

Modellierung und Prognose der Erosion feiner Sedimente

Von der Fakultät für Bauingenieurwesen
der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen
zur Erlangung des akademischen Grades
eines Doktors der Ingenieurwissenschaften
genehmigte Dissertation

vorgelegt von

Christoph Schweim

aus Berlin

Berichter: Universitätsprofessor Dr.-Ing. Jürgen Köngeter
Universitätsprofessorin Dr.-Ing. Silke Wieprecht

Tag der mündlichen Prüfung: 25. April 2005

Diese Dissertation ist auf den Internetseiten der Hochschulbibliothek online verfügbar

Vorwort

Nicht in der Erkenntnis liegt das Glück, sondern im Erwerben der Erkenntnis.

Was die Entstehung meiner Dissertation angeht, muss ich der vorstehenden Weisheit von Edgar Allan Poe nachdrücklich widersprechen. Der Weg zur Erlangung akademischer Würden war für mich ein hartes Brot und zumeist mit anderen als Glücksgefühlen verbunden. Entsprechend der Promotionsordnung der Fakultät für Bauingenieurwesen der RWTH Aachen wollte ich den Nachweis einer „über das allgemeine Studienziel hinausgehenden Befähigung zur selbständigen wissenschaftlichen Arbeit“ erbringen. Dafür ist eine schriftliche Arbeit gefordert, die „einen Fortschritt des Standes der wissenschaftlichen Erkenntnis darstellt“. Der Nachweis ist mir gelungen und insofern birgt die Erkenntnis für mich – wenn kein Glück – zumindest Stolz und Zufriedenheit. Besonders freut mich, dass es mir neben der wissenschaftlichen Erkenntnis möglich ist, eine Empfehlung zur direkten Nutzung der Ergebnisse meiner Arbeit in der wasserwirtschaftlichen Praxis auszusprechen.

Das „Erwerben der Erkenntnis“ wäre mir ohne Unterstützung nicht möglich gewesen. Für diese Unterstützung möchte ich allen direkt und indirekt Beteiligten danken: Den aktuellen und ehemaligen Kollegen am Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der RWTH Aachen, die dafür gesorgt haben, dass ich gerne zur Arbeit ging und immer noch gehe. Freunden und Bekannten, die dies geblieben sind, obwohl es mit mir nicht immer leicht war. Und natürlich meiner Familie für den enormen, immerwährend optimistischen Zuspruch während der letzten Jahre. Ich bitte um Verständnis, dass ich nicht alle namentlich nennen kann; einige persönliche Danksagungen möchte ich aber doch loswerden.

Ich bedanke mich bei Herrn Prof. Dr.-Ing. Jürgen Köngeter für die Übernahme des Hauptreferates, die Freiheit, die er mir gelassen und das Vertrauen, das er mir entgegen gebracht hat. Ich bedanke mich bei Frau Prof. Dr.-Ing. Silke Wieprecht für die Übernahme des Korreferates und stellvertretend für alle GesinesInnen für die befruchtenden, jährlichen Gesinus-Treffen. Ich bedanke mich bei Paul Kamrath und Christian Wedershoven für den großen Einsatz nicht nur während der Anfertigung ihrer Diplomarbeiten.

Insbesondere möchte ich mich bei meinen Jungs Lennart und Lasse bedanken, denen ich nun erklären muss, dass Arbeiten am Wochenende und Nachts nicht unbedingt normal ist, und bei meiner Frau Antje, für ihre Geduld und ihre Liebe. Ich bin mit Poe überzeugt, dass im weiteren, gemeinsamen Weg das Glück liegt.

Aachen, im Mai 2005

Christoph Schweim

Abstract

Predicting erosion of fine, cohesive sediments is an important task within sustainable management of water-bodies. This is above all due to the fact, that these sediments tend to bind pollutants which are re-suspended in the case of erosion. The given work deals with this subject in two parts, being the identification of a suited mathematical model on the one hand and the demonstration of its abilities predicting erosion during a reservoir depletion within a case study on the other hand.

Existing mathematical models describing erosion of fine sediments were developed differing four cases of erosion, namely floc- or mass erosion and depth-limited or depth-unlimited erosion respectively. Based on a theoretical analysis of such models, a new erosion model is proposed which aims at unifying prediction of these cases. Within laboratory experiments eroding deposited kaolinite in an annular flume, not only the validity of the new model but also the increasing quality in modelling measured erosion processes compared with other models is proven. The new model describes the rate of erosion of sediments as a function of bottom shear stress as well as density and shear resistance of the sediment deposition. As the new model is a product of two non-dimensional numbers, its empirical parameter – the characteristic erosion velocity – gets a physically plausible meaning, which is not the case in most other models. Further experiments, increasing the bottom shear stress linearly with time as a simulation of typical erosion events, show a dependency between the characteristic erosion velocity and the time-rate-of-change of the driving stress. Just as this, an influence of the vertical gradient of shear resistance to the erosion process is shown. To take account of these parameters, an extension of the new erosion model is proposed.

In the case study, erosion of fine sediments during a reservoir depletion is simulated using four different erosion models. Vertical density profiles of sediment deposition as well as critical shear stresses of the sediment surface are quantified based upon in situ measurements, whereas multiple sediment- and model parameters are varied within their bandwidth found in a literature review. Results of this sensitivity study show, that mean sediment concentrations simulated with the new model are in close agreement with measurements carried out during depletion. Furthermore, sensitivity of the simulation results to empirical parameters using the new erosion model is small compared to the other models investigated.

Based on the given results, it is stated that the new erosion model is an important step towards a reliable prediction of erosion of fine sediments. However, future research programs are necessary to improve understanding of erosion processes and experimental conditions for related investigations in the laboratory as well as in situ.

Inhaltsverzeichnis

Verzeichnis der Formelzeichen und Symbole	VI
Verzeichnis der Abbildungen	VIII
Verzeichnis der Tabellen	XVI
1 Einleitung	1
2 Problemstellung und Zielsetzung	2
2.1 Einführung in die Problematik	2
2.2 Ziele und Vorgehensweise	4
3 Grundlagen zur Erosion feiner Sedimente	7
3.1 Definition und Eigenschaften	7
3.1.1 Zusammensetzung	7
3.1.2 Einflussgrößen auf die Kohäsion	9
3.2 Bildung und Veränderung von Sedimentablagerungen	11
3.2.1 Transport und Sedimentation	11
3.2.2 Konsolidation	12
3.2.3 Biogene Stabilisierung	13
3.3 Klassifikation von Erosionsprozessen	14
4 Erosion und ihre mathematische Beschreibung	19
4.1 Modellkonzept der Erosion	19
4.1.1 Allgemeines	19
4.1.2 Parametrierung der Widerstandsseite	19
4.1.3 Parametrierung der Einwirkungsseite	21
4.2 Erosionsmechanismen und -abläufe	22
4.2.1 Flocken- und Massenerosion	22
4.2.2 Oberflächen- und Tiefenerosion	23
4.3 Mathematische Modelle	27
4.3.1 Modelle für Tiefenerosion	27
4.3.2 Modelle für Oberflächenerosion	29
4.4 Analyse und Entwicklung eines neuen Modells	31
5 Experimentelle Untersuchungen zur Erosion feiner Sedimente	38
5.1 Geräte und Methoden	38
5.2 Dichte der Sedimentablagerung	43
5.3 Erosionswiderstand der Sedimentablagerung	47
5.4 Erosion bei stationären Strömungsverhältnissen	54
5.5 Erosion bei instationären Strömungsverhältnissen	63
5.6 Analyse und Interpretation der Ergebnisse	70

5.6.1	Bewertung der untersuchten Erosionsmodelle und Prüfung der Hypothesen.....	70
5.6.2	Erweiterung des neuen Erosionsmodells für instationäre Strömungsverhältnisse	73
5.6.3	Erweiterung des neuen Erosionsmodells für den Übergang von Oberflächen- zu Tiefenerosion.....	78
5.6.4	Zusammenfassung.....	82
6	Erosionsparameter natürlicher Sedimente	84
6.1	Laboruntersuchungen	84
6.2	Bandbreite der Erosionsparameter.....	91
6.2.1	Modellparameter	91
6.2.2	Erosionswiderstand	95
6.3	Geräte und Methoden zur Durchführung von in-situ-Untersuchungen.....	98
7	Fallstudie zur Prognose der Erosion feiner Sedimente	107
7.1	Anwendungsfall und Untersuchungsobjekt.....	107
7.1.1	Anwendungsfall	107
7.1.2	Untersuchungsobjekt.....	110
7.2	Modellierung der hydrodynamischen Prozesse.....	112
7.2.1	Mathematisch-numerisches Modell	112
7.2.2	Modellierung der Sohlschubspannungen	113
7.2.3	Geländemodell, FE-Netz und Randbedingungen.....	116
7.2.4	Ergebnisse der Strömungsmodellierung	119
7.3	Sedimenttransport- und Sohlmodell	121
7.3.1	Sedimenttransport	121
7.3.2	Erosion und Ablagerung	122
7.3.3	Sohlmodell	124
7.4	Erkundung der Sedimentablagerungen.....	126
7.4.1	Durchführung einer Messkampagne	126
7.4.2	Charakterisierung der Sedimente	128
7.4.3	Erosionseigenschaften der Sedimentablagerungen.....	132
7.5	Modellierung des Erosionsereignisses	133
7.6	Variation der Sedimentparameter in einer Sensitivitätsstudie.....	140
7.7	Analyse und Interpretation der Ergebnisse.....	145
8	Zusammenfassung und Bewertung	150
9	Ausblick auf zukünftigen Forschungsbedarf	152
	Literaturverzeichnis.....	159
	Anhang A Kalibrierungsfunktionen.....	173
	Anhang B Materialkennwerte	179

Verzeichnis der Formelzeichen und Symbole

Lateinische Zeichen

A	m^2	Grundfläche der Sedimentablagerung im Versuchsgerät
a	var.	empirischer Parameter bei der Bestimmung von τ_{ce}
b	-	empirischer Parameter bei der Bestimmung von τ_{ce}
C	kg/m^3	Sedimentkonzentration (Trockenmasse je Feuchtvolumen)
C_s	kg/m^3	sohlnahe Sedimentkonzentration
C	$m^{1/2}/s$	Geschwindigkeitsbeiwert nach <i>de Chezy</i>
d_{90}	m	charakteristischer Korndurchmesser
e	-	dimensionsloser Dispersionskoeffizient
E	m^2/s	Dispersionskoeffizient
f_i	var.	dimensionsbehaftete Parameter der Modellerweiterungen
f_R^*	-	dimensionsloser Beiwert des Erosionswiderstands
f_S^*	-	dimensionsloser Beiwert der Einwirkung
g	m/s^2	Erdbeschleunigung
h	m	Wassertiefe
I	m/m	Energieliniengefälle
k	$kg/(m^3V)$	Kalibrierungsfaktor der Dichtemessung mit dem <i>UHCM</i>
k_i	-	Kalibrierungsfaktoren der Konzentrationsmessung im Kreisgerinne, $i = 1-8$
k_s	m	absolute Wandrauheit (äquivalente Sandrauheit)
k_{St}	$m^{1/3}/s$	<i>Manning-Strickler</i> Beiwert
M	$kg/(m^2s)$	Erosionskonstante nach <i>Partheniades</i>
m	m/s	charakteristische Erosionsgeschwindigkeit
m_{char}	m/s	charakteristische Erosionsgeschwindigkeit bei Tiefenerosion in stationärer Strömung
m_d	kg	Trockenmasse des Sediments im Versuchsvolumen
n	-	Porosität
Q	m^3/s	Abfluss
q_s	$m^3/(ms)$	Geschiebetransportrate
Re^*	-	Kornreynoldszahl
r_{hy}	m	hydraulischer Radius
T	1/s	Trübungswert
t	s	Zeit
t_c	s	Konsolidationszeit
U	V	Spannung
u_τ	m/s	Schubspannungsgeschwindigkeit

u, v, w	m/s	Komponenten des kartesischen Vektors der Fließgeschwindigkeit
\bar{v}	m/s	Betrag der Fließgeschwindigkeit
w_s	m/s	Sinkgeschwindigkeit
Wsp	mNN	Wasserspiegellage
x, y, z	m	Koordinatenrichtungen im kartesischen Koordinatensystem
z_b	m	Erosionstiefe bzw. vertikale Koordinate der aktuellen Sedimentoberfläche

Griechische Zeichen

α_i, β_i	var.	empirische Konstanten unterschiedlicher Erosionsmodelle
α	$m/N^{1/2}$	Erosionskonstante nach <i>Parchure & Mehta</i>
β	m^2s/kg	Erosionskonstante nach <i>Sanford & Maa</i>
ε	$kg/(m^2s)$	Erosionsrate
ε_f	$kg/(m^2s)$	Flockenerosionsrate
ϕ	$kg/(m^2s)$	Quelle bzw. Senke
ϕ_d	$kg/(m^2s)$	Massenfluss infolge Ablagerung
ϕ_e	$kg/(m^2s)$	Massenfluss infolge Erosion
γ	-	Verhältnis zwischen sohnaher und tiefengemittelter Sedimentkonzentration
κ	-	<i>Karman</i> -Konstante
ρ	kg/m^3	Dichte der Sedimentablagerung (Trockenmasse je Feuchtvolumen)
ρ_s	kg/m^3	Kornrohddichte
ρ_w	kg/m^3	Dichte des Wassers
τ	N/m^2	Schubspannung
τ_b	N/m^2	Sohlschubspannung
τ_{cd}	N/m^2	kritische Sohlschubspannung für Ablagerung
τ_{ce}	N/m^2	Erosionswiderstand (kritische Sohlschubspannung für Erosion, aufnehmbare Sohlschubspannung)
τ_{crit}	N/m^2	Erosionswiderstand der Sohloberfläche
ν	m^2/s	kinematische Viskosität
ω_l	1/min	Drehzahl des Kreisgerinneweckels
ω_f	1/min	Drehzahl des Kreisgerinnes

Verzeichnis der Abbildungen

Abb. 3.1:	Aggregatstruktur in fortlaufenden Stadien der Eigengewichtskonsolidation nach PARTHENIADES (1965), idealisiert für Tonmineralien nach der Aggregattheorie nach KRONE (1984), pa: Aggregat 1. Ordnung, paa: Aggregat 2. Ordnung usw.	12
Abb. 3.2:	Klassifikation der Erosionsprozesse: a) Verflüssigung einer konsolidierten Sohle, b) Vermischung von Wasser und flüssigem Schlamm, c) Erosion einer konsolidierten Sohle. Dicke Linien beschreiben qualitativ die Änderung der Sedimentkonzentration C mit der Tiefe z , Pfeile markieren die Richtung des vertikalen Massenflusses	15
Abb. 4.1:	Schematische Darstellung von a) Flockenerosion und b) Massenerosion, nach MEHTA (1991a, 1991b).....	23
Abb. 4.2:	Qualitative Darstellung des Erosionsablaufes: Erosionsrate, Erosionstiefe und in der Wassersäule akkumulierte Sedimentmasse als Konzentration in Abhängigkeit von Einwirkung und Widerstand (Randbedingungen) für eine Sedimentablagerung mit zunehmendem (Typ I) bzw. konstanten (Typ II) Erosionswiderstand	24
Abb. 4.3:	Qualitative Darstellung des Erosionswiderstands τ_{ce} einer aus Sedimentation und Ablagerung entstandenen Sedimentablagerung nach PARCHURE & MEHTA (1985), erweitert um Bereiche (B0-B3) unterschiedlicher Erosionsabläufe und Qualität der Erosionsrate bei konstanter Sohlschubspannung τ_b	26
Abb. 5.1:	Kreisgerinne des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft der RWTH Aachen	39
Abb. 5.2:	Qualitative Darstellung der Auswertungssystematik der Erosionsversuche im Kreisgerinne	41
Abb. 5.3:	Dichtemessung mit dem <i>Ultra High Concentration Meter (UHCM)</i> . a) Schematische Darstellung der Signaleinheiten des <i>UHCM</i> (nach WEDERSHOVEN, 2002a). b) Typisches Ergebnis einer Messung mit dem <i>UHCM</i> als Spannungsänderung mit der Tiefe (Messwerte als Punkte dargestellt, angenommener Spannungsverlauf außerhalb der Messpunkte als Linie).....	43

- Abb. 5.4: Vorversuche in Standzylindern zur Festlegung der Konsolidationszeit. a) Entwicklung der Mächtigkeit der Sedimentablagerung während der Konsolidation. b) Dichteprofil der Sedimentablagerung am Ende der Konsolidationszeit45
- Abb. 5.5: Dichteprofil der Sedimentablagerung im Kreisgerinne mit Nachweis der Reproduzierbarkeit (Übereinstimmung zwischen Versuch 1 und Versuch 2) und der Homogenität über die Fläche (geringe Standardabweichung).46
- Abb. 5.6: Sedimentkonzentration C in der Wassersäule und vorgegebene Sohlschubspannung τ_b während des Erosionsversuchs 2409stat (schwarz) und des Reproduktionsversuchs 0710stat (grau).48
- Abb. 5.7: a) Erosionstiefen z_b und b) Erosionsraten ε am Ende der Belastungsstufen in Abhängigkeit von τ_b . Aus Stufen mit Einhaltung des Kriteriums der maximalen Flockenerosionsrate ($\varepsilon < \varepsilon_{f, \text{grenz}}$, gefüllte Symbole) folgt der Verlauf des Erosionswiderstands $\tau_{ce}(z)$ 51
- Abb. 5.8: Nach Interpretation und Analyse der Messwerte für die weitere Untersuchung festgelegte Profile des Erosionswiderstands $\tau_{ce}(z)$ (Linien) mit Werten der Erosionstiefe z_b am Ende der auswertbaren Belastungsstufen in Abhängigkeit der Sohlschubspannung τ_b (Symbole). Der Wert bei $\tau_{ce}(z=0)$ resultiert aus den Versuchen mit instationärer Sohlschubspannung (s. Kap. 5.5)53
- Abb. 5.9: Erosionsparameter der Erosionsmodelle im Versuch 2409stat: a) M nach *Partheniades*, b) α nach *Parchure & Mehta*, c) β nach *Sanford & Maa*, d) m des neuen Modells. Berechnet für das Profil 1 des Erosionswiderstands im Intervall der Konzentrationsmessung während des Versuchs ($\Delta t = 30$ s, Linien) und als Mittelwert über die obere Hälfte der je Belastungsstufe erodierten Sedimentschicht (Symbole)55
- Abb. 5.10: Erosionsparameter der Erosionsmodelle in den Versuchen 2409stat, 0710stat und 0801stat: a) M nach *Partheniades*, b) α nach *Parchure & Mehta*, c) β nach *Sanford & Maa*, d) m des neuen Modells. Die mit Linien verbundenen Symbole sind Mittelwerte der Erosionsparameter in der ersten Hälfte der auswertbaren Belastungsstufen bei Nutzung des Profils 2 des Erosionswiderstands,

- Balken markieren die Änderung der Parameter bei Nutzung des Profils 1 (Balken nach rechts) bzw. des Profils 3 (Balken nach links)57
- Abb. 5.11: Mittlere Abweichungen der tiefenabhängigen Erosionsparameter der vier untersuchten Erosionsmodelle von ihrem Mittelwert. Schmale Balken: Ergebnisse der 9 untersuchten Fälle (von links: 2409stat, 0710stat, 0801stat, jeweils mit Profil 1, 2 und 3 des Erosionswiderstands). Breite Balken: Mittelwerte der Abweichungen58
- Abb. 5.12: Vergleich der Modellergebnisse der vier untersuchten Erosionsmodelle (bei Nutzung des Profils 2 des Erosionswiderstands) mit der Messung in der Belastungsstufe $\tau_b = 0,4 \text{ N/m}^2$ des Versuchs 2409stat: Erosionsraten ε , daraus resultierende Erosionstiefen z_b und Sedimentkonzentrationen in der Wassersäule C 60
- Abb. 5.13: Vergleich der Modellergebnisse der vier untersuchten Erosionsmodelle bei Nutzung der Profile 1, 2 und 3 des Erosionswiderstands mit der Messung in den fünf auswertbaren Belastungsstufen mit $0,15 \leq \tau_b \leq 0,4 \text{ N/m}^2$ des Versuchs 2409stat.....62
- Abb. 5.14: Sedimentkonzentration C in der Wassersäule und vorgegebene Sohlschubspannung τ_b während der instationären Erosionsversuche mit konstantem Gradienten der Sohlschubspannung. Die Zeit t auf der Abszisse ist mit der Versuchsdauer t_{\max} normiert.....64
- Abb. 5.15: Erosionsraten in den instationären Erosionsversuchen mit konstantem Gradienten der Sohlschubspannung, dargestellt über die Tiefe der erodierten Sedimentablagerung. $\varepsilon_{f,\max}$ als maximale Flockenerosionsrate markiert den Übergang von Flocken- zu Massenerosion65
- Abb. 5.16: Erosionsparameter der Erosionsmodelle in dem Versuch 1310-24: a) M nach *Partheniades*, b) α nach *Parchure & Mehta*, c) β nach *Sanford & Maa*, d) m des neuen Modells. Das jeweils rechte (gestrichelte) der drei Profile zeigt den Verlauf des Erosionsparameters über die Tiefe der Sedimentablagerung bei Nutzung des Profils 1 des Erosionswiderstands, die jeweils mittlere Linie ergibt sich bei Nutzung von Profil 2 und das jeweils linke (gepunktete) Profil resultiert bei Nutzung von Profil 3 des Erosionswiderstands66

- Abb. 5.17: Mittlere Abweichungen der tiefenabhängigen Erosionsparameter der vier untersuchten Erosionsmodelle von ihrem Mittelwert in den auswertbaren, instationären Erosionsversuchen. Schmale Balken: Ergebnisse der 9 untersuchten Fälle (von links: 1310-24, 1810-12, 2210-06, jeweils mit Profil 1, 2 und 3 des Erosionswiderstands). Breite Balken: Mittelwerte der Abweichungen67
- Abb. 5.18: Vergleich der Modellergebnisse der vier untersuchten Erosionsmodelle bei Nutzung der Profile 1, 2 und 3 des Erosionswiderstands mit der Messung im Versuch 1310-24 bis zur Erosionstiefe von $z_b = 0,84$ cm (entspricht $C \approx 6$ g/l)69
- Abb. 5.19: Charakteristische Erosionsgeschwindigkeit m in Abhängigkeit des zeitlichen Gradienten der Sohlschubspannung: tiefengemittelte Werte aus den stationären Versuchen 2409stat, 0710stat und 0801stat sowie den instationären Versuchen 1310-24, 1810-12 und 2210-06 (jeweils berechnet mit Profil 2 des Erosionswiderstands, Symbole) und quadratische Anpassung an die Messwerte der instationären Versuche und den Mittelwert der stationären Versuche (Linie).....74
- Abb. 5.20: Sedimentkonzentration in der Wassersäule als Simulationsergebnis des eigenen Erosionsmodells bei Nutzung der Erweiterung für instationäre Bedingungen (Gl. 5.5) und Profil 2 des Erosionswiderstands mit geschätzter Bandbreite der Unsicherheit der Modellerweiterung im Vergleich mit der Messung für die Versuche mit konstantem Gradienten der Sohlschubspannung 2710-48 (a) und 0211-96 (b)75
- Abb. 5.21: Sedimentkonzentration in der Wassersäule als Simulationsergebnis des neuen Erosionsmodells bei Nutzung der Erweiterung für instationäre Bedingungen (Gl. 5.5) und Profil 2 des Erosionswiderstands mit geschätzter Bandbreite der Unsicherheit der Modellerweiterung im Vergleich mit dem Simulationsergebnis ohne Modellerweiterung (m_{stat}) und dem Messergebnis der Versuche mit variablen Gradienten der Sohlschubspannung 2601-ste (a) und 3001-fal (b)77
- Abb. 5.22: a) Erosionswiderstand $\tau_{ce}(z)$ über die Tiefe der Sedimentablagerung als abgeschätzte Erweiterung der in Kap. 5.3 bis $\tau_{ce} \approx 0,5$ N/m² ermittelten Profile 1 (gestrichelt), 2 (durchgezogen) und 3 (gepunktet) mit Erosionstiefen und Sohlschubspannungen $z_b(\tau_b)$ am Ende der

Belastungsstufen der stationären Versuche (Symbole) und b) aus Berechnung mit diesen Profilen resultierender tiefenabhängiger Verlauf der charakteristischen Erosionsgeschwindigkeit m im Versuch 1310-24.....	79
Abb. 5.23: Exponentielle Anpassung an die Mittelwerte der charakteristischen Erosionsgeschwindigkeit m in den Bereichen unterschiedlicher Gradienten des Erosionswiderstands (Profil 2) aus dem Versuch 1310-24, bereinigt um den Einfluss der instationären Strömungsverhältnisse während des Versuchs durch Division durch f_s^* nach Gl. 5.5. Durch Schnitt der exponentiellen Funktion mit der Ordinatenachse ergibt sich der hypothetische Wert der charakteristischen Erosionsgeschwindigkeit m_{char} bei Tiefenerosion mit konstantem Erosionswiderstand ($d\tau_{ce}/dz=0$) bei stationären Strömungsverhältnissen ($d\tau_b/dt=0$)	80
Abb. 6.1: Sohlschubspannung τ_b und Sedimentkonzentration C in der Wassersäule während des Versuchs HMB2505stat mit natürlichem Sediment aus dem Staubecken Heimbach	85
Abb. 6.2: Aus 16 Messvertikalen ermitteltes Dichteprofil einer Sedimentablagerung aus natürlichem Sediment aus dem Staubecken Heimbach im Kreisgerinne.....	87
Abb. 6.3: Sohlschubspannungen τ_b und Erosionstiefen z_b an den Stufenenden des Versuchs HMB2505stat mit natürlichem Sediment aus dem Staubecken Heimbach und daraus resultierender Erosionswiderstand $\tau_{ce}(z)$	87
Abb. 6.4: Erosionsparameter der Erosionsmodelle im Versuch HMB2505stat: a) M nach <i>Partheniades</i> , b) α nach <i>Parchure & Mehta</i> , c) β nach <i>Sanford & Maa</i> , d) m des neuen Modells. Berechnet im Intervall der Konzentrationsmessung während des Versuchs ($\Delta t = 30$ s, Linien) und als Mittelwert über die obere Hälfte der je Belastungsstufe erodierten Sedimentschicht (Symbole).....	89
Abb. 6.5: Vergleich der Modellergebnisse der vier untersuchten Erosionsmodelle mit der Messung in den Belastungsstufen $\tau_b \geq 0,2$ N/m ² des Versuchs HMB 250502stat.....	90

- Abb. 6.6: Erosionswiderstand als Funktion der Dichte gemäß Gl. 6.1 mit Funktionsparametern aus der Literatur (s. Tab. 6.4)97
- Abb. 6.7: Vertikaler Schnitt durch das EROSIMESS des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft der RWTH Aachen, ein Gerät zur Durchführung von in-situ-Erosionsuntersuchungen (aus LIEM et al., 1997).....102
- Abb. 7.1: Lage des Staubeckens Heimbach im Talsperrenverbund Nordeifel, aus einem Prospekt des WVER110
- Abb. 7.2: Digitales Geländemodell des Staubeckens Heimbach bis zum Betriebsstauziel bei 214 m NN. Die schwarze Linie ist die Randlinie des Finite-Elemente-Netzes zu Beginn der Entleerung bei 211,20 m NN118
- Abb. 7.3: Ablauf der Entleerung des Staubeckens Heimbach: Wasserspiegellage (Wsp) als Randbedingung (RB) des Modells am Auslauf, Zufluss (Q) als Randbedingung des Modells am Zulauf, Abfluss am Auslauf als Ergebnis des Modells (Sim) und der Messung119
- Abb. 7.4: Uferlinien des Staubeckens Heimbach während der Entleerung (Symbole bei $t = 0$ h entsprechen den in Abb. 7.5 zur Darstellung der Sohlschubspannungen verwendeten, nummerierten Berechnungspunkten. Volle Symbole: Punkte innerhalb des ehemaligen Rurlauf. Hohle Symbole: Punkte außerhalb des ehemaligen Rurlaufs).....120
- Abb. 7.5: Entwicklung der Sohlschubspannung während der Entleerung des Staubeckens an Berechnungspunkten innerhalb und außerhalb des ehemaligen Rurlaufs (Lage der Berechnungspunkte vgl. Abb. 7.4)121
- Abb. 7.6: Lage der Messpunkte zur Entnahme von Kernproben und Durchführung von in-situ-Erosionsmessungen auf Querprofilen (QP) im Staubecken Heimbach127
- Abb. 7.7: Korngrößenverteilung von 8 Sedimentproben aus dem Staubecken Heimbach (QP0-15, QP1-25, QP1-50, QP2-25, QP2-55, QP2-85, QP3-35, QP5-70)129
- Abb. 7.8: Vertikale Dichteprofile der 17 vermessenen Sedimentkerne aus dem Staubecken Heimbach. Punkte markieren gemessene Dichten, zwischen den Messpunkten wird linear interpoliert (Linien). Die

dicke, graue Linie ist das über alle Messpunkte gemittelte vertikale Profil der Dichte. Auf eine grafische Unterscheidung der einzelnen Proben wird hier aus Gründen der Übersichtlichkeit verzichtet	131
Abb. 7.9: Während des in-situ-Erosionsversuchs am Messpunkt QP1-72 gemessene Konzentration in der Erosionskammer.....	132
Abb. 7.10: Räumlich konstante Profile von Dichte und Erosionswiderstand in der Simulationsvariante A	135
Abb. 7.11: Festlegung und Nummerierung der Bereiche der Differenzierung der Profile von Dichte und Erosionswiderstand in der Simulationsvariante B. Bereich 1 ist der Teil des Staubeckens ohne Ablagerungen feiner Sedimente	136
Abb. 7.12: Gemessene Sedimentkonzentration in der Wassersäule am Auslauf des Staubeckens Heimbach während der mit dem Wasserspiegel am Auslauf dargestellten Entleerung.....	137
Abb. 7.13: Sedimentkonzentration in der Wassersäule am Auslauf des Staubeckens Heimbach während der Entleerung als Ergebnis der Simulationen in den Simulationsvarianten A und B im Vergleich mit der Messung.....	139
Abb. 7.14: Einordnung der in der Sensitivitätsstudie gewählten Größen der Modellparameter in die Bandbreite der in der Literatur angegebenen Werte: a) M nach <i>Partheniades</i> , b) ε_f nach <i>Parchure & Mehta</i> , c) α nach <i>Parchure & Mehta</i> . Ordnungsnummern auf der Abszisse beziehen sich auf die Zeilen der in den Tabellen 6.2 und 6.3 angegebenen Literaturstellen. V0 bezeichnet die in Kap. 7.5 verwendete Basisvariante, V1 und V2 sind die in der Sensitivitätsstudie betrachteten Extremvarianten.....	142
Abb. 7.15: Einordnung der in der Sensitivitätsstudie betrachteten Abhängigkeiten zwischen Erosionswiderstand und Dichte in die Bandbreite der in der Literatur (Tab. 6.4) angegebenen Daten, auf deren grafische Unterscheidung hier aus Gründen der Übersichtlichkeit verzichtet wird	143
Abb. 7.16: Sedimentkonzentration in der Wassersäule am Auslauf des Staubeckens Heimbach während der Entleerung als Ergebnis der Simulationen der Sensitivitätsstudie in Simulationsvariante A im	

Vergleich mit der Messung: Basisvariante 000, Variation der Modellparameter x00, Variation des Erosionswiderstands mit der Tiefe 0x0, Variation der Sohlrauheit 00x. Die Ziffern in der Abbildung stehen für das x in der Bezeichnung der jeweiligen Simulationsvariante	146
Abb. A.1: Schematische Darstellung von Tangentialströmung (unten) und Sekundärströmung (oben) bei unterschiedlichen Betriebsarten des Kreisgerinnes: a) nur Deckel dreht; b) nur Gerinne dreht; c) Deckel und Gerinne drehen in entgegengesetzter Richtung (nach SPORK, 1997).....	173
Abb. A.2: Über die Dauer des Versuchs 2409stat gemessene Konzentrationsdifferenzen zwischen den vertikal verteilten Messpunkten im Kreisgerinne	176
Abb. A.3: Fehler der Kalibrierungsfunktionen für Kaolinit der drei Trübungsmessgeräte (Differenz zwischen Konzentration der Kalibrierungsproben und Funktionswert).....	176
Abb. B.1: Korngrößenverteilung des verwendeten Ersatzsediments Erbslöhner Kaolin W (links oben) und des untersuchten natürlichen Sediments aus dem Staubecken Heimbach (rechts unten)	179

Verzeichnis der Tabellen

Tab. 3.1: Bodenmechanische Einteilung von Sedimenten nach der Korngröße (nach RODATZ, 1995).....	8
Tab. 4.1: Der Literatur entnommene Modelle zur Beschreibung von Tiefenerosion bei $\tau_b \geq \tau_{ce}$	27
Tab. 4.2: Der Literatur entnommene Modelle zur Beschreibung von Oberflächenerosion bei $\tau_b \geq \tau_{ce}$	29
Tab. 4.3: Im weiteren Verlauf der Arbeit untersuchte Erosionsmodelle für Oberflächenerosion. Für alle Modelle gilt: $\varepsilon = 0$ bei $\tau_b < \tau_{ce}$	37
Tab. 5.1: Belastungshistorien der Erosionsversuche mit stufenweise stationärer, steigender Sohlschubspannung zur Quantifizierung des Erosionswiderstands.....	50
Tab. 5.2: Zeitliche Gradienten der Sohlschubspannung in den Erosionsversuchen mit instationärer Belastungshistorie. τ_b steigt linear von 0 bis $0,9 \text{ N/m}^2$ während der Versuchsdauer.....	63
Tab. 6.1: Mittelwerte der Modellparameter der untersuchten Erosionsmodelle in den stationären Versuchen mit Kaolinit (KAO, Kap. 5.4) und natürlichem Sediment aus dem Staubecken Heimbach (HMB, Kap. 6.1).....	91
Tab. 6.2: Erosionskonstante M des Modells von <i>Partheniades</i> aus Untersuchungen in der Literatur.....	92
Tab. 6.3: Flockenerosionsrate ε_f und Modellparameter α des Modells von <i>Parchure & Mehta</i> aus Untersuchungen in der Literatur.....	93
Tab. 6.4: Parameter a und b des funktionalen Zusammenhangs zwischen Erosionswiderstand und Dichte nach Gl. 6.1 aus Untersuchungen in der Literatur.....	96
Tab. 6.5: Möglichkeiten der Bestimmung von Erosionsparametern natürlicher Sedimentablagerungen mit Geräten zur Durchführung von in-situ-Erosionsuntersuchungen.....	105

Tab. 7.1:	Anwendungsbeispiele für Untersuchungen von Sedimenttransport mit mathematisch-numerischen Modellen aus der Literatur	108
Tab. 7.2:	Ermittlung der Sohlschubspannung aus klassischen Fließgesetzen für breite Gerinne und stationär-gleichförmigen Abfluss	114
Tab. 7.3:	Ermittlung der Sohlschubspannung aus Wandgesetzen in 2D-tiefengemittelten Modellen.....	116
Tab. 7.4:	Lokale Koordinaten x_l [m] der Messpunkte auf den Querprofilen (QP) im Staubecken Heimbach	127
Tab. 7.5:	Zusammenfassung der in der Sensitivitätsstudie variierten Parameter. Der Index x steht für die Variation der Modellparameter (M), des Erosionswiderstands (E) bzw. der Sohlrauheit (S).....	144
Tab. 7.6:	In der Sensitivitätsstudie mit jedem Erosionsmodell simulierte Variationen der Erosionsprozesse während der Entleerung des Staubeckens Heimbach (000 ist die in Kap. 7.5 betrachtete „Basisvariante“).....	145
Tab. 7.7:	Auswertung der zum Zeitpunkt 70 h nach Beginn der Entleerung des Staubeckens in der Sensitivitätsstudie mit den vier Erosionsmodellen prognostizierten Konzentrationen hinsichtlich ihres Mittelwerts (Messwert: 0,95 g/l) und hinsichtlich der Sensitivität bezüglich der variierten Parameter.....	148
Tab. A.1:	Parameter und Bereichsgrenzen der Kalibrierungsfunktionen (Gl. A.2 und A.3) der drei Trübungsmessgeräte (DTMS) für das in Kap. 5 untersuchte Kaolinit.....	177
Tab. A.2:	Parameter und Bereichsgrenzen der Kalibrierungsfunktionen (Gl. A.2 und A.3) der drei Trübungsmessgeräte (DTMS) für das in Kap. 6.1 untersuchte Sediment aus dem Staubecken Heimbach.....	178
Tab. B.1:	Mineralogie, Korngrößenverteilung und sonstige Materialkennwerte des verwendeten Ersatzsediments Erbslöhler Kaolin W und des untersuchten natürlichen Sediments aus dem Staubecken Heimbach	180
Tab. B.2:	Charakteristik des in den Laboruntersuchungen verwendeten Leitungswassers.....	180

1 Einleitung

Feinsedimente werden in Fließgewässern in aller Regel als Schwebstoff im Wasser transportiert und gelangen in Bereichen geringer Fließgeschwindigkeiten wie in Buhnenfeldern, Häfen, Stauhaltungen oder -seen zur Ablagerung. Aufgrund der Eigenschaft feiner Sedimente, unterschiedlichste Arten anthropogener Schadstoffe an sich zu binden, können solche Ablagerungen ein erhebliches Gefährdungspotenzial darstellen. In hydraulischen Ausnahmesituationen wie einem Hochwasser oder einer Staurationentleerung treten höhere Fließgeschwindigkeiten einhergehend mit einer erhöhten Erosionswahrscheinlichkeit der Sedimentablagerungen auf. Werden diese erodiert – also durch Angriff der Strömungskräfte in die Wassersäule eingebracht – ergeben sich, etwa durch Sauerstoffzehrung oder Rücklösung der an die Sedimente gebundenen Schadstoffe, oftmals beträchtliche Folgen für Flora und Fauna des Gewässers.

Die Planung und Umsetzung wasserwirtschaftlicher Maßnahmen erfordert die Berücksichtigung vielfältiger unterschiedlicher, oftmals konkurrierender Ziele und Interessen. Neben der Nutzung von Gewässern z.B. als Verkehrswasserstraßen, zur Energiegewinnung oder auch zur Freizeitgestaltung ist der Schutz vor Hochwasser von Bedeutung. Mit dem in jüngerer Zeit gestiegenen Umweltbewusstsein kommt der Schutz der Gewässer selbst beziehungsweise ihrer Biozönose als wichtiges Kriterium hinzu. Dies manifestiert sich nicht zuletzt in der EU-Wasserrahmenrichtlinie, die für alle Gewässer das Erreichen eines guten ökologischen Zustands einfordert. Die Erhebung des Prinzips der Nachhaltigkeit zu einem wichtigen Kriterium bei der Gewässerbewirtschaftung resultiert in der Notwendigkeit, die Qualität unserer Gewässer wiederherzustellen und zu bewahren.

Mit den angedeuteten Interessenkonflikten und damit dem Bedarf, Maßnahmen der Gewässerbewirtschaftung aus einer ganzheitlichen Sicht zu entwickeln und zu realisieren, werden hohe Anforderungen an die Praxis des Wasserbaus und der Wasserwirtschaft gestellt. Dies macht in zunehmendem Maß den Einsatz mathematisch-numerischer Simulationsmodelle bei der Planung konstruktiver oder operativer Maßnahmen sowie der Einschätzung ihrer Auswirkungen erforderlich. Angesichts der Relevanz feiner Sedimente für die Gewässergüte muss die quantitativ hochwertige Vorhersage der Erosion feiner Sedimente Bestandteil jedes die Gewässerqualität beurteilenden Prognoseinstruments sein.

2 Problemstellung und Zielsetzung

2.1 Einführung in die Problematik

Sedimenttransport ist in den Kreislauf der Verwitterung und Neubildung von Festgesteinen einzuordnen. Lockergesteine entstehen aus unterschiedlichen Prozessen der Verwitterung (RODATZ, 1995): Unter physikalischer Verwitterung versteht man den Zerfall der Gesteine infolge Temperaturschwankungen, Frost- oder Salzsprengung, weiterhin den schleifenden Abtrag durch Windeinwirkung oder eiszeitlichen Abrieb. Aus chemischer Verwitterung können aufgrund von Lösungsvorgängen an Silikatgesteinen durch dissoziiertes Wasser Tonminerale entstehen. Biologische Verwitterung ist die von pflanzlichen und tierischen Organismen ausgehende Zerstörung von Gestein und kann physikalischer und chemischer Natur sein. Die entstehenden Lockergesteine werden durch Wind, Wasser und Schwerkraft transportiert. Wind trägt vor allem in ariden oder semiariden Gebieten zum Sedimenttransport bei. In Mitteleuropa bewirken neben oberflächlich ablaufendem Niederschlag auf landwirtschaftlich genutzten oder vegetationsarmen Flächen vor allem Hangrutschungen und abtauende Gletscher in Gebirgen Sediimenteintrag in die Flüsse. In diesen wird Sediment als Geschiebe an der Gewässersohle oder suspendiert in der Wassersäule transportiert. Neben weiteren Verwitterungsprozessen findet während dieses Transports vor allem auch eine Sortierung statt: In Abhängigkeit des Gefälles und damit der zum Transport zur Verfügung stehenden Energie nimmt der mittlere Korndurchmesser des transportierten Sediments von der Quelle bis zur Mündung ins Meer ab. Jedoch wird nur ein kleiner Teil der in die Flüsse eingetragenen Sedimente (häufig deutlich weniger als 25 %, RAUDKIVI, 1990) direkt bis ins Meer transportiert. Vielmehr lagert sich Sediment an Orten verringerter Strömungsgeschwindigkeiten und damit geringerer Transportkapazität ab und wird erst mit einer Veränderung des hydraulischen Regimes weiter transportiert. Für suspendiert in der Wassersäule transportierte Sedimente ergibt sich so ein Kreislauf aus Sedimentation, Ablagerung und Konsolidation, Erosion und Transport bis zur erneuten Sedimentation (SPORK, 1997).

Tidebeeinflusste Ästuarbereiche sind häufig massiv von Feinsedimenten hoher Dynamik geprägt. Dagegen ist die Konzentration der in der Wassersäule suspendierten, feinen Sedimente im Binnenbereich mitteleuropäischer Flüsse vergleichsweise gering, der oben beschriebene Transportkreislauf kann Zyklen von mehreren Jahrzehnten umfassen. Damit werden bei seltenen Erosionsereignissen unter Umständen Sedimentablagerungen erodiert, die noch zu Zeiten fahrlässigerer Einleitungen von Schadstoffen in die Gewässer entstanden sind und damit eine für heutige Verhältnisse außergewöhnliche

Belastung aufweisen. Hinsichtlich des kritischen Einflusses der Erosion feiner Sedimente auf die Gewässergüte sind daher gerade Sedimentablagerungen in strömungsberuhigten Bereichen der Binnengewässer potenziell gefährlich.

Die mathematische Beschreibung von Prozessen des Sedimenttransports im Gewässer unterliegt aufgrund vielfältiger Einflussfaktoren noch heute trotz weltweit intensiver, bereits Jahrhunderte langer Forschungsbemühungen erheblichen Unsicherheiten. Das grundlegende Konzept der meisten Ansätze zur Beschreibung des hinsichtlich der Erosion maßgeblichen Transportbeginns von an der Gewässersohle gelagerten Sedimenten beruht auf dem Vergleich von Einwirkungs- und Widerstandsseite. Deren Differenz ist die transportwirksame Belastung des Sediments. Während der Erosionswiderstand einer aus groben Sedimenten bestehenden Gewässersohle basierend auf Erkenntnissen von SHIELDS (1936) in guter Genauigkeit als Funktion der Korngröße beschreibbar ist, ist bereits die Erfassung der transportierten Massen, also der Transportrate, nur noch unter Berücksichtigung der Gültigkeitsgrenzen der verwendeten Modelle möglich. Diese Einschränkung gilt noch verstärkt für die Beschreibung des Transportablaufs mit sich während des Geschiebetriebs bildenden und diesen beeinflussenden Transportkörpern (WIEPRECHT, 2001). Trotz aller offener Fragen ist das Wissen um den Transport grober Sedimente im Vergleich zu dem feiner Sedimente als umfassend zu bezeichnen. Die Wechselwirkungen feiner Sedimente sind komplex und in Quantität und Qualität vergleichsweise unbekannt. Ursache hierfür sind interpartikuläre Kohäsionskräfte, die gegenüber der Gravitationskraft dominieren. Eine allein physikalische Betrachtung feiner Sedimente ist unzureichend, da chemische und biologische Prozesse eine nicht zu vernachlässigende Rolle spielen. Stand der Forschung wie auch der praktischen Anwendung bei der Modellierung der Erosion feiner Sedimente sind daher wenige mathematische Ansätze, deren gemeinsames Erkenntnis nicht über die grundlegende Berücksichtigung von Einwirkung und Widerstand hinaus geht.

Die überwiegende Mehrheit der in der Literatur zur Erosion feiner Sedimente beschriebenen mathematischen Ansätze entspricht zwar dem erwähnten Grundprinzip, weist in ihrer vollständigen Form aber teilweise erhebliche Unterschiede auf. Allen Modellen gemein ist jedoch die Tatsache, dass sie auf der Grundlage von Beobachtungen in Versuchen entstanden sind, in denen das Sediment in stationären Strömungsbedingungen belastet wurde. Die beschriebene Relevanz der Erosionsprozesse feiner Sedimente gerade in hydraulischen Ausnahmesituationen zeigt jedoch die Notwendigkeit, auch in instationären Strömungsverhältnissen Sicherheit über die Auswirkungen der auf die Sedimentablagerung wirkenden Kräfte zu erlangen. Insgesamt ist zu konstatieren, dass nach dem Stand der Wissenschaft keine sichere Prognose der Erosion feiner Sedimente möglich ist. Dies ist auf das Fehlen einer allgemein anerkannten mathematischen Beschreibung des Erosionsprozesses, besonders aber auch auf die großen Unsicherheiten

in der Wahl der Modellparameter zurückzuführen. Gerade diejenigen Modellparameter, die den Erosionswiderstand einer Sedimentablagerung und den Zusammenhang zwischen der erosionswirksamen Belastung und der tatsächlichen Erosion beschreiben, unterliegen nicht quantifizierbaren Einflüssen und können je nach Situation um Größenordnungen schwanken. Die Qualität einer Modellierung der Erosion feiner Sedimente ist demzufolge in höchstem Maß abhängig von der Auswahl eines geeigneten Modells und einer realitätsnahen Festlegung der Modellparameter.

2.2 Ziele und Vorgehensweise

Aufgrund der geschilderten Problematik in der mathematischen Modellierung der Erosion feiner Sedimente wird auf deren Prognose häufig ganz verzichtet oder sie findet unter Nutzung sehr vereinfachter Ansätze und ungenügend genau festgelegter Modellparameter mit den entsprechend großen Unsicherheiten statt. Vor diesem Hintergrund ist das Ziel dieser Arbeit, die mathematische Beschreibbarkeit der Erosion feiner Sedimente in Binnengewässern zu untersuchen und ein Modell zu identifizieren, das die Durchführung von Prognosen mit verbesserter Qualität ermöglicht. Dabei wird der Anwendbarkeit der entwickelten Erkenntnisse in der Ingenieurpraxis besondere Bedeutung beigemessen.

Um dieses Ziel zu erreichen, werden nach einer detaillierten Darstellung der Grundlagen zur Thematik existierende Modelle analysiert. Daraus resultiert die hypothesenartige Entwicklung eines neuen, mathematischen Modells. Dies erfolgt zum Einen unter der Maßgabe einer Vereinheitlichung der bisherigen Entwicklungen. Andererseits gilt der Berücksichtigung physikalisch aussagekräftiger, messbarer Größen spezielle Aufmerksamkeit, um die praktische Anwendbarkeit zu verbessern. Die Modellvalidierung erfolgt anhand von experimentellen Untersuchungen im Labor mit einem Kunstsediment. Somit ist weiterhin die Diskussion der Übertragbarkeit der Erkenntnisse auf natürliche Sedimente erforderlich. Abschließend wird die Prognosefähigkeit des erhaltenen Modells in einer Fallstudie überprüft und somit ein Weg zur praktischen Durchführung einer Vorhersage der Erosion feiner Sedimente aufgezeigt, die den aktuellen Stand der Wissenschaft berücksichtigt.

In Kap. 3 wird die Zusammensetzung feiner Sedimente diskutiert und somit eine Begriffsdefinition vorgenommen. Weiterhin werden die geochemischen, biologischen und physikalischen Grundlagen beschrieben, die das Erosionsverhalten feiner Sedimentablagerungen bestimmen. Die beschriebene Komplexität verdeutlicht die Notwendigkeit von Vereinfachungen, um zu einer ingenieurspraktischen Anwendung des vorhandenen Wissens zu gelangen. Mit einer Klassifikation der in der Literatur untersuchten Erosi-

onsprozesse erfolgt zuletzt die Fokussierung auf die Erosion feiner Sedimente in Binnengewässern.

In Kap. 4 wird der aktuelle Stand der Forschung bezüglich der Erosion feiner Sedimente aufgezeigt. Die Identifikation von Leitparametern macht die Erosion feiner Sedimente einer mathematischen Beschreibung zugänglich. Die weitere Darstellung teilt sich auf in die theoretische Charakterisierung der ablaufenden Prozesse sowie deren mathematische Beschreibung. Anhand dieser bisherigen Erkenntnisse und eigener Überlegungen wird eine These in Form eines neuen, die bisherigen Forschungsarbeiten vereinheitlichenden Erosionsmodells aufgestellt.

In Kap. 5 werden die durchgeführten experimentellen Untersuchungen präsentiert. Nach einer Beschreibung der verwendeten Materialien und Methoden wird die Ermittlung der charakteristischen Sedimentparameter Dichte und Erosionswiderstand vorgestellt. Es folgt die Durchführung von Erosionsexperimenten mit einem Kunstsediment in stationären Strömungsverhältnissen entsprechend der bisher in der Literatur dokumentierten Methode. Anhand der Ergebnisse erfolgt die Validierung des neuen Erosionsmodells sowie ein Vergleich mit der Abbildungsqualität der bekanntesten Erosionsmodelle aus der Literatur. Weiterhin werden erstmals Erosionsversuche in instationären Strömungsverhältnissen durchgeführt, wie sie für Erosionsereignisse in Binnengewässern typisch sind. Auf Grundlage der Analyse dieser Ergebnisse wird eine Modellerweiterung vorgeschlagen, die die Modellanwendung bei unterschiedlichen Bedingungen ermöglicht.

In Kap. 6 wird zunächst die Übertragbarkeit der gewonnenen Erkenntnisse auf natürliche Sedimente überprüft. Hierfür werden Erosionsexperimente mit natürlichen Sedimenten im Labor durchgeführt. Anschließend werden in der Literatur recherchierte Erosionsparameter aus früheren Untersuchungen in ihrer Bandbreite dargestellt und hinsichtlich eventueller Zusammenhänge und Abhängigkeiten untersucht. Dies zeigt, dass zur Modellanwendung in der Praxis die Bestimmung von Erosionsparametern an ungestörten Sedimentablagerungen in situ erforderlich ist. Daher folgt die Vorstellung von Geräten und Methoden aus der Literatur, die zur Durchführung von Erosionsuntersuchungen in situ und damit zur Parameterbestimmung geeignet sind.

In Kap. 7 wird in einer Fallstudie die mathematisch-numerische Prognose der Erosion feiner Sedimente demonstriert und die Prognosefähigkeit der untersuchten Erosionsmodelle eingeschätzt. Nach der Vorstellung des Untersuchungsgegenstands (Entleerung des Staubeckens Heimbach in der Eifel) wird zunächst die notwendige Modellierung der hydrodynamischen Vorgänge während der Entleerung präsentiert. Im nächsten Schritt wird der Aufbau des Sedimenttransportmodells und die zur Bestimmung der Sedimentparameter durchgeführte in-situ-Messkampagne dargestellt. Die Simulation

der Erosion feiner Sedimente während der Entleerung erfolgt schließlich vergleichend mit mehreren Erosionsmodellen, deren Vorhersagequalität anhand der durchgeführten Messung der Menge erodierten Sediments überprüft wird.

Zuletzt werden die erzielten Ergebnisse in Kap. 8 zusammengefasst und abschließend bewertet. In Kap. 9 endet die Arbeit mit einem Ausblick auf zukünftig zur Beantwortung offener Fragestellungen zu leistender Forschungs- und Entwicklungsarbeiten.

3 Grundlagen zur Erosion feiner Sedimente

Vorbemerkung – *Mit einer Darstellung der Grundlagen zur Erosion feiner Sedimente wird in diesem Kapitel das Fundament für eine zielgerichtete und nachvollziehbare Behandlung des Themas im weiteren Verlauf der Arbeit gelegt. Hierfür ist zunächst der Begriff der „feinen Sedimente“ anhand einer Beschreibung ihrer grundlegenden Eigenschaften sowie der maßgebenden Einflussgrößen einzugrenzen. Weiterhin sind die Transportprozesse dieser Sedimente im Gewässer zu betrachten, um die Eigenschaften von Ablagerungen feiner Sedimente zu verstehen. Aus einer Literaturübersicht resultiert zuletzt eine Klassifikation unterschiedlicher Erosionsprozesse, die den Rahmen der späteren Fokussierung auf die Erosion konsolidierter Sedimentablagerungen bildet.*

3.1 Definition und Eigenschaften

3.1.1 Zusammensetzung

Zur Definition des Begriffs „feine Sedimente“ im Rahmen einer Betrachtung der Interaktion zwischen Sedimentⁱ und Strömung in einem natürlichen Oberflächengewässer ist zunächst der Blick in die Bodenmechanik naheliegend. Die traditionell in dieser Disziplin angesiedelte Behandlung der mechanischen Eigenschaften von Böden beruht im Wesentlichen auf einer Betrachtung der Korngröße der mineralischen Bodenbestandteile. Dabei wird entsprechend Tabelle 3.1 in Ton und Schluff (Feinkorn) bzw. in Sand, Kies und Steine (Grobkorn) unterteilt. Die neben den Begriffen Fein- und Grobkorn üblichen Bezeichnungen Schlämm- und Siebkorn beziehen sich auf die unterschiedlichen Methoden zur Ermittlung der Korngröße. Während die Korngrößen von Siebkorn anhand des Durchgangs durch Siebe unterschiedlicher Öffnungsweiten bestimmt werden, beruht die Ermittlung der Korngrößen von Schlämmkorn auf einer Auswertung der Sinkgeschwindigkeiten der Einzelpartikel in einer Suspension nach dem Gesetz von *Stokes* (Schlämmanalyse, RODATZ, 1995).

Die Anwendung der unterschiedlichen Methoden zur Ermittlung der Korngröße ist notwendig, da Schlämmkorn im Gegensatz zu Siebkorn nicht in Einzelpartikeln, sondern in Aggregaten mehrerer Einzelpartikel vorliegt. Hierfür ist die Dominanz interpartikulärer Anziehungskräfte (Kohäsion) gegenüber der Gravitationskraft verantwortlich. Innerhalb der Schlämmanalyse wird die Koagulation der Feinkörner durch Einsatz von Disper-

ⁱ Sediment, [lat.] das, Bodensatz; abgelagertes oder abgeschiedenes Lockergestein (MEYER, 2001)

Tab. 3.1: Bodenmechanische Einteilung von Sedimenten nach der Korngröße (nach RODATZ, 1995)

Feinkorn (Schlammkorn)				Grobkorn (Siebkorn)						
Ton	Schluff			Sand			Kies			Steine
	fein	mittel	grob	fein	mittel	grob	fein	mittel	grob	
0,002 mm	0,06 mm			2,0 mm			60 mm			

giermitteln minimiert. Hinsichtlich der Betrachtung feiner Sedimente in Oberflächengewässern ist die Kohäsion jedoch von entscheidender Bedeutung: Während der Transport nicht-kohäsiver Sedimente neben den angreifenden Strömungskräften und der Viskosität des umgebenden Fluids wesentlich von der Gravitationskraft beeinflusst wird, sind alle Transportprozesse kohäsiver Sedimente im Gewässer nachhaltig geprägt durch die Bildung von Aggregaten, also dem Zusammenschluss von Einzelpartikeln zu Partikelverbänden unterschiedlichster Größe und Festigkeit (RAUDKIVI, 1990).

Für die Abgrenzung der in der vorliegenden Arbeit behandelten feinen Sedimente ist die Korngröße allein unzureichend. Lässt sich in einer Einzelkornbetrachtung die Grenze zwischen kohäsiven und nicht-kohäsiven Sedimenten nach MEHTA & LEE (1994) noch recht präzise auf etwa 20 µm festlegen, so liegen in der Natur Sedimente vor, die sich aus Einzelpartikeln unterschiedlicher Korngrößen zusammen setzen. In der Bodenmechanik wird dieser Tatsache durch die Klassifikation von Böden auf Grundlage ihrer Korngrößenverteilung Rechnung getragen. Die Bezeichnung eines Bodens orientiert sich an seinen bestimmenden Eigenschaften (RODATZ, 1995). Böden mit einem Gewichtsanteil von Ton und Schluff über 40 % der Gesamtmasse sind demnach feinkörnige, bindige Böden. Für die Charakterisierung von Sedimenten hinsichtlich ihrer Transporteigenschaften im Gewässer ist diese Grenze offensichtlich ungeeignet: Nach VAN RIJN (1993) haben aus unterschiedlichen Korngrößen zusammengesetzte Sedimente bereits ab einem Tonanteil von 10 % kohäsive Eigenschaften. Diese Größenordnung wird von MITCHENER & TORFS (1996) bestätigt, die einem Gemisch aus Ton und Feinsand ab einem Tonanteil von 3-15 % kohäsive Eigenschaften attestieren. Neben den mineralischen Bestandteilen spielen weiterhin organische Beimengungen eine Rolle: Nach MEHTA (1991a) verstärkt sich der Zusammenhalt eines Sediments mit zunehmendem organischen Anteil zunächst, um dann mit weiter steigenden organischen Inhaltsstoffen wieder abzunehmen.

ⁱ Weiterhin können Parameter wie Kornform oder Kornverteilung den Transport von Siebkorn im Gewässer beeinflussen

Zusammenfassend lassen sich die in dieser Arbeit mit dem Attribut „fein“ bezeichneten Sedimente wie folgt charakterisieren: Es handelt sich um Mischungen aus überwiegend anorganischen (Ton, Schluff, Sand) und weiterhin organischen Bestandteilen. Hinsichtlich ihrer Transporteigenschaften in Oberflächengewässern bestimmt der Anteil der kohäsiven Tonfraktion die Charakteristik der feinen Sedimente. Dafür kann schon ein geringer Anteil an Tonmineralen ausreichend sein, nach dem gegenwärtigen Stand der Forschung lässt sich hier jedoch keine exakte Grenze formulieren. In ihrer Einheit entziehen sich feine Sedimente im Gegensatz zu den groben Sedimenten einer allein auf der Korngröße basierenden Beschreibung.

3.1.2 Einflussgrößen auf die Kohäsion

Angesichts der im vorstehenden Abschnitt dargestellten, unscharfen Definition ihrer Zusammensetzung wird nun die Kohäsionⁱ als die bezüglich des Transports in Oberflächengewässern maßgebliche Eigenschaft feiner Sedimente erläutert. Dabei ist die chemische Charakterisierung von Tonmineralen von entscheidender Bedeutung. Die Erläuterung erfolgt einleitend zur Beschreibung der relevanten Zusammenhänge und Wechselwirkungen und hinsichtlich der im Verlauf der vorliegenden Arbeit folgenden Analysen und Interpretationen. Für weiterführende Erklärungen sei auf RAUDKIVI (1990), SPORK (1997) oder die im Folgenden zitierte Literatur verwiesen.

Tonminerale gehören zur Mineralklasse der Silikate und sind in ihrem Kristallgitter mehrschichtig aufgebaut (Schicht- bzw. Phyllosilikate). Silizium-Sauerstoffverbindungen (SiO_4 -Tetraeder) bilden die Verknüpfungen zu Oktaederschichten aus Aluminium-, Eisen- oder Magnesium-Ionen, die wiederum von Sauerstoff oder Hydroxid-Ionen umgeben sind. Die wichtigsten Tonminerale sind Kaolinit, Montmorillonit, Illit und Chlorit. Der Aufbau der Tonminerale führt zu einer negativ geladenen Partikeloberfläche, an die sich von Wasserdipolen umgebene Kationen anlagern. Die sich so um das Kristall bildende Hülle ist die sogenannte diffuse Doppelschicht, in der die Konzentration an Kationen auf die des umgebenden Wassers zurück geht. Die Dicke der diffusen Doppelschicht ist daher von Art und Anzahl der Kationen im Wasser abhängig.

Der beschriebene Aufbau von Tonmineralen erklärt die die Transportprozesse feiner Sedimente (mit-) bestimmenden interpartikulären Anziehungskräfte. Diese ergeben sich aus einer Überlagerung von abstoßenden und anziehenden Kräfte. Zur Abstoßung zwi-

ⁱ Kohäsion, [lat.] die, Zusammenhalt der Atome und Moleküle eines Stoffes durch zwischenmolekulare Anziehungskräfte (K.-Kräfte) (MEYER, 2001)

schen Tonpartikeln führt die positive Ladung der die Partikel umgebenden diffusen Doppelschicht. Diese Kraft ist elektrostatischer Natur (Coulombkraft). Eine Anziehung hingegen bewirken die van-der-Waals-Kräfte, die durch Wechselwirkungen der Kristalle untereinander hervorgerufen werden. Die resultierende Kraft (Kohäsionskraft) zwischen zwei Partikeln wird von dem Abstand der Partikel zueinander bestimmt: Bei großen Abständen überwiegen die elektrostatischen Kräfte die van-der-Waals-Kräfte. Bei kleineren Abständen gewinnen jedoch die van-der-Waals-Kräfte die Überhand, es kommt zur Kohäsion. Eine exakte Quantifizierung der hinsichtlich der Transportprozesse feiner Sedimente relevanten Größe der Kohäsionskraft ist nach dem aktuellen Stand der Forschung nicht möglich. Der vielfältigen Literatur zu diesem Thema lassen sich jedoch die wichtigsten Einflussgrößen und deren qualitative Wirkung auf die Kohäsion entnehmen. Bezüglich der Eigenschaften des Sediments sind die folgenden Faktoren zu nennen:

- **Spezifische Oberfläche:**

Die spezifische Oberfläche [m^2/g] eines Partikels vergrößert sich mit abnehmendem mittleren Partikeldurchmesser. Damit werden die van-der-Waals-Kräfte stärker und mit ihnen die Kohäsion. Aufgrund der unterschiedlichen Form von Tonmineralen ist der Partikeldurchmesser jedoch nur ein grober Anhaltspunkt für ihre Kohäsion (WINTERWERP, 1989). So kann die spezifische Oberfläche von Montmorillonit diejenige von Kaolinit um Größenordnungen übersteigen.

- **Kationen-Austausch-Kapazität (KAK):**

Die in der diffusen Doppelschicht von Tonmineralen angelagerten Kationen lassen sich durch andere, höherwertige Kationen austauschen. Die KAK ist ein Maß für die Neigung eines Tonminerals zu diesem Austausch. Mit steigender KAK steigt die Kohäsion eines Tonminerals (ARIATHURAI & ARULANANDAN, 1978). Diese Wirkung ist jedoch weiterhin abhängig von dem Angebot an Kationen im umgebenden Wasser (s.u.).

- **Organische Masse:**

Kolloidale organische Masse ist negativ geladen und interagiert daher auf elektrochemischer Ebene mit Tonmineralen. Bereits ein geringer Anteil organischer Stoffe kann durch die Einführung zusätzlicher Bindungen zu einer erheblichen Stärkung des Zusammenhalts zwischen zwei Sedimentpartikeln führen (PARCHURE, 1984, VAN LEUSSEN 1988). Den mit weiter steigendem Anteil organischer Masse abnehmenden Zusammenhalt erklärt MEHTA (1991a) mit einer offeneren Struktur der Bodenmatrix, also einer insgesamt geringeren Anzahl an Bindungen.

Die Eigenschaften des umgebenden Wassers beeinflussen die Kohäsion zwischen Sedimentpartikeln mit folgenden Einflussgrößen:

- **Salzgehalt:**

Mit Zunahme des Salzgehalts im Wasser steigt die Konzentration an verfügbaren Kationen. Lagern sich diese an ein Kristall an, nimmt die Dicke der diffusen Doppelschicht ab. Dadurch steigt der Einfluss der van-der-Waals-Kräfte, die Kohäsion nimmt zu. Dieser Trend ist bis zu einer Sättigungskonzentration zu beobachten (WINTERWERP, 1989). Nach ARULANANDAN et al. (1975) beeinflusst auch ein Gradient im Salzgehalt die Kohäsion aufgrund des entstehenden osmotischen Drucks.

- **Natriumadsorptions-Verhältnis (*Sodium-Adsorption-Ratio*, SAR):**

Neben dem am häufigsten vorkommenden Na^+ enthält natürliches Salz weitere, höherwertige Kationen. Das SAR beschreibt das Verhältnis zwischen Na^+ und Ca^{++} sowie Mg^{++} und charakterisiert somit das Angebot an Kationen. Mit steigendem SAR steigt die Kohäsion (ARIATHURAI & ARULANANDAN, 1978).

- **pH-Wert:**

Der pH-Wert beeinflusst die Ionisierung der Siliziumverbindungen und damit die Dicke der diffusen Doppelschicht. Mit steigendem pH-Wert führt dies zu einer Reduzierung der Kohäsion (RAUDKIVI, 1990, DENNET et al., 1995).

- **Temperatur:**

Mit steigender Temperatur verringert sich die Kohäsion. Die Ursache hierfür wird in der Literatur kontrovers diskutiert (PARCHURE, 1984). Innerhalb der Temperaturschwankungen in natürlichen Gewässern ist der Einfluss der Temperatur vernachlässigbar (SPORK, 1997).

3.2 Bildung und Veränderung von Sedimentablagerungen

3.2.1 Transport und Sedimentation

Hinsichtlich der Eigenschaften von Ablagerungen feiner Sedimente ist die während des Transports und der Sedimentation stattfindende Aggregat- oder Flockenbildung von erheblicher Bedeutung. Neben den in Kap. 3.1 beschriebenen physikalisch-chemischen Eigenschaften von Sediment und Wasser sind auch Einflüsse aus der Strömung ein wesentlicher, die Flockenbildung bestimmender Parameter (VAN LEUSSEN, 1988): Voraussetzung für die Bildung von Aggregaten ist die Kollision der beteiligten Partikel. Diese kann aufgrund drei unterschiedlicher Mechanismen stattfinden; der *Brownschen*

Molekularbewegung, turbulenter Geschwindigkeitsfluktuationen und dem unterschiedlich schnellen Absinken einzelner Aggregate (*differential settling*). Resultierend aus Partikelkollisionen entstehen Aggregate, die – untereinander wiederum kollidierend – Aggregate unterschiedlicher Ordnung bilden (KRONE, 1984). Die Sinkgeschwindigkeit der Aggregate nimmt mit höherer Ordnung zu, während gleichzeitig Dichte und Scherfestigkeit größerer Aggregate abnehmen. So werden absinkende Flocken in den hohen Scherspannungen der sohnnahen, turbulenten Grenzschicht zerstört und wieder in die Wassersäule aufgewirbelt. Der kontinuierliche Prozess aus Aggregation, Absinken, Zerstörung und Aufwirbelung wird unterbrochen, wenn Flocken einerseits genug Masse zum Absinken haben und andererseits den Scherspannungen an der Sohle widerstehen können. Diese Aggregate kommen zur Ablagerung.

3.2.2 Konsolidation

Mit der Ablagerung von Flocken an der Gewässersohle beginnt die Konsolidation. Aufgrund des Eigengewichts der Aggregate entsteht ein Porenwasserüberdruck, Wasser entweicht aus der losen Flockenstruktur nach oben. Kann das austretende Wasser die Aggregate zu Beginn noch tragen, so wird die effektive Spannung (Differenz aus der Spannung aus Eigengewicht und Porenwasserüberdruck) mit Abnahme der aufwärts gerichteten Porenwasserströmung größer. So beginnt ein Prozess der Umlagerung der Aggregate, in dem die schwächsten interpartikulären Bindungen versagen und das Porenvolumen abnimmt (Abb. 3.1). Diese sogenannte Eigengewichtskonsolidation (*self-weight consolidation*, auch: *primary consolidation*) ist beendet, wenn der Porenwasserüberdruck abgebaut ist. Der Porenwasserdruck entspricht nun dem hydrostatischen Druck, das Eigengewicht des Sediments wird vollständig über das entstandene kompakte Aggregatgerüst abgetragen.

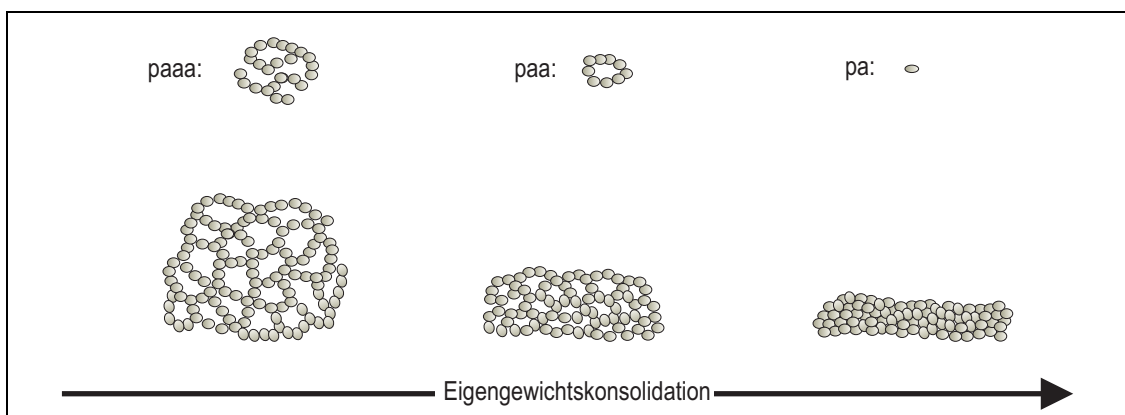


Abb. 3.1: Aggregatstruktur in fortlaufenden Stadien der Eigengewichtskonsolidation nach PARTHENIADES (1965), idealisiert für Tonmineralien nach der Aggregattheorie nach KRONE (1984), pa: Aggregat 1. Ordnung, paa: Aggregat 2. Ordnung usw.

Aufgrund der mit zunehmender Tiefe innerhalb des abgelagerten Sediments steigenden Auflast aus Eigengewicht entsteht eine inhomogene Sohle, in der das Porenvolumen mit der Tiefe abnimmt. Entsprechend nimmt die Dichte der Sedimentablagerung zuⁱ (bei vollständigem Verschwinden der Poren bis zum theoretischen Maximalwert der Kornrohndichte). Die Dauer der Eigengewichtskonsolidation ist von der Mächtigkeit der Sedimentablagerung und von ihrer Permeabilität abhängig und kann von wenigen Tagen bis zu einigen Wochen betragen (VAN RIJN, 1993). Nach Abschluss der Eigengewichtskonsolidation variieren Mächtigkeit und mittlere Dichte der Ablagerung nicht mehr oder nur noch minimal. Die von der Stärke der interpartikulären Bindungen bestimmte Festigkeit der Sedimentsohle kann sich jedoch weiter verändern (*secondary consolidation*). Hierfür sind vor allem geochemische Veränderungen in der Sohle, die sich auf die Kohäsionskräfte auswirken, oder mikroskalige Umlagerungen in der Aggregatstruktur verantwortlich (WINTERWERP, 1989 und MEHTA, 1991b).

3.2.3 Biogene Stabilisierung

Neben den Auswirkungen aus Zusammensetzung, Kohäsionskräften und Konsolidationszustand wird die Festigkeit feiner Sedimentablagerungen in erheblichem Maß auch von biologischen Einflüssen geprägt (MONTAGUE, 1986). Dabei ist zunächst zwischen Makroorganismen (Pflanzen und Tiere) und Mikroorganismen (Mikroalgen, Bakterien, Pilze) zu unterscheiden. Während Makroorganismen sowohl stabilisierend als auch destabilisierend wirken können (z.B. durch Besiedelung und Wurzelbildung oder Bioturbation) führt Aktivität von Mikroorganismen in der Regel zu einer Stabilisierung der Sedimentsohle. Nach SPORK (1997) können bis zu vier unterschiedliche Mechanismen für diese biogene Stabilisierung verantwortlich sein:

- **Verkleben:** Organismen und von ihnen ausgeschiedene EPSⁱⁱ füllen den Porenraum der Sohle teilweise oder vollständig aus, es kommt zu einem Verkleben der Sedimentpartikel.
- **Vernetzen:** Filamentöse (fadenförmige) Organismen bilden ein zusammenhängendes Netzwerk und verbinden so Sedimentpartikel.

ⁱ Hier und im weiteren Verlauf der Arbeit wird als Dichte die Trockendichte des Sediments in seiner natürlichen Lagerung, also das Verhältnis aus Trockenmasse und dem entsprechenden Volumen der feuchten Sohle bezeichnet. Dies entspricht dem in der englischsprachigen Literatur häufig verwendeten Produkt aus Kornrohndichte und *solids volume fraction* ϕ ($\phi = 1-n$ mit n : Porenanteil)

ⁱⁱ Extrazelluläre Polymere Substanzen (EPS) sind ein Ausscheidungsprodukt fast aller Algen und Bakterien. EPS liegen in unterschiedlich stark hydratisierter Form (als Gel, lockerer Schleim oder kolloidale Lösung) vor und sind hinsichtlich der biogenen Stabilisierung feiner Sedimente von besonderer Bedeutung (SPORK, 1997)

- **Änderung der Kohäsion:** Zustand und chemische Zusammensetzung der EPS beeinflussen die Kohäsionskräfte.
- **Bildung eines Biofilms:** Organismen und ihre EPS bilden eine geschlossene Schicht an der Sohlfläche, schützen diese und ändern die Oberflächenrauheit.

Während die drei erstgenannten Mechanismen eine in die Sohle hineinreichende, direkte Verfestigung des Sediments bewirken, handelt es sich bei Biofilmen um eine indirekte Wirkung, die aus einer Reduzierung des Strömungswiderstands und dem Schutz der Sedimentoberfläche resultiert. Der Effekt der biologischen Einflüsse auf die Sedimentfestigkeit kann sehr unterschiedlich sein. So wird in der Literatur nach SPORK (1997) von Stabilisierungsfaktoren bis zu mehreren hundert Prozent berichtet.

Eine Korrelation des biogenen Stabilisierungsfaktors mit allgemeinen, den Grad der mikrobiologischen Aktivität beschreibenden Parametern ist nur begrenzt möglich. Entsprechende Untersuchungen wurden hinsichtlich des Fotopigment-Gehalts oder der Zellzahl unternommen (HUMANN, 1996). Aufgrund ihrer besonderen Bedeutung für die biogene Stabilisierung erscheint die Masse der EPS als besonders geeigneter Parameter: Untersuchungen von PROCHNOW et al. (2001) zeigen eine deutliche Korrelation der als Maß für die EPS-Menge geeigneten Gehalte an gelöstem und partikulärem organischen Kohlenstoff (*dissolved and particulate organic carbon*, DOC und POC) mit dem Sohlwiderstand gegen Erosion. Derartige Aussagen lassen sich jedoch nach dem gegenwärtigen Stand der Forschung nur für einzelne, in Monokulturen untersuchte Spezies machen.

3.3 Klassifikation von Erosionsprozessen

Der überwiegende Teil der in der Literatur beschriebenen Untersuchungen zum Transport feiner Sedimente beschäftigt sich mit den in Küstennähe und Ästuarien relevanten Prozessen. Hinsichtlich der Erosion sind darunter Prozesse, die auf den hier im Blickpunkt stehenden Binnenbereich übertragbar sind, andere treten an den Mittelläufen der Flüsse gar nicht oder nur unter außergewöhnlichen Umständen auf. Um die im Weiteren untersuchte Erosion konsolidierter Sedimentablagerungen in diesem Umfeld einzuordnen wird zunächst eine Klassifikation der unterschiedlichen Erosionsprozesse vorgeschlagen. Dies verdeutlicht die Abgrenzung der dann näher betrachteten Erosionsmechanismen konsolidierter Sedimentablagerungen und hilft insbesondere, die vielen in der überwiegend englischsprachigen Literatur verwendeten Bezeichnungen den unterschiedlichen Prozessen richtig zuzuordnen.

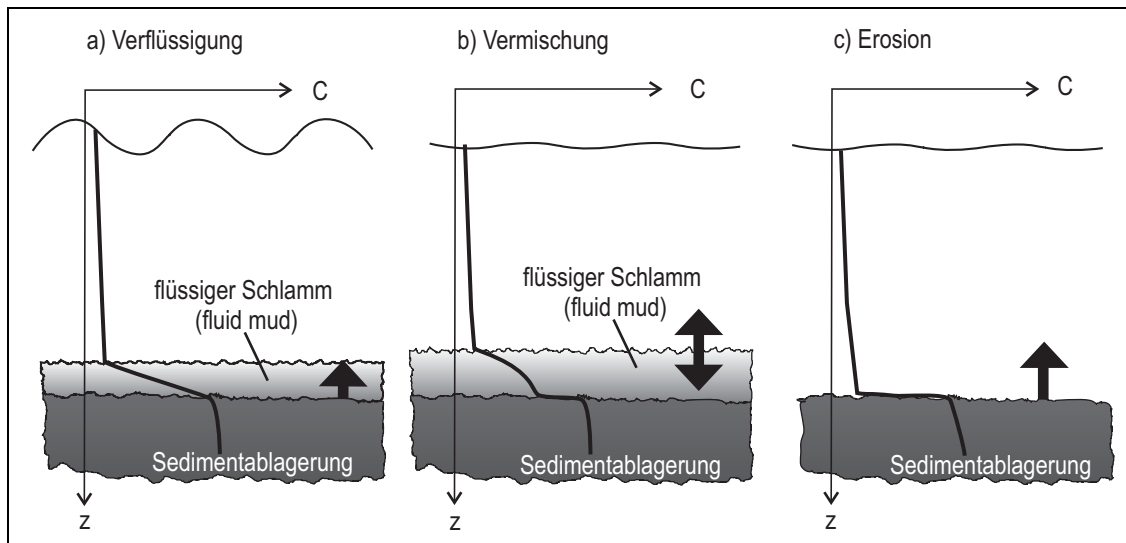


Abb. 3.2: Klassifikation der Erosionsprozesse: a) Verflüssigung einer konsolidierten Sohle, b) Vermischung von Wasser und flüssigem Schlamm, c) Erosion einer konsolidierten Sohle. Dicke Linien beschreiben qualitativ die Änderung der Sedimentkonzentration C mit der Tiefe z , Pfeile markieren die Richtung des vertikalen Massenflusses

Die Prozesse des Eintrags feiner Sedimente von der Gewässersohle in die Wassersäule lassen sich in drei Gruppen einteilen. Diese in Abb. 3.2 dargestellte, allgemeine Klassifikation der identifizierten Erosionsprozesse differenziert nach dem physikalischen Zustand des Sediments (unkonsolidiert/konsolidiert) und nach der Art der Einwirkung auf das Sediment (Strömung/Wellen). Der physikalische Zustand ist in Abb. 3.2 qualitativ in Form des vertikalen Verlaufs der Sedimentkonzentration C berücksichtigt. Mit der Wassersäule, flüssigem Schlamm und der Sedimentablagerung werden bis zu drei Schichten unterschieden:

Die Sedimentkonzentration in der Wassersäule ist klein ($< 1 \text{ g/l}$, TEETER, 1986) und ohne nennenswerten vertikalen Gradienten. Die Eigenschaften dieser Suspension aus Wasser und Sediment entsprechen denjenigen klaren Wassers. Die Viskosität ist gering, die mit hohen Reynoldszahlen turbulente Strömung lässt sich als das Fließen einer *newtonschen* Flüssigkeit charakterisieren. Im Gegensatz dazu ist die entsprechend der Beschreibung in Kap. 3.2 konsolidierte Sedimentablagerung fest und unbeweglich, das Korngerüst überträgt messbare effektive Spannungen, die Sedimentkonzentration erreicht schnell einige 100 g/l (VAN RIJN, 1993). Weiterhin gibt es Situationen, in denen unkonsolidierte Suspensionen hoher Feststoffkonzentration eine Grenzschicht zwischen Sedimentablagerung und Wassersäule bilden. Diese Grenzschicht kann beträchtliche vertikale Ausdehnungen erreichen und einen allmählichen Übergang zwischen Wassersäule und Sedimentablagerung darstellen, so dass eine eindeutige Abgrenzung dieser beiden Schichten nicht möglich ist (MEHTA et al. 1989). Solche Suspensionen, in der

Literatur häufig als flüssiger Schlamm (*fluid mud*) bezeichnet, können sich durch Sedimentation aus der feststoffhaltigen Wassersäule bilden (z.B. am Kenterpunkt der Tide in Ästuarien). Mit zunehmender Konzentration nimmt flüssiger Schlamm nicht-*newtonsche* Eigenschaften an, das entweichende Porenwasser und die Ausbildung effektiver Spannungen markiert den Beginn des Konsolidationsprozesses.

In dem so als Schichtenmodell beschriebenen Gewässer kommt es zwischen den einzelnen Schichten zu vertikalen Austauschprozessen, die – sofern sie mit einem nach oben gerichteten Transport von Sediment einhergehen – als Erosion bezeichnet werden. Dabei werden folgende Erosionsprozesse unterschieden (vgl. Abb. 3.2):

- **Verflüssigung:**

Während des Konsolidationsprozesses verliert das Sediment-Wasser-Gemisch im Übergang von dem flüssigen in den festen Zustand seine Eigenschaften als *newtonsches* Fluid, es bildet eine Fließgrenze aus. Wird diese Fließgrenze infolge einer äußeren Einwirkung überschritten, kommt es zur Verflüssigung: Das Korngerüst verliert seine tragende Wirkung, es bildet sich ein Porenwasserüberdruck und die effektiven Spannungen verschwinden. Die Verflüssigung kann durch unterschiedliche Einwirkungen ausgelöst werden. Das nicht-*newtonsche* Sediment-Wassergemisch kann trotz seiner gewonnenen plastischen Eigenschaften bei Schubspannungen unterhalb der Fließgrenze eine translatorische Bewegung ausführen (*mobile mud*), z.B. infolge der Hangabtriebskraft oder durch Druckgradienten in tidebeeinflussten Gewässern. Diese Bewegung entspricht einer laminaren Strömung. Der Übergang von laminarer zu turbulenter Strömung, beschrieben durch das Überschreiten einer kritischen effektiven Reynoldszahl, die neben der Viskosität auch die Fließgrenze berücksichtigt (LIU & MEI, 1989 aus BRUENS, 2003), führt zur Verflüssigung (*liquefaction*, BRUENS, 2003). Eine andere Form der Einwirkung ist die oszillierende, von Wellengang hervorgerufene Belastung. Sie zwingt das Sediment-Wassergemisch zu einer elastischen Bewegung bis hin zum Versagen des tragenden Korngerüsts und damit der Verflüssigung (MAA, 1986 aus MEHTA, 1988, DE WIT, 1995 aus BRUENS, 2003). Verflüssigung wird in der englischsprachigen Literatur auch als *fluidisation* bezeichnet (MEHTA, 1991a).

- **Vermischung:**

Bei geringen bis mittleren Konzentrationen besitzt flüssiger Schlamm noch die Eigenschaften einer *newtonschen* Flüssigkeit und wird auch als CBS (*concentrated benthic suspension*) bezeichnet. Aufgrund des Konzentrationsgradienten zwischen Wassersäule und CBS kommt es jedoch zu einer Dämpfung der Turbulenz in der CBS, es bildet sich eine Schichtenströmung mit Vermischungsprozessen zwischen beiden Schichten. Bei dieser in der Literatur häufig als *entrainment* bezeichneten

Vermischung werden Fluidballen aus der CBS in die Wassersäule eingetragen, mit einer entsprechenden Erhöhung der Sedimentkonzentration in der Wassersäule und einer Verringerung der Mächtigkeit der CBS (KRANENBURG & WINTERWERP, 1997). Im Gegensatz dazu kann es jedoch auch zu dem Fall einer im Vergleich zur Wassersäule erhöhten Turbulenz in der CBS kommen. Auch hier kommt es zu *entrainment*, in diesem Fall von Fluidballen aus der Wassersäule in die CBS. Dabei verringert sich die Sedimentkonzentration in der CBS, ihre Mächtigkeit nimmt zu (VOLLMER, 1999, BRUENS, 2003). Bewegen sich Wassersäule und CBS mit ähnlicher Geschwindigkeit und Turbulenz kommt es zum sogenannten *mixing*, wobei Fluidballen in beide Richtungen ausgetauscht werden. Die Grenze zwischen CBS und Wassersäule verändert ihre Lage dabei nicht, der vertikale Konzentrations- bzw. Dichtegradient wird jedoch geringer. Die Intensität der Vermischung wird in den beschriebenen Fällen durch die dimensionslose *Richardsonzahl* charakterisiert. Vermischung wird in der Literatur auch als *re-entrainment* (MEHTA et al., 1989) oder *re-dispersion* (MEHTA et al., 1982) bezeichnet.

- **Erosion:**

Als Erosion wird der Abtrag der unbewegten, konsolidierten Sedimentablagerung aufgrund einer kontinuierlichen, überkritischen Einwirkung aus der Strömung bezeichnet. Die Einwirkung kann dabei wie in Abb. 3.2 dargestellt aus der Fließgeschwindigkeit der Wassersäule, aber auch aus derjenigen einer CBS resultieren. Erosion führt zur Erhöhung der Sedimentkonzentration in der Wassersäule und zu einer Sohleintiefung und wird weiter in die Mechanismen der Flocken- und Massenerosion unterteilt, die in Kap. 4 eingehend analysiert werden.

Der physikalische Zustand des Sediments sowie die Form der Einwirkung und damit der auftretende Erosionsprozess lässt sich wie bereits angedeutet als typisch für die geografische Lage im Flussgebiet charakterisieren. Dabei sind vor allem auch die Wechselwirkungen zwischen Zustand und Einwirkung bedeutsam. Während die Oberläufe der Flüsse maßgeblich vom Transport grobkörnigen Sediments geprägt sind, nimmt deren Anteil über die Mittelläufe bis hin zur Mündung ab, der Anteil an feinen Sedimenten dagegen zu. Das Aufkommen feiner Sedimente und damit deren Konzentration in der Wassersäule ist in Ästuarien also wesentlich ausgeprägter als in den Mittelläufen der Flüsse. Die periodische Veränderung der Tidedrömung führt dabei zu dem für Ästuarien typischen Auftreten von flüssigem Schlamm: Zum Zeitpunkt der stagnierenden Strömung am Kenterpunkt der Tide kommt es verstärkt zur Sedimentation. Die daraus resultierende Suspension in der Nähe der Gewässersohle unterliegt dem Phänomen des *hindered settling*: Aufgrund der hohen Sedimentkonzentration verzögert sich das Austreten des Porenwassers nach oben und damit der Prozess der Konsolidation. Mit Wiederkehr der Tide und steigenden Strömungsgeschwindigkeiten kommt es zu

Vermischung, sofern die Zeit geringer Einwirkung nicht zur Ausbildung einer nicht-newtonschen Festigkeit ausgereicht hat. Weiterhin kann es nach Überschreiten der Fließgrenze durch Wellengang oder Bewegung von *mobile mud* zur Verflüssigung kommen. Erst wenn die abgelagerten Sedimente der Einwirkung über mehrere Tideperioden widerstehen konnten, bildet sich eine feste, konsolidierte Sedimentablagerung aus (WINTERWERP, 1999). In den Mittelläufen der Flüsse ist die Strömungsgeschwindigkeit dagegen sehr viel gleichmäßiger, feine Sedimente lagern sich nur in Bereichen kleinerer Strömungsgeschwindigkeiten ab. Die Bildung von Sedimentablagerungen vollzieht sich hier aus einer Wassersäule mit deutlich geringerer Sedimentkonzentration über lange Zeiträume. Der Konzentrationsgradient zwischen Wassersäule und Gewässersohle ist damit sehr viel ausgeprägter, der Zustand des flüssigen Schlammes kommt kaum vor. Im Fall steigender Strömungsgeschwindigkeiten und überkritischer Sohlschubspannungen kommt es hier im Regelfall zur Erosion konsolidierter Sedimentablagerungen.

Entsprechend der vorstehenden Betrachtungen ist die Erosion konsolidierter Sedimentablagerungen der maßgebliche Prozess hinsichtlich der in Kap. 2 erläuterten Zielsetzung der Modellierung von Erosion in Binnengewässern. Zur Beschreibung dieser im weiteren Verlauf der vorliegenden Arbeit behandelten Erosion kommt das in Kap. 4.1 beschriebene und analysierte Modellkonzept zur Anwendung.

4 Erosion und ihre mathematische Beschreibung

Vorbemerkung – *Aufbauend auf das in dem vorhergehenden Kapitel dargestellte, derzeitige Wissen um die besonderen Eigenschaften feiner Sedimente und die aus ihnen gebildeten Ablagerungen wird nun der Stand der Wissenschaft zur mathematischen Beschreibung der Erosion konsolidierter Ablagerungen feiner Sedimente untersucht. In einer Beschreibung des allgemeinen Modellkonzepts werden diejenigen Leitparameter identifiziert, die den Erosionsprozess maßgeblich bestimmen. Diesem Konzept und der Unterscheidung der bei Erosion auftretenden Mechanismen und Abläufe folgt die Darstellung existierender, mathematischer Modelle. Aus deren Analyse wird ein neues, die wesentlichen Erkenntnisse vereinheitlichendes, mathematisches Erosionsmodell vorgeschlagen. Besonderes Augenmerk gilt hier der praktischen Anwendungsmöglichkeit des Modells durch die Nutzung weniger, messbarer oder experimentell bestimmbarer Parameter.*

4.1 Modellkonzept der Erosion

4.1.1 Allgemeines

Bei dem im Rahmen dieser Arbeit betrachteten Phänomen handelt es sich um die Erosion konsolidierter Ablagerungen feiner Sedimente. Diese Ablagerungen entstehen typischerweise über lange Zeiträume aus Sedimentation und bilden die unbewegte, untere Begrenzung des strömenden Wasserkörpers. Erosion findet statt, wenn die einwirkende Kraft aus der Strömung die widerstehende Kraft der Sohloberfläche überschreitet. Dabei löst sich Sediment von der Sohle, wird in die Wassersäule eingetragen und mit der Strömung forttransportiert. Dieser Massenfluss wird mit Bezug auf die Oberfläche der erodierenden Sedimentsohle als Erosionsrate ε [$\text{kg}/(\text{m}^2\text{s})$] bezeichnet. Ziel der im Weiteren zu behandelnden mathematischen Erosionsmodelle ist es, die Erosionsrate als Funktion der einwirkenden und der widerstehenden Kraft zu formulieren.

4.1.2 Parametrierung der Widerstandsseite

Der Widerstand, den eine Sedimentablagerung der erodierenden Wirkung der Strömung entgegensetzt, resultiert aus dem Eigengewicht der Sedimentpartikel, vor allem jedoch aus den die Partikel zusammen haltenden Bindungskräften. Die in der Theorie zur Beschreibung des Bewegungsbeginns kohäsionsloser Sedimente grundlegende Betrachtung des Kräftegleichgewichts am Einzelkorn (z.B. VAN RIJN, 1993) ist deshalb nicht zielführend: Während für kohäsionslose Sedimente auf der Widerstandsseite im Wesent-

lichen die Gravitationskraft von Bedeutung ist, macht die diskutierte Dominanz anderer Kraftarten diesen Ansatz für feine, kohäsive Sedimente unbrauchbar; die Stärke der Bindungen lässt sich nicht direkt quantifizieren. Die Suche nach Korrelationen des Erosionswiderstands mit den unterschiedlichsten Einflussgrößen ist daher bereits seit Jahrzehnten Gegenstand der Forschung. Wie in den Kapiteln 3.1 und 3.2 anhand der wichtigsten Faktoren aufgezeigt, führen Untersuchungen zum Einfluss aus der Zusammensetzung des Sediments, den physikalisch-chemischen Eigenschaften von Sediment und Wasser und der biologischen Besiedelung insgesamt betrachtet nur zu qualitativen Aussagen. Eine allgemein verwendbare Beschreibung des Erosionswiderstands als Funktion unabhängiger Größen lässt sich bisher nicht formulieren. Entsprechend ist der Erosionswiderstand, definiert als die ohne Einsetzen von Erosion aufnehmbare Sohlschubspannung τ_{ce} (*critical shear stress for erosion*, [N/m²]), bei der Charakterisierung der Eigenschaften feiner, kohäsiver Sedimente nach dem aktuellen Stand der Wissenschaft als eigenständige Größe zu betrachten (BERLAMONT et al., 1993).

In der Fülle von Untersuchungen zur Abhängigkeit des Erosionswiderstands von anderen Parametern fällt die Dichte (ρ [kg/m³]) als Maß für den Konsolidationszustand einer Sedimentablagerung besonders auf: Ihr Einfluss auf die aufnehmbare Sohlschubspannung τ_{ce} wurde bereits vielfach auch quantitativ demonstriert. So finden bereits GARBRECHT (1961) und MIGNIOT (1968) funktionale Zusammenhänge zwischen dem in Erosionsversuchen ermittelten Erosionswiderstand und der Dichte. Viele weitere Autoren folgen, einen Überblick geben zum Beispiel MEHTA (1991a) oder VAN RIJN (1993). Mit sinkendem Porenvolumen und damit zunehmender Dichte vergrößert sich die Anzahl der den Erosionswiderstand bestimmenden interpartikulären Bindungen. Andererseits wird die Stärke der Bindungskräfte nicht oder nur zu einem kleinen Anteil von der Dichte beeinflusst. Dies erklärt die große Bandbreite der empirischen Parameter in den in der Literatur beschriebenen funktionalen Zusammenhängen $\tau_{ce} = f(\rho)$. Auch wenn die Dichte also nicht geeignet ist, als einziger Parameter den Erosionswiderstand einer Ablagerung feiner Sedimente zu beschreiben, so kann ihre Berücksichtigung als weiterer Parameter der Widerstandsseite neben τ_{ce} zumindest nützlich sein. Gerade hinsichtlich des erklärten Ziels eines praxisnah verwendbaren Erosionsmodells wäre die Nutzung der Dichte als unaufwendig und mit standardisierten Messverfahren quantifizierbarer Parameter günstig.

Der Bedarf an einer praxisnahen Möglichkeit zur Ermittlung des Erosionswiderstands führte in der Vergangenheit auch zur naheliegenden Analyse eines möglichen Zusammenhangs zwischen Erosionswiderstand und bodenmechanischen Standardparametern. Solche Untersuchungen brachten jedoch keine verwertbaren Erkenntnisse: So betonen beispielsweise MEHTA & PARTHENIADES (1982) die fehlende Eignung der Konsistenzgrenzen zur Quantifizierung des Erosionswiderstands. Ähnliches gilt für einen Zu-

sammenhang der bodenmechanischen Scherfestigkeit des Sediments mit dem Erosionswiderstand. Zwar wurden durchaus funktionale Zusammenhänge gefunden (z.B. MIGNIOT, 1968 oder OTSUBO & MURAOKA, 1988), allerdings quantitativ mit erheblichen Unterschieden. Entsprechend folgert MEHTA (1991a), dass bodenmechanische Parameter nicht zur Beschreibung des Erosionswiderstands genutzt werden können. Nach ZREIK et al. (1998) ist dies auf unterschiedliche Längenskalen zurückzuführen: Bodenmechanischen Untersuchungsmethoden wie dem Triaxialversuch (Labor) oder der Flügelsondierung (in situ) liegt eine integrierende Betrachtung über eine Bodenprobe zugrunde. Das Ergebnis ist der Widerstand des Bodens in einem Fall, in dem die Belastung über das als Ganzes wirkende Korngerüst abgetragen wird. Der Widerstand der Sedimentablagerung gegen Erosion resultiert jedoch aufgrund des sehr kleinräumigen Strömungsangriffs an einzelnen, aus der rauen Sohloberfläche herausragenden Partikelverbänden, aus der Stärke einzelner Bindungen des Aggregats mit der Sohle. Dabei sind die schwächsten Bindungen hinsichtlich des Erosionswiderstands maßgebend.

4.1.3 Parametrierung der Einwirkungsseite

Die das Sediment an der Sohloberfläche belastende Einwirkung der Strömung wird in Analogie zur aufnehmbaren Sohlschubspannung auf der Widerstandsseite ebenfalls flächenbezogen als vorhandene Sohlschubspannung τ_b (*bottom shear stress*, [N/m²]) quantifiziert. Im Gegensatz zum Erosionswiderstand ist die Einwirkung τ_b nach dem gegenwärtigen Stand der Wissenschaft als Funktion von Fließgeschwindigkeit und Beschaffenheit der Sohle mess- und modellierbar. Die Darstellung geeigneter Methoden ist nicht Teil dieser Arbeit, entsprechende Literaturhinweise werden an den relevanten Stellen gegeben. Wichtig hinsichtlich der im nächsten Kapitel zu behandelnden Erosionsmodelle ist jedoch folgende Überlegung:

Die an der Grenzfläche zwischen Sediment und Strömung wirkende Sohlschubspannung ist wie auch die Strömung selbst in natürlichen Gewässern turbulenter Natur. Neben der räumlichen Inhomogenität variiert die Sohlschubspannung also auch zeitlich mit den turbulenten Fluktuationen der Strömungsgeschwindigkeit. Obgleich diese Fluktuationen mit Belastungsspitzen an der Sedimentsohle einher gehen, wird die Sohlschubspannung als zeitlich gemittelte Größe behandelt. Die Vernachlässigung von Sohlschubspannungsspitzen entspricht der makroskopischen Betrachtungsweise bei der Parametrierung der aufnehmbaren Sohlschubspannung: Dort sind es räumliche Inhomogenitäten aufgrund unterschiedlicher Aggregatgrößen und Bindungskräfte, die den Erosionswiderstand τ_{ce} zu einer gemittelten Größe machen.

Die beschriebene Vorgehensweise entspricht dem Stand der Wissenschaft, kein bekanntes Modell zur Erosion feiner Sedimente berücksichtigt turbulente Fluktuationen der Sohlschubspannung. Insbesondere entspricht diese Vorgehensweise aber auch dem Ziel der praktischen Verwendbarkeit von Erosionsmodellen im Rahmen von mathematisch-numerischen Prognosen: In der Ingenieurpraxis im Einsatz befindliche Computerprogramme zur Strömungssimulation beruhen auf der Lösung der *Reynolds*-gemittelten *Navier-Stokes*-Gleichungen (FORKEL, 2004). Es werden also Turbulenzmodelle verwendet, um die turbulenten Fluktuationen nicht berechnen zu müssen; Ergebnis sind dann ausschließlich die zeitlich gemittelten Größen von Fließgeschwindigkeiten und Sohlschubspannungen, die zur weiteren Verwendung im Erosionsmodell zur Verfügung stehen.

4.2 Erosionsmechanismen und -abläufe

4.2.1 Flocken- und Massenerosion

Die Quantifizierung der kritischen Sohlschubspannung τ_{ce} als Erosionswiderstand der konsolidierten Sedimentablagerung ist bereits seit der ersten Hälfte des 20. Jahrhunderts Gegenstand der Forschung. Ziel der Arbeiten zur Ableitung des Erosionswiderstandes aus fundamentalen Einflussgrößen oder aus Korrelationen mit der bodenmechanischen Scherfestigkeit war es, die Erosionsgefahr bzw. die Stabilität einer Gewässersohle einzuschätzen. Um einmal eingesezte Erosion in ihrer Intensität zu beschreiben, reicht diese Gegenüberstellung von Einwirkung und Widerstand jedoch nicht aus, vielmehr ist zur Quantifizierung der durch Erosion in die Wassersäule eingetragenen Sedimentmasse oder der Erosionstiefe die Kenntnis der Erosionsrate erforderlich. Dieses Postulat legt PARTHENIADES (1962, 1965) seinen Untersuchungen zur „Erosion kohäsiver Böden“ zugrunde. Das daraus abgeleitete Modell des Erosionsprozesses prägt die Forschungsaktivitäten auf diesem Gebiet seither und ist noch immer Grundlage der gängigen Erosionsmodelle. *Partheniades* untersucht die Erosion feiner Sedimente in einer Versuchsrinne bei bekannten vorhandenen Sohlschubspannungen und bestimmt die Erosionsraten aus der Messung der mit fortschreitender Versuchsdauer ansteigenden Sedimentkonzentration in der Wassersäule. In der Analyse seiner Versuchsergebnisse identifiziert er zwei unterschiedliche Erosionsmechanismen:

Der von späteren Autoren als Flockenerosion (SPORK, 1997) bezeichnete Erosionsmechanismus setzt bereits bei mittleren Sohlschubspannungen ein, die kleiner oder gleich dem mittleren Erosionswiderstand der Sedimentoberfläche sind. Einzelne Partikel oder Aggregate lösen sich an Schwachpunkten der Sedimentoberfläche oder während aufgrund der Turbulenz auftretender Einwirkungsspitzen von der Sedimentoberfläche. Im

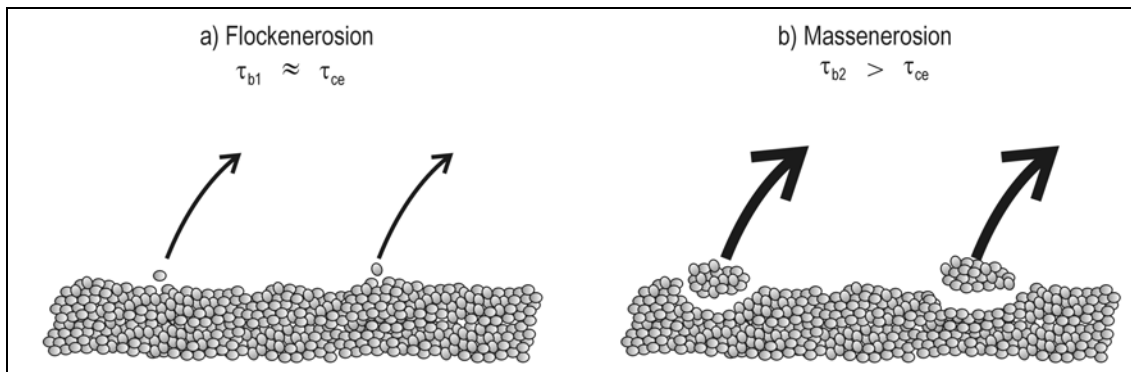


Abb. 4.1: Schematische Darstellung von a) Flockenerosion und b) Massenerosion, nach MEHTA (1991a, 1991b)

Gegensatz dazu findet Massenerosion statt, wenn die einwirkende mittlere Sohlschubspannung die mittlere aufnehmbare Sohlschubspannung deutlich überschreitet. In diesem Fall versagen die Bindungskräfte ganzer Aggregatgruppen, es kommt zur Ablösung von Sediment von der Sohle mit Erosionsraten, die diejenigen der Flockenerosion um Größenordnungen überschreiten können (MEHTA, 1991a). Die beschriebenen Mechanismen der Flocken- sowie der Massenerosion sind in Abb. 4.1 schematisch dargestellt.

4.2.2 Oberflächen- und Tiefenerosion

Eine zweite Unterscheidung bei der Erosion konsolidierter Sedimentablagerungen hängt von der vertikalen Veränderung des Erosionswiderstands innerhalb der Sedimentablagerung ab. Die entsprechenden, von MEHTA & PARTHENIADES (1982) beschriebenen Erosionsabläufe sind in Abb. 4.2 qualitativ dargestellt. Unter der Voraussetzung einer ausschließlichen Abhängigkeit der Erosionsrate von Einwirkung und Widerstand ($\varepsilon = f(\tau_b, \tau_{ce})$) ist Abb. 4.2 wie folgt zu interpretieren: Die als Typ II bezeichnete Erosion einer Sedimentsohle mit einem von z unabhängigen Erosionswiderstand τ_{ce} wird bei einer ab dem Zeitpunkt t_0 überkritischen, konstanten Einwirkung $\tau_{b,0}$ mit einer konstanten Erosionsrate ε ablaufen. Unter der Annahme einer mit der Tiefe konstanten Sedimentdichte ρ führt dies zu einer konstant fortschreitenden Sohleintiefung sowie zu einer konstanten Zunahme der in der Wassersäule akkumulierten Sedimentmasse. Hingegen läuft die Erosion einer Sedimentsohle mit einem mit der Tiefe ansteigenden Erosionswiderstand (Typ I) wie folgt ab: Zu Beginn des Erosionsvorgangs ($t = t_0$) übersteigt die vorhandene Sohlschubspannung den Erosionswiderstand deutlich, resultierend in einer hohen Erosionsrate, einer schnellen Sohleintiefung und der schnellen Zunahme der Sedimentkonzentration in der Wassersäule. Mit fortschreitender Sohleintiefung nimmt der Erosionswiderstand der momentanen Sedimentoberfläche jedoch zu. Die daraus resultierende Abnahme der erosionswirksamen Sohlschubspannung ($\tau_b - \tau_{ce}$) führt zur Verringerung der Erosionsrate und somit zur Verlangsamung des Erosionsprozesses bis hin zum Stillstand.

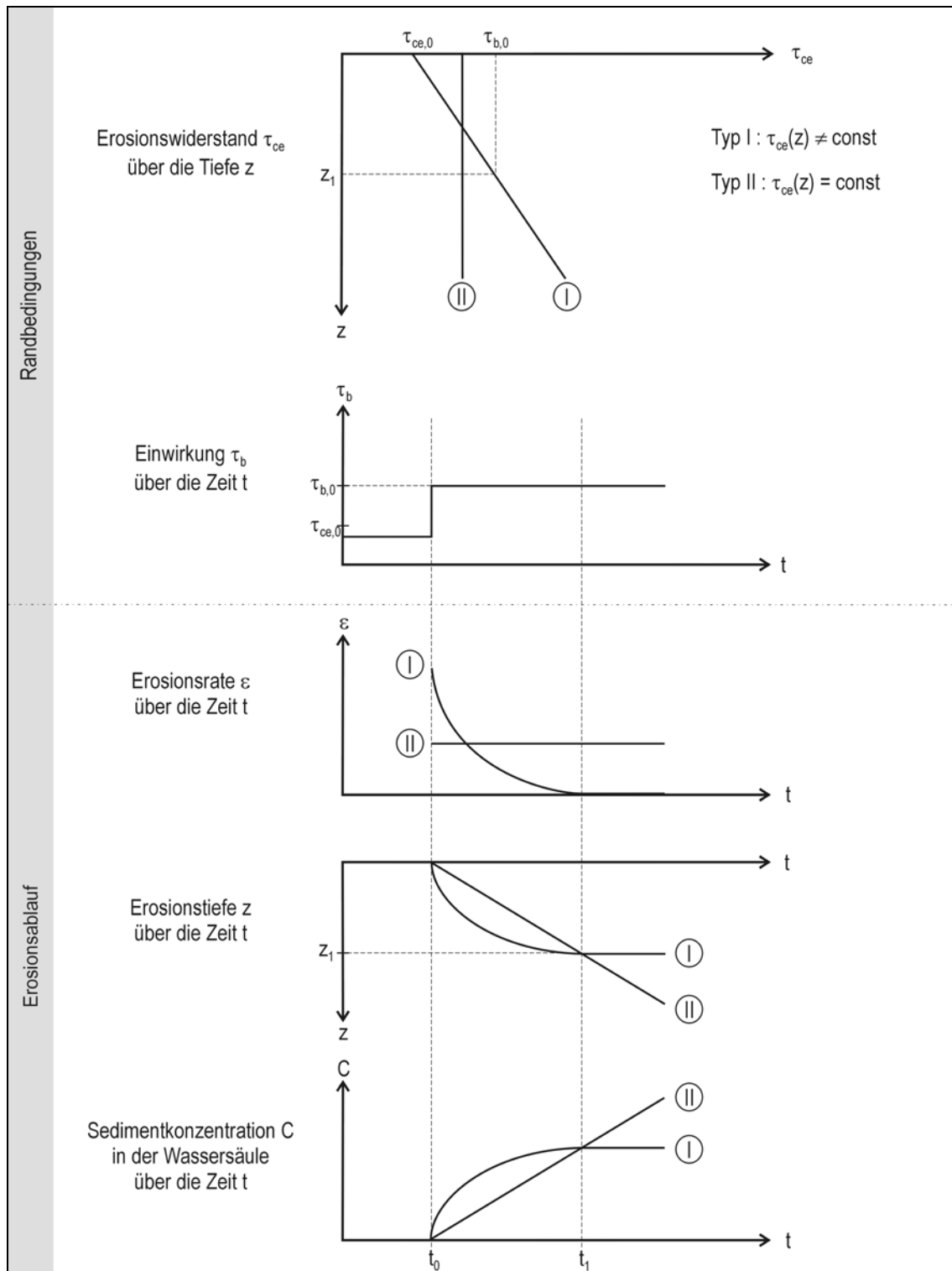


Abb. 4.2: Qualitative Darstellung des Erosionsablaufes: Erosionsrate, Erosionstiefe und in der Wassersäule akkumulierte Sedimentmasse als Konzentration in Abhängigkeit von Einwirkung und Widerstand (Randbedingungen) für eine Sedimentablagerung mit zunehmendem (Typ I) bzw. konstanten (Typ II) Erosionswiderstand

In Anlehnung an SANFORD & MAA (2001), die die beschriebenen Erosionstypen I und II entsprechend der resultierenden Erosionstiefe als *depth-limited* und *depth-unlimited* bezeichnen, wählt der Autor die Bezeichnungen Oberflächenerosion (Typ I) und Tiefenerosion (Typ II). Diese Festlegung bedarf jedoch aufgrund der unterschiedlichen, in der englischsprachigen Literatur erwähnten Bezeichnungen folgender Erläuterung: Die zuvor beschriebenen Erosionsmechanismen Flocken- und Massenerosion wurden entsprechend der im Deutschen gebräuchlichen Bezeichnung benannt. Während der Mechanismus der Massenerosion in der englischen Literatur weitgehend übereinstimmend als *mass erosion* bezeichnet wird, werden für die Flockenerosion unterschiedliche Bezeichnungen verwendet. Neben *aggregate-by-aggregate erosion* (MEHTA, 1988), *floc erosion* (KUIJPER et al., 1989) und *floc-by-floc surface erosion* (MEHTA, 1991a) wird auch der Begriff *surface erosion* benutzt (ZREIK et al., 1998). Der damit bezeichnete Erosionsmechanismus der Flockenerosion ist nicht mit der vorstehend beschriebenen Oberflächenerosion zu verwechseln. Trotz der Gefahr einer Missverständlichkeit wird der Begriff *Oberflächenerosion* als im Deutschen treffendste Bezeichnung für den tiefenbegrenzten Erosionsablauf des Typs I eingeführt.

In den Laborversuchen, die zur Beschreibung von Oberflächen- und Tiefenerosion durch MEHTA & PARTHENIADES (1982) führen, werden gezielt zwei unterschiedliche Sedimentsohlen hergestellt. Dies erfolgt in einer Versuchsserie durch Sedimentation aus einer homogen gemischten Suspension, wobei eine Sohle mit über die Tiefe zunehmendem Erosionswiderstand des Typs I entsteht. Entsprechend wird diese in der englischen Literatur auch *deposited, settled oder stratified bed* genannt. Die Sedimentsohle des Typs II wird hingegen manuell in das Gerinne eingebaut, gleichmäßig verteilt und verdichtet und hat so über die Tiefe konstante Eigenschaften (*placed, uniform bed*). MEHTA et al. (1982) beschreiben diese unterschiedlichen Sohleigenschaften als charakteristisch für den Konsolidationszustand. Demnach entspreche die Sohle mit einem vertikal unveränderlichen Erosionswiderstand (Typ II) einer konsolidierten Sedimentablagerung, während der mit der Tiefe zunehmende Erosionswiderstand (Typ I) typisch für Sedimentablagerungen bei nicht abgeschlossener Eigengewichtskonsolidation sei. Tatsächlich wird eine natürliche Sedimentablagerung auch nach Abschluss der Eigengewichtskonsolidation beide Eigenschaften aufweisen: Die mit der Tiefe zunehmende Auflast führt bei der Eigengewichtskonsolidation zu einer in der Nähe der Sedimentoberfläche zunehmenden Dichte, die bei minimalem Porenvolumen ein Maximum erreicht (vgl. Kap. 3.2.2). Entsprechend verhält sich der Erosionswiderstand. Er nimmt in der Nähe der Sedimentoberfläche zu (Typ I) um dann mit weiter zunehmender Tiefe konstant zu bleiben (Typ II). Dieser Sohlaufbau ist in Abb. 4.3 dargestellt.

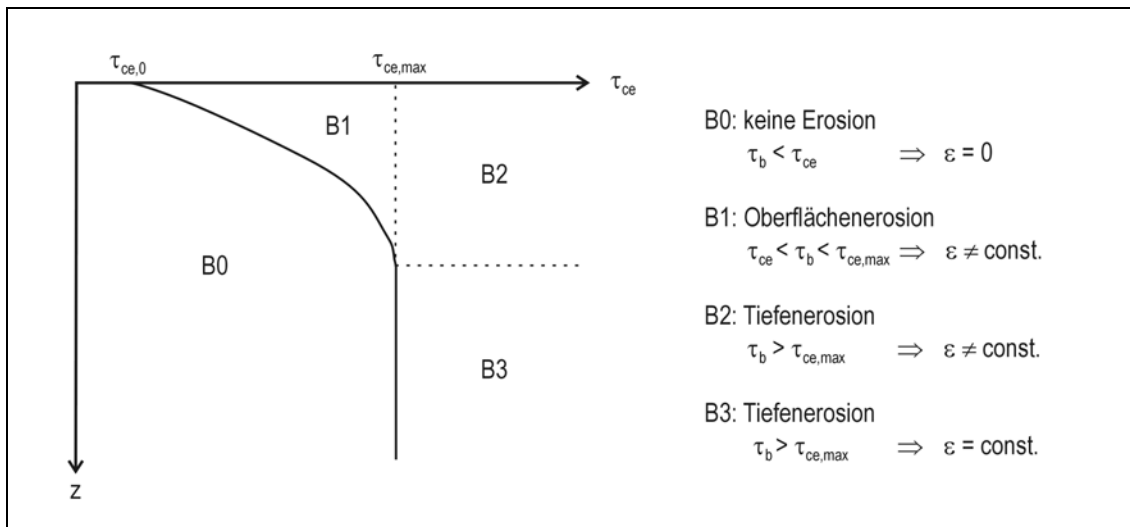


Abb. 4.3: Qualitative Darstellung des Erosionswiderstands τ_{ce} einer aus Sedimentation und Ablagerung entstandenen Sedimentablagerung nach PARCHURE & MEHTA (1985), erweitert um Bereiche (B0-B3) unterschiedlicher Erosionsabläufe und Qualität der Erosionsrate bei konstanter Sohlschubspannung τ_b

Gemäß der bisherigen Ausführungen lässt sich Abb. 4.3 in Abhängigkeit von Einwirkung τ_b und Widerstand τ_{ce} sowie der Veränderung des Erosionswiderstands mit der Tiefe ($d\tau_{ce}/dz$) in Bereiche unterschiedlicher Erosionsabläufe einteilenⁱ: Während im Fall $\tau_b < \tau_{ce}$ keine Erosion auftritt (B0) kommt es für $\tau_{ce,0} < \tau_b < \tau_{ce,max}$ zu Oberflächenerosion mit kleiner werdender Erosionsrate (B1). Für $\tau_b > \tau_{ce,max}$ tritt hingegen Tiefenerosion auf, die zunächst mit kleiner werdender (bei $d\tau_{ce}/dz > 0$, B2) und später mit konstanter (bei $d\tau_{ce}/dz = 0$, B3) Erosionsrate abläuft. Der Übergang des Erosionsablaufes zwischen den Bereiche 1 und 2 bzw. 2 und 3 an der Stelle der Veränderung des Gradienten des Erosionswiderstands ist dabei fließend. Das Auftreten von Flocken- bzw. Massenerosion lässt sich diesen Bereichen nicht zuordnen, sondern ist vielmehr von der Größe der erosionswirksamen Sohlschubspannung ($\tau_b - \tau_{ce}$) abhängig. Ist diese klein, kommt es zur Flockenerosion ($\tau_b \approx \tau_{ce}$). Bei größeren erosionswirksamen Sohlschubspannungen ($\tau_b > \tau_{ce}$) kommt es hingegen zur Massenerosion (MEHTA et al., 1989). Aus einem Erosionsversuch, dessen Ergebnis der in Abb. 4.2 dargestellten Oberflächenerosion (Typ I) entspricht, schließt KRONE (1999), dass der Übergang zwischen den beiden Erosionsmechanismen fließend ist und sich diese nicht exakt voneinander abgrenzen lassen. Die nach der plötzlichen Erhöhung der erosionswirksamen Sohlschubspannung zum Zeitpunkt t_0 eintretende Massenerosion geht mit Abnahme der erosionswirksamen Sohlschubspannung stetig in Flockenerosion über.

ⁱ Unter Annahme konstanter Sohlschubspannung τ_b

4.3 Mathematische Modelle

4.3.1 Modelle für Tiefenerosion

Entsprechend des Aufbaus der Sedimentsohle lassen sich die in der Literatur vorgestellten Erosionsmodelle in solche für Oberflächenerosion (Typ I mit zunehmendem Erosionswiderstand) und solche für Tiefenerosion (Typ II mit konstantem Erosionswiderstand) unterteilen. Gemäß der historischen Reihenfolge der Entwicklung dieser Erosionsmodelle beginnt ihre folgende Beschreibung mit der Tiefenerosion. Dabei lässt sich nicht in allen Fällen sicher nachvollziehen, ob die in der Modellentwicklung untersuchte Sedimentsohle tatsächlich einen mit der Tiefe konstanten Erosionswiderstand aufwies. Jedoch ist dies in allen Fällen eine grundlegende Annahme der Interpretation von Versuchsergebnissen, der Modellentwicklung und der Modellanwendung.

Die in Tab. 4.1 dargestellten Erosionsmodelle zeigen das weite Spektrum der ermittelten funktionalen Zusammenhänge und Modellaufbauten. α_i und β_i sind modellspezifische Konstanten, nummeriert in der Reihenfolge ihres Auftretens, für die je nach untersuchter Sedimentablagerung erhebliche quantitative Unterschiede zu verzeichnen sind.

Tab. 4.1: Der Literatur entnommene Modelle zur Beschreibung von Tiefenerosion bei $\tau_b \geq \tau_{ce}$

$\varepsilon = \beta_1 \left(\frac{\tau_b - \tau_{ce}}{\tau_{ce}} \right)^{\alpha_1}$	(4.1)	HARRISON & OWEN (1971) ⁱ ARULANANDAN (1975) ⁱⁱ
$\varepsilon = \beta_2 (\tau_b - \tau_{ce})$	(4.2)	KANDIAH (1974) ⁱⁱⁱ
$\varepsilon = \beta_3 \exp[\alpha_2 (\tau_b - \tau_{ce})]$	(4.3)	CHRISTENSEN & DAS (1974) ⁱ RAUDKIVI & HUTCHINSON (1974) ⁱ GULARTE et al. (1980)
$\varepsilon = \beta_4 (\tau_b^{\alpha_3} - \tau_{ce}^{\alpha_3}) \sqrt{\tau_b}$	(4.4)	LAMBERMONT & LEBON (1978)
$\varepsilon = \beta_5 \cdot \tau_b^{\alpha_4}$	(4.5)	LAVELLE et al. (1984)

ⁱ aus WINTERWERP (1989)

ⁱⁱ aus MEHTA (1991a)

ⁱⁱⁱ aus MCANALLY & MEHTA (2001)

Abgesehen von Gleichung 4.5, die die allgemein anerkannte Existenz einer kritischen Sohlschubspannung nicht berücksichtigt und somit eine schon bei der geringsten Sohlschubspannung einsetzende Erosion prognostiziert, beschreiben alle Modelle die Erosionsrate ε als Funktion der erosionswirksamen Sohlschubspannung $\tau_b - \tau_{ce}$. Diese ist dabei entweder dimensionsbehaftet (Gl. 4.2, 4.3, und 4.4) oder dimensionslos (Gl. 4.1) und mit der Erosionsrate linear (Gl. 4.2), als Potenz (Gl. 4.1, 4.4, 4.5) oder exponentiell (Gl. 4.3) verknüpft. Erosion setzt dabei erst dann ein, wenn die vorhandene Sohlschubspannung τ_b die aufnehmbare Sohlschubspannung τ_{ce} überschreitet. Für $\tau_b < \tau_{ce}$ ist die Erosionsrate definitionsgemäß gleich null.

Im Fall von Gleichung 4.1 wird der potenzierte zu einem linearen Zusammenhang, wenn der Exponent α_1 gleich eins wird. Entsprechend analysieren ARIATHURAI & ARULANANDAN (1978) die Ergebnisse aus über 200 Erosionsversuchen mit feinen Sedimenten unterschiedlicher Zusammensetzung. Für den größten Teil der Proben, der aus gestörten, manuell in das verwendete Erosionsgerät eingebauten Sedimenten besteht, leiten sie das folgende Erosionsmodell ab:

$$\varepsilon = \begin{cases} M \frac{\tau_b - \tau_{ce}}{\tau_{ce}} & \text{für } \tau_b \geq \tau_{ce} \\ 0 & \text{für } \tau_b < \tau_{ce} \end{cases} \quad (4.6)$$

Das mit Gleichung 4.6 dargestellte Erosionsmodell ist das bekannteste aller Modelle zur Beschreibung von Tiefenerosion und benannt als das Modell nach *Partheniades*, dessen Arbeiten die Grundlage der später durchgeführten Untersuchungen zur Modellbildung waren (MCANALLY & MEHTA, 2001). Der mit der sogenannten Erosionskonstante M lineare Zusammenhang zwischen Erosionsrate und dimensionsloser, erosionswirksamer Sohlschubspannung gilt nur für die künstlich hergestellten Proben, für die man eine über das Probenvolumen gleichmäßige Charakteristik vermuten kann. Wenige Versuche mit ungestörten Proben, für die sich eine tiefenabhängige Charakteristik vermuten lässt, lassen sich mit diesem Modell nicht abbilden (ARIATHURAI & ARULANANDAN, 1978). Die in den Versuchen ermittelte Erosionskonstante M [$\text{kg}/(\text{m}^2\text{s})$] und die aufnehmbare Sohlschubspannung τ_{ce} unterliegen deutlichen Schwankungen in Abhängigkeit unterschiedlicher Sedimentparameter (vgl. Kap. 6).

4.3.2 Modelle für Oberflächenerosion

Im Aufbau sind die in Tabelle 4.2 dargestellten Erosionsmodelle für Oberflächenerosion denjenigen für Tiefenerosion sehr ähnlich. Der wesentliche Unterschied besteht in der Vorgabe einer mit der Tiefe veränderlichen aufnehmbaren Sohlschubspannung $\tau_{ce}(z)$. Ansonsten haben diese Modelle die gleichen Charakteristiken wie die Modelle für Tiefenerosion: Die erosionswirksame Schubspannung (dimensionsbehaftet in den Gl. 4.7, 4.9, 4.11 und 4.12, dimensionslos in den Gl. 4.8 und 4.13) wird linear (Gl. 4.7, 4.12 und 4.13), als Potenz (Gl. 4.10, 4.11) oder exponentiell (Gl. 4.8, 4.9) mit der Erosionsrate verknüpft, wobei in Gl. 4.10, in der eine kritische Sohlschubspannung nicht berücksichtigt wird, die erosionswirksame der vorhandenen Sohlschubspannung entspricht. Bemerkenswert hinsichtlich der weiteren Vorgehensweise in Kap. 4.4 sind jedoch zwei Beobachtungen:

Der Proportionalitätsfaktor β_{10} in Gleichung 4.13 ist keine Konstante, sondern variiert über die Tiefe der Sedimentsohle. In Gleichung 4.10 wird die Veränderung der Erosionseigenschaften mit der Tiefe alleine über die Einführung der tiefenabhängigen Sedimentdichte $\rho(z)$ in das Modell erreicht, während diese in Gl. 4.12 als zweiter tiefenabhängiger Sedimentparameter neben $\tau_{ce}(z)$ auftaucht.

Tab. 4.2: Der Literatur entnommene Modelle zur Beschreibung von Oberflächenerosion bei $\tau_b \geq \tau_{ce}$

$\varepsilon = \beta_6 (\tau_b - \tau_{ce}(z))$	(4.7)	THORN & PARSONS (1980)
$\varepsilon = \varepsilon_f \exp \left[\alpha_5 \frac{\tau_b - \tau_{ce}(z)}{\tau_{ce}(z)} \right]$	(4.8)	MEHTA et al. (1982) MEHTA & PARTHENIADES (1982)
$\varepsilon = \varepsilon_f \exp \left[\alpha_6 (\tau_b - \tau_{ce}(z))^{0,5} \right]$	(4.9)	PARCHURE & MEHTA (1985)
$\varepsilon = \beta_7 \cdot \tau_b^{\alpha_7} \cdot \rho(z)^{\alpha_8}$	(4.10)	JEPSEN et al. (1997)
$\varepsilon = \beta_8 (\tau_b - \tau_{ce}(z))^{\alpha_9}$	(4.11)	MAA et al. (1998)
$\varepsilon = \beta_9 \cdot \rho(z) (\tau_b - \tau_{ce}(z))$	(4.12)	SANFORD & MAA (2001)
$\varepsilon = \beta_{10}(z) \left(\frac{\tau_b - \tau_{ce}(z)}{\tau_{ce}(z)} \right)$	(4.13)	SCHWEIM et al. (2002)

Das mit Gleichung 4.9 dargestellte Erosionsmodell ist das bekannteste aller Modelle zur Beschreibung von Oberflächenerosion und benannt als das Modell nach *Parchure & Mehta*. In seiner vollständigen Schreibweise lautet es:

$$\varepsilon = \begin{cases} \varepsilon_f \exp \left[\alpha (\tau_b - \tau_{ce}(z))^{0,5} \right] & \text{für } \tau_b \geq \tau_{ce} \\ 0 & \text{für } \tau_b < \tau_{ce} \end{cases} \quad (4.14)$$

Eine Besonderheit dieses Modells ist die Tatsache, dass es mit während des Erosionsprozesses gegen Null gehender erosionswirksamer Sohlschubspannung ($\tau_{ce}(z) \rightarrow \tau_b$) keine ebenfalls gegen Null gehende Erosionsrate prognostiziert. Vielmehr wird sich in diesem Fall die im Modell als ε_f bezeichnete Flockenerosionsrate einstellen. Dieses Charakteristikum wird in Kap. 4.4 eingehend diskutiert.

Die Herleitung des Modells für Oberflächenerosion nach *Parchure & Mehta* basiert auf der Durchführung von Erosionsversuchen mit einem reinen Tonmineral (Kaolinit) unter Laborbedingungen. AMOS et al. (1992a) weisen die Gültigkeit des Modells nicht nur für natürliche Sedimente in ihrer ungestörten Lagerung *in situ* nach; weiterhin zeigen sie, dass es auch für Sedimente mit einem tiefenunabhängigen Erosionswiderstand, also zur Beschreibung von Tiefenerosion anwendbar ist. In der praktischen Anwendung von Erosionsmodellen findet diese Übertragung jedoch kaum statt. So empfiehlt der DVWK (2003) die Verwendung des Modells nach *Partheniades* für feste Sohlen und dasjenige nach *Parchure & Mehta* für weiche Sohlen. Die Bezeichnungen „fest“ und „weich“ stehen dabei für den Konsolidationszustand und somit für die Variabilität des Erosionswiderstands mit der Tiefe. Bereits in Kap 4.2.2 wurde gezeigt, dass natürliche Sedimentablagerungen beide Eigenschaften aufweisen. Die Verwendung des Modells nach *Parchure & Mehta* wäre also angezeigt, ggf. unter Vorgabe eines bereichsweise tiefenunabhängigen Erosionswiderstands. Dass dieses in der Praxis der Prognose von Erosionsereignissen normalerweise nicht umgesetzt wird (vgl. Kap. 7), mag an der Komplexität des Modells, vor allem aber auch an der Anzahl der zu bestimmenden Sedimentparameter liegen. So sind für die Anwendung des Modells nach *Parchure & Mehta* mindestens drei Parameter (ε_f , α , $\tau_{ce}(z)$) festzulegen, wohingegen der Modellierer bei der Nutzung des Modells nach *Partheniades* mit zwei Parametern (M , τ_{ce}) auskommtⁱⁱ. Im (Normal-) Fall einer Sedimentablagerung mit der in Abb. 4.3 dargestellten Charakteris-

ⁱ häufig wird auch der Exponent der erosionswirksamen Sohlschubspannung, nach *Parchure & Mehta* gleich 0,5, mit anderen Werten belegt (z.B. KUIJPER et al., 1989)

ⁱⁱ gerade die Ermittlung des tiefenabhängigen Erosionswiderstands ist in der Praxis mit erheblichem Aufwand verbunden. Dies wird in Kap. 6 eingehend diskutiert

tik (mit der Tiefe deutlich zunehmender Erosionswiderstand im oberen Bereich der Sohle) besteht jedoch bei der Nutzung des Modells nach *Partheniades* die erhebliche Gefahr, dass der Modellierer den Erosionsbeginn verspätet prognostiziert bzw. eingesezte Erosion hinsichtlich Erosionsraten und Erosionstiefe überschätzt. Für die Durchführung einer realitätsnahen Modellierung der Erosion feiner Sedimente ist damit die Entwicklung eines Modells erstrebenswert, dass möglichst wenige und mit möglichst einfachen Methoden messbare Parameter benötigt und zudem für die Modellierung beider Erosionstypen geeignet ist.

4.4 Analyse und Entwicklung eines neuen Modells

Aufbauend auf den bisher dargestellten Stand der Forschung soll nun der soeben aufgestellten Forderung entsprechend untersucht werden, in wie weit sich ein Modell entwickeln lässt, das zur Modellierung von Oberflächen- und Tiefenerosion gleichermaßen geeignet ist. Dieses soll die Erkenntnisse, die in den bereits dargestellten Erosionsmodellen implementiert sind, in einem Modell vereinheitlichen. Dabei ist neben der Qualität der Abbildung der natürlichen Prozesse die Nutzbarkeit für die praktische Anwendung bei der Modellierung von Erosionsereignissen in natürlicher Umgebung in den Vordergrund zu stellen. Dies beinhaltet die Forderung nach einer möglichst weitgehenden Reduzierung empirischer Parameter bzw. nach der Einbindung messbarer, physikalisch aussagekräftiger Größen. Grundlage zum Erreichen dieses Ziels ist die Nutzung des den dargestellten Erosionsmodellen gemeinsamen Konzepts einer Beschreibung der Erosionsrate als Funktion der erosionswirksamen Sohlschubspannung. Im Rahmen der zunächst hypothetischen Aufstellung eines solchen Modells sind die folgenden Fragen zu beantworten:

- **In welchem funktionalen Zusammenhang stehen die erosionswirksame Sohlschubspannung und die Erosionsrate?**

Wie in Kap. 4.3 gezeigt, lassen sich die existierenden Theorien zur Beschreibung von Tiefen- wie auch Oberflächenerosion nach der Annahme drei unterschiedlicher funktionaler Zusammenhänge (linear, als Potenz und exponentiell) zwischen Erosionsrate und erosionswirksamer Sohlschubspannung einteilen. Für das neue Erosionsmodell wird daraus der lineare Zusammenhang ausgewählt. Grund hierfür ist nicht nur die sehr gute Übereinstimmung eines linearen Erosionsmodells mit Messergebnissen von Oberflächenerosion (SCHWEIM et al., 2002, Gl. 4.13). Ebenso beobachten PIEDRA-CUEVA & MORY (2001) einen linearen Zusammenhang zwischen Erosionsrate und erosionswirksamer Sohlschubspannung bei Oberflächenerosion. Weiterhin beruht der Vorschlag einer „*unified erosion formulation*“ für Ober-

flächen- und Tiefenerosion von SANFORD & MAA (2001, Gl. 4.12) auf einer linearen Funktion.

Der in der Vergangenheit in der Literatur für Oberflächenerosion favorisierte exponentielle Zusammenhang in Form des Modells nach *Parchure & Mehta* wird mit der Festlegung auf ein lineares Modell verworfen. Dies entspricht auch der kritischen Analyse dieses Modells von KUIJPER et al. (1989), die betonen, dass sich eine gute Anpassung an Messergebnisse mit den vielen empirischen Parametern in der exponentiellen Funktion verhältnismäßig einfach erreichen ließe, diese jedoch sehr sensitiv bezüglich der erosionswirksamen Sohlschubspannung sei. Die Abkehr von dem Modell nach *Parchure & Mehta*, das die konstante Flockenerosionsrate ε_f beinhaltet, wirft jedoch die folgende Frage auf:

- **Ist die Vernachlässigung des Mechanismus der Flockenerosion in einem Modell zur einheitlichen Beschreibung von Oberflächen- und Tiefenerosion zulässig?**

Wie in Kap. 4.2.1 beschrieben wird Erosion dann als Flockenerosion bezeichnet, wenn aufgrund von Inhomogenitäten der Sedimentoberfläche oder aufgrund von Schubspannungsspitzen lokal begrenzt Erosion auftritt, obwohl die Gegenüberstellung der mittleren Größen von Sohlschubspannung und Erosionswiderstand keine Erosion indiziert ($\tau_b \leq \tau_{ce}(z_b)$). Die Ergebnisse der Erosionsversuche, auf denen die Entwicklung des Modells nach *Parchure & Mehta* beruht, entsprechen qualitativ dem in Abb. 4.2 dargestellten Ablauf für Typ I-Erosion. Im Gegensatz zu dieser Darstellung beobachten PARCHURE & MEHTA (1985) jedoch keinen Rückgang der Erosionsraten auf Null, schließen daraus auf das Auftreten von Flockenerosion und implementieren mit ε_f eine im Fall von $\tau_b = \tau_{ce}(z_b)$ konstant bleibende Flockenerosionsrate in ihr Modell. Dieser Interpretation widersprechen sowohl KRONE (1999) als auch PIEDRA-CUEVA & MORY (2001) mit folgender Argumentation: In Erosionsversuchen nimmt die Sedimentkonzentration in der Wassersäule mit der Zeit zu. Beide Autoren passen unterschiedliche mathematische Funktionen an diesen Verlauf der Sedimentkonzentration an. Damit sollen diejenigen Erosionsprozesse mathematisch erfasst werden, die nach Abschluss der begrenzten Dauer von Versuchen eventuell auftreten. Aus der Tatsache, dass diese Funktionen – wenn auch außerhalb der Versuchsdauer – gegen einen Grenzwert der Konzentration gehen (und somit die Erosionsrate gegen Null), wird geschlossen, dass keine fortwährende Flockenerosion auftritt. Trotz der fehlenden Beweiskraft dieser Argumentation soll das neue Erosionsmodell ihrem Ergebnis entsprechen, wonach die Berücksichtigung einer Flockenerosionsrate für den Fall $\tau_b = \tau_{ce}(z_b)$ im Erosionsmodell nicht erforderlich bzw. sinnvoll ist. Dies geschieht auf Grundlage folgender Überlegungen:

Bei Oberflächenerosion, also einer Situation in der der Erosionswiderstand mit zunehmender Erosionstiefe ansteigt, ist der physikalische Prozess der Flockenerosion nur von kurzer Dauer: Bei einem Gleichgewicht zwischen den mittleren Größen von Sohlschubspannung und Erosionswiderstand findet Flockenerosion so lange statt, bis die Aggregate mit den schwächsten Bindungen zur Sohle aufgrund turbulenter Sohlschubspannungsspitzen erodiert sind. Mit der einhergehenden Sohleintiefung steigt der Erosionswiderstand der Sohloberfläche, bis der Erosionsprozess zum Erliegen kommt. Ein eventuell durch die Nicht-Berücksichtigung von Flockenerosion auftretender Fehler des Modells wäre somit gering.

Bei Tiefenerosion würde Flockenerosion im Fall des Gleichgewichts zwischen Einwirkung und Widerstand theoretisch andauern, da der mittlere Erosionswiderstand der Sedimentoberfläche mit fortschreitender Sohleintiefung nicht zunimmt. Für das angestrebte Anwendungsgebiet des neuen Erosionsmodells ist dies jedoch von untergeordneter Relevanz: In hydraulischen Ausnahmesituationen, die zu Erosion im Mittellauf eines Flussgebiets führen können, wird die vorhandene Sohlschubspannung von einem bezüglich Erosionsvorgängen deutlich unterkritischen auf ein überkritisches Niveau ansteigen und entsprechend wieder zurückgehen. Ein Gleichgewicht zwischen Einwirkung und Widerstand und somit eine Situation, in der Flockenerosion als Erosionsmechanismus relevant wird, ist eher selten zu erwarten.

Weiterhin erscheint der Ansatz einer konstanten Flockenerosionsrate entsprechend der Vorstellung von *Parchure & Mehta* zur Beschreibung der Auswirkungen der Einwirkungsspitzen bei nicht modellierter Turbulenz zu einfach. Vielmehr ist zu erwarten, dass die Flockenerosionsrate mit zunehmender mittlerer Sohlschubspannung aufgrund ebenso zunehmender Fluktuationen der Sohlschubspannung ansteigt, also als eine Funktion der turbulenten Charakteristik der einwirkenden Strömung dargestellt werden müsste. Entsprechende Ergebnisse zeigen KUIJPER et al. (1989). Zudem ist die Flockenerosionsrate ε_f im Modell von *Parchure & Mehta* auch im Fall von Massenerosion bei $\tau_{ce}(z_b) > \tau_b$ ein entscheidender Parameter, da sie als Faktor – gewissermaßen als Skalierungsparameter – einen maßgeblichen Einfluss auf die sich als Produkt berechnende Erosionsrate hat. Dies ist jedoch nicht im physikalischen Sinn der Unterscheidung von Flocken- und Massenerosion.

- **Ist die erosionswirksame Sohlschubspannung in dimensionsbehafteter oder in dimensionsloser Form zu berücksichtigen?**

Die Analyse der in den Tabellen 4.1 und 4.2 dargestellten Erosionsmodelle für Tiefen- und Oberflächenerosion zeigt, dass die Mehrheit der Autoren bei der Beschreibung von Erosion mit dimensionsbehafteten Formulierungen der erosionswirksamen

Sohlschubspannung arbeitet. Für das neue Erosionsmodell wird dennoch die dimensionslose Form gewählt. Hierfür sprechen nicht nur die vielversprechenden Ergebnisse der Untersuchungen zur Beschreibung von Oberflächenerosion nach SCHWEIM et al. (2002, Gl. 4.13). Weiterhin bringt die Durchführung einer Dimensionsanalyse die erosionswirksame Sohlschubspannung in dimensionsloser Form als Kennzahl des Erosionsvorgangs hervor (PIEDRA-CUEVA & MORY, 2001), die demnach bei der Modellierung des Erosionsvorgangs berücksichtigt werden sollte. Zudem entspricht die Festlegung auf ein lineares Erosionsmodell mit dimensionsloser Formulierung der erosionswirksamen Sohlschubspannung der Forderung nach einem einfachen Modell, dass zur Beschreibung von Oberflächen- und Tiefenerosion gleichermaßen geeignet ist: Durch die Entwicklung eines Modells für Oberflächenerosion aus dem anerkannten und vielfach durch Messungen bestätigten Modell von *Partheniades* für Tiefenerosion, dass ebenso einen linearen Zusammenhang zwischen der Erosionsrate und der dimensionslosen erosionswirksamen Sohlschubspannung herstellt, ist der Nachweis der Gültigkeit dieses Modells für Tiefenerosion bereits erbracht.

- **Welche Größen müssen mit der Tiefe der Sedimentsohle veränderlich sein, um die Gültigkeit für Oberflächenerosion sicherzustellen?**

Entsprechend der bisherigen Ausführungen ist die aufnehmbare Sohlschubspannung als tiefenvariable Größe $\tau_{ce}(z)$ in das Modell aufzunehmen. Weiterhin lässt sich mit einer Variabilität der Erosionskonstanten $M(z)$ (bzw. $\beta_{10}(z)$ in Gl. 4.13 nach SCHWEIM et al., 2002) mit der Tiefe eine bessere Abbildung gemessener Erosionsraten bei Oberflächenerosion durch das Modell erreichen. Der Grund hierfür und die Konsequenzen daraus werden im Rahmen der nächsten Fragestellung erörtert.

- **In wie weit lassen sich die in bisherigen Modellen genutzten empirischen Parameter durch physikalische Größen reduzieren?**

Neben der Sohlschubspannung als Einwirkung, dem Erosionswiderstand und den bei überkritischer Einwirkung resultierenden Erosionsraten enthalten die meisten der in Kap 4.3 dargestellten Erosionsmodelle keine weiteren, physikalisch aussagekräftigen Parameter. Diese Tatsache erschwert die praktische Anwendung der Modelle hinsichtlich der Parameterbestimmung erheblich und impliziert zumeist erhebliche Unsicherheiten im Modellergebnis. Einen Weg zur Verringerung dieser Unsicherheit könnten die Erosionsmodelle nach den Gleichungen 4.10 und 4.12 weisen: Sie berücksichtigen die tiefenvariable Dichte als Parameter im Erosionsmodell. Betrachtet man die Bedeutung der Dichte als charakteristische Größe zur Beschreibung des Sedimentdargebots, also der an der Sedimentoberfläche vorhandenen und damit ero-

dierbaren Sedimentmasse, so ist dieser Ansatz plausibel. Neben dem Erosionswiderstand soll also die Dichte $\rho(z)$ als zweite tiefenabhängige Größe Eingang in das neue Erosionsmodell finden.

Dabei ist vor allem die im Erosionsmodell von SANFORD & MAA (2001, Gl. 4.12) implizit enthaltene Hypothese interessant, dass der Proportionalitätsfaktor zwischen Erosionsrate und erosionswirksamer Sohlschubspannung mit Einführung der Dichte $\rho(z)$ seine Tiefenabhängigkeit verliereⁱ. Dies macht unter Berücksichtigung der in Kap. 3 erörterten Einflussfaktoren auf die Erosion feiner Sedimente Sinn: Während die Zusammensetzung des Sediments, die Kohäsion als Funktion der physikalisch-chemischen Eigenschaften von Wasser und Sediment und auch die biogene Stabilisierung nicht per se eine Tiefenabhängigkeit aufweisen, ist das für die Dichte der Sedimentablagerung aufgrund der Eigengewichtskonsolidation sehr wohl der Fall. In dem neuen Erosionsmodell wird die bei SCHWEIM et al. (2002) tiefenabhängige Erosionskonstante $M(z)$ also entsprechend des Ansatzes von SANFORD & MAA (2001) durch das Produkt aus $\rho(z)$ und einer neuen, tiefenunabhängigen Erosionskonstanten m ersetzt.

Das die Erkenntnisse bisheriger Erosionsmodelle vereinheitlichende, neue Erosionsmodell zur Beschreibung von Oberflächen- und Tiefenerosion hat entsprechend der Ergebnisse der obigen Diskussion folgende Form:

$$\varepsilon = \begin{cases} m \cdot \rho(z) \cdot \frac{\tau_b - \tau_{ce}(z)}{\tau_{ce}(z)} & \text{für } \tau_b \geq \tau_{ce} \\ 0 & \text{für } \tau_b < \tau_{ce} \end{cases} \quad (4.15)$$

Bei Betrachtung der Dimensionen der in diesem neuen Erosionsmodell implementierten Parameter wird die Berücksichtigung der Dichte der Sedimentablagerung noch über die obige Argumentation hinaus plausibel: Entsprechend der Dimensionen von Erosionsrate und Dichte hat die Erosionskonstante m die Dimension einer Geschwindigkeit:

$$m = \frac{\varepsilon}{\rho(z)} \cdot \frac{\tau_{ce}(z)}{\tau_b - \tau_{ce}(z)} \quad \left[\frac{\text{kg} \cdot \text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{s} \cdot \text{kg}} \cdot \frac{\text{N} \cdot \text{m}^2}{\text{m}^2 \cdot \text{N}} = \frac{\text{m}}{\text{s}} \right] \quad (4.16)$$

ⁱ $M \triangleq \beta \rho(z)$ ist bei SANFORD & MAA (2001) wie bei SCHWEIM et al. (2002) variabel mit der Tiefe, hat allerdings aufgrund der dimensionsbehafteten Betrachtung der erosionswirksamen Sohlschubspannung eine andere Größe und Dimension als im Modell nach *Partheniades*

Dabei ist m nicht nur anhand der Dimensionen, sondern auch im physikalischen Sinn als Erosionsgeschwindigkeit zu interpretieren: Hat die dimensionslose erosionswirksame Sohlschubspannung bei $\tau_b = 2 \tau_{ce}$ als dimensionslose Kennzahl den Wert 1, so entspricht m gerade der Geschwindigkeit des Sohlabtrags. Entsprechend wird m als charakteristische Erosionsgeschwindigkeit der Sedimentablagerung eingeführt. Neben der dimensionslosen erosionswirksamen Sohlschubspannung setzt sich die zweite, den Erosionsprozess charakterisierende dimensionslose Kennzahl aus Erosionsrate ε , Dichte ρ und der charakteristischen Erosionsgeschwindigkeit m zusammen ($\varepsilon/(m \cdot \rho)$).

Zusammenfassend lassen sich die in das neue Erosionsmodell einfließenden Hypothesen wie folgt beschreiben.

- Die Erosionsrate bei Oberflächenerosion ist linear proportional mit der dimensionslosen, erosionswirksamen Sohlschubspannung verknüpft, wenn der Erosionswiderstand τ_{ce} und der Proportionalitätsfaktor als über die Tiefe der Sedimentablagerung variabel entsprechend der Sedimenteigenschaften betrachtet werden.
- Der über die Tiefe der Sedimentablagerung variable Proportionalitätsfaktor entspricht dem Produkt aus der über die Tiefe der Sedimentablagerung variablen Dichte und der neu identifizierten, nicht tiefenabhängigen charakteristischen Erosionsgeschwindigkeit m .

Bei mit der Tiefe gleichbleibenden Sedimenteigenschaften entspricht das neue Modell dem zur Beschreibung von Tiefenerosion anerkanntermaßen geeigneten Erosionsmodell nach *Partheniades* mit der Erosionskonstanten M als Proportionalitätsfaktor. Da seine Gültigkeit für Tiefenerosion also aufgrund der Ergebnisse von *ARIATHURAI & ARULANANDAN (1978)* als nachgewiesen gelten kann (s. Kap. 4.3.1), erfolgt die Modellvalidierung im folgenden Kapitel durch die Untersuchung von Oberflächenerosion einer Sedimentablagerung mit zunehmendem Erosionswiderstand. Dabei wird das neue Erosionsmodell im Vergleich zu den Modellen von *Partheniades*, *Parchure & Mehta* sowie *Sanford & Maa* hinsichtlich seiner Abbildungsgenauigkeit und Prognosefähigkeit untersucht.

Bei diesem Vergleich wird das Modell von *Partheniades*, das ursprünglich kein Modell für Oberflächenerosion ist, mit über die Tiefe variablem Erosionswiderstand $\tau_{ce}(z)$ verwendet. So kann im direkten Vergleich mit dem neuen Erosionsmodell analysiert werden, welche Auswirkungen die Erweiterung des Proportionalitätsfaktors um die Dichte $\rho(z)$ hat. Weiterhin wird damit die verbreitete, jedoch unbewiesene Annahme überprüft, die Anwendung des Modells von *Partheniades* mit einem tiefenabhängigen Erosions-

widerstand $\tau_{ce}(z)$ sei bei der Modellierung der Erosion von geschichteten Sedimentablagerungen ausreichendⁱ (LE HIR, 2000).

Der Vergleich des neuen Erosionsmodells mit dem Modell von *Sanford & Maa* ermöglicht die Analyse der Auswirkung einer Nutzung der erosionswirksamen Sohlschubspannung in dimensionsloser beziehungsweise dimensionsbehafteter Form. Zuletzt dient das Modell von *Parchure & Mehta* als bisheriger Stand der Wissenschaft bei der Modellierung von Oberflächenerosion als Referenz für das mit dem neuen Modell erzielte Ergebnis. Die somit im Weiteren untersuchten Modelle sind zur besseren Übersichtlichkeit in Tab. 4.3 zusammengefasst.

Tab. 4.3: Im weiteren Verlauf der Arbeit untersuchte Erosionsmodelle für Oberflächenerosion. Für alle Modelle gilt:

$$\varepsilon = 0 \text{ bei } \tau_b < \tau_{ce}$$

<i>Partheniades:</i>	$\varepsilon = M \left(\frac{\tau_b - \tau_{ce}(z)}{\tau_{ce}(z)} \right)$	(4.17)
<i>Parchure & Mehta:</i>	$\varepsilon = \varepsilon_f \exp \left[\alpha (\tau_b - \tau_{ce}(z))^{0,5} \right]$	(4.18)
<i>Sanford & Maa:</i>	$\varepsilon = \beta \cdot \rho(z) (\tau_b - \tau_{ce}(z))$	(4.19)
<i>neues Modell:</i>	$\varepsilon = m \cdot \rho(z) \left(\frac{\tau_b - \tau_{ce}(z)}{\tau_{ce}(z)} \right)$	(4.20)

ⁱ Diese Annahme entspricht der Nutzung des Modells von *Partheniades* bei der Prognose der Erosion feiner Sedimente mit einem numerischen Modell, in dem die Sedimentablagerung als Abfolge von Sedimentschichten mit unterschiedlichem Erosionswiderstand modelliert wird, die Erosionskonstante M jedoch konstant bleibt (vgl. Kap. 7)

5 Experimentelle Untersuchungen zur Erosion feiner Sedimente

Vorbemerkung – *Im vorherigen Kapitel wurden in der Literatur beschriebene Ansätze zur Modellierung der Erosion feiner Sedimente dargestellt und theoretisch analysiert. Aus der Diskussion dieser Ansätze wurde ein neues Erosionsmodell entwickelt, mit dem bei vereinfachter Handhabbarkeit und weitergehender Gültigkeit eine verbesserte Qualität der Abbildung des Erosionsprozesses erreicht werden soll. Im Folgenden wird anhand der Durchführung experimenteller Untersuchungen geprüft, in wie weit dieser Anspruch erreicht werden kann. Nach einer Darstellung der verwendeten Geräte und Methoden sind zunächst die Dichte und der Erosionswiderstand der Sedimentablagerung zu bestimmen. Anschließend werden Erosionsversuche bei stationärer Einwirkung entsprechend der klassischen Vorgehensweise aus der Literatur durchgeführt. Diese dienen der Ermittlung modellspezifischer Parameter, der Analyse der Abbildungsgüte des neuen Erosionsmodells und dem Vergleich mit den bereits bekannten Modellen. Weiterhin wird erstmals die Gültigkeit der untersuchten Modelle für die Abbildung von Erosion bei instationärer, für Erosionsereignisse in Binnengewässern typischer Einwirkung überprüft.*

5.1 Geräte und Methoden

Die Konzeption der durchzuführenden Untersuchungen ist von den Erfordernissen der Kontrollierbarkeit, Vergleichbarkeit und Reproduzierbarkeit geleitet. Die Sicherstellung dieser Voraussetzungen ist bei der Untersuchung der Erosion feiner Sedimente nicht selbstverständlich: Wie die Darstellung der Grundlagen zur Erosion feiner Sedimente in Kap. 3 gezeigt hat, wird das Ergebnis einer überkritischen Beanspruchung einer Sedimentablagerung – die Erosionsrate – von einer Vielzahl unterschiedlichster Parameter beeinflusst, die teilweise schwierig zu kontrollieren sind. Zur Untersuchung der in Kap. 4 diskutierten Erosionsmodelle und zur Validierung des daraus entwickelten neuen Modells gilt es nun, die Variation dieser Einflussparameter möglichst weitgehend auszuschließen bzw. den Anforderungen der Validierung entsprechend zu systematisieren. Die betrachteten Erosionsmodelle beschreiben die Erosionsrate auf der Widerstandsseite als Funktion der aufnehmbaren Sohlschubspannung und teilweise der Dichte, wobei beide Größen über die Tiefe der Sedimentablagerung variieren. Zur Einschätzung der Abbildungsgüte der Modelle ist daher die Variation dieser Größen über die Tiefe sicherzustellen, während eine Variation weiterer Einflussparameter z. B. aus der Zusammensetzung des Sediments, den physikalisch-chemischen Eigenschaften von Sediment und Wasser oder einer biogenen Stabilisierung möglichst auszuschließen ist. Die Versuche werden entsprechend dieser Erfordernisse im Labor durchgeführt; anstelle natür-

lichen Sediments wird ein industriell hergestelltes Tonmineralⁱ (Kaolinit) verwendet. Diese Methode ermöglicht im Vergleich zur Untersuchung natürlicher Sedimente in situ eine sehr viel kontrolliertere Vorgehensweise: Das Ersatzsediment ist im Gegensatz zu natürlichem Sediment bei gleichbleibender Zusammensetzung in großen Mengen verfügbar, über längere Zeiträume lagerfähig und soweit möglich frei von biologisch aktiven Mikroorganismen. Mit der Versuchsdurchführung in einem auf ca. 15°C klimatisierten Raum bei Dunkelheit und unter Nutzung von Leitungswasser weitgehend konstant bleibender Qualität wird damit eine größtmögliche Konstanz der Versuchsrandbedingungen sichergestellt.

Zur Durchführung der Erosionsversuche wird ein Kreisgerinne verwendet (Abb. 5.1). Es besteht aus einem ringförmigen, drehbar gelagerten Kanal und einem coaxial aufgehängten, ebenfalls drehbar gelagerten Deckel, der von oben auf die Wasseroberfläche im Kanal aufgesetzt wird. Durch gegensinnige Rotation dieser beiden Bauteile und der daraus resultierenden Wandreibung wird eine Endlosströmung im Gerinne erzeugt. Die nach einer Optimierung des Drehzahlverhältnisses (SPORK, 1997) zwischen Gerinne und Deckel über die Fläche der Gerinnesohle sehr homogen verteilte Sohlschubspannung lässt sich als Funktion der Gerinnedrehzahl quantifizierenⁱⁱ. Dies ermöglicht eine zielgerichtete Durchführung von Erosionsversuchen, da allein durch Vorgabe der Gerinnedrehzahl eine gewünschte Sohlschubspannung sehr exakt eingestellt werden kann.

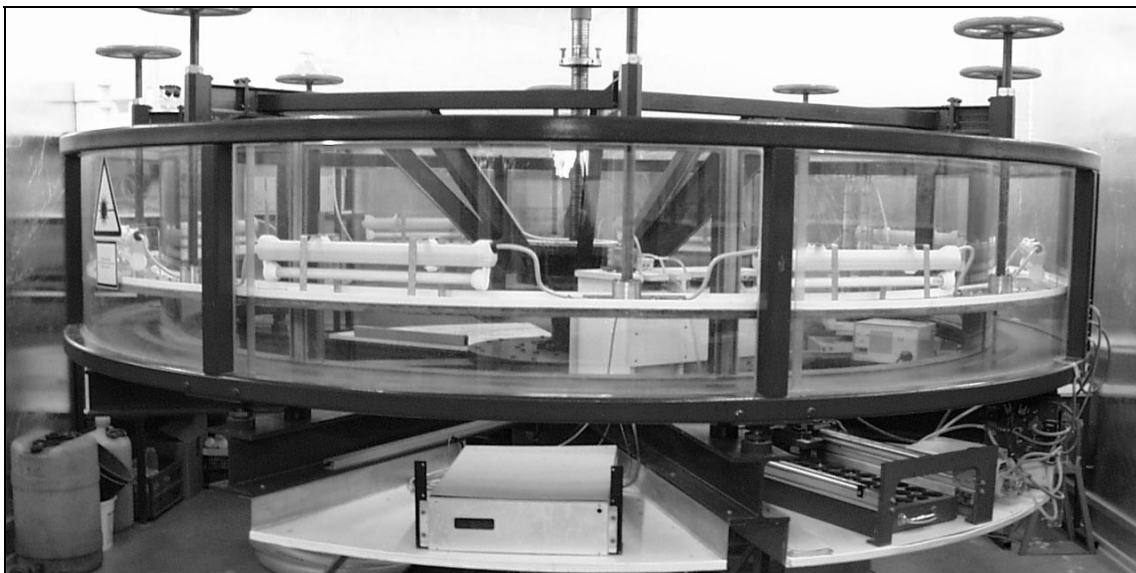


Abb. 5.1: Kreisgerinne des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft der RWTH Aachen

ⁱ Physikalisch-mineralogische Charakterisierung des Sediments s. Anhang B

ⁱⁱ Darstellung des funktionalen Zusammenhang s. Anhang A

Die Durchführung eines Erosionsversuches im Kreisgerinne stellt sich wie folgt dar: Nach Befüllung des Gerinnes mit Sediment und Wasser wird diese Suspension bei hohen Rotationsgeschwindigkeiten und mit Hilfe von am Deckel befestigten Rührstäben homogen durchmischt. Am Ende der 10-minütigen Mischungszeit werden die Rührstäbe entfernt; aus der homogen durchmischten Suspension entwickelt sich durch Sedimentation, Ablagerung und Konsolidation bei Stillstand von Gerinne und Deckel eine über die Fläche der Gerinnesohle sehr gleichmäßig verteilte Sedimentablagerung. Durch diese Vorgehensweise wird entsprechend der Ausführungen in Kap. 4.2.2 die oben geforderte Variation der Dichte sowie der aufnehmbaren Sohlschubspannung über die Tiefe der sich ausbildenden Sedimentablagerung gewährleistet. Nach Ende der Konsolidationszeit von einigen Tagen (s. Kap. 5.2) wird durch Erhöhung der Drehzahlen von Gerinne und Deckel und somit der auf die Sedimentablagerung einwirkenden Sohlschubspannung Erosion initiiert. Die Erosion führt zur Erhöhung der Sedimentkonzentration in der Wassersäule, die mit Hilfe von Trübungsmessgeräten aufgenommen und gemeinsam mit der einwirkenden Sohlschubspannung kontinuierlich auf einem Messrechner gespeichert wirdⁱ.

Die Systematik der Auswertung der Erosionsversuche im Kreisgerinne ist in Abb. 5.2 qualitativ dargestellt. Sie beruht auf den Annahmen einer homogenen Durchmischung des erodierten Sediments in der Wassersäuleⁱⁱ sowie eines über die Fläche des Gerinnes gleichmäßigen Ablaufs des Erosionsvorgangsⁱⁱⁱ und damit auf einer eindimensional-vertikalen Betrachtungsweise. Wie oben beschrieben wird durch die Steigerung der Sohlschubspannung Erosion initiiert, die zur Erhöhung der Sedimentkonzentration in der Wassersäule führt. Aufgrund des geschlossenen Versuchskreislaufs repräsentiert der Verlauf der Sedimentkonzentration C in der Wassersäule über der Versuchsdauer t die Summenlinie der durch das Suspensionsvolumen dividierten Masse erodierten Sediments. Damit lässt sich die Erosionsrate ε als das Produkt aus der Wassertiefe h und der Konzentrationsänderung berechnen:

$$\varepsilon(t) = h \cdot \frac{dC(t)}{dt} \quad (5.1)$$

ⁱ Anordnung und Funktionsweise der Trübungsmessgeräte s. Anhang A

ⁱⁱ Die Gültigkeit dieser Annahme wird von WEDERSHOVEN (2002a) nachgewiesen, s. Anhang A

ⁱⁱⁱ Die Gültigkeit dieser Annahme wird in Kap. 5.2 hinsichtlich der über die Fläche gleichmäßigen Eigenschaften der Sedimentsohle und mit den Messungen von SPORK (1997) zur Optimierung des Drehzahlverhältnisses hinsichtlich der über die Fläche gleichmäßigen Einwirkung aus der Strömung nachgewiesen

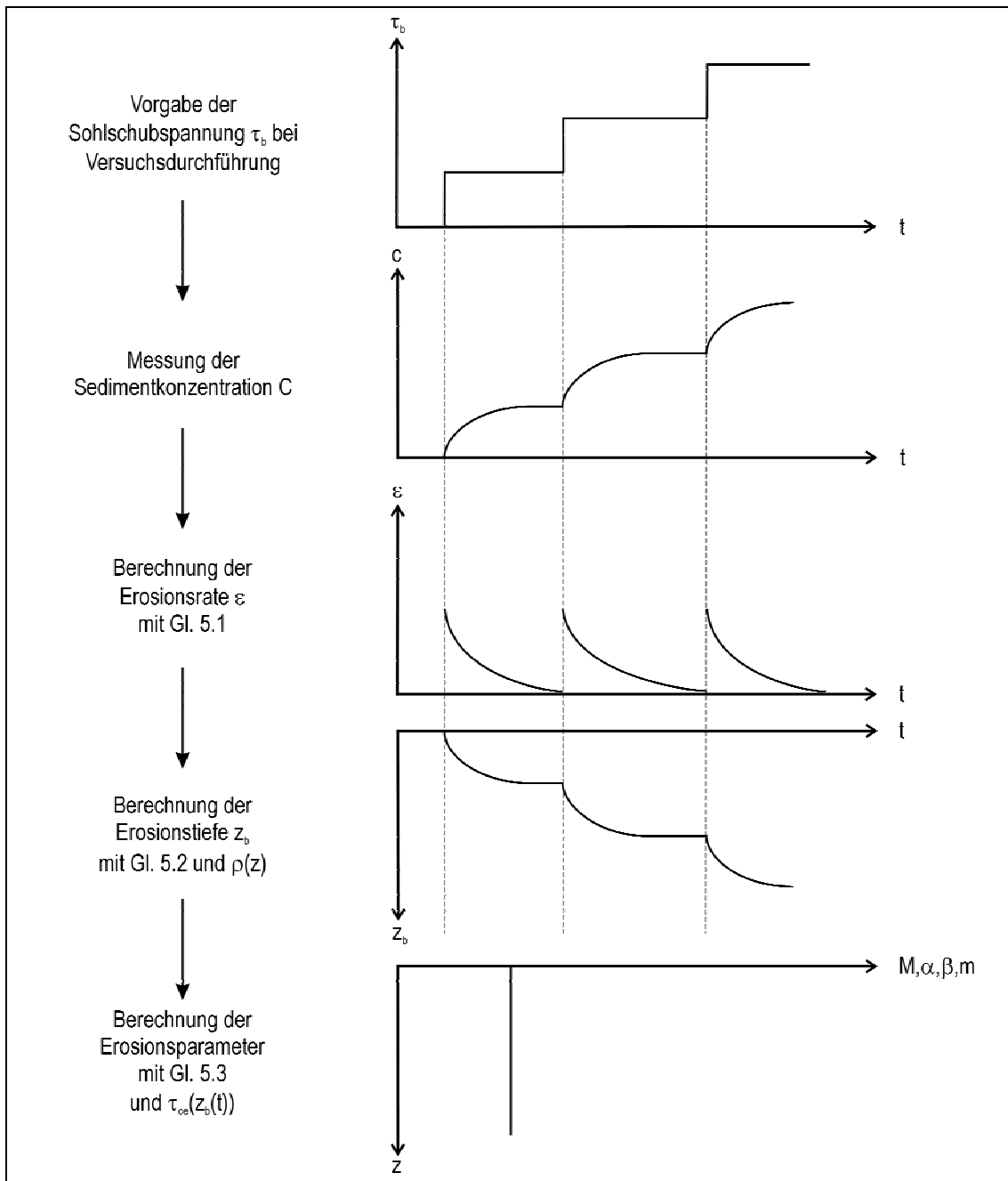


Abb. 5.2: Qualitative Darstellung der Auswertungssystematik der Erosionsversuche im Kreisgerinne

Weiterhin resultiert aus dem Vergleich der aus der Sohle erodierten Sedimentmasse mit der in der Wassersäule akkumulierten Sedimentmasse nach dem Gesetz der Massenerhaltung folgender Zusammenhang:

$$\int_{z_b(t=0)}^{z_b(t)} \rho(z) dz = h(t) \cdot C(t) \tag{5.2}$$

Mit Kenntnis des vertikalen Verlaufs der Dichte der Sedimentablagerung (s. Kap. 5.2) wird aus Gleichung 5.2 die Erosionstiefe bzw. die Lage der Sedimentoberfläche $z_b(t)$ ermittelt. Ist wiederum der vertikale Verlauf der aufnehmbaren Sohlschubspannung der Sedimentablagerung bekannt (s. Kap. 5.3), lassen sich die Erosionsparameter der zu untersuchenden Erosionsmodelle, hier am Beispiel des neuen Modells nach Gl. 4.15, in Abhängigkeit der Versuchsdauer oder der Erosionstiefe darstellen:

$$m(t, z_b) = \frac{\varepsilon(t)}{\rho(z_b)} \cdot \frac{\tau_{ce}(z_b(t))}{\tau_b(t) - \tau_{ce}(z_b(t))} \quad (5.3)$$

Im Idealfall sollte der so ermittelte Erosionsparameter entsprechend der in Kap. 4.4 aufgestellten Hypothese über die Tiefe der Sedimentablagerung konstant sein. Die Einschätzung der Abbildungsqualität des Erosionsmodells findet also über die Berechnung der Abweichung des Erosionsparameters von seinem Mittelwert statt.

Ferner werden Simulationen mit einem von WEDERSHOVEN (2002a) entwickelten 1D-vertikalen, numerischen (Sohl-) Modell durchgeführt, in das die untersuchten Erosionsmodelle implementiert werden. Dieses Modell simuliert den Ablauf eines Erosionsversuchs bei Vorgabe der einwirkenden Sohlschubspannung, der Sohleigenschaften Dichte und Erosionswiderstand sowie der Parameter der Erosionsmodelle hinsichtlich der zeitlichen Entwicklung von Erosionsrate und -tiefe. Daraus wird, wiederum unter der Annahme einer homogenen Durchmischung des erodierten Sediments in der Wassersäule, eine Konzentration berechnet. Diese Vorgehensweise ermöglicht den Vergleich der gemessenen mit der von dem jeweiligen Modell prognostizierten Sedimentkonzentration in der Wassersäule.

Die experimentelle Untersuchung des neuen Erosionsmodells bedient sich zunächst der in der Literatur üblichen Methode konstanter Sohlschubspannungen (zum Beispiel PARCHURE & MEHTA, 1985; KUIPER et al., 1989; SANFORD & MAA, 2001; PIEDRA-CUEVA & MORY, 2001), die nach einer mehrstündigen Wirkungszeit schrittweise auf das nächste, konstante Niveau erhöht werden (vgl. Abb. 5.2). Damit wird Erosion bei unterschiedlichen, stationären Strömungsbedingungen simuliert. In einem erosionsrelevanten natürlichen Strömungsereignis wie einem Hochwasser erhöht sich die Sohlschubspannung jedoch nicht schrittweise sondern kontinuierlich. Daher werden weiterhin in dieser Form bisher einmalige Versuche mit kontinuierlicher Erhöhung der Sohlschubspannung durchgeführt, die also instationäre Strömungsbedingungen simulieren. Hinweise auf einen Einfluss des zeitlichen Gradienten der Sohlschubspannung $d\tau_b/dt$ auf die Erosionsraten finden sich in der Literatur bereits bei MEHTA (1988), CERVANTES et al. (1995) und SANFORD & MAA (2001). Diese Hinweise

resultieren jedoch ausschließlich aus theoretischen Überlegungen und wurden experimentell noch nicht überprüft. Neben der Prüfung der in Kap. 4.4 aufgestellten Hypothesen soll diese Lücke nun geschlossen werden.

5.2 Dichte der Sedimentablagerung

Zur Messung der Dichte der Sedimentablagerung steht ein *UHCM* (*Ultra High Concentration Meter*) zur Verfügung. Das Gerät umfasst zwei zylinderförmige (9 mm Durchmesser) Signaleinheiten, die koaxial mit einem festen Abstand von 11 mm miteinander verbunden sind (Abb. 5.3a). Der Messbereich schließt ein zylindrisches Volumen eines Durchmessers von ca. 3 mm ein. Das Messprinzip beruht auf der Dämpfung der Amplitude von das Sediment durchdringenden Ultraschallwellen. Die geräteinterne Signalverarbeitung gewährleistet, dass die von dem Gerät als Ausgangssignal der Messung gelieferte Spannung U linear proportional zur Konzentration C und damit zur Trockendichte ρ des Sediments im Messbereich ist (BERKHOUDT, 1994). Der Proportionalitätsfaktor k ist abhängig von den Partikeleigenschaften und muss daher kalibriert werden. Abb. 5.3b zeigt beispielhaft ein typisches Ergebnis einer Dichtemessung der Sedimentablagerung im Kreisgerinne.

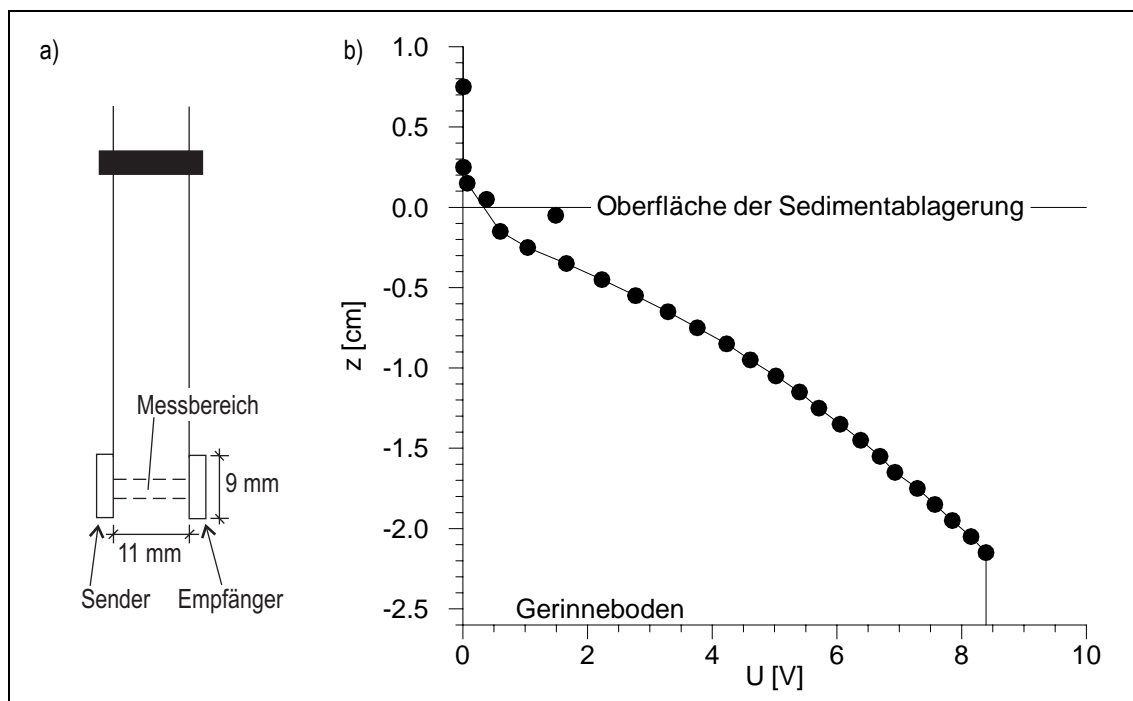


Abb. 5.3: Dichtemessung mit dem *Ultra High Concentration Meter* (*UHCM*). a) Schematische Darstellung der Signaleinheiten des *UHCM* (nach WEDERSHOVEN, 2002a). b) Typisches Ergebnis einer Messung mit dem *UHCM* als Spannungsänderung mit der Tiefe (Messwerte als Punkte dargestellt, angenommener Spannungsverlauf außerhalb der Messpunkte als Linie)

Die Dichtemessung erfolgt durch Einbringen der Signaleinheiten des *UHCM* in die Sedimentablagerung vertikal von oben in Schritten von 1 mm. Das Messergebnis wird der vertikalen Position der Achse des Messbereiches zugewiesen. Auffällig ist die Abweichung der Messergebnisse in der Nähe der Oberfläche der Sedimentablagerung von dem sonstigen Trend des gemessenen Spannungsverlaufes. Diese wird auf die an der Sohl-oberfläche vorhandene Unstetigkeit im vertikalen Dichteverlauf zurückgeführt: Diese Schichtgrenze erzeugt Reflexionen der Schallwellen, die nicht mit der tatsächlichen Dichteänderung an der Sohl-oberfläche korrelieren. Zudem ist anhand der Textur des Sediments an der Sohl-oberfläche eine wenige Zehntelmillimeter dicke Schichtung zu beobachten, die auf das verlangsamte Absinken der feinsten Partikel des Sediments zurückzuführen ist. Aufgrund der genannten Unstetigkeiten bleiben diejenigen Messwerte, für die sich die Oberfläche der Sedimentablagerung im Messbereich des *UHCM* befindet, in der weiteren Auswertung unberücksichtigt. Der zur Umrechnung eines mit dem *UHCM* gemessenen Spannungsprofils in ein Dichteprofil benötigte Kalibrierungsfaktor k wird nach Gleichung 5.4 berechnet, in der m_d die (mit der Grundfläche A der Sedimentablagerung auf die Vertikale bezogene) eingebrachte Trockenmasse ist. Der zur Lösung der Gl. 5.4 benötigte Spannungsverlauf über die gesamte Mächtigkeit der Sedimentablagerung wird durch lineare Interpolation zwischen den Messwerten bzw. mit konstanter Extrapolation des untersten Messwertes bis zum Gerinneboden ermitteltⁱ.

$$k = \frac{m_d}{A} \cdot \left(\int_{z=0}^{z_{\max}} U(z) dz \right)^{-1} \quad (5.4)$$

Aufgrund der Anwendung des beschriebenen Messprinzips, bei dem die Signaleinheiten des *UHCM* von oben in die Sedimentablagerung eingebracht werden, bleiben nach der Dichtemessung Löcher in der Sohle zurück. Diese Löcher verursachen in einem anschließenden Erosionsversuch Verwirbelungen der Strömung, die zu lokal erhöhten Sohlschubspannungen und damit zu einer ungleichmäßig einsetzenden Erosion führen. Die zur Dichtemessung erzeugten Sedimentablagerungen können daher nicht mehr für Erosionsversuche verwendet werden. Um die in Kap. 5.1 beschriebene Auswertungssystematik dennoch anwenden zu können, ist die Reproduzierbarkeit der Eigenschaften von unabhängig voneinander hergestellten Sedimentablagerungen nachzuweisen. Da der Nachweis der Reproduzierbarkeit der Sohleigenschaften einen erheblichen zeitlichen Aufwand mit sich bringt, ist die Durchführung und Auswertung von Erosionsversuchen unter Variation der die Dichte maßgeblich beeinflussenden Konsolidationszeit

ⁱ Aufgrund der vertikalen Ausdehnung der Signaleinheiten des *UHCM* können die unteren 4,5 mm der Sedimentablagerung nicht vermessen werden

nicht möglich. Bei der erforderlichen Festlegung der Konsolidationszeit ist sicherzustellen, dass diese die Phase der hohen zeitlichen Dichtegradienten während der Eigengewichtskonsolidation vollständig einschließt, damit eine Veränderung der Dichte der Sedimentablagerung während der Erosionsversuche weitgehend ausgeschlossen werden kann.

Zur Festlegung der Konsolidationszeit werden zunächst Dichtemessungen an Sedimentablagerungen nach variierender Konsolidationszeit durchgeführt. Diese Sedimentablagerungen werden in Standzylindern nach einem Verfahren erzeugt, dass die Vergleichbarkeit mit den später im Kreisgerinne herzustellenden Sedimentablagerungen weitgehend sicher stellt (Sedimentation, Ablagerung und Konsolidation aus einer homogenen Suspension bei gleicher Wassertiefe und gleicher Ausgangskonzentrationⁱ). Die Ergebnisse der Vorversuche sind in Abb. 5.4 dargestellt.

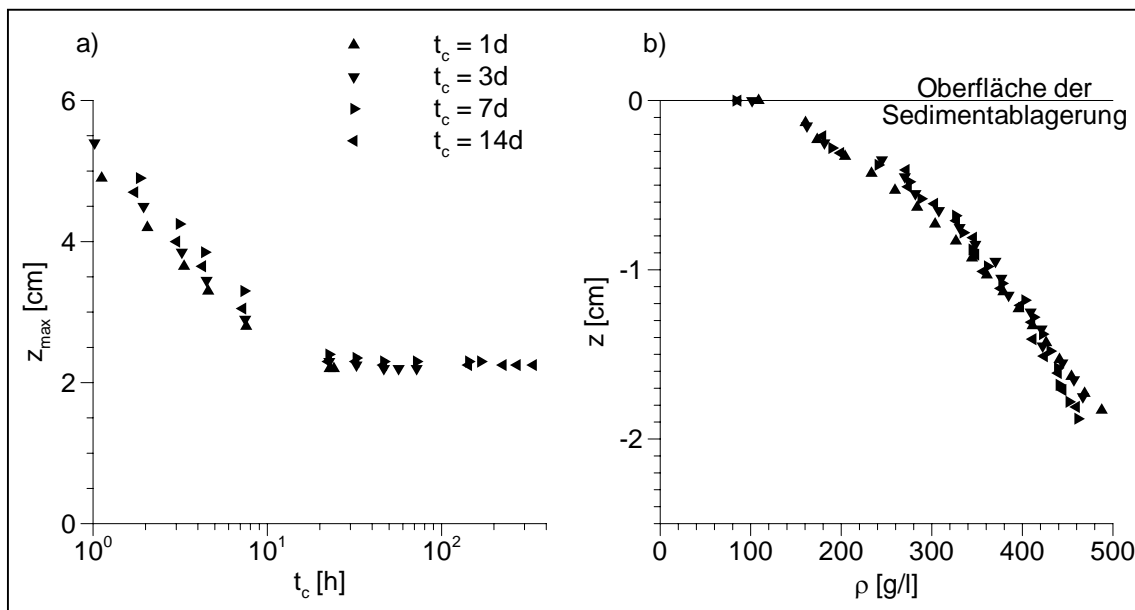


Abb. 5.4: Vorversuche in Standzylindern zur Festlegung der Konsolidationszeit. a) Entwicklung der Mächtigkeit der Sedimentablagerung während der Konsolidation. b) Dichteprofil der Sedimentablagerung am Ende der Konsolidationszeit

ⁱ Das Produkt aus Ausgangskonzentration und Wassertiefe entspricht der auf die Fläche bezogenen, eingewogenen Masse und bestimmt somit neben den Konsolidationseigenschaften des Sediments maßgeblich die Mächtigkeit der Sohle. Diese Parameter werden so festgelegt ($C = 45$ g/l bei $h = 17,5$ cm), dass die Eintiefung der Sohle während des Erosionsvorgangs und damit die Veränderung der Wassertiefe in ihrer Auswirkung auf die einwirkende Sohlschubspannung vernachlässigbar ist

Zu Beginn der Sedimentation aus homogener Suspension entwickelt sich schnell eine erkennbare Schichtgrenze zwischen Suspension und der späteren Sedimentablagerung. Abb. 5.4a zeigt den Verlauf dieser Schichtgrenze während der Konsolidationszeit. Bereits nach ca. 20 h ist keine weitere Verringerung der Mächtigkeit der Sedimentablagerung erkennbar. Entsprechend zeigen die nach Konsolidationszeiten von 1, 3, 7 und 14 Tagen gemessenen Dichteprofile der Sedimentablagerungen keine signifikanten Unterschiede (Abb. 5.4b). Dieses Ergebnis deckt sich mit den Aussagen von KUIJPER et al. (1989), die in Laboruntersuchungen mit Kaolinit nach 30 h Konsolidationszeit keine weitere Veränderung im Dichteprofil der Sedimentablagerung mehr feststellen. Auf Grundlage der dargestellten Ergebnisse wird die Konsolidationszeit für die Erosionsversuche im Kreisgerinne auf der sicheren Seite liegend auf 3 Tage festgelegt.

Zur späteren Auswertung der Erosionsversuche wird nun der Verlauf der Dichte über die Tiefe der Sedimentablagerung im Kreisgerinne bestimmt. Dafür wird gemäß der entwickelten Vorgaben eine Sedimentablagerung erzeugt. Messungen der Dichte dieser Ablagerung erfolgen in einem Abstand von 45° an jeweils zwei Punkten des Gerinnequerschnitts. Aus diesen 16 Einzelmessungen wird ein mittleres Dichteprofil berechnet. Abb. 5.5 zeigt die resultierenden Dichteprofile zweier unabhängig voneinander hergestellten Sedimentablagerungen (Versuch 1 und Versuch 2).

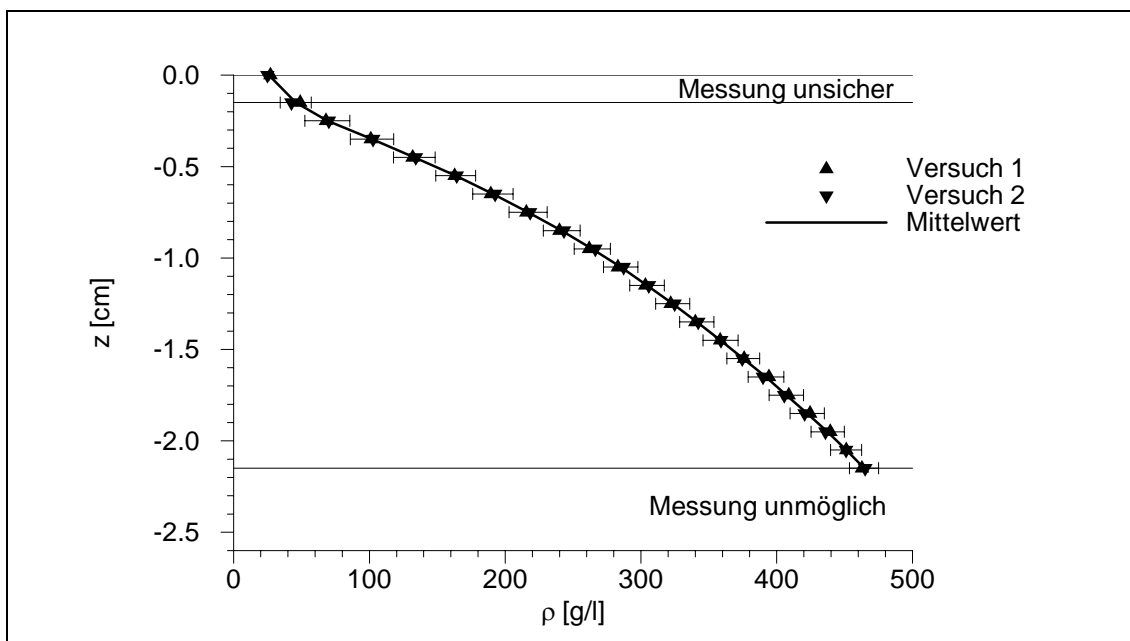


Abb. 5.5: Dichteprofil der Sedimentablagerung im Kreisgerinne mit Nachweis der Reproduzierbarkeit (Übereinstimmung zwischen Versuch 1 und Versuch 2) und der Homogenität über die Fläche (geringe Standardabweichung).

Die Übereinstimmung der beiden unabhängigen Messungen ist sehr gut, so dass von einer uneingeschränkten Reproduzierbarkeit gleichartiger Sedimentablagerungen im Kreisgerinne ausgegangen werden kann. Zur weiteren Nutzung werden die Ergebnisse aus Versuch 1 und Versuch 2 gemittelt. Die Fehlerbalken an diesem mittleren Dichteprofil in Abb. 5.5 repräsentieren die Standardabweichungen der insgesamt 2 mal 16 über die Fläche der Gerinnesohle durchgeführten Messungen. Die geringen Abweichungen vom Mittelwert bestätigen die Annahme der über die Fläche gleichmäßigen Eigenschaften der Sedimentablagerung und somit die eindimensional-vertikale Betrachtungsweise in der Auswertung.

5.3 Erosionswiderstand der Sedimentablagerung

Wie in Kap. 4.1.2 dargestellt, lässt sich der Erosionswiderstand einer Sedimentablagerung nicht mit standardisierten Messverfahren ermitteln. In der Forschung zur Erosion feiner Sedimentablagerungen hat sich daher ein von PARCHURE & MEHTA (1985) beschriebenes Verfahren etabliert. Dieses Verfahren beruht auf der in Kap. 4.2.2 beschriebenen und mit Abb. 4.2 illustrierten theoretischen Charakterisierung des Erosionsablaufes bei Oberflächenerosion: Bei einer stationär überkritischen Einwirkung wird Erosion bei abnehmenden Erosionsraten so lange andauern, bis der mit zunehmender Erosionstiefe steigende Erosionswiderstand der Sedimentoberfläche der vorhandenen Sohlschubspannung entspricht. Die Zuordnung der vorhandenen Sohlschubspannung τ_b zu der an diesem Zeitpunkt vorhandenen Erosionstiefe z_b entspricht also einem Punkt auf dem Profil des Erosionswiderstands $\tau_{ce}(z)$. Die Ermittlung des tiefenabhängigen Verlaufs des Erosionswiderstands kann demnach anhand von Erosionsversuchen mit stufenweise stationärer Einwirkung erfolgen. Nach Erreichen des Gleichgewichts zwischen Sohlschubspannung und Erosionswiderstand wird die Sohlschubspannung in einer nächsten Stufe auf ein wiederum stationäres Niveau erhöht. Mit der Anwendung des oben beschriebenen Verfahrens für jede Stufe kann so der tiefenabhängige Verlauf des Erosionswiderstands der Sedimentablagerung ermittelt werden.

In Abb. 5.6 ist die während zweier identischer Erosionsversuche mit steigender, stufenweise stationärer Sohlschubspannung gemessene Konzentration in der Wassersäule dargestelltⁱ. Die gute Übereinstimmung der Ergebnisse bestätigt erneut die Reproduzierbarkeit von Sedimentablagerungen gleichartiger Erosionseigenschaften.

ⁱ Die Darstellung der Versuchsergebnisse erfolgt bis zu einer maximalen Konzentration von 30 g/l. Dies entspricht einer Erosionstiefe von ca. 21 mm und damit dem aufgrund der tiefenbegrenzten Dichtemesung maximal auswertbaren Bereich

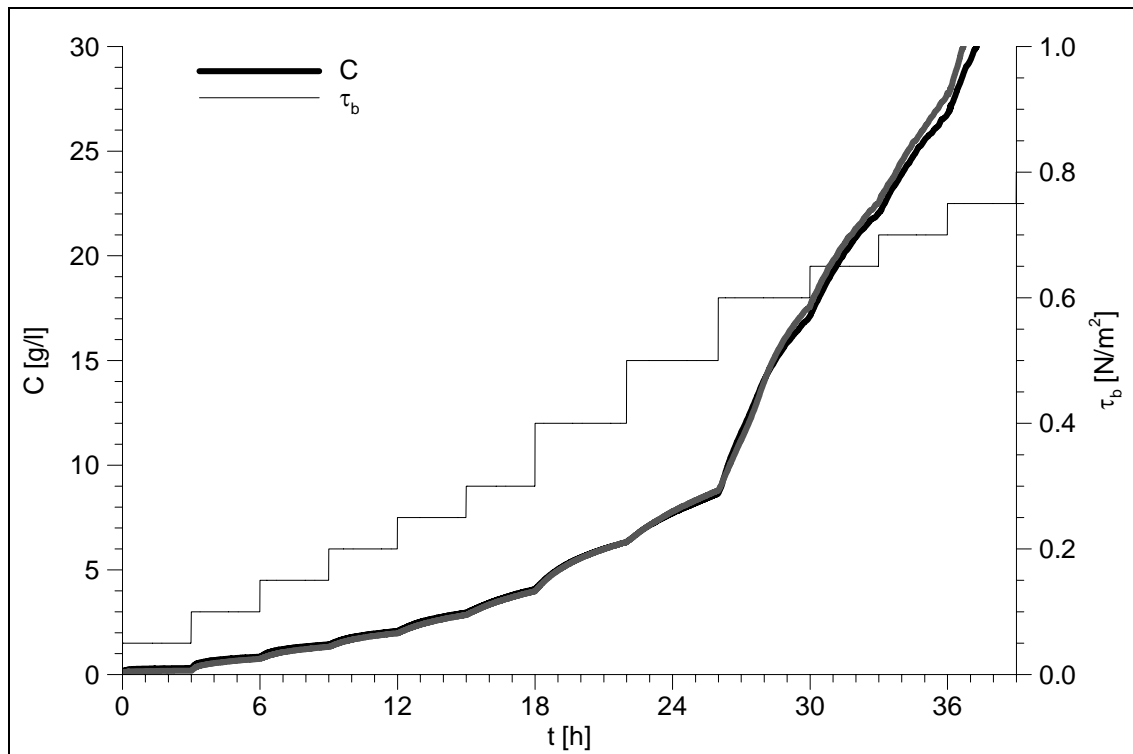


Abb. 5.6: Sedimentkonzentration C in der Wassersäule und vorgegebene Sohlschubspannung τ_b während des Erosionsversuchs 2409stat (schwarz) und des Reproduktionsversuchs 0710stat (grau).

Bei der Analyse der Versuchsergebnisse hinsichtlich der Ermittlung des Erosionswiderstandes fällt auf, dass der zeitliche Gradient der Konzentration und damit die Erosionsrate (vgl. Gl. 5.1) nur in den ersten Belastungsstufen auf nahezu Null zurückgeht. Mit zunehmender Sohlschubspannung steigt auch die Erosionsrate am Stufenende. Dies entspricht den Erwartungen unter Berücksichtigung der in Kap. 4 bereits behandelten Abweichungen der einwirkenden Sohlschubspannung (durch Turbulenz) und der aufnehmbaren Sohlschubspannung (durch Inhomogenitäten der Sohloberfläche) von ihren Mittelwerten. Aufgrund dieser Abweichungen kommt es im Fall der Übereinstimmung der mittleren Sohlschubspannung mit der mittleren aufnehmbaren Sohlschubspannung am Ende einer Belastungsstufe zu Flockenerosion. Die Anwendung des oben beschriebenen Verfahrens zur Quantifizierung des Erosionswiderstands ist daher mit einer Unsicherheit behaftet, die durch die folgende Unterscheidung in drei Fälle charakterisiert werden kann:

- **Fall 1: Die im Vorfeld der Versuche festgelegte Dauer der Belastungsstufen ist zu kurz gewählt.**

Dies würde bedeuten, dass die Erosionstiefe mit länger andauernder stationärer Belastung weiter zunähme, bei gleichzeitig weiter abnehmenden Erosionsraten. Die Zuordnung der aktuellen Sohlschubspannung als aufnehmbare Sohlschubspannung

in der am Stufenende vorliegenden Erosionstiefe würde den Erosionswiderstand damit überschätzen.

- **Fall 2: Die Dauer der Belastungsstufen ist lang genug; die am Ende der Stufen vorliegenden Erosionsraten sind Flockenerosionsraten.**

Damit wäre die Auswertungsbedingung einer Übereinstimmung der (mittleren) einwirkenden und aufnehmbaren Sohlschubspannung erfüllt. Allerdings könnte der Zeitpunkt, an dem diese Bedingung erfüllt ist, auch vor dem Ende der Belastungsstufe erreicht sein. Auch in diesem Fall besteht also eine Unsicherheit hinsichtlich der Zuordnung der vorhandenen Sohlschubspannung zur auch bei Flockenerosion weiter fortschreitenden Erosionstiefe.

- **Fall 3: Trotz ausreichender Länge der Belastungsstufe steigt der Erosionswiderstand mit zunehmender Erosionstiefe nicht mehr bis auf die vorhandene Sohlschubspannung an.**

Dies ist der Fall, wenn die vorhandene Sohlschubspannung den maximalen Erosionswiderstand der Sedimentablagerung überschreitet. Damit wäre der Bereich der Tiefenerosion erreicht (vgl. Abb. 4.3 in Kap. 4.2.2). Die Zuordnung der aktuellen Sohlschubspannung als aufnehmbare Sohlschubspannung in der am Stufenende vorliegenden Erosionstiefe würde den Erosionswiderstand damit überschätzen.

Die Annahme einer Übereinstimmung zwischen Einwirkung und Widerstand und damit die Möglichkeit der Nutzung einer Belastungsstufe zur Bestimmung des Erosionswiderstands ist nur mit Eintreten des Falls 2 zulässig. Die Erosionsraten am Ende von Belastungsstufen, die den Fällen 1 oder 3 zuzuordnen sind, sind höher als in den Stufen nach Fall 2. Als Kriterium für das Eintreten von Fall 2 wird daher in Anlehnung an PARCHURE & MEHTA (1985) eine maximale Flockenerosionsrate definiert. Diese wird mit $2,6 \cdot 10^{-5} \text{ kg}/(\text{m}^2\text{s})$ auf 10 % der am Anfang aller Belastungsstufen im Mittel auftretenden, maximalen Erosionsraten festgelegt.

Die Anwendung dieses Kriteriums auf die in Abb. 5.6 dargestellten Erosionsversuche 2409stat und 0710stat bedeutet, dass am Ende der Belastungsstufen ab der Versuchszeit von ca. 26 h mit aufgebrachten Sohlschubspannungen $> 0,5 \text{ N}/\text{m}^2$ keine Flockenerosion mehr auftritt. Unklar ist jedoch, ob dies auf eine zu kurze Dauer der folgenden Stufen (Fall 1) oder auf eine Überschreitung des maximalen Erosionswiderstands der Sedimentablagerung (Fall 3) zurückzuführen ist. Auffällig im zeitlichen Verlauf der Konzentrationen ist ihr beschleunigter Anstieg nach dem Belastungswechsel bei 26 h Versuchszeit. Da die Veränderung $\Delta\tau_b$ im Vergleich zur vorherigen Stufe unverändert ist, ist die große Erosionsrate auf einen erhöhten Gradienten des Erosionswiderstandes $d\tau_{ce}/dz$ zurückzuführen. Im Bereich der Tiefenerosion mit konstantem Erosionswiderstand und gleichzeitig konstanter Einwirkung wäre der Konzentrationsanstieg linear.

Dies ist jedoch hier noch nicht der Fall, die Erosionsraten verringern sich mit weiterem Verlauf der Belastungsstufe. Es ist also davon auszugehen, dass die Erosionstiefe nach 26 h Versuchszeit den Übergangsbereich des Erosionswiderstandes der Sohle bei ca. $0,5 \text{ N/m}^2$ erreicht hat, dieser jedoch bis zum Ende des Versuches noch nicht vollständig erodiert ist. Um die Auswirkungen der subjektiv festgelegten, maximalen Flockenerosionsrate und die Reproduzierbarkeit eines mit dem verwendeten Verfahren ermittelten Verlaufs des Erosionswiderstandes einzuschätzen, werden weitere Erosionsversuche mit veränderter Dauer der Belastungsstufen durchgeführt. Zur genaueren Quantifizierung der aufnehmbaren Sohlschubspannung im Übergangsbereich werden die Belastungsstufen in einem der zusätzlichen Erosionsversuche im Bereich ab $0,5 \text{ N/m}^2$ feiner aufgelöst, bei gleichzeitig größerer Dauer stationärer Einwirkung. Die Belastungshistorien der durchgeführten Erosionsversuche mit steigender, stufenweise stationärer Sohlschubspannung sind in Tabelle 5.1 dargestellt.

Tab. 5.1: Belastungshistorien der Erosionsversuche mit stufenweise stationärer, steigender Sohlschubspannung zur Quantifizierung des Erosionswiderstandsⁱ

2409stat 0710stat		0801stat		1301stat		1801stat	
τ_b [N/m ²]	t [h]	τ_b [N/m ²]	t [h]	τ_b [N/m ²]	t [h]	τ_b [N/m ²]	t [h]
0,05	3	0,10	6	0,3	18	0,50	9
0,10	3	0,20	6	0,6	18	0,55	9
0,15	3	0,30	6			0,60	9
0,20	3	0,40	6			0,65	9
0,25	3	0,50	6			0,70	9
0,30	3	0,60	6				
0,40	4	0,70	6				
0,50	4						
0,60	4						
0,65	3						
0,70	3						
0,75	3						

ⁱ Dargestellt sind die für jede Belastungsstufe vorgegebenen Sohlschubspannungen (Soll-Wert). Die tatsächlichen Sohlschubspannungen sind aufgrund der für die Kreisgerinnesteuerung verwendeten Regelungstechnik etwas höher. In der Versuchsauswertung werden daher die durch Messung der Drehzahlen von Gerinne und Deckel ermittelten, exakten Ist-Werte der Sohlschubspannungen verwendet

Abb. 5.7 zeigt die Ergebnisse dieser Versuche hinsichtlich der Quantifizierung des Erosionswiderstandes. Dargestellt sind die Werte im Bereich des gemessenen Dichteverlaufs von $-1,5 \text{ mm} < z < -21,5 \text{ mm}$. Die Symbole im oberen Teil der Abbildung markieren die Erosionstiefen am Ende der Belastungsstufen in Abhängigkeit der vorhandenen Sohlschubspannung. Unter Berücksichtigung des Kriteriums der maximalen Flockenerosionsrate und damit des Eintretens des Falls 2 (vgl. Darstellung der Erosionsraten am Ende der Belastungsstufen im unteren Teil von Abb. 5.7) sind die als aufnehmbare Sohlschubspannung $\tau_{ce}(z)$ zu charakterisierenden Werte mit gefüllten Symbolen dargestellt. Die Werte am Ende von Belastungsstufen, die in Fall 1 oder 3 einzuordnen und damit nicht als Erosionswiderstand heranzuziehen sind, sind durch ungefüllte Symbole gekennzeichnet. Die dargestellten Ergebnisse werden wie folgt analysiert:

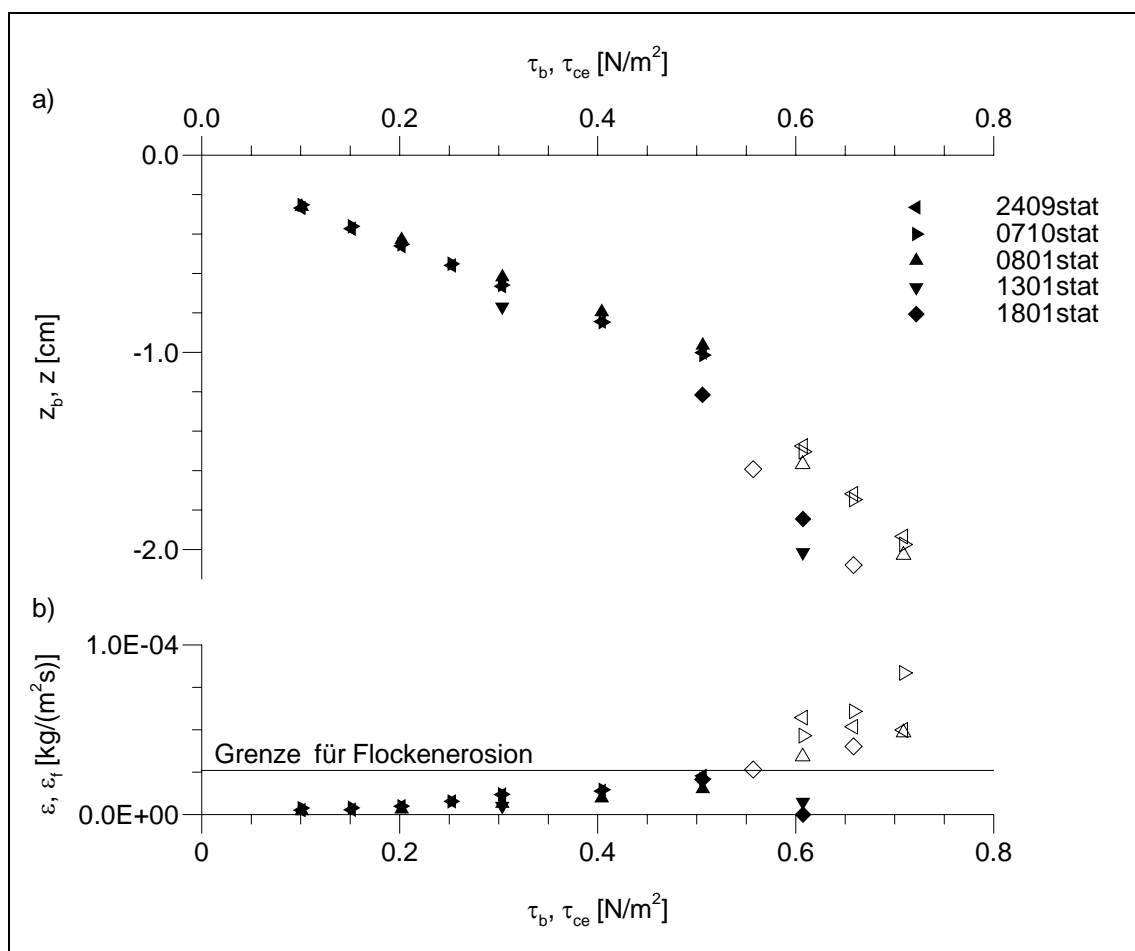


Abb. 5.7: a) Erosionstiefen z_b und b) Erosionsraten ϵ am Ende der Belastungsstufen in Abhängigkeit von τ_b . Aus Stufen mit Einhaltung des Kriteriums der maximalen Flockenerosionsrate ($\epsilon < \epsilon_{f, \text{grenz}}$, gefüllte Symbole) folgt der Verlauf des Erosionswiderstands $\tau_{ce}(z)$

- Im Bereich der Erosionstiefen größer 10 mm tritt Flockenerosion nur in den Versuchen mit erheblich verlängerter Stufenlänge auf, und wird dort nur noch bei $\tau_b \approx 0,6 \text{ N/m}^2$ noch erreicht (Versuche 1301stat und 1801stat). Dies bestätigt die oben geäußerte Vermutung, dass der Übