungsverlauf in der Sekundärsetzungsphase ( $t > t_{eoc}$ ) ist durch einen geradlinigen Verlauf bei Darstellung im halblogarithmischen Zeit-Setzungsdiagramm gekennzeichnet (vgl. Abb. 6.7). Zur Charakterisierung des Verlaufs werden der so genannte Kriechbeiwert ( $c_B$ ) nach BUISMANN (1936) bzw. der hierzu äquivalente Sekundärsetzungsbeiwert ( $c_\alpha$ ) verwendet. Es gilt:

$$\Delta \varepsilon = c_B \cdot \lg \left( \frac{t}{t_{eoc}} \right) \quad (6.54)$$

Mit

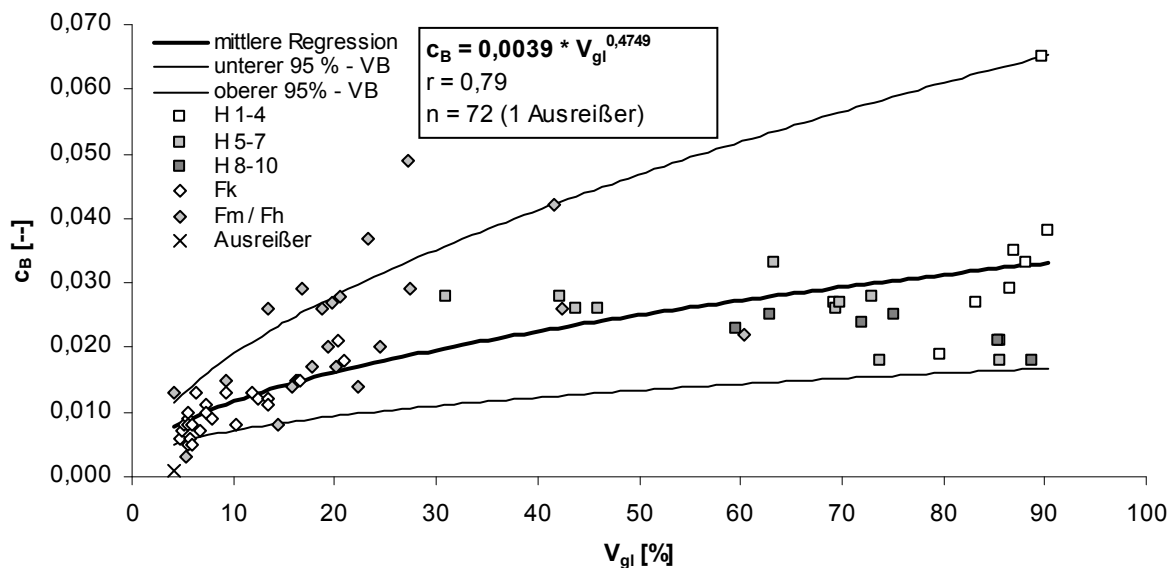
$$c_B = \frac{c_\alpha}{1 + e_{eoc}} \quad (6.55)$$

ergibt sich

$$\Delta\varepsilon = c_\alpha * \lg\left(\frac{t}{t_{eoc}}\right) * \frac{1}{1 + e_{eoc}} \quad (6.56)$$

#### 6.4.6 Kriechbeiwert nach BUISMANN ( $c_B$ )

Der Kriechbeiwert stellt ebenso wie der Sekundärsetzungsbeiwert einen spannungsunabhängigen Bodenkennwert dar. Das viskose Verhalten organischer Böden wird entscheidend durch den Anteil kolloider Bodenpartikel, insbesondere der Huminstoffe (vgl. Abschnitt 2.1.3), beeinflusst. In Abb. 6.40 wird daher der korrelative Zusammenhang zwischen dem Kriechbeiwert nach BUISMANN (1936) und dem Glühverlust dargestellt.



**Abb. 6.40: Kriechbeiwert nach BUISMANN in Abhängigkeit des Glühverlustes**

Da die im Rahmen dieser Arbeit genutzten Bezugsparameter Wassergehalt und Porenzahl aber ebenso entscheidend von den Anteilen kolloider Bodenpartikel abhängen (vgl. Kapitel 5), lassen sich entsprechende korrelative Beziehungen formulieren (Abb. 6.41 und 6.42). Direkte kausale Zusammenhänge zwischen den Parametern Wassergehalt bzw. Porenzahl und dem Kriechbeiwert bestehen aber nicht.

In FGSV 542 (2010) werden für Mudden Kriechbeiwerte von  $c_B = 0,02 \dots 0,5$  und für Torfe von  $c_B = 0,2 \dots 1,0$  genannt. Diese Spannbreiten stimmen mit den im Rahmen dieser Arbeit ermittelten Werten sehr gut überein.

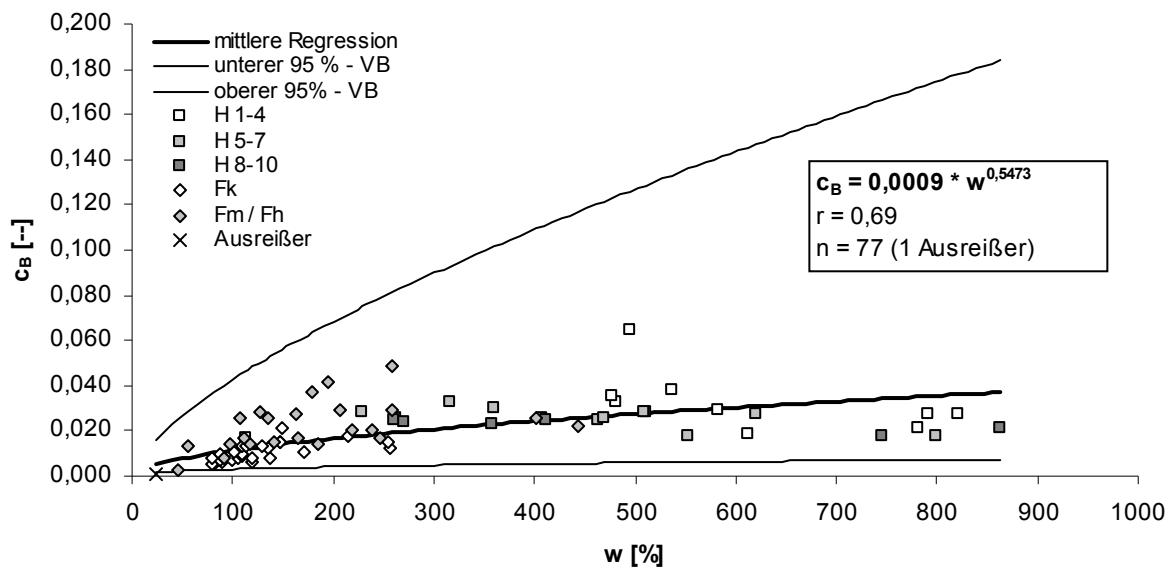


Abb. 6.41: Kriechbeiwert nach BUISMANN in Abhängigkeit des Wassergehaltes

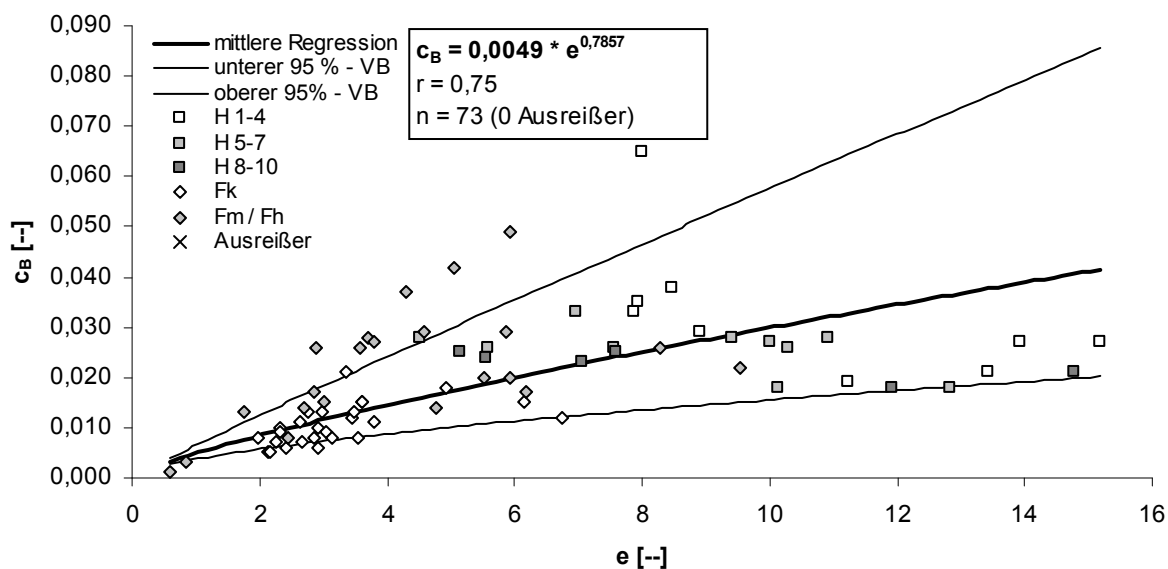


Abb. 6.42: Kriechbeiwert nach BUISMANN in Abhängigkeit der Porenzahl

In den Tabellen 6.3 und 6.4 sind die Parameter der mittleren Regressionsfunktionen sowie der oberen und unteren 95% - Vertrauensbereiche für die Kriechbeiwerte nach BUISMANN zusammengefasst.

Tab. 6.3: Zusammenstellung der Parameter zur Ermittlung der Kriechbeiwerte nach BUISMANN [--]

Bodenart	$c_B = a_{Vgl,cB} * V_{gl}^{-b_{Vgl,cB}}$		
	$a_{Vgl,cB} [-]$	$b_{Vgl,cB} [-]$	
Torfe und Mudden	0,0029	0,3875	unterer 95%-VB
	0,0039	0,4749	mittlere Regression
	0,0052	0,5622	oberer 95%-VB

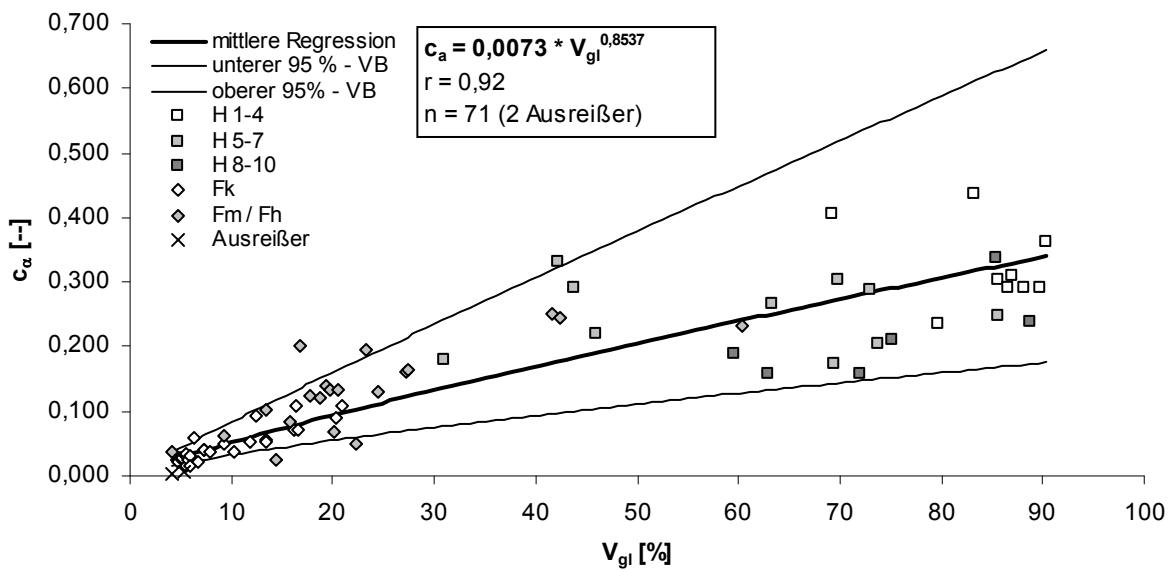


**Tab. 6.4: Zusammenstellung der Parameter zur Ermittlung der Kriechbeiwerte nach BUISMANN [--]**

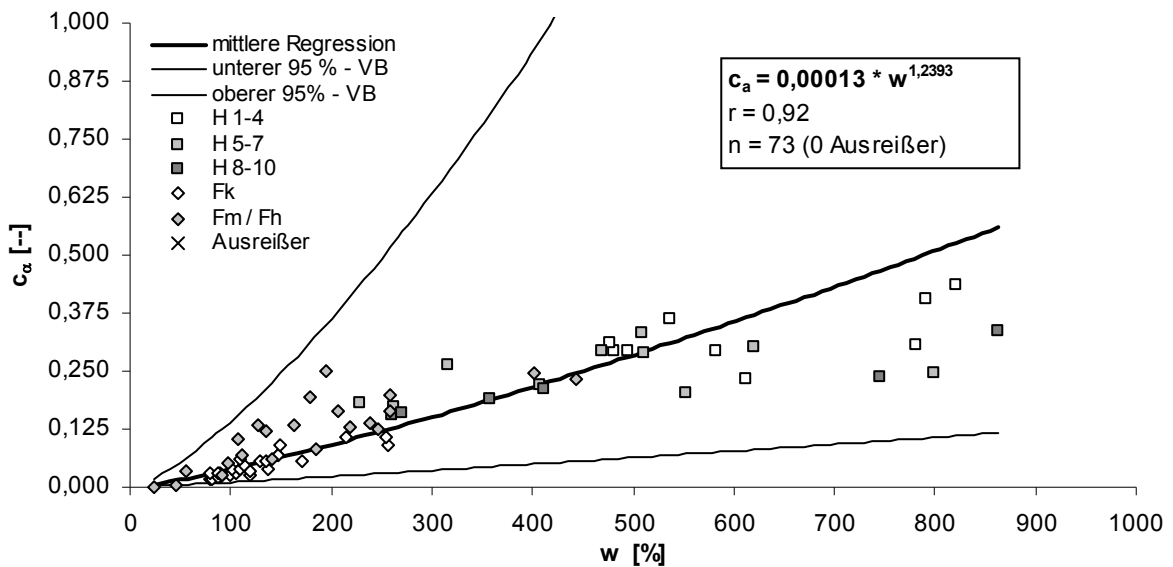
Bodenart	$C_B = a_{w,cB} * w^{-b_{w,cB}}$		$C_B = a_{e,cB} * e^{-b_{e,cB}}$		
	$a_{w,cB}$ [--]	$b_{w,cB}$ [--]	$a_{e,cB}$ [--]	$b_{e,cB}$ [--]	
Torfe und Mudden	0,0004	0,4157	0,0037	0,6208	unterer 95%-VB
	0,0009	0,5473	0,0049	0,7857	mittlere Regression
	0,0019	0,6789	0,0065	0,9505	oberer 95%-VB

6.4.7 Sekundärsetzungsbeiwert ( $c_a$ )

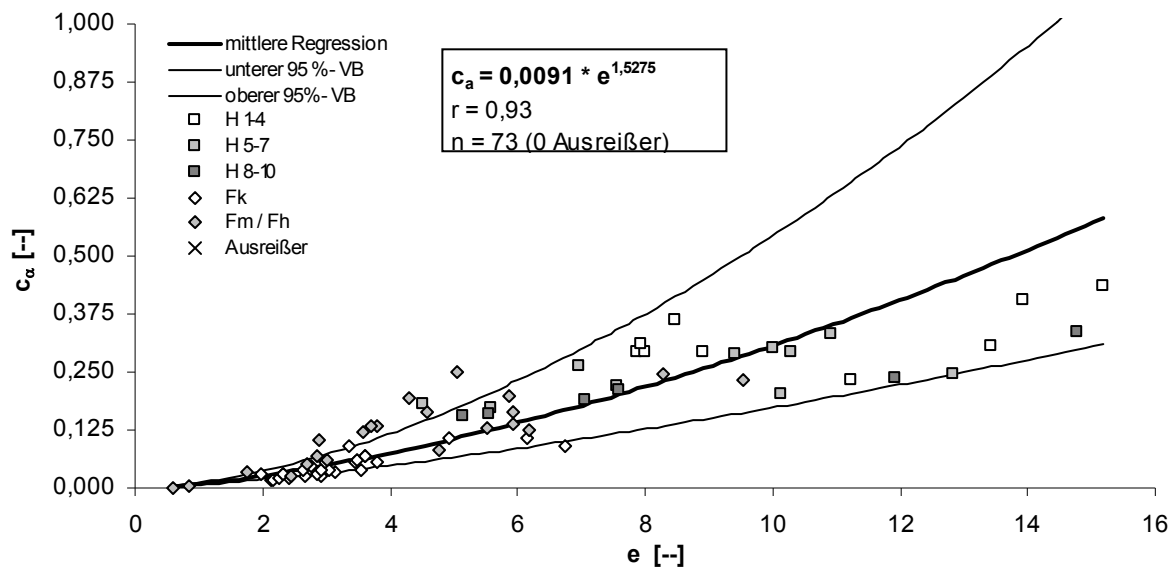
Bezüglich der Ermittlung des Sekundärsetzungsbeiwertes (Abb. 6.43 bis 6.45) gelten grundsätzlich die gleichen Angaben wie für den Kriechbeiwert nach BUISMANN in Abschnitt 6.4.6.



**Abb. 6.43: Sekundärsetzungsbeiwert in Abhängigkeit des Glühverlustes**



**Abb. 6.44: Sekundärsetzungsbeiwert in Abhängigkeit des Wassergehaltes**



**Abb. 6.45: Sekundärsetzungsbeiwert in Abhängigkeit der Porenzahl**

In SCHMIDT (1996) wurden für organische und humose Böden Werte von  $c_{\alpha} = 0,05 \dots 0,5$  genannt. Dies entspricht der im Rahmen dieser Arbeit ermittelten Spannweite. In den Tabellen 6.5 und 6.6 sind die Parameter der mittleren Regressionsfunktionen sowie der oberen und unteren 95%-Vertrauensbereiche für die Sekundärsetzungsbeiwerte zusammengefasst.

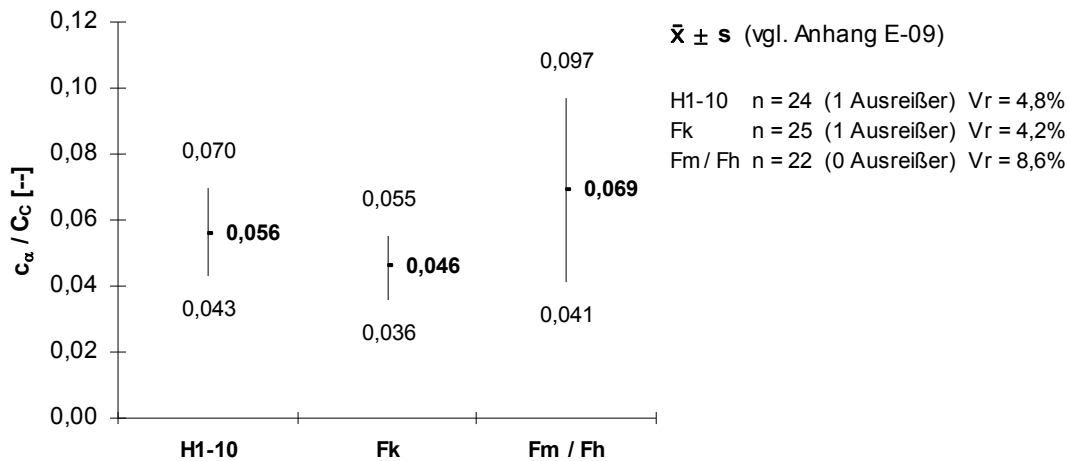
**Tab. 6.5: Zusammenstellung der Parameter zur Ermittlung des Sekundärsetzungsbeiwertes [-]**

Bodenart	$c_{\alpha} = a_{Vgl,c\alpha} * V_{gl}^{-b_{Vgl,c\alpha}}$		
	$a_{Vgl,c\alpha}$ [-]	$b_{Vgl,c\alpha}$ [-]	
Torfe und Mudden	0,0055	0,7687	unterer 95%-VB
	0,0073	0,8537	mittlere Regression
	0,0096	0,9388	oberer 95%-VB

**Tab. 6.6: Zusammenstellung der Parameter zur Ermittlung des Sekundärsetzungsbeiwertes [-]**

Bodenart	$c_{\alpha} = a_{w,c\alpha} * w^{-b_{w,c\alpha}}$		$c_{\alpha} = a_{e,c\alpha} * e^{-b_{e,c\alpha}}$		
	$a_{w,c\alpha}$ [-]	$b_{w,c\alpha}$ [-]	$a_{e,c\alpha}$ [-]	$b_{e,c\alpha}$ [-]	
Torfe und Mudden	0,00006	1,1103	0,0072	1,3838	unterer 95%-VB
	0,00013	1,2393	0,0091	1,5275	mittlere Regression
	0,00026	1,3683	0,0116	1,6712	oberer 95%-VB

Das von MESRI (1973) entwickelte  $c_{\alpha}/C_C$ -Konzept sieht einen konstanten Verhältniswert zwischen dem Sekundärsetzungsbeiwert und dem Kompressionsbeiwert vor, vgl. Abschnitt 6.5.4. In Abb. 6.46 sind die im Rahmen dieser Arbeit ermittelten Verhältniswerte dargestellt.



**Abb. 6.46: Verhältnisswerte  $c_\alpha/C_C$**

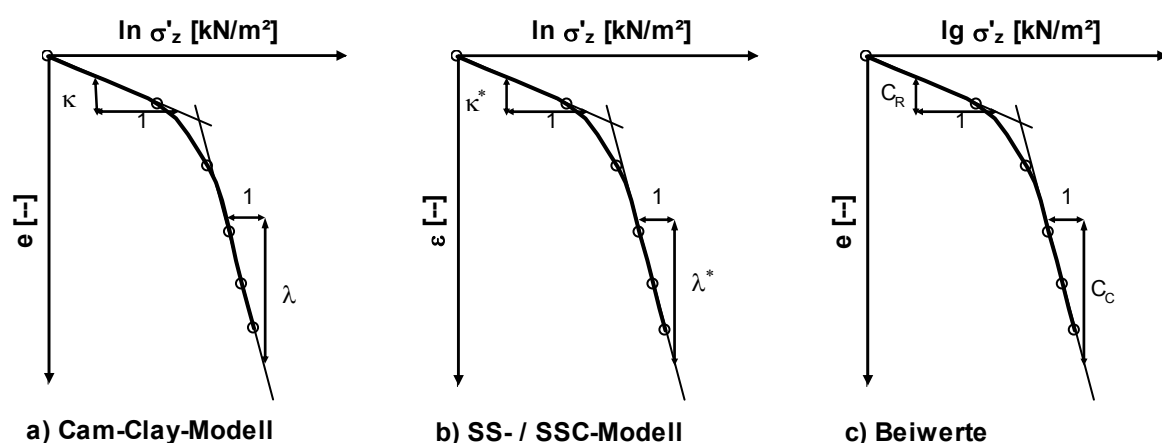
MESRI / GODLEWSKI (1977) geben für natürliche Böden eine Spanne von  $c_\alpha/C_C = 0,025 \dots 0,10$  an. Innerhalb dieser Spannbreite liegen auch die in Abb. 6.46 dargestellten Ergebnisse ( $c_\alpha/C_C = 0,039 \dots 0,097$ ). Diese Spannbreite wurde dann von MESRI / CASTRO (1978) für hochplastische, organische Böden auf  $c_\alpha/C_C = 0,05 \pm 0,01$  eingegrenzt. KULHAWY / MAYNE (1990) geben die Spannen für die von ihnen untersuchten Torfe mit  $c_\alpha/C_C = 0,075 \pm 0,01$  an. FOX / EDIL / LAN (1992) ermittelten für faserige Torfe einen Mittelwert von  $c_\alpha/C_C = 0,045$ , berichten aber gleichzeitig von großen Spannbreiten der Versuchswerte ( $c_\alpha/C_C = 0,00034 \dots 0,11$ ). Die im Rahmen dieser Arbeit ermittelten Verhältnisswerte liegen allesamt innerhalb der in der Literatur angegebenen Spannbreiten. Die ermittelten Sekundärsetzungsbeiwerte entsprechend der Abbildungen 6.43 bis 6.45 können aus Sicht des Verfassers als plausibel eingestuft werden.

## 6.5 Kennwerte zur Durchführung numerischer Berechnungen

### 6.5.1 Stoffgesetze der PLAXIS B.V.

Neben den analytischen Berechnungsmethoden haben sich in den letzten Jahren numerische Berechnungsmethoden, insbesondere nach der Methode der Finiten Elemente, etabliert. Diese haben gegenüber den analytischen Verfahren den Vorteil, dass auch komplizierte geometrische Strukturen und Randbedingungen, wie etwa teilweise Entlastungs- und Wiederbelastungsvorgänge, genauer abgebildet werden können. Voraussetzungen für eine realitätsnahe numerische Berechnung sind neben der Wahl zutreffender Bodenkennwerte insbesondere die Verwendung geeigneter Stoffgesetze. Für weiche bindige und organische Böden wurden seitens der PLAXIS B. V. die Stoffgesetze Soft-Soil (SS) und

Soft-Soil-Creep (SSC) entwickelt. Diese basieren grundsätzlich auf dem zuvor für Tonböden entwickelten Cam-Clay-Modell. Der wesentliche Unterschied besteht hierbei zunächst in der Definition der Modellparameter, dem Compression index ( $\lambda$ ), der die Deformation bei Erstbelastung beschreibt und dem Swelling index ( $\kappa$ ), der die Entlastungs- und Wiederbelastungsvorgänge kennzeichnet. Beim Cam-Clay-Modell bezogen sich diese per Definition auf die Porenzahl in Bezug auf den natürlichen Logarithmus der Spannung, beim Soft-Soil-Modell bzw. beim Soft-Soil-Creep-Modell hingegen auf die Deformation in Bezug auf den natürlichen Logarithmus der Spannung, vgl. Abb. 6.47. Die Parameter wurden als Modified compression index ( $\lambda^*$ ) und Modified swelling index ( $\kappa^*$ ) bezeichnet. Die Parameter können direkt ineinander umgerechnet werden. Alternativ kann auch eine Eingabe des Kompressionsbeiwertes ( $C_C$ ) und des Rekompansionsbeiwertes ( $C_R$ ) bzw. des Schwellbeiwertes ( $C_S$ ) erfolgen, die in ähnlicher Weise aus dem Porenzahl-Spannungsdiagramm ermittelt werden können. Allerdings ist hier anstelle des natürlichen Logarithmus der dekadische Logarithmus anzusetzen. Auch diese Parameter können ineinander umgerechnet werden.



**Abb. 6.47: Definitionen verschiedener Modellparameter für numerische Berechnungen**

Die Verformungen berechnen sich aus den genannten Parametern für die Erstbelastung und für eine Wiederbelastung wie folgt:

$$\Delta \varepsilon = \lambda^* \cdot \ln \Delta \sigma' = \frac{\lambda}{1 + e_0} \cdot \ln \Delta \sigma' \quad (6.57)$$

$$\Delta \varepsilon = \kappa^* \cdot \ln \Delta \sigma' = \frac{\kappa}{1 + e_0} \cdot \ln \Delta \sigma' \quad (6.58)$$

bzw.

$$\Delta \varepsilon = C_C \cdot \lg \Delta \sigma'^* \cdot \frac{1}{1 + e_0} \quad (6.59)$$

$$\Delta \varepsilon = C_R \cdot \lg \Delta \sigma'^* \cdot \frac{1}{1 + e_0} \quad (6.60)$$

Das Soft-Soil-Creep-Modell stellt wiederum eine Erweiterung des Soft-Soil-Modells dar und kann über den Modellparameter des Modified creep index ( $\mu^*$ ) auch Sekundärsetzungen abbilden. Zwischen dem Modified creep index und dem Sekundärsetzungsmodul besteht ein enger Zusammenhang. Eine Umrechnung der beiden Kennwerte ist möglich. Die Sekundärsetzungen lassen sich wie folgt berechnen:

$$\Delta \varepsilon = \mu^* \cdot \lg\left(\frac{t_i}{t_{eoc}}\right) \cdot \frac{\ln(10)}{1 + e_{eoc}} \quad (6.61)$$

Die Konsolidation berechnet sich analog der analytischen Berechnungen auf Grundlage der eindimensionalen Konsolidationstheorie. Eingangsparemeter ist hier der Wasserdurchlässigkeitsbeiwert ( $k_{10}$ ) nach DIN 18130-1 (1998), vgl. Abschnitt 6.4.4. Da der Wasserdurchlässigkeitsbeiwert sehr stark mit zunehmender Kompression des Erdstoffs abnimmt, wurde seitens der PLAXIS B. V. ein Parameter eingeführt, der die Änderungen des Wasserdurchlässigkeitsbeiwerts in Abhängigkeit der Porenzahländerung beschreibt ( $c_k$ ), vgl. Abschnitt 6.5.5. Es gilt:

$$\lg \frac{k_i}{k_0} = \frac{\Delta e}{c_k} \quad (6.62)$$

und damit

$$k_i = k_0 \cdot 10^{\frac{\Delta e \cdot 1 + e_0}{c_k}} \quad (6.63)$$

Weiterführende Angaben zum Soft-Soil - Modell und zum Soft-Soil-Creep - Modell können u. a. BRINKGREVE (2008), LEONI (2008), NEHER (2008), PLAXIS (2008), SCHWEIGER (2008) und VERMEER (2008) entnommen werden.

### 6.5.2 Modified compression index / modified swelling index ( $\lambda^*$ , $\kappa^*$ )

Der Modified compression index lässt sich aus dem Erstbelastungsbereich wie folgt ableiten:

$$\lambda^* = \frac{\Delta \varepsilon}{\ln \Delta \sigma'} \quad (6.64)$$

Zu den übrigen Parametern bestehen folgende Zusammenhänge:

$$\lambda^* = \frac{\lambda}{1 + e_0} \quad (6.65)$$

$$\lambda^* = \frac{C_c}{(1 + e_0) \cdot \ln(10)} \quad (6.66)$$

Entsprechend der Ermittlung der Steifebeiwerte wurde bei der Ermittlung der Regressionen für den Modified compression index keine Unterscheidung nach Bodenarten durchgeführt.

Die Ergebnisse sind in den Abbildungen 6.48 und 6.49 dargestellt.

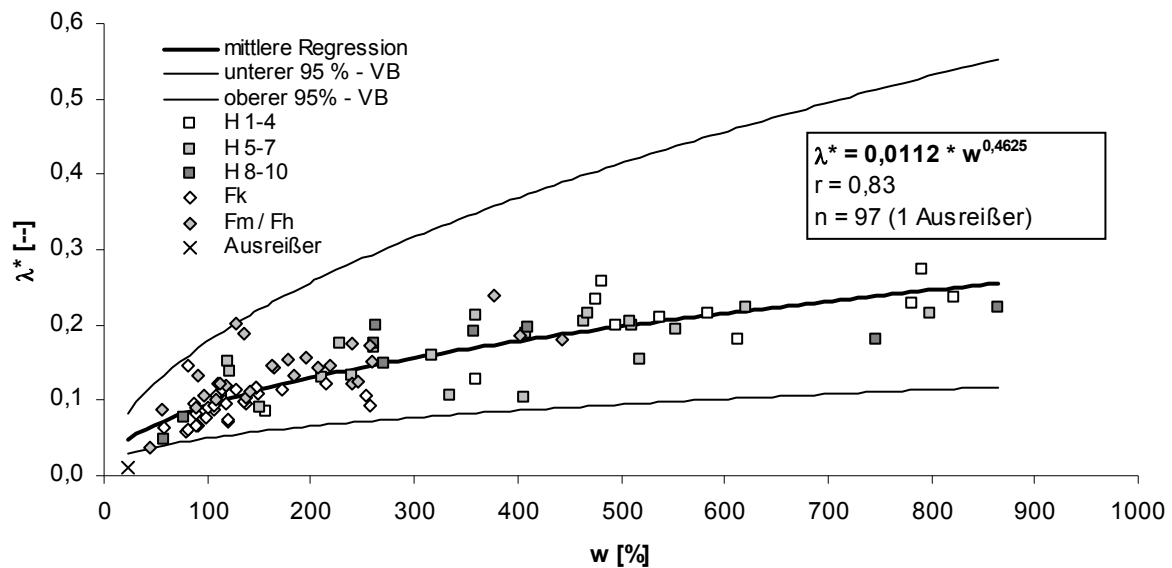


Abb. 6.48: Modified compression index in Abhängigkeit des Wassergehaltes

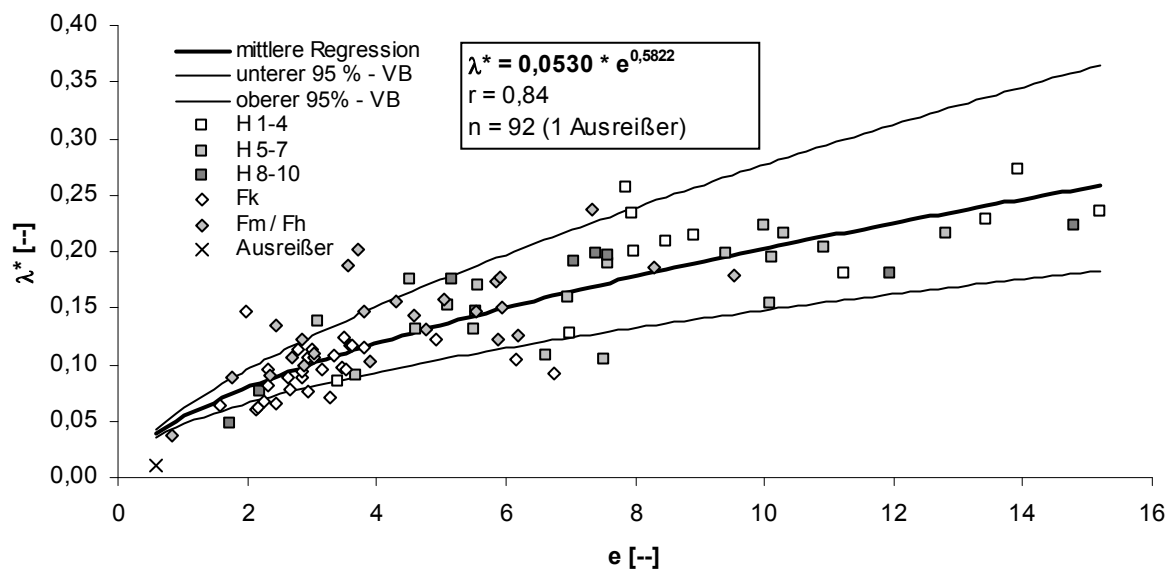


Abb. 6.49: Modified compression index in Abhängigkeit der Porenzahl

VERMEER (2002), zitiert in NEHER (2008), gibt als Näherungswert für den Modified creep index korrelative Beziehungen zur Fließgrenze und zum Plastizitätsindex an. Entsprechend der im Rahmen dieser Arbeit exemplarisch durchgeführten Bestimmungen der Zustandsgrenzen nach DIN 18122-1 (1997) beträgt die Fließgrenze für Kalkmudden  $w_L = 75 \dots 300 \%$  und für Silikatmudden  $w_L = 150 \dots 450 \%$ , vgl. Abschnitt 5.1. Hieraus ergeben sich Werte von  $\lambda^* = 0,13 \dots 0,58$  für Kalkmudden und von  $\lambda^* = 0,28 \dots 0,88$  für Silikatmudden. Der Plastizitätsindex beträgt für Kalkmudden etwa  $I_p = 25 \dots 75 \%$ , für Silikatmudden  $I_p = 100 \dots 250 \%$ . Hieraus ergeben sich Werte von  $\lambda^* = 0,08 \dots 0,22$  für Kalkmudden und von  $\lambda^* = 0,30 \dots 0,75$  für Silikatmudden. Die im Rahmen dieser Arbeit ermittelten Werte liegen überwiegend innerhalb dieser Spannen, bei Proben mit Wassergehalten  $w < 80 \%$  bzw. mit Porenzahlen  $e < 2$

wurden Werte  $\lambda^* < 0,08$  ermittelt. Eine genaue Prüfung der Werte gemäß den Abb. 6.48 und 6.49 wird über die Auswertung und Rückrechnung von Feldmessungen vorgenommen, vgl. Kapitel 8. In Tabelle 6.7 sind die Parameter der mittleren Regressionsfunktionen sowie der oberen und unteren 95%-Vertrauensbereiche für die Ermittlung des Modified compression index in Abhängigkeit des Wassergehaltes bzw. in Abhängigkeit der Porenzahl zusammengefasst.

**Tab. 6.7: Zusammenstellung der Parameter zur Ermittlung des Modified compression index  $\lambda^*$  [–]**

Bodenart	$\lambda^* = a_{w,\lambda^*} \cdot w^{b_{w,\lambda^*}}$		$\lambda^* = a_{e,\lambda^*} \cdot e^{b_{e,\lambda^*}}$		
	$a_{w,\lambda^*}$ [–]	$b_{w,\lambda^*}$ [–]	$a_{e,\lambda^*}$ [–]	$b_{e,\lambda^*}$ [–]	
Torfe und Mudden	0,0079	0,3987	0,0465	0,5030	unterer 95%-VB
	0,0112	0,4625	0,0530	0,5822	mittlere Regression
	0,0157	0,5263	0,0604	0,6614	oberer 95%-VB

Der Modified swelling index lässt sich aus dem Wiederbelastungsbereich analog zum modified compression index wie folgt ableiten:

$$\kappa^* = \frac{\Delta \varepsilon}{\ln \Delta \sigma'} \quad (6.67)$$

Zu den übrigen Parametern bestehen folgende Zusammenhänge:

$$\kappa^* = \frac{\kappa}{1 + e_0} \quad (6.68)$$

$$\kappa^* = \frac{C_R}{(1 + e_0) \cdot \ln(10)} \quad (6.69)$$

Die Ergebnisse sind in den Abbildungen 6.50 und 6.51 sowie in Tabelle 6.8 dargestellt.

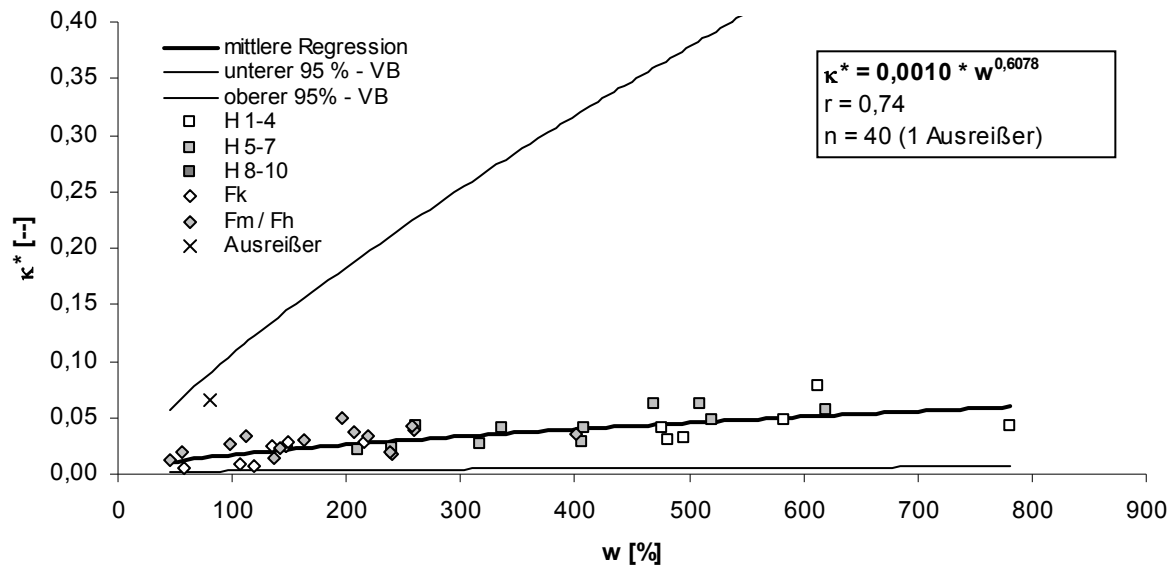


Abb. 6.50: Modified swelling index in Abhängigkeit des Wassergehaltes

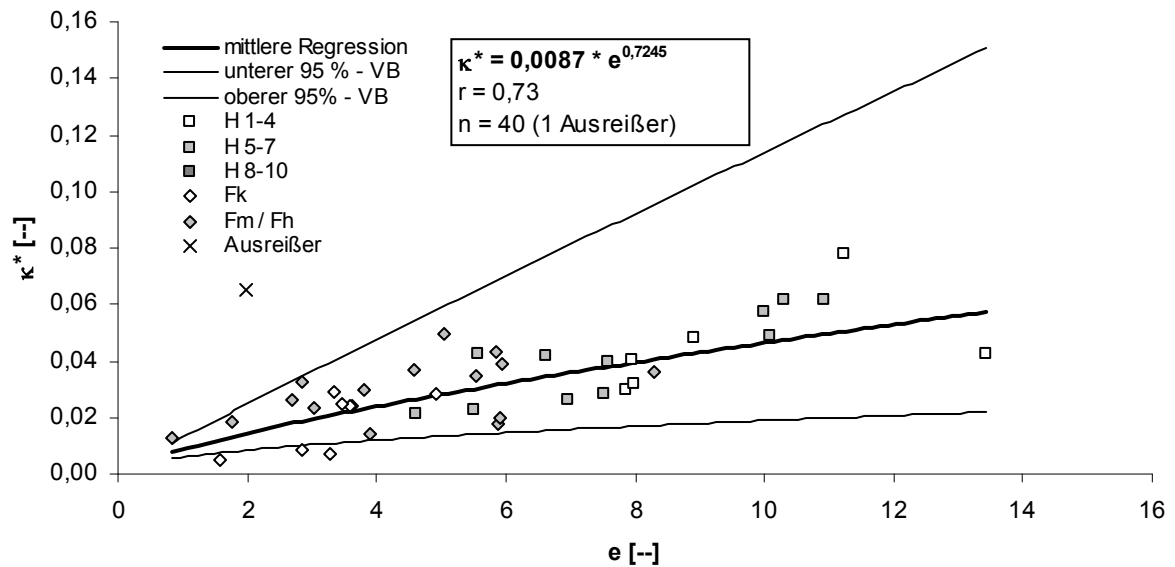


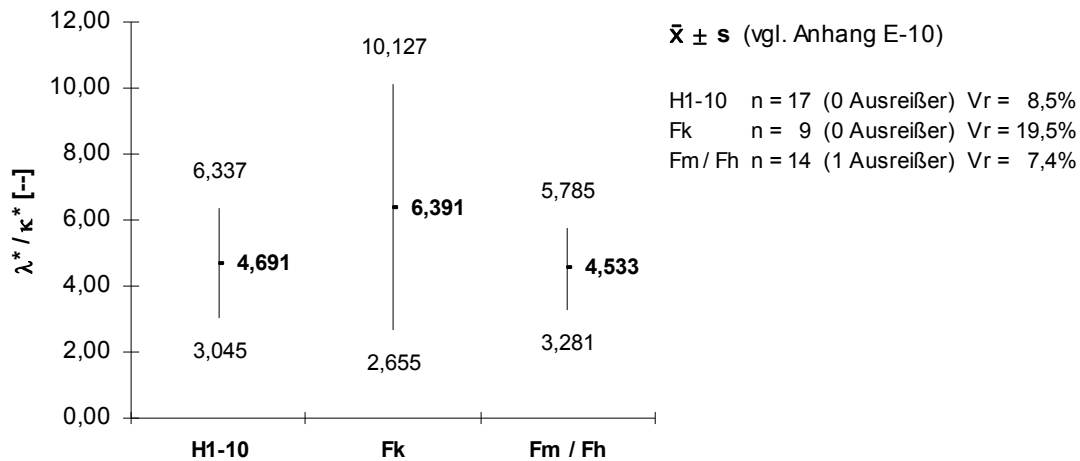
Abb. 6.51: Modified swelling index in Abhängigkeit der Porenzahl

Tab. 6.8: Zusammenstellung der Parameter zur Ermittlung des Modified swelling index  $\kappa^*$  [--]

Bodenart	$\kappa^* = a_{w, \kappa^*} * w^{b_{w, \kappa^*}}$		$\kappa^* = a_{e, \kappa^*} * e^{b_{e, \kappa^*}}$		
	$a_{w, \kappa^*}$ [--]	$b_{w, \kappa^*}$ [--]	$a_{e, \kappa^*}$ [--]	$b_{e, \kappa^*}$ [--]	
Torfe und Mudden	0,0004	0,4267	0,0059	0,5016	unterer 95%-VB
	0,0010	0,6078	0,0087	0,7245	mittlere Regression
	0,0028	0,7889	0,0129	0,9474	oberer 95%-VB

Für die Verhältniswerte  $\lambda^*/\kappa^*$  gibt NEHER (2008) eine Spannbreite zwischen 2 und 10 an. Im Rahmen dieser Arbeit wurden die in Abb. 6.52 dargestellten Verhältniswerte ermittelt.





**Abb. 6.52: Verhältniswerte  $\lambda^*/\kappa^*$**

Die von NEHER (2008) genannten Verhältniswerte können im Ergebnis dieser Arbeit bestätigt werden.

### 6.5.3 Modified creep index ( $\mu^*$ )

Der Modified creep index lässt sich analog dem Sekundärsetzungsbeiwert ( $c_{\alpha}$ ) aus dem im halblogarithmischen Spannungs-Verformungsdiagramm linear verlaufenden Teil nach Abschluss der Primärsetzung ( $t_{eoc}$ ) ermitteln. Es besteht folgender Zusammenhang zum Sekundärsetzungsbeiwert:

$$\mu^* = \frac{c_{\alpha}}{(1 + e_{eoc}) * \ln(10)} \quad (6.70)$$

Und somit gilt:

$$\mu^* = \frac{\Delta \varepsilon * \ln(10)}{\lg\left(\frac{t_i}{t_{eoc}}\right) * (1 + e_{eoc})} \quad (6.71)$$

Für die Ermittlung korrelativer Zusammenhänge gelten die gleichen Angaben wie zur Ermittlung der Kriechbeiwerte nach BUISMANN und zur Ermittlung der Sekundärsetzungsbeiwerte, vgl. Abschnitt 6.4.6. Die im Rahmen dieser Arbeit ermittelten Regressionen sind in den Abbildungen 6.53 bis 6.55 sowie in den Tabellen 6.9 und 6.10 dargestellt.

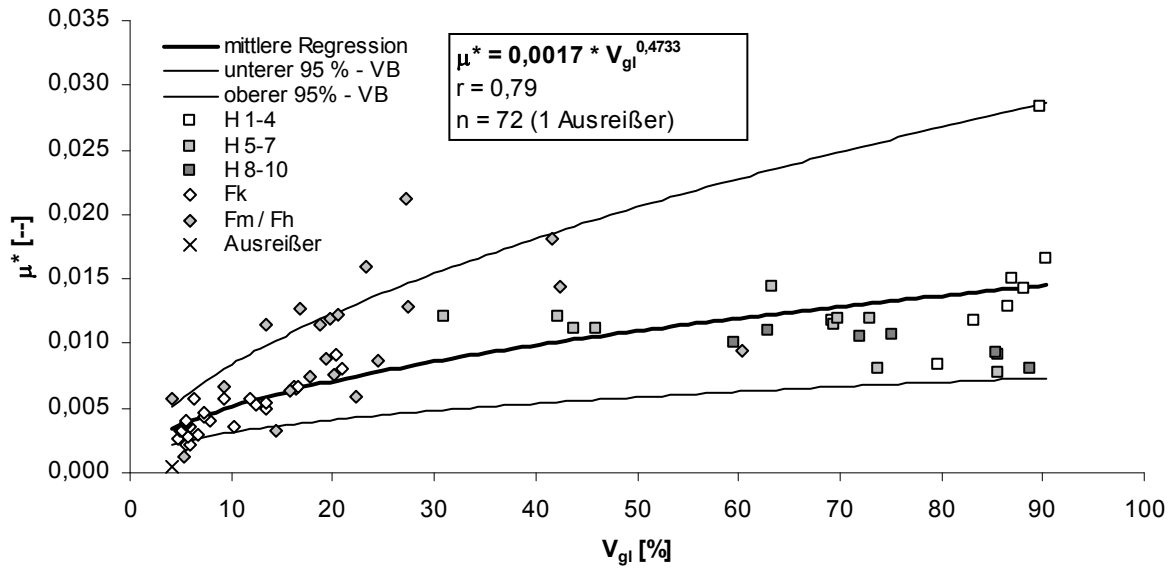


Abb. 6.53: Modified creep index in Abhängigkeit des Glühverlustes

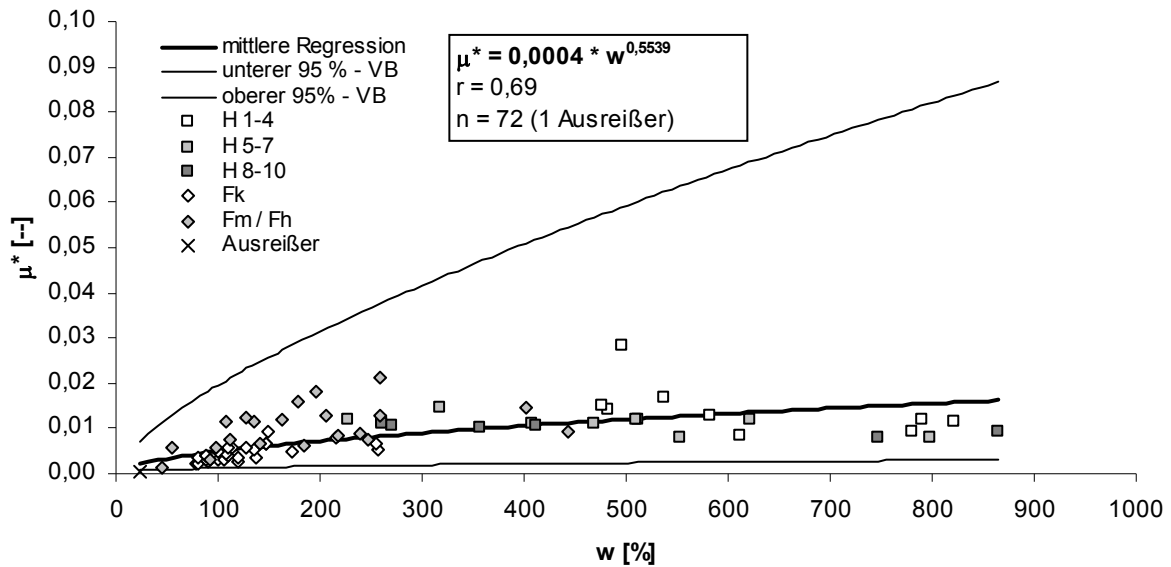


Abb. 6.54: Modified creep index in Abhängigkeit des Wassergehaltes

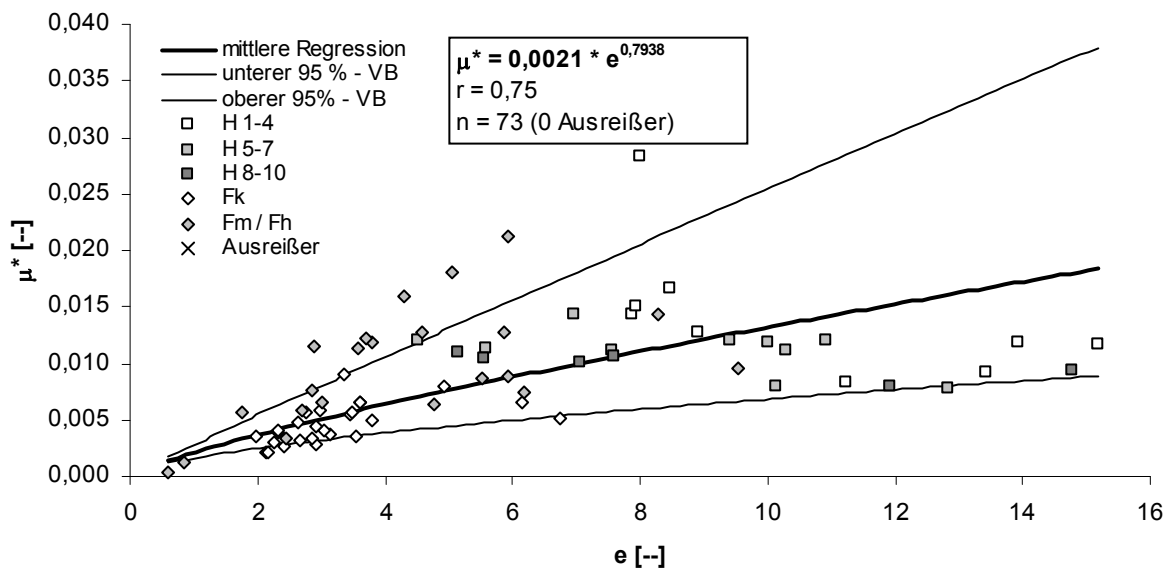


Abb. 6.55: Modified creep index in Abhängigkeit der Porenzahl

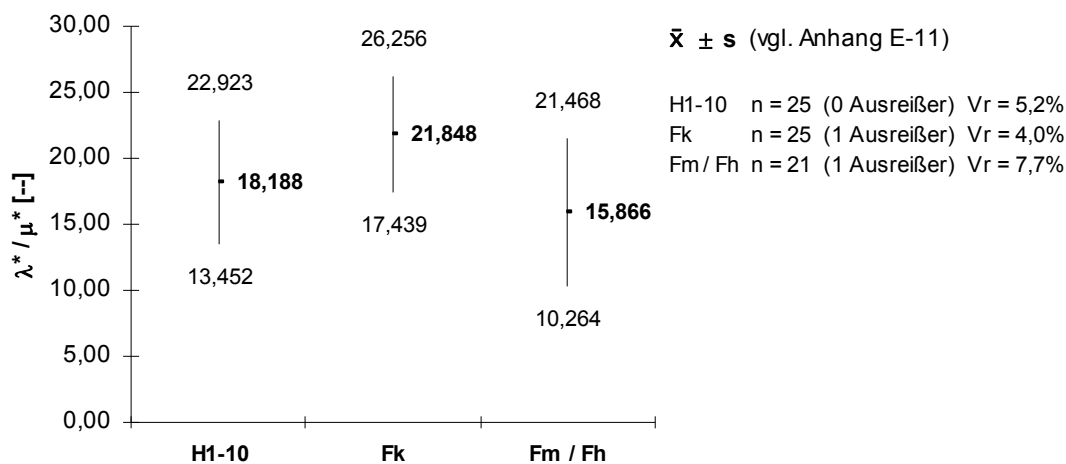
**Tab. 6.9: Zusammenstellung der Parameter zur Ermittlung des Modified creep index  $\mu^*$  [--]**

Bodenart	$\mu^* = a_{Vgl,\mu^*} \cdot V_{gl}^{b_{Vgl,\mu^*}}$		
	$a_{Vgl,\mu^*} [--]$	$b_{Vgl,\mu^*} [--]$	
Torfe und Mudden	0,0013	0,3858	unterer 95%-VB
	0,0017	0,4733	mittlere Regression
	0,0023	0,5609	oberer 95%-VB

**Tab. 6.10: Zusammenstellung der Parameter zur Ermittlung des Modified creep index  $\mu^*$  [--]**

Bodenart	$\mu^* = a_{w,\mu^*} \cdot w^{b_{w,\mu^*}}$		$\mu^* = a_{e,\mu^*} \cdot e^{b_{e,\mu^*}}$		
	$a_{w,\mu^*} [--]$	$b_{w,\mu^*} [--]$	$a_{e,\mu^*} [--]$	$b_{e,\mu^*} [--]$	
Torfe und Mudden	0,0002	0,4165	0,0016	0,6285	unterer 95%-VB
	0,0004	0,5539	0,0021	0,7938	mittlere Regression
	0,0008	0,6913	0,0028	0,9590	oberer 95%-VB

Für die Verhältniswerte  $\lambda^*/\mu^*$  gibt NEHER (2008) eine Spannweite zwischen 15 und 35 an. Im Rahmen dieser Arbeit wurden die in Abb. 6.56 dargestellten Verhältniswerte ermittelt.

**Abb. 6.56: Verhältniswerte  $\lambda^*/\mu^*$** 

Die von NEHER (2008) genannten Verhältniswerte können im Ergebnis dieser Arbeit für Torfe und Kalkmudden im Wesentlichen bestätigt werden, bei Silikat- und Organomudden wurden teilweise geringere Verhältniswerte bis etwa  $\lambda^*/\mu^* = 10$  festgestellt.

#### 6.5.4 Kompressions-, Schwell- und Rekompansionsbeiwert ( $C_C$ , $C_S$ , $C_R$ )

Die Kompressions-, Schwell- und Rekompansionsbeiwerte lassen sich als Sekantenmodule aus dem halblogarithmischen Spannungs-Porenzahlendiagramm (dekadisch, vgl. Abb. 6.47) wie folgt ableiten:

$$C_C = \frac{\Delta e}{\lg \Delta \sigma'} \quad (6.72)$$

$$C_R = \frac{\Delta e}{\lg \Delta \sigma'} \quad (6.73)$$

$$C_S = \frac{\Delta e}{\lg \Delta \sigma'} \quad (6.74)$$

Die im Rahmen dieser Arbeit ermittelten Regressionen bzgl. der Kompressionsbeiwerte sind in den Abbildungen 6.57 und 6.59 sowie in Tabelle 6.11 dargestellt.

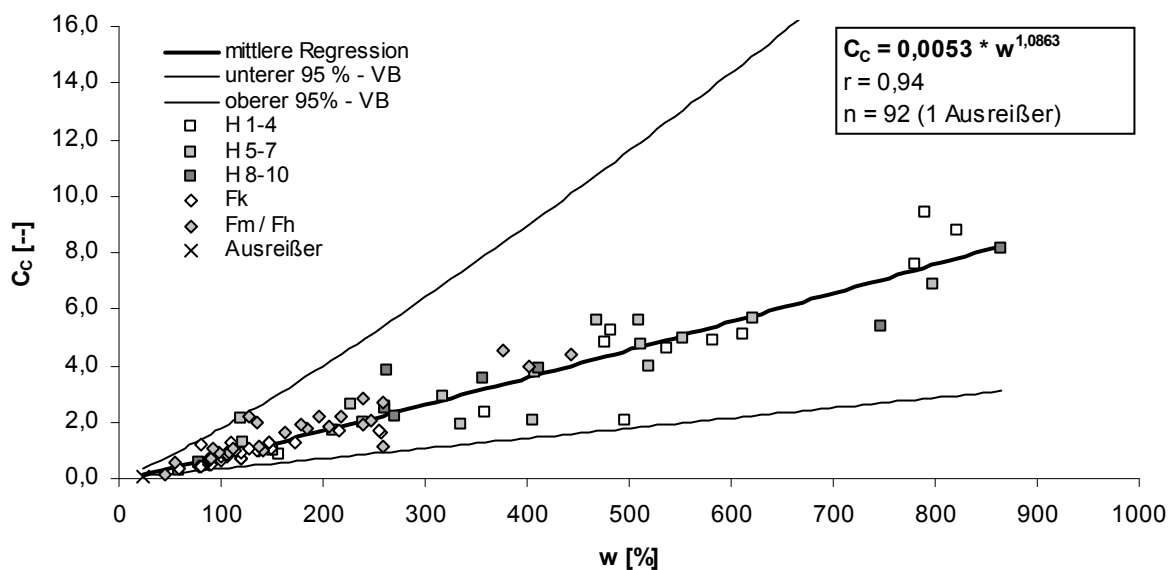


Abb. 6.57: Kompressionsbeiwert in Abhängigkeit des Wassergehaltes

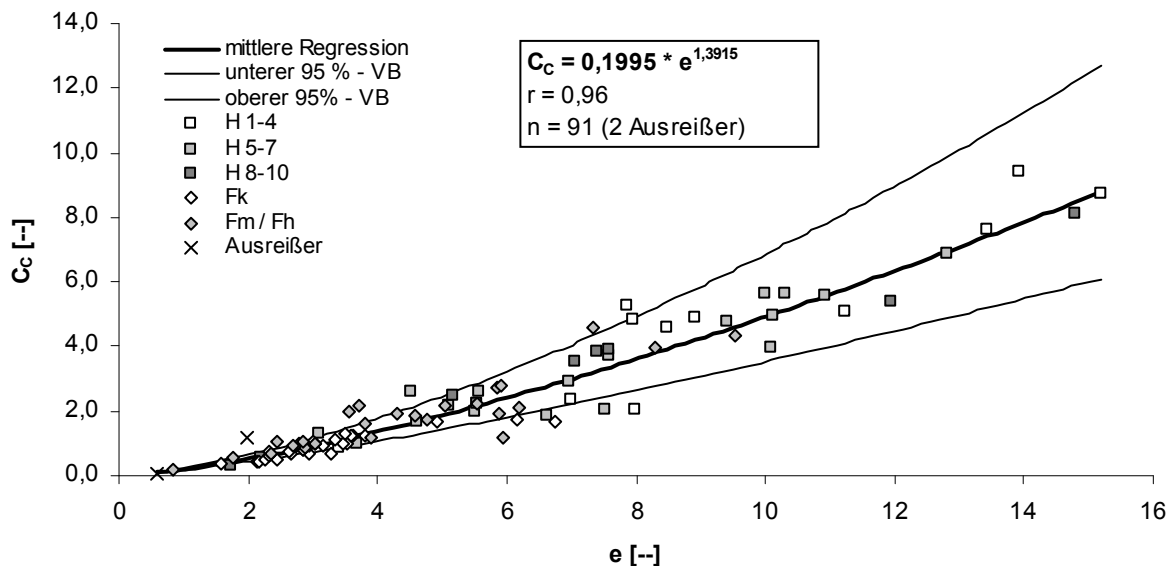


Abb. 6.58: Kompressionsbeiwert in Abhängigkeit der Porenzahl

**Tab. 6.11: Zusammenstellung der Parameter zur Ermittlung des Kompressionsbeiwertes  $C_c$  [--]**

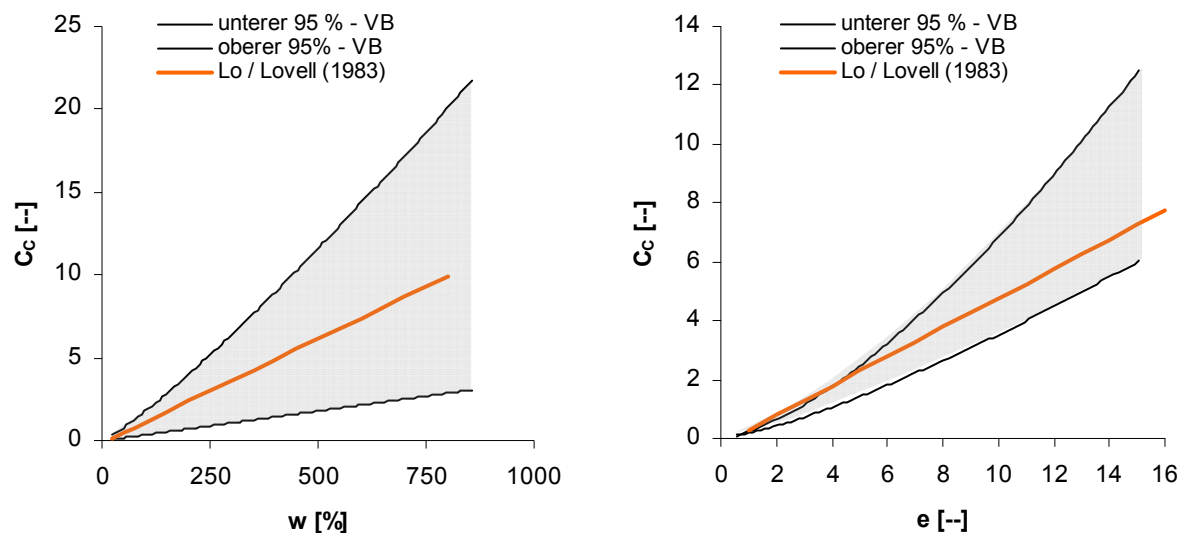
Bodenart	$C_c = a_{w,Cc} * w^{b_{w,Cc}}$		$C_c = a_{e,Cc} * e^{b_{e,Cc}}$		
	$a_{w,Cc}$ [--]	$b_{w,Cc}$ [--]	$a_{e,Cc}$ [--]	$b_{e,Cc}$ [--]	
Torfe und Mudden	0,0034	1,0054	0,1737	1,3079	unterer 95%-VB
	0,0053	1,0863	0,1995	1,3915	mittlere Regression
	0,0082	1,1672	0,2292	1,4752	oberer 95%-VB

Literaturangaben zu Kompressionsbeiwerten organischer Böden liegen mit Ausnahme folgender Spannbreiten aus dem mittlerweile durch eine Neufassung aus dem Jahr 2010 ersetzten FGSV Merkblatt 542 (1988) nicht vor:

Mudden  $C_c = 0,2 \dots 0,5$

Torfe  $C_c = 0,7 \dots 3,0$

Die genannten Spannbreiten decken sich mit den unteren Wertebereichen, die im Rahmen dieser Arbeit ermittelt wurden. Insbesondere für Organomudden und für Torfe mit Porenzahlen  $> 7$  wurden auch höhere Kompressionsbeiwerte festgestellt. Korrelationen in Abhängigkeit des Wassergehaltes bzw. der Porenzahl wurden von LO / LOVELL (1983) angegeben, vgl. Anhang C-2. Diese sind in Abb. 6.59 den 95%-Vertrauensbereichen aus den Abbildungen 6.57 und 6.58 gegenübergestellt. Es zeigen sich weitgehende Übereinstimmungen.



a) in Abhängigkeit des Wassergehaltes

b) in Abhängigkeit der Porenzahl

**Abb. 6.59: Vergleiche der 95%-Vertrauensbereiche aus den Abb. 6.57 und 6.58 mit Literaturangaben**

In den Abbildungen 6.60 bis 6.63 sowie in den Tabellen 6.12 bis 6.13 sind die im Rahmen dieser Arbeit ermittelten Regressionen bzgl. der Rekompansions- und Schwellbeiwerte dargestellt. Literaturangaben liegen sowohl für Rekompansions- als auch für Schwellbeiwerte nicht vor.

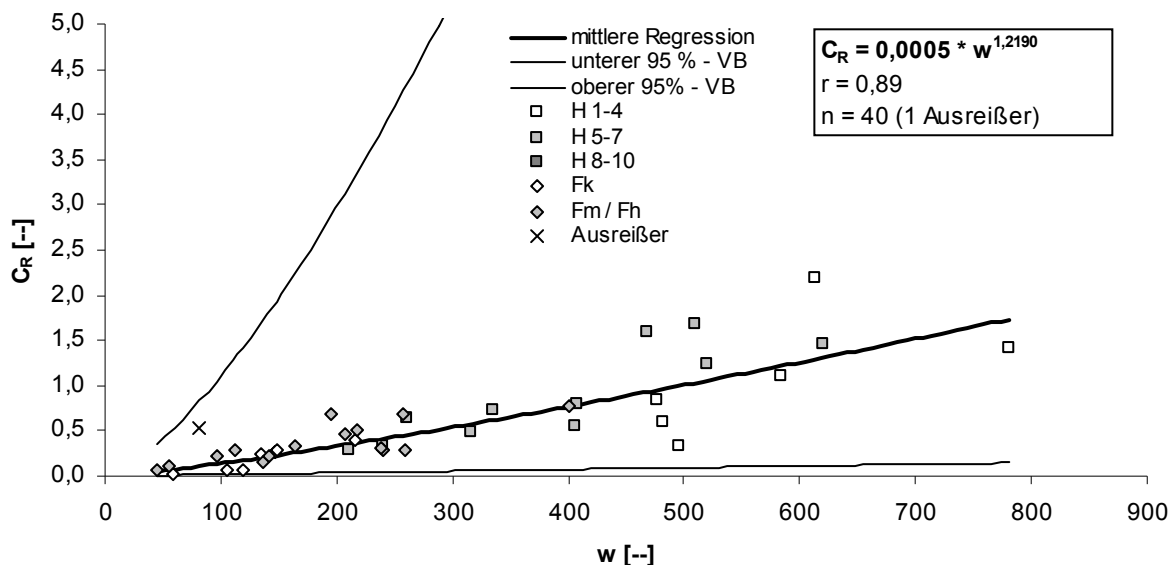


Abb. 6.60: Rekompansionsbeiwert in Abhängigkeit des Wassergehaltes

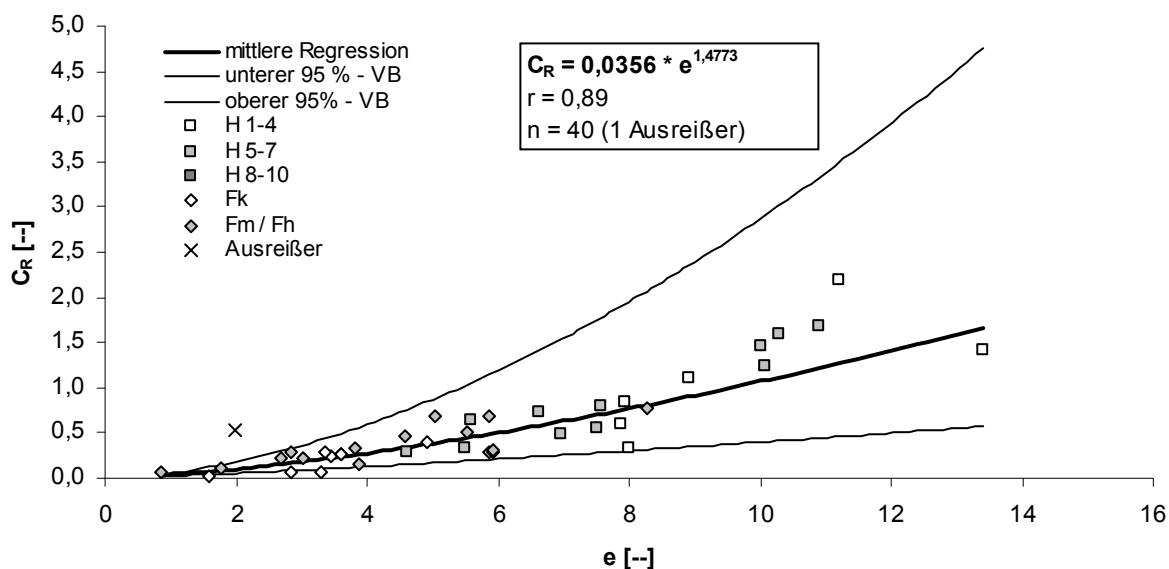


Abb. 6.61: Rekompansionsbeiwert in Abhängigkeit der Porenzahl

Tab. 6.12: Zusammenstellung der Parameter zur Ermittlung des Rekompansionsbeiwertes  $C_R$  [-]

Bodenart	$C_R = a_{w,CR} * w^{b_{w,CR}}$		$C_R = a_{e,CR} * e^{b_{e,CR}}$		
	$a_{w,CR}$ [-]	$b_{w,CR}$ [-]	$a_{e,CR}$ [-]	$b_{e,CR}$ [-]	
Torfe und Mudden	0,0002	1,0153	0,0233	1,2326	unterer 95%-VB
	0,0005	1,2190	0,0356	1,4773	mittlere Regression
	0,0016	1,4227	0,0544	1,7220	oberer 95%-VB

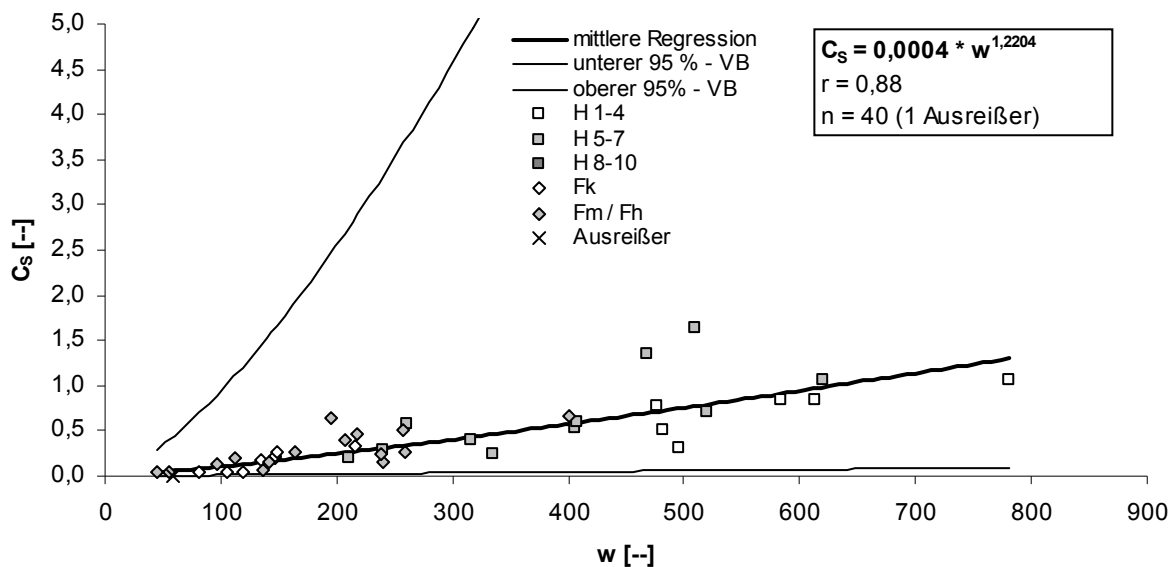


Abb. 6.62: Schwellbeiwert in Abhängigkeit des Wassergehaltes

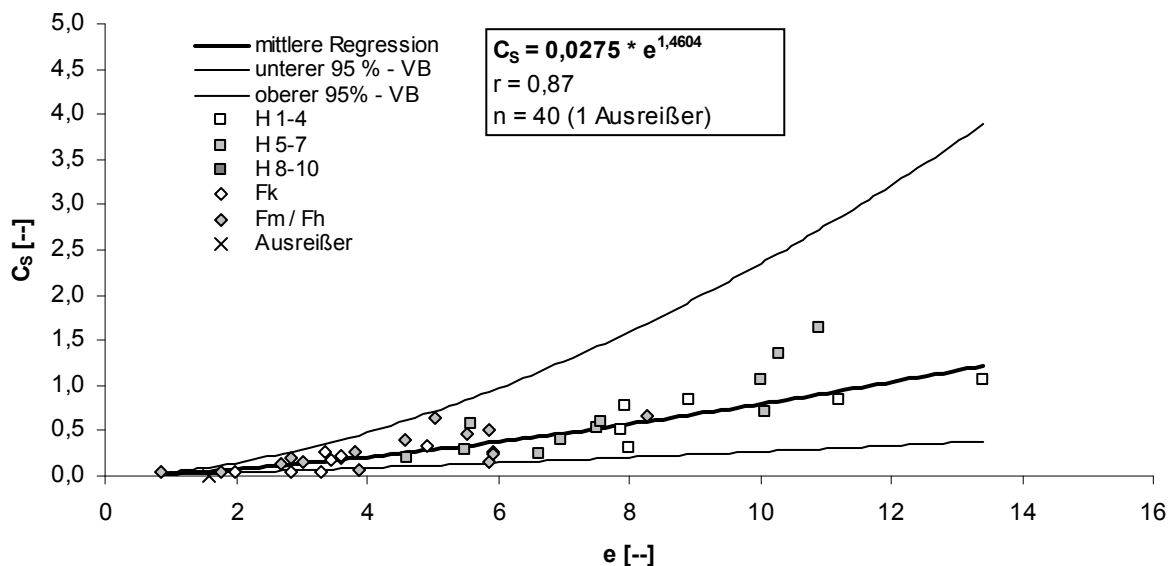


Abb. 6.63: Schwellbeiwert in Abhängigkeit der Porenzahl

Tab. 6.13: Zusammenstellung der Parameter zur Ermittlung des Schwellbeiwertes  $C_s$  [-]

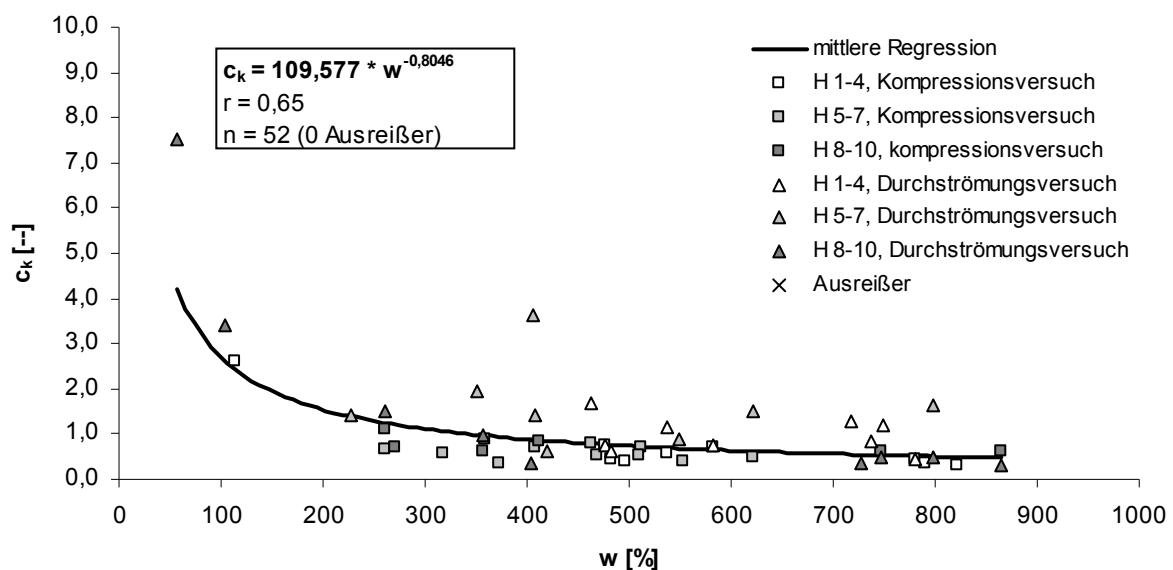
Bodenart	$C_s = a_{w,CS} * w^{b_{w,CS}}$		$C_s = a_{e,CS} * e^{b_{e,CS}}$		
	$a_{w,CS}$ [-]	$b_{w,CS}$ [-]	$a_{e,CS}$ [-]	$b_{e,CS}$ [-]	
Torfe und Mudden	0,0001	1,0041	0,0173	1,1921	unterer 95%-VB
	0,0004	1,2204	0,0275	1,4604	mittlere Regression
	0,0013	1,4367	0,0438	1,7287	oberer 95%-VB

### 6.5.5 Change of permeability ( $c_k$ )

Der Beiwert "Change of permeability" beschreibt die Änderung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwertes in Abhängigkeit der Änderung der Porenzahl bei Kompression, vgl. Formeln 6.62 und 6.63. Neben dem genannten Beiwert muss im Soft-Soil-Creep-Stoffgesetz auch der Wasserdurchlässigkeitsbeiwert im initialen Spannungszustand definiert werden (vgl. Abschnitt 6.4.3).

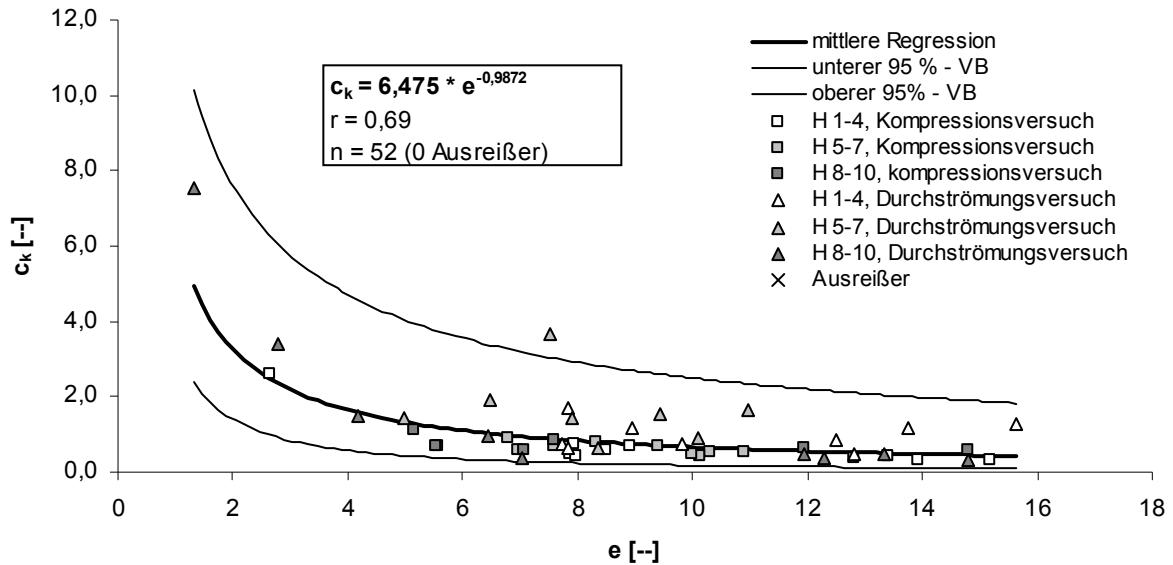
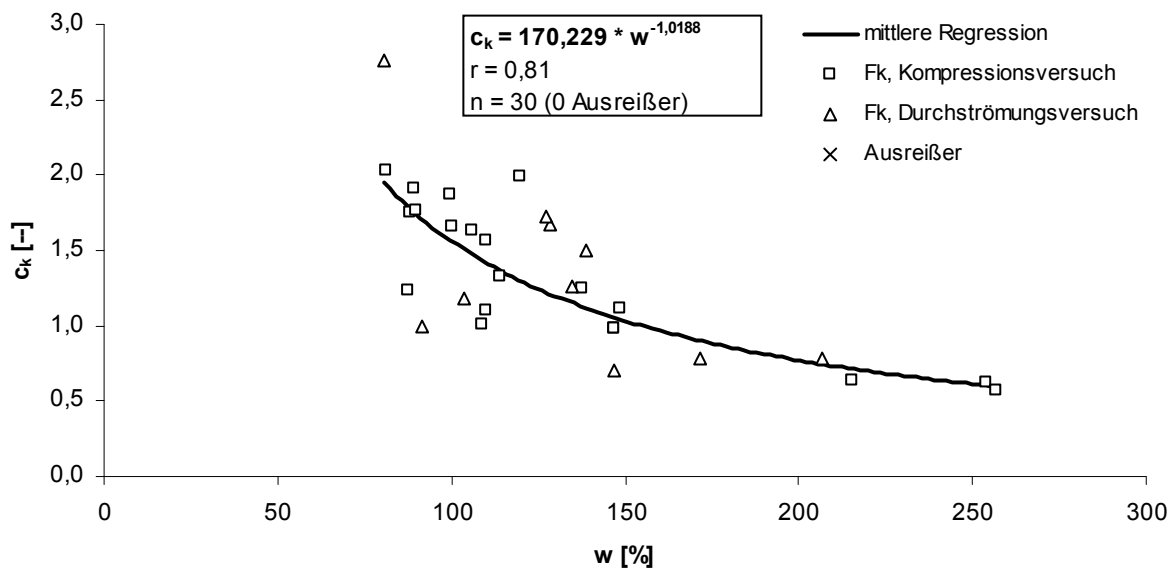
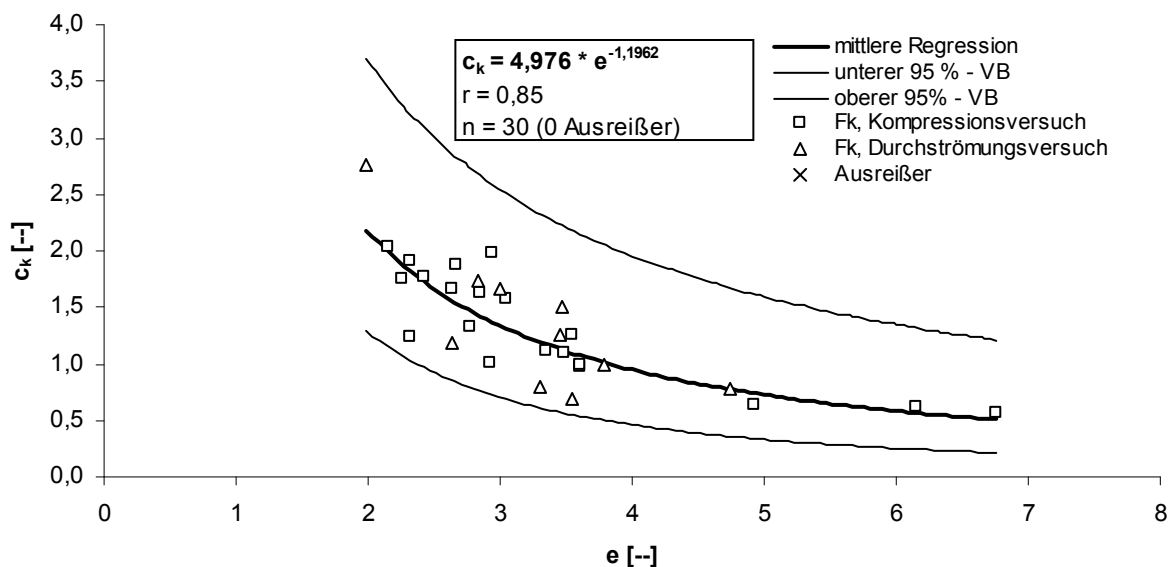
Im Rahmen dieser Arbeit wurde der Beiwert entsprechend der Angaben aus Abschnitt 6.4.3 sowohl aus Eindimensionalen Kompressionsversuchen als auch aus direkten Durchströmungsversuchen in der Triaxialzelle ermittelt. Die Ergebnisse sind in den Abbildungen 6.61 bis 6.66 und in Tabelle 6.14 dargestellt. Bei den Regressionen in Abhängigkeit des Wassergehaltes ergaben sich sehr weit auseinander liegende Vertrauensbereiche (vgl. Tab. 6.14), die teilweise in den Abbildungen nicht dargestellt werden konnten.

Literaturangaben für ( $c_k$ ) liegen nicht vor. Die Validierung wird daher ausschließlich über den Vergleich mit Feldmessungen vorgenommen (Kapitel 8).



**Abb. 6.64: Beiwert ( $c_k$ ) in Abhängigkeit des Wassergehaltes für Torfe, H1-10**



Abb. 6.65: Beiwert ( $c_k$ ) in Abhängigkeit der Porenzahl für Torfe, H1-10Abb. 6.66: Beiwert ( $c_k$ ) in Abhängigkeit des Wassergehaltes für KalkmuddenAbb. 6.67: Beiwert ( $c_k$ ) in Abhängigkeit der Porenzahl für Kalkmudden

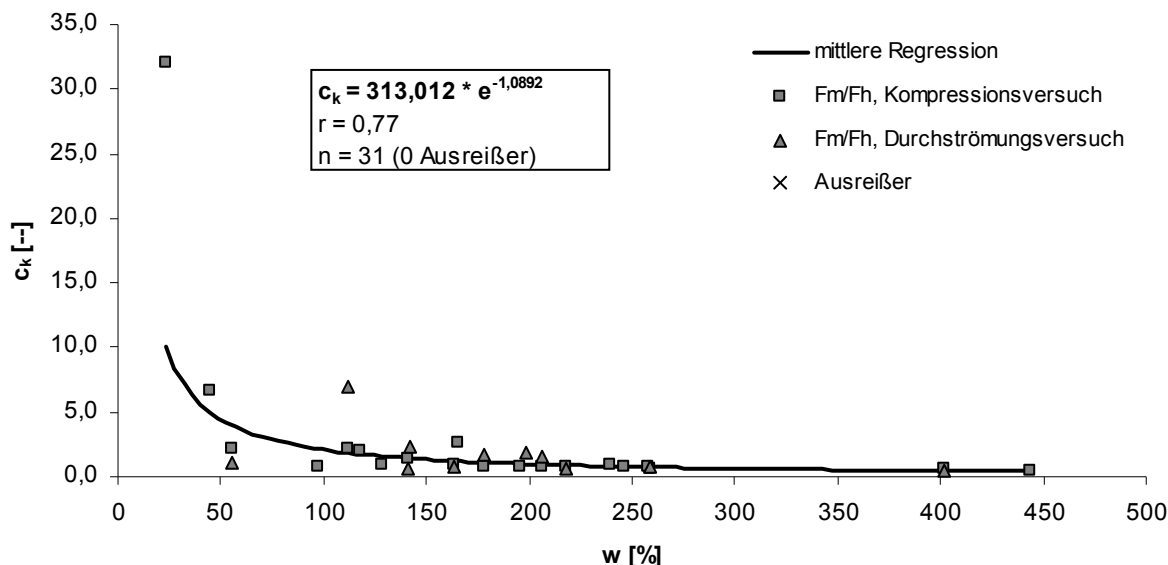


Abb. 6.68: Beiwert ( $c_k$ ) in Abhängigkeit des Wassergehaltes für Silikat- und Organomudden

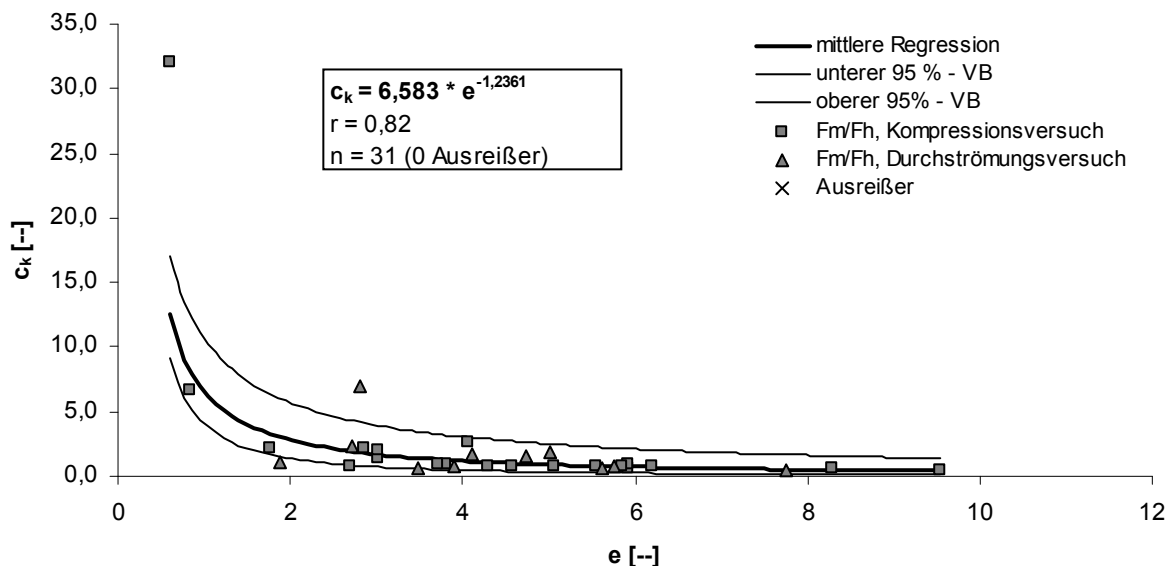


Abb. 6.69: Beiwert ( $c_k$ ) in Abhängigkeit der Porenzahl für Silikat- und Organomudden

Tab. 6.14: Zusammenstellung der Parameter zur Ermittlung des Beiwertes "change of permeability" [--]

Bodenart	$c_k = a_{w,ck} * W^{b_{w,ck}}$		$c_k = a_{e,ck} * e^{b_{e,ck}}$		
	$a_{w,ck}$ [--]	$b_{w,ck}$ [--]	$a_{e,ck}$ [--]	$b_{e,ck}$ [--]	
Torf	21,3910	-1,0705	3,4123	-1,2821	unterer 95%-VB
	109,5771	-0,8046	6,4748	-0,9872	mittlere Regression
	561,3175	-0,5387	12,2857	-0,6924	oberer 95%-VB
Kalkmudde	43,2830	-1,3020	3,5640	-1,4767	unterer 95%-VB
	170,2289	-1,0188	4,9757	-1,1962	mittlere Regression
	669,4976	-0,7355	6,9466	-0,9157	oberer 95%-VB
Silikat- und Organomudde	55,2430	-1,4293	4,0629	-1,5667	unterer 95%-VB
	313,0118	-1,0892	6,5826	-1,2361	mittlere Regression
	1773,5523	-0,7491	10,6649	-0,9056	oberer 95%-VB

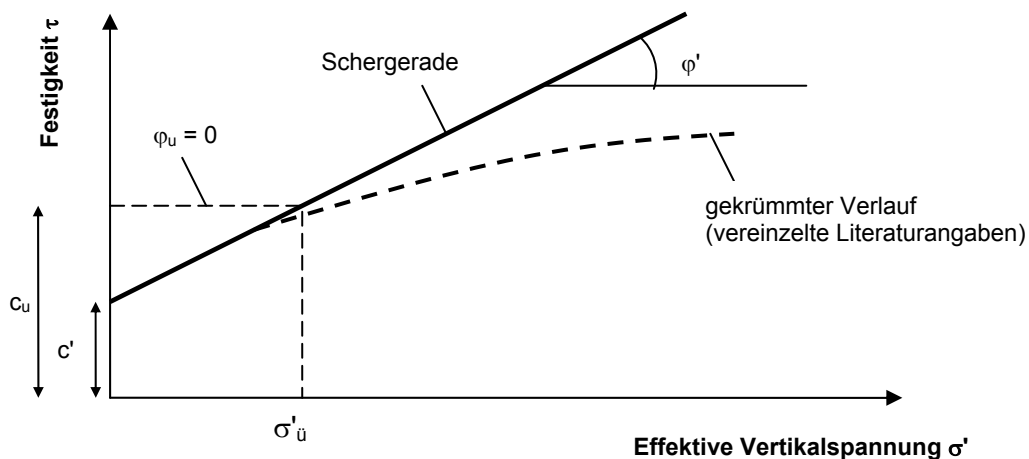
## 7 Kennwerte für Nachweise im GZ der Tragfähigkeit (ULS)

### 7.1 Einführung

Für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit werden sowohl laborativ bestimmbare charakteristische Bodenkennwerte (Wichte, Scherparameter) als auch nur durch Feldversuche nachweisbare Kenngrößen wie Herausziehwiderstände, Mantelreibungskennwerte oder Spitzenwiderstände benötigt. Letztere werden derzeit auf korrelativem Wege auf Grundlage der Ergebnisse von Druck- bzw. Rammsondierungen oder in Abhängigkeit von laborativ bestimmbaren Kennwerten wie z.B. der undrnierten Scherfestigkeit ermittelt. Die abgeleiteten Bodenwiderstände werden dann vorhabensspezifisch in der Regel über statische oder dynamische Probelastungen überprüft. Die vorliegende Arbeit beinhaltet Untersuchungen bzgl. der laborativ bestimmbaren Kennwerte. Feldversuche wurden nicht ausgewertet. Angaben zur charakteristischen Wichte, Wichte unter Auftrieb und zur Sättigungswichte der untersuchten Torfe und Mudden können dem Abschnitt 5.5 entnommen werden. Angaben zur Scherfestigkeit der Torfe und Mudden sind in den folgenden Abschnitten dargestellt.

Die spannungsabhängige Festigkeitsentwicklung organischer Böden lässt sich als Gerade im Spannungs-Scherfestigkeits-Diagramm darstellen (vgl. Abb. 7.1):

$$\tau = \sigma' \cdot \tan(\varphi) + c \quad (7.1)$$



**Abb. 7.1: Spannungs-Scherfestigkeits-Diagramm**

Die von vereinzelt Autoren beschriebene gekrümmte Form der Spannungs-Festigkeits-Beziehung (z.B. NOWAK / NIESCHE, 1982), kann auf Grundlage der vorliegenden Untersuchungen nicht bestätigt werden (vgl. Abschnitt 7.2). Hier zeigt sich sowohl für die Torfe als auch für die Mudden ein streng linearer Zusammenhang zwischen effektiver Vertikalspannung und Scherfestigkeit. Bereits NOWAK / NIESCHE (1982) führen als mögliche Ursache

eines nichtlinearen Zusammenhangs gerätetechnische Einflüsse bei der Versuchsdurchführung an, die sich bei Verwendung der standardisierten Rahmenschergeräte des VEB Baugrund Berlin ergaben. Dem Verfasser der Arbeit stand eine solche Versuchsdurchführung zur Verfügung. Die von NOWAK / NIESCHE (1982) beschriebenen Unzulänglichkeiten bzgl. der Scherbüchsen und Scherplatten (Ausquetschen von Bodenmaterial, Abgleiten der Scherplatten) können auch vom Verfasser auf Grundlage von anfänglich durchgeführten Einzelversuchen an Torf- und Muddeproben bestätigt werden. Auf die weitere Verwendung der Rahmenschergeräte des VEB Baugrund Berlin wurde daher bei Erstellung dieser Arbeit verzichtet und entsprechende Laboruntersuchungen aus Archivunterlagen wurden nicht ausgewertet. Bei dem zur Versuchsdurchführung verwendeten Schergerät (vgl. Abschnitt 4.2.8) traten die o.g. Fehler nicht auf.

Bei der Scherfestigkeit von Erdstoffen ist zwischen dem reibungsunabhängigen Festigkeitsanteil und dem reibungsabhängigen Festigkeitsanteil zu unterscheiden. Der reibungsabhängige Festigkeitsanteil wird über den Winkel der inneren Reibung ( $\varphi$ ) ausgedrückt. Während bei Mineralböden überwiegend eine klassische Reibung im physikalischen Sinn unterstellt werden kann, ist dies nach Ansicht des Verfassers bei organischen Böden nur eingeschränkt der Fall. Insbesondere bei sehr faserigen Torfen wird die Zunahme der Scherfestigkeit durch die bei Kompression eintretende Zunahme der Faserdichte hervorgerufen (vgl. Abschnitt 7.2). Bei hohem Kolloidanteil findet auch keine direkte Reibung der Körner aneinander statt (vgl. Abschnitt 2.1.3). Der reibungsunabhängige Festigkeitsanteil wird durch die Kohäsion ( $c$ ) ausgedrückt. Die Kohäsion kann sehr unterschiedliche Ursachen haben. Es spielen nicht nur rein kohäsive Einflüsse (z.B. eine chemische Bindung) eine Rolle, auch hier ist bei Torfen eine direkte Abhängigkeit zum Anteil faseriger Anteile gegeben. Bei Mudden ist wegen des Fehlens faseriger Anteile wiederum eine direkte Abhängigkeit der Kohäsion zum Wassergehalt anzunehmen, wie sie auch bei Ton- oder Schluffböden auftritt.

Bei organischen Böden findet die Konsolidation, d.h. die Umlagerung zusätzlicher Spannungseinträge vom Bodenwasser auf die festen Bodenbestandteile (vgl. Abschnitt 6.1.2), stark zeitverzögert statt. Bei Nachweisen im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist daher bei organischen Böden immer zwischen dem Nachweis der Anfangsstandsicherheit und dem Nachweis der Standsicherheit im Endzustand zu unterscheiden. Bei der Berechnung der Standsicherheit im Endzustand wird unterstellt, dass die Konsolidation vollständig abgeschlossen ist, d.h. die zusätzliche Spannung wurde vollständig auf die festen Bodenbestandteile umgelagert. Der Porenwasserüberdruck beträgt  $\Delta u = 0$ . Die eingetragene Spannung trägt somit entsprechend Formel 7.2 zur Erhöhung der Scherfestigkeit in vollem

Umfang bei. Der Nachweis wird unter Ansatz der dränierten Scherparameter ( $\varphi'$  und  $c'$ ) und ohne Ansatz von Porenwasserüberdrücken geführt. Sollte sich hierbei keine ausreichend hohe Standsicherheit nachweisen lassen, so sind zusätzliche standsicherheitserhöhende Maßnahmen, wie z.B. der Einbau von Geokunststoffbewehrungen, erforderlich.

$$\tau = (\sigma'_{\bar{u}} + \Delta\sigma') * \tan(\varphi') + c' \quad (7.2)$$

Bei der Berechnung der Anfangsstandsicherheit wird zunächst keine Umlagerung der eingetragenen Spannung unterstellt, d.h. die Spannungszunahme ist zwar in vollem Umfang als Einwirkung vorhanden, trägt aber nicht zur Erhöhung der Scherfestigkeit bei. Diese Annahme stellt den ungünstigsten Fall dar. Der Nachweis wird unter Ansatz der undränierten Scherparameter ( $\varphi_u$  und  $c_u$ ) geführt. Der undränierter Winkel der inneren Reibung wird hierbei zu null gesetzt ( $\varphi_u = 0$ ), daher müssen keine zusätzlichen Porenwasserüberdrücke eingerechnet werden. Formel 7.1 lässt sich dann schreiben zu:

$$\tau = (\sigma'_{\bar{u}} + \Delta\sigma') * \tan(\varphi_u) + c_u = c_u \quad (7.3)$$

Die undränierter Scherfestigkeit ist somit unabhängig des aktuellen Spannungsniveaus konstant und hängt einzig vom initialen Spannungszustand ab. Dieser wird maßgeblich durch die zuvor vorhandene Überlagerungsspannung ( $\sigma'_{\bar{u}}$ ) beeinflusst (vgl. Abschnitt 6.1.2). Zusätzlich spielen weitere Einflüsse eine Rolle, wie zum Beispiel eine Austrocknung organischer Erdstoffe, die eine Zunahme der Scherfestigkeit über entstehende Porenwasserunterdrücke bewirkt, oder aber die so genannte Alterung von organischen Böden. Alterung bedeutet die scheinbare Zunahme der effektiven Überlagerungsspannung durch die Kriechvorgänge, die auch nach Abschluss der Konsolidation stattfinden. An einem in Abschnitt 6.3.1 dargestellten Kompressionsversuch an einem gering zersetzten Torf lässt sich dies beispielhaft verdeutlichen (vgl. Abb. 7.2).

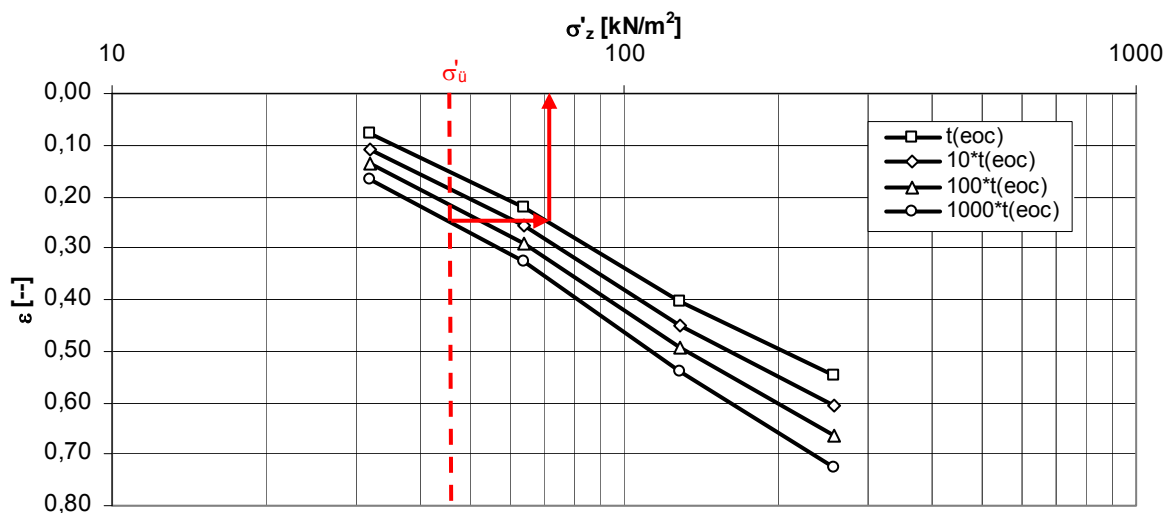


Abb. 7.2: Beispieldarstellung für "Alterung" an Probe 108-047: Torf, H1-4,  $c_\alpha = 0,436$

Lässt sich die Überlagerungsspannung aufgrund des erkundeten Schichtenaufbaus zunächst mit  $\sigma'_u = 45 \text{ kN/m}^2$  ermitteln, so beträgt das tatsächlich vorhandene Spannungsniveau bereits  $\sigma' \approx 70 \text{ kN/m}^2$  aufgrund der in einem Zeitraum von  $t = 1000 \cdot t_{EOC}$  eingetretenen Kriechsetzungen. Nach MESRI / CASTRO (1978) lässt sich die Alterung über das von ihnen formulierte  $c_\alpha/C_C$ -Konzept wie folgt als OCR (= Overconsolidation ratio) ausdrücken:

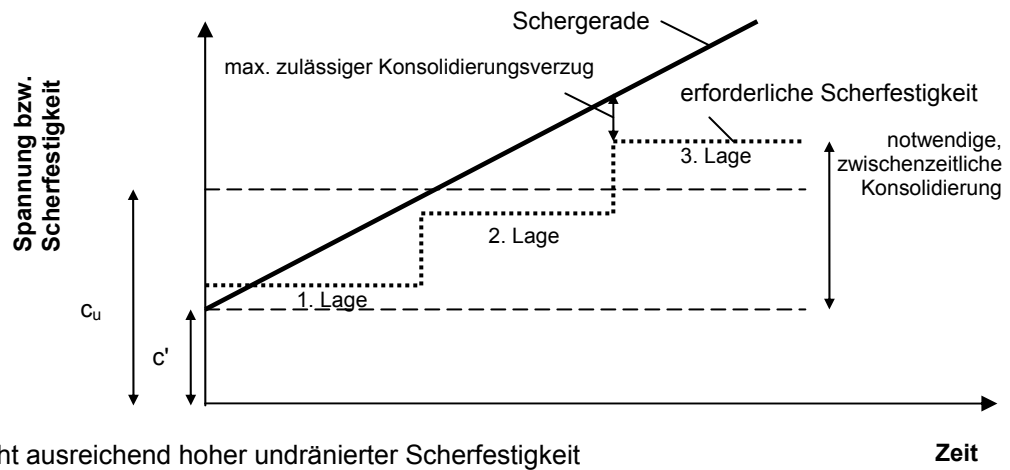
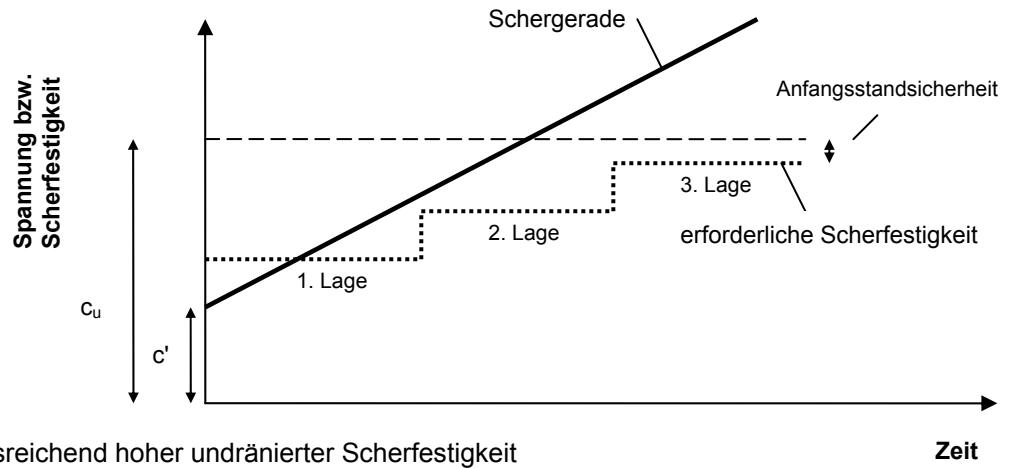
$$OCR = \left( \frac{t}{t_{EOC}} \right)^{\frac{c_\alpha/C_C}{1 - C_R/C_C}} \quad (7.4)$$

Für das in Abb. 7.2 dargestellte Beispiel eines gering zersetzten Torfes (H 1-4) lassen sich die mittleren Verhältniswerte zu  $c_\alpha/C_C = 0,056$  (vgl. Abschnitt 6.4.7) und  $C_R/C_C \approx 0,2$  (vgl. Korrelationen aus Abschnitt 6.5.4) angeben. OCR ergibt sich somit für das o.g. Beispiel zu  $OCR = 1000^{0,07} = 1,62$ . Das tatsächlich vorhandene Spannungsniveau beträgt somit  $45 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,62 = 72,9 \text{ kN/m}^2$ , welches den in Abbildung 7.2 dargestellten Laborergebnissen entspricht. Alterungsvorgänge beeinflussen die undrännierte Scherfestigkeit umso mehr, je höher die Viskosität der organischen Erdstoffe ausgeprägt ist. Der größte Einfluss ist daher bei gering bis mäßig zersetzten Torfen und bei Organomudden zu erwarten. Weitergehende Erläuterungen zur Alterung organischer Erdstoffe finden sich z.B. in KRIEG (2000).

Lässt sich die Anfangsstandsicherheit unter Ansatz der undrännierten Scherparameter vollumfänglich nachweisen, so sind keine weiteren Berechnungsschritte erforderlich. Im Falle einer nicht ausreichenden Anfangsstandsicherheit bei Ansatz der undrännierten Scherparameter muss hingegen untersucht werden, ab welchem Lastzustand die Anfangsstandsicherheit nicht mehr gegeben ist. Für ungünstigere Lastzustände muss dann eine Teilkonsolidierung des Bodens abgewartet werden. Die entsprechende Berechnung wird unter Ansatz der drännierten Scherparameter und unter Ansatz der entstehenden Porenwasserüberdrücke durchgeführt. Die Scherfestigkeit berechnet sich zu:

$$\tau = (\sigma'_u + \Delta\sigma' - \Delta u) \cdot \tan(\varphi') + c' \quad (7.5)$$

Die Porenwasserüberdrücke sind soweit schrittweise abzumindern, bis sich für den betrachteten Lastzustand eine ausreichende Anfangsstandsicherheit nachweisen lässt. Die Unterschreitung der sich aus den Berechnungen ergebenden maximal tolerierbaren Porenwasserüberdrücke ist bei der Bauausführung durch begleitende Porenwasserdruckmessungen nachzuweisen. Die beiden Arten der Nachweisführung bzgl. der Anfangsstandsicherheit bei ausreichend hoher undrännierter Scherfestigkeit und bei nicht ausreichend hoher undrännierter Scherfestigkeit sind in Abbildung 7.3 schematisch am Beispiel einer Dammschüttung aus 3 Schüttlagen dargestellt.



**Abb. 7.3: Nachweisführung am Beispiel einer Dammschüttung aus 3 Schüttlagen**

## 7.2 Winkel der inneren Reibung, dräniert ( $\varphi'$ )

Die dränierten Scherparameter wurden im Rahmen dieser Arbeit über Rahmenscherversuche nach DIN 18137-3 (2002) und über Laborflügelsondierungen in Anlehnung an DIN 4094-4 (2002) ermittelt (vgl. Abschnitte 4.2.7 und 4.2.8). Die Laborflügelsondierungen wurden an unter definierten Spannungszuständen vorkonsolidierten Proben durchgeführt. Die Probenvorbereitung und Versuchsauswertung fand somit in gleicher Weise wie bei den Rahmenscherversuchen statt, jedoch wurde das Abscheren mit der Laborflügelsonde vorgenommen. Insgesamt wurden im Rahmen dieser Arbeit 17 Rahmenscherversuche und 21 Ermittlungen der dränierten Scherparameter mit der Laborflügelsonde ausgeführt. Die Ergebnisse der Merkmalsanalysen bzgl. der ermittelten bodenspezifischen Winkel der inneren Reibung sind in Abb. 7.4 dargestellt. Korrelative Auswertungen in Abhängigkeit des Wassergehaltes oder der Porenzahl führten zu keinen verwertbaren Ergebnissen.

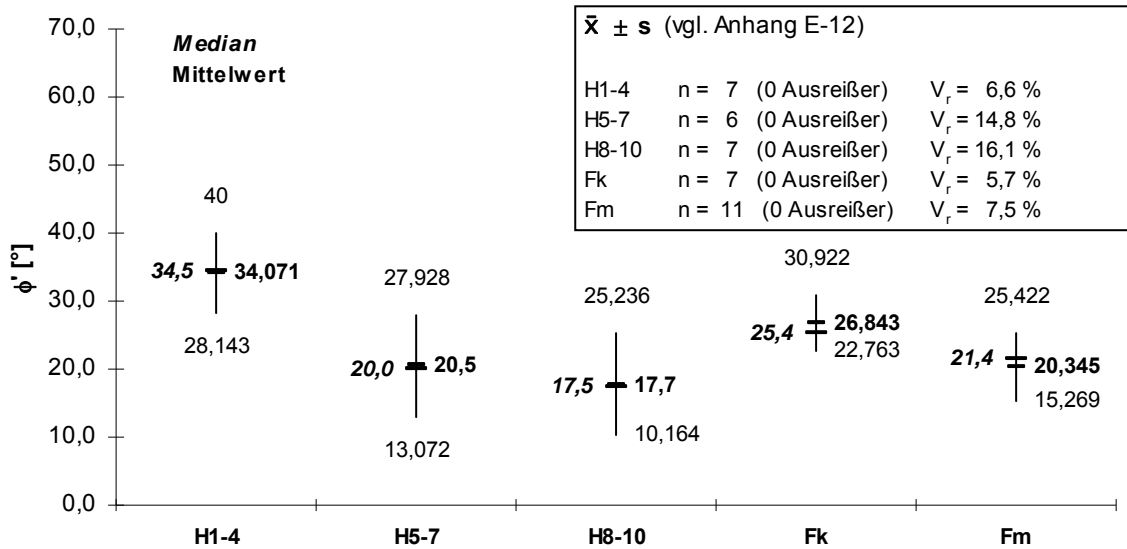


Abb. 7.4: Merkmalsanalysen bzgl. der dränierten Winkel der inneren Reibung

Insgesamt zeigen sich teilweise relativ hohe Variationskoeffizienten, die auf eine große Streuung der Versuchsergebnisse hindeuten. Dies gilt insbesondere für die mäßig bis stark zersetzten Torfe ( $V_r > 10\%$ ). In einem zweiten Schritt wurden daher die einzelnen Teilver-suche bodenspezifisch als Spannungs-Scherfestigkeits-Diagramme zusammengestellt und es wurde untersucht, ob sich hierbei straffere Zusammenhänge zeigen. Die Ergebnisse sind nachfolgend zusammengestellt.

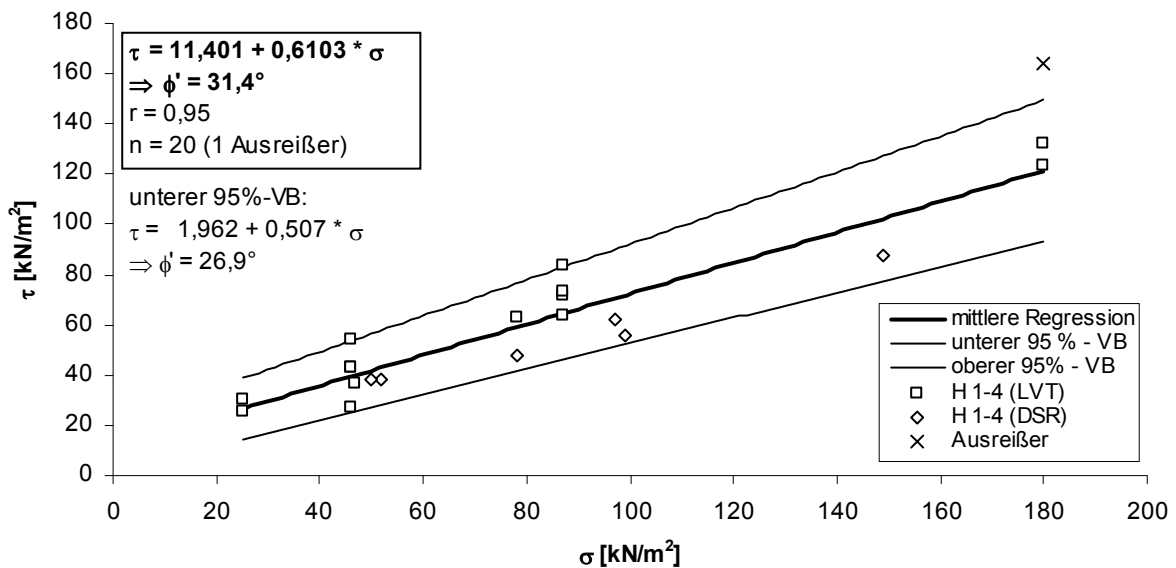


Abb. 7.5:  $\tau$ - $\sigma$ -Diagramm für Torfe, H1-4



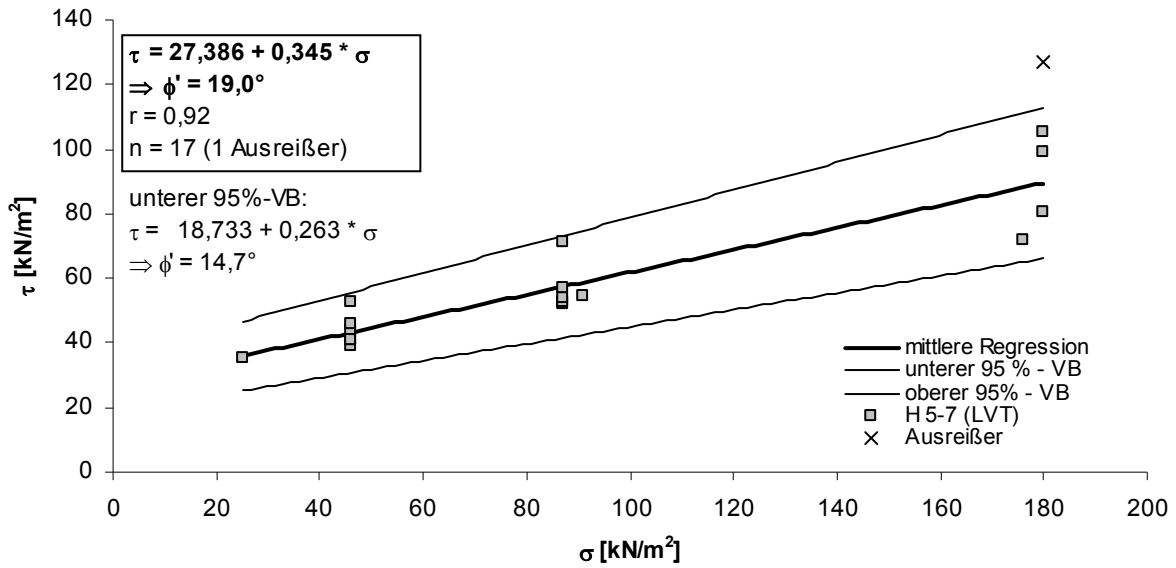


Abb. 7.6: τ-σ-Diagramm für Torfe, H 5-7

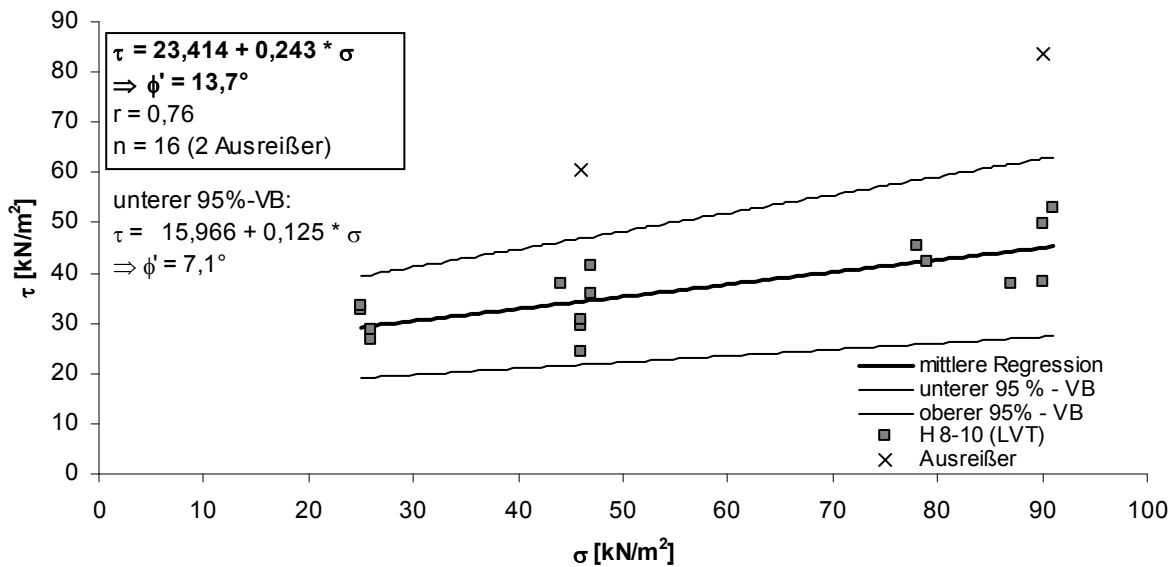


Abb. 7.7: τ-σ-Diagramm für Torfe, H 8-10

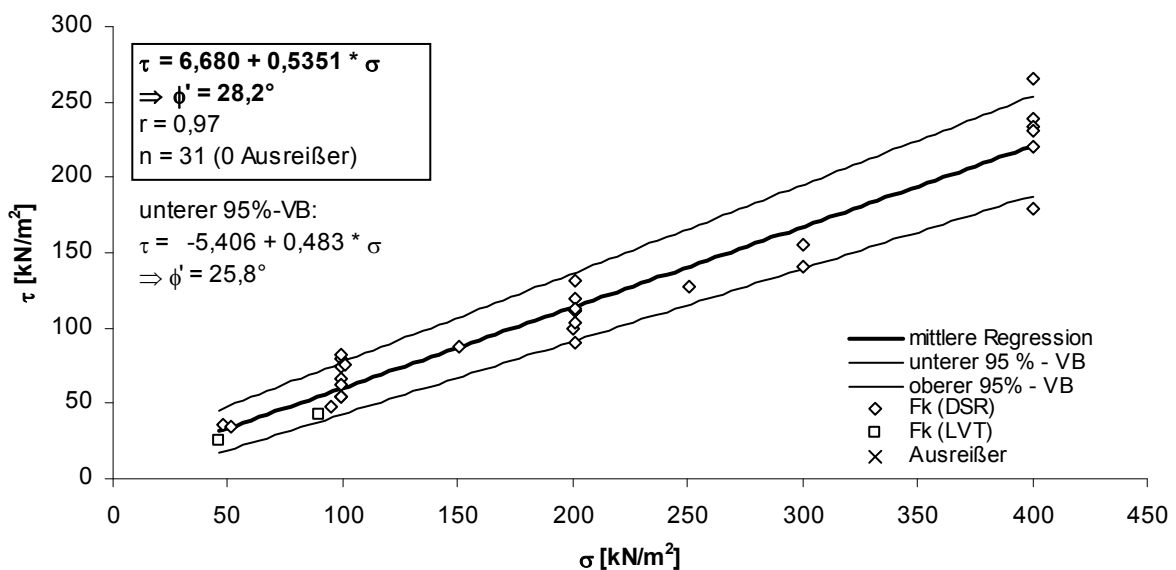
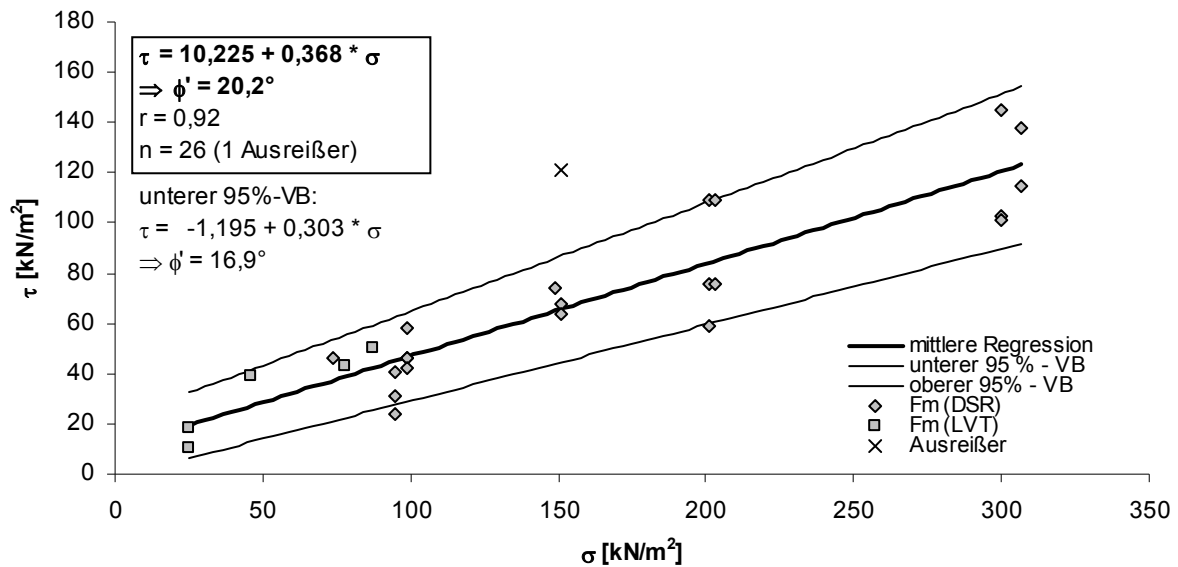


Abb. 7.8: τ-σ-Diagramm für Kalkmudden



**Abb. 7.9:**  $\tau$ - $\sigma$ -Diagramm für Silikatmudden

Es zeigen sich hierbei sehr straffe Zusammenhänge, die mit Ausnahme der stark zersetzten Torfe Korrelationskoeffizienten  $r > 0,9$  aufweisen. In Tabelle 7.1 sind die dargestellten Ergebnisse (Mittelwerte und untere 95%-Vertrauensbereiche) bzgl. der dränen Winkel der inneren Reibung zusammengefasst.

**Tab. 7.1:** Ergebnisse bzgl. der dränen Winkel der inneren Reibung

Bodenart	Mittelwerte		Untere Vertrauensbereiche	
	Merkmalsanalyse	$\tau$ - $\sigma$ -Diagramm	Merkmalsanalyse	$\tau$ - $\sigma$ -Diagramm
Torf, H1-4	34,1°	31,4°	28,1°	26,9°
Torf, H5-7	20,5°	19,0°	13,1°	14,7°
Torf, H8-10	17,7°	13,7°	10,2°	7,1°
Kalkmudde	26,8°	28,2°	22,8°	25,8°
Silikatmudde	20,3°	20,2°	15,3°	16,9°

Der dränen Winkel der inneren Reibung wird bei organischen Böden entscheidend durch den Gehalt an organischer Bodensubstanz beeinflusst. Im Gegensatz zu Schluff-, Sand- und Kieskörnern, bei denen ein nahezu direkter Korn-zu-Korn-Kontakt auftritt und der Winkel der inneren Reibung maßgeblich durch die Kornform und -rauigkeit geprägt wird, liegt die Scherebene bei den kolloiden Huminstoffen, die einen Großteil der organischen Bodensubstanz bilden, innerhalb der so genannten diffusen Schicht, in der gebundenes Bodenwasser enthalten ist (vgl. Abschnitt 2.3.3). Eine vollständige Annäherung der Huminstoffe wird durch deren hohe Oberflächenladung verhindert. Hierdurch resultiert bei organischen Böden zunächst ein gegenüber Mineralböden deutlich geringerer Winkel der inneren Reibung.

Der Winkel der inneren Reibung drückt die Zunahme der Scherfestigkeit bei Erhöhung des äußeren Spannungszustandes aus. Dem Rechenmodell liegt der aus der Physik stammende klassische Begriff der Reibung zugrunde. Bei Mudden und sehr stark zersetzten Torfen ist dieses Modell unter Berücksichtigung des nicht direkt auftretenden Korn-zu-Korn-Kontaktes weitestgehend zutreffend, da es sich hierbei um feinkörnige, homogene Erdstoffe handelt, die ein isotropes bodenmechanisches Verhalten zeigen. Die in Tabelle 7.1 enthaltenen Winkel der inneren Reibung für Kalk- und Silikatmudden können daher näherungsweise mit üblichen Reibungswinkeln für Kreide bzw. für Ton- bzw. Schluffböden verglichen werden.

Kreide weist nach unveröffentlichten Untersuchungen der Baugrund Stralsund Ingenieurgesellschaft mbH Reibungswinkel von etwa  $\varphi' = 28^\circ \dots 35^\circ$  auf. Im Rahmen dieser Arbeit wurden für Kalkmudden Mittelwerte für den Winkel der inneren Reibung von  $\varphi' = 26,8^\circ$  bzw.  $28,2^\circ$  ermittelt. Unter Berücksichtigung eines mittleren Glühverlustes von  $V_{gl} = 10,7\%$  (vgl. Abb. 2.3 in Abschnitt 2.2.1) sind die für Kalkmudden ermittelten Winkel der inneren Reibung aus Sicht des Verfassers somit als plausibel einzustufen. Im Untersuchungsbericht der DEGEBO (2002) liegen die für Wiesenalk an 44 Proben ermittelten Reibungswinkel zwischen etwa  $\varphi' = 16^\circ$  und  $32^\circ$  und schließen somit die im Rahmen dieser Arbeit gefundenen Werte ebenfalls ein. Gleiches gilt für die im GRUNDBAU-TASCHENBUCH (1988-2008) für Mudden angegebene Spannbreite von  $\varphi' = 18^\circ \dots 28^\circ$ .

Die in Mecklenburg-Vorpommern vorkommenden Silikatmudden sind überwiegend als Schluff- oder Sandmudden einzustufen, vgl. Körnungsanalysen aus Abschnitt 2.2.1. Für Feinsande und Schluffe werden z.B. im GRUNDBAU-TASCHENBUCH (2008) Winkel der inneren Reibung von  $\varphi' = 25^\circ \dots 30^\circ$  angegeben. Der mittlere Glühverlust für Silikatmudden wurde im Rahmen dieser Arbeit mit  $V_{gl} = 14,4\%$  bestimmt, die mittleren Winkel der Reibung mit  $\varphi' = 20,3^\circ$  bzw.  $20,2^\circ$ . Im Untersuchungsbericht der DEGEBO (2002) liegt der überwiegende Wertebereich für 76 Proben zwischen  $\varphi' = 17^\circ$  und  $27^\circ$ . Die im GRUNDBAU-TASCHENBUCH (1988-2008) für Mudden angegebene Spannbreite liegt bei  $\varphi' = 18^\circ \dots 28^\circ$ . Die hier ermittelten Reibungswinkel sind somit aus Sicht des Verfassers ebenfalls als plausibel einzustufen.

Bei gering bis mäßig zersetzten Torfen ist im Unterschied zu den Mudden ein prägender Einfluss durch die enthaltenen Faserstrukturen vorhanden. Diese Fasern besitzen eine vergleichsweise hohe Festigkeit und können sogar in begrenztem Maße Zugkräfte aufnehmen. Aufgrund des sehr hohen Porenanteils der gering bis mäßig zersetzten Torfe (vgl. Abschnitt 2.4.1) werden diese bei Spannungszunahme sehr stark komprimiert. Hierdurch erhöht sich die Faserdichte, sodass sich eine gegenüber den stark zersetzten Torfen, den Mudden und auch vielen mineralischen Böden überproportionale Erhöhung der Scher-

festigkeit zeigt, die sich in einem rechnerisch sehr hohen Winkel der inneren Reibung ausdrückt. Entsprechend der Ausrichtung der Pflanzenfasern ist dabei aber sehr häufig ein anisotropes Festigkeitsverhalten der gering bis mäßig zersetzten Torfe gegeben. Grundsätzlich sind die in Tabelle 7.1 dargestellten, mit zunehmendem Zersetzungsgrad abnehmenden Winkel der inneren Reibung somit erklärlich und plausibel.

Die vorliegenden Literaturangaben bzgl. der dränierten Winkel der inneren Reibung für Torfe berücksichtigen mit Ausnahme der TEV 1252-01 (1979) keine unterschiedlichen Zersetzungsgrade, es wurden jeweils Spannbreiten angegeben. Im Untersuchungsbericht der DEGEBO (2002) liegen die meisten Werte der insgesamt nur 13 Proben zwischen  $\varphi' = 17^\circ$  und  $27^\circ$ . Die im GRUNDBAU-TASCHENBUCH (1988-2008) für Torfe angegebene Spannweite liegt bei  $\varphi' = 24^\circ \dots 30^\circ$ . Die EAU (1985, 1990) und die DIN 1055-2 (1976) geben jeweils einen Wert von  $\varphi' = 15^\circ$  an, im Merkblatt FGSV 542 (1988) ist eine Spannweite des Reibungswinkels von  $\varphi' = 5^\circ \dots 15^\circ$  definiert. In den aktuellen Fassungen der EAU (2012), der DIN 1055-2 (2010) und des FGSV Merkblattes 542 (2012) sind keine Angaben zu Scherparametern organischer Böden enthalten. EDIL / DHOWIAN (1987) haben für amorphe und faserige Torfe Laborwerte von  $\varphi' > 50^\circ$  ermittelt. Im Vergleich mit den o.g. Literaturangaben können die im Rahmen dieser Arbeit gefundenen Mittelwerte für Winkel der inneren Reibung für Torfe von  $\varphi' = 13,7^\circ \dots 34,1^\circ$  insgesamt als plausibel eingestuft werden.

Eine weitere Vergleichsmöglichkeit lässt die TEV 1252-01 (1979) zu. Hierbei wurden für den Winkel der inneren Reibung Rechenwerte in Abhängigkeit des Zersetzungsgrades angegeben. Diese betragen  $\varphi' = 33^\circ$  für gering zersetzte Torfe (mittlere Versuchswerte im Rahmen dieser Arbeit:  $\varphi' = 31,4^\circ$  bzw.  $34,1^\circ$ ),  $\varphi' = 29^\circ$  für mäßig zersetzte Torfe ( $\varphi' = 19,0^\circ$  bzw.  $20,5^\circ$ ) und  $\varphi' = 21^\circ$  für stark zersetzte Torfe ( $\varphi' = 13,7^\circ$  bzw.  $17,7^\circ$ ). Bei den gering zersetzten Torfen zeigt sich eine sehr gute Übereinstimmung, für mäßig bis stark zersetzte Torfe wurden im Rahmen dieser Arbeit jedoch deutlich geringere Werte ermittelt.

Wegen der straffen korrelativen Zusammenhänge in den  $\sigma$ - $\tau$ -Diagrammen gemäß der Abbildungen 7.5 bis 7.9 können die charakteristischen Kennwerte nach Ansicht des Verfassers entsprechend der Festlegungen der DIN EN 1997-1 (2009) und der DIN 1054 (2010) als auf der sicheren Seite liegende Mittelwerte aus den Versuchsergebnissen abgeleitet werden. Die versuchstechnisch ermittelten dränierten Winkel der inneren Reibung und die dränierte Kohäsion hängen voneinander ab. Die Entscheidung darüber, ob die in Tab. 7.1 genannten Mittelwerte oder die Werte der unteren Vertrauensbereiche angesetzt werden, ist daher grundsätzlich unter Berücksichtigung der Streuung der ermittelten Werte für die dränierte Kohäsion (vgl. Abschnitt 7.3) zu treffen.

### 7.3 Kohäsion, dräniert ( $c'$ )

In Abb. 7.10 sind die Ergebnisse der Merkmalsanalysen bzgl. der dränierten Kohäsion auf Grundlage der Rahmenscherversuche bzw. der Laborflügelsondierungen dargestellt.

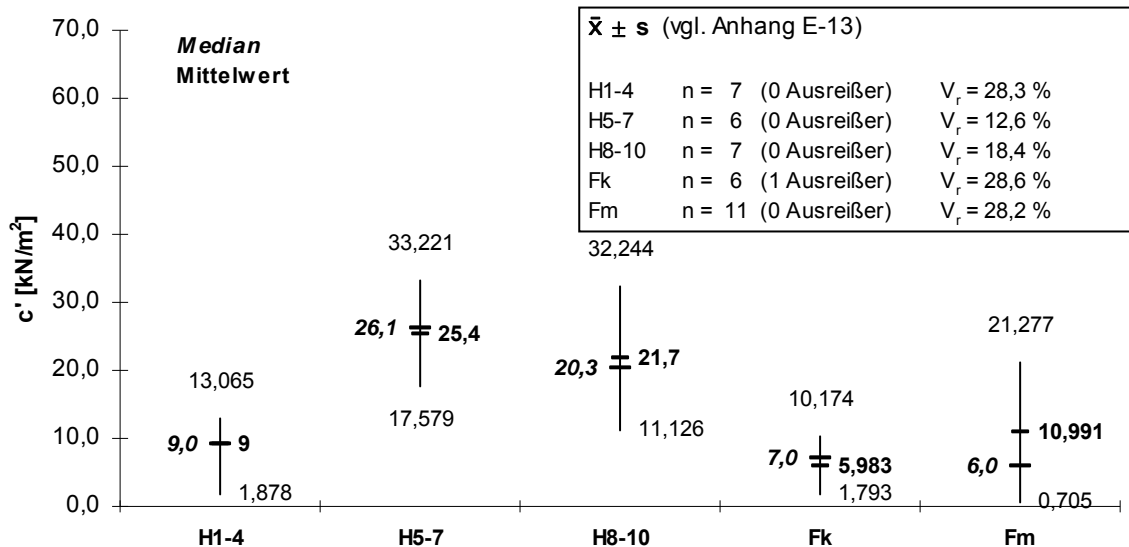


Abb. 7.10: Merkmalsanalysen bzgl. der dränierten Kohäsion

Die Ergebnisse werden in Tabelle 7.2 den über die Spannungs-Scherfestigkeits-Diagramme (vgl. Abb. 7.5 bis 7.9 aus Abschnitt 7.2) ermittelten Werten gegenübergestellt. Die Ergebnisse stimmen weitestgehend überein.

Tab. 7.2: Ergebnisse bzgl. der dränierten Kohäsion

Bodenart	Mittelwerte		Untere Vertrauensbereiche	
	Merkmalsanalyse	$\tau - \sigma$ - Diagramm	Merkmalsanalyse	$\tau - \sigma$ - Diagramm
Torf, H1-4	9,0 kN/m <sup>2</sup>	11,4 kN/m <sup>2</sup>	1,9 kN/m <sup>2</sup>	2,0 kN/m <sup>2</sup>
Torf, H5-7	25,4 kN/m <sup>2</sup>	27,4 kN/m <sup>2</sup>	17,6 kN/m <sup>2</sup>	18,7 kN/m <sup>2</sup>
Torf, H8-10	21,7 kN/m <sup>2</sup>	23,4 kN/m <sup>2</sup>	11,1 kN/m <sup>2</sup>	16,0 kN/m <sup>2</sup>
Kalkmudde	6,0 kN/m <sup>2</sup>	6,7 kN/m <sup>2</sup>	1,8 kN/m <sup>2</sup>	0 kN/m <sup>2</sup>
Silikatmudde	11,0 kN/m <sup>2</sup>	10,2 kN/m <sup>2</sup>	0,7 kN/m <sup>2</sup>	0 kN/m <sup>2</sup>

Für Torfe wurde in einzelnen Ausgaben des GRUNDBAU-TASCHENBUCH (1955, 1988, 1990) eine Spannbreite von  $c' = 5 \dots 15$  kN/m<sup>2</sup> als charakteristischer Bodenkennwert angegeben. Die DIN 1055-2 (1976) gibt für Torfe eine Spannbreite von  $c' = 2 \dots 5$  kN/m<sup>2</sup> an, die EAU (1990) eine Spannbreite von  $c' = 5 \dots 10$  kN/m<sup>2</sup> (siehe Anhang C-5). In den aktuellen Fassungen des GRUNDBAU-TASCHENBUCH (2008), der EAU (2012) und der DIN 1055-2 (2010) sind hingegen keine diesbezüglichen Angaben mehr enthalten. In der EAU (2012) ist ausdrücklich vermerkt, dass eine Angabe nicht möglich ist. In der TEV 1252-01 (1979)

werden Rechenwerte in Abhängigkeit des Zersetzungsgrades von  $c' = 5...7 \text{ kN/m}^2$  angegeben. Der Ergebnisbericht der DEGEBO (2002) weist sehr hohe Streuungen bei den Laboruntersuchungen aus. Hier betragen die für Torfe an 13 Proben ermittelten Werte  $c' = 5...32 \text{ kN/m}^2$  und somit in nahezu gleicher Höhe wie die im Rahmen dieser Arbeit ermittelten Spannbreiten.

Für Mudden werden im GRUNDBAU-TASCHENBUCH (1988, 1990) Werte von  $c' = 5...20 \text{ kN/m}^2$  angegeben, in der aktuellen Fassung aus dem Jahr 2008 ist hierfür keine Angabe mehr enthalten. Die EAU (1996, 2004, 2012) weist für die Mudden einen Wert von  $c' = 0$  aus. Im Bericht der DEGEBO (2002) wird der überwiegenden Wertebereich sowohl für Wiesenkalk als auch für Faulschlamm mit etwa  $c' = 7...45 \text{ kN/m}^2$  dargestellt.

Bei den genannten Literaturangaben ist davon auszugehen, dass die sehr geringen Kennwerte aufgrund der großen Streuungen bei den Laboruntersuchungen auf der sicheren Seite liegend gewählt wurden. Eine Ausnahme bildet der Ergebnisbericht der DEGEBO (2002). Die im Rahmen dieser Arbeit ermittelten Werte für die dränierte Kohäsion weisen ebenfalls sehr hohe Streuungen ( $V_r > 10 \%$ , vgl. Abb. 7.10) auf. Unter Berücksichtigung der straffen Korrelationen in den Spannungs-Scherfestigkeits-Diagrammen sind die im Rahmen dieser Arbeit gefundenen Spannbreiten aus Sicht des Verfassers daher trotz der hohen Streuung der Versuchsergebnisse als plausibel einzustufen. Bei Festlegung der charakteristischen Bodenkennwerte muss die große Streuung der Versuchsergebnisse bei den Torfen und Mudden aber zwingend berücksichtigt werden, vgl. DIN EN 1997-1 (2009) Abschnitt 2.4.5.2. Es sollten daher die ermittelten unteren Vertrauensbereiche der dränierten Kohäsion bei erdstatischen Berechnungen in Ansatz gebracht werden.

#### 7.4 Undräßierte Scherfestigkeit ( $c_u$ )

Die undräßierte Scherfestigkeit wurde im Rahmen dieser Arbeit über Einaxiale Druckversuche nach DIN 18136 (2003) und über Laborflügelsondierungen in Anlehnung an DIN 4094-4 (2002) bestimmt (Abschnitte 4.2.6 und 4.2.7). Aus dem Einaxialen Druckversuch lässt sich die undräßierte Scherfestigkeit unter Ansatz einer Querdehnzahl von  $\nu = 0,5$  (undräßierte Verhältnisse), d.h. für eine volumenkonstante Dehnung, entsprechend Formel 7.6 berechnen. Die Versuche wurden entsprechend der Vorgaben der DIN 18136 (2003) ausgewertet.

$$c_u = q_u / 2 \tag{7.6}$$

mit  $q_u =$  Einaxiale Druckfestigkeit

Die bei den Laborflügelsondierungen ermittelte Flügelscherfestigkeit ( $c_f$ ) wurde entsprechend der Angaben aus DIN 4094-4 (2002) bzw. ZWECK (1969) für Flügelabmessungen mit  $h/d = 2$  berechnet:

$$c_f = M_{\max} * \frac{6}{7 * \pi * d^3} \quad (7.7)$$

mit  $M_{\max} =$  Maximales Drehmoment  
 $d =$  Flügeldurchmesser

Die im Versuch ermittelte Flügelscherfestigkeit muss zur Ermittlung der undrännierten Scherfestigkeit abgemindert werden. Die in DIN 4094-4 (2002) enthaltenen Abminderungsbeiwerte gelten für den Fall langsamer Böschungsrutschungen, tragen also dem Umstand Rechnung, dass die Scherfestigkeit bei langsamen Fließvorgängen geringer ist, als diese bei den vergleichsweise schnell ausgeführten Flügelsondierungen gemessen wird. Für die Ermittlung der undrännierten Scherfestigkeit organischer Erdstoffe, bei denen das Problem langsamer Böschungsrutschungen nur in den wenigsten Fällen auftritt und vergleichsweise rasch auftretende Bruchmechanismen (Grund- und Geländebrüche) im Vordergrund stehen, sind diese daher nur sehr eingeschränkt nutzbar. Abminderungen müssen aber in jedem Fall für die Anpassung des bei der Versuchsauswertung idealisiert angenommenen Bruchkörpers entlang der äußeren Flügelabmessungen vorgenommen werden. GOLEBIEWSKA (1983) stellte bei Feldflügelsondierungen fest, dass der jeweils zu beobachtende Bruchkörper deutlich größer als die Flügelabmessungen war. GOLEBIEWSKA (1983) schlug darauf basierende Korrekturfaktoren von  $\mu = 0,50 \dots 0,55$  für Torfe und von  $\mu = 0,60 \dots 0,80$  für Mudden vor. Bei den Laborflügelsondierungen sind wegen der Maßstabeffekte bzgl. der Abmessungen der Bodenteilchen eher die unteren Werte der Korrekturfaktoren anzunehmen. HARTLEN / WOLSKI (1996) vergleichen die Ergebnisse von Rahmenscherversuchen und Triaxialscherversuchen mit den Ergebnissen von Flügelsondierungen an weichen, normalkonsolidierten oder leicht überkonsolidierten Böden und kommen zu folgender Korrekturformel:

$$\mu = \left( \frac{0,43}{w_L} \right)^{0,45} \quad (7.8)$$

Die genannte Korrekturformel gilt im Bereich  $0,5 \leq \mu \leq 1,2$ , d.h. für  $w_L \geq 2,0$  ist  $\mu = 0,5$ . Basierend auf den Ergebnissen aus Abschnitt 5.1 betragen die Fließgrenzen von Silikatumudden  $w_L \approx 1,5 \dots 4,0$  und damit  $\mu = 0,50 \dots 0,57$ . Die Fließgrenzen von Kalkmudden betragen  $w_L \approx 0,75 \dots 2,8$  und damit  $\mu = 0,50 \dots 0,78$ . Für Torfe können durchgängig Fließgrenzen  $w_L > 2,0$  angenommen werden, sodass sich hierfür ein einheitlicher Korrekturfaktor von  $\mu = 0,5$  ergibt. Basierend auf den o.g. Literaturangaben wurde die undrännierte Scherfestigkeit im Rahmen dieser Arbeit entsprechend Formel 7.9 aus den Ergebnissen der Laborflügelsondierungen berechnet.

$$c_u = \mu * c_f \quad (7.9)$$

mit  $\mu = 0,50$  für Torfe (H1-10)  
 $\mu = 0,60$  für Silikat- und Organomudden (Fm, Fh)  
 $\mu = 0,70$  für Kalkmudden (Fk)

Nachfolgend sind zunächst die sich in Abhängigkeit des Wassergehaltes bzw. der Porenzahl ergebenden Korrelationen dargestellt.

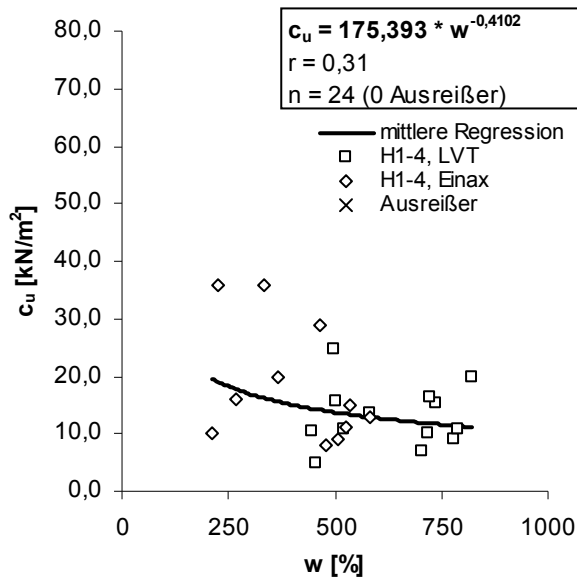


Abb. 7.11: Undrainede Scherfestigkeit in Abhängigkeit des Wassergehaltes für Torf, H1-4

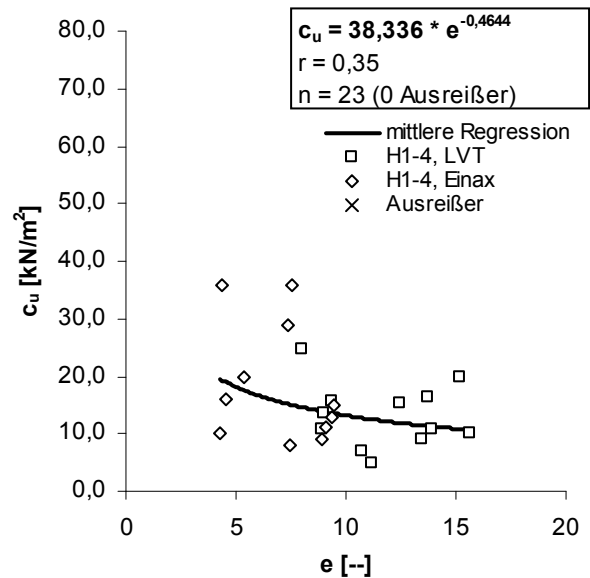


Abb. 7.12: Undrainede Scherfestigkeit in Abhängigkeit der Porenzahl für Torf, H1-4

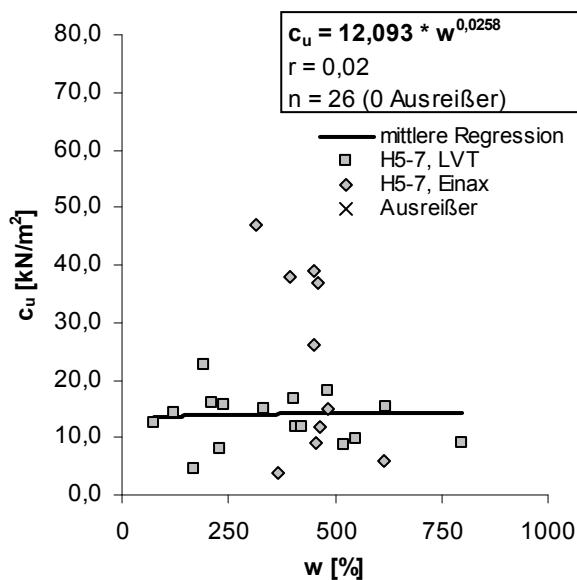


Abb. 7.13: Undrainede Scherfestigkeit in Abhängigkeit des Wassergehaltes für Torf, H5-7

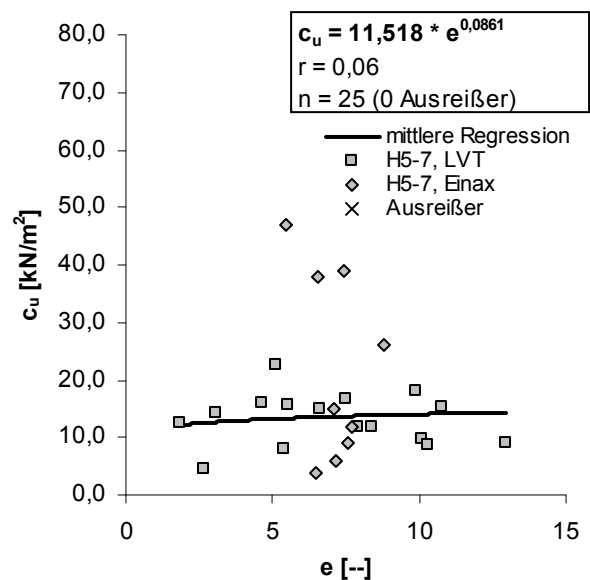


Abb. 7.14: Undrainede Scherfestigkeit in Abhängigkeit der Porenzahl für Torf, H5-7



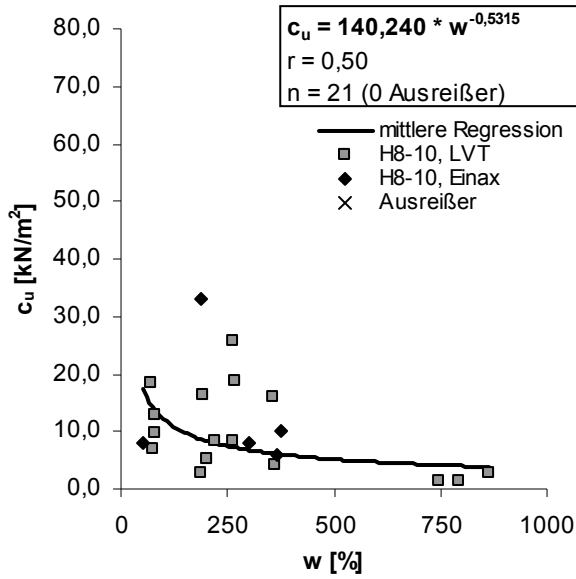


Abb. 7.15: Undrainede Scherfestigkeit in Abhängigkeit des Wassergehaltes für Torf, H8-10

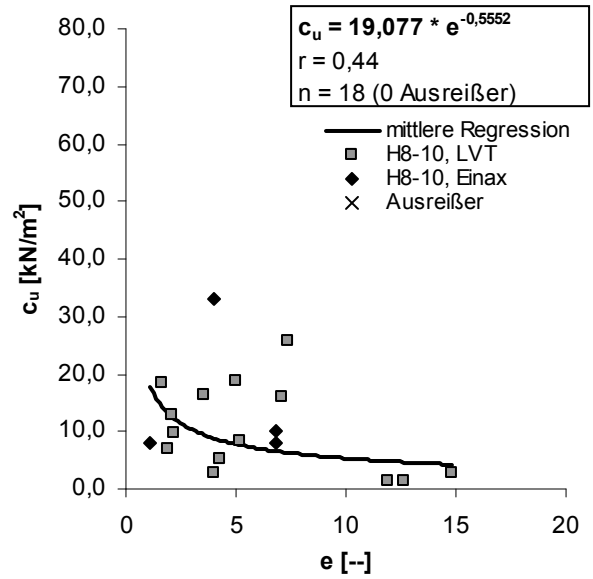


Abb. 7.16: Undrainede Scherfestigkeit in Abhängigkeit der Porenzahl für Torf, H8-10

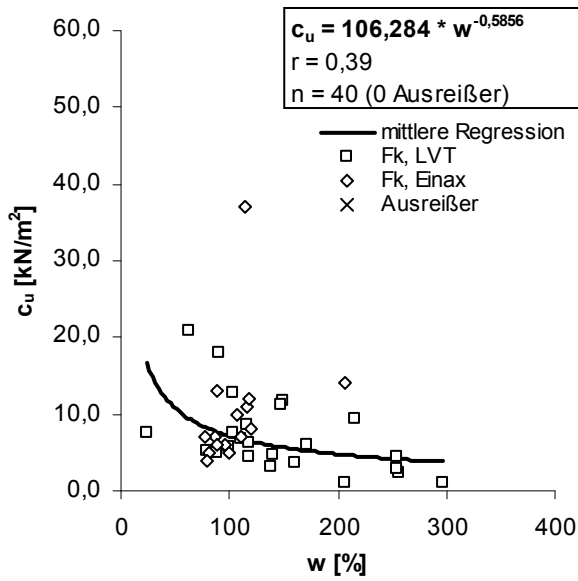


Abb. 7.17: Undrainede Scherfestigkeit in Abhängigkeit des Wassergehaltes für Kalkmudde

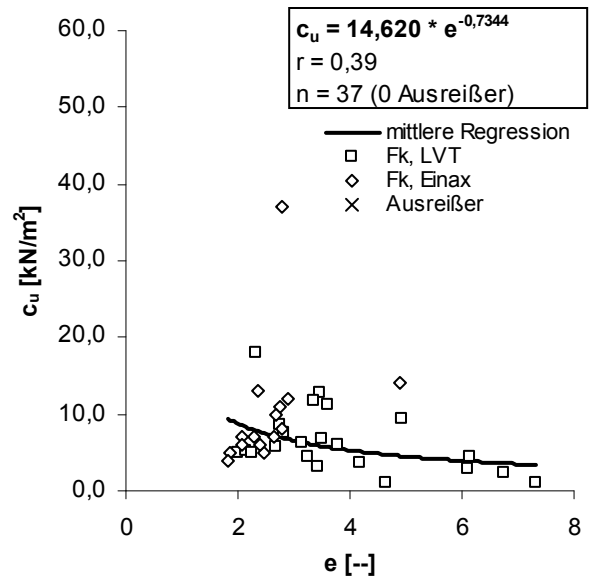
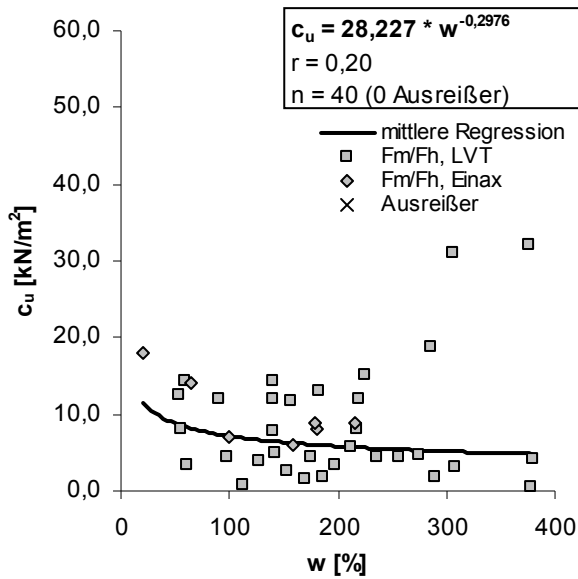
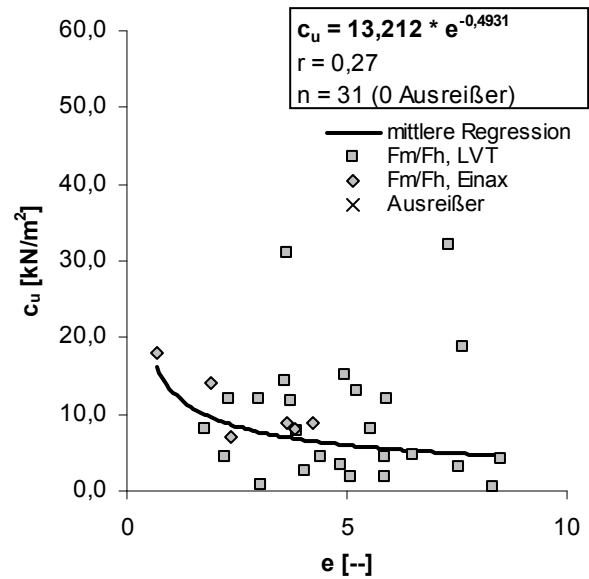


Abb. 7.18: Undrainede Scherfestigkeit in Abhängigkeit der Porenzahl für Kalkmudde

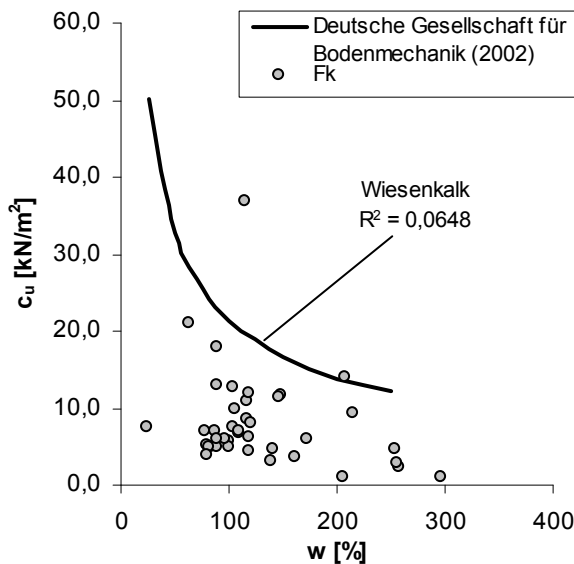


**Abb. 7.19: Undrainede Scherfestigkeit in Abhängigkeit des Wassergehaltes für Silikat- und Organomudde**

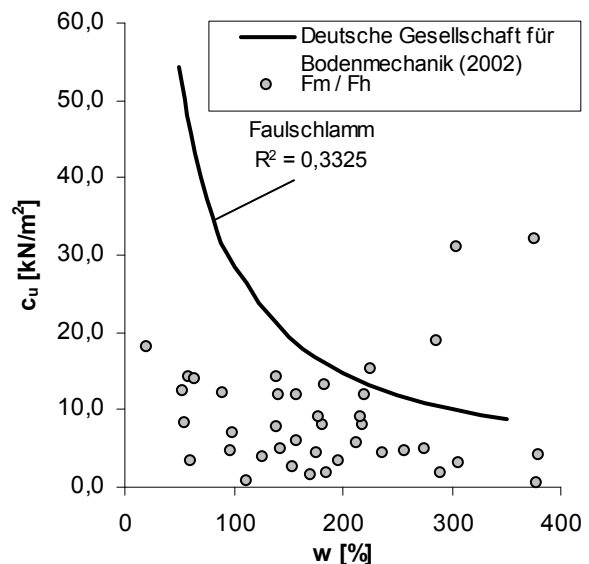


**Abb. 7.20: Undrainede Scherfestigkeit in Abhängigkeit der Porenzahl für Silikat- und Organomudde**

Es ist festzustellen, dass sich überwiegend nur sehr geringe bzw. zweifelhafte Zusammenhänge ergeben, die für eine statistisch gesicherte Ableitung charakteristischer Bodenkennwerte nicht genutzt werden können. Vertrauensbereiche wurden daher nicht ausgewiesen. Im Ergebnisbericht der DEGEBO (2002) wurden für Wiesenkalk und Faulschlamm ähnlich geringe Zusammenhänge zwischen dem Wassergehalt und der undrainede Scherfestigkeit ermittelt. Die von der DEGEBO (2002) angegebenen Korrelationen werden in den Abb. 7.21 und 7.22 den im Rahmen dieser Arbeit ermittelten Versuchswerten gegenüber gestellt.



**Abb. 7.21: Vergleich der Versuchswerte w-c<sub>u</sub> mit Literaturangaben für Kalkmudden**



**Abb. 7.22: Vergleich der Versuchswerte w-c<sub>u</sub> mit Literaturangaben für Silikat- und Organomudden**

Im Vergleich der Versuchswerte mit den Angaben der DEGEBO (2002) ist festzustellen, dass die im Rahmen dieser Arbeit ermittelten Werte deutlich niedriger als die mittleren Korrelationen der DEGEBO liegen. Die Versuchsergebnisse liegen somit im Vergleich mit den Angaben des o.g. Berichtes auf der sicheren Seite. Angaben zu korrelativen Zusammenhängen bzgl. der undrÄnirten Scherfestigkeit und der Porenzahl sind in der TEV 1253-01 (1979) und in PROJEKT 73/02 (1982) enthalten. Nachfolgend werden die darin angegebenen Korrelationen wiederum den im Rahmen dieser Arbeit ermittelten Versuchswerten gegenüber gestellt.

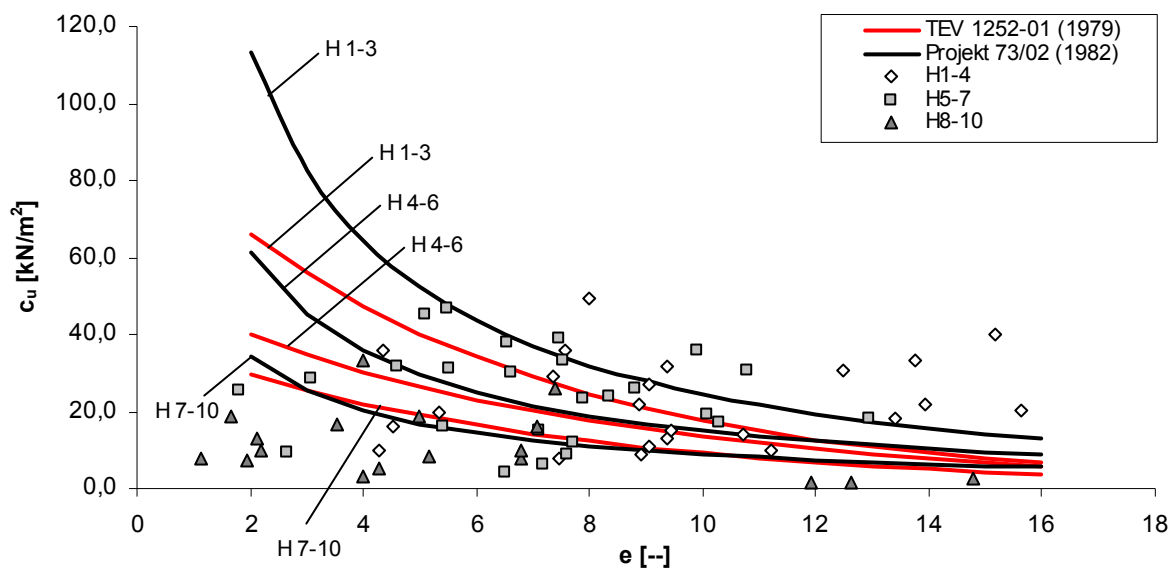


Abb. 7.23: Vergleich der Versuchswerte  $e$ - $c_u$  mit Literaturangaben für Torfe

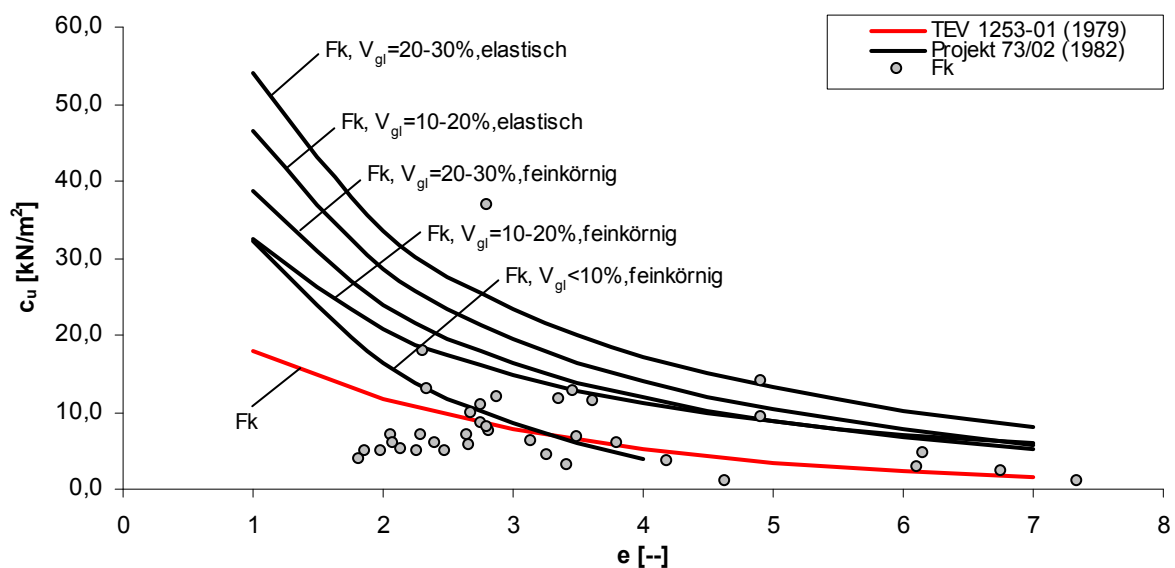
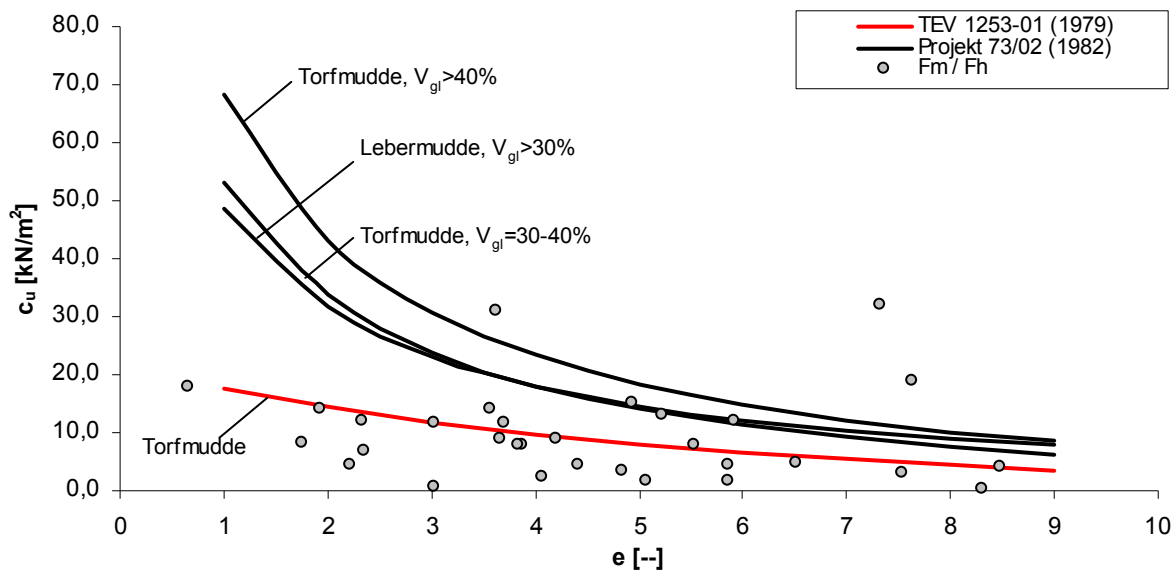


Abb. 7.24: Vergleich der Versuchswerte  $e$ - $c_u$  mit Literaturangaben für Kalkmudden

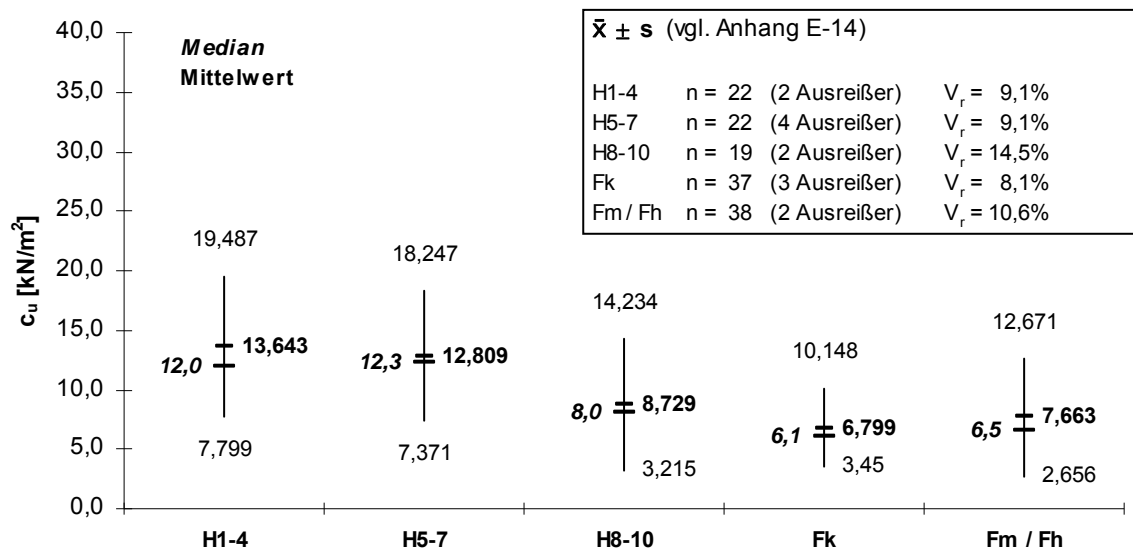


**Abb. 7.25: Vergleich der Versuchswerte  $e$ - $c_u$  mit Literaturangaben für Silikat- / Organomudden**

Es wird deutlich, dass die undrainede Scherfestigkeit in den Angaben aus PROJEKT 73/02 (1982) für alle Bodenarten insbesondere bei geringen Porenzahlen deutlich höher liegt, als die im Rahmen dieser Arbeit gefundenen Versuchswerte und auch als die Angaben der TEV 1252-01 (1979) bzw. der TEV 1253-01 (1979). Die Angaben aus der TEV 1252-01 (1979) und TEV 1253-01 (1979) zeigen eine gute Übereinstimmung mit den im Rahmen dieser Arbeit ermittelten Versuchswerten. Angaben zu Korrelationskoeffizienten sind weder in der TEV 1252-01 (1979), in der TEV 1253-01 (1979) noch in PROJEKT 73/02 (1982) enthalten. Die Straffheit der gefundenen Zusammenhänge kann daher nicht beurteilt werden, eine statistisch gesicherte Ableitung charakteristischer Bodenkennwerte ist nicht möglich. Es ist jedoch festzustellen, dass die Versuchswerte wiederum auf der sicheren Seite liegen. Der im Rahmen dieser Arbeit ermittelte Datenbestand wurde daher einer Merkmalsanalyse unterzogen. Die Ergebnisse sind in Abb. 7.26 zusammengefasst.

Literaturangaben für undrainede Scherfestigkeiten von Torfen liegen in DIN 1055-2 (1976) mit  $c_u = 10 \dots 20$  kN/m<sup>2</sup> und in FGSV 542 (1988) mit  $c_u = 5 \dots 25$  kN/m<sup>2</sup> vor. Die in Abb. 7.25 dargestellten Vertrauensbereiche liegen mit Ausnahme des unteren Vertrauensbereiches für stark zersetzte Torfe innerhalb dieser Spannbreiten. Dies gilt auch für die oberen Werte für die stark zersetzten Torfe, bei denen ein Variationskoeffizient  $V_r > 10\%$  ermittelt wurde. Für Mudden liegen Angaben aus dem Merkblatt FG (1965) mit  $c_u > 7$  kN/m<sup>2</sup>, im Merkblatt FGSV 542 (1988) mit  $c_u = 5 \dots 15$  kN/m<sup>2</sup> sowie in EAU (1996, 2004) mit  $c_u > 6$  kN/m<sup>2</sup> vor. Dies entspricht den in Abbildung 7.25 dargestellten Mittelwerten und oberen Vertrauensbereichen für Kalk-, Silikat- und Organomudden. In den aktuellen Fassungen der DIN 1055-2 (2010), der EAU (2012) und des FGSV Merkblattes 542 (2010) sind keine Angaben bzgl. der

undrÄnirten Scherfestigkeit enthalten.



**Abb. 7.26: Merkmalsanalyse bzgl. der undrÄnirten Scherfestigkeit**

Im Vergleich mit den o.g. Literaturangaben wird deutlich, dass die im Rahmen dieser Arbeit ermittelten Versuchswerte fÄr die undrÄnirte Scherfestigkeit auf der sicheren Seite liegen. Es ist daher aus Sicht des Verfassers trotz der bei den stark zersetzten Torfen und bei den Silikat- und Organomudden festgestellten Variationskoeffizienten  $V_r \geq 10\%$  vertretbar, die charakteristischen Kennwerte der undrÄnirten Scherfestigkeit als auf der sicheren Seite liegende Mittelwerte der Scherfestigkeit gemÄß 1054 (2010) Abschnitt 3.3.6 A(5) in Ansatz zu bringen. Bei den stark zersetzten Torfen und bei den Silikat- und Organomudden ist die Überschreitung des 10%igen Variationskoeffizienten bei der abschließenden Festlegung der charakteristischen Kennwerte zu berücksichtigen.

## 8 Feldmessungen - Vergleichsrechnungen und Validierung

### 8.1 Auswertung von Feldmessungen und Vergleichsrechnungen

Das Kapitel 8 beinhaltet die Validierung der im Rahmen dieser Arbeit ermittelten charakteristischen Bodenkennwerte auf Grundlage der Ergebnisse baubegleitender Feldmessungen. Angaben zur Arbeitsmethodik können dem Abschnitt 4.4 entnommen werden. In Abschnitt 8.1 werden die Messreihen zunächst vorhabensbezogen ausgewertet und den auf Grundlage der Ergebnisse dieser Arbeit errechneten SetzungsbetrÄgen, KonsolidationszeitrÄumen usw. gegenübergestellt. Eine zusammenfassende Bewertung ist im Abschnitt 8.2 dargestellt.

### 8.1.1 Sturmflutschutz Dassow (2000 - 2002)

Das in den Jahren 2000 bis 2002 ausgeführte Bauvorhaben „Sturmflutschutz Dassow“ umfasste den Neubau von zwei Deichabschnitten entlang der dort in die Dassower See mündenden Stepenitz sowie entlang der Ortsdurchfahrt (Bundesstraße B 105). Die Deichprofile sahen im Regelquerschnitt folgende Geometrien vor:

Deichabschnitt Stepenitz:

- Deichhöhe 2,5 m über GOK
- Kronenbreite 3,0 m
- Neigung der Böschungen 1:n = 1:3, d. h. Böschungsbreite jeweils 7,5 m

Deichabschnitt B 105:

- Deichhöhe 2,8 m über GOK
- Kronenbreite 3,0 m
- Neigung der Böschungen 1:n = 1:3, d. h. Böschungsbreite jeweils 8,4 m

Die Deiche wurden als homogene Deiche ausgeführt. Als Deichbaumaterial wurde Geschiebemergel verwendet, die Einbauwichte betrug  $\gamma \approx 20 \text{ kN/m}^3$ . Die Deiche wurden im Überschüttverfahren mit dauerhafter Überhöhung in Verbindung mit einer Geokunststoffbewehrung (Geotextil,  $R_{B,k} = 450 \text{ kN/m}$ ) hergestellt. Der Baugrund wird von einem mäßig zersetzten Torf oberhalb einer Silikatmudde gebildet. Im Deichabschnitt entlang der B 105 sind die Torfe und Mudden aufgrund der dort vorhandenen Auffüllungen als vorbelastet einzustufen. Den tragfähigen Baugrund bilden mitteldicht gelagerte Sande, die die o.g. organischen Böden unterlagern. Im Zuge der Baugrunduntersuchungen wurden nur gestörte Bodenproben der Güteklasse 3 gewonnen. Die Ergebnisse der vorliegenden Laboruntersuchungen an den organischen Böden sind in Tabelle 8.1 zusammengefasst.

**Tab. 8.1: Ergebnisse der Laboruntersuchungen (Mittelwerte aus n Versuchen) für das Bauvorhaben "SFS Dassow"**

Nr.	Bodenart	$\varnothing w$ [%]	n [--]	$\varnothing V_{gl}$ [%]	n [--]	$\varnothing e$ [--]	n [--]
(1)	Torf, H5-7	309	4	52	4	--	--
(2)	Silikatmudde	109	7	11	7	--	--

Im Rahmen der Bauausführung wurden in beiden Abschnitten Setzungs- und Porenwasserdruckmessungen durchgeführt. Die einzelnen Messreihen und die den jeweiligen Messstellen zugehörigen Bodenprofile sind in den Anhängen G-1 (Teil Stepenitz) und G-2 (Teil B 105) dargestellt. Eine Extrapolation der Messreihen zur Ermittlung der Endsetzungen konnte bei den Messreihen aus dem Teil Stepenitz durchgeführt werden. Bei den Messreihen im Teil B 105 zeigten sich hingegen teilweise plötzliche Hebungen und Sackungen,

deren Ursachen nicht eindeutig geklärt werden konnten. Die Messreihen aus dem Teil B 105 können daher nur eingeschränkt zum Zwecke der Validierung genutzt werden.

### Analytische Berechnungen im GZ der Gebrauchstauglichkeit (SLS)

Basierend auf den Ergebnissen aus den Kapiteln 5 und 6 lassen sich für den Standort die in Tabelle 8.2 dargestellten Bodenkennwerte für analytische Nachweise im GZ der Gebrauchstauglichkeit ableiten.

**Tab. 8.2: Abgeleitete Bodenkennwerte für analytische Berechnungen für das Bauvorhaben "SFS Dassow"**

Nr.	Bodenart	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$v_e$ [--]	$w_e$ [--]	$c_B$ [--]
(1)	Torf, H5-7	10,6	1,0	6,30	1,0	0,025
(2)	Silikatmudde	13,0	3,5	10,27	1,0	0,012

Im Teil Stepenitz betragen die ausgeführten Schütthöhen zwischen 2,5 m und 4,1 m, im Teil B 105 betragen diese zwischen 3,1 m und 3,4 m. Die sich hieraus und aus der vorhandenen Überlagerungsspannung aus Bodeneigenlast ergebenden mittleren Spannungszustände sowie die daraus abgeleiteten Konsolidationsbeiwerte sind in Tabelle 8.3 zusammengefasst.

**Tab. 8.3: Spannungszustände und Konsolidationsbeiwerte für analytische Berechnungen für das Bauvorhaben "SFS Dassow"**

Messstelle	Bodenart	$\varnothing z$ [m]	$\sigma_{z,t=0}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\Delta \sigma_z$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$i$ [--]	$\varnothing \sigma_z$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$c_v$ [m <sup>2</sup> /s]
SP 7	H 5-7	2,6	19,9	50,8	0,93	33,6	$3,0 \cdot 10^{-7}$
	Fm	8,8	37,0	50,8	0,63	34,5	$3,9 \cdot 10^{-8}$
SP 14	H 5-7	1,9	2,9	75,7	0,96	37,8	$2,5 \cdot 10^{-7}$
	Fm	6,7	14,4	75,7	0,73	34,8	$3,9 \cdot 10^{-8}$
SP 16	H 5-7	1,9	2,9	66,7	0,96	33,5	$3,0 \cdot 10^{-7}$
	Fm	6,7	14,4	66,7	0,73	31,5	$4,1 \cdot 10^{-8}$
SP 2	H 5-7	4,4	56,2	61,0	0,82	53,1	$1,5 \cdot 10^{-7}$
	Fm	6,2	60,4	61,0	0,73	52,5	$3,1 \cdot 10^{-8}$
SP 3	H 5-7	3,0	31,7	67,1	0,91	46,4	$1,9 \cdot 10^{-7}$
	Fm	8,7	48,2	67,1	0,63	45,2	$3,4 \cdot 10^{-8}$
SP 5	H 5-7	2,8	28,2	65,3	0,92	44,1	$2,0 \cdot 10^{-7}$
	Fm	4,1	31,1	65,3	0,84	43,0	$3,5 \cdot 10^{-8}$

Die Ergebnisse der analytischen Nachrechnung der Setzungen und des Zeitsetzungsverhaltens sind in den Tabellen 8.4 und 8.5 dargestellt.

**Tab. 8.4: Ergebnisse der analytischen Setzungs- und Zeitsetzungsrechnungen für das Bauvorhaben "SFS Dassow"**

Messstelle:		SP 7	SP 14	SP 16
<b>Messwerte</b>				
$\sigma_z$	[kN/m <sup>2</sup> ]	50,8	81,0	66,7
$s_t$	[m]	0,88	2,31	1,81
$\Delta u_t$	[kN/m <sup>2</sup> ]	18	30	23
<b>Extrapolierte Endsetzung</b>				
s	[m]	1,37	3,03	2,70
<b>Erreichte Konsolidationsgrade (Berücksichtigung der Gesamtsetzung)</b>				
$U_{s,t}$	[%]	64	76	67
$U_{\Delta u,t}$	[%]	65	63	66
<b>Setzungsrechnung analytisch</b>				
$s_0$	[m]	0,14	0,21	0,21
$s_1$	[m]	1,40	2,33	2,26
$s_2$	[m]	0,08	0,13	0,14
s	[m]	1,62	2,66	2,61
Abweichung	[%]	+18	-12	-3
<b>Konsolidationsrechnung, analytisch</b>				
U	[%]	60 - 70	60 - 80	60 - 80
$c_v$	[m <sup>2</sup> /s]	$3,0 \cdot 10^{-7}$	$2,5 \cdot 10^{-7}$	$3,0 \cdot 10^{-7}$
$t_{\text{berechnet}}$	[d]	417 - 588	430 - 853	358 - 711
$t_{\text{ist}}$	[d]	545	545	545

**Tab. 8.5: Ergebnisse der analytischen Setzungs- und Zeitsetzungsrechnungen für das Bauvorhaben "SFS Dassow"**

Messstelle:		SP 2	SP 3	SP 5
<b>Messwerte</b>				
$\sigma_z$	[kN/m <sup>2</sup> ]	61,0	67,1	65,3
$s_t$	[m]	0,21	0,52	0,69
$\Delta u_t$	[kN/m <sup>2</sup> ]	--	15	6
<b>Extrapolierte Endsetzung</b>				
s	[m]	--	--	--
<b>Erreichte Konsolidationsgrade (Berücksichtigung der Gesamtsetzung)</b>				
$U_{s,t}$	[%]	--	--	--
$U_{\Delta u,t}$	[%]	--	78	91
<b>Setzungsrechnung analytisch</b>				
$s_0$	[m]	0,12	0,13	0,13
$s_1$	[m]	0,46	1,18	0,53
$s_2$	[m]	0,11	0,05	0,11
s	[m]	0,69	1,36	0,77
Abweichung	[%]	--	--	--
<b>Konsolidationsrechnung, analytisch</b>				
U	[%]	--	60 - 80	90 - 95
$c_v$	[m <sup>2</sup> /s]	--	$1,9 \cdot 10^{-7}$	$2,0 \cdot 10^{-7}$
$t_{\text{berechnet}}$	[d]	--	576 - 1142	89 - 119
$t_{\text{ist}}$	[d]	545	545	545

Im Teil Stepenitz treten sowohl Über- als auch Unterschreitungen der berechneten Setzungen gegenüber den extrapolierten Ergebnissen der Setzungsmessungen auf. Ein systematischer Fehler ist nicht erkennbar. Im Abschnitt entlang der B 105 liegen die berech-



neten Setzungen auf der sicheren Seite, d.h. die bislang eingetretenen Setzungsmaße überschreiten die berechneten Gesamtsetzungen nicht. Die berechneten Konsolidationszeiten zeigen bei beiden Abschnitten eine sehr gute Übereinstimmung mit den Feldmessungen.

#### Numerische Berechnungen im GZ der Gebrauchstauglichkeit (SLS)

Basierend auf den Ergebnissen aus den Kapiteln 5 und 6 lassen sich für den Standort die in Tabelle 8.6 dargestellten Bodenkennwerte für numerische Berechnungen im GZ der Gebrauchstauglichkeit ableiten. Die sich aus den in Tabelle 8.3 dargestellten initialen Spannungszuständen ( $\sigma_{z,t=0}$ ) ergebenden Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte für die numerischen Zeitsetzungsberechnungen sind in Tabelle 8.7 dargestellt.

**Tab. 8.6: Abgeleitete spannungsunabhängige Bodenkennwerte für numerische Berechnungen (SSC - Stoffgesetz) für das Bauvorhaben "SFS Dassow"**

Nr.	Bodenart	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_R$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\lambda^*$ [--]	$\kappa^*$ [--]	$\mu^*$ [--]	$c_k$ [--]
(1)	Torf, H5-7	10,6	11,4	0,159	0,033	0,011	1,087
(2)	Silikatmudde	13,0	13,6	0,098	0,017	0,005	1,890

**Tab. 8.7: Initiale Spannungszustände und spannungsabhängige, initiale Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte für numerische Berechnungen für das Bauvorhaben "SFS Dassow"**

Messstelle	Bodenart	$\sigma_{z,t=0}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	k [m/s]	k [m/d]
SP 7	H 5-7	19,9	$5,0 \cdot 10^{-8}$	0,0043
	Fm	37,0	$9,8 \cdot 10^{-10}$	0,0001
SP 14	H 5-7	2,9	$5,6 \cdot 10^{-6}$	0,4810
	Fm	14,4	$4,3 \cdot 10^{-9}$	0,0004
SP 16	H 5-7	2,9	$5,6 \cdot 10^{-6}$	0,4810
	Fm	14,4	$4,3 \cdot 10^{-9}$	0,0001
SP 2	H 5-7	56,2	$3,9 \cdot 10^{-9}$	0,0003
	Fm	60,4	$4,6 \cdot 10^{-10}$	0,0001
SP 3	H 5-7	31,7	$1,6 \cdot 10^{-8}$	0,0014
	Fm	48,2	$6,5 \cdot 10^{-10}$	0,0001
SP 5	H 5-7	28,2	$2,1 \cdot 10^{-8}$	0,0018
	Fm	31,1	$1,3 \cdot 10^{-9}$	0,0001

Die Ergebnisse der numerischen Berechnungen sind in den Tabellen 8.8 und 8.9 dargestellt und den Messwerten bzw. den extrapolierten Messwerten gegenübergestellt.

**Tab. 8.8: Ergebnisse der numerischen Zeitsetzungsberechnungen für den Teil Stepenitz des Bauvorhabens "SFS Dassow"**

Messstelle:		SP 7	SP 14	SP 16
<b>Messwerte</b>				
$s_{\text{Bau}}$ (t = 80 d)	[m]	0,17	0,18	0,58
$s_{\text{Mess}}$ (t = 545 d)	[m]	0,88	2,31	1,81
$s_{\infty}$ (t = 50 a)	[m]	1,37	3,03	2,70
<b>Setzungsberechnung numerisch (SSC – Modell)</b>				
$s_{\text{Bau}}$ (t = 80 d)	[m]	0,12	0,36	0,23
$s_{\text{Mess}}$ (t = 545 d)	[m]	0,74	1,61	1,25
$s_{\infty}$ (t = 50 a)	[m]	1,83	2,45	2,02
Abweichung $s_{\text{Mess}}$	[%]	-16	-30	-31
Abweichung $s_{\infty}$	[%]	+34	-19	-25

**Tab. 8.9: Ergebnisse der numerischen Zeitsetzungsberechnungen für den Teil B 105 des Bauvorhabens "SFS Dassow"**

Messstelle:		SP 2	SP 3	SP 5
<b>Messwerte</b>				
$s_{\text{Bau}}$ (t = 80 d)	[m]	0,04	0,18	0,22
$s_{\text{Mess}}$ (t = 545 d)	[m]	0,21	0,52	0,69
$s_{\infty}$ (t = 50 a)	[m]	--	--	--
<b>Setzungsberechnung numerisch (SSC – Modell)</b>				
$s_{\text{Bau}}$ (t = 80 d)	[m]	0,06	0,15	0,06
$s_{\text{Mess}}$ (t = 545 d)	[m]	0,39	0,79	0,35
$s_{\infty}$ (t = 50 a)	[m]	0,55	1,85	0,47
Abweichung $s_{\text{Mess}}$	[%]	+86	+52	-49
Abweichung $s_{\infty}$	[%]	--	--	--

Die numerischen Zeitsetzungsberechnungen weisen ebenso wie die analytischen Berechnungen Über- als auch Unterschreitungen der berechneten Setzungen gegenüber den Ergebnissen der Messungen auf. Dies gilt sowohl für die Zeitpunkte am Ende der Messungen (t = 545 Tage), als auch für die extrapolierten Endsetzungen (t = 50 Jahre). Bei den zum Teil unplausiblen Messreihen im Teil B 105 treten gegenüber dem Teil Stepenitz größere Abweichungen auf, ein systematischer Fehler ist hierbei aber ebenfalls nicht zu erkennen.

#### Berechnungen im GZ der Tragfähigkeit (ULS)

Für die o.g. organischen Böden ergeben sich auf Grundlage der Ergebnisse aus Kapitel 7 die in Tabelle 8.10 dargestellten Scherparameter.

**Tab. 8.10: Abgeleitete Scherparameter für analytische Berechnungen für das Bauvorhaben "SFS Dassow"**

Nr.	Bodenart	Mittelwerte		Unterer 95% - Vertrauensbereich	
		$\varphi'$ [°]	$c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\varphi'$ [°]	$c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]
(1)	Torf, H5-7	19,0	27,4	14,7	18,7
(2)	Silikatmudde	20,2	10,2	16,9	0,0

Die Nachrechnungen wurden unter Ansatz der o.g. dränierten Scherparameter für folgende Messstellen vorgenommen:

- SP 14 (größte Schütthöhe)
- SP 16 (geringster Konsolidationsgrad = größter Konsolidationsverzug)
- SP 14 (1. Schüttlage, ungünstigste Baugrundverhältnisse)

Die angesetzte Verkehrslast von  $p = 10 \text{ kN/m}^2$  entspricht den mittleren Lasten der beim Einbau der Erdstoffe verwendeten Erdbaugeräte. Die Ergebnisse der Nachrechnungen im GZ der Tragfähigkeit sind in Tabelle 8.11 zusammengefasst.

**Tab. 8.11: Ergebnisse der analytischen Standsicherheitsberechnungen für das Bauvorhaben "SFS Dassow"**

Messstelle:	SP 14	SP 16	SP 14
Randbedingungen			
Schütthöhe [m]	4,50	3,71	0,50
$U_{\Delta u,t}$ [%]	67	66	0
$1 - U_{\Delta u,t}$ [%]	33	34	100
$p$ [ $\text{kN/m}^2$ ]	10	10	10
Ergebnisse der Standsicherheitsberechnungen unter Ansatz der Mittelwerte			
$f$ [--]	0,63	0,59	0,38
Ergebnisse der Standsicherheitsberechnungen unter Ansatz der unteren 95% - Vertrauensbereiche			
$f$ [--]	0,98	0,91	0,76

Im Ergebnis der Nachrechnungen ist festzustellen, dass sich sowohl unter Ansatz der Mittelwerte der Scherparameter als auch unter Ansatz der Werte des unteren 95%-Vertrauensbereiches ein ausreichender Bodenwiderstand ergibt. Die ermittelten Ausnutzungsgrade für die Querschnitte SP 14 und SP 16 liegen bei Ansatz der Werte des unteren 95%-Vertrauensbereiches im Bereich des Grenzzustandes ( $f \approx 1,0$ ).

### 8.1.2 Sturmflutschutz Ueckermünde (2004 - 2005)

Das in den Jahren 2004 und 2005 ausgeführte Bauvorhaben „Sturmflutschutz Ueckermünde“ umfasste im 4. BA den Ersatzneubau von zwei Deichabschnitten (Teil 1 und Teil 2) im Bereich des Sportboothafens in Ueckermünde. Die nachfolgend ausgewerteten Messreihen entstammen dem Teil 2. Die Messungen im Teil 1 wurden direkt nach Einbringen der letzten Schüttlage abgebrochen, die Messungen dienten dort nur der Steuerung des Schüttvorganges. Eine zuverlässige Extrapolation der Messwerte war wegen des geringen Messzeitraumes nicht möglich, so dass die Messreihen im Teil 1 daher nicht zur Validierung im Rahmen dieser Arbeit genutzt werden konnten.

Das Deichprofil im Teil 2 sah im Regelquerschnitt folgende Geometrie vor:

- Deichhöhe 2,5 m über GOK
- Kronenbreite 3,0 m
- Neigung der Böschungen 1:n = 1:3, d. h. Böschungsbreite jeweils 7,5 m

Der Deich wurde als gegliederter Querschnitt mit einer Kernschüttung aus einem schluffigen Sand und einer wasserseitigen Tondichtung ausgeführt. Für den schluffigen Sand kann eine mittlere Einbauwichte von  $\gamma \approx 18,5 \text{ kN/m}^3$  angesetzt werden. Der Deich wurde im Überschüttverfahren mit dauerhafter Überhöhung in Verbindung mit einer Geokunststoffbewehrung (Geotextil,  $R_{B,k} = 350 \text{ kN/m}$ ) hergestellt. Der organische Teil des Baugrundes setzt sich hier aus einem stark zersetzten Torf in Wechsellagerung mit einem mäßig zersetzten Torf zusammen. Oberhalb der Torfe befanden sich zunächst Auffüllungen des vorhandenen Deiches, die vor Beginn der Setzungsmessungen umgelagert wurden. Den tragfähigen Baugrund bilden mitteldicht gelagerte Sande, die die o.g. Torfe unterlagern. Im Zuge der Baugrunduntersuchungen konnten auch hier nur gestörte Bodenproben der Güteklasse 3 gewonnen werden. Die Ergebnisse der vorliegenden Laboruntersuchungen an den organischen Böden sind in Tabelle 8.12 zusammengefasst.

**Tab. 8.12: Ergebnisse der Laboruntersuchungen (Mittelwerte aus n Versuchen) für das Bauvorhaben "SFS Ueckermünde"**

Nr.	Bodenart	w [%]	n [--]	$V_{gl}$ [%]	n [--]	e [--]	n [--]
(1)	Torf, H 8-10	215	2	58	2	--	--
(2)	Torf, H 1-4	307	2	62	2	--	--

Im Rahmen der Bauausführung wurden Setzungsmessungen und Porenwasserdruckmessungen durchgeführt. Die einzelnen Messreihen und die der jeweiligen Messstelle zugehörigen Bodenprofile sind in Anhang G-3 dargestellt. Eine Extrapolation der Messwerte zur Ermittlung der Endsetzung konnte bei allen 8 Messreihen durchgeführt werden.

#### Analytische Berechnungen im GZ der Gebrauchstauglichkeit (SLS)

Basierend auf den Ergebnissen aus den Kapiteln 5 und 6 lassen sich für den Standort die nachfolgend in Tabelle 8.13 dargestellten Bodenkennwerte für analytische Nachweise im GZ der Gebrauchstauglichkeit ableiten.

**Tab. 8.13: Abgeleitete Bodenkennwerte für analytische Berechnungen für das Bauvorhaben "SFS Ueckermünde"**

Nr.	Bodenart	$\gamma$ [ $\text{kN/m}^3$ ]	$\gamma'$ [ $\text{kN/m}^3$ ]	$v_e$ [--]	$w_e$ [--]	$c_B$ [--]
(1)	Torf, H 8-10	11,1	1,5	7,47	1,0	0,027
(2)	Torf, H 5-7	10,6	1,0	6,32	1,0	0,028

Die ausgeführten Schütthöhen betragen zwischen 2,2 m und 2,8 m. Die sich hieraus und aus der vorhandenen Überlagerungsspannung aus der Bodeneigenlast einschließlich der ursprünglich vorhandenen Auffüllungen ergebenden mittleren Spannungszustände sowie die daraus abgeleiteten Konsolidationsbeiwerte sind in Tabelle 8.14 zusammengefasst.

**Tab. 8.14: Spannungszustände und Konsolidationsbeiwerte für das Bauvorhaben "SFS Ueckermünde"**

Messstelle	Bodenart	$\varnothing z$ [m]	$\sigma_{z,t=0}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\Delta \sigma_z$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$i$ [-]	$\varnothing \sigma_z$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$c_v$ [m <sup>2</sup> /s]
SP 1	H 8-10	1,9	25,2	40,1	0,95	31,6	$1,6 \cdot 10^{-7}$
	H 5-7	4,1	28,5	40,1	0,83	30,9	$3,4 \cdot 10^{-7}$
SP 2	H 8-10	1,9	25,2	48,1	0,95	35,4	$1,4 \cdot 10^{-7}$
	H 5-7	4,1	28,5	48,1	0,83	34,2	$2,9 \cdot 10^{-7}$
SP 3	H 8-10	3,5	37,3	51,1	0,87	40,9	$1,1 \cdot 10^{-7}$
	H 5-7	5,3	40,0	51,1	0,76	39,4	$2,4 \cdot 10^{-7}$
SP 4	H 8-10	3,5	37,3	49,6	0,87	40,2	$1,2 \cdot 10^{-7}$
	H 5-7	5,3	40,0	49,6	0,76	38,8	$2,4 \cdot 10^{-7}$
SP 5	H 8-10	3,5	37,3	49,0	0,87	40,0	$1,2 \cdot 10^{-7}$
	H 5-7	5,3	40,0	49,0	0,76	38,6	$2,5 \cdot 10^{-7}$
SP 6	H 8-10	3,5	37,3	50,9	0,87	40,8	$1,1 \cdot 10^{-7}$
	H 5-7	5,3	40,0	50,9	0,76	39,3	$2,4 \cdot 10^{-7}$
SP 7	H 8-10	3,0	29,3	50,7	0,90	37,5	$1,3 \cdot 10^{-7}$
	H 5-7	--	--	--	--	--	--
SP 8	H 8-10	3,0	29,3	48,1	0,90	36,3	$1,3 \cdot 10^{-7}$
	H 5-7	--	--	--	--	--	--

Die Ergebnisse der analytischen Nachrechnung der Setzungen und des Zeitsetzungsverhaltens sind in den Tabellen 8.15 bis 8.17 dargestellt. Die durch die temporäre Umlagerung der Auffüllungen stattgefundenen Rekompensation der organischen Erdstoffe konnte bei den analytischen Berechnungen nicht berücksichtigt werden.

Die Abweichungen zwischen den analytischen Setzungsberechnungen und den extrapolierten Messwerten liegen mit Ausnahme des Messquerschnittes SP 1 am Bauanfang innerhalb eines plausiblen Streubereiches, vgl. Abschnitt 8.2.1. In Anbetracht der geringen Aufschlussdichte (3 Aufschlüsse auf insgesamt ca. 200 m Bauwerkslänge) ist hier ein vom nächstliegenden Baugrundaufschluss lokal abweichender Baugrundaufbau als Ursache der Abweichungen zu vermuten. Gleiches ist nach Ansicht des Verfassers auch für die Messstellen SP 6 und SP 8 anzunehmen. Es treten sowohl Über- als auch Unterschreitungen der berechneten Setzungen gegenüber den extrapolierten Ergebnissen der Setzungsmessungen auf. Ein systematischer Fehler ist nicht erkennbar. Die berechneten Konsolidationszeiten liegen in plausiblen Größenordnungen.

**Tab. 8.15: Ergebnisse der analytischen Setzungs- und Zeitsetzungsrechnungen  
SP 1 - SP 3 für das Bauvorhaben "SFS Ueckermünde"**

Messstelle:		SP 1	SP 2	SP 3
<b>Messwerte</b>				
$\sigma_z$	[kN/m <sup>2</sup> ]	40,1	48,1	51,1
$s_t$	[m]	0,58	0,87	0,75
$\Delta u_t$	[kN/m <sup>2</sup> ]	0,6	--	15,3
<b>Extrapolierte Endsetzung</b>				
s	[m]	0,68	1,04	0,86
<b>Erreichte Konsolidationsgrade (Berücksichtigung der Gesamtsetzung)</b>				
$U_{s,t}$	[%]	85	84	87
$U_{\Delta u,t}$	[%]	98	--	70
<b>Setzungsberechnung analytisch</b>				
$s_0$	[m]	0,08	0,08	0,08
$s_1$	[m]	0,77	0,84	0,56
$s_2$	[m]	0,24	0,23	0,18
s	[m]	1,09	1,15	0,81
Abweichung	[%]	+60	+11	-6
<b>Konsolidationsberechnung, analytisch</b>				
U	[%]	80 - 95	80 - 90	80 - 90
$c_v$	[m <sup>2</sup> /s]	$3,4 \cdot 10^{-7}$	$2,9 \cdot 10^{-7}$	$2,4 \cdot 10^{-7}$
$t_{\text{berechnet}}$	[d]	98 - 195	115 - 171	94 - 140
$t_{\text{ist}}$	[d]	466	466	466

**Tab. 8.16: Ergebnisse der analytischen Setzungs- und Zeitsetzungsrechnungen  
SP 4 - SP 6 für das Bauvorhaben "SFS Ueckermünde"**

Messstelle:		SP 4	SP 5	SP 6
<b>Messwerte</b>				
$\sigma_z$	[kN/m <sup>2</sup> ]	49,6	49,0	50,9
$s_t$	[m]	0,80	0,66	0,95
$\Delta u_t$	[kN/m <sup>2</sup> ]	--	16,2	--
<b>Extrapolierte Endsetzung</b>				
s	[m]	0,98	0,75	1,10
<b>Erreichte Konsolidationsgrade (Berücksichtigung der Gesamtsetzung)</b>				
$U_{s,t}$	[%]	82	88	86
$U_{\Delta u,t}$	[%]	--	67	--
<b>Setzungsberechnung analytisch</b>				
$s_0$	[m]	0,08	0,08	0,08
$s_1$	[m]	0,55	0,54	0,55
$s_2$	[m]	0,18	0,19	0,18
s	[m]	0,81	0,81	0,81
Abweichung	[%]	-17	+8	-26
<b>Konsolidationsberechnung, analytisch</b>				
U	[%]	80 - 90	80 - 90	80 - 90
$c_v$	[m <sup>2</sup> /s]	$2,4 \cdot 10^{-7}$	$2,5 \cdot 10^{-7}$	$2,4 \cdot 10^{-7}$
$t_{\text{berechnet}}$	[d]	94 - 140	90 - 134	94 - 140
$t_{\text{ist}}$	[d]	466	466	466

**Tab. 8.17: Ergebnisse der analytischen Setzungs- und Zeitsetzungsberechnungen SP 7 - SP 8 für das Bauvorhaben "SFS Ueckermünde"**

Messstelle:		SP 7	SP 8
<b>Messwerte</b>			
$\sigma_z$	[kN/m <sup>2</sup> ]	50,7	48,1
$s_t$	[m]	0,57	0,73
$\Delta u_t$	[kN/m <sup>2</sup> ]	4,0	--
<b>Extrapolierte Endsetzung</b>			
s	[m]	0,66	0,94
<b>Erreichte Konsolidationsgrade (Berücksichtigung der Gesamtsetzung)</b>			
$U_{s,t}$	[%]	86	78
$U_{\Delta u,t}$	[%]	92	--
<b>Setzungsberechnung analytisch</b>			
$s_0$	[m]	0,08	0,08
$s_1$	[m]	0,49	0,48
$s_2$	[m]	0,16	0,16
s	[m]	0,73	0,71
Abweichung	[%]	+11	-24
<b>Konsolidationsberechnung, analytisch</b>			
U	[%]	80 - 90	70 - 80
$c_v$	[m <sup>2</sup> /s]	$1,3 \cdot 10^{-7}$	$1,3 \cdot 10^{-7}$
$t_{\text{berechnet}}$	[d]	85 - 128	61 - 85
$t_{\text{ist}}$	[d]	461	466

**Numerische Berechnungen im GZ der Gebrauchstauglichkeit (SLS)**

Basierend auf den Ergebnissen aus den Kapiteln 5 und 6 lassen sich für den Standort die in Tabelle 8.18 dargestellten Bodenkennwerte für numerische Berechnungen im GZ der Gebrauchstauglichkeit ableiten. Die sich aus den in Tabelle 8.14 dargestellten initialen Spannungszuständen ( $\sigma_{z,t=0}$ ) ergebenden Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte für die numerischen Zeitsetzungsberechnungen sind in Tabelle 8.19 dargestellt.

**Tab. 8.18: Abgeleitete spannungsunabhängige Bodenkennwerte für numerische Berechnungen (SSC - Stoffgesetz) für das Bauvorhaben "SFS Ueckermünde"**

Nr.	Bodenart	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_R$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\lambda^*$ [--]	$\kappa^*$ [--]	$\mu^*$ [--]	$c_k$ [--]
(1)	Torf, H 8-10	11,1	11,9	0,1343	0,0262	0,0116	1,456
(2)	Torf, H 5-7	10,6	11,4	0,1583	0,0325	0,0120	1,093

**Tab. 8.19: Initiale Spannungszustände und spannungsabhängige, initiale Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte für numerische Berechnungen für das Bauvorhaben "SFS Ueckermünde"**

Messstelle	Bodenart	$\sigma_{z,t=0}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	k [m/s]	k [m/d]
SP 1 - 2	H 8-10	25,2	$1,1 \cdot 10^{-8}$	0,0010
	H 5-7	28,5	$2,1 \cdot 10^{-8}$	0,0018
SP 3 - 6	H 8-10	37,3	$4,5 \cdot 10^{-9}$	0,0004
	H 5-7	40,0	$9,0 \cdot 10^{-9}$	0,0008
SP 7 - 8	H 8-10	29,3	$7,9 \cdot 10^{-9}$	0,0007
	H 5-7	--	--	--

Die Ergebnisse der numerischen Berechnungen sind in den Tabellen 8.20 bis 8.22 dargestellt und den Messwerten bzw. den extrapolierten Messwerten gegenübergestellt. Die durch die temporäre Umlagerung der vorhandenen Auffüllungen erfolgte Rekompensation der Torfe konnte bei den numerischen Berechnungen berücksichtigt werden. Eine gleichzeitige Berechnung unter Verwendung der Optionen „updated-mesh“ bzw. „updated-water pressures“ (vgl. Abschnitt 4.4.3) war hierdurch aber nicht möglich. Die sich im Rahmen einer Vergleichsrechnung ergebenden Differenzen betragen aufgrund der relativ geringen Setzungsmaße  $< 3$  cm und sind daher in Hinblick auf die Gesamtbewertung nicht maßgebend. Im Gegensatz zu den analytischen Berechnungen weisen die numerischen Berechnungen eine durchgängige Unterschätzung der tatsächlichen Setzungsbeträge auf. Dies gilt sowohl für die Zeitpunkte am Ende der Messungen ( $t = 460$  Tage), als auch für die extrapolierten Endsetzungen ( $t = 50$  Jahre).

**Tab. 8.20: Ergebnisse der numerischen Zeitsetzungsrechnungen SP 1 - 3 für das Bauvorhaben "SFS Ueckermünde"**

Messstelle:	SP 1	SP 2	SP 3
<b>Messwerte</b>			
$s_{\text{Bau}}$ (t = 100 d) [m]	0,35	0,46	0,45
$s_{\text{Mess}}$ (t = 460 d) [m]	0,58	0,87	0,75
$s_{\infty}$ (t = 50 a) [m]	0,68	1,04	0,86
<b>Setzungsrechnung numerisch (SSC – Modell)</b>			
$s_{\text{Bau}}$ (t = 100 d) [m]	0,06	0,05	0,08
$s_{\text{Mess}}$ (t = 460 d) [m]	0,34	0,39	0,39
$s_{\infty}$ (t = 50 a) [m]	0,70	0,75	0,63
Abweichung $s_{\text{Mess}}$ [%]	-36	-55	-13
Abweichung $s_{\infty}$ [%]	+3	-28	-27

**Tab. 8.21: Ergebnisse der numerischen Zeitsetzungsrechnungen SP 4 - 6 für das Bauvorhaben "SFS Ueckermünde"**

Messstelle:	SP 4	SP 5	SP 6
<b>Messwerte</b>			
$s_{\text{Bau}}$ (t = 100 d) [m]	0,46	0,40	0,56
$s_{\text{Mess}}$ (t = 460 d) [m]	0,80	0,66	0,95
$s_{\infty}$ (t = 50 a) [m]	0,98	0,75	1,10
<b>Setzungsrechnung numerisch (SSC – Modell)</b>			
$s_{\text{Bau}}$ (t = 100 d) [m]	0,08	0,08	0,08
$s_{\text{Mess}}$ (t = 460 d) [m]	0,37	0,38	0,39
$s_{\infty}$ (t = 50 a) [m]	0,57	0,61	0,63
Abweichung $s_{\text{Mess}}$ [%]	-54	-44	-59
Abweichung $s_{\infty}$ [%]	-42	-19	-43



**Tab. 8.22: Ergebnisse der numerischen Zeitsetzungsberechnungen SP 7 - 8 für das Bauvorhaben "SFS Ueckermünde"**

Messstelle:		SP 7	SP 8
<b>Messwerte</b>			
$s_{\text{Bau}}$ (t = 100 d)	[m]	0,28	0,18
$s_{\text{Mess}}$ (t = 460 d)	[m]	0,57	0,73
$s_{\infty}$ (t = 50 a)	[m]	0,66	0,94
<b>Setzungsberechnung numerisch (SSC – Modell)</b>			
$s_{\text{Bau}}$ (t = 100 d)	[m]	0,07	0,07
$s_{\text{Mess}}$ (t = 460 d)	[m]	0,28	0,27
$s_{\infty}$ (t = 50 a)	[m]	0,44	0,43
Abweichung $s_{\text{Mess}}$	[%]	-51	-63
Abweichung $s_{\infty}$	[%]	-33	-54

Berechnungen im GZ der Tragfähigkeit (ULS)

Für die o. g. organischen Böden ergeben sich auf Grundlage der Ergebnisse aus Kapitel 7 die in Tabelle 8.23 dargestellten Scherparameter.

**Tab. 8.23: Abgeleitete Scherparameter für analytische Berechnungen für das Bauvorhaben "SFS Ueckermünde"**

Nr.	Bodenart	Mittelwerte		Unterer 95% - Vertrauensbereich	
		$\varphi'$ [°]	$c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\varphi'$ [°]	$c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]
(1)	Torf, H8-10	13,7	23,4	7,1	16,0
(2)	Torf, H5-7	19,0	27,4	14,7	18,7

Die Nachrechnungen wurden unter Ansatz der o.g. dränierten Scherparameter für folgende Messstellen vorgenommen:

- SP 3 (größte Schütthöhe)
- SP 5 (geringster Konsolidationsgrad = größter Konsolidationsverzug)
- SP 1 - SP 2 (1. Schüttlage, ungünstigste Baugrundverhältnisse)

Die angesetzte Verkehrslast von  $p = 10 \text{ kN/m}^2$  entspricht der mittleren Last der beim Einbau der Erdstoffe verwendeten Erdbaugeräte. Die Ergebnisse der Nachrechnungen im GZ der Tragfähigkeit sind in Tabelle 8.24 zusammengefasst.

Im Ergebnis der Nachrechnungen ist festzustellen, dass sich sowohl unter Ansatz der Mittelwerte der Scherparameter als auch unter Ansatz der Werte der unteren 95%-Vertrauensbereiche ein ausreichender Bodenwiderstand ergibt.

**Tab. 8.24: Ergebnisse der analytischen Standsicherheitsberechnungen für das Bauvorhaben "SFS Ueckermünde"**

Messstelle:	SP 3	SP 5	SP 1 / SP 2
Randbedingungen			
Schütthöhe [m]	2,76	2,65	0,50
$U_{\Delta u,t}$ [%]	55	46	0
$1 - U_{\Delta u,t}$ [%]	45	54	100
$p$ [ $\text{kN/m}^2$ ]	10	10	10
Ergebnisse der Standsicherheitsberechnungen unter Ansatz der Mittelwerte			
$f$ [--]	0,50	0,41	0,39
Ergebnisse der Standsicherheitsberechnungen unter Ansatz der unteren 95% - Vertrauensbereiche			
$f$ [--]	0,55	0,45	0,40

### 8.1.3 B 197, Brücke über den Landgraben (2004)

Beim 2004 ausgeführten Ersatzneubau der Brücke über den Landgraben bei Kavelpaß musste eine bauzeitliche Behelfsbrücke errichtet werden. Die Anschlussdämme der Behelfsbrücke wurden im Überschüttverfahren in einer Breite von 7 m auf einer Geokunststoffbewehrung (Geogitter,  $R_{B,k} = 300 \text{ kN/m}$ ) hergestellt. Die Überschüttung wurde nach Abklingen der Primärsetzungen wieder zurückgebaut. Zur Beschleunigung der zwischen den Schüttilagen notwendigen Konsolidation wurden Vertikaldräns im Rasterabstand von 1,5 m eingebracht. Für die Dammschüttung wurde ein grobkörniger Sand mit einer mittleren Feuchtwichte von  $\gamma \approx 18 \text{ kN/m}^3$  verwendet.

Im Zuge der Baugrunduntersuchungen wurden im Bereich der Behelfsumfahrung gestörte Bodenproben der Güteklasse 3 und ungestörte Bodenproben der Güteklasse 1 gewonnen. Im Wesentlichen wurde dort ein mäßig zersetzter Torf erkundet, zum Teil wird dieser von einer Torfmudde überlagert. Den tragfähigen Baugrund bilden Schluffe und mitteldicht gelagerte Sande, die die o.g. organischen Böden unterlagern. Die Ergebnisse der vorliegenden Laboruntersuchungen an den organischen Böden sind in Tabelle 8.25 zusammengefasst.

**Tab. 8.25: Ergebnisse der Laboruntersuchungen (Mittelwerte aus n Versuchen) für das Bauvorhaben "B 197, Brücke Landgraben"**

Nr.	Bodenart	w [%]	n [--]	$V_{gl}$ [%]	n [--]	e [--]	n [--]
(1)	Organomudde	419	2	60,7	1	7,512	1
(2)	Torf, H 5-7	369	5	74,5	4	5,889	2

Im Rahmen der Bauausführung wurden Setzungs- und Porenwasserdruckmessungen durchgeführt. Die einzelnen Messreihen und die der jeweiligen Messstelle zugehörigen Bodenprofile sind in Anhang G-4 dargestellt. Eine Extrapolation der Messreihen zur Ermittlung der Endsetzung konnte bei beiden Messstellen durchgeführt werden. Aufgrund der eingebauten Vertikaldräns war die Konsolidation bei beiden Messstellen am Ende der Messzeit weitgehend abgeschlossen ( $\Delta u \leq 2 \text{ kN/m}^2$ ).

#### Analytische Berechnungen im GZ der Gebrauchstauglichkeit (SLS)

Basierend auf den Ergebnissen aus den Kapiteln 5 und 6 lassen sich für den Standort die in der Tabelle 8.26 dargestellten Bodenkennwerte für Nachweise im GZ der Gebrauchstauglichkeit ableiten.

**Tab. 8.26: Abgeleitete Bodenkennwerte für analytische Berechnungen für das Bauvorhaben "B 197, Brücke Landgraben"**

Nr.	Bodenart	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$v_e$ [--]	$w_e$ [--]	$c_B$ [--]
(1)	Organomudde	10,6	1,5	5,82	1,0	0,027
(2)	Torf, H 5-7	10,6	1,1	6,70	1,0	0,030

Die ausgeführten Schütthöhen betragen 2,3 m (WL Nord) bzw. 1,9 m (WL Süd). Die sich hieraus und aus der vorhandenen Überlagerungsspannung aus Bodeneigenlast ergebenden mittleren Spannungszustände sowie die daraus abgeleiteten Konsolidationsbeiwerte sind in Tabelle 8.27 zusammengefasst.

**Tab. 8.27: Spannungszustände und Konsolidationsbeiwerte für das Bauvorhaben "B 197, Brücke Landgraben"**

Messstelle	Bodenart	$\varnothing z$ [m]	$\sigma_{z,t=0}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\Delta \sigma_z$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$i$ [--]	$\varnothing \sigma_{z_2}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$c_v$ [m <sup>2</sup> /s]
WL Nord	Fh	2,0	16,3	41,4	0,97	28,2	$2,5 \cdot 10^{-8}$
	H 5-7	4,6	22,4	41,4	0,84	28,6	$3,9 \cdot 10^{-7}$
WL Süd	Fh	--	--	--	--	--	--
	H 5-7	4,3	33,7	34,2	0,85	31,4	$3,4 \cdot 10^{-7}$

Die Ergebnisse der analytischen Nachrechnung der Setzungen und des Zeitsetzungsverhaltens sind in Tabelle 8.28 dargestellt. Wegen des Einbaus der Vertikaldräns ergaben sich sehr kurze Konsolidationszeiten, sodass nur ein geringer Sekundärsetzungsanteil während der Konsolidation eintreten konnte. Zeitsetzungsrechnungen wurden wegen des Einbaus der Vertikaldräns nicht durchgeführt.

**Tab. 8.28: Ergebnisse der analytischen Setzungs- und Zeitsetzungsberechnungen für das Bauvorhaben "B 197, Brücke Landgraben"**

Messstelle:		Widerlager Nord	Widerlager Süd
Messwerte			
$\sigma_z$	[kN/m <sup>2</sup> ]	41,4	34,2
$s_t$	[m]	0,92	0,25
$\Delta u_t$	[kN/m <sup>2</sup> ]	2	1
Extrapolierte Endsetzung			
s	[m]	1,01	0,35
Erreichte Konsolidationsgrade (Berücksichtigung der Gesamtsetzung)			
$U_{s,t}$	[%]	91	71
$U_{\Delta u,t}$	[%]	95	97
Setzungsberechnung analytisch			
$s_0$	[m]	0,04	0,08
$s_1$	[m]	1,15	0,30
$s_0 + s_1$	[m]	1,19	0,38
Abweichung	[%]	+18	+9

Tendenziell liegen die berechneten Setzungsbeträge oberhalb der gemessenen. Unter Berücksichtigung des analytisch nicht genau bestimmbareren Anteils an Sekundärsetzungen, die während des Messzeitraums eingetreten sind, reduzieren sich die in Tabelle 8.28 auf Grundlage der Initial- und Primärsetzungen angegebenen Abweichungsbeträge.

#### Numerische Berechnungen im GZ der Gebrauchstauglichkeit (SLS)

Basierend auf den Ergebnissen aus den Kapiteln 5 und 6 lassen sich für den Standort die nachfolgend in Tabelle 8.29 dargestellten Bodenkennwerte für numerische Berechnungen im GZ der Gebrauchstauglichkeit ableiten.

**Tab. 8.29: Abgeleitete spannungsunabhängige Bodenkennwerte für numerische Berechnungen (SSC - Stoffgesetz) für das Bauvorhaben "B 197, Brücke Landgraben"**

Nr.	Bodenart	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_R$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\lambda^*$ [--]	$\kappa^*$ [--]	$\mu^*$ [--]	$c_k$ [--]
(1)	Organomudde	10,6	11,2	0,1715	0,0375	0,0119	0,544
(2)	Torf, H 5-7	10,6	11,4	0,1488	0,0314	0,0131	1,125

Die Vertikaldräns wurden im Rahmen der numerischen Berechnungen nicht modelliert. Stattdessen wurden die Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte der organischen Böden einheitlich mit  $k = 1 \cdot 10^{-4}$  m/s angesetzt, um sicherzustellen, dass die Porenwasserüberdrücke am Ende des Messzeitraums vollständig abgeklungen sind ( $\Delta u \approx 0$ ). Die Ergebnisse der numerischen Berechnungen sind in Tabelle 8.30 dargestellt und den Messwerten bzw. den extrapolierten Messwerten gegenübergestellt.

**Tab. 8.30: Ergebnisse der numerischen Zeitsetzungsberechnungen für das Bauvorhaben "B 197, Brücke Landgraben"**

Messstelle:	Widerlager Nord	Widerlager Süd
Messwerte		
$s_{\text{Bau}}$ (t = 40 d) [m]	0,67	0,16
$s_{\text{Mess}}$ (t = 80 d) [m]	0,92	0,25
$s_{\infty}$ (t = 50 a) [m]	1,01	0,35
Setzungsberechnung numerisch (SSC – Modell)		
$s_{\text{Bau}}$ (t = 40 d) [m]	0,08	0,02
$s_{\text{Mess}}$ (t = 80 d) [m]	0,50	0,11
$s_{\infty}$ (t = 50 a) [m]	0,99	0,31
Abweichung $s_{\text{Mess}}$ [%]	-46	-50
Abweichung $s_{\infty}$ [%]	-2	-11

Im Gegensatz zu den analytischen Berechnungen weisen die numerischen Berechnungen ebenso wie beim Bauvorhaben „Sturmflutschutz Ueckermünde“ (Abschnitt 8.1.2) eine durchgängige Unterschätzung der während des Messzeitraums eingetretenen tatsächlichen Setzungsbeträge auf. Die berechneten Endsetzungen nach 50 Jahren stimmen hingegen mit den extrapolierten Ergebnissen der Setzungsmessungen gut überein.

#### Berechnungen im GZ der Tragfähigkeit (ULS)

Für die o. g. organischen Böden ergeben sich auf Grundlage der Ergebnisse aus Kapitel 7 die in Tabelle 8.31 dargestellten Scherparameter.

**Tab. 8.31: Abgeleitete Scherparameter für analytische Berechnungen für das Bauvorhaben "B 197, Brücke Landgraben"**

Nr.	Bodenart	Mittelwerte		Unterer 95% - Vertrauensbereich	
		$\varphi'$ [°]	$c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\varphi'$ [°]	$c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]
(1)	Organomudde	20,2	10,2	16,9	0,0
(2)	Torf, H5-7	19,0	27,4	14,7	18,7

Die Nachrechnung wurde unter Ansatz der dränierten Scherparameter für den ungünstigeren Messpunkt am WL Nord vorgenommen. Die angesetzte Verkehrslast von  $p = 10 \text{ kN/m}^2$  entspricht der mittleren Last der beim Einbau der Erdstoffe verwendeten Erdbaugeräte. Die Ergebnisse der Nachrechnungen im GZ der Tragfähigkeit sind in Tabelle 8.32 zusammengefasst.

Im Ergebnis der Nachrechnungen ist festzustellen, dass sich sowohl unter Ansatz der Mittelwerte der Scherparameter als auch unter Ansatz der Werte der unteren 95%-Vertrauensbereiche ein ausreichender Bodenwiderstand ergibt.

**Tab. 8.32: Ergebnisse der analytischen Standsicherheitsberechnungen für das Bauvorhaben "B 197, Brücke Landgraben"**

Messstelle:	Widerlager Nord	Widerlager Süd
Randbedingungen		
Schütthöhe [m]	2,30	0,50
$U_{\Delta u,t}$ [%]	75	0
$1 - U_{\Delta u,t}$ [%]	25	100
$p$ [kN/m <sup>2</sup> ]	10	10
Ergebnisse der Standsicherheitsberechnungen unter Ansatz der Mittelwerte		
$f$ [--]	0,49	0,38
Ergebnisse der Standsicherheitsberechnungen unter Ansatz der unteren 95% - Vertrauensbereiche		
$f$ [--]	0,77	0,41

#### 8.1.4 BAB A 14, 2. BA, Talbrücke Mühlenbach (2007 - 2009)

Im Zuge der BAB A14 wurde in den Jahren 2007 bis 2009 eine Brücke über die Talniederung des Mühlenbaches errichtet. Das eigentliche Brückenbauwerk wurde mit Ortbetonrammpfählen tiefgegründet. Für die Baudurchführung war die Errichtung einer Arbeitsebene und einer Baustraße erforderlich. Wegen der kurzen Bauzeit konnte keine Vorbelastung des Baugrundes durchgeführt werden, sodass die auf einer Geokunststoffbewehrung (Geotextil,  $R_{B,k} = 350 \text{ kN/m}$ ) ausgeführten Schüttungen baubegleitend in Abhängigkeit der eingetretenen Setzungen erhöht werden mussten. Die Arbeitsebene wurde in einer Breite von ca. 30 m hergestellt, die Baustraße in einer Breite von ca. 6 m. Die Schütthöhen betragen je nach Erfordernis zwischen 0,9 m und 2,3 m. Für die Herstellung wurde ein grobkörniger Sand mit einer mittleren Feuchtwichte von  $\gamma \approx 18 \text{ kN/m}^3$  verwendet. Die Baustraße wurde durch üblichen Baustellenverkehr belastet. Die Arbeitsebene diente der Herstellung der Pfähle. Das hier eingesetzte Rammgerät weist ein Gesamtgewicht von ca. 100 t auf, die mittlere Sohlpressung ergibt sich bezogen auf eine Standfläche von etwa  $7,5 \text{ m} \times 2,8 \text{ m} = 21 \text{ m}^2$  zu  $p \approx 48 \text{ kN/m}^2$ .

Im Wesentlichen wurden am Standort Torfe unterschiedlicher Zersetzungsgrade erkundet, die partiell von einer Silikatmudde unterlagert werden. Den tragfähigen Baugrund bilden Sande. Im Zuge der Baugrunduntersuchungen wurden sowohl ungestörte Bodenproben der Güteklasse 1 als auch gestörte Bodenproben der Güteklasse 3 gewonnen. Die Ergebnisse der vorliegenden Laboruntersuchungen an den organischen Böden sind in Tabelle 8.33 zusammengefasst. An ausgewählten Proben wurden zwar Dichtebestimmungen ausgeführt, jedoch fehlt jeweils die Angabe der Korndichte oder zumindest des Glühverlustes, die eine korrelative Bestimmung der Korndichte erlaubt hätten. Porenzahlen konnten daher laborativ nicht aus den Dichtebestimmungen abgeleitet werden.

**Tab. 8.33: Ergebnisse der Laboruntersuchungen (Mittelwerte aus n Versuchen) für das Bauvorhaben "BAB A 14, Talbrücke Mühlenbach"**

Nr.	Bodenart	w [%]	n [--]	$V_{gl}$ [%]	n [--]	e [--]	n [--]
(1)	Torf, H 1-4	545	5	--	--	--	--
(2)	Torf, H 5-7	725	19	71,0	1	--	--
(3)	Torf, H8-10	371	3	80,3	1	--	--
(4)	Silikatmudde	261	26	--	--	--	--

Im Rahmen der Bauausführung wurden Setzungsmessungen und Porenwasserdruckmessungen sowohl an der Baustraße als auch an der Arbeitsebene durchgeführt. Die Messstellen wurden im Bereich der Böschungsfüße angeordnet. Die einzelnen Messreihen und die den jeweiligen Messstellen zugehörigen Bodenprofile sind in Anhang G-5 dargestellt. Eine Extrapolation der Messreihen zur Ermittlung der Endsetzung konnte bei den Messstellen in Achse 100 und in Achse 130 wegen der Streuung der Messwerte nicht durchgeführt werden. Diese Messreihen können daher nur eingeschränkt zum Zwecke der Validierung genutzt werden.

#### Analytische Berechnungen im GZ der Gebrauchstauglichkeit (SLS)

Basierend auf den Ergebnissen aus den Kapiteln 5 und 6 lassen sich für den Standort die in Tab. 8.34 dargestellten Bodenkennwerte für analytische Nachweise im GZ der Gebrauchstauglichkeit ableiten.

**Tab. 8.34: Abgeleitete Bodenkennwerte für analytische Berechnungen für das Bauvorhaben "BAB A 14, Talbrücke Mühlenbach"**

Nr.	Bodenart	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$v_e$ [--]	$w_e$ [--]	$c_B$ [--]
(1)	Torf, H 1-4	9,8	0,6	4,83	1,0	0,028
(2)	Torf, H 5-7	9,4	0,4	4,22	1,0	0,030
(3)	Torf, H8-10	10,3	0,9	5,78	1,0	0,031
(4)	Silikatmudde	11,0	1,7	6,82	1,0	0,019

Die sich aus den o.g. Schütthöhen und aus der vorhandenen Überlagerungsspannung aus Bodeneigenlast ergebenden mittleren Spannungszustände sowie die daraus abgeleiteten Konsolidationsbeiwerte sind in Tabelle 8.35 zusammengefasst. Die Ergebnisse der analytischen Nachrechnung der Setzungen und des Zeitsetzungsverhaltens sind in den Tabellen 8.36 und 8.37 dargestellt.

**Tab. 8.35: Spannungszustände und Konsolidationsbeiwerte für analytische Berechnungen für das Bauvorhaben "BAB A 14, Talbrücke Mühlenbach"**

Messstelle	Bodenart	$\varnothing z$ [m]	$\sigma_{z,t=0}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\Delta \sigma_z$ [kN/m <sup>2</sup> ]	i [--]	$\varnothing \sigma_z$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$c_v$ [m <sup>2</sup> /s]
Achse 60-70	(1) H1-4	0,3	3,6	41,1	0,98	21,9	$9,4 \cdot 10^{-7}$
	(2) H5-7	3,3	13,4	41,1	0,69	20,9	$4,0 \cdot 10^{-7}$
	(4) Fm	12,1	35,9	41,1	0,55	29,3	$2,9 \cdot 10^{-8}$
Achse 70	(2) H5-7	3,5	13,7	23,4	0,66	14,6	$6,8 \cdot 10^{-7}$
	(4) Fm	12,7	36,2	23,4	0,36	22,3	$3,4 \cdot 10^{-8}$
Achse 70-80	(2) H5-7	2,7	12,5	28,8	0,71	16,5	$5,7 \cdot 10^{-7}$
	(4) Fm	11,0	33,5	28,8	0,56	24,8	$3,2 \cdot 10^{-8}$
Achse 90-100	(2) H5-7	2,3	12,9	24,3	0,75	15,6	$6,2 \cdot 10^{-7}$
	(4) Fm	5,3	18,6	24,3	0,62	16,8	$3,9 \cdot 10^{-8}$
Achse 100	(3)H8-10	0,1	2,4	16,2	1,00	9,3	$6,4 \cdot 10^{-7}$
	(2) H5-7	2,4	12,0	16,2	0,73	11,9	$9,2 \cdot 10^{-7}$
Achse 130	(3)H8-10	0,4	4,8	16,2	0,93	9,9	$5,9 \cdot 10^{-7}$
	(2) H5-7	1,5	18,0	16,2	0,81	15,6	$6,2 \cdot 10^{-7}$

**Tab. 8.36: Ergebnisse der analytischen Setzungs- und Zeitsetzungsberechnungen für das Bauvorhaben "BAB A 14, Talbrücke Mühlenbach", Achsen 60-80**

Messstelle:	Achse 60-70 Arbeitsebene	Achse 70 Baustraße	Achse 70-80 Arbeitsebene
<b>Messwerte</b>			
$\sigma_z$ [kN/m <sup>2</sup> ]	41,4	23,4	28,8
$s_t$ [m]	2,33	1,23	1,65
$\Delta u_t$ [kN/m <sup>2</sup> ]	13,8	3,7	11,3
<b>Extrapolierte Endsetzung</b>			
s [m]	2,70	1,64	2,00
<b>Erreichte Konsolidationsgrade (Berücksichtigung der Gesamtsetzung)</b>			
$U_{s,t}$ [%]	86	75	83
$U_{\Delta u,t}$ [%]	67	84	61
<b>Setzungsberechnung analytisch</b>			
$s_0$ [m]	0,11	0,09	0,14
$s_1$ [m]	2,94	2,30	2,40
$s_2$ [m]	0,15	0,18	0,15
s [m]	3,20	2,57	2,69
Abweichung [%]	+19	+57	+35
<b>Konsolidationsberechnung, analytisch</b>			
U [%]	60 - 90	70 - 90	60 - 90
$c_v$ [m <sup>2</sup> /s]	$4,0 \cdot 10^{-7}$	$6,8 \cdot 10^{-7}$	$5,7 \cdot 10^{-7}$
$t_{\text{berechnet}}$ [d]	$350 - 1.037^1$	$327 - 687^1$	$163 - 484^1$
$t_{\text{ist}}$ [d]	261	273	261

<sup>1)</sup> Torf, einseitig dräniert



**Tab. 8.37: Ergebnisse der analytischen Setzungs- und Zeitsetzungsrechnungen für das Bauvorhaben "BAB A 14, Talbrücke Mühlenbach", Achsen 90-130**

Messstelle:		Achse 90-100 Arbeitsebene	Achse 100 Baustraße	Achse 130 Baustraße
<b>Messwerte</b>				
$\sigma_z$	[kN/m <sup>2</sup> ]	24,3	16,2	16,2
$s_t$	[m]	0,93	0,42	0,12
$\Delta u_t$	[kN/m <sup>2</sup> ]	4,1	0,2	0,1
<b>Extrapolierte Endsetzung</b>				
s	[m]	1,14	--	--
<b>Erreichte Konsolidationsgrade (Berücksichtigung der Gesamtsetzung)</b>				
$U_{s,t}$	[%]	82	--	--
$U_{\Delta u,t}$	[%]	83	99	99
<b>Setzungsrechnung analytisch</b>				
$s_0$	[m]	0,14	0,04	0,06
$s_1$	[m]	1,01	0,70	0,21
$s_2$	[m]	0,30	0,33	0,19
s	[m]	1,44	1,07	0,46
Abweichung	[%]	+26	--	--
<b>Konsolidationsrechnung, analytisch</b>				
U	[%]	80 - 90	90 - 95	90 - 95
$c_v$	[m <sup>2</sup> /s]	$3,0 \cdot 10^{-7}$	$9,2 \cdot 10^{-7}$	$6,2 \cdot 10^{-7}$
$t_{\text{berechnet}}$	[d]	197 - 294	54 - 72	19 - 26
$t_{\text{ist}}$	[d]	261	273	273

Mit Ausnahme des Messquerschnittes in Achse 70 (Baustraße) liegen die Abweichungen innerhalb eines plausiblen Streubereiches (vgl. Abschnitt 8.2.1). Bei den beiden Messquerschnitten in den Achsen 100 und 130 (Baustraße), in denen keine hinreichend genaue Extrapolation der Messwerte vorgenommen werden konnte, liegen die berechneten Setzungen auf der sicheren Seite, d.h. die bislang eingetretenen Setzungsmaße überschreiten die berechneten Gesamtsetzungen nicht. Die berechneten Setzungen liegen in allen Fällen oberhalb der extrapolierten Werte, sodass hier von einer systematischen Überschätzung der Setzungen auszugehen ist. Die berechneten Konsolidationszeiten zeigen bei allen Messquerschnitten eine gute Übereinstimmung mit den Feldmessungen.

#### Numerische Berechnungen im GZ der Gebrauchstauglichkeit (SLS)

Basierend auf den Ergebnissen aus den Kapiteln 5 und 6 lassen sich für den Standort die in Tabelle 8.38 dargestellten Bodenkennwerte für numerische Berechnungen im GZ der Gebrauchstauglichkeit ableiten. Die sich aus den in Tabelle 8.35 dargestellten initialen Spannungszuständen ( $\sigma_{z,t=0}$ ) ergebenden Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte für die numerischen Zeitsetzungsrechnungen sind in Tabelle 8.39 dargestellt.

**Tab. 8.38: Abgeleitete spannungsunabhängige Bodenkennwerte für numerische Berechnungen (SSC - Stoffgesetz) für das Bauvorhaben "BAB A 14, Talbrücke Mühlenbach"**

Nr.	Bodenart	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_R$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\lambda^*$ [--]	$\kappa^*$ [--]	$\mu^*$ [--]	$c_k$ [--]
(1)	Torf, H 1-4	9,8	10,6	0,2064	0,0460	0,0131	0,689
(2)	Torf, H 5-7	9,4	10,2	0,2356	0,0548	0,0128	0,547
(3)	Torf, H8-10	10,3	11,1	0,1728	0,0364	0,0136	0,938
(4)	Silikatmulde	11,0	11,7	0,1469	0,0294	0,0087	0,730

**Tab. 8.39: Initiale Spannungszustände und spannungsabhängige, initiale Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte für numerische Berechnungen für das Bauvorhaben "BAB A 14, Talbrücke Mühlenbach"**

Messstelle	Bodenart	$\sigma_{z,t=0}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	k [m/s]	k [m/d]
Achse 60-70	(1) H1-4	3,6	$1,3 \cdot 10^{-5}$	1,1428
	(2) H5-7	13,4	$1,3 \cdot 10^{-7}$	0,0113
	(4) Fm	35,9	$1,0 \cdot 10^{-9}$	0,0001
Achse 70	(2) H5-7	13,7	$1,2 \cdot 10^{-7}$	0,0107
	(4) Fm	36,2	$1,0 \cdot 10^{-9}$	0,0001
Achse 70-80	(2) H5-7	12,5	$1,6 \cdot 10^{-7}$	0,0134
	(4) Fm	33,5	$1,1 \cdot 10^{-9}$	0,0001
Achse 90-100	(2) H5-7	12,9	$1,4 \cdot 10^{-7}$	0,0124
	(4) Fm	18,6	$2,9 \cdot 10^{-9}$	0,0002
Achse 100	(3)H8-10	2,4	$2,8 \cdot 10^{-6}$	0,2383
	(2) H5-7	12,0	$1,7 \cdot 10^{-7}$	0,0148
Achse 130	(3)H8-10	4,8	$5,4 \cdot 10^{-7}$	0,0470
	(2) H5-7	18,0	$6,3 \cdot 10^{-8}$	0,0055

Die Ergebnisse der numerischen Berechnungen sind in den Tabellen 8.40 und 8.41 dargestellt und den Messwerten bzw. den extrapolierten Messwerten gegenübergestellt.

**Tab. 8.40: Ergebnisse der numerischen Zeitsetzungsrechnungen für das Bauvorhaben "BAB A 14, Talbrücke Mühlenbach", Achsen 60-80**

Messstelle:		Achse 60-70 Arbeitsebene	Achse 70 Baustraße	Achse 70-80 Arbeitsebene
<b>Messwerte</b>				
$s_{Bau}$ (t = 50 d)	[m]	1,56	0,71	0,98
$s_{Mess}$ (t = 265 d)	[m]	2,33	1,23	1,65
$s_{\infty}$ (t = 50 a)	[m]	2,70	1,64	2,00
<b>Setzungsrechnung numerisch (SSC – Modell)</b>				
$s_{Bau}$ (t = 50 d)	[m]	0,15	0,05	0,07
$s_{Mess}$ (t = 265 d)	[m]	0,68	0,16	0,36
$s_{\infty}$ (t = 50 a)	[m]	1,76	0,82	1,21
$s_{\Delta u \leq 2 \text{ kN/m}^2}$	[m]	2,75	1,13	1,85
Abweichung $s_{Mess}$	[%]	-71	-87	-78
Abweichung $s_{\infty}$	[%]	-35	-50	-40
Abweichung $s_{\Delta u \leq 2 \text{ kN/m}^2}$	[%]	+2	-31	-8

**Tab. 8.41: Ergebnisse der numerischen Zeitsetzungsberechnungen für das Bauvorhaben "BAB A 14, Talbrücke Mühlenbach", Achsen 90-130**

Messstelle:	Achse 90-100 Arbeitsebene	Achse 100 Baustraße	Achse 130 Baustraße
<b>Messwerte</b>			
$s_{\text{Bau}}$ (t = 20 d) [m]	0,41	0,09	0,01
$s_{\text{Mess}}$ (t = 265 d) [m]	0,93	0,42	0,12
$s_{\infty}$ (t = 50 a) [m]	1,14	--	--
<b>Setzungsberechnung numerisch (SSC – Modell)</b>			
$s_{\text{Bau}}$ (t = 20 d) [m]	0,03	0,01	0,01
$s_{\text{Mess}}$ (t = 265 d) [m]	0,18	0,04	0,04
$s_{\infty}$ (t = 50 a) [m]	0,43	0,21	0,15
Abweichung $s_{\text{Mess}}$ [%]	-81	-90	-67
Abweichung $s_{\infty}$ [%]	-62	--	--

Die Ergebnisse der numerischen Zeitsetzungsberechnungen weisen sowohl im Vergleich mit den Messwerten am Ende der Bauzeit als auch im Vergleich mit den extrapolierten Messwerten deutlich zu geringe Setzungsbeträge aus. Bei den Berechnungen traten in den Achsen 60-70, 70 und 70-80, bei denen große Mächtigkeiten der die Torfe unterlagernden Silikatmudden vorliegen, nach einem Berechnungszeitraum von 50 Jahren noch immer Porenwasserüberdrücke  $\Delta u > 20 \text{ kN/m}^2$  auf, d.h. die Primärsetzungen waren rechnerisch noch nicht abgeklungen. Für diese Achsen wurden die Setzungsberechnungen daher bis zum Zeitpunkt  $t_{\Delta u < 2 \text{ kN/m}^2}$  fortgeführt, bei dem die Porenwasserüberdrücke  $\Delta u \leq 2 \text{ kN/m}^2$  erreichen. Im Vergleich der extrapolierten Messwerte mit den dann berechneten Setzungen zeigen sich plausible Übereinstimmungen. In den übrigen Achsen liegen die berechneten Werte am Ende der Bauzeit ebenfalls deutlich unterhalb der gemessenen Werte.

#### Berechnungen im GZ der Tragfähigkeit (ULS)

Für die o.g. organischen Böden ergeben sich auf Grundlage der Ergebnisse aus Kapitel 7 die in Tabelle 8.42 dargestellten Scherparameter.

**Tab. 8.42: Abgeleitete Scherparameter für analytische Berechnungen für das Bauvorhaben "BAB A 14, Talbrücke Mühlenbach"**

Nr.	Bodenart	Mittelwerte		Unterer 95% - Vertrauensbereich	
		$\varphi'$ [°]	$c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\varphi'$ [°]	$c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]
(1)	Torf, H 1-4	31,4	11,4	26,9	2,0
(2)	Torf, H 5-7	19,0	27,4	14,7	18,7
(3)	Torf, H8-10	13,7	23,4	7,1	16,0
(4)	Silikatmudde	20,2	10,2	16,9	0,0

Die Nachrechnungen für den GZ der Tragfähigkeit wurden unter Ansatz der o. g. dränierten Scherparameter für folgende Messstellen vorgenommen:

- Arbeitsebene Achse 60-70 (größte Schütthöhe)
- Baustraße Achse 70 (geringster Konsolidationsgrad = größter Konsolidationsverzug)
- Baustraße Achse 70 (1. Schüttlage, ungünstigste Baugrundverhältnisse)

Die Verkehrslast auf der Arbeitsebene in Achse 60-70 von  $p = 48 \text{ kN/m}^2$  auf 7,5 m Breite entspricht dem Eigengewicht des eingesetzten Rammgerätes. Kurzfristig wirksame, deutliche höhere Einwirkungen wie sie etwa beim Ziehen der Verrohrung entstehen, wurden bei der Nachrechnung nicht berücksichtigt. Auf der Baustraße wurde im Endzustand eine Ersatzlast von  $p = 33,3 \text{ kN/m}^2$  auf 3,0 m Breite entsprechend den Angaben der DIN 1072 (1985) angeordnet, die der größten, während des Nutzungszeitraums aufgetretenen Verkehrslast entspricht. Die im Bauzustand der Baustraße angesetzte Verkehrslast von  $p = 10 \text{ kN/m}^2$  entspricht der mittleren Last der beim Einbau der Erdstoffe verwendeten Erdbaugeräte. Die Ergebnisse der Nachrechnungen sind in Tabelle 8.43 zusammengefasst.

**Tab. 8.43: Ergebnisse der analytischen Standsicherheitsberechnungen für das Bauvorhaben "BAB A 14, Talbrücke Mühlenbach"**

Messstelle:	Achse 60-70 Arbeitsebene	Achse 70 Baustraße	Achse 70 Baustraße
Randbedingungen			
Schütthöhe [m]	2,30	1,30	0,50
$U_{Au,t}$ [%]	60	54	0
$1 - U_{Au,t}$ [%]	40	46	100
$p$ [ $\text{kN/m}^2$ ]	48	33,3	10
Ergebnisse der Standsicherheitsberechnungen unter Ansatz der Mittelwerte			
$f$ [--]	0,59	0,46	0,28
Ergebnisse der Standsicherheitsberechnungen unter Ansatz der unteren 95% - Vertrauensbereiche			
$f$ [--]	0,88	0,64	0,41

Im Ergebnis der Nachrechnungen ist festzustellen, dass sich sowohl unter Ansatz der Mittelwerte der Scherparameter als auch unter Ansatz der Werte der unteren 95%-Vertrauensbereiche ein ausreichender Bodenwiderstand ergibt.

#### 8.1.5 BAB A 14, 2. BA, Talbrücke Liessow (2007 - 2009)

Im Zuge der BAB A14 wurde unweit der Brücke über den Mühlenbach eine Brücke über eine Talniederung nahe der Ortschaft Liessow in gleicher Weise errichtet, vgl. Abschnitt 8.1.4. Die ausgeführten Schütthöhen betragen an den beiden Messquerschnitten entlang der Bau-

straße 1,1 m bzw. 2,5 m. An der Arbeitsebene wurden keine Messquerschnitte angeordnet.

Bei den Baugrunduntersuchungen wurden dort im Wesentlichen mäßig bis stark zersetzte Torfe festgestellt, die von einer Silikatmudde unterlagert werden. Den tragfähigen Baugrund bildet ein überwiegend steifer Geschiebemergel. Im Rahmen der Baugrunduntersuchungen wurden sowohl ungestörte Bodenproben der Güteklasse 1 als auch gestörte Bodenproben der Güteklasse 3 gewonnen. Die Ergebnisse der vorliegenden Laboruntersuchungen an den organischen Böden sind in Tabelle 8.44 zusammengefasst. An ausgewählten Proben wurden zwar Dichtebestimmungen ausgeführt, jedoch fehlt jeweils die Angabe der Korndichte oder zumindest des Glühverlustes, die eine korrelative Bestimmung der Korndichte erlaubt hätten. Porenzahlen konnten daher laborativ nicht aus den Dichtebestimmungen abgeleitet werden.

**Tab. 8.44: Ergebnisse der Laboruntersuchungen (Mittelwerte aus n Versuchen) für das Bauvorhaben "BAB A 14, Talbrücke Liessow"**

Nr.	Bodenart	w [%]	n [--]	$V_{gl}$ [%]	n [--]	e [--]	n [--]
(1)	Torf, H 5-7	540	5	31,4	2	--	--
(2)	Torf, H8-10	397	6	--	--	--	--
(3)	Silikatmudde	149	11	--	--	--	--

Im Rahmen der Bauausführung wurden Setzungsmessungen und Porenwasserdruckmessungen an zwei Messstellen entlang der Baustraße durchgeführt. Die Messstellen wurden im Bereich der Böschungsfüße angeordnet. Die einzelnen Messreihen und die den jeweiligen Messstellen zugehörigen Bodenprofile sind in Anhang G-6 dargestellt.

#### Analytische Berechnungen im GZ der Gebrauchstauglichkeit (SLS)

Basierend auf den Ergebnissen aus den Kapiteln 5 und 6 lassen sich für den Standort die in der Tabelle 8.45 dargestellten Bodenkennwerte für Nachweise im GZ der Gebrauchstauglichkeit ableiten. Stark zersetzte Torfe sind im Bereich der beiden Messstellen nicht vorhanden.

**Tab. 8.45: Abgeleitete Bodenkennwerte für analytische Berechnungen für das Bauvorhaben "BAB A 14, Talbrücke Liessow"**

Nr.	Bodenart	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$v_e$ [--]	$w_e$ [--]	$c_B$ [--]
(1)	Torf, H 5-7	9,8	0,6	4,85	1,0	0,020
(3)	Silikatmudde	12,3	2,7	8,87	1,0	0,014

Die ausgeführten Schütthöhen betragen 2,5 m (Achse 40-50) bzw. 1,1 m (Achse 70-80). Die sich hieraus und aus der vorhandenen Überlagerungsspannung aus Bodeneigenlast ergebenden mittleren Spannungszustände sowie die daraus abgeleiteten Konsolidationsbeiwerte sind in Tabelle 8.46 zusammengefasst.

**Tab. 8.46: Spannungszustände und Konsolidationsbeiwerte für das Bauvorhaben "BAB A 14, Talbrücke Liessow"**

Messstelle	Bodenart	$\varnothing z$ [m]	$\sigma_{z,t=0}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\Delta \sigma_z$ [kN/m <sup>2</sup> ]	i [--]	$\varnothing \sigma_{z,2}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$C_v$ [m <sup>2</sup> /s]
Achse 40-50	(1) H5-7	1,6	4,5	45,0	0,76	19,4	$5,2 \cdot 10^{-7}$
	--	--	--	--	--	--	--
Achse 70-80	(1) H5-7	0,7	6,3	19,8	0,84	11,5	$1,1 \cdot 10^{-6}$
	(3) Fm	2,6	11,0	19,8	0,66	12,0	$6,2 \cdot 10^{-8}$

Die Ergebnisse der analytischen Nachrechnung der Setzungen und des Zeitsetzungsverhaltens sind in Tabelle 8.47 dargestellt.

**Tab. 8.47: Ergebnisse der analytischen Setzungs- und Zeitsetzungsrechnungen für das Bauvorhaben "BAB A 14, Talbrücke Liessow"**

Messstelle:		Achse 40-50	Achse 70-80
<b>Messwerte</b>			
$\sigma_z$	[kN/m <sup>2</sup> ]	45,0	19,8
$s_t$	[m]	1,03	0,38
$\Delta u_t$	[kN/m <sup>2</sup> ]	1,4	3,3
<b>Extrapolierte Endsetzung</b>			
s	[m]	1,06	0,64
<b>Erreichte Konsolidationsgrade (Berücksichtigung der Gesamtsetzung)</b>			
$U_{s,t}$	[%]	97	88
$U_{\Delta u,t}$	[%]	97	83
<b>Setzungsrechnung analytisch</b>			
$s_0$	[m]	0,08	0,11
$s_1$	[m]	0,78	0,40
$s_2$	[m]	0,16	0,12
s	[m]	1,02	0,63
Abweichung	[%]	-4	-2
<b>Konsolidationsrechnung, analytisch</b>			
U	[%]	> 95	80 – 90
$C_v$	[m <sup>2</sup> /s]	$5,2 \cdot 10^{-7}$	$6,2 \cdot 10^{-8}$
$t_{\text{berechnet}}$	[d]	> 64	152 – 228
$t_{\text{ist}}$	[d]	244	244

Die Ergebnisse der analytischen Setzungsrechnungen zeigen bei beiden Messstellen sowohl in Hinblick auf die Setzungsbeträge als auch in Hinblick auf die Konsolidationszeiten eine sehr gute Übereinstimmung mit den Messwerten bzw. mit den extrapolierten Messwerten.

### Numerische Berechnungen im GZ der Gebrauchstauglichkeit (SLS)

Basierend auf den Ergebnissen aus den Kapiteln 5 und 6 lassen sich für den Standort die in Tabelle 8.48 dargestellten Bodenkennwerte für numerische Berechnungen im GZ der Gebrauchstauglichkeit ableiten.

**Tab. 8.48: Abgeleitete spannungsunabhängige Bodenkennwerte für numerische Berechnungen (SSC - Stoffgesetz) für das Bauvorhaben "BAB A 14, Talbrücke Liessow"**

Nr.	Bodenart	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_R$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\lambda^*$ [--]	$\kappa^*$ [--]	$\mu^*$ [--]	$c_k$ [--]
(1)	Torf, H 5-7	9,8	10,6	0,2056	0,0458	0,0087	0,694
(3)	Silikatmudde	12,3	12,9	0,1133	0,0209	0,0064	1,344

Die sich aus den in Tabelle 8.46 dargestellten initialen Spannungszuständen ( $\sigma_{z,t=0}$ ) ergebenden Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte für die numerischen Zeitsetzungsrechnungen sind in Tabelle 8.49 dargestellt. Die Ergebnisse der numerischen Berechnungen sind in Tabelle 8.50 dargestellt und den Messwerten bzw. den extrapolierten Messwerten gegenübergestellt.

**Tab. 8.49: Initiale Spannungszustände und spannungsabhängige, initiale Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte für numerische Berechnungen für das Bauvorhaben "BAB A 14, Talbrücke Liessow"**

Messstelle	Bodenart	$\sigma_{z,t=0}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	k [m/s]	k [m/d]
Achse 40-50	(1) H5-7	4,5	$1,9 \cdot 10^{-6}$	0,1639
	--	--	--	--
Achse 70-80	(1) H5-7	6,3	$8,3 \cdot 10^{-7}$	0,0718
	(2) Fm	11,0	$6,5 \cdot 10^{-9}$	0,0006

**Tab. 8.50: Ergebnisse der numerischen Zeitsetzungsrechnungen für das Bauvorhaben "BAB A 14, Talbrücke Liessow"**

Messstelle:		Achse 40-50	Achse 70-80
Messwerte			
$s_{\text{Bau}}$ (t = 10 d)	[m]	0,75	0,12
$s_{\text{Mess}}$ (t = 244 d)	[m]	1,03	0,38
$s_{\infty}$ (t = 50 a)	[m]	1,06	0,64
Setzungsrechnung numerisch (SSC – Modell)			
$s_{\text{Bau}}$ (t = 10 d)	[m]	0,04	0,02
$s_{\text{Mess}}$ (t = 244 d)	[m]	0,07	0,10
$s_{\infty}$ (t = 50 a)	[m]	0,28	0,20
Abweichung $s_{\text{Mess}}$	[%]	-91	-74
Abweichung $s_{\infty}$	[%]	-71	-69

Im Gegensatz zu den analytischen Berechnungen weisen die numerischen Berechnungen eine durchgängige Unterschätzung der tatsächlichen Setzungsbeträge auf. Dies gilt sowohl für die Zeitpunkte am Ende der Messungen (t = 244 Tage), als auch für die extrapolierten Endsetzungen (t = 50 Jahre).

Berechnungen im GZ der Tragfähigkeit (ULS)

Für die o. g. organischen Böden ergeben sich auf Grundlage der Ergebnisse aus Kapitel 7 die in Tabelle 8.51 dargestellten Scherparameter.

**Tab. 8.51: Abgeleitete Scherparameter für analytische Berechnungen für das Bauvorhaben "BAB A 14, Talbrücke Liessow"**

Nr.	Bodenart	Mittelwerte		Unterer 95% - Vertrauensbereich	
		$\varphi'$ [°]	$c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\varphi'$ [°]	$c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]
(1)	Torf, H 5-7	19,0	27,4	14,7	18,7
(3)	Silikatmudde	20,2	10,2	16,9	0,0

Die Nachrechnung für den GZ der Tragfähigkeit wurden unter Ansatz der o.g. dränierten Scherparameter für den ungünstigeren Messpunkt in Achse 70-80 vorgenommen. Auf der Baustraße wurde nach deren Fertigstellung eine Ersatzlast von  $p = 33,3 \text{ kN/m}^2$  auf 3,0 m Breite entsprechend den Angaben der DIN 1072 (1985) angeordnet. Bei der Nachrechnung des Bauzustandes wurde einer Verkehrslast von  $p = 10 \text{ kN/m}^2$  berücksichtigt, die der mittleren Last der eingesetzten Erdbaugeräte entspricht. Die Ergebnisse der Nachrechnungen sind in Tabelle 8.52 zusammengefasst.

**Tab. 8.52: Ergebnisse der analytischen Standsicherheitsberechnungen für das Bauvorhaben "BAB A 14, Talbrücke Liessow"**

Messstelle:	Achse 70-80	Achse 70-80
Randbedingungen		
Schütthöhe [m]	2,50	0,50
$U_{\Delta u,t}$ [%]	41	0
$1 - U_{\Delta u,t}$ [%]	59	100
$p$ [kN/m <sup>2</sup> ]	33,3	10
Ergebnisse der Standsicherheitsberechnungen unter Ansatz der Mittelwerte		
$f$ [--]	0,56	0,34
Ergebnisse der Standsicherheitsberechnungen unter Ansatz der unteren 95% - Vertrauensbereiche		
$f$ [--]	1,03	0,44

Im Ergebnis der Nachrechnungen ergibt sich bei Ansatz der Mittelwerte sowohl für den End- als auch für den Bauzustand ein ausreichender Bodenwiderstand. Bei Ansatz der Werte des unteren 95%-Vertrauensbereiches ergibt sich im Endzustand eine Überschreitung des rechnerischen Grenzzustandes ( $f > 1,0$ ). Im Bauzustand tritt hingegen keine Überschreitung des zulässigen Ausnutzungsgrades auf.



## 8.2 Bewertung der Ergebnisse / Validierung

### 8.2.1 Analytische Setzungsberechnungen

Die Abweichungen zwischen den rechnerisch auf Grundlage der Ergebnisse dieser Arbeit ermittelten Setzungsbeträgen und den extrapolierten Ergebnissen der Feldmessungen sind in Tabelle 8.53 zusammengefasst.

**Tab. 8.53: Abweichungen bei den analytischen Setzungsberechnungen**

Bauvorhaben	Endsetzungen $t_{\infty}$	
	Mittelwert	Spannbreite
SFS Dassow – Teil Stepenitz	+1%	-3% bis +18%
SFS Dassow – Teil B 105	Plausible Ergebnisse, auf der sicheren Seite liegend	
SFS Ueckermünde	+2%	-26% bis +60%
Brücke über den Landgraben	+14%	+9% / +18%
Talbrücke Mühlenbach	+34 %	+19% bis +57%
Talbrücke Liessow	-3%	-4% / -2%

Bei der Bewertung der festgestellten Abweichungen muss berücksichtigt werden, dass die Ergebnisse der Setzungsberechnungen neben dem Ansatz der charakteristischen Bodenkennwerte durch zahlreiche weitere Faktoren beeinflusst werden. Die aus Sicht des Verfassers wesentlichen Faktoren, die die Setzungsberechnungen beeinflussen, sind nachfolgend zusammengefasst.

#### Aufschlussdichte

Die bei den Setzungsberechnungen in Ansatz gebrachten Bodenprofile wurden auf Grundlage der verfügbaren Aufschlüsse den jeweiligen Messquerschnitten zugeordnet. Zum Teil ist die Aufschlussdichte bei den o.g. Bauvorhaben nur sehr gering. Beim Bauvorhaben „SFS Ueckermünde“ enthält das Baugrundgutachten insgesamt nur 3 Aufschlüsse, die für die insgesamt 8 ausgewerteten Messquerschnitte genutzt werden konnten. Da die Schichtmächtigkeit der organischen Böden in Verbindung mit deren geringer Steifigkeit einen großen Einfluss auf die Berechnungsergebnisse hat, stellt eine geringe Aufschlussdichte eine wesentliche Fehlerquelle dar.

#### Grundwasserstand

Wegen der geringen Wichte der organischen Erdstoffe und der hierdurch bedingten geringen Überlagerungsspannung aus Bodeneigenlast führt der Ansatz unterschiedlicher Grundwasserstände zu stark unterschiedlichen Berechnungsergebnissen. Im Idealfall liegen die Ergebnisse langjähriger Grundwasserstandsmessungen vor, die Auskunft über den langfristigen Grundwasserschwankungsbereich geben. Diese Informationen liegen für die

ausgewerteten Bauvorhaben nicht vor. Bei den ausgeführten Nachrechnungen wurden daher die im Zuge der aktuellen Baugrunderkundungen gemessenen Wasserstände berücksichtigt.

#### Probenanzahl

Zum Teil liegt bei einzelnen Bauvorhaben nur ein sehr geringer Probenumfang vor. Zufällige Ausreißer bei einzelnen Proben können hierdurch nicht erkannt und entfernt werden, sodass die vorliegende Datenmenge (Stichproben) ggfs. nicht repräsentativ für das Gesamtbodenvolumen (Grundgesamtheit) ist.

#### Ansatz mittlerer Kennwerte

Die für die Vergleichsrechnungen in Ansatz gebrachten charakteristischen Bodenkennwerte wurden wegen der meist nur geringen Probenanzahl auf Grundlage der Mittelwerte der für das jeweilige Bauvorhaben ermittelten Bodeneigenschaften (Wassergehalt, Glühverlust, Porenzahl) ermittelt. Natürliche Streuungen der Bodeneigenschaften innerhalb des Baufeldes können so nicht berücksichtigt werden. Neben den zuvor genannten möglichen Fehlerquellen können aus Sicht des Verfassers hierauf die zum Teil erheblichen Abweichungen innerhalb der Messquerschnitte eines Bauvorhabens zurückgeführt werden.

#### Dynamische Lasten

Bei allen Erdbauwerken tragen die zur Herstellung eingesetzten Erdbaugeräte dynamische Lasten in die Schüttkörper ein. Insbesondere auf Baustraßen und Arbeitsebenen treten darüber hinaus nutzungsbedingt erhebliche zusätzliche dynamische Lasteinwirkungen nach deren Fertigstellung auf. Diese werden bei den Setzungsberechnungen als statische Ersatzlasten in Ansatz gebracht, über deren Größe aber keine verbindlichen Regelungen vorliegen. Der aus den dynamischen Lasteinträgen resultierende Setzungsanteil kann daher nur abgeschätzt werden.

Eine genaue Quantifizierung der sich aus den v.g. Fehlerquellen ergebenden Abweichungsbeträge ist nicht möglich. Nach Ansicht des Verfassers liegen hierin aber große potentielle Abweichungen begründet, die insbesondere bei geringer Probenanzahl und Aufschlussdichte Beträge von  $\pm 50\%$  annehmen können. Dies ist bei der nachfolgenden Bewertung der durchgeführten Vergleiche der Ergebnisse von Feldmessungen und der Ergebnisse von Setzungsberechnungen zu berücksichtigen.

Die in Tabelle 8.49 aufgeführten mittleren Abweichungen für die Bauvorhaben „SFS Dassow“, „SFS Ueckermünde“ und „Talbrücke Liessow“ zeigen eine fast völlige Übereinstimmung zwischen den Setzungsberechnungen und den Ergebnissen der Feldmessungen

(Abweichungsbeträge  $\pm 5\%$ ). Die größeren Abweichungen bei den Bauvorhaben „Brücke über den Landgraben“ und „Talbrücke Mühlenbach“ liegen unter Berücksichtigung der o.g. zusätzlichen potentiellen Fehlerquellen aus Sicht des Verfassers innerhalb plausibler Beträge, die nicht zwingend darauf hinweisen, dass die im Rahmen dieser Arbeit ermittelten Bodenkennwerte unzutreffend wären. Gleiches gilt für die Schwankungen innerhalb der einzelnen Bauvorhaben. Systematische Fehler sind ebenfalls nicht erkennbar.

Bei den Setzungsberechnungen wurden die Kennwerte auf Grundlage der mittleren Korrelationen ermittelt. Insgesamt kann aus den v.g. Ergebnissen aus Sicht des Verfassers gefolgert werden, dass die im Rahmen dieser Arbeit ermittelten mittleren Korrelationen zur Ermittlung charakteristischer Bodenkennwerte für analytische Setzungsberechnungen angewendet werden können. Bei den ermittelten Abweichungsbeträgen ist darüber hinaus davon auszugehen, dass die gemessenen Setzungsbeträge in jedem Fall innerhalb der Spannbreite der auf Grundlage der im Rahmen dieser Arbeit ermittelten oberen und unteren 95%-Vertrauensbereiche liegen werden.

### 8.2.2 Analytische Zeitsetzungsberechnungen

Ein Vergleich der rechnerisch auf Grundlage der Ergebnisse dieser Arbeit analytisch ermittelten Konsolidationszeiträumen und den gemessenen Zeiträumen ist in Tabelle 8.54 dargestellt.

**Tab. 8.54: Vergleich der berechneten und gemessenen Konsolidationszeiträume**

Bauvorhaben	Zeiträume $t_i$ [d]	
	Berechnung	Messung
SFS Dassow – Teil Stepenitz	417 – 711	545
SFS Dassow – Teil B 105	89 – 1.142	545
SFS Ueckermünde	94 – 195	466
Talbrücke Mühlenbach	>19 – 1.037	261 – 273
Talbrücke Liessow	>64 – 228	244

Bei der Durchführung analytischer Konsolidationsberechnungen stellt neben dem charakteristischen Konsolidationsbeiwert die Länge des angesetzten Dränweges eine entscheidende Einflussgröße dar. Eine geringe Aufschlussdichte (vgl. Abschnitt 8.2.1) übt daher auch bei analytischen Zeitsetzungsberechnungen einen großen Einfluss auf das Berechnungsergebnis aus. Bei den analytischen Zeitsetzungsberechnungen wird unterstellt, dass der Baugrund aus Homogenbereichen aufgebaut ist. Die insbesondere in Torfen oftmals vorhandenen sandigen Einlagerungen entsprechen dieser Annahme nicht. In der Folge werden wegen der höheren Wasserdurchlässigkeit der Sande im Feld oftmals deutlich geringere

Konsolidationszeiten gemessen, als sich diese aus den Berechnungen ergeben. Dies ist beispielsweise beim Bauvorhaben „SFS Ueckermünde“ der Fall.

Unter Berücksichtigung der v.g. potenziellen Fehlerquellen zeigen die in Abschnitt 8.1 vorhabenbezogen dargestellten und in Tabelle 8.54 zusammengefassten Ergebnisse der analytischen Zeitsetzungsberechnungen eine gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen der Feldmessungen. Die im Rahmen dieser Arbeit gefundenen mittleren Korrelationen können daher aus Sicht des Verfassers zur Ermittlung der betreffenden charakteristischen Bodenkennwerte genutzt werden.

### 8.2.3 Numerische Verformungsberechnungen

Die Abweichungen zwischen den rechnerisch auf Grundlage der Ergebnisse dieser Arbeit und unter Verwendung des Soft-Soil-Creep-Stoffgesetzes (SSC) des PLAXIS B.V errechneten Setzungsbeträge und den gemessenen bzw. extrapolierten Setzungsbeträgen aus den Feldmessungen sind in Tabelle 8.55 zusammengefasst.

**Tab. 8.55: Abweichungen bei den numerischen Setzungsberechnungen**

Bauvorhaben	Ende des Messzeitraums $t_{\text{Mess}}$		Endsetzungen $t_{\infty}$	
	Mittelwert	Spannbreite	Mittelwert	Spannbreite
SFS Dassow – Teil Stepenitz	- 26%	-31% bis -16%	-3%	-25% bis +34%
SFS Dassow – Teil B 105	+30%	-49% bis +86%	--	--
SFS Ueckermünde	-47%	-63% bis -13%	-30%	-54% bis +3%
Brücke über den Landgraben	-48%	-50% / -46%	-11%	-11% bis -2%
Talbrücke Mühlenbach	-79%	-90% bis -71%	-47%	-62% bis -35%
		$\Delta u < 2\text{kN/m}^2$ :	-12%	-31% bis +2%
Talbrücke Liessow	-81%	-91% / -71%	-70%	-71% / -69%

Das Soft-Soil-Creep-Stoffgesetz ermöglicht die zeitabhängige Berechnung der eingetretenen Verformungen. Sämtliche in den Abschnitten 8.2.1 und 8.2.2 aufgeführten potenziellen zusätzlichen Fehlerquellen, die bei den Berechnungen auftreten können, üben auch bei den numerischen Verformungsberechnungen einen großen Einfluss auf das Berechnungsergebnis aus. Darüber hinaus können mit dem SSC-Stoffgesetz keine Initialsetzungen berechnet werden, d.h. die hieraus resultierenden Setzungsanteile sind nicht enthalten.

Aus den in Tabelle 8.55 zusammengefassten Abweichungen wird deutlich, dass mit Ausnahme des Bauvorhabens „SFS Dassow – Teil B105“ eine systematische Unterschätzung der tatsächlichen Setzungsbeträge aufgetreten ist. Die Ursache für die einmalige Überschätzung der Setzungsbeträge beim Bauvorhaben „SFS Dassow – Teil B105“ ist nicht

eindeutig zu ermitteln. Wegen der zum Teil unplausiblen Messwerte (vgl. Abschnitt 8.1.1) wird diese Einzelmessung bei den weiteren Betrachtungen nicht weiter berücksichtigt.

Eine wesentliche Ursache für die Unterschätzung der gemessenen Setzungsbeträge bilden die fehlenden Initialsetzungsbeträge. Je nach Größe der Gesamtsetzungsbeträge spielt dies bei der prozentualen Abweichung eine mehr oder weniger große Rolle. Daneben wird der zeitliche Verlauf der Setzungen bei den numerischen Berechnungen nicht korrekt wiedergegeben. Es zeigt sich durchgängig eine in situ schnellere Konsolidation, als es die Berechnungen ergeben. Die nach Ansicht des Verfassers wesentlichen Gründe hierfür wurden bereits in Abschnitt 8.2.2 beschrieben. Es ist zu beachten, dass die numerischen Berechnungen unter Berücksichtigung der spannungsinduzierten Abnahme des Wasserdurchlässigkeitswertes ausgeführt wurden. Der hierfür maßgebende Beiwert „change of permeability“ ( $c_k$ ) zeigt relativ weit auseinander liegende Vertrauensbereiche (vgl. Abschnitt 6.5.5), sodass der Ansatz dieses Kennwertes mit Unsicherheiten behaftet ist. Der Ansatz des initialen Wasserdurchlässigkeitsbeiwertes wird hingegen vom Verfasser als zutreffend eingestuft, da die hiermit unmittelbar in Beziehung stehenden Parameter Steifebeiwert und Konsolidationsbeiwert (Formeln 6.50 bis 6.53 in Abschnitt 6.4.4) eine gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen der Feldmessungen zeigten (vgl. Abschnitte 8.2.1 und 8.2.2). Durch die Überschätzung der benötigten Konsolidationszeiträume ist auch erklärlich, dass die Abweichungen bei den Setzungsbeträgen mit zunehmender rechnerischer Setzungsdauer geringer werden (vgl. die Abweichungen am Ende der Messzeit und die Abweichungen bei den Endsetzungen, Tabelle 8.55).

Unter Berücksichtigung der fehlenden Initialsetzungsbeträge verringern sich die in Tabelle 8.55 dargestellten Abweichungen bei den Gesamtsetzungsbeträgen, es ist aber nach wie vor von einer durchgängigen Unterschätzung der tatsächlichen Primär- und Sekundärsetzungsbeträge auszugehen. Im Folgenden wird untersucht, welche Ergebnisse der Ansatz der oberen 95%-Vertrauensbereiche für die Parameter "modified compression index" ( $\lambda^*$ ), "modified swelling index" ( $\kappa^*$ ) und "modified creep index" ( $\mu^*$ ) liefert. Die Berechnungen wurden exemplarisch für die Messquerschnitte "SFS Ueckermünde, SP 6" und "Talbrücke Liessow, Achse 40-50" durchgeführt, bei denen sich unter Ansatz der Mittelwerte der o.g. Parameter jeweils Abweichungen über 50 % zeigten. Die Ergebnisse sind in den Tabellen 8.56 und 8.57 dargestellt und den Ergebnissen bei Ansatz der Mittelwerte gegenübergestellt.

**Tab. 8.56: Ergebnisse der numerischen Zeitsetzungenberechnungen (SLS) unter Ansatz der oberen 95%-Vertrauensbereiche für SFS Ueckermünde, SP 6**

	95%-Vertrauensbereiche	Mittelwerte
<b>Messwerte</b>		
$s_{\text{Bau}}$ (t = 100 d) [m]		0,56
$s_{\text{Mess}}$ (t = 460 d) [m]		0,95
$s_{\infty}$ (t = 50 a) [m]		1,10
<b>Setzungenberechnung numerisch (SSC – Modell)</b>		
$s_{\text{Mess}}$ (t = 460 d) [m]	0,77	0,39
$s_{\infty}$ (t = 50 a) [m]	1,27	0,63
Abweichung $s_{\text{Mess}}$ [%]	-19	-59
Abweichung $s_{\infty}$ [%]	+15	-43

**Tab. 8.57: Ergebnisse der numerischen Zeitsetzungenberechnungen (SLS) unter Ansatz der oberen 95%-Vertrauensbereiche für Talbrücke Liessow, Achse 40-50**

	95%-Vertrauensbereiche	Mittelwerte
<b>Messwerte</b>		
$s_{\text{Bau}}$ (t = 10 d) [m]		0,75
$s_{\text{Mess}}$ (t = 244 d) [m]		1,03
$s_{\infty}$ (t = 50 a) [m]		1,06
<b>Setzungenberechnung numerisch (SSC – Modell)</b>		
$s_{\text{Mess}}$ (t = 244 d) [m]	0,74	0,07
$s_{\infty}$ (t = 50 a) [m]	0,96	0,28
Abweichung $s_{\text{Mess}}$ [%]	-28	-91
Abweichung $s_{\infty}$ [%]	-9	-71

Bei der Messstelle SP 6 des Bauvorhabens "SFS Ueckermünde" ist festzustellen, dass die unter Ansatz der Kennwerte des oberen 95%-Vertrauensbereiches für  $t = \infty$  berechneten Primär- und Sekundärsetzungen bereits den gemessenen Gesamtsetzungen entsprechen. Der bei den Berechnungen nicht enthaltene Initialsetzungsanteil muss hier noch hinzugegerechnet werden. Beim Messquerschnitt Achse 40-50 des Bauvorhabens „Talbrücke Liessow“ verbleibt auch bei Ansatz der Kennwerte der oberen 95%-Vertrauensbereiche noch eine absolute Differenz zwischen den berechneten Setzungen und den gemessenen Setzungen von etwa 0,1 m. Berücksichtigt man hierbei noch einen Initialsetzungsbetrag von 0,1...0,2 m, so tritt auch hier eine leichte Überschätzung der Gesamtsetzungsbeträge auf. Da die v.g. Messquerschnitte die höchsten Abweichungen unter Ansatz der Mittelwerte zeigten, würde sich bei Ansatz der Kennwerte der oberen 95%-Vertrauensbereiche und unter Addition der fehlenden Initialsetzungsbeträge bei allen Messreihen eine Überschätzung der tatsächlichen Setzungsbeträge ergeben. Nach Ansicht des Verfassers sollten daher bei den numerischen Berechnungen sowohl die mittleren Kennwerte, als auch die Kennwerte, die den oberen 95%-Vertrauensbereichen entsprechen, im Sinne einer oberen und unteren Grenzwertbetrachtung nach DIN 1054 (2010) Abschnitt 3.3.7 A(4) angesetzt werden.

### 8.2.4 Standsicherheitsberechnungen

Die ohne Einrechnung von Sicherheiten ermittelten Ausnutzungsfaktoren unter Ansatz der mittleren Scherparameter und unter Ansatz der Parameter des unteren 95%-Vertrauensbereiches der ungünstigsten Querschnitte der einzelnen Bauvorhaben sind in Tabelle 8.58 zusammengefasst.

**Tab. 8.58: Ausnutzungsfaktoren ohne Einrechnung von Sicherheiten**

Bauvorhaben	Ausnutzungsfaktoren f [–]	
	Mittelwerte	Unterer 95%-Vertrauensbereich
SFS Dassow	0,38 - 0,63	0,76 - 0,98
SFS Ueckermünde	0,39 - 0,50	0,40 - 0,55
Brücke über den Landgraben	0,38 / 0,49	0,41 / 0,77
Talbrücke Mühlenbach	0,28 - 0,59	0,41 - 0,88
Talbrücke Liessow	0,34 / 0,56	0,44 - 1,03

Unter Ansatz der Mittelwerte ergaben sich bei allen Querschnitten deutlich unterhalb des rechnerischen Grenzzustandes ( $f \leq 1,00$ ) liegende Ausnutzungsgrade. Bei Ansatz der Kennwerte des unteren 95%-Vertrauensbereiches ergeben sich vereinzelt Ausnutzungsgrade, die dem rechnerischen Grenzzustand ungefähr entsprechen ( $f = 0,98 \dots 1,03$ ).

Da bei keinem der in Tab. 8.58 genannten Bauvorhaben ein Baugrundversagen eintrat, kann nicht direkt überprüft werden, ob die ermittelten Kennwerte dem tatsächlichen Grenzzustand entsprechen. Da aber die Ergebnisse der Nachrechnungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit zumindest keinen Widerspruch zu den im Rahmen dieser Arbeit ermittelten Werten für die dränierten Scherparameter darstellen, können die ermittelten Kennwerte aus Sicht des Verfassers als charakteristische Werte gemäß DIN EN 1997-1 (2009) Abschnitt 2.4.5.2 (11) und DIN 1054 (2010) Abschnitt 3.3.6 angesetzt werden. Im Vergleich der mittleren Kennwerte und der Kennwerte des unteren 95%-Vertrauensbereiches kann aus den o.g. Ergebnissen ein Ansatz der Mittelwerte nicht direkt begründet werden. Dies wäre nur bei durchgängiger rechnerischer Überschreitung des Grenzzustandes bei Ansatz der Kennwerte des unteren 95%-Vertrauensbereiches möglich, d.h. wenn diese als nicht plausibel hätten abgelehnt werden müssen. Wegen der weitreichenden Folgen eines Gründungsversagens sollten daher aus Sicht des Verfassers bei den Nachweisen der Tragfähigkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit auf der sicheren Seite liegend grundsätzlich die Kennwerte des unteren 95%-Vertrauensbereiches in Ansatz gebracht werden. Ein Ansatz der mittleren Scherparameter sollte nur dann erfolgen, wenn durch vorhabensspezifische Laboruntersuchungen zumindest stichprobenartig nachgewiesen wurde, dass diese für das jeweilige Baufeld zutreffen.

## 9 Empfehlungen für den Ansatz charakteristischer Bodenkennwerte

### 9.1 Grundlagen

Nach DIN 1054 (2010) Abschnitte 3.3.3, 3.3.6 und 3.3.7 ist ein charakteristischer Bodenkennwert als vorsichtiger Schätzwert des Mittelwertes der zugrunde liegenden Ergebnisse von Labor- und Feldversuchen anzugeben. Voraussetzung hierfür ist nach DIN 1054 (2010) Abschnitt 2.4.5.2 eine ausreichende Duktilität des Baugrundes, vgl. hierzu GUDEHUS (2006). In Bezug auf das Bauen auf organischen Böden bedeutet dies insbesondere die Durchführung baubegleitender Messungen, mit denen ein mögliches Baugrundversagen vorab erkannt werden kann. Ein mögliches Baugrundversagen würde sich hierbei durch eine Überschreitung der prognostizierten Verformungen ankündigen. Ein ausreichend langsames Aufbringen der Bauwerkslasten stellt somit die Voraussetzung dar, unter der von einer ausreichenden Duktilität ausgegangen werden kann. Werden die Bauwerkslasten hingegen zu schnell in den Baugrund eingetragen, so könnte sich aufgrund der entstehenden Porenwasserüberdrücke ein nicht vorab erkennbares Baugrundversagen einstellen und die Voraussetzungen nach DIN 1054 (2010) wären nicht erfüllt. Dammschüttungen sind daher immer lagenweise vorzunehmen. Im Zuge der Planungsphase ist das Risiko des Auftretens eines nicht erkennbaren Baugrundversagens z.B. durch den Ansatz ungünstig gewählter Porenwasserüberdrücke zu minimieren. In der Regel sollte der Porenwasserdruckbeiwert nach SKEMPTON (1954) immer mit  $B = 1,0$  eingerechnet werden, d.h. die entstehenden Porenwasserüberdrücke entsprechen der eingetragenen Spannungserhöhung. Den nachfolgenden Empfehlungen liegt die Annahme einer ausreichenden Duktilität des Baugrundes zugrunde.

Grundsätzlich sollen die sich unter Ansatz der gewählten Bodenkennwerte ergebenden Berechnungsergebnisse auf der sicheren Seite liegen. Sofern sich bei der statistischen Auswertung ein Variationskoeffizient  $V_r > 10\%$  ergibt, d.h. die Ergebnisse sehr große Schwankungsbreiten aufweisen, sind gemäß DIN EN 1997-1 (2009) Abschnitt 2.4.5.2 obere und untere charakteristische Werte für Bodenkenngrößen anzugeben. Die Berechnungen sind dann unter Ansatz der jeweils ungünstigsten Kombination von oberen und unteren Werten auszuführen. Obere und untere Werte sind auch dann zu berücksichtigen, wenn die jeweilige Problemstellung dies erfordert, z.B. zur Berechnung von maximalen Setzungsdifferenzen.

Die in den nachfolgenden Abschnitten enthaltenen Empfehlungen zu charakteristischen Bodenkennwerten sollten nach Ansicht des Verfassers für Vorbemessungen im Rahmen der Vorplanung (Variantenuntersuchung) genutzt werden. Im Rahmen der Entwurfs- und Ausführungsplanung sollte die Anwendung auf wenig beanspruchte, setzungsunempfindliche



Bauwerke bzw. Baubehelfe beschränkt werden. Als Grundlage zur Ermittlung der Bodenkennwerte reichen dann einfache Klassifikationsversuche (Wassergehalt, Glühverlust) aus, die mit gestörten Bodenproben der Güteklasse 3 nach DIN EN ISO 22475-1 (2007) durchgeführt werden können. Für die Bemessung hoch beanspruchter Bauwerke und Baubehelfe werden wegen der lokal möglichen starken Streuung der Bodenkennwerte hingegen vertiefende Untersuchungen zur Absicherung der angenommenen Kennwerte empfohlen. Diese setzen die Gewinnung ungestörter Bodenproben der Güteklassen 1 oder 2 nach DIN EN ISO 22475-1 (2007) voraus.

Bei den nachfolgenden Empfehlungen wurde auch den spannungsabhängig veränderlichen Kennwerten Rechnung getragen, indem die Böden in unterschiedliche Vorbelastungsgrade eingeteilt wurden. Auf eine Unterteilung nach Konsistenz entsprechend DIN 18122-1 (1997), wie beispielsweise in EAU (2012), wurde verzichtet, da diese Einteilung nach Ansicht des Verfassers auf organische Böden nicht angewendet werden kann. Der Definitionsbereich der DIN 18122-1 (1997) umfasst organische Böden angabegemäß nicht. Es werden die nachfolgend dargestellten Vorbelastungsgrade in Abhängigkeit der mittleren, effektiven Vertikalspannungen unterschieden:

- $\sigma'_m = 20 \text{ kN/m}^2$  = "nicht vorbelastet"
- $\sigma'_m = 50 \text{ kN/m}^2$  = "gering vorbelastet"
- $\sigma'_m = 100 \text{ kN/m}^2$  = "stark vorbelastet"
- $\sigma'_m = 200 \text{ kN/m}^2$  = "sehr stark vorbelastet"

Die mittlere effektive Vertikalspannung  $\sigma'_m$  wird hierbei definiert zu

$$\sigma'_m = \frac{\sigma'_{\bar{u}} + \Delta\sigma'_z}{2} \quad (9.1)$$

mit  $\sigma'_{\bar{u}} =$  Effektive Überlagerungsspannung [kN/m<sup>2</sup>]  
 $\Delta\sigma'_z =$  Effektive, zusätzliche Bauwerkslast [kN/m<sup>2</sup>]

Der Vorbelastungsgrad "nicht vorbelastet" entspricht somit im Wesentlichen einem nur durch Eigengewicht vorkonsolidierten organischen Erdstoff, während "gering vorbelastet" bereits eine mäßige Vorlast berücksichtigt (z.B. eine 1,5 m mächtige Auflastschüttung). Die Vorbelastungsgrade "stark vorbelastet" und "sehr stark vorbelastet" sind für organische Erdstoffe als zutreffend einzustufen, die beispielsweise unterhalb einer mehrere Meter mächtigen Dammschüttung oder unterhalb von bestehenden Hochbauten erkundet wurden.

Die zugehörigen Wassergehalte und Porenzahlen wurden auf Grundlage der mittleren Glühverluste der Torfe und Mudden Mecklenburg-Vorpommerns aus den Abbildungen 2.3 (Abschnitt 2.2.1) und 2.8 (Abschnitt 2.2.2) ermittelt. Mit den spannungsabhängigen

Verhältniszahlen  $w/V_{gl}$  aus Abb. 5.14 (Abschnitt 5.1) wurden hierfür die zugehörigen Wassergehalte ermittelt. Die Porenzahlen wurden über die Korrelationen aus den Abbildungen 5.31 bis 5.33 (Abschnitt 5.4) in Abhängigkeit der Wassergehalte bestimmt. Eine Zusammenfassung ist in Tabelle 9.1 dargestellt.

Die sich aus den in Tabelle 9.1 dargestellten Vorbelastungsgraden für die einzelnen Bodenarten auf Grundlage der Ergebnisse dieser Arbeit ergebenden charakteristischen Bodenkennwerte (Mittelwerte und obere / untere 95%-Vertrauensbereiche) sind in Anhang H dargestellt. Die hieraus abgeleiteten Empfehlungen für den Ansatz charakteristischer Bodenkennwerte sind in den Abschnitten 9.2 bis 9.4 enthalten.

**Tab. 9.1: Vorbelastungsgrade organischer Erdstoffe als Grundlage der Zuordnung charakteristischer Bodenkennwerte (Werte gerundet)**

Bodenart	$\varnothing V_{gl}$ [%]	Vorbelastungsgrad	$\sigma'_m$	w [%]	e [-]
Torf, H1-4	75	nicht vorbelastet	20 kN/m <sup>2</sup>	450	8,1
		gering vorbelastet	50 kN/m <sup>2</sup>	380	7,0
		stark vorbelastet	100 kN/m <sup>2</sup>	330	6,3
		sehr stark vorbelastet	200 kN/m <sup>2</sup>	290	5,7
Torf, H5-7	70	nicht vorbelastet	20 kN/m <sup>2</sup>	420	7,6
		gering vorbelastet	50 kN/m <sup>2</sup>	350	6,7
		stark vorbelastet	100 kN/m <sup>2</sup>	320	6,1
		sehr stark vorbelastet	200 kN/m <sup>2</sup>	280	5,5
Torf, H8-10	40	nicht vorbelastet	20 kN/m <sup>2</sup>	230	4,7
		gering vorbelastet	50 kN/m <sup>2</sup>	200	4,1
		stark vorbelastet	100 kN/m <sup>2</sup>	170	3,7
		sehr stark vorbelastet	200 kN/m <sup>2</sup>	150	3,4
Kalkmudde	10	nicht vorbelastet	20 kN/m <sup>2</sup>	150	3,5
		gering vorbelastet	50 kN/m <sup>2</sup>	120	3,1
		stark vorbelastet	100 kN/m <sup>2</sup>	110	2,8
		sehr stark vorbelastet	200 kN/m <sup>2</sup>	100	2,5
Silikatmudde	15	nicht vorbelastet	20 kN/m <sup>2</sup>	140	3,4
		gering vorbelastet	50 kN/m <sup>2</sup>	110	3,0
		stark vorbelastet	100 kN/m <sup>2</sup>	100	2,6
		sehr stark vorbelastet	200 kN/m <sup>2</sup>	90	2,3
Organomudde	50	nicht vorbelastet	20 kN/m <sup>2</sup>	450	9,8
		gering vorbelastet	50 kN/m <sup>2</sup>	380	8,4
		stark vorbelastet	100 kN/m <sup>2</sup>	330	7,5
		sehr stark vorbelastet	200 kN/m <sup>2</sup>	290	6,7

## 9.2 Wichte

Die Wichte organischer Erdstoffe kann bei Nachweisen im Grenzzustand der Tragfähigkeit sowohl eine günstig wirkende als auch eine ungünstig wirkende Einflussgröße darstellen. Bei Berechnungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit hängt die Wahl der Wichte ebenfalls von der zugrunde liegenden Fragestellung ab, also z.B. von der Frage, ob maximale oder wahrscheinliche Setzungen berechnet werden sollen. Nachfolgend werden daher trotz der nachgewiesenen sehr straffen Zusammenhänge zwischen den Wichten und den Bezugsparametern (vgl. Abschnitt 5.5) jeweils neben den Mittelwerten auch obere und untere Grenzwerte der charakteristischen Bodenkennwerte entsprechend der Forderung der DIN 1054 (2010) Abschnitt 3.3.3 angegeben. Die oberen und unteren Werte entsprechen den 95%-Vertrauensbereichen aus Abschnitt 5.5.

**Tab. 9.2: Charakteristische Bodenkennwerte: Feuchtwichte  $\gamma$  [kN/m<sup>3</sup>]**

Bodenart	Vorbelastungsgrad	$\sigma'_m$	Mittelwert	95% - Vertrauensbereich
Torf, H1-4 ( $V_{gl} = 75\%$ )	nicht vorbelastet	20 kN/m <sup>2</sup>	10,1	9,4 - 10,9
	gering vorbelastet	50 kN/m <sup>2</sup>	10,3	9,6 - 11,1
	stark vorbelastet	100 kN/m <sup>2</sup>	10,5	9,8 - 11,2
	sehr stark vorbelastet	200 kN/m <sup>2</sup>	10,7	10,0 - 11,4
Torf, H5-7 ( $V_{gl} = 70\%$ )	nicht vorbelastet	20 kN/m <sup>2</sup>	10,2	9,5 - 11,0
	gering vorbelastet	50 kN/m <sup>2</sup>	10,4	9,7 - 11,1
	stark vorbelastet	100 kN/m <sup>2</sup>	10,6	9,9 - 11,3
	sehr stark vorbelastet	200 kN/m <sup>2</sup>	10,7	10,1 - 11,5
Torf, H8-10 ( $V_{gl} = 40\%$ )	nicht vorbelastet	20 kN/m <sup>2</sup>	11,0	10,3 - 11,7
	gering vorbelastet	50 kN/m <sup>2</sup>	11,2	10,6 - 11,9
	stark vorbelastet	100 kN/m <sup>2</sup>	11,4	10,8 - 12,1
	sehr stark vorbelastet	200 kN/m <sup>2</sup>	11,6	10,9 - 12,2
Kalkmudde ( $V_{gl} = 10\%$ )	nicht vorbelastet	20 kN/m <sup>2</sup>	12,8	12,2 - 13,5
	gering vorbelastet	50 kN/m <sup>2</sup>	13,2	12,6 - 13,9
	stark vorbelastet	100 kN/m <sup>2</sup>	13,5	12,9 - 14,2
	sehr stark vorbelastet	200 kN/m <sup>2</sup>	13,9	13,3 - 14,5
Silikatmudde ( $V_{gl} = 15\%$ )	nicht vorbelastet	20 kN/m <sup>2</sup>	12,6	11,9 - 13,2
	gering vorbelastet	50 kN/m <sup>2</sup>	12,9	12,3 - 13,6
	stark vorbelastet	100 kN/m <sup>2</sup>	13,3	12,7 - 13,9
	sehr stark vorbelastet	200 kN/m <sup>2</sup>	13,7	13,1 - 14,3
Organomudde ( $V_{gl} = 50\%$ )	nicht vorbelastet	20 kN/m <sup>2</sup>	10,0	9,3 - 10,7
	gering vorbelastet	50 kN/m <sup>2</sup>	10,3	9,6 - 11,1
	stark vorbelastet	100 kN/m <sup>2</sup>	10,6	9,9 - 11,3
	sehr stark vorbelastet	200 kN/m <sup>2</sup>	10,9	10,2 - 11,6

**Tab. 9.3: Charakteristische Bodenkennwerte: Wichte unter Auftrieb  $\gamma'$  [kN/m<sup>3</sup>]**

Bodenart	Vorbelastungsgrad	$\sigma'_m$	Mittelwert	95% - Vertrauensbereich
Torf, H1-4 ( $V_{gl} = 75\%$ )	nicht vorbelastet	20 kN/m <sup>2</sup>	0,7	0,6 - 0,9
	gering vorbelastet	50 kN/m <sup>2</sup>	0,9	0,8 - 1,1
	stark vorbelastet	100 kN/m <sup>2</sup>	1,0	0,9 - 1,2
	sehr stark vorbelastet	200 kN/m <sup>2</sup>	1,1	1,0 - 4,3
Torf, H5-7 ( $V_{gl} = 70\%$ )	nicht vorbelastet	20 kN/m <sup>2</sup>	0,8	0,7 - 1,0
	gering vorbelastet	50 kN/m <sup>2</sup>	0,9	0,8 - 1,1
	stark vorbelastet	100 kN/m <sup>2</sup>	1,0	0,9 - 1,2
	sehr stark vorbelastet	200 kN/m <sup>2</sup>	1,1	1,0 - 1,4
Torf, H8-10 ( $V_{gl} = 40\%$ )	nicht vorbelastet	20 kN/m <sup>2</sup>	1,4	1,2 - 1,7
	gering vorbelastet	50 kN/m <sup>2</sup>	1,6	1,5 - 2,0
	stark vorbelastet	100 kN/m <sup>2</sup>	1,9	1,7 - 2,2
	sehr stark vorbelastet	200 kN/m <sup>2</sup>	2,1	1,9 - 2,5
Kalkmudde ( $V_{gl} = 10\%$ )	nicht vorbelastet	20 kN/m <sup>2</sup>	3,1	2,7 - 3,5
	gering vorbelastet	50 kN/m <sup>2</sup>	3,4	3,1 - 3,8
	stark vorbelastet	100 kN/m <sup>2</sup>	3,8	3,4 - 4,2
	sehr stark vorbelastet	200 kN/m <sup>2</sup>	4,2	3,8 - 4,6
Silikatmudde ( $V_{gl} = 15\%$ )	nicht vorbelastet	20 kN/m <sup>2</sup>	3,0	2,6 - 3,3
	gering vorbelastet	50 kN/m <sup>2</sup>	3,3	2,9 - 3,7
	stark vorbelastet	100 kN/m <sup>2</sup>	3,7	3,3 - 4,2
	sehr stark vorbelastet	200 kN/m <sup>2</sup>	4,1	3,7 - 4,9
Organomudde ( $V_{gl} = 50\%$ )	nicht vorbelastet	20 kN/m <sup>2</sup>	1,2	1,0 - 1,4
	gering vorbelastet	50 kN/m <sup>2</sup>	1,4	1,2 - 1,6
	stark vorbelastet	100 kN/m <sup>2</sup>	1,5	1,3 - 1,8
	sehr stark vorbelastet	200 kN/m <sup>2</sup>	1,7	1,4 - 1,9

**Tab. 9.4: Charakteristische Bodenkennwerte: Sättigungswichte  $\gamma_R$  [kN/m<sup>3</sup>]**

Bodenart	Vorbelastungsgrad	$\sigma'_m$	Mittelwert	95% - Vertrauensbereich
Torf, H1-4 ( $V_{gl} = 75\%$ )	nicht vorbelastet	20 kN/m <sup>2</sup>	10,9	10,4 - 11,4
	gering vorbelastet	50 kN/m <sup>2</sup>	11,1	10,7 - 11,6
	stark vorbelastet	100 kN/m <sup>2</sup>	11,3	10,8 - 11,8
	sehr stark vorbelastet	200 kN/m <sup>2</sup>	11,5	11,0 - 11,9
Torf, H5-7 ( $V_{gl} = 70\%$ )	nicht vorbelastet	20 kN/m <sup>2</sup>	11,0	10,5 - 11,5
	gering vorbelastet	50 kN/m <sup>2</sup>	11,2	10,7 - 11,7
	stark vorbelastet	100 kN/m <sup>2</sup>	11,4	10,9 - 11,8
	sehr stark vorbelastet	200 kN/m <sup>2</sup>	11,5	11,1 - 12,0
Torf, H8-10 ( $V_{gl} = 40\%$ )	nicht vorbelastet	20 kN/m <sup>2</sup>	11,8	11,3 - 12,3
	gering vorbelastet	50 kN/m <sup>2</sup>	12,0	11,6 - 12,5
	stark vorbelastet	100 kN/m <sup>2</sup>	12,2	11,8 - 12,7
	sehr stark vorbelastet	200 kN/m <sup>2</sup>	12,4	11,9 - 12,8
Kalkmudde ( $V_{gl} = 10\%$ )	nicht vorbelastet	20 kN/m <sup>2</sup>	13,2	12,7 - 13,6
	gering vorbelastet	50 kN/m <sup>2</sup>	13,5	13,1 - 14,0
	stark vorbelastet	100 kN/m <sup>2</sup>	13,8	13,4 - 14,3
	sehr stark vorbelastet	200 kN/m <sup>2</sup>	14,2	13,8 - 14,6
Silikatmudde ( $V_{gl} = 15\%$ )	nicht vorbelastet	20 kN/m <sup>2</sup>	13,2	12,9 - 13,5
	gering vorbelastet	50 kN/m <sup>2</sup>	13,6	13,2 - 13,9
	stark vorbelastet	100 kN/m <sup>2</sup>	14,0	13,6 - 14,3
	sehr stark vorbelastet	200 kN/m <sup>2</sup>	14,3	14,0 - 14,6
Organomudde ( $V_{gl} = 50\%$ )	nicht vorbelastet	20 kN/m <sup>2</sup>	10,6	10,2 - 11,0
	gering vorbelastet	50 kN/m <sup>2</sup>	11,0	10,6 - 11,3
	stark vorbelastet	100 kN/m <sup>2</sup>	11,2	10,9 - 11,6
	sehr stark vorbelastet	200 kN/m <sup>2</sup>	11,5	11,1 - 11,8

### 9.3 Kennwerte für Nachweise im GZ der Gebrauchstauglichkeit

Nach DIN 1054 (2010), Abschnitt 3.3.7 A(3) darf die Steifigkeit von Böden im Regelfall als vorsichtiger Schätzwert des Mittelwertes erfasst werden. Die sich in Abhängigkeit des Spannungszustandes auf Grundlage der Ergebnisse aus Kapitel 6 ergebenden mittleren Kennwerte für analytische Setzungs- und Zeitsetzungsberechnungen sind in den Tabellen 9.5 und 9.6 dargestellt. Der Ansatz mittlerer Werte kann im Ergebnis der Validierung aus Sicht des Verfassers als gerechtfertigt eingestuft werden (vgl. Abschnitte 8.2.1 und 8.2.2). In Tabelle 9.7 sind die Kennwerte für numerische Berechnungen mit dem Soft-Soil-Creep-Stoffgesetz der PLAXIS B.V. zusammengestellt. Hierfür wurden auf Grundlage der Ergebnisse der Validierung (Abschnitt 8.2.3) sowohl die mittleren Werte als auch die Werte des oberen 95%-Vertrauensbereiches als Spannweite entsprechend DIN 1054 (2010) Abschnitt 3.3.7 A(3) und A(4) dargestellt.

**Tab. 9.5: Charakteristische Bodenkennwerte für analytische Setzungsberechnungen (SLS)**

Bodenart	Vorbelastungsgrad	$\sigma'_m$	$v_{e,24h}$ [kN/m <sup>2</sup> ] <sup>1)</sup>	$E_{eod}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Torf, H1-4 ( $V_{gl} = 75\%$ )	nicht vorbelastet	20 kN/m <sup>2</sup>	5,6	110
	gering vorbelastet	50 kN/m <sup>2</sup>	6,1	300
	stark vorbelastet	100 kN/m <sup>2</sup>	6,5	640
	sehr stark vorbelastet	200 kN/m <sup>2</sup>	6,9	1.400
Torf, H5-7 ( $V_{gl} = 70\%$ )	nicht vorbelastet	20 kN/m <sup>2</sup>	5,8	120
	gering vorbelastet	50 kN/m <sup>2</sup>	6,2	310
	stark vorbelastet	100 kN/m <sup>2</sup>	6,6	660
	sehr stark vorbelastet	200 kN/m <sup>2</sup>	7,0	1.400
Torf, H8-10 ( $V_{gl} = 40\%$ )	nicht vorbelastet	20 kN/m <sup>2</sup>	7,7	150
	gering vorbelastet	50 kN/m <sup>2</sup>	8,3	410
	stark vorbelastet	100 kN/m <sup>2</sup>	8,8	880
	sehr stark vorbelastet	200 kN/m <sup>2</sup>	9,3	1.850
Kalkmudde ( $V_{gl} = 10\%$ )	nicht vorbelastet	20 kN/m <sup>2</sup>	9,1	180
	gering vorbelastet	50 kN/m <sup>2</sup>	9,8	490
	stark vorbelastet	100 kN/m <sup>2</sup>	10,4	1.040
	sehr stark vorbelastet	200 kN/m <sup>2</sup>	11,1	2.210
Silikatmudde ( $V_{gl} = 15\%$ )	nicht vorbelastet	20 kN/m <sup>2</sup>	9,3	180
	gering vorbelastet	50 kN/m <sup>2</sup>	10,0	500
	stark vorbelastet	100 kN/m <sup>2</sup>	10,8	1.080
	sehr stark vorbelastet	200 kN/m <sup>2</sup>	11,6	2.320
Organomudde ( $V_{gl} = 50\%$ )	nicht vorbelastet	20 kN/m <sup>2</sup>	5,0	100
	gering vorbelastet	50 kN/m <sup>2</sup>	5,5	270
	stark vorbelastet	100 kN/m <sup>2</sup>	5,8	580
	sehr stark vorbelastet	200 kN/m <sup>2</sup>	6,2	1.240

<sup>1)</sup> mit  $w_e = 1,00$

**Tab. 9.6: Charakteristische Bodenkennwerte für analytische Zeitsetzungsberechnungen (SLS)**

Bodenart	Vorbelastungsgrad	$\sigma'_m$	$v_{e,eoc}$ <sup>1)</sup> [kN/m <sup>2</sup> ]	$k_{10}$ [m/s]	$C_v$ [m <sup>2</sup> /s]	$C_B$ [--]	$C_\alpha$ [--]
Torf, H1-4 ( $V_{gl} = 75\%$ )	nicht vorbelastet	20 kN/m <sup>2</sup>	5,6	$1 \cdot 10^{-7}$	$1 \cdot 10^{-6}$	0,03	0,30
	gering vorbelastet	50 kN/m <sup>2</sup>	6,1	$9 \cdot 10^{-9}$	$3 \cdot 10^{-7}$		
	stark vorbelastet	100 kN/m <sup>2</sup>	6,4	$1 \cdot 10^{-9}$	$8 \cdot 10^{-8}$		
	sehr stark vorbelastet	200 kN/m <sup>2</sup>	6,8	$2 \cdot 10^{-10}$	$3 \cdot 10^{-8}$		
Torf, H5-7 ( $V_{gl} = 70\%$ )	nicht vorbelastet	20 kN/m <sup>2</sup>	5,8	$5 \cdot 10^{-8}$	$6 \cdot 10^{-7}$	0,03	0,27
	gering vorbelastet	50 kN/m <sup>2</sup>	6,2	$5 \cdot 10^{-9}$	$2 \cdot 10^{-7}$		
	stark vorbelastet	100 kN/m <sup>2</sup>	6,6	$1 \cdot 10^{-9}$	$6 \cdot 10^{-8}$		
	sehr stark vorbelastet	200 kN/m <sup>2</sup>	7,0	$2 \cdot 10^{-10}$	$2 \cdot 10^{-8}$		
Torf, H8-10 ( $V_{gl} = 40\%$ )	nicht vorbelastet	20 kN/m <sup>2</sup>	7,6	$2 \cdot 10^{-8}$	$3 \cdot 10^{-7}$	0,02	0,17
	gering vorbelastet	50 kN/m <sup>2</sup>	8,3	$2 \cdot 10^{-9}$	$9 \cdot 10^{-8}$		
	stark vorbelastet	100 kN/m <sup>2</sup>	8,8	$4 \cdot 10^{-10}$	$4 \cdot 10^{-8}$		
	sehr stark vorbelastet	200 kN/m <sup>2</sup>	9,3	$9 \cdot 10^{-11}$	$2 \cdot 10^{-8}$		
Kalkmudde ( $V_{gl} = 10\%$ )	nicht vorbelastet	20 kN/m <sup>2</sup>	9,1	$5 \cdot 10^{-9}$	$9 \cdot 10^{-8}$	0,01	0,05
	gering vorbelastet	50 kN/m <sup>2</sup>	9,7	$2 \cdot 10^{-9}$	$9 \cdot 10^{-8}$		
	stark vorbelastet	100 kN/m <sup>2</sup>	10,3	$9 \cdot 10^{-10}$	$9 \cdot 10^{-8}$		
	sehr stark vorbelastet	200 kN/m <sup>2</sup>	11,1	$4 \cdot 10^{-10}$	$9 \cdot 10^{-8}$		
Silikatmudde ( $V_{gl} = 15\%$ )	nicht vorbelastet	20 kN/m <sup>2</sup>	9,2	$3 \cdot 10^{-9}$	$5 \cdot 10^{-8}$	0,01	0,07
	gering vorbelastet	50 kN/m <sup>2</sup>	9,9	$6 \cdot 10^{-10}$	$3 \cdot 10^{-8}$		
	stark vorbelastet	100 kN/m <sup>2</sup>	10,8	$2 \cdot 10^{-10}$	$2 \cdot 10^{-8}$		
	sehr stark vorbelastet	200 kN/m <sup>2</sup>	11,6	$7 \cdot 10^{-11}$	$2 \cdot 10^{-8}$		
Organomudde ( $V_{gl} = 50\%$ )	nicht vorbelastet	20 kN/m <sup>2</sup>	5,0	$3 \cdot 10^{-9}$	$3 \cdot 10^{-8}$	0,03	0,21
	gering vorbelastet	50 kN/m <sup>2</sup>	5,5	$6 \cdot 10^{-10}$	$2 \cdot 10^{-8}$		
	stark vorbelastet	100 kN/m <sup>2</sup>	5,8	$2 \cdot 10^{-10}$	$1 \cdot 10^{-8}$		
	sehr stark vorbelastet	200 kN/m <sup>2</sup>	6,2	$7 \cdot 10^{-11}$	$9 \cdot 10^{-9}$		

<sup>1)</sup> mit  $w_e = 1,00$ **Tab. 9.7: Charakteristische Bodenkennwerte für numerische Berechnungen (SLS)**

Bodenart	Vorbelastungsgrad	$\sigma'_m$	$\lambda^*$ [--]	$\kappa^*$ [--]	$\mu^*$ [--]
Torf, H1-4 ( $V_{gl} = 75\%$ )	nicht vorbelastet	20 kN/m <sup>2</sup>	0,179 - 0,241	0,040 - 0,094	0,013 - 0,026
	gering vorbelastet	50 kN/m <sup>2</sup>	0,165 - 0,219	0,036 - 0,082	
	stark vorbelastet	100 kN/m <sup>2</sup>	0,155 - 0,204	0,033 - 0,074	
	sehr stark vorbelastet	200 kN/m <sup>2</sup>	0,146 - 0,191	0,031 - 0,067	
Torf, H5-7 ( $V_{gl} = 70\%$ )	nicht vorbelastet	20 kN/m <sup>2</sup>	0,173 - 0,231	0,038 - 0,088	0,013 - 0,025
	gering vorbelastet	50 kN/m <sup>2</sup>	0,160 - 0,213	0,035 - 0,078	
	stark vorbelastet	100 kN/m <sup>2</sup>	0,152 - 0,200	0,032 - 0,072	
	sehr stark vorbelastet	200 kN/m <sup>2</sup>	0,143 - 0,187	0,030 - 0,065	
Torf, H8-10 ( $V_{gl} = 40\%$ )	nicht vorbelastet	20 kN/m <sup>2</sup>	0,131 - 0,168	0,027 - 0,056	0,010 - 0,018
	gering vorbelastet	50 kN/m <sup>2</sup>	0,121 - 0,154	0,024 - 0,049	
	stark vorbelastet	100 kN/m <sup>2</sup>	0,114 - 0,144	0,022 - 0,045	
	sehr stark vorbelastet	200 kN/m <sup>2</sup>	0,108 - 0,136	0,021 - 0,041	
Kalkmudde ( $V_{gl} = 10\%$ )	nicht vorbelastet	20 kN/m <sup>2</sup>	0,110 - 0,138	0,022 - 0,042	0,005 - 0,008
	gering vorbelastet	50 kN/m <sup>2</sup>	0,102 - 0,128	0,020 - 0,038	
	stark vorbelastet	100 kN/m <sup>2</sup>	0,097 - 0,119	0,018 - 0,034	
	sehr stark vorbelastet	200 kN/m <sup>2</sup>	0,090 - 0,111	0,017 - 0,031	
Silikatmudde ( $V_{gl} = 15\%$ )	nicht vorbelastet	20 kN/m <sup>2</sup>	0,108 - 0,136	0,021 - 0,041	0,006 - 0,011
	gering vorbelastet	50 kN/m <sup>2</sup>	0,101 - 0,125	0,019 - 0,0365	
	stark vorbelastet	100 kN/m <sup>2</sup>	0,092 - 0,114	0,017 - 0,032	
	sehr stark vorbelastet	200 kN/m <sup>2</sup>	0,086 - 0,105	0,016 - 0,028	
Organomudde ( $V_{gl} = 50\%$ )	nicht vorbelastet	20 kN/m <sup>2</sup>	0,200 - 0,273	0,046 - 0,112	0,011 - 0,021
	gering vorbelastet	50 kN/m <sup>2</sup>	0,183 - 0,247	0,041 - 0,097	
	stark vorbelastet	100 kN/m <sup>2</sup>	0,171 - 0,229	0,038 - 0,087	
	sehr stark vorbelastet	200 kN/m <sup>2</sup>	0,160 - 0,213	0,035 - 0,078	

Für genauere Berechnungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, bei denen etwa maximale Setzungsdifferenzen zu ermitteln oder die Alterung der Erdstoffe zu berücksichtigen ist, sollten die entsprechenden Eingangswerte direkt auf Grundlage der in Kapitel 6 enthaltenen Korrelationen ermittelt werden.

#### 9.4 Kennwerte für Nachweise im GZ der Tragfähigkeit

Nach DIN 1054 (2010) Abschnitt 3.3.6 dürfen in der Regel vorsichtige Schätzwerte des Mittelwertes als charakteristische Werte der Scherfestigkeit gewählt werden. Entsprechend DIN EN 1997-1 (2009) Abschnitt 2.4.5.2 (11) ist der charakteristische Wert bei Anwendung statistischer Verfahren so zu wählen, dass die Wahrscheinlichkeit für einen ungünstigeren Wert nicht größer als 5 % ist. Die in Tabelle 9.8 dargestellten Bodenkennwerte stellen daher die Werte der unteren 95%-Vertrauensbereiche aus Kapitel 7 dar. Der Ansatz der Kennwerte der unteren 95%-Vertrauensbereiche entspricht auch den Ergebnissen der Validierung (vgl. Abschnitt 8.2.4). Wegen der in den Abbildungen 7.5 bis 7.9 in Abschnitt 7.2 dargestellten straffen Zusammenhänge ist der Ansatz mittlerer Kennwerte für den dränierten Winkel der inneren Reibung und für einen Teil der Werte der undränierten Scherfestigkeit aus Sicht des Verfassers grundsätzlich zulässig. Im Ergebnis der Validierung konnte dies aber nicht eindeutig bestätigt werden (vgl. Abschnitt 8.2.4). Die Mittelwerte sind daher in Tabelle 9.8 nur als Klammerwerte dargestellt. Diese sollten nur dann in Ansatz gebracht werden, wenn zumindest stichprobenartig durch Laboruntersuchungen nachgewiesen wurde, dass diese für das betreffende Bauvorhaben als zutreffend einzustufen sind.

**Tab. 9.8: Charakteristische Bodenkennwerte für Nachweise der Tragfähigkeit (ULS)**

Bodenart	$\varphi'$ [°]	$c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$c_u$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Torf, H1-4	26,9 (...31,4)	2,0	8 (...14)
Torf, H5-7	14,7 (...19,0)	18,7	7 (...13)
Torf, H8-10	7,1 (...13,7)	16,0	3
Kalkmudde	25,8 (...28,2)	0	3 (...7)
Silikatmudde	16,9 (...20,2)	0	3

Bei Organomudden richtet sich der Ansatz der Scherparameter nach deren Zusammensetzung. Bei Torfmudden können die Kennwerte stark zersetzter Torfe in Ansatz gebracht werden (Torf, H8-10). Handelt es sich hingegen um feinkörnige Lebermudden o.ä., so sind die unteren Werte der Silikatmudden zu verwenden.

## 10 Zusammenfassung und Ausblick

Ziel der vorgelegten Arbeit war die Ermittlung statistisch abgesicherter charakteristischer Bodenkennwerte der Mudden und Torfe Mecklenburg-Vorpommerns, die als Eingangsparameter für erdstatische Nachweise nach DIN EN 1997-1 (2009) und DIN 1054 (2010) in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit verwendet werden können. Bei den Bodenkennwerten organischer Erdstoffe muss zwischen spannungsunabhängigen und spannungsabhängigen Kennwerten unterschieden werden. Insbesondere für die spannungsabhängigen Kennwerte sollten geeignete Korrelationen formuliert werden, die eine verlässliche Festlegung dieser Kennwerte anhand einfach zu bestimmender geotechnischer Bodenparameter wie dem Wassergehalt und der Porenzahl erlauben.

Zur Datengewinnung wurden die Ergebnisse geotechnischer Laborversuche genutzt, die fast ausnahmslos durch den Verfasser selbst oder unter dessen Anleitung im bodenmechanischen Labor der Baugrund Stralsund Ingenieurgesellschaft mbH ausgeführt wurden. Zusätzlich wurden Versuchsergebnisse aus den Archivunterlagen der Baugrund Stralsund Ingenieurgesellschaft mbH ausgewertet. Die Entnahmestandorte der insgesamt 1917 Einzelproben decken einen Großteil des Landesgebietes von Mecklenburg-Vorpommern ab, sodass der ausgewertete Datenbestand aus Sicht des Verfassers als repräsentativ angesehen werden kann.

Die Bodenproben wurden zunächst klassifiziert. Dabei wurden die Mudden in Silikat-, Kalk- und Organomudden unterteilt, die Torfe wurden nach deren Zersetzungsgraden in gering zersetzte Torfe (H1-4), mäßig zersetzte Torfe (H5-7) und in stark zersetzte Torfe (H8-10) unterschieden. Die Ergebnisse der Laboruntersuchungen wurden statistisch ausgewertet, neben den Mittelwerten bzw. den mittleren Korrelationen wurden die oberen und unteren 95%-Vertrauensbereiche ermittelt. Zur Validierung der Ergebnisse dieser Arbeit wurden vorliegende Literaturangaben als Vergleichswerte und die Ergebnisse baubegleitender Messungen genutzt, die vom Verfasser selbst in den letzten 10 Jahren ausgeführt und ausgewertet wurden. Diese Messergebnisse wurden mit den Ergebnissen erdstatischer Berechnungen verglichen, die unter Ansatz der im Rahmen dieser Arbeit ermittelten Kennwerte ausgeführt wurden.

Eine wichtige Bezugsgröße für korrelative Beziehungen spannungsabhängiger Bodenkennwerte stellt der Wassergehalt nach DIN 18121-1 (1998) dar, da dieser vom Anteil und von der Zusammensetzung der organischen Bodensubstanz, von der Zusammensetzung des mineralischen Kornanteils, vom äußeren Spannungszustand des Bodenelementes und vom Lagebezug des Bodenelementes zum Grundwasserspiegel abhängt. Im Rahmen dieser



Arbeit konnten für Torfe unterschiedlicher Zersetzungsgrade sowie für Kalk-, Silikat- und Organomudden bodenspezifische Zusammenhänge zwischen dem relativen Wasserbindevermögen, d.h. dem Verhältniswert des Wassergehaltes zum Glühverlust nach DIN 18128 (2002) und dem äußeren Spannungszustand formuliert werden. Mudden weisen wegen deren nahezu ligninfreien, dafür sehr feinkörnigen Zusammensetzung des Mineralkornanteils gegenüber Torfen ein deutlich höheres relatives Wasserbindevermögen auf. Wegen des höheren Anteils an organischer Bodensubstanz enthalten Torfe hingegen einen höheren absoluten Wasseranteil. Bei höheren äußeren Spannungszuständen gleichen sich die Werte allmählich einander an. Sowohl bei den Mudden als auch bei den Torfen ist festzustellen, dass die größten spannungsinduzierten Veränderungen der bodenmechanischen Eigenschaften im bautechnisch hauptsächlich relevanten Spannungsbereich bis etwa 100 kN/m<sup>2</sup> auftreten.

Die Feucht- und Trockendichten und die Porenvolumina nach DIN 18125-1 (2010) der untersuchten Torfe und Mudden hängen von den gleichen Einflussfaktoren ab, die auch den Wassergehalt beeinflussen und stellen daher ebenfalls spannungsabhängige Bodenparameter dar. Es konnten eindeutige korrelative Beziehungen zwischen den Dichten und dem Wassergehalt formuliert werden. Es zeigten sich für die untersuchten organischen Erdstoffe geringe Dichten und hohe Porenanteile, die entsprechend der vorliegenden Literaturangaben zu erwarten waren. Die Korndichte nach DIN 18124 (2011), welche für die Ermittlung der Porenzahl nach DIN 18125-1 (2010) benötigt wird, hängt hingegen im Wesentlichen vom gewichteten Mittelwert der Korndichte der organischen Bodensubstanz und des Mineralkornanteils (hier vor allem Quarze, Tonminerale, Kalke) ab. Die Korndichte stellt daher im Gegensatz zu den v.g. Parametern eine spannungsunabhängige Kenngröße dar. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit konnten sehr straffe Zusammenhänge zwischen der Korndichte und dem Glühverlust formuliert werden. Für die hieraus und aus der Dichte ermittelten Porenzahlen konnten wiederum sehr straffe Zusammenhänge zum Wassergehalt nachgewiesen werden. Da bei der Ermittlung der Porenzahl zusätzlich die Korndichte einfließt, welche wiederum direkt abhängig von der Zusammensetzung der festen Bodensubstanz ist, wurde diese neben dem Wassergehalt und dem Glühverlust als weiterer Bezugsparameter für korrelative Beziehungen im Rahmen dieser Arbeit verwendet.

Für erdstatische Berechnungen werden als Eingangsparameter die Feuchtwichte, die Wichte unter Auftrieb und die Sättigungswichte benötigt. Im Rahmen dieser Arbeit konnten für diese Parameter jeweils sehr straffe Zusammenhänge zu den Bezugsgrößen Wassergehalt und Porenzahl ermittelt werden. Die Ergebnisse zeigen eine sehr gute Übereinstimmung mit vorliegenden Literaturangaben. Die Entscheidung, ob die Mittelwerte oder die Werte der

oberen bzw. unteren 95%-Vertrauensbereiche bei erdstatischen Berechnungen in Ansatz gebracht werden sollen, ist für den Einzelfall zu treffen, da die Wichten bei den Nachweisen meist sowohl bei den Einwirkungen als auch bei den Bodenwiderständen eingerechnet werden.

Für die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) wurden die einzelnen Setzungsanteile (Initialsetzungen, Primärsetzungen, Sekundärsetzungen) getrennt betrachtet. Initialsetzungen resultieren bei organischen Böden im Wesentlichen aus einer volumenkonstanten Anfangsschubverformung. Im Rahmen dieser Arbeit wurden bodenspezifische Verhältniswerte des undränierten Elastizitätsmoduls, welcher als Eingangsparameter zur Berechnung auf Grundlage der Elastizitätstheorie benötigt wird, zur undränierten Scherfestigkeit bestimmt. Die Verhältniswerte steigen mit abnehmendem Faseranteil und größerer Feinkörnigkeit des Mineralkornanteils an. Die größten Verhältniswerte sind daher bei Silikat- und Organomudden festzustellen. Im Vergleich mit einer vorliegenden Literaturangabe können die Versuchsergebnisse als plausibel eingestuft werden. Die sich hieraus ergebenden Initialsetzungsbeträge zeigen eine gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen baubegleitend ausgeführter Setzungsmessungen, die zum Zwecke der Validierung der im Rahmen dieser Arbeit ermittelten Ergebnisse genutzt wurden. Zur analytischen Berechnung der Primär- und Sekundärsetzungsbeträge konnten für folgende spannungsabhängige Bodenkennwerte straffe Korrelationen zu den Bezugsparametern Wassergehalt und Porenzahl, zum Teil auch zum Glühverlust formuliert werden:

- Steifemodul bei Erstbelastung
- Wasserdurchlässigkeitsbeiwert
- Konsolidationsbeiwert
- Kriechbeiwert nach BUISMANN (1936)
- Sekundärsetzungsbeiwert

Die ermittelten Kennwerte und Korrelationen sind im Vergleich mit vorliegenden Literaturangaben und im Vergleich mit den Ergebnissen von baubegleitend ausgeführten Feldmessungen als plausibel einzustufen. Für die spannungsabhängige Formulierung des Steifemoduls bei Erstbelastung wurde der Steifebeiwert nach OHDE (1939) ermittelt. Der von OHDE für organische Böden mit  $w_e \approx 1,0$  angegebene Steifeexponent konnte im Rahmen dieser Arbeit neuerlich bestätigt werden. Für die Bestimmung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwertes wurde im Rahmen dieser Arbeit eine spannungsabhängige Beschreibung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwertes definiert, welche auf einem Wasserdurchlässigkeitsbeiwert bei einer Referenzspannung von  $100 \text{ kN/m}^2$  und einem Wasserdurchlässigkeitsexponenten basiert. Diese Parameter weisen bodenspezifische Werte auf, die im Rahmen dieser Arbeit ermittelt wurden. Zur analytischen Berechnung von Setzungen bei einer Wiederbelastung

wurden die Verhältniszahlen des Steife-moduls bei Wiederbelastung zum Steifemodul bei Erstbelastung in Abhängigkeit des Vorbelastungsgrades, d.h. zur „Over Consolidation Ratio“ (OCR) bestimmt.

Für numerische Berechnungen nach dem in der Geotechnik häufig verwendeten Soft-Soil-Creep-Stoffgesetz (SSC) der PLAXIS B.V. wurden für folgende Bodenkennwerte Korrelationen zu den Bezugsparametern Wassergehalt und Porenzahl, zum Teil auch zum Glühverlust formuliert:

- Modified compression index
- Modified swelling index
- Modified creep index
- Kompressions-, Schwell- und Rekompansionsbeiwert
- Beiwert "change of permeability"

Es ergaben sich überwiegend straffe korrelative Zusammenhänge, die im Vergleich mit vorliegenden Literaturangaben und im Vergleich mit den Ergebnissen von baubegleitend ausgeführten Feldmessungen ebenfalls als plausibel einzustufen sind.

Für Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit wurden bodenspezifische charakteristische Größen folgender Kennwerte ermittelt:

- Winkel der inneren Reibung
- Dränierete Kohäsion
- Undränierete Kohäsion

Statistisch abgesicherte korrelative Beziehungen zu den Bezugsparametern Wassergehalt und Porenzahl lassen sich für diese Kennwerte nicht nachweisen. Für die dräniereten Scherparameter werden hingegen enge bis sehr enge bodenspezifische Zusammenhänge zwischen der Scherfestigkeit und der effektiven Spannung ermittelt ( $\tau$ - $\sigma$ -Diagramm). Im Vergleich zu vorliegenden Literaturangaben stellen die im Rahmen dieser Arbeit ermittelten dräniereten Scherparameter sowohl für Mudden als auch für Torfe plausible Werte dar. Die größten Winkel der inneren Reibung treten bei gering zersetzten Torfen auf. Dies begründet sich durch den enthaltenen hohen Faseranteil, d.h. durch die Zunahme der Faserdichte bei eintretender Deformation. Die Ergebnisse der zum Zwecke der weiteren Validierung auf Grundlage ausgeführter Bauvorhaben durchgeführten Nachrechnungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit stellen keinen Widerspruch zu den im Rahmen dieser Arbeit ermittelten Werten für die dräniereten Scherparameter dar. Zur Ermittlung der Werte der undräniereten Scherfestigkeit wurden Merkmalsanalysen ausgewertet. Es zeigen sich zum Teil mäßige bis

starke Streuungen der Datenreihen, welche beim Ansatz der im Rahmen dieser Arbeit ermittelten Werte zu berücksichtigen sind. Im Vergleich zu vorhandenen Literaturangaben ist aber festzustellen, dass die im Rahmen dieser Arbeit ermittelten Werte der undrännierten Scherfestigkeit auf der sicheren Seite liegende Mittelwerte darstellen.

Auf Grundlage der ermittelten Kennwerte wurden abschließend im Sinne der DIN 1055-2 (2010) charakteristische Bodenkennwerte in Abhängigkeit des Vorbelastungsgrades als Eingangsparameter für erdstatische Nachweise nach DIN EN 1997-1 (2009) und DIN 1054 (2010) abgeleitet. Diese können nach Ansicht des Verfassers uneingeschränkt für Vorbe-messungen im Rahmen der Vorplanung (Variantenuntersuchung) genutzt werden. Im Rahmen der Entwurfs- und Ausführungsplanung sollte die Anwendung auf wenig bean-spruchte, setzungsunempfindliche Bauwerke bzw. Baubehelfe beschränkt werden. Als Grundlage zur Ermittlung der Bodenkennwerte reichen dann einfache Klassifikations-versuche (Wassergehalt, Glühverlust) aus, die mit gestörten Bodenproben der Güteklasse 3 nach DIN EN ISO 22475-1 (2007) durchgeführt werden können. Nur für die Bemessung hoch beanspruchter Bauwerke und Baubehelfe werden wegen der lokal möglichen starken Streuung der Bodenkennwerte hingegen vertiefende Untersuchungen zur Absicherung der angenommenen Kennwerte empfohlen.

Aus Sicht des Verfassers ist es wünschenswert, dass die ermittelten Korrelationen im Rahmen künftiger Bauvorhaben Berücksichtigung finden und deren Zuverlässigkeit im Ver-gleich mit baubegleitend durchgeführten Messungen weiter überprüft werden.

## Literaturquellen / Normen

- Adams, J. I. (1963):** A comparison of field and laboratory consolidation measurements in peat. Proceedings of the Muskeg Research conference. National Research Council of Ottawa, 1963, S. 117 - 135.
- Baden, W; Eggelsmann, R. (1963):** Zur Durchlässigkeit von Moorböden. Zeitschrift für Kulturtechnik und Flurbereinigung 1963, Heft 4, S. 226 - 254.
- Barden, L. (1969):** Time dependent deformation of normally consolidated clays and peats. New York: Journal of the Geotechnical Engineering Division: GT, American Society of Civil Engineers (ASCE) / Geotechnical Engineering Division, 1969, Band 95, Heft 1, S. 1 - 31.
- Bartels, R.; Kuntze, H. (1973):** Torfeigenschaften und ungesättigte hydraulische Leitfähigkeit von Moorböden. Zeitschrift für Pflanzenernährung und Bodenkunde 1973, Band 134, Heft 2, S. 125 - 135.
- Berry, P. L.; Poskitt, T. J. (1972):** The consolidation of peat. Géotechnique 22, 1972, S. 27 - 52.
- Berry, P. L.; Vickers, B. (1975):** Consolidation of fibrous peat. New York: Journal of the Geotechnical Engineering Division: GT, American Society of Civil Engineers (ASCE) / Geotechnical Engineering Division, 1975, Band 101, Heft 8, S. 741 - 753.
- Blume, K.-H. (1995):** Großversuch zum Tragverhalten textiler Bewehrung unter einer Dammaufstandsfläche. Straße + Autobahn 1995, Heft 6, S. 331 - 339.
- Blume, K.-H.; Hillman, R. (1996):** Untersuchungen an geotextilbewehrten Dämmen auf Torf. Vorträge zur Baugrundtagung 1996, S. 481 - 494.
- Bourges, F. (1973):** Etude et construction des remblais et les sols de fondation. Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées: Remblais sur sols compressibles. Paris, 1973, S. 9 - 23.
- Bourges, F; Paute, J.-F.; Mieussens, C. (1973):** Généralités sur les remblais et les sols de fondation. Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées: Remblais sur sols compressibles. Paris, 1973, S. 90 - 98.
- Brinkgreve, R. (2008):** The Soft Soil model. PAO Course for experienced Plaxis users. Amsterdam: 10.-13.03.2008.
- Buisman, A. S. K. (1936):** Result of long duration settlement tests. Proc. of the first ICSMFE 1936, Vol. 1, S. 103 - 106.
- D'Appolonia, D. J.; Poulos, H. G.; Ladd, C. C. (1971):** Initial settlement of structures on clay. New York: Journal of the Geotechnical Engineering Division: GT, American Society of Civil Engineers (ASCE) / Geotechnical Engineering Division, 1971, Band 97, Heft 10, S. 1359-1377.
- Den Haan, E. J. / Amir, L. S. F. (1994):** A simple formula for final settlement of surface loads on peat. In: Advances in understanding and modelling the mechanical behaviour of peat. Rotterdam: Balkema Verlag, 1994. ISBN 9054103663.
- Deutsche Gesellschaft für Bodenmechanik (2001):** Schlussbericht zum Forschungsvorhaben "Ermittlung charakteristischer Bodenkenngrößen für gemischtkörnige und organische Böden als Grundlage für Bauvorschriften". Berlin: Fraunhofer IRB Verlag.
- DIN 1054 (2010):** Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau - Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1.
- DIN 1055-2 (1976):** Lastannahmen für Bauten, Bodenkenngrößen: Wichte, Reibungswinkel, Kohäsion, Wandreibungswinkel.
- DIN 1055-2 (2010):** Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 2: Bodenkenngrößen.
- DIN 1072 (1985):** Straßen- und Wegbrücken; Lastannahmen.
- DIN 4019 (2014):** Baugrund - Setzungsberechnungen.
- DIN 4047-4 (1998):** Landwirtschaftlicher Wasserbau, Teil 4: Begriffe Moore und Moorböden.
- DIN 4084 (2009):** Baugrund - Geländebruchberechnungen.
- DIN 4094-4 (2002):** Baugrund, Felduntersuchungen - Teil 4: Flügelscherversuche.
- DIN 18121-1 (1998):** Untersuchung von Bodenproben - Wassergehalt - Teil 1: Bestimmung durch Ofentrocknung.
- DIN 18121-2 (2001):** Untersuchung von Bodenproben - Wassergehalt - Teil 2: Bestimmung durch Schnellverfahren.
- DIN 18122-1 (1997):** Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Zustandsgrenzen (Konsistenzgrenzen) - Teil 1: Bestimmung der Fließ- und Ausrollgrenze.
- DIN 18123 (1996):** Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Bestimmung der Korngrößenverteilung.
- DIN 18123 (2011):** Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Bestimmung der Korngrößenverteilung.
- DIN 18124 (1997):** Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Bestimmung der Korndichte - Kapillarpygrometer, Weithalspygrometer.
- DIN 18124 (2011):** Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Bestimmung der Korndichte - Kapillarpygrometer, Weithalspygrometer, Gaspygrometer.

- DIN 18125-1 (1997):** Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Bestimmung der Dichte des Bodens - Teil 1: Laborversuche.
- DIN 18125-1 (2010):** Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Bestimmung der Dichte des Bodens - Teil 1: Laborversuche.
- DIN 18128 (2002):** Baugrund - Untersuchung von Bodenproben - Bestimmung des Glühverlustes.
- DIN 18130-1 (1998):** Baugrund - Untersuchung von Bodenproben; Bestimmung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwerts - Teil 1: Laborversuche.
- DIN 18134 (2012):** Baugrund - Versuche und Versuchsgeräte - Plattendruckversuch.
- DIN 18135 E (1999):** Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Eindimensionaler Kompressionsversuch.
- DIN 18135 (2012):** Baugrund - Untersuchung von Bodenproben - Eindimensionaler Kompressionsversuch.
- DIN 18136 (2003):** Baugrund - Untersuchung von Bodenproben - Einaxialer Druckversuch.
- DIN 18137-1 (1990):** Baugrund; Versuche und Versuchsgeräte; Bestimmungen der Scherfestigkeit; Begriffe und grundsätzliche Versuchsbedingungen.
- DIN 18137-1 (2010):** Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Bestimmung der Scherfestigkeit - Teil 1: Begriffe und grundsätzliche Versuchsbedingungen.
- DIN 18137-2 (2011):** Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Bestimmung der Scherfestigkeit - Teil 2: Triaxialversuch.
- DIN 18137-3 (2002):** Baugrund; Untersuchung von Bodenproben - Bestimmungen der Scherfestigkeit - Teil 3: Direkter Scherversuch.
- DIN 18196 (2011):** Erd- und Grundbau; Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke.
- DIN 19682-12 (2007):** Bodenbeschaffenheit - Felduntersuchungen - Teil 12: Bestimmung des Zersetzungsgrades der Torfe.
- DIN 19683-13 (2007):** Bodenbeschaffenheit - Physikalische Laboruntersuchungen - Teil 13: Bestimmung des Substanzanteils, Porenanteils und der Porenziffer.
- DIN 19683-14 (1997):** Bodenuntersuchungsverfahren im Landwirtschaftlichen Wasserbau, Physikalische Laboruntersuchungen, Teil 14: Bestimmung des Substanzanteils von Moorböden.
- DIN 19683-19 (1997):** Bodenuntersuchungsverfahren im Landwirtschaftlichen Wasserbau, Physikalische Laboruntersuchungen, Teil 19: Bestimmung der Moorsackung nach Entwässerung.
- DIN EN 1997-1 (2009):** Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln.
- DIN EN 15237 (2007):** Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) - Vertikaldräns.
- DIN EN ISO 22475-1 (2007):** Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Probenentnahmeverfahren und Grundwassermessungen - Teil 1: Technische Grundlagen der Ausführung.
- DIN ISO/TS 17892-5 (2005):** Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Laborversuche an Bodenproben - Teil 5: Oedometerversuch mit stufenweiser Belastung.
- DIN ISO/TS 17892-10 (2005):** Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Laborversuche an Bodenproben - Teil 10: Direkte Scherversuche.
- DIN ISO/TS 17892-11 (2005):** Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Laborversuche an Bodenproben - Teil 11: Bestimmung der Durchlässigkeit mit konstanter und fallender Druckhöhe.
- Drosd, P. A.; Zajaz, W. N. (1968):** Berechnung der Setzung von Dämmen auf Moorstandorten. *Gigrotechnika in melioracia* 3, 1968, S. 59 - 64. Zitiert in Nowak / Niesche / Scheibner (1979).
- Dücker, A.; Steinmetz, S. (1964):** Das Schüttsprengverfahren zur Beseitigung weicher setzungsempfindlicher Bodenarten. *Straßen- und Tiefbau*, 18. Jahrgang, Heft 9, S. 992 - 997.
- Duphorn, K. et al (1995):** Sammlung geologischer Führer 88: Die deutsche Ostseeküste. Berlin: Gebr. Bornträger, 1995.
- DVWK-Regel 136 (1999):** Bodenkundliche Untersuchungen im Felde zur Ermittlung von Kennwerten zur Standortcharakterisierung, Teil II: Ableitungen zu Wasser- und Lufthaushalt von Böden. Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau e. V. (DVWK). Bonn: 1999.
- EAU (1985):** Empfehlungen des Arbeitsausschusses "Ufereinfassungen". 7. Auflage. Hafenbautechnische Gesellschaft e. V. / Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT). Berlin: Ernst & Sohn.
- EAU (1990):** Empfehlungen des Arbeitsausschusses "Ufereinfassungen" Häfen und Wasserstraßen. 8. Auflage. Hafenbautechnische Gesellschaft e. V. / Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT). Berlin: Ernst & Sohn.
- EAU (1996):** Empfehlungen des Arbeitsausschusses "Ufereinfassungen" Häfen und Wasserstraßen. 9. Auflage. Hafenbautechnische Gesellschaft e. V. / Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT). Berlin: Ernst & Sohn.

- EAU (2004):** Empfehlungen des Arbeitsausschusses "Ufereinfassungen" Häfen und Wasserstraßen. 10. Auflage. Hafentechnische Gesellschaft e.V. / Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT). Berlin: Ernst & Sohn.
- EAU (2012):** Empfehlungen des Arbeitsausschusses "Ufereinfassungen" Häfen und Wasserstraßen. 11. Auflage. Hafentechnische Gesellschaft e.V. / Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT). Berlin: Ernst & Sohn.
- EBGEO (2010):** Empfehlungen für den Entwurf und die Berechnung von Erdkörpern mit Bewehrungen aus Geokunststoffen. Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT).
- Edil, T. B.; Dhowian, A. W. (1987):** At-rest lateral pressure of peat soils. New York: Journal of the Geotechnical Engineering Division: GT, American Society of Civil Engineers (ASCE) / Geotechnical Engineering Division, 1987, Band 107, Heft 2, S. 201 - 217.
- Erlenbach, L. (1956):** Straßendämme auf weichem Untergrund. Die Bautechnik, 33. Jahrgang (1956), Heft 2, S. 42 - 44.
- Erlenbach, L. (1973):** Gründung von Dämmen bei weichem Untergrund. Straße und Verkehr 1973, Heft 8, S. 462 - 467.
- EVB (1993):** Empfehlungen "Verformungen des Baugrunds bei baulichen Anlagen". Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V. Berlin: Ernst & Sohn, 1993.
- FG (1965):** Richtlinien für den Bau von Straßen in Moorgebieten. Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen e.V.
- FGSV Merkblatt 542 (1988):** Merkblatt über Straßenbau auf wenig tragfähigem Untergrund. Forschungsgesellschaft für Straßenbau und Verkehrswesen.
- FGSV Merkblatt 542 (2010):** Merkblatt über Straßenbau auf wenig tragfähigem Untergrund. Forschungsgesellschaft für Straßenbau und Verkehrswesen.
- Fokkens, B. (1970):** Berekening van de samendrukking van veenlagen uit het gehalte aan organische stof en water. De Ingenieur, Bouw- en Waterbouwkunde 3, S. 23 - 28.
- Foott, R.; Ladd, C.C. (1981):** Undrained settlement of plastic and organic clays. New York: Journal of the Geotechnical Engineering Division: GT, American Society of Civil Engineers (ASCE) / Geotechnical Engineering Division, 1981, Band 107, Heft 8, S. 1079 - 1094.
- Fox, P. J; Edil, T. B.; Lan, L. T. (1992):**  $C_u/C_c$  concept applied to compression of peat. New York: Journal of the Geotechnical Engineering Division: GT, American Society of Civil Engineers (ASCE) / Geotechnical Engineering Division, 1992, Band 118, Heft 8, S. 1256 - 1263.
- Garas, A. (1965):** Moorsprengungen in Schleswig - Holstein und Bayern 1958/1963. Straßen- und Tiefbau, 19. Jahrgang 1965, Heft 7, S. 777 - 784. Fortsetzung Heft 11, S. 1256 - 1269.
- Golebiewska, A. (1983):** Vane testing in peat. Danube European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1983, Vol. 1, S. 49 - 53.
- Goodman, L. J.; Lee, C. (1962):** Laboratory and field data on engineering characteristics of some peat soils. Proceedings of the Muskeg Research conference. National Research Council of Ottawa, 1962, S. 107 - 129.
- Grundbau-Taschenbuch (1955),** Band 1. Berlin: Ernst & Sohn.
- Grundbau-Taschenbuch (1988),** Teil 1: Geotechnische Grundlagen. 3. Auflage. Hrsg. Smoltczyk. Berlin: Ernst & Sohn.
- Grundbau-Taschenbuch (1990),** Teil 1: Geotechnische Grundlagen. 4. Auflage. Hrsg. Smoltczyk. Berlin: Ernst & Sohn.
- Grundbau-Taschenbuch (1996),** Teil 1: Geotechnische Grundlagen. 5. Auflage. Hrsg. Smoltczyk. Berlin: Ernst & Sohn.
- Grundbau-Taschenbuch (2008),** Teil 1: Geotechnische Grundlagen. 7. Auflage. Hrsg. Witt. Berlin: Ernst & Sohn.
- Gudehus, G. (2006):** Eingeschränkt duktile geotechnische Tragsysteme. Tagungsband zur Baugrundtagung 2006 in Bremen, S. 187 - 199. Hamburg: Deutscher Verkehrs-Verlag GmbH, 2006.
- Hartlén, J.; Wolski, W. (1996):** Embankments on organic soils. Amsterdam: Elsevier Science B. V., 1996.
- Helenelund, K. V. (1975):** Geotechnical peat investigations. Proceedings of the Baltic Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1975, S. 105 - 123.
- Hinze, C. et al. (1989):** Geogenetische Definitionen quartärer Lockergesteine für die geologische Karte 1:25 000 (GK 25). Geologisches Jahrbuch, Reihe A. Allgemeine und regionale Geologie Bundesrepublik Deutschland und Nachbargebiete, Tektonik, Stratigraphie, Paläontologie. Heft 112. Stuttgart: E. Schweizerbart'sche Verlagsbuchhandlung, 1989.
- Hjulström, F. (1935):** Studies of the morphological activity of rivers as illustrated by the River Fyris. Bulletin of the Geological Institute of the University of Uppsala, Vol. 25.
- Hobbs, N. B. (1986):** Mire morphology and the properties and behaviour of some British and foreign peats. Quarterly Journal of Engineering Geology - Vol. 19, S. 7 - 80.

- Illner, K.; Raasch, H. (1977):** Der Einfluss von Torfeigenschaften auf die kapillare Leitfähigkeit in Niedermoorböden. Acker- und Pflanzenbau und Bodenkunde 21, 1977, Berlin, S. 753 - 758.
- Junker, W. (1975):** Erfahrungen beim Bau von Bundesfernstraßen auf nichttragfähigem Untergrund. Straße und Tiefbau 29 (1975), Heft 10, S. 10 - 14.
- Katzung, G. (2004):** Geologie von Mecklenburg-Vorpommern. Stuttgart: E. Schweizerbart'sche, 1. Auflage, 2004.
- Keck, D. (1995):** Bewertung einer möglichen Beschleunigung der sich unter Flächenlasten auf Torf- und Tonböden entwickelnden Setzungen durch den Einsatz vertikaler Dräns. Dissertation an der Fakultät für Agrarwissenschaften der Universität Rostock, 1995.
- Kempfert, H. -G.; Stadel, M.; Zaeske, D. (1997):** Berechnung von geokunststoffbewehrten Tragschichten über Pfahlelementen. Bautechnik 75, Heft 12, S. 818-825.
- Kézdi, A. (1964):** Bodenmechanik. Berlin: Verlag für Bauwesen, 1964.
- Koepke, C. (2002):** Beitrag zum Standsicherheits- und Setzungsverhalten des Deiches in Dassow. Diplomarbeit am Fachbereich Landeskultur und Umweltschutz der Universität Rostock, 2002.
- Krieg, S. (2000):** Viskoses Bodenverhalten von Mudden, Seeton und Klei. Karlsruhe: Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Feldmechanik der Universität Fridericana, Heft 150, 2000.
- Kulhawy, F. H.; Mayne, P. W. (1990):** Manual on estimating soil properties for foundation design. Electric Power Research Institute. Research Project 1493-6, Final Report, Palo Alto.
- Landesamt für Bergbau, Geologie und Rohstoffe Brandenburg (2010):** Bericht zur pollenanalytischen Untersuchung von drei Proben aus der Bohrung Leizen-Dambeck BK 5/09 (Neubau B 198), Land Mecklenburg-Vorpommern. Cottbus: 03.06.2010 (unveröffentlicht).
- Landesamt für Umwelt, Naturschutz und Geologie Mecklenburg - Vorpommern (2005):** Beiträge zum Bodenschutz in Mecklenburg - Vorpommern. 2. Auflage, 30.09.2005.
- Larsson, R. (1986):** Consolidation of soft soils. Linköping: Swedish Geotechnical Institute, report no. 29, 1986.
- Larsson, R. (1990):** Behaviour of organic clay and Gytjtja. Linköping: Swedish Geotechnical Institute, report no. 38, 1990.
- Leinenkugel, H. J. (1976):** Deformations- und Festigkeitsverhalten bindiger Erdstoffe. Karlsruhe: Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Feldmechanik der Universität Fridericana, Heft 66, 1976.
- Leinweber, P. / Menning, P. / Kahle, P. (1999):** Allgemeine Bodenkunde. Lehrheft zum weiterbildenden Fernstudium der Universität Rostock. Rostock: Universitätsdruckerei, 1999.
- Leoni, M. (2008):** The Soft Soil Creep model. PAO Course for experienced Plaxis users. Amsterdam: 10.-13.03.2008.
- Lo, Y. K.; Lovell, C. W. (1983):** Prediction of soil properties from simple indices. Transportation Research Record 873, S. 43-49.
- Loxham, M.; Burghardt, W. (1986):** Saturated and unsaturated permeabilities of north German peats. Peat and water, 1986, S. 37 - 59.
- MacFarlane, I. C.; Radforth, N. W. (1964):** A study of the physical behaviour of peat derivatives under compression - a progress report. Proceedings of the Muskeg Research conference. National Research Council of Ottawa, 1964, S. 159 - 164.
- Mesri, G. (1973):** Coefficient of secondary compression. New York: Journal of the Geotechnical Engineering Division: GT, American Society of Civil Engineers (ASCE) / Geotechnical Engineering Division, 1973, Band 99, Heft 1, S. 123 - 137.
- Mesri, G.; Castro, A. (1978):**  $C_{\alpha}/C_c$  concept and  $K_0$  during secondary compression. New York: Journal of the Geotechnical Engineering Division: GT, American Society of Civil Engineers (ASCE) / Geotechnical Engineering Division, 1978, Band 113, Heft 3, S. 230 - 247.
- Mesri, G.; Godlewski, P. M. (1977):** Time- and stress-compressibility interrelationship. New York: Journal of the Geotechnical Engineering Division: GT, American Society of Civil Engineers (ASCE) / Geotechnical Engineering Division, 1977, Band 99, Heft 1, S. 123 - 137.
- Meyer, Z. (1994):** Empirical model peat consolidation. In: Advances in understanding and modelling the mechanical behaviour of peat. Rotterdam: Balkema Verlag, 1994. ISBN 9054103663.
- Meyer, Z.; Derezenik, M. (1994):** Non-linear model of terminal settlement of peat. In: Advances in understanding and modelling the mechanical behaviour of peat. Rotterdam: Balkema Verlag, 1994. ISBN 9054103663.
- Meyer, Z.; Coufal, R.; Szczygielski, T. (2011):** Peat Consolidation - New Approach. Archives of Civil Engineering, LVII, 2014, S. 173 - 176.
- Neher, H. P. (2008):** Zeitabhängiges Materialverhalten und Anisotropie von weichen Böden - Theorie und Anwendung. Dissertation an der Fakultät für Bau- und Umweltingenieurwissenschaften der Universität Stuttgart, 2008.
- Nowak, H. (1976):** Beitrag zur erdstatischen Bemessung von meliorationstypischen Deichen und Dämmen auf Torfstandorten. Dissertation an der Wilhelm-Pieck-Universität Rostock, 1976.



- Nowak, H. (1977):** Bestimmung der Verformungsmoduln normalkonsolidierter Niedermoortorfe. Wissenschaftliche Zeitschrift der WPU Rostock, 26. Jahrgang 1977, mathematisch - naturwissenschaftliche Reihe, Heft 3, S. 361 - 363.
- Nowak, H. (1978):** Näherungsweise Bestimmung der Scherfestigkeit belasteter Torfschichten im Konsolidationsprozeß. Wissenschaftliche Zeitschrift der WPU Rostock, 27. Jahrgang 1978, mathematisch - naturwissenschaftliche Reihe, Heft 5, S. 593 - 594.
- Nowak, H. / Niesche, H. / Mioduszewski, W. (1985):** Berücksichtigung der Moorsackung bei der Projektierung von Bauwerken auf Moorstandorten. Wissenschaftliche Zeitschrift der WPU Rostock, 34. Jahrgang 1985.
- Nowak, H.; Niesche, H. (1982):** Beitrag zur Erkundung und Bauklassifizierung organogener Lockergesteine sowie zur erdstatischen Bemessung und Gründung kleiner Erdbauwerke auf Moorstandorten. Dissertation an der Wilhelm-Pieck-Universität Rostock, 1982.
- Nowak, H.; Niesche, H.; Scheibner, H. (1979):** Probleme der Scherfestigkeitsermittlung von Torfen. Wissenschaftliche Zeitschrift der WPU Rostock, 28. Jahrgang 1979, mathematisch - naturwissenschaftliche Reihe, Heft 4, S. 311 - 313.
- Ohde, J. (1939):** Zur Theorie der Druckverteilung im Baugrund. Der Bauingenieur 20 (1939), S. 451 - 459.
- Perrin, J. (1973):** Comportement des sols tourbeux et synthèse des résultats. Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées: Remblais sur sols compressibles. Paris, 1973, S. 208-217.
- Perrin, J. (1974):** Classification des sols organiques. Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées. Paris, 1974, S. 39 - 47.
- PLAXIS B. V. (2008):** Material Models. Manual for PLAXIS Version 8.
- Poskitt, T. J. (1971):** Consolidation of clay and peat with variable properties. New York: Journal of the Geotechnical Engineering Division: GT, American Society of Civil Engineers (ASCE) / Geotechnical Engineering Division, 1971, Band 97, Heft 6, S. 841 - 880.
- Projekt 73/02 (1982):** Ermittlung der Scherfestigkeit von Torfen und Mudden, Berechnung aus bodenphysikalischen Parametern. Meliorationen Erzeugnisgruppe Projektierung (Arbeitsblatt): Februar 1982.
- Scheffer, F. / Schachtschabel, P. (1998):** Lehrbuch der Bodenkunde. Stuttgart: Enke Verlag, 14. Auflage, 1998.
- Schmidt, H.-H. (1996):** Grundlagen der Geotechnik: Bodenmechanik - Grundbau - Erdbau. Stuttgart: Teubner Verlag, 1996.
- Schmidt, W. (1985):** Die Vorkommen von Torfen und Mudden in der DDR. Vortrag Torfanwender - Kolloquium Dresden.
- Schroeder, J.; Wilson, N. E. (1962):** The analysis of secondary consolidation of peat. Proceedings of the Muskeg Research conference. National Research Council of Ottawa, 1962, S. 130 - 144.
- Schwärtzel, K. (2000):** Dynamik des Wasserhaushaltes in Niedermooren. Dissertation an der Technischen Universität Berlin, 2000.
- Schweiger, H. F. (2008):** Drains and consolidation. PAO Course for experienced Plaxis users. Amsterdam: 10.-13.03.2008.
- Sherif, G. (1973):** Setzungsmessungen an Industrie- und Hochbauten und ihre Auswertung. Mitt. VBG Aachen 47.
- Shields, A. (1936):** Anwendung der Ähnlichkeitsmechanik und der Turbulenzforschung auf die Geschiebebewegung. Mitteilungen der Preußischen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau, Heft 26. Berlin: 1936.
- Siedek, P. (1964):** Gründung eines Damms auf weichem Untergrund. Straßen- und Tiefbau, Heft 11, S. 1226 - 1230.
- Skempton, A. W. (1954):** The pore pressure coefficients A and B. Geotechnique 4, 1954, S. 143 - 147.
- Stern, O. (1924):** Zur Theorie der elektrolytischen Doppelschicht. Zeitschrift für Elektrochemie und Angewandte Physikalische Chemie 30, S. 508 - 516.
- Succow, M. / Joosten, H. (2001):** Landschaftsökologische Moorkunde. Stuttgart: E. Schweizerbart'sche Verlagsbuchhandlung, 2. Auflage, 2001.
- TEV 1252-01 (1979):** Gesteinseigenschaften; TORFE; Mechanische Kennwerte. Technische Vorschrift VEB Baugrund Berlin.
- TEV 1253-01 (1979):** Gesteinseigenschaften; MUDDEN; Mechanische Kennwerte. Technische Vorschrift VEB Baugrund Berlin.
- TGL 24300/4 (1986):** Aufnahme landwirtschaftlich genutzter Standorte - Moorstandorte. Berlin: Akademie der Landwirtschaftswissenschaften der DDR.
- TGL 29834 (1974):** Meliorationen: Berechnung der Moorsackung. Berlin: Ministerium für Land-, Forst- und Nahrungsgüterwirtschaft, Bereich Melioration und Landwirtschaftsbau.
- TGL 31222/03 (1985):** Physikalische Bodenuntersuchung; Dichte und Porenanteil. Berlin: Akademie der Landwirtschaftswissenschaften der DDR.

- TGL 31222/08 (1980):** Physikalische Bodenuntersuchung; Näherungsweise Ermittlung des Durchlässigkeitsbeiwertes nach berechnungsverfahren. Berlin: Akademie der Landwirtschaftswissenschaften der DDR.
- Titze, E. (1973):** Physikalische Beziehungen zwischen der relativen Lagerungsdichte und dem Wasser- und Mineralstoffgehalt in der oberen vererdeten Schicht eines Mecklenburger Moores. Wissenschaftliche Zeitschrift der WPU Rostock, 22. Jahrgang 1973, mathematisch - naturwissenschaftliche Reihe, Heft 3, S. 249 - 253.
- Türke, H. (1990):** Statik im Erdbau. Berlin: Ernst & Sohn, 1990, 2. Auflage.
- Vermeer, P. A. (2002):** On the oedometer stiffness of soft soils. Bulletin of Plaxis User Association, Bd. 12. Delft: PLAXIS B.V., 2002, S. 2 - 4.
- Vermeer, P. A. (2008):** 1-Dimensional Creep. PAO Course for experienced Plaxis users. Amsterdam: 10.-13.03.2008.
- Von Post, L. (1924):** Das genetische System der organogenen Bildungen Schwedens. Internationale bodenkundliche Konferenz. Rom, 1924.
- Wertz, G. (1960):** Einige Beziehungen zwischen den physikalischen Größen Mecklenburger Niedermoore. Zeitschrift für Landeskultur 1960, Band 1, S. 262 - 266.
- Wertz, G. (1979):** Zur Bestimmung der Setzung von Torfen. Rostocker Agrarwissenschaftliche Beiträge, Heft 5, S. 53 - 55. WPU Rostock, 1979.
- Wilson, N. E.; Lo, N. B. (1965):** The progress of consolidation in an organic soil. Proceedings of the Muskeg Research conference. National Research Council of Ottawa, 1965, S. 1 - 12.
- Zaeske, D.; Kempfert, H.-G. (2002):** Berechnung und Wirkungsweise von unbewehrten und bewehrten Tragschichten auf punkt- und linienförmigen Traggliedern. Bauingenieur, Band 77.
- Zawadzki, S. (1970):** Relationship between the content of organic matter and physical properties of hydrogenic soils. Polish Journal of Soil Science, Vol. 3, 1970, no. 1, S. 3 - 16.
- Zweck, H. (1969):** Baugrunduntersuchungen durch Sonden, Ramm-, Druck-, Dreh- und Flügelsonden. Bauingenieur-Praxis Heft 71. Berlin: Ernst & Sohn, 1969.

## Projektquellen

### Standort 100: Peenetal bei Anklam

- BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (1997):** OU Anklam, 1. BA (Peenebrücke bis B 110), Baugrund- und Gründungsgutachten vom 13.01.1997, Projekt-Nr. 96/2147 (unveröffentlicht).
- BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2003):** B 109 / B 110 Knotenpunktsausbau, Redoute Anklam, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 24.11.2003, Projekt-Nr. 03/2028 (unveröffentlicht).
- BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2006):** B 109 / B 110, Knotenpunktsausbau, Redoute Anklam, Bauzeitliche Umfahrung, Baugrundgutachten vom 26.07.2006, Projekt-Nr. 03/2028 (unveröffentlicht).
- BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2009):** B 109 (neu) - OU Anklam, 1. BA, Anschlussstelle Nord, Ausfahrrampe / Verbindungsrampe, km 0-066.000 - 1+700.000, Baugrundgutachten vom 18.03.2009, Projekt-Nr. 08/2155-2 (unveröffentlicht).
- BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2009):** OU Anklam, 1. BA, Absetzbecken, Baugrundgutachten vom 18.03.2009, Projekt-Nr. 08/2054 (unveröffentlicht).
- BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2009):** OU Anklam, 1. BA, Anschlussstelle Nord, Einfahrrampe, km 0+000,0 bis 0+297,4, Baugrundgutachten vom 20.03.2009, Projekt-Nr. 08/2055-3 (unveröffentlicht).
- BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2009):** OU Anklam, 1. BA, Brücke im Zuge der B 109 (neu) über die Verbindungsrampe (Ausfahrrampe), Baugrundgutachten vom 27.02.2009, Projekt-Nr. 08/2095 (unveröffentlicht).
- BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2009):** OU Anklam, 1. BA, Brücke im Zuge der B 109 (neu) über den Entensteig, Baugrundgutachten vom 27.02.2009, Projekt-Nr. 08/2096 (unveröffentlicht).
- BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2009):** OU Anklam, 1. BA, Lärmschutzwand / Stützwand, km 0+037,0 bis 0+070,0, Baugrundgutachten vom 13.03.2009, Projekt-Nr. 08/2057-1 (unveröffentlicht).
- BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2009):** OU Anklam, 1. BA, Lärmschutzwand, km 0+864,0 bis 0+962,0, Baugrundgutachten vom 13.03.2009, Projekt-Nr. 08/2057-2 (unveröffentlicht).
- BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2009):** OU Anklam, 1. BA, Streckenbau, km 0-066.000 - 1+700.000, Baugrundgutachten vom 12.03.2009, Projekt-Nr. 08/2155-1 (unveröffentlicht).

**Standort 101: Dänische Wiek / Ladebow**

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2002):** Hafen Greifswald – Ladebow, Baugrundgutachten vom 18.07.2002, Projekt-Nr. 02/2043 (unveröffentlicht).

**Standort 102: Kessin / Kösterbeck**

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2000):** Ausbau der B 103, OD Kessin, 1. BA, Errichtung einer RiStWag - Anlage, Standsicherheitsuntersuchung des Bahndammes, Baugrundgutachten vom 10.08.2000, Projekt-Nr. 99/2095 (unveröffentlicht).

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2003):** B 103, 2. BA, OD Kessin, RiStWag-Anlage 2, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 30.06.2003, Projekt-Nr. 03/2030 (unveröffentlicht).

**Standort 103: Mühlbach bei Teterow**

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (1996):** B 104 Teterow, Brücke über den Mühlbach, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 12.06.1996, Projekt-Nr. 96/2044 (unveröffentlicht).

**Standort 104: Greifswald**

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2002):** Hansestadt Greifswald - Bahnparallele zwischen Grimmer Straße und Gützkower Straße, Streckenbau, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 18.03.2002, Projekt-Nr. 02/2001 (unveröffentlicht).

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2003):** B 109, OD Groß Schönwalde, Ausbau Rad- und Gehweg, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 28.05.2003, Projekt-Nr. 03/2025 (unveröffentlicht).

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2009):** Norddeutsche Erdgasleitung (NEL), Baulos 1, Abschnitt Lubmin (MV) - Straße von Zetelwitz nach Pustow (MV), Baugrundgutachten vom 13.03.2009, Projekt-Nr. 08/2004 (unveröffentlicht).

**Standort 105: Zirchow - Kamminke (Usedom)**

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (1993):** Grenzübergang B 110 BRD - Polen bei Kamminke / Usedom, Brücke über den Torfkanal, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 29.04.1993, Projekt-Nr. 93/2020-1 (unveröffentlicht).

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2001):** B 110 Ausbau OA Zirchow – polnische Staatsgrenze, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 16.02.2001, Projekt-Nr. 01/2013 (unveröffentlicht).

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2002):** Kamminke, Ortsentwässerung, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 25.11.2002, Projekt-Nr. 02/2062 (unveröffentlicht).

**Standort 106: Sellin - Göhren (Rügen)**

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT(2003):** Regenbogenressort Göhren, Parkhaus, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 28.02.2003, Projekt-Nr. 03/2008 (unveröffentlicht).

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (1995):** Sellin / Baabe, Unterführung des Radwegs unter die B 196, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 07.09.1995, Projekt-Nr. 95-2111-1 (unveröffentlicht).

**Standort 107: Landgraben bei Friedland**

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2003):** B 197, Friedland - Kavelpaß, Brücke über den Landgraben, Anschlussdämme, Baugrundgutachten vom 16.04.2003, Projekt-Nr. 03/2022 (unveröffentlicht).

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2003):** B 197, Friedland - Kavelpaß, Brücke über den Landgraben, Behelfsbrücke und Anschlussdämme, Baugrundgutachten und Gründungsbeurteilung vom 13.11.2003, Projekt-Nr. 03/2065 (unveröffentlicht).

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2004):** B 197, Friedland - Kavelpaß, Brücke über den Landgraben, Behelfsbrücke mit Kurzumfahrung, Anschlussdämme im Überschüttverfahren, Geotechnischer Bericht vom 14.05.2004, Projekt-Nr. 04/3029 (unveröffentlicht).

**BAUGRUNDLABOR BUSSE & PARTNER GMBH (2005):** Brücke im Zuge der B 197 über den Landgraben bei Kavelpaß, Pfahlprüfungen, Baugrundnacherkundung und Gründungsberatung während der Bauausführung, Geotechnischer Bericht vom 30.06.2005, Projekt-Nr. 1/1123-3/05 (unveröffentlicht).

**Standort 108: Leizen - Dambeck / Dambecker See**

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2004):** B 198, Abschnitt Leizen - Dambeck, km 70+0,600 bis 70+1,600, Sanierungsmaßnahmen, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 30.06.2004, Projekt-Nr. 04/2009 (unveröffentlicht).

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2006):** Bundesstraße B 198, Abschnitt Leizen - Dambeck, Neubau km 0+020.000 bis 1+160.000, Variante 2 - Achse 600, Baugrundgutachten vom 10.03.2006, Projekt-Nr. 06/2004 (unveröffentlicht).

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2007):** B 198, Leizen - Dambeck, ergänzende geotechnische Untersuchungen, Geotechnischer Bericht vom 05.06.2007, Projekt-Nr. 07/3033 (unveröffentlicht).

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2009):** Bundesstraße B 198, Abschnitt Leizen - Dambeck, Streckenbau, Baugrundgutachten vom 03. September 2009, Projekt-Nr. 09/2061 (unveröffentlicht).

**Standort 109: Vietzen - Vipperow**

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (1996):** B 198, Vietzen - Vipperow, Ermittlung möglicher Schadensursachen, Station 0+410 bis 0+480, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 31.05.1996, Projekt-Nr. 96/2038 (unveröffentlicht).

**Standort 110: Peenetal bei Jarmen**

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (1995):** Knoten B 96, Hafenzufahrt Jarmen, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 17.08.1995, Projekt-Nr. 95/2104-1 (unveröffentlicht).

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (1996):** Neubau BAB A 20, VKE 2836, AS Gützkow - AS Jarmen, 2. Teilgutachten: Anschlussdämme, Rampen und Anbindungen, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 20.06.1996, Projekt-Nr. 95/2095-1 (unveröffentlicht).

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (1996):** Neubau BAB A 20, VKE 2836, AS Gützkow - AS Jarmen, 3. Teilgutachten: Talbrücke über das Peenetal, Wirtschaftsweg und Regenrückhaltebecken, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 20.06.1996, Projekt-Nr. 95/2095-1 (unveröffentlicht).

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2009):** Ersatzneubau Peenebrücke bei Jarmen im Zuge der L 35, Abschnitt 180, Behelfsbrücke und Umfahrung, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 23.02.2009, Projekt-Nr. 07/2071-2 (unveröffentlicht).

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2009):** Ersatzneubau Peenebrücke bei Jarmen im Zuge der L 35, Abschnitt 180, Bau-km 0+000,000 bis 0+355,077, Brückenbauwerk und Anschlussdämme, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 23.02.2009, Projekt-Nr. 07/2071-1 (unveröffentlicht).

**Standort 111: Strelasund**

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (1995):** B 96, Brücke über den Strelasund, Sanierung der Spundwände beider Widerlager, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 26.10.1995, Projekt-Nr. 95/2119-1 (unveröffentlicht).

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (1996):** Stralsund, Ziegelgraben, Bahndammsicherung, Baugrundgutachten vom 20.12.1996, Projekt-Nr. 96/2148-1 (unveröffentlicht).

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (1999):** B 96n VKE 2861, 2. Strelasundquerung, BW 4, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 13.01.1999, Projekt-Nr. 01/2086 und 01/2107 (unveröffentlicht).

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (1999):** B 96n Zubringer Stralsund / Rügen, Teilabschnitt Ortsumgehung Stralsund - Knoten Altefähr, Querung Ziegelgraben Tunnel / Hochbrücke, Baugrundgutachten vom 30.03.1999, Projekt-Nr. 98/2081 (unveröffentlicht).

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (1999):** Stahlbrode, Sanierung Fischereihafen, 2. BA, Mittelmole und Steganlage, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 03.08.1999, Projekt-Nr. 99/2057 (unveröffentlicht).

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2000):** Stralsund – Dänholm, Abwasserdruckrohrleitung und Trinkwasserleitung vom Dänholm zur neuen Werftstraße, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 21.08.2000, Projekt-Nr. 00/2059 (unveröffentlicht).

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2002):** B 96n VKE 2861, 2. Strelasundquerung, Vorlandbrücke BW 1.1 (Achse 10 bis 110), Baugrund- und Gründungsgutachten vom 26.02.2002, Projekt-Nr. 01/2080 (unveröffentlicht).

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2002):** B 96n VKE 2861, 2. Strelasundquerung, BW 1.1, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 26.02.2002, Projekt-Nr. 01/2080 (unveröffentlicht).

- BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2002):** B 96n VKE 2861, 2. Strelasundquerung, BW 1.2, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 27.02.2002, Projekt-Nr. 01/2080(unveröffentlicht).
- BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2002):** B 96n VKE 2861, 2. Strelasundquerung, BW 2, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 27.01.2002, Projekt-Nr. 01/2081(unveröffentlicht).
- BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2002):** B 96n VKE 2861, 2. Strelasundquerung, BW 3, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 27.02.2002, Projekt-Nr. 01/2082 (unveröffentlicht).
- BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2002):** B 96n VKE 2861, 2. Strelasundquerung, BW 5, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 27.02.2002, Projekt-Nr. 01/2083 (unveröffentlicht).
- BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2003):** Deutsches Meereskundemuseum, Neubau Ozeaneum, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 15.12.2003, Projekt-Nr. 03/2050 (unveröffentlicht).
- BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2003):** Stralsund, Baggerung Werftaquatorium, Baugrundgutachten (Voruntersuchung) vom 27.05.2003, Projekt-Nr. 03/2026 (unveröffentlicht).
- BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2004):** B 96 - Strelasundquerung, Sanierung der nordwestlichen Spundwand des rügenseitigen Dammbauwerks, Variantenvergleich vom 26.03.2004, Projekt-Nr. 04/3002 (unveröffentlicht).
- BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2004):** B 96n, 2. Strelasundquerung, Achse 200, Sedimentuntersuchung und Bewertung, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 06. April 2004, Projekt-Nr. 04/3004 (unveröffentlicht).
- BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2004):** Hansestadt Stralsund, Maritimer Gewerbepark Franzenshöhe, Baggergutuntersuchung, Geotechnischer Bericht vom 23.09.2004, Projekt-Nr. 04/3070 (unveröffentlicht).
- BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2004):** Hansestadt Stralsund, Südhafen, Baggergutuntersuchung, Geotechnischer Bericht vom 27.09.2004, Projekt-Nr. 04/3063 (unveröffentlicht).
- BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2005):** B 96n, 2. Strelasundquerung, Rügenseitiges Dammbauwerk, Ergänzende Baugrunduntersuchung im Bereich Widerlager 530 (Dammkopf), Geotechnischer Bericht vom 14.01.2005, Projekt-Nr. 03/3052 (unveröffentlicht).
- BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2005):** B 96n, 2. Strelasundquerung, Erkundung des Baggergutes der Unterhaltungsbaggerung Nordansteuerung Stralsund, Geotechnischer Bericht vom 30.06.2005, Projekt-Nr. 04/3040 (unveröffentlicht).
- BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2005):** B 96n, 2. Strelasundquerung VKE 2861, Geotechnische Stellungnahme zur Erkundung des Restkeils Mudde im Spundwandkasten Rügenseitiges Dammbauwerk vom 16. März 2005, Projekt-Nr. 03/3052 (unveröffentlicht).
- BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2008):** VKE 2861, 2. Strelasundquerung, Ersatzmaßnahme Mellnitz - Üselitzer Wiek, Baugrundgutachten vom 15.02.2008, Projekt-Nr. 06/2069 (unveröffentlicht).
- GRUNDBAUINGENIEURE STEINFELD UND PARTNER, ERDBAULABORATORIUM HAMBURG (1994):** Ausbaggerung Volkswerft, 1. Bericht, Baugrundbeurteilung des Baggerfeldes, Geotechnischer Bericht vom 28.11.1994, Auftrags-Nr. 06509 (unveröffentlicht).

#### **Standort 112: Gustrowerhöfen (Rügen)**

- BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2002):** B 96n VKE 2861, 2. Strelasundquerung, Wirtschaftsweg nach Gustrowerhöfen, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 05.07.2002, Projekt-Nr. 02/2035 (unveröffentlicht).

#### **Standort 113: Behnkenhagen / Miltzow**

- BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2000):** B 96n, VKE 2871, B 96a Teschenhagen - L 30 Wilmshagen, Geotechnischer Bericht vom 28.06.2000, Projekt-Nr. 99/2075 (unveröffentlicht).

#### **Standort 114: Gristow**

- BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (1996):** Sturmflutschutz Gristow, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 21.08.1996, Projekt-Nr. 96/2112 (unveröffentlicht).
- BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2009):** Hafen Gristow, Sanierung und Umbau, Baugrundgutachten vom 14.07.2009, Projekt-Nr. 08/2162 (unveröffentlicht).

**Standort 115: Cambs / Jesendorf (bei Schwerin)**

- BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2000):** BAB A 241, 2. BA, Unterführung Wirtschaftsweg, BW 2.16, Bau-km 25+000, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 30.05.2000, Projekt-Nr. 00/2070 (unveröffentlicht).
- BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2001):** BAB A 241, II. BA, Talbrücke BW 2.4, Bau-km 19+880 bis 20+188, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 25.07.2001, Projekt-Nr. 00/2112 (unveröffentlicht).
- BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2001):** BAB A 241, II. BA, Talbrücke BW 2.12, Bau-km 26+821 bis 27+355, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 31.07.2001, Projekt-Nr. 00/2074 (unveröffentlicht).
- BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2001):** Weiterbau B 241, II. BA, B 104 Cambs bis L 101 Jesendorf, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 21.05.2001, Projekt-Nr. 00/2063 (unveröffentlicht).
- BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2004):** Weiterbau der BAB A 241, II. BA, Talbrücke BW 2.12, km 26+824 bis 27+355, Ergänzende Baugrunderkundung, Geotechnischer Bericht vom 22.12.2004, Projekt-Nr. 04/3045 (unveröffentlicht).
- BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2004):** Weiterbau der BAB A 241, II. BA, Talbrücke BW 2.4, km 19+880 bis 20+180, Ergänzende Baugrunderkundung, Geotechnischer Bericht vom 22.12.2004, Projekt-Nr. 04/3044 (unveröffentlicht).
- BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2009):** BAB A 14, 2. BA, BW 2.9, Talbrücke Mühlenbach, Instrumentierung der Baustraßen und Arbeitsebenen, Dokumentation vom 24.01.2008, Projekt-Nr. 07/3102 (unveröffentlicht).

**Standort 116: Drigge (Rügen)**

- BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2004):** Rückbau des Polders Prosnitz III, Baugrundgutachten vom 15.11.2004, Projekt-Nr. 04/2052 (unveröffentlicht).
- BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (1997):** Spülfeld Drigge, Außendeich, 3. Teilgutachten, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 14.05.1997, Projekt-Nr. 96/2136-1 (unveröffentlicht).
- BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2007):** Spülfeld Drigge, Neubau Spülfelddamm Polder C/W, Baggergutuntersuchung Polder 6, 8, 9, Geotechnischer Bericht vom 08. September 2007, Projekt-Nr. 07/3063 (unveröffentlicht).

**Standort 117: Meiningenstrom / Barth**

- BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (1995):** Barth - Tannenheim, Waldstraße, Rohrleitungsbau, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 15.12.1995, Projekt-Nr. 95/2122-1 (unveröffentlicht).
- BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (1997):** L 21, OD Barth, Brücke über die Barthe und Behelfsbrücke, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 05.11.1997, Projekt-Nr. 97/2103 (unveröffentlicht).
- BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2005):** Sturmflutschutz Barth, Landseitige Anlagen, Bereich Barth Ost, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 21.02.2005, Projekt-Nr. 04/2060 (unveröffentlicht).
- BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2006):** L 21, Ersatzneubau Meiningenbrücke, Bau-km 0+350 bis 1+050, Brückenbauwerk und Anschlussdämme, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 13.04.2006, Projekt-Nr. 05/2031-1 (unveröffentlicht).
- BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2006):** L 21, Ersatzneubau Meiningenbrücke, Bau-km 0+000 bis 0+380 und 1+020 bis 1+375, Streckenbau und bauzeitliche Umfahrung, Baugrundgutachten vom 13.04.2006, Projekt-Nr. 05/2031-2 (unveröffentlicht).
- BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2006):** Sturmflutschutz Barth, Landseitige Anlagen, Bereich Barth Ost (Variante 3), Baugrund- und Gründungsgutachten vom 05.12.2006, Projekt-Nr. 04/2060 (unveröffentlicht).
- BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2007):** Sturmflutschutz Barth, Landseitige Anlagen, Bereich 2: Barth West, Baugrund- und Gründungsgutachten (Voruntersuchung) vom 30.03.2007, Projekt-Nr. 04/2060 (unveröffentlicht).
- BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2007):** Sturmflutschutz Barth, Landseitige Anlagen, Bereich 4: Hafenrandgebiet, Baugrund- und Gründungsgutachten (Voruntersuchung) vom 30.03.2007, Projekt-Nr. 04/2060 (unveröffentlicht).

**Standort 118: Barthe, Oberlauf**

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2005):** B 105 / B 96, OU Stralsund, V. BA, Teilabschnitt 5.2, Wachtelkönigsausgleichsfläche am Oberlauf der Barthe, Baugrundgutachten vom 12.05.2005, Projekt-Nr. 05/2030 (unveröffentlicht).

**Standort 119: Tollense bei Broock**

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2000):** Broock, Brücke über die Tollense im Zuge der K 30, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 24.05.2000, Projekt-Nr. 99/2082 (unveröffentlicht).

**Standort 120: Amtsgraben / Queckengraben bei Crivitz**

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2003):** Ortsumgehung Crivitz, Überführung der B 321n über den Amtsgraben (BW 3), Laborprüfbericht vom 21.10.2003, Projekt-Nr. 03/0046 (unveröffentlicht).

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2009):** Norddeutsche Erdgasleitung (NEL), Baulos 5, K 24 (Below) bis K 30 (Banzkow), Baugrundgutachten vom 30.01.2009, Projekt-Nr. 08/2004 (unveröffentlicht).

**Standort 121: Stepenitz bei Dassow**

**KOEPKE, C. (2002):** Beitrag zum Standsicherheits- und Setzungsverhalten des Deiches in Dassow. Universität Rostock: Diplomarbeit FB Landschaftsbau und Abfallwirtschaft, 2002.

**Standort 122: Goldenstädt**

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2007):** Neubau der BAB A 14, VKE 7, AS Ludwigslust - AK Schwerin, Überführung der L 071, BW 7.10, Bau-km 21+222.761, Baugrundgutachten vom 18.07.2007, Projekt-Nr. 05/2115 (unveröffentlicht).

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2007):** Neubau der BAB A 14, VKE 7, AS Ludwigslust - AK Schwerin, Brücke im Zuge der BAB A 14, BW 7.12, Bau-km 24+626.548, Baugrundgutachten vom 10.09.2007, Projekt-Nr. 05/2115 (unveröffentlicht).

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2007):** Neubau der BAB A 14, VKE 7, AS Ludwigslust - AK Schwerin, Überführung der A 14 über den Schwarzen Graben (1), BW 1, Bau-km 25+560, Baugrundgutachten vom 18.09.2007, Projekt-Nr. 05/2115 (unveröffentlicht).

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2007):** Nordabschnitt M-V, Um- und Ausbau der BAB A 14 vom AK Schwerin (A 24) bis Goldenstädt (K 12), Baugrundgutachten vom 30.03.2007, Projekt-Nr. 05/2115 (unveröffentlicht).

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2008):** Neubau der BAB A 14, VKE 7, AS Ludwigslust - AK Schwerin, Bau-km 22+545 bis 27+371,51, Trassenverschiebung A 14, Streckenbau, Baugrundgutachten vom 30.04.2008, Projekt-Nr. 05/2115 (unveröffentlicht).

**Standort 123: Rostock Süd / Warnow**

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (1999):** Strecke Bützow - Rostock, Sanierung Bahndamm km 29,4 - 29,5, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 01.10.1999, Projekt-Nr. 99/2071 (unveröffentlicht).

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2000):** Rostock Hbf. in Richtung Bützow, Sanierung Bahndamm km 29,4 - 29,5, Erneuerung der Vorflutleitung „Konradibach“, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 22.06.2000, Projekt-Nr. 00/2037 (unveröffentlicht).

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2003):** Streckenerüchtigung Rostock - Berlin, Streckenabschnitt Kreuzungsbauwerk Dalwitzhof (ausschließlich) bis km 114,400, Baugrundgutachten vom 02.09.2003, Projekt-Nr. 03/2037 (unveröffentlicht).

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2005):** Hansestadt Rostock, Bebauungsplan Nr. 11 Mk. 113, Silo - Halbinsel, Zusammenfassende Altlasten- und Detailuntersuchung / Gefährdungsabschätzung vom 24.06.2005, Projekt-Nr. 05/4020 (unveröffentlicht).

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2007):** Bahnstrecke Rostock - Bützow, Sanierung westlicher Bahndamm, km 29,300 bis 29,600, Baugrundgutachten vom 05.09.2007, Projekt-Nr. 07/2079 (unveröffentlicht).

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2007):** Gaswerk Rostock, Laborprüfbericht vom 18.07.2007, Projekt-Nr. 07/0014 (unveröffentlicht).

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2007):** Rostock, Barlach - Brücke, Baugrundgutachten vom 17.07.2007, Projekt-Nr. 07/2091 (unveröffentlicht).

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2010):** Strecke Rostock – Bützow, km 29,300 bis 29,600, Sanierung westlicher Bahndamm, ergänzende geotechnische Untersuchungen vom 02.09.2010, Projekt-Nr. 07/2079-2 (unveröffentlicht).

#### **Standort 124: Dierhagen / Fischland**

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2000):** Sturmflutschutz Dierhagen, Abschnitt Dierhagen, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 31.07.2000, Projekt-Nr. 00/2054 (unveröffentlicht).

#### **Standort 125: Richtenberg**

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2000):** L 192, OD Richtenberg, Ergebnisbericht zur Schadensuntersuchung, Geotechnischer Bericht vom 30.05.2000, Projekt-Nr. 00/2046 (unveröffentlicht).

#### **Standort 126: Uecker bei Ueckermünde / Eggesin**

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2004):** Sturmflutschutz Ueckermünde, Deich Polder 13, 1. Teil, Ergebnisse der baubegleitenden Setzungs-, GW- und Porenwasserdruckmessungen, 10/2003 - 01/2004, Projekt-Nr. 03/3074 (unveröffentlicht).

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2004):** Sturmflutschutz Ueckermünde, Deich Polder 13, 2. Teil, Ergebnisse der baubegleitenden Setzungs-, GW- und Porenwasserdruckmessungen, 05/2004 - 07/2004, Projekt-Nr. 04/3025 (unveröffentlicht).

**IBEG HOFMANN (2001):** Sturmflutschutz Ueckermünde, Deich Polder 13, Geotechnischer Bericht vom 10.07.2001, Projekt-Nr. 21126 (unveröffentlicht).

**SEIDLER & LEHMANN GBR (2004):** Wasserversorgung Eggesin, Neuverlegung Druckrohrleitung, Geotechnischer Bericht vom 22.04.2004, Projekt-Nr. 24/04/04 (unveröffentlicht).

#### **Standort 127: Galenbecker See**

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2004):** EU - LIFE - Projekt „Naturraumsanierung Galenbecker See“, Ergänzende erdstatische Berechnungen für die Errichtung des Uferstreifens, Geotechnischer Bericht vom 15.12.2004, Projekt-Nr. 04/3089 (unveröffentlicht).

**IBEG HOFMANN (2002):** EU-LIFE-Projekt „Naturraumsanierung Galenbecker See“, Teilvorhaben Dammbau, Geotechnischer Bericht vom 13. November 2002, Projekt-Nr. 22200 (unveröffentlicht).

**IBEG HOFMANN (2003):** EU-LIFE-Projekt „Naturraumsanierung Galenbecker See“, 2. Ergänzung zum Geotechnischen Bericht vom 30. April 2003, Projekt-Nr. 23060 (unveröffentlicht).

#### **Standort 128: Samtens (Rügen)**

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2003):** Samtens, Gewerbegebiet Plüggentin, Straßenschäden Bergener Straße, Geotechnischer Bericht vom 17.12.2003, Projekt-Nr. 03/2067 (unveröffentlicht).

#### **Standort 129: Kloster (Hiddensee)**

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2000):** Kloster / Hiddensee, Umbau / Sanierung Hafen, Baugrundgutachten vom 31.07.2000, Projekt-Nr. 00/2044 (unveröffentlicht).

#### **Standort 130: Sagard / Neuhof (Rügen)**

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2004):** Hafen Neuhof - Marina, Laborprüfbericht vom 09. Dezember 2004, Projekt-Nr. 04/0064 (unveröffentlicht).

#### **Standort 131: Grimmen**

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (1999):** Klevenow - Grimmen, Trinkwasserleitung, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 31.03.1999, Projekt-Nr. 99/2019 (unveröffentlicht).



**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2002):** Grimmen, Schmutz- und Regenwasserkanalisation, Quebbe, Greifswalder Straße, Kaschower Damm, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 08.04.2002, Projekt-Nr. 02/2019 (unveröffentlicht).

#### **Standort 132: Schwerin / Schweriner See**

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (1999):** Schwerin, Werderstraße / Alter Garten, Instandsetzung der Ufermauer, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 28.05.1999, Projekt-Nr. 99/2005 (unveröffentlicht).

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2005):** Ortsumfahrung Schwerin im Zuge der B 104, 2. Bauabschnitt, Baugrundgutachten (Voruntersuchung) vom 15.04.2005, Projekt-Nr. 04/3095 (unveröffentlicht).

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2005):** Stadt Schwerin, Schlosspromenade Abschnitt 5a, Platz am Beutel, Baugrundgutachten vom 29.11.2005, Projekt-Nr. 05/2144 (unveröffentlicht).

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2008):** OU Schwerin, 2. BA, Brücke über den Schweriner See, Voruntersuchung vom 11.06.2008, Projekt-Nr. 07/2171 (unveröffentlicht).

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2010):** Ortsumfahrung Schwerin im Zuge der B 104, 2. Bauabschnitt, Baugrundgutachten (Voruntersuchung) vom 15.04.2005, Projekt-Nr. 10/3019 (unveröffentlicht).

#### **Standort 133: Juliusruh (Rügen)**

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (1996):** Juliusruh / Rügen, Wohnanlage Wittower Straße / Ringstraße, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 24.05.1996, Projekt-Nr. 96/2042 (unveröffentlicht).

#### **Standort 134: Mittlere Trebel / Recknitz bei Tribsees**

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (1996):** Flusstalmoorrenaturierung Mittlere Trebel, Brücke über die alte Trebel bei Langsdorf, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 26.01.1996, Projekt-Nr. 96/2001-2 (unveröffentlicht).

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2000):** Bad Sülze - Dudendorf, Flusstalmoorrenaturierung der Recknitz, Fußgängerbrücke über die Recknitz, Baugrundgutachten vom 17.02.2000, Projekt-Nr. 00/2006 (unveröffentlicht).

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2002):** Tribsees, Umverlegung der L 192; Ersatzneubau der Brücke über die Trebel, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 24.07.2002, Projekt-Nr. 01/2101 (unveröffentlicht).

#### **Standort 135: Buttermilchgraben bei Wusterhusen**

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2009):** Norddeutsche Erdgasleitung (NEL), Baulos 1, Abschnitt Lubmin (MV) - Straße von Zetelwitz nach Pustow (MV), Baugrundgutachten vom 13.03.2009, Projekt-Nr. 08/2004 (unveröffentlicht).

#### **Standort 136: Wolgast / Peene**

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2000):** Wolgast, Parkierungsanlage Wilhelmstraße 21 und Kronwiekstraße, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 31.01.2000, Projekt-Nr. 00/2002 (unveröffentlicht).

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2007):** Wolgast, BW 01, Ersatzneubau im Zuge der B 111, Behelfsbrücke und Umfahrung, Baugrundgutachten vom 18.10.2007, Projekt-Nr. 05/2077 (unveröffentlicht).

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2007):** Peenebrücke Wolgast, Umsetzung Wartedalben, Baugrundgutachten vom 15.10.2007, Projekt-Nr. 07/2136 (unveröffentlicht).

#### **Standort 137: Stralsund**

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (1995):** Ortsumgehung Stralsund, B 105 / B 96n, I.-III. BA, Bau-km 0,000 bis 3+896,460, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 07.12.1995, Projekt-Nr. 95/2139-1 (unveröffentlicht).

- BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (1996):** Hansestadt Stralsund, Umgestaltung Knoten Strelapark und Anschluss Hansedom, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 31.05.1996, Projekt-Nr. 96/2045 (unveröffentlicht).
- BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (1996):** Ortsumgehung Kedingshagen, 3. BA, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 22.03.1996, Projekt-Nr. 96/2013-3 (unveröffentlicht).
- BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (1996):** Stralsund Frankenwall, Parkhaus Weingartenbastion, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 20.03.1996, Projekt-Nr. 96/2021-1 (unveröffentlicht).
- BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (1999):** B 105 / B 96, OU Stralsund, II. BA, 2 Brücken über die Schwarze Kuppe, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 15.12.1999, Projekt-Nr. 99/2086 (unveröffentlicht).
- BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (1999):** B 96n, Zubringer Stralsund / Rügen, Abschnitt OU Stralsund, KP Umspannwerk bis Teschenhagen, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 30.09.1999, Projekt-Nr. 99/2020 (unveröffentlicht).
- BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (1999):** OU Stralsund, B 105 / B 96, II. BA, Bau-km 3+000 bis 3+747,719, ergänzendes Baugrund- und Gründungsgutachten vom 31.03.1999, Projekt-Nr. 99/2014 (unveröffentlicht).
- BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (1999):** Stralsund, Am Fischmarkt, Wohn- und Geschäftshaus, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 11.11.1999, Projekt-Nr. 99/2085 (unveröffentlicht).
- BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (1999):** Stralsund, Frankenwall 18-20, Wohn- und Geschäftshäuser, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 11.02.1999, Projekt-Nr. 99/2006 (unveröffentlicht).
- BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (1999):** Stralsund, Hafenerweiterungsgebiet Süd, Los 3, Gleisanlage, Ergebnisbericht zur Setzungsbeurteilung, Baugrundgutachten vom 27.09.1999, Projekt-Nr. 99/2079 (unveröffentlicht).
- BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2000):** B 96n, Zubringer Stralsund - Rügen, Abschnitt OU Stralsund, IV. BA, Brücke über die DB AG Neubrandenburg - Stralsund, Bau-km 2+402,86, BW 3, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 12.05.2000, Projekt-Nr. 00/2020 (unveröffentlicht).
- BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2000):** B 96n, Zubringer Stralsund - Rügen, Abschnitt OU Stralsund, IV. BA, Brücke über die Voigdehäger Niederung, Bau-km 3+010,000, BW 5, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 10.05.2000, Projekt-Nr. 00/2022 (unveröffentlicht).
- BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2000):** Stralsund, Küterbastion, Sanierung Ufermauer, 2. BA, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 22.02.2000, Projekt-Nr. 00/2008 (unveröffentlicht).
- BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2000):** Stralsund, Olof-Palme-Platz 4, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 12.03.1996, Projekt-Nr. 96/2008-1 (unveröffentlicht).
- BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2002):** Parow, Radweg südliche Zufahrtsstraße, Pappelallee, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 15.10.2002, Projekt-Nr. 02/2059 (unveröffentlicht).
- BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2002):** Parow, Zufahrtsstraße Pappelallee von der alten Wache bis zur Ortsumgehung, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 06.08.2002, Projekt-Nr. 02/2042 (unveröffentlicht).
- BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2002):** Stralsund, Verlängerte Hafenstraße, Bahnübergang Kühlhausstraße, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 19.11.2002, Projekt-Nr. 02/2061 (unveröffentlicht).
- BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2007):** Hansestadt Stralsund, Ufersicherung Devin, Baugrundgutachten vom 06.07.2007, Projekt-Nr. 07/2080 (unveröffentlicht).
- BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2008):** Hansestadt Stralsund, Sanierung Talsperre Andershof, Standsicherheitsberechnungen für Sanierungsvarianten, Geotechnischer Bericht vom 16.04.2008, Projekt-Nr. 07/2094 (unveröffentlicht).

#### **Standort 138: Koserow / Ückeritz (Usedom)**

- BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (1999):** Ückeritz, Sportboothafen, Steinschüttmole, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 02.09.1999, Projekt-Nr. 99/2058 (unveröffentlicht).
- BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2003):** Koserow - Zempin, Aufhebung von Bahnübergängen - Wirtschaftsweg, Baugrundgutachten vom 27.11.2003, Projekt-Nr. 03/2042 (unveröffentlicht).

#### **Standort 139: Peenestrom bei Peenemünde**

- BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2000):** Kröslin, Marina, Winterlagerhalle 2, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 28.03.2000, Projekt-Nr. 00/2030 (unveröffentlicht).

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2008):** Kompensationsflächenpool Cämmerer See, Deiche und Schöpfwerke, Baugrundgutachten vom 27.11.2008, Projekt-Nr. 08/2002 (unveröffentlicht).

#### **Standort 140: Wismar / Wismarer Bucht**

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2003):** Wismar, Egger Holzwerkstoffe, Laborprüfbericht vom 11.11.2003, Projekt-Nr. 03/0051 (unveröffentlicht).

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2008):** Gewässerbett Ostsee, Fahrrinnenanpassung und Hafenausbau Wismar, Laborprüfbericht vom 02.09.2008, Projekt-Nr. 09/0040 (unveröffentlicht).

#### **Standort 141: Prerow (Darß)**

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2002):** Prerow, B-Plan Nr. 3, Leitungs- und Straßenbau, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 23.10.2002, Projekt-Nr. 02/2067 (unveröffentlicht).

#### **Standort 142: Ostzingst (Darß)**

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2002):** Sturmflutschutz / Renaturierung Ostzingst, Teilvorhaben bauzeitlicher Anleger, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 21.10.2002, Projekt-Nr. 02/2055 (unveröffentlicht).

#### **Standort 143: Unterwarnow**

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (1996):** Feste Warnowquerung Rostock, BW 4 - Absenktunnel, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 30.10.1996, Projekt-Nr. 96/2116-1 (unveröffentlicht).

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2001):** Feste Warnowquerung Rostock, Ergänzender Bericht zu den Erdstoffen im Bereich der Tunnelgründung, Geotechnischer Bericht vom 29.03.2001, Projekt-Nr. 01/2016 (unveröffentlicht).

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2003):** Seehafen Rostock, Ausbau Liegeplatz 60, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 18.12.2003, Projekt-Nr. 03/2059 (unveröffentlicht).

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2006):** Seehafen Rostock, Ausbau Liegeplatz 60, Ergänzende Baugrunderkundung im Bereich des Wandvorsprungs in westlicher Richtung, Geotechnischer Bericht vom 30.03.2006, Projekt-Nr. 04/3069 (unveröffentlicht).

#### **Standort 144: Uecker bei Pasewalk**

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2001):** L 322, Ersatzneubau Brücke über die Uecker bei Nieden, Straßenneubau, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 07.09.2001, Projekt-Nr. 01/2031 (unveröffentlicht).

#### **Standort 145: Nonnenbach bei Neuhof**

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (1999):** L 34, Brücke über den Nonnenbach bei Neuhof, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 06.07.1999, Projekt-Nr. 99/2010 (unveröffentlicht).

#### **Standort 146: Laage**

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2002):** Flugplatz Laage, Sanierung Kfz - technischer Bereich, Neubau Waschhalle, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 03.04.2002, Projekt-Nr. 02/2020 (unveröffentlicht).

#### **Standort 147: Peenetal bei Loitz**

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (1996):** Loitz, Drehbrücke über die Peene, Erneuerung Leitwerk, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 24.05.1996, Projekt-Nr. 96/2040 (unveröffentlicht).

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2004):** Bundesstraße 194, Ortumgehung Loitz, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 26.05.2004, Projekt-Nr. 02/2038 (unveröffentlicht).

**Standort 148: Waren**

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2003):** Waren (Müritz), Überführung der B 108 über die DB, Straßenbau, Anschlussdämme und Rampen, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 15.08.2003, Projekt-Nr. 03/2019 (unveröffentlicht).

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2004):** Müritzeum (Waren), Laborprüfbericht vom 02. Dezember 2004, Projekt-Nr. 04/0056 (unveröffentlicht).

**Standort 149: Born (Darß)**

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2007):** Born, Ausgleichs- und Ersatzmaßnahme, Renaturierung des Polders Werre, Baugrundgutachten vom 19.09.2007, Projekt-Nr. 07/2102 (unveröffentlicht).

**Standort 150: Diedrichshäger Moor / Warnowniederung**

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (1999):** Rostock Warnemünde, Umbau Verkehrszentrale, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 29.01.1999, Projekt-Nr. 99/2013 (unveröffentlicht).

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2000):** IGA Rostock, Warnow - Halle, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 11.07.2000, Projekt-Nr. 99/2018 (unveröffentlicht).

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2002):** HW-Schutz Rostock, Abschnitt Warnemünde – Groß Klein, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 23.04.2002, Projekt-Nr. 02/2027 (unveröffentlicht).

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2002):** Rostock - Warnemünde, Weidenweg 2 (Altablagerung Diedrichshäger Moor), Neubau Anglerheim, Baugrundgutachten vom 30.10.2002, Projekt-Nr. 02/2047 (unveröffentlicht).

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2002):** Rostock, Warnemünde, Altablagerung Diedrichshäger Moor, Neubau Anglerheim, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 30.10.2002, Projekt-Nr. 02/2047 (unveröffentlicht).

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2005):** Überseehafen Rostock, Baureifmachung Pier III Nord, Ersatzmaßnahme Diedrichshäger Moor, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 31.05.2005, Projekt-Nr. 05/2042 (unveröffentlicht).

**Standort 151: Trinwillershagen**

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2000):** Trinwillershagen, Schmutz- und Trinkwasserleitung, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 06.07.2000, Projekt-Nr. 00/2052 (unveröffentlicht).

**Standort 152: Hohe Düne / Breitling**

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (1994):** Erweiterung Seehafen Rostock, Wasserbereich vor Pier II, Pier III, Pier IV und Ölhafen, Baugrundgutachten vom 14.02.1994, Projekt-Nr. 93/2179-1 (unveröffentlicht).

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (1995):** Marinestützpunkt Warnemünde - Hohe Düne, Neubau Gebäude für Hafenkaptän / Taucherdienstgruppe, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 22.12.1995, Projekt-Nr. 95/2175-1 (unveröffentlicht)

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (1996):** Marinestützpunkt Warnemünde, Neubau Technischer Bereich, 1. BA, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 30.07.1996, Projekt-Nr. 95/2048-1 (unveröffentlicht)

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (1999):** Rostock, Tanklager Bramow, Bodensanierung: Baugrubenverbau, Gebäudesicherung, Baugrundgutachten vom 19.11.1999, Projekt-Nr. 99/2091 (unveröffentlicht).

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2004):** Rostock, Hohe Düne, maritim - touristisches Gewerbegebiet, Laborprüfbericht 23.04.2004, Projekt-Nr. 04/0012 (unveröffentlicht).

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2005):** Rostock, Hohe Düne, Marinestützpunkt, Neubau ABC - Übungsgebäude, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 10.08.2005, Projekt-Nr. 05/2106 (unveröffentlicht).

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2006):** Rostock, Hohe Düne, Marinestützpunkt, Neubau ABC - Übungsgebäude, alternativer Standort, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 29.03.2006, Projekt-Nr. 06/2053 (unveröffentlicht).

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2009):** Überseehafen Rostock, Erweiterung Pier III, Kompensationsmaßnahmen Peezer Bach / Breitling, Baugrundgutachten vom 10. August 2009, Projekt-Nr. 09/2110 (unveröffentlicht).

**Standort 153: Recknitz bei Bad Sülze**

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2000):** Bad Sülze - Dudendorf, Flusstalmoorrenaturierung der Recknitz, Fußgängerbrücke über die Recknitz, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 17.02.2000, Projekt-Nr. 00/2006 (unveröffentlicht).

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (1999):** L 19, Bad Sülze, Standsicherheit des Straßendamms, Standsicherheitsgutachten vom 17.05.1999, Projekt-Nr. 99/2034 (unveröffentlicht).

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2002):** Bad Sülze, Ersatzneubau Wehr über die Recknitz, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 16.02.1999, Projekt-Nr. 99/2002 (unveröffentlicht).

**Standort 154: Recknitz bei Ribnitz - Damgarten**

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (1996):** Damgarten Stadt, Rohrdurchlass Schillstraße, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 19.04.1996, Projekt-Nr. 96/2037 (unveröffentlicht).

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2000):** Ribnitz - Damgarten, Boddenwanderweg, Anbindung Gymnasium Damgarten, Anbindung Radweg Tempel / Ahrenshagen, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 29.02.2000, Projekt-Nr. 00/2014 (unveröffentlicht).

**Standort 155: Hanshagener Bach**

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2009):** Norddeutsche Erdgasleitung (NEL), Baulos 1, Abschnitt Lubmin (MV) - Straße von Zetelwitz nach Pustow (MV), Baugrundgutachten vom 13.03.2009, Projekt-Nr. 08/2004 (unveröffentlicht).

**Standort 156: Maurine**

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2006):** BAB A 20, VKE 2811, Wassertechnische Ausgleichsmaßnahmen, Geotechnischer Bericht vom 31.01.2006, Projekt-Nr. 05/2124 (unveröffentlicht).

**Standort 157: Tollense bei Neubrandenburg**

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2006):** Neubrandenburg, Fischaufstieg Ölmühlenbach, Baugrundgutachten vom 30.11.2006, Projekt-Nr. 06/2138 (unveröffentlicht).

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2006):** Neubrandenburg, Oberbach, Erneuerung der Uferbefestigung, Baugrundgutachten vom 22.12.2006, Projekt-Nr. 06/2152 (unveröffentlicht).

**Standort 158: Peenetal bei Neukalen**

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2006):** Neukalen, L 20, Behelfsbrücke über die Peene, Baugrundgutachten vom 13.12.2006, Projekt-Nr. 06/2121 (unveröffentlicht).

**Standort 159: Peenetal bei Demmin**

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2005):** Demmin, Kanalisation Kahldenwallweg, Bereich Schwanenteich, ergänzendes Baugrundgutachten vom 12.04.2005, Projekt-Nr. 05/2026 (unveröffentlicht).

**Standort 160: Kleiner Landgraben bei Siedenbollentin**

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2006):** Landesstraße L 273 bei Siedenbollentin, Ersatzneubau Brücke über den Kleinen Landgraben und bauzeitliche Umfahrung, Baugrund- und Gründungsgutachten vom 09.06.2006, Projekt-Nr. 05/2059 (unveröffentlicht).

**Standort 161: Müritz - Elde - Wasserstraße**

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2008):** Müritz - Elde - Wasserstraße, Laborprüfbericht vom 22.02.2008, Projekt-Nr. 08/0004 (unveröffentlicht).

**Standort 162: Zieseniederung**

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2008):** EWE - Leitung Speicher Moeckow, Abschnitt Lubmin (MV) - Moeckow (MV), Baugrundgutachten vom 28. Januar 2008, Projekt-Nr. 08/2051 (unveröffentlicht).

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2009):** Norddeutsche Erdgasleitung (NEL), Baulos 1, Abschnitt Lubmin (MV) - Straße von Zetelwitz nach Pustow (MV), Baugrundgutachten vom 13.03.2009, Projekt-Nr. 08/2004 (unveröffentlicht).

**Standort 163: Roter Brückengraben bei Glewitz**

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2008):** L 27 Langenfelde - Glewitz, Brücke über den Roten Brückengraben, Bauzeitliche Umfahrung, Standsicherheitsnachweise / Mess- und Schüttregime, Geotechnischer Bericht vom 07.08.2008, Projekt-Nr. 08/3056 (unveröffentlicht).

**IBEG HOFMANN (2006):** L 27, Ersatzneubau der Brücke über den Roten Brückengraben bei Langenfelde, Geotechnischer Bericht vom 07.02.2006, Projekt-Nr. 23196-1 (unveröffentlicht).

**Standort 164: Wesenberg / Mirow**

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2007):** Müritz-Havel-Wasserstraße, km 9,50, Ersatzneubau Wehr Canow, Standort W 3, Baugrundgutachten vom 23.07.2007, Projekt-Nr. 06/2159 (unveröffentlicht).

**Standort 165: Wrangelsburger Wald**

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2008):** EWE - Leitung Speicher Moeckow, Abschnitt Lubmin (MV) - Moeckow (MV), Baugrundgutachten vom 28. Januar 2008, Projekt-Nr. 08/2051 (unveröffentlicht).

**Standort 166: Schmachter See (Rügen)**

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2004):** Sedimentfalle Binz, Schmachter See, Sedimentuntersuchungen, Laborprüfbericht vom 08.12.2004, Projekt-Nr. 04/0063 (unveröffentlicht).

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2006):** Binz, Schmachterseestraße 3, Neubau Wohnhaus mit Ferienwohnung, Baugrundgutachten vom 27.06.2006, Projekt-Nr. 06/2100 (unveröffentlicht).

**Standort 167: Au graben bei Leistenow**

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2007):** Leistenow, Fischaufstieg Leistenower Mühle, Variantenuntersuchung, Baugrundgutachten (Vorplanung) vom 24.10.2007, Projekt-Nr. 07/2109 (unveröffentlicht).

**Standort 168: Ibitzbach bei Loitz**

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2009):** Norddeutsche Erdgasleitung (NEL), Baulos 2, Straße von Zetelwitz nach Pustow (MV) bis L 231, Baugrundgutachten vom 30.01.2009, Projekt-Nr. 08/2004 (unveröffentlicht).

**Standort 169: Trebel bei Wotenick**

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2009):** Norddeutsche Erdgasleitung NEL, Lubmin (MV) nach Hittbergen (NI), Los 2, Querung der Trebelniederung, Baugrundgutachten vom 27. März 2009, Projekt-Nr. 08/2004 (unveröffentlicht).

**Standort 170: Röcknitzniederung bei Dargun**

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2009):** Norddeutsche Erdgasleitung (NEL), Baulos 2, Straße von Zetelwitz nach Pustow (MV) bis L 231, Baugrundgutachten vom 30.01.2009, Projekt-Nr. 08/2004 (unveröffentlicht).

**Standort 171: Grenzgraben bei Bansow**

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2009):** Norddeutsche Erdgasleitung (NEL), Baulos 4, K 26 bis K 26, Baugrundgutachten vom 30.01.2009, Projekt-Nr. 08/2004 (unveröffentlicht).

**Standort 172: Graben bei Charlottenthal**

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2009):** Norddeutsche Erdgasleitung (NEL), Baulos 4, K 26 bis K 26, Baugrundgutachten vom 30.01.2009, Projekt-Nr. 08/2004 (unveröffentlicht).

**Standort 173: Suckwitzer Bach**

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2009):** Norddeutsche Erdgasleitung (NEL), Baulos 4, K 26 bis K 26, Baugrundgutachten vom 30.01.2009, Projekt-Nr. 08/2004 (unveröffentlicht).

**Standort 174: Mildenitz bei Dobbertin**

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2009):** Norddeutsche Erdgasleitung NEL, Lubmin (MV) nach Hittbergen (NI), Los 4, Querung der Mildenitz, Baugrundgutachten vom 27. März 2009, Projekt-Nr. 08/2004 (unveröffentlicht).

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2009):** Norddeutsche Erdgasleitung (NEL), Baulos 4, K 26 bis K 26, Baugrundgutachten vom 30.01.2009, Projekt-Nr. 08/2004 (unveröffentlicht).

**Standort 175: Altkalen**

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2009):** Norddeutsche Erdgasleitung (NEL), Baulos 3, L 231 - K 26, Baugrundgutachten vom 30.01.2009, Projekt-Nr. 08/2004 (unveröffentlicht).

**Standort 176: Suckower Scheidebach/Thürkower Bach**

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2009):** Norddeutsche Erdgasleitung (NEL), Baulos 3, L 231 - K 26, Baugrundgutachten vom 30.01.2009, Projekt-Nr. 08/2004 (unveröffentlicht).

**Standort 177: Wotrumer Mühlenbach**

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2009):** Norddeutsche Erdgasleitung (NEL), Baulos 3, L 231 - K 26, Baugrundgutachten vom 30.01.2009, Projekt-Nr. 08/2004 (unveröffentlicht).

**Standort 178: Gräben bei Kadow / Groß Niendorf**

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2009):** Norddeutsche Erdgasleitung (NEL), Baulos 5, K 24 (Below) bis K 30 (Banzkow), Baugrundgutachten vom 30.01.2009, Projekt-Nr. 08/2004 (unveröffentlicht).

**Standort 179: Warnow bei Crivitz**

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2009):** Norddeutsche Erdgasleitung (NEL), Baulos 5, K 24 (Below) bis K 30 (Banzkow), Baugrundgutachten vom 30.01.2009, Projekt-Nr. 08/2004 (unveröffentlicht).

**Standort 180: Teufelsbach bei Wessin**

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2009):** Norddeutsche Erdgasleitung (NEL), Baulos 5, K 24 (Below) bis K 30 (Banzkow), Baugrundgutachten vom 30.01.2009, Projekt-Nr. 08/2004 (unveröffentlicht).

**Standort 181: Bietnitz bei Sukow**

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2009):** Norddeutsche Erdgasleitung (NEL), Baulos 5, K 24 (Below) bis K 30 (Banzkow), Baugrundgutachten vom 30.01.2009, Projekt-Nr. 08/2004 (unveröffentlicht).

**Standort 182: Stör - Wasserstraße bei Banzkow**

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2009):** Norddeutsche Erdgasleitung (NEL), Baulos 5, K 24 (Below) bis K 30 (Banzkow), Baugrundgutachten vom 30.01.2009, Projekt-Nr. 08/2004 (unveröffentlicht).

**Standort 183: Boize bei Schwartow**

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2009):** Norddeutsche Erdgasleitung NEL, Lubmin (MV) nach Hittbergen (NI), Los 7, Querung der Boize, Baugrundgutachten vom 27. März 2009, Projekt-Nr. 08/2004 (unveröffentlicht).

**Standort 184: Schaale bei Zahrendorf**

**BAUGRUND STRALSUND ING.-GESELLSCHAFT (2009):** Norddeutsche Erdgasleitung NEL, Lubmin (MV) nach Hittbergen (NI), Los 7, Querung der Schaale, Baugrundgutachten vom 31. März 2009, Projekt-Nr. 08/2004 (unveröffentlicht).



## Verzeichnisse

### Abbildungsverzeichnis

Abb. 2.1: Übersicht über die wesentlichen Abbau- und Umwandlungsprozesse org. Substanz .....	10
Abb. 2.2: Modell der Doppelschicht nach STERN (1924) .....	13
Abb. 2.3: Glühverluste der Mudden Mecklenburg-Vorpommerns .....	14
Abb. 2.4: Exemplarische Körnungsbänder von Silikat- und Kalkmudden .....	16
Abb. 2.5: Bodenstruktur von Kalkmudden .....	17
Abb. 2.6: Bodenstruktur von Silikat- und Organomudden .....	17
Abb. 2.7: Detailaufnahmen von Torfen unterschiedlichen Zersetzungsgrades .....	20
Abb. 2.8: Glühverluste der Torfe Mecklenburg-Vorpommerns .....	21
Abb. 2.9: Schnitt durch die Unterwarnow bei Rostock .....	24
Abb. 2.10: Schnitt durch das Mühlenbach-Tal östlich von Schwerin .....	25
Abb. 2.11: Schnitt durch die Trebelniederung bei Wotenick / Demmin .....	26
Abb. 2.12: Bohrprofil aus dem Meinigenstrom nördlich von Barth .....	27
Abb. 2.13: Bautechnische Bodenklassifizierung nach DIN 1054 (2010) .....	28
Abb. 2.14: Übersicht über Bauverfahren auf organischen (gering tragfähigen) Böden .....	29
Abb. 2.15: Prinzipskizze für eine Verdrängungsschüttung .....	29
Abb. 2.16: Prinzipskizze für einen vollständigen Bodenaushub .....	30
Abb. 2.17: Prinzipskizze für eine Gründung auf vermörtelten Stopfsäulen .....	30
Abb. 2.18: Prinzipskizze des Überschüttverfahrens (Dammquerschnitt im Endzustand) .....	31
Abb. 2.19: Prinzipskizze des Überschüttverfahrens (Dammquerschnitt im Planungszustand) .....	32
Abb. 2.20: Überschüttung: Setzungsbeschleunigung mit $h_2 = 1,0$ m .....	33
Abb. 2.21: Überschüttung: Setzungsbeschleunigung mit $h_2 = 2,0$ m .....	33
Abb. 4.1: Korndichten der Glührückstände organischer Böden aus Mecklenburg-Vorpommern .....	45
Abb. 4.2: Zeit-Setzungsverlauf bzw. linearisierter Zeitsetzungsverlauf einer Schweriner Kalkmudde .	59
Abb. 4.3: Linearisierte Zeit-Setzungs-Diagramme .....	60
Abb. 5.1: Wassergehalt in Abhängigkeit des Glühverlustes für Torf, H1-4 .....	65
Abb. 5.2: Wassergehalt in Abhängigkeit des Glühverlustes für Torf, H5-7 .....	66
Abb. 5.3: Wassergehalt in Abhängigkeit des Glühverlustes für Torf, H8-10 .....	66
Abb. 5.4: Wassergehalt in Abhängigkeit des Glühverlustes für Silikat- und Organomudden .....	66
Abb. 5.5: Wassergehalt in Abhängigkeit des Glühverlustes für Kalkmudden .....	67
Abb. 5.6: Plastizitätsdiagramm .....	67
Abb. 5.7: Fließgrenze in Abhängigkeit des Glühverlustes für Silikat- und Kalkmudden .....	68
Abb. 5.8: Plastizitätszahl in Abhängigkeit des Glühverlustes für Silikat- und Kalkmudden .....	68
Abb. 5.9: Wassergehalt in Abhängigkeit der Überlagerungsspannung für Torf, H1-4 .....	69
Abb. 5.10: Wassergehalt in Abhängigkeit der Überlagerungsspannung für Torf, H5-7 .....	70
Abb. 5.11: Wassergehalt in Abhängigkeit der Überlagerungsspannung für Torf, H8-10 .....	70
Abb. 5.12: Wassergehalt in Abhängigkeit der Überlagerungsspannung für Silikat- und .....	71
Abb. 5.13: Wassergehalt in Abhängigkeit der Überlagerungsspannung für Kalkmudden .....	71
Abb. 5.14: Wassergehalt / Glühverlust in Abhängigkeit der effektiven Vertikalspannungen .....	72
Abb. 5.15: Feucht- und Trockendichte in Abhängigkeit des Wassergehaltes für Torfe, H1-10 .....	73
Abb. 5.16: Feucht- und Trockendichte in Abhängigkeit des Wassergehaltes für Kalkmudden .....	74
Abb. 5.17: Feucht- und Trockendichte in Abhängigkeit des Wassergehaltes für Silikat- und Organomudden .....	74
Abb. 5.18: Korndichte in Abhängigkeit des Glühverlustes für Torfe, H1-4 .....	75
Abb. 5.19: Korndichte in Abhängigkeit des Glühverlustes für Torfe, H5-7 .....	76
Abb. 5.20: Korndichte in Abhängigkeit des Glühverlustes für Torfe, H8-10 .....	76
Abb. 5.21: Korndichte in Abhängigkeit des Glühverlustes für Torfe, H1-10 .....	76
Abb. 5.22: Korndichte in Abhängigkeit des Glühverlustes für Kalkmudden .....	77
Abb. 5.23: Korndichte in Abhängigkeit des Glühverlustes für Silikat- und Organomudden .....	77
Abb. 5.24: Vergleich des 95%-VB gemäß Abb. 5.21 mit Literaturangaben für Torfe .....	78
Abb. 5.25: Vergleich des 95%-VB gemäß Abb. 5.22 mit Literaturangaben für Kalkmudden .....	78
Abb. 5.26: Vergleich des 95%-VB gemäß Abb. 5.23 mit Literaturangaben für Silikat- und Organomudden .....	79
Abb. 5.27: Porenanteil und wassergefüllter Porenanteil in Abhängigkeit des Wassergehaltes für Torfe, H1-10 .....	80

Abb. 5.28: Porenanteil und wassergefüllter Porenanteil in Abhängigkeit des Wassergehaltes für Kalkmudden .....	80
Abb. 5.29: Porenanteil und wassergefüllter Porenanteil in Abhängigkeit des Wassergehaltes für Silikat- und Organomudden.....	81
Abb. 5.30: Mittelwerte der Bestimmungen der Porenanteile und der Festsubstanz .....	82
Abb. 5.31: Porengrößenverteilungen aus SCHEFFER / SCHACHTSCHABEL (1998) .....	82
Abb. 5.32: Porenzahl in Abhängigkeit des Wassergehaltes für Torfe, H1-10.....	84
Abb. 5.33: Porenzahl in Abhängigkeit des Wassergehaltes für Kalkmudden .....	84
Abb. 5.34: Porenzahl in Abhängigkeit des Wassergehaltes für Silikat- und Organomudden .....	84
Abb. 5.35: Vergleich des 95%-VB für Torfe, H1-10 mit Literaturangaben .....	85
Abb. 5.36: Vergleich des 95%-VB für Silikat- und Organomudden mit Literaturangaben.....	85
Abb. 5.37: Vergleich des 95%-VB für Kalkmudden mit Literaturangaben .....	85
Abb. 5.38: Feuchtwichte in Abhängigkeit des Wassergehaltes bzw. der Porenzahl für Torfe, H1-10..	86
Abb. 5.39: Feuchtwichte in Abhängigkeit des Wassergehaltes bzw. der Porenzahl für Kalkmudden..	87
Abb. 5.40: Feuchtwichte in Abhängigkeit des Wassergehaltes bzw. der Porenzahl für Silikat- und Organomudden .....	87
Abb. 5.41: Wichte unter Auftrieb in Abhängigkeit des Wassergehaltes bzw. der Porenzahl für Torfe, H1-10.....	88
Abb. 5.42: Wichte unter Auftrieb in Abhängigkeit des Wassergehaltes bzw. der Porenzahl für Kalkmudden.....	88
Abb. 5.43: Wichte unter Auftrieb in Abhängigkeit des Wassergehaltes bzw. der Porenzahl für Silikat- und Organomudden .....	89
Abb. 5.44: Sättigungswichte in Abhängigkeit des Wassergehaltes bzw. der Porenzahl für Torfe, H1-10.....	89
Abb. 5.45: Sättigungswichte in Abhängigkeit des Wassergehaltes bzw. der Porenzahl für Kalkmudden.....	90
Abb. 5.46: Sättigungswichte in Abhängigkeit des Wassergehaltes bzw. der Porenzahl für Silikat- und Organomudden .....	90
Abb. 5.47: Vergleich des 95%-VB für Torfe, H1-10 mit Literaturangaben .....	91
Abb. 6.1: Spannungsrichtungen am Bodenelement.....	94
Abb. 6.2: Anteile der totalen Spannungen im Baugrund bei Grundwassereinfluss .....	97
Abb. 6.3: Einflussbeiwert nach dem Trapezlastverfahren für Dammlasten .....	98
Abb. 6.4: Einflussbeiwert der Spannungsverteilung für eine Baustraße .....	98
Abb. 6.5: Einflussbeiwert der Spannungsverteilung für eine Arbeitsebene .....	99
Abb. 6.6: Einflussbeiwert der Spannungsverteilung für ein Deichbauwerk.....	99
Abb. 6.7: Zeitsetzungsverlauf organischer Böden (Beispiel) .....	100
Abb. 6.8: Volumenkonstante Anfangsschubverformung (Prinzipskizze) .....	101
Abb. 6.9: Druck-Stauchungslinien für organische Erdstoffe im einaxialen Druckversuch .....	106
Abb. 6.10: Verhältniswerte $E_u/c_u$ .....	107
Abb. 6.11: Verformungen bei Eindimensionalen Kompressionsversuchen mit behinderter Seitendehnung .....	108
Abb. 6.12: Definition des Steifemoduls .....	109
Abb. 6.13: Linearer Verlauf der Druck-Setzungslinie im Erstbelastungsbereich .....	110
Abb. 6.14: Isochronendarstellung für organische Erdstoffe .....	111
Abb. 6.15: Steifebeiwert $v_{e,eoc}$ in Abhängigkeit des Wassergehaltes .....	113
Abb. 6.16: Steifebeiwert $v_{e,24h}$ in Abhängigkeit des Wassergehaltes .....	113
Abb. 6.17: Steifebeiwert $v_{e,eoc}$ in Abhängigkeit der Porenzahl .....	114
Abb. 6.18: Steifebeiwert $v_{e,24h}$ in Abhängigkeit der Porenzahl .....	114
Abb. 6.19: Verhältniswerte $E_{oed,2}/E_{oed,1}$ in Abhängigkeit des OCR für Torfe, H1-10.....	116
Abb. 6.20: Verhältniswerte $E_{oed,2}/E_{oed,1}$ in Abhängigkeit des OCR für Kalkmudden .....	116
Abb. 6.21: Verhältniswerte $E_{oed,2}/E_{oed,1}$ in Abhängigkeit des OCR für Silikat- / Organomudden.....	117
Abb. 6.22: Zeit-Setzungsverläufe organischer Böden (Laborversuche) .....	119
Abb. 6.23: Zusammenhang zwischen dem Konsolidationsgrad U und dem Zeitfaktor $T_v$ .....	120
Abb. 6.24: Länge der maßgeblichen Dränwege $L_d$ .....	121
Abb. 6.25: Länge der maßgeblichen Dränwege $L_d$ im Falle einer überlagernden Deckschicht .....	121
Abb. 6.26: Wasserdurchlässigkeitsbeiwert-Spannungsdiagramme (doppelt logarithmisch) für organische Böden (Laborversuche) .....	124
Abb. 6.27: Wertepaare Wassergehalt-Wasserdurchlässigkeitsbeiwert bei Referenzspannung.....	125
Abb. 6.28: Wertepaare Porenzahl-Wasserdurchlässigkeitsbeiwert bei Referenzspannung.....	125
Abb. 6.29: Wertepaare Wassergehalt-Wasserdurchlässigkeitsbeiwertsexponent.....	125
Abb. 6.30: Wertepaare Porenzahl-Wasserdurchlässigkeitsbeiwertsexponent .....	126

Abb. 6.31: Wasserdurchlässigkeitsbeiwert bei Referenzspannung $p^{\text{ref}} = 100 \text{ kN/m}^2$ .....	126
Abb. 6.32: Wasserdurchlässigkeitsbeiwertsexponenten .....	127
Abb. 6.33: Spannungsabhängige Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte für Torfe (mittlere Werte).....	128
Abb. 6.34: Spannungsabhängige Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte für Mudden (mittlere Werte).....	128
Abb. 6.35: Konsolidationsbeiwerte für Torfe, H 1-4 .....	130
Abb. 6.36: Konsolidationsbeiwerte für Torfe, H 5-7 .....	131
Abb. 6.37: Konsolidationsbeiwerte für Torfe, H 8-10 .....	131
Abb. 6.38: Konsolidationsbeiwerte für Kalkmudden.....	132
Abb. 6.39: Konsolidationsbeiwerte für Silikat- und Organomudden.....	132
Abb. 6.40: Kriechbeiwert nach BUISMANN in Abhängigkeit des Glühverlustes .....	133
Abb. 6.41: Kriechbeiwert nach BUISMANN in Abhängigkeit des Wassergehaltes .....	134
Abb. 6.42: Kriechbeiwert nach BUISMANN in Abhängigkeit der Porenzahl.....	134
Abb. 6.43: Sekundärsetzungsbeiwert in Abhängigkeit des Glühverlustes .....	135
Abb. 6.44: Sekundärsetzungsbeiwert in Abhängigkeit des Wassergehaltes .....	135
Abb. 6.45: Sekundärsetzungsbeiwert in Abhängigkeit der Porenzahl .....	136
Abb. 6.46: Verhältniswerte $c_u/C_C$ .....	137
Abb. 6.47: Definitionen verschiedener Modellparameter für numerische Berechnungen.....	138
Abb. 6.48: Modified compression index in Abhängigkeit des Wassergehaltes.....	140
Abb. 6.49: Modified compression index in Abhängigkeit der Porenzahl .....	140
Abb. 6.50: Modified swelling index in Abhängigkeit des Wassergehaltes .....	142
Abb. 6.51: Modified swelling index in Abhängigkeit der Porenzahl.....	142
Abb. 6.52: Verhältniswerte $\lambda^*/\kappa^*$ .....	143
Abb. 6.53: Modified creep index in Abhängigkeit des Glühverlustes .....	144
Abb. 6.54: Modified creep index in Abhängigkeit des Wassergehaltes .....	144
Abb. 6.55: Modified creep index in Abhängigkeit der Porenzahl.....	144
Abb. 6.56: Verhältniswerte $\lambda^*/\mu^*$ .....	145
Abb. 6.57: Kompressionsbeiwert in Abhängigkeit des Wassergehaltes .....	146
Abb. 6.58: Kompressionsbeiwert in Abhängigkeit der Porenzahl .....	146
Abb. 6.59: Vergleiche der 95%-Vertrauensbereiche aus den Abb. 6.57 und 6.58 mit Literatur- angaben.....	147
Abb. 6.60: Rekompansionsbeiwert in Abhängigkeit des Wassergehaltes .....	148
Abb. 6.61: Rekompansionsbeiwert in Abhängigkeit der Porenzahl .....	148
Abb. 6.62: Schwellbeiwert in Abhängigkeit des Wassergehaltes.....	149
Abb. 6.63: Schwellbeiwert in Abhängigkeit der Porenzahl.....	149
Abb. 6.64: Beiwert ( $c_k$ ) in Abhängigkeit des Wassergehaltes für Torfe, H1-10.....	150
Abb. 6.65: Beiwert ( $c_k$ ) in Abhängigkeit der Porenzahl für Torfe, H1-10.....	151
Abb. 6.66: Beiwert ( $c_k$ ) in Abhängigkeit des Wassergehaltes für Kalkmudden.....	151
Abb. 6.67: Beiwert ( $c_k$ ) in Abhängigkeit der Porenzahl für Kalkmudden .....	151
Abb. 6.68: Beiwert ( $c_k$ ) in Abhängigkeit des Wassergehaltes für Silikat- und Organomudden.....	152
Abb. 6.69: Beiwert ( $c_k$ ) in Abhängigkeit der Porenzahl für Silikat- und Organomudden .....	152
Abb. 7.1: Spannungs-Scherfestigkeits-Diagramm .....	153
Abb. 7.2: Beispieldarstellung für "Alterung" an Probe 108-047: Torf, H1-4, $c_u = 0,436$ .....	155
Abb. 7.3: Nachweisführung am Beispiel einer Dammschüttung aus 3 Schüttlagen .....	157
Abb. 7.4: Merkmalsanalysen bzgl. der dränierten Winkel der inneren Reibung .....	158
Abb. 7.5: $\tau$ - $\sigma$ -Diagramm für Torfe, H1-4 .....	158
Abb. 7.6: $\tau$ - $\sigma$ -Diagramm für Torfe, H 5-7 .....	159
Abb. 7.7: $\tau$ - $\sigma$ -Diagramm für Torfe, H 8-10 .....	159
Abb. 7.8: $\tau$ - $\sigma$ -Diagramm für Kalkmudden .....	159
Abb. 7.9: $\tau$ - $\sigma$ -Diagramm für Silikatmudden .....	160
Abb. 7.10: Merkmalsanalysen bzgl. der dränierten Kohäsion.....	163
Abb. 7.11: Undränierter Scherfestigkeit in Abhängigkeit des Wassergehaltes für Torf, H1-4 .....	166
Abb. 7.12: Undränierter Scherfestigkeit in Abhängigkeit der Porenzahl für Torf, H1-4.....	166
Abb. 7.13: Undränierter Scherfestigkeit in Abhängigkeit des Wassergehaltes für Torf, H5-7 .....	166
Abb. 7.14: Undränierter Scherfestigkeit in Abhängigkeit der Porenzahl für Torf, H5-7.....	166
Abb. 7.15: Undränierter Scherfestigkeit in Abhängigkeit des Wassergehaltes für Torf, H8-10 .....	167
Abb. 7.16: Undränierter Scherfestigkeit in Abhängigkeit der Porenzahl für Torf, H8-10.....	167
Abb. 7.17: Undränierter Scherfestigkeit in Abhängigkeit des Wassergehaltes für Kalkmudde.....	167
Abb. 7.18: Undränierter Scherfestigkeit in Abhängigkeit der Porenzahl für Kalkmudde.....	167
Abb. 7.19: Undränierter Scherfestigkeit in Abhängigkeit des Wassergehaltes für Silikat- und Organomudden .....	168

Abb. 7.20: UndrÄnierte Scherfestigkeit in AbhÄngigkeit der Porezahl fÄr Silikat- und Organomudden .....	168
Abb. 7.21: Vergleich der Versuchswerte $w-c_u$ mit Literaturangaben fÄr Kalkmudden .....	168
Abb. 7.22: Vergleich der Versuchswerte $w-c_u$ mit Literaturangaben fÄr Silikat- und Organomudden .....	168
Abb. 7.23: Vergleich der Versuchswerte $e-c_u$ mit Literaturangaben fÄr Torfe .....	169
Abb. 7.24: Vergleich der Versuchswerte $e-c_u$ mit Literaturangaben fÄr Kalkmudden .....	169
Abb. 7.25: Vergleich der Versuchswerte $e-c_u$ mit Literaturangaben fÄr Silikat- / Organomudden .....	170
Abb. 7.26: Merkmalsanalyse bzgl. der undrÄnierten Scherfestigkeit .....	171

## Tabellenverzeichnis

Tab. 2.1: Ermittlung des Zersetzungsgrades nach DIN 19682-12 (2007) .....	19
Tab. 2.2: Einstufung des Zersetzungsgrades bzw. der Zersetzungsstufe .....	20
Tab. 2.3: Geologische Übersicht über die Weichsel-Eiszeit .....	22
Tab. 2.4: Geologische Übersicht über das HolozÄn .....	23
Tab. 4.1: Probenumfang .....	44
Tab. 4.2: GerÄtekenngroÖen der verwendeten Ödometeranlagen .....	47
Tab. 4.3: Übersicht über die zur Validierung genutzten baubegleitenden Setzungs- und Porenwasserdruckmessungen .....	58
Tab. 4.4: Übersicht über die abgeleiteten Parameter fÄr analytische Setzungs- und Zeitsetzungs-berechnungen .....	61
Tab. 4.5: Übersicht über die abgeleiteten Parameter fÄr numerische Verformungsberechnungen mit dem Soft-Soil-Creep-Stoffgesetz .....	62
Tab. 5.1: Zusammenstellung der Parameter zur Ermittlung der Feuchtwichten [ $\text{kN/m}^3$ ] .....	92
Tab. 5.2: Zusammenstellung der Parameter zur Ermittlung der Wichten unter Auftrieb [ $\text{kN/m}^3$ ] .....	92
Tab. 5.3: Zusammenstellung der Parameter zur Ermittlung der SÄttigungswichten [ $\text{kN/m}^3$ ] .....	92
Tab. 6.1: Zusammenstellung der Parameter zur Ermittlung der Steifebeiwerte $v_{e,eoc}$ .....	115
Tab. 6.2: Zusammenstellung der Parameter zur Ermittlung der Steifebeiwerte $v_{e,24h}$ .....	115
Tab. 6.3: Zusammenstellung der Parameter zur Ermittlung der Kriechbeiwerte nach BUISMANN .....	134
Tab. 6.4: Zusammenstellung der Parameter zur Ermittlung der Kriechbeiwerte nach BUISMANN .....	135
Tab. 6.5: Zusammenstellung der Parameter zur Ermittlung des SekundÄrsetzungsbeiwertes .....	136
Tab. 6.6: Zusammenstellung der Parameter zur Ermittlung des SekundÄrsetzungsbeiwertes .....	136
Tab. 6.7: Zusammenstellung der Parameter zur Ermittlung des Modified compression index .....	141
Tab. 6.8: Zusammenstellung der Parameter zur Ermittlung des Modified swelling index .....	142
Tab. 6.9: Zusammenstellung der Parameter zur Ermittlung des Modified creep index .....	145
Tab. 6.10: Zusammenstellung der Parameter zur Ermittlung des Modified creep index .....	145
Tab. 6.11: Zusammenstellung der Parameter zur Ermittlung des Kompressionsbeiwertes .....	147
Tab. 6.12: Zusammenstellung der Parameter zur Ermittlung des Rekompansionsbeiwertes .....	148
Tab. 6.13: Zusammenstellung der Parameter zur Ermittlung des Schwellbeiwertes .....	149
Tab. 6.14: Zusammenstellung der Parameter zur Ermittlung des Beiwertes "change of permeability" .....	152
Tab. 7.1: Ergebnisse bzgl. der drÄnierten Winkel der inneren Reibung .....	160
Tab. 7.2: Ergebnisse bzgl. der drÄnierten KohÄsion .....	163
Tab. 8.1: Ergebnisse der Laboruntersuchungen (Mittelwerte aus n Versuchen) fÄr das Bauvorhaben "SFS Dassow" .....	172
Tab. 8.2: Abgeleitete Bodenkennwerte fÄr analytische Berechnungen fÄr das Bauvorhaben "SFS Dassow" .....	173
Tab. 8.3: SpannungszustÄnde und Konsolidationsbeiwerte fÄr analytische Berechnungen das Bauvorhaben "SFS Dassow" .....	173
Tab. 8.4: Ergebnisse der analytischen Setzungs- und Zeitsetzungsberechnungen fÄr das Bauvorhaben "SFS Dassow" .....	174
Tab. 8.5: Ergebnisse der analytischen Setzungs- und Zeitsetzungsberechnungen fÄr das Bauvorhaben "SFS Dassow" .....	174
Tab. 8.6: Abgeleitete spannungsunabhÄngige Bodenkennwerte fÄr numerische Berechnungen (SSC-Soffgesetz) fÄr das Bauvorhaben "SFS Dassow" .....	175

Tab. 8.7: Initiale Spannungszustände und spannungsabhängige, initiale Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte für numerische Berechnungen für das Bauvorhaben "SFS Dassow" .....	175
Tab. 8.8: Ergebnisse der numerischen Zeitsetzungsberechnungen für den Teil Stepenitz des Bauvorhabens "SFS Dassow" .....	176
Tab. 8.9: Ergebnisse der numerischen Zeitsetzungsberechnungen für den Teil B 105 des Bauvorhabens "SFS Dassow" .....	176
Tab. 8.10: Abgeleitete Scherparameter für analytische Berechnungen für das Bauvorhaben "SFS Dassow" .....	176
Tab. 8.11: Ergebnisse der analytischen Standsicherheitsberechnungen für das Bauvorhaben "SFS Dassow" .....	177
Tab. 8.12: Ergebnisse der Laboruntersuchungen (Mittelwerte aus n Versuchen) für das Bauvorhaben "SFS Ueckermünde" .....	178
Tab. 8.13: Abgeleitete Bodenkennwerte für analytische Berechnungen für das Bauvorhaben "SFS Ueckermünde" .....	178
Tab. 8.14: Spannungszustände und Konsolidationsbeiwerte für das Bauvorhaben .....	179
Tab. 8.15: Ergebnisse der analytischen Setzungs- und Zeitsetzungsberechnungen SP 1 - SP 3 für das Bauvorhaben "SFS Ueckermünde" .....	180
Tab. 8.16: Ergebnisse der analytischen Setzungs- und Zeitsetzungsberechnungen SP 4 SP 6 für das Bauvorhaben "SFS Ueckermünde" .....	180
Tab. 8.17: Ergebnisse der analytischen Setzungs- und Zeitsetzungsberechnungen SP 7 - SP 8 für das Bauvorhaben "SFS Ueckermünde" .....	181
Tab. 8.18: Abgeleitete spannungsunabhängige Bodenkennwerte für numerische Berechnungen (SSC-Stoffgesetz) für das Bauvorhaben "SFS Ueckermünde" .....	181
Tab. 8.19: Initiale Spannungszustände und spannungsabhängige, initiale Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte für das Bauvorhaben "SFS Ueckermünde" .....	181
Tab. 8.20: Ergebnisse der numerischen Zeitsetzungsberechnungen SP 1 - 3 für das Bauvorhaben "SFS Ueckermünde" .....	182
Tab. 8.21: Ergebnisse der numerischen Zeitsetzungsberechnungen SP 4 - 6 für das Bauvorhaben "SFS Ueckermünde" .....	182
Tab. 8.22: Ergebnisse der numerischen Zeitsetzungsberechnungen SP 7 - 8 für das Bauvorhaben "SFS Ueckermünde" .....	183
Tab. 8.23: Abgeleitete Scherparameter für analytische Berechnungen für das Bauvorhaben "SFS Ueckermünde" .....	183
Tab. 8.24: Ergebnisse der analytischen Standsicherheitsberechnungen für das Bauvorhaben "SFS Ueckermünde" .....	184
Tab. 8.25: Ergebnisse der Laboruntersuchungen (Mittelwerte aus n Versuchen) für das Bauvorhaben "B 197, Brücke Landgraben" .....	184
Tab. 8.26: Abgeleitete Bodenkennwerte für analytische Berechnungen für das Bauvorhaben "B 197, Brücke Landgraben" .....	185
Tab. 8.27: Spannungszustände und Konsolidationsbeiwerte für das Bauvorhaben "B 197, Brücke Landgraben" .....	185
Tab. 8.28: Ergebnisse der analytischen Setzungs- und Zeitsetzungsberechnungen für das Bauvorhaben "B 197, Brücke Landgraben" .....	186
Tab. 8.29: Abgeleitete spannungsunabhängige Bodenkennwerte für numerische Berechnungen (SSC-Stoffgesetz) für das Bauvorhaben "B 197, Brücke Landgraben" .....	186
Tab. 8.30: Ergebnisse der numerischen Zeitsetzungsberechnungen für das Bauvorhaben "B 197, Brücke Landgraben" .....	187
Tab. 8.31: Abgeleitete Scherparameter für analytische Berechnungen für das Bauvorhaben "B 197, Brücke Landgraben" .....	187
Tab. 8.32: Ergebnisse der analytischen Standsicherheitsberechnungen für das Bauvorhaben "B 197, Brücke Landgraben" .....	188
Tab. 8.33: Ergebnisse der Laboruntersuchungen (Mittelwerte aus n Versuchen) für das Bauvorhaben "BAB A14, Talbrücke Mühlenbach" .....	189
Tab. 8.34: Abgeleitete Bodenkennwerte für analytische Berechnungen für das Bauvorhaben "BAB A14, Talbrücke Mühlenbach" .....	189
Tab. 8.35: Spannungszustände und Konsolidationsbeiwerte für analytische Berechnungen für das Bauvorhaben "BAB A14, Talbrücke Mühlenbach" .....	190
Tab. 8.36: Ergebnisse der analytischen Setzungs- und Zeitsetzungsberechnungen für das Bauvorhaben "BAB A14, Talbrücke Mühlenbach", Achsen 60-80 .....	190
Tab. 8.37: Ergebnisse der analytischen Setzungs- und Zeitsetzungsberechnungen für das Bauvorhaben "BAB A14, Talbrücke Mühlenbach", Achsen 90*-130 .....	191

Tab. 8.38: Abgeleitete spannungsunabhängige Bodenkennwerte für numerische Berechnungen (SSC-Stoffgesetz) für das Bauvorhaben "BAB A14, Talbrücke Mühlenbach" .....	192
Tab. 8.39: Initiale Spannungszustände und spannungsabhängige, initiale Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte für das Bauvorhaben "BAB A14, Talbrücke Mühlenbach" .....	192
Tab. 8.40: Ergebnisse der numerischen Zeitsetzungsberechnungen für das Bauvorhaben "BAB A14, Talbrücke Mühlenbach", Achsen 60-80 .....	192
Tab. 8.41: Ergebnisse der numerischen Zeitsetzungsberechnungen für das Bauvorhaben "BAB A14, Talbrücke Mühlenbach", Achsen 90-130 .....	193
Tab. 8.42: Abgeleitete Scherparameter für analytische Berechnungen für das Bauvorhaben "BAB A14, Talbrücke Mühlenbach" .....	193
Tab. 8.43: Ergebnisse der analytischen Standsicherheitsberechnungen für das Bauvorhaben "BAB A14, Talbrücke Mühlenbach" .....	194
Tab. 8.44: Ergebnisse der Laboruntersuchungen (Mittelwerte aus n Versuchen) für das Bauvorhaben "BAB A14, Talbrücke Liessow" .....	195
Tab. 8.45: Abgeleitete Bodenkennwerte für analytische Berechnungen für das Bauvorhaben "BAB A14, Talbrücke Liessow" .....	195
Tab. 8.46: Spannungszustände und Konsolidationsbeiwerte für das Bauvorhaben "BAB A 14, Talbrücke Liessow" .....	196
Tab. 8.47: Ergebnisse der analytischen Setzungs- und Zeitsetzungsberechnungen für das Bauvorhaben "BAB A14, Talbrücke Liessow" .....	196
Tab. 8.48: Abgeleitete spannungsunabhängige Bodenkennwerte für numerische Berechnungen (SSC-Stoffgesetz) für das Bauvorhaben "BAB A14, Talbrücke Liessow" .....	197
Tab. 8.49: Initiale Spannungszustände und spannungsabhängige, initiale Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte für das Bauvorhaben "BAB A14, Talbrücke Liessow" .....	197
Tab. 8.50: Ergebnisse der numerischen Zeitsetzungsberechnungen für das Bauvorhaben "BAB A14, Talbrücke Liessow" .....	197
Tab. 8.51: Abgeleitete Scherparameter für analytische Berechnungen für das Bauvorhaben "BAB A14, Talbrücke Liessow" .....	198
Tab. 8.52: Ergebnisse der analytischen Standsicherheitsberechnungen für das Bauvorhaben "BAB A14, Talbrücke Liessow" .....	198
Tab. 8.53: Abweichungen bei den analytischen Setzungsberechnungen .....	199
Tab. 8.54: Vergleich der berechneten und gemessenen Konsolidationszeiträume .....	201
Tab. 8.55: Abweichungen bei den numerischen Setzungsberechnungen .....	202
Tab. 8.56: Ergebnisse der numerischen Zeitsetzungsberechnungen (SLS) unter Ansatz der oberen 95%-Vertrauensbereiche für SFS Ueckermünde, SP 6 .....	204
Tab. 8.57: Ergebnisse der numerischen Zeitsetzungsberechnungen (SLS) unter Ansatz der oberen 95%-Vertrauensbereiche für Talbrücke Liessow, Achse 40-50 .....	204
Tab. 8.58: Ausnutzungsfaktoren ohne Einrechnung von Sicherheiten .....	205
Tab. 9.1: Vorbelastungsgrade organischer Erdstoffe als Grundlage der Zuordnung charakteristischer Bodenkennwerte (Werte gerundet) .....	208
Tab. 9.2: Charakteristische Bodenkennwerte: Feuchtwichte $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ] .....	209
Tab. 9.3: Charakteristische Bodenkennwerte: Wichte unter Auftrieb $\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ] .....	210
Tab. 9.4: Charakteristische Bodenkennwerte: Sättigungswichte $\gamma_R$ [kN/m <sup>3</sup> ] .....	210
Tab. 9.5: Charakteristische Bodenkennwerte für analytische Setzungsberechnungen (SLS) .....	211
Tab. 9.6: Charakteristische Bodenkennwerte für analytische Zeitsetzungsberechnungen (SLS) .....	212
Tab. 9.7: Charakteristische Bodenkennwerte für numerische Berechnungen (SLS) .....	212
Tab. 9.8: Charakteristische Bodenkennwerte für Nachweise der Tragfähigkeit (ULS) .....	213

## Verzeichnis verwendeter Abkürzungen

ASCE	American Society of Civil Engineers
DEGEBO	Deutsche Gesellschaft für Bodenmechanik
EAU	Empfehlungen des Arbeitsausschusses "Ufereinfassungen" Häfen und Wasserstraßen
EBGEO	Empfehlungen für den Entwurf und die Berechnung von Erdkörpern mit Bewehrungen aus Geokunststoffen
EINAX	Einaxialer Druckversuch nach DIN 18136
EOC	End of Consolidation
EOP	End of Primary Consolidation
EVB	Empfehlungen "Verformungen des Baugrunds bei baulichen Anlagen"
FG	Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen e.V.
FGSV	Forschungsgesellschaft für Straßenbau und Verkehrswesen e.V.
Fh	Organomudde
Fk	Kalkmudde
Fm	Silikatmudde
GZ	Grenzzustand
H1-10	Torf, Zersetungsgrad 1-10 nach VON POST (1924)
H1-4	Torf, Zersetungsgrad 1-4 nach VON POST (1924)
H5-7	Torf, Zersetungsgrad 5-7 nach VON POST (1924)
H8-10	Torf, Zersetungsgrad 8-10 nach VON POST (1924)
LVT	Laborflügelsonde (Laboratory vane test)
MSL	Multi Stage Loading
OBS	Organische Bodensubstanz
SLS	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (Serviceability limit state)
ULS	Grenzzustand der Tragfähigkeit (Ultimate limit state)

## Verzeichnis der verwendeten Formelzeichen

Formelzeichen	Benennung / Definition	Einheit
$\alpha, \beta$	Winkel	[°], [rad]
$\alpha_T$	Umrechnungsfaktor nach DIN ISO/TS 17892-11	[-]
$\gamma$	Feuchtwichte	[kN/m <sup>3</sup> ]
$\gamma'$	Wichte unter Auftrieb	[kN/m <sup>3</sup> ]
$\gamma_i$	Teilsicherheitsbeiwert nach DIN 1054	[-]
$\gamma_R$	Sättigungswichte	[kN/m <sup>3</sup> ]
$\gamma_S$	Kornwichte	[kN/m <sup>3</sup> ]
$\gamma_{Sch}$	Wichte eines Schüttstoffes	[kN/m <sup>3</sup> ]
$\gamma_w$	Wichte des Wassers	[kN/m <sup>3</sup> ]
$\Delta u$	Porenwasserüberdruck	[kN/m <sup>2</sup> ]
$\varepsilon$	Bezogene Verformung / Deformation	[-]
$\varepsilon_H$	Bezogene, horizontale Probendeformation	[-]
$\varepsilon_V$	Bezogene, vertikale Probendeformation	[-]
$\varepsilon_{z,eoc}$	Bezogene Probendeformation nach Abschluss der Konsolidation	[-]
$\eta$	Globaler Sicherheitsbeiwert	[-]
$\kappa$	Swelling index (SS-Stoffgesetz)	[-]
$\kappa^*$	Modified swelling index (SSC-Stoffgesetz)	[-]
$\lambda$	Compression index (SS-Stoffgesetz)	[-]
$\lambda^*$	Modified compression index (SSC-Stoffgesetz)	[-]
$\mu$	Drehmoment	[kNm]
$\mu$	Korrekturfaktor nach DIN 4094-4	[-]
$\mu^*$	Modified creep index (SSC-Stoffgesetz)	[-]
$\nu$	Querdehnzahl	[-]
$\nu_{ij}$	Residuen	
$\xi$	Koeffizient $\sigma_i/\sigma_{max}$ im hyperbolischen Zeit-Setzungs-Diagramm	[-]
$\pi$	Phi ( $\approx 3,14$ )	[-]
$\rho$	Feuchtdichte nach DIN 18125-1	[g/cm <sup>3</sup> ]

Formelzeichen	Benennung / Definition	Einheit
$\rho_d$	Trockendichte nach DIN 18125-1	[g/cm <sup>3</sup> ]
$\rho_s$	Korndichte nach DIN 18124	[g/cm <sup>3</sup> ]
$\rho_w$	Dichte des Wassers	[g/cm <sup>3</sup> ]
$\sigma$	Totale Spannung	[kN/m <sup>2</sup> ]
$\sigma'$	Effektive Spannung	[kN/m <sup>2</sup> ]
$\sigma'_m$	Mittlere effektive Vertikalspannung	[kN/m <sup>2</sup> ]
$\sigma'_P$	effektive Vorlastspannung	[kN/m <sup>2</sup> ]
$\sigma'_ü$	Effektive Überlagerungsspannung aus Bodeneigenlast	[kN/m <sup>2</sup> ]
$\sigma'_z$	Effektive Vertikalspannung	[kN/m <sup>2</sup> ]
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	Hauptspannungen	[kN/m <sup>2</sup> ]
$\sigma_{atm}$	Atmosphärendruck = 100 kN/m <sup>2</sup>	[kN/m <sup>2</sup> ]
$\sigma_{ü}$	Totale Überlagerungsspannung aus Bodeneigenlast	[kN/m <sup>2</sup> ]
$\sigma_z$	Totale Vertikalspannung	[kN/m <sup>2</sup> ]
$\tau$	Scherfestigkeit	[kN/m <sup>2</sup> ]
$\varphi'$	Winkel der Inneren Reibung, dräniert	[°]
$\varphi_u$	Winkel der Inneren Reibung, undräniert	[°]
A	Fläche	[m <sup>2</sup> ]
$a_{ij}, b_{ij}$	Regressionsparameter	[--]
B	Porenwasserdruckkoeffizient nach SKEMPTON (1954)	[--]
b	Breite	[m]
$c'$	Kohäsion, dräniert	[kN/m <sup>2</sup> ]
$c_B$	Kriechbeiwert nach BUISMANN (1936)	[--]
$C_C$	Kompressionsbeiwert	[--]
$C_f$	Flügelscherfestigkeit nach DIN 4094-4	[kN/m <sup>2</sup> ]
$C_k$	Beiwert "Change Of Permeability" (SSC-Stoffgesetz)	[--]
$C_R$	Rekompressionsbeiwert	[--]
$C_S$	Schwellbeiwert	[--]
$c_u$	Undränierte Scherfestigkeit	[kN/m <sup>2</sup> ]
$c_v$	Konsolidationsbeiwert	[m <sup>2</sup> /s]
$c_\alpha$	Sekundärsetzungsbeiwert	[--]
d	Dicke	[m]
d	Flügeldurchmesser	[mm]
e	Porenzahl nach DIN 18125-1	[--]
$e_{eoc}$	Porenzahl nach Abschluss der Konsolidation	[--]
$E_{oed}$	Steifemodul	[kN/m <sup>2</sup> ]
$E_{oed,1}$	Steifemodul bei Erstbelastung	[kN/m <sup>2</sup> ]
$E_{oed,2}$	Steifemodul bei Wiederbelastung	[kN/m <sup>2</sup> ]
$E_{oed,24h}$	Steifemodul auf Grundlage der Verformungen nach 24h	[kN/m <sup>2</sup> ]
$E_{oed,eoc}$	Steifemodul auf Grundlage der Konsolidationssetzungen	[kN/m <sup>2</sup> ]
$E_{ref}$	Referenzsteifemodul	[kN/m <sup>2</sup> ]
$E_u$	Undräniertes Elastizitätsmodul bei $\nu = 0,5$	[kN/m <sup>2</sup> ]
$E_V$	Verformungsmodul nach DIN 18134	[kN/m <sup>2</sup> ]
F	Kraft	[kN]
f	Ausnutzungsgrad	[--]
$f_s$	Beiwert nach FGSV (1988)	[--]
$f_u, f_0$	Beiwerte nach EVB (1993)	[--]
g	Erdbeschleunigung (9,81 m/s <sup>2</sup> )	[m/s <sup>2</sup> ]
h	Gesamtschütthöhe bei Dämmen / Probenhöhe	[m], [mm]
$h_0$	nutzungsabhängige Schütthöhe	[m]
$h_1$	permanente Überschüttung zum Setzungsausgleich	[m]
$h_2$	temporäre Überschüttung	[m]
i	Einflussbeiwert	[--]
i	Hydraulisches Druckgefälle	[--]
$I_D$	Bezogene Lagerungsdichte	[--]
$I_P$	Plastizitätsindex nach DIN 18122-1	[--], [%]
$i_p$	Beiwert nach HARTLEN / WOLSKI (1996)	[--]
$k_{10}$	Wasserdurchlässigkeitsbeiwert bei $T = 10^\circ$	[m/s]



Formelzeichen	Benennung / Definition	Einheit
$k_h$	Wasserdurchlässigkeitsbeiwert in horizontaler Richtung	[m/s]
$k_{ref}$	Wasserdurchlässigkeitsbeiwert bei Referenzspannung	[m/s]
$k_T$	Wasserdurchlässigkeitsbeiwert bei Umgebungstemperatur	[m/s]
$k_v$	Wasserdurchlässigkeitsbeiwert in vertikaler Richtung	[m/s]
$L_d$	Länge des Dränwegs	[m]
$m$	Geradensteigung	[--]
$m_d$	Trockenmasse	[g]
$m_f$	Feuchtmasse	[g]
$m_{gl}$	Masse nach dem Glühen bei 550°C	[g]
$m_{k10}$	Wasserdurchlässigkeitsexponent	[--]
$M_{max}$	Maximales Drehmoment	[kNm]
$m_w$	Masse des Wassers	[g]
$n$	Porenanteil	[--], [%]
$n$	Stichprobenumfang	[--]
$n_a$	gasgefüllter Porenanteil	[--], [%]
$n_w$	wassergesättigter Porenanteil	[--], [%]
OCR	Over Consolidation Ratio	[--]
$p$	Druckhöhe	[kN/m <sup>2</sup> ]
$p^{ref}$	Referenzspannung	[kN/m <sup>2</sup> ]
$Q$	Durchfluss	[m <sup>3</sup> /s]
$q_u$	Einaxiale Druckfestigkeit nach DIN 18136	[kNm <sup>2</sup> ]
$R$	Spannbreite (Range)	
$r$	Korrelationskoeffizient	[--], [%]
$s$	Setzung	[cm], [m]
$s$	Standardabweichung	
$s_0$	Initialsetzung / Sofortsetzung	[cm], [m]
$s_1$	Primärsetzung / Konsolidationssetzung	[cm], [m]
$s_2$	Sekundärsetzung / Kriechsetzung	[cm], [m]
$s_{extr}$	Extrapolierter Setzungsbetrag	[cm], [m]
$s_{ij}$	Varianz	
$s_{ij}^2$	Restvarianz	
$s_t$	Setzungsbetrag zum Zeitpunkt $t$	[cm], [m]
$S_V$	Substanzanteil nach DIN 19683-13	[--]
$t$	Zeit	[s]
$t_{eoc}$	Zeitpunkt bei Abschluss der Konsolidation	[s]
$T_v$	Zeitfaktor für Zeitsetzungsberechnungen (Primärsetzungen)	[--]
$U$	Konsolidationsgrad	[--]
$u$	Porenwasserdruck $u = u_{GW} + \Delta u$	[kN/m <sup>2</sup> ]
$u_{GW}$	Hydrostatischer Porenwasserdruck	[kN/m <sup>2</sup> ]
$V$	Volumen	[cm <sup>3</sup> ]
$V_a$	Volumen gasgefüllter Poren	[cm <sup>3</sup> ]
$v_e$	Steifebeiwert nach OHDE (1939)	[--]
$V_{gl}$	Glühverlust nach DIN 18128	[--], [%]
$V_k$	Volumen der Festbestandteile des Bodens	[cm <sup>3</sup> ]
$V_n$	Porenvolumen	[cm <sup>3</sup> ]
$V_r$	Relativer Variationskoeffizient	[--], [%]
$V_w$	Volumen wassergesättigter Poren	[cm <sup>3</sup> ]
$w$	Wassergehalt nach DIN 18121	[--], [%]
$w_0$	Wassergehalt bezogen auf die Feuchtmasse	[--], [%]
$w_e$	Steifeexponent nach OHDE (1939)	[--]
$w_L$	Fließgrenze nach DIN 18122-1	[--], [%]
$w_P$	Plastizitätsgrenze nach DIN 18122-1	[--], [%]
$x$	Stichprobenwert	
$x, y, z$	Ortskoordinaten	[m]
$\bar{x}$	Mittelwert	

## Thesen

1. Bislang werden die Mudden in der DIN 18196 (2011) nur als eine einheitliche Bodengruppe erfasst (F). Bautechnisch sollten die Mudden in Silikat-, Kalk- und Organomudden unterteilt werden. Hierfür lassen sich bodenspezifisch unterschiedliche, charakteristische Bodenkennwerte angeben.
2. Bislang werden die Torfe in der DIN 18196 (2011) nur als gering zersetzte Torfe (HN) und als mäßig bis stark zersetzte Torfe (HZ) unterschieden. Bautechnisch sollten die Torfe entsprechend ihres Zersetzungsgrades in gering zersetzte Torfe (H1-4), mäßig zersetzte Torfe (H5-7) und in stark zersetzte Torfe (H8-10) unterteilt werden. Hierfür lassen sich bodenspezifisch unterschiedliche, charakteristische Bodenkennwerte angeben.
3. Bei den im Rahmen dieser Arbeit in Mecklenburg-Vorpommern entnommenen Mudden ist der größte Anteil den Silikatmudden zuzuordnen. Kalkmudden treten in geringerem Umfang auf, Organomudden sind nur untergeordnet anzutreffen.
4. In Mecklenburg-Vorpommern sind bei den Torfen am häufigsten mittlere Zersetzungsgrade festzustellen. Den geringsten Anteil stellen die gering zersetzten Torfe.
5. Oberflächennah weisen die Torfe häufig äußere Beeinflussungen auf, wie z.B. mechanische Einwirkungen oder eine temporäre Austrocknung, so dass diese oberen Schichten nicht repräsentativ für die bautechnisch maßgebenden tieferen Schichten sind. Dies ist bei der Probenentnahme für labortechnische Untersuchungen zu beachten.
6. Bei der Veraschung (Glühen bei  $T = 550^{\circ}\text{C}$ ) tritt insbesondere bei gering bis mäßig zersetzten Torfen eine Massenzunahme auf. Dies begründet sich in der Oxidation enthaltener Eisenverbindungen. Der so ermittelte Glühverlust weist daher geringere Anteile als der tatsächliche Kohlenstoffanteil aus.
7. Demgegenüber wird beim Veraschen insbesondere huminstoffreicher Torfe und Organomudden auch gebundenes Bodenwasser entzogen. Bei Kalk- und Silikatmudden oxidiert neben dem Kohlenstoff auch ein Teil des enthaltenen Kalziumkarbonats. Der so ermittelte Glühverlust zeigt daher höhere Werte als der tatsächliche Kohlenstoffanteil.
8. Mudden weisen gegenüber reinen Mineralböden deutlich höhere Fließgrenzen auf. Bestimmend ist hierbei der Anteil an organischer Bodensubstanz, welcher im Rahmen dieser Arbeit näherungsweise als Glühverlust ausgedrückt wird. Die Zusammensetzung des Mineralkornanteils übt hingegen einen wesentlich geringeren Einfluss aus.
9. Es besteht ein enger bis sehr enger korrelativer Zusammenhang zwischen dem Plastizitätsindex von Mudden und dem Glühverlust. Hierbei treten jedoch deutliche Unterschiede in Abhängigkeit von der Zusammensetzung des Mineralkornanteils der Mudden auf. Der Plastizitätsindex liegt bei Silikatmudden deutlich höher als bei Kalkmudden, da der Kalk selbst eine äußerst geringe Plastizität aufweist.

10. Das Wasserbindevermögen von Mudden und Torfen wird neben dem Anteil an organischer Bodensubstanz auch durch den äußeren Spannungszustand beeinflusst. Gegenüber dem Anteil an organischer Bodensubstanz zeigt sich aber ein geringerer Einfluss.
11. In Relation zum Glühverlust weisen Mudden wegen deren ligninarmer und sehr feinkörniger Zusammensetzung gegenüber Torfen ein höheres Wasserbindevermögen auf. Das höchste relative Wasserbindevermögen ist bei Kalkmudden festzustellen.
12. Das höchste absolute Wasserbindevermögen weisen gering bis mäßig zersetzte Torfe auf, da diese die größten Anteile an organischer Bodensubstanz enthalten.
13. Für die Feuchtdichten und Trockendichten von Mudden und Torfen ergeben sich zum Bezugsparameter Wassergehalt enge bis sehr enge korrelative Zusammenhänge (Korrelationskoeffizienten  $r = 0,84 \dots 0,99$ ).
14. Für die Korndichten von Mudden und Torfen ergeben sich sehr enge korrelative Zusammenhänge zum Bezugsparameter Glühverlust ( $r = 0,93 \dots 0,99$ ).
15. Das Porenvolumen von Mudden und Torfen ist ebenso wie der Wassergehalt eine vom äußeren Spannungszustand abhängige Bodenkenngroße. Es ergeben sich daher enge bis sehr enge korrelative Zusammenhänge zwischen den Porenvolumina und den Wassergehalten ( $r = 0,87 \dots 0,98$ ).
16. Gering bis mäßig zersetzte Torfe und Organomudden weisen mit  $n = 86 \dots 89$  % die höchsten Porenanteile der untersuchten Torfe und Mudden auf. Die Porenanteile von stark zersetzten Torfen, Silikat- und Kalkmudden wurden mit  $n = 77 \dots 81$  % ermittelt.
17. Mit den ermittelten Porenanteilen und den aus Literaturangaben entnommenen Porengrößenverteilungen von Mudden und Torfen lässt sich begründen, dass die höchsten Deformationsraten und die höchsten initialen Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte bei gering zersetzten Torfen zu erwarten sind. Des Weiteren lässt sich schlussfolgern, dass die Deformationsgeschwindigkeit und die damit verbundene Abnahme des Wasserdurchlässigkeitsbeiwertes mit zunehmendem Spannungsniveau abnehmen. Die Ergebnisse der im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Kompressionsversuche bestätigen dies.
18. Der äußere Spannungszustand eines Bodenpartikels setzt sich aus den initial vorhandenen Überlagerungsspannungen aus Bodeneigenlast und zusätzlichen Spannungseinträgen (z.B. Bauwerkslasten) zusammen. Mudden und Torfe befinden sich im Regelfall unterhalb des Grundwasserspiegels und weisen gegenüber Mineralböden sehr geringe Wichten unter Auftrieb auf. Daher ist die initial vorhandene Überlagerungsspannung bei Mudden und Torfen äußerst gering und der Eintrag zusätzlicher Spannungen bewirkt eine wesentliche Änderung des äußeren Spannungszustandes. Die sich bei Mudden und Torfen einstellenden spannungsinduzierten Änderungen der bodenmechanischen Eigenschaften müssen daher bei erdstatischen

Berechnungen berücksichtigt werden.

19. Bei der Ermittlung der Überlagerungsspannung sind neben der reinen Bodeneigenlast auch weitere Einflüsse, wie z.B. die Entstehung von Porenwasserunterdrücken bei Austrocknung oder die sogenannte "Alterung" zu berücksichtigen. "Alterung" bedeutet die Zunahme der effektiven Überlagerungsspannung durch Kriechvorgänge und lässt sich durch den Parameter "Over Consolidation Ratio" (OCR) ausdrücken.
20. Die größten spannungsinduzierten Deformationen und Änderungen des Wasserdurchlässigkeitsbeiwertes treten bei Mudden und Torfen im bautechnisch relevanten Spannungsbereich bis etwa 100 kN/m<sup>2</sup> auf.
21. Für die Porenzahlen von Mudden und Torfen ergeben sich sehr enge korrelative Zusammenhänge zum Bezugsparameter Wassergehalt ( $r = 0,98...0,99$ ).
22. Die Schätzformel des zurückgezogenen FGSV Merkblattes 542 (1988) für die Berechnung der Porenzahl aus dem Wassergehalt kann nur für Mudden bestätigt werden, für Torfe hingegen nicht.
23. Für die Feuchtwichten, Wichten unter Auftrieb und Sättigungswichten von Mudden und Torfen ergeben sich enge bis sehr enge korrelative Zusammenhänge zu den Bezugsparametern Wassergehalt und Porenzahl ( $r = 0,81...0,99$ ). Bei erdstatischen Berechnungen sollten stets die ungünstigen Werte der im Rahmen dieser Arbeit ermittelten oberen oder unteren 95%-Vertrauensbereiche in Ansatz gebracht werden.
24. Zur Berechnung von Initialsetzungen lassen sich Verhältniszahlen des undrännierten Elastizitätsmoduls zur undrännierten Scherfestigkeit angeben. Die Verhältniszahlen steigen mit abnehmendem Faseranteil und größerer Feinkörnigkeit des Mineralkornanteils an. Die größten Verhältniszahlen sind daher bei Silikat- und Organomudden festzustellen.
25. Bei Erstbelastung lässt sich der Steifeexponent nach OHDE (1939) von  $w_e = 1,00$  für die untersuchten Mudden und Torfe bestätigen.
26. Für die Steifebeiwerte ( $v_e$ ) bei der Erstbelastung von Mudden und Torfen ergeben sich enge korrelative Zusammenhänge zu den Bezugsparametern Wassergehalt und Porenzahl ( $r = 0,81...0,87$ ).
27. Für die Berechnung von Deformationen bei einer Wiederbelastung wurden für Torfe, Silikat- und Organomudden Verhältniszahlen von  $E_{oed1}/E_{oed2}$  in Abhängigkeit des Parameters "Over Consolidation Ratio" (OCR) ermittelt. Für Kalkmudden konnte im Rahmen dieser Arbeit mit dem zur Verfügung stehenden Datenmaterial kein statistisch gesicherter Zusammenhang nachgewiesen werden.
28. Für die Ermittlung des spannungsabhängigen Wasserdurchlässigkeitsbeiwertes lässt sich ein korrelativer Zusammenhang in Anlehnung an die Formel zur Berechnung des spannungsabhängigen Steifemoduls nach OHDE (1939) formulieren. Als Eingangs-

parameter werden der Wasserdurchlässigkeitsbeiwert bei Referenzspannung und der Wasserdurchlässigkeitsexponent benötigt. Diese Parameter weisen bodenspezifische Werte auf, die im Rahmen dieser Arbeit ermittelt wurden.

29. Bei Torfen nimmt der initiale Wasserdurchlässigkeitsbeiwert mit zunehmendem Zersetzungsgrad ab. Mudden weisen gegenüber Torfen bereits geringere initiale Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte auf. Die geringsten initialen Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte sind bei Silikat- und Organomudden festzustellen.
30. Die größten Änderungen des Wasserdurchlässigkeitsbeiwertes treten bei den gering zersetzten Torfen auf. Ab einem äußeren Spannungszustand von etwa  $100 \text{ kN/m}^2$  nähern sich die Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte der Mudden und Torfe einander an.
31. Die in Literaturquellen dargestellten Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte stellen im Regelfall nur initiale Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte bei Bodenauflast dar. Spannungsinduzierte Abnahmen der Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte durch Bauwerklasten oder Aufschüttungen sind hierbei überwiegend nicht berücksichtigt.
32. Es lassen sich spannungsabhängige, bodenspezifische Konsolidationsbeiwerte von Mudden und Torfen angeben, die aus den spannungsabhängigen Steifemoduln und den spannungsabhängigen Wasserdurchlässigkeitsbeiwerten ermittelt werden.
33. Der Kriechbeiwert nach BUISMANN (1936) und der Sekundärsetzungsbeiwert hängen entscheidend vom Anteil an organischer Bodensubstanz ab und stellen spannungsunabhängige Kennwerte dar. Für die genannten Parameter lassen sich für Mudden und Torfe enge bis sehr enge korrelative Zusammenhänge zu den Bezugsparametern Glühverlust, Wassergehalt und Porenzahl angeben ( $r = 0,69 \dots 0,93$ ).
34. Aus den ermittelten Sekundärsetzungsbeiwerten ergeben sich plausible Verhältniswerte zu den zugehörigen Kompressionsbeiwerten nach dem  $c_{\alpha}/C_C$ -Konzept nach MESRI (1973). Für Silikat- / Organomudden, für Kalkmudden und für Torfe lassen sich bodenspezifisch unterschiedliche Verhältniswerte angeben.
35. Eine Ermittlung der eingetretenen Deformationen durch die "Alterung" von Mudden und Torfen erlaubt die Formel nach MESRI / CASTRO (1978). Unter Verwendung der im Rahmen dieser Arbeit ermittelten  $c_{\alpha}/C_C$ -Verhältniswerte und Rekompansionsbeiwerte ergeben sich hieraus zutreffende Deformationsbeträge.
36. Für die speziellen Eingangparameter "Modified Compression Index" und "Modified Swelling Index" des numerischen Soft-Soil-Creep-Stoffgesetzes ergeben sich enge korrelative Zusammenhänge zu den Bezugsparametern Wassergehalt und Porenzahl ( $r = 0,73 \dots 0,84$ ). Die festgestellten Verhältniswerte der beiden Parameter zueinander bestätigen die von NEHER (2008) angegebenen Werte.
37. Für den Eingangparameter "Modified Creep Index" des numerischen Soft-Soil-Creep-Stoffgesetzes ergeben sich enge korrelative Zusammenhänge zu den Bezugsparametern

- Glühverlust, Wassergehalt und Porenzahl ( $r = 0,69...0,79$ ). Die ermittelten Verhältniswerte des "Modified Compression Index" und des "Modified Creep Index" von Torfen und Kalkmudden bestätigen die Werte nach NEHER (2008).
38. Für die Kompressionsbeiwerte von Mudden und Torfen ergeben sich sehr enge korrelative Zusammenhänge zu den Bezugsparametern Wassergehalt und Porenzahl ( $r = 0,94...0,96$ ). Die ermittelten Werte decken sich weitestgehend mit den Angaben des zurückgezogenen FGSV Merkblattes 542 (1988). Für Organomudden und Torfe mit Porenzahlen  $> 7$  wurden im Rahmen dieser Arbeit hingegen höhere Werte ermittelt. Die Angaben von LO / LOVELL (1983) lassen sich durch die vorliegenden Untersuchungen bestätigen.
  39. Für die Rekompansions- und Schwellbeiwerte von Mudden und Torfen ergeben sich enge korrelative Zusammenhänge zu den Bezugsparametern Wassergehalt und Porenzahl ( $r = 0,87...0,89$ ).
  40. Für den Beiwert "Change Of Permeability" von Mudden und Torfen ergeben sich enge korrelative Zusammenhänge zu den Bezugsparametern Wassergehalt und Porenzahl ( $r = 0,65...0,85$ ).
  41. Der spannungsunabhängige Anteil der Scherfestigkeit hängt insbesondere bei gering zersetzten Torfen ebenso vom Anteil der enthaltenen Fasern ab. Bei den feinkörnigen, faserarmen Mudden ist hingegen eine direkte Abhängigkeit vom Wassergehalt anzunehmen. Dieser Zusammenhang konnte im Rahmen dieser Arbeit nicht gesichert nachgewiesen werden.
  42. Für den Winkel der inneren Reibung ergeben sich keine korrelativen Zusammenhänge zu den Bezugsparametern Wassergehalt und Porenzahl. Bei den durchgeführten Merkmalsanalysen zeigen sich insbesondere bei den mäßig bis stark zersetzten Torfen sehr große Streuungen (Variationskoeffizienten  $V_r > 10 \%$ ).
  43. Es zeigen sich enge bis sehr enge bodenspezifische Zusammenhänge zwischen der Scherfestigkeit und der effektiven Spannung ( $r = 0,76...0,96$ ).
  44. Die bei organischen Böden gegenüber mineralischen Böden geringeren Winkel der inneren Reibung begründen sich u.a. in der hohen Oberflächenladung der enthaltenen Huminstoffe, die eine vollständige Annäherung der Bodenteilchen verhindert.
  45. Die im Rahmen dieser Arbeit ermittelten Winkel der inneren Reibung für Kalk- und Silikatmudden stellen im Vergleich zu vorhandenen Literaturangaben für Mudden und auch im Vergleich zu Winkeln der inneren Reibung an ähnlichen Mineralböden plausible Werte dar.
  46. Die im Rahmen dieser Arbeit ermittelten Winkel der inneren Reibung für Torfe stellen im Vergleich zu vorhandenen Literaturangaben plausible Werte dar.
  47. Die größten Winkel der inneren Reibung treten bei gering zersetzten, d.h. sehr faserigen

- Torfen auf. Dies begründet sich mit der bei der zunehmenden Deformation eintretenden Erhöhung der Faserdichte. Die klassische Reibung spielt eine untergeordnete Rolle.
48. Die Merkmalsanalysen für die dränierete Kohäsion ergeben bei Mudden und bei Torfen sehr hohe Streuungen der Versuchswerte ( $V_r > 10 \%$ ). Berechnungskennwerte der dräniereten Kohäsion lassen sich aber aus den ermittelten engen bis sehr engen Zusammenhängen zwischen der Scherfestigkeit und der effektiven Spannung ableiten.
  49. Trotz der hohen Streuung der Versuchsergebnisse sind die im Rahmen dieser Arbeit ermittelten Werte der dräniereten Kohäsion im Vergleich zu vorhandenen Literaturangaben als plausibel einzustufen. Bei erdstatischen Berechnungen sollten wegen der hohen Streuung entsprechend DIN EN 1997-1 (2009) und DIN 1054 (2010) die Werte der unteren 95%-Vertrauensbereiche in Ansatz gebracht werden.
  50. Zur Ermittlung der undräniereten Scherfestigkeit aus den Ergebnissen von Feld- und Laborflügelsondierungen wird empfohlen, für Torfe einen Abminderungsfaktor von  $\mu = 0,5$ , für Silikat- und Organomudden von  $\mu = 0,6$  und für Kalkmudden von  $\mu = 0,7$  zu wählen.
  51. Zwischen der undräniereten Scherfestigkeit und den Bezugsparametern Wassergehalt und Porenzahl ergeben sich nur geringe oder zweifelhafte korrelative Zusammenhänge ( $r = 0,02 \dots 0,35$ ). Dies bestätigt die Ergebnisse des Forschungsberichtes der DEGEBO (2001).
  52. Die durchgeführten Merkmalsanalysen bzgl. der undräniereten Scherfestigkeit zeigen mäßige bis starke Streuungen ( $V_r = 8,1\% \dots 14,5\%$ ). Dies ist beim Ansatz der im Rahmen dieser Arbeit ermittelten Werte zu berücksichtigen.
  53. Im Vergleich zu vorhandenen Literaturangaben stellen die im Rahmen dieser Arbeit ermittelten Werte der undräniereten Scherfestigkeit auf der sicheren Seite liegende Mittelwerte entsprechend der Forderung der DIN EN 1997-1 (2009) und DIN 1054 (2010) dar.
  54. Im Ergebnis der zur Validierung der im Rahmen dieser Arbeit ermittelten charakteristischen Bodenkennwerte genutzten Ergebnisse baubegleitender Feldmessungen ist festzustellen, dass die mittleren Kennwerte zur analytischen Berechnung der Setzungsbeträge zutreffende Berechnungsergebnisse liefern. Bei den durchgeführten numerischen Berechnungen zeigen sich bei den Berechnungen tendenziell höhere, d.h. auf der sicheren Seite liegende Setzungsbeträge. In jedem Fall liegen aber die tatsächlich eintretenden Setzungen innerhalb der rechnerischen Setzungsbeträge, die sich auf Grundlage der Kennwerte der im Rahmen dieser Arbeit ermittelten oberen und unteren 95%-Vertrauensbereiche ermitteln lassen.
  55. Bei Verwendung der im Rahmen dieser Arbeit ermittelten mittleren Bodenkennwerte zur Berechnung des zeitlichen Setzungsverlaufes ergeben sich bei den analytischen Berechnungen ebenfalls gute Übereinstimmungen mit den Ergebnissen von Feldmessungen.

Bei den numerischen Berechnungen ist eine rechnerische Überschätzung der tatsächlich benötigten Setzungsdauern festzustellen.

56. Die Ergebnisse der Nachrechnungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit widersprechen den im Rahmen dieser Arbeit ermittelten dränierten Scherparametern nicht.
57. Für Vorbemessungen im Rahmen der Vorplanung sowie zur abschließenden Bemessung im Rahmen der Entwurfs- und Ausführungsplanung bei wenig beanspruchten, setzungsunempfindlichen Bauwerken bzw. Baubehelfen lassen sich bodenspezifische, statistisch ausreichend abgesicherte charakteristische Bodenkennwerte für alle Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit für unterschiedliche Vorbelastungsgrade angeben.
58. Für die abschließende Bemessung hoch beanspruchter Bauwerke und Baubehelfe im Rahmen der Entwurfs- und Ausführungsplanung lassen sich die im Rahmen dieser Arbeit angegebenen charakteristischen Bodenkennwerte ebenfalls nutzen. Wegen der lokal möglichen starken Streuung der Bodenkennwerte werden hierbei aber ergänzende Untersuchungen zur Absicherung der angenommenen Kennwerte empfohlen.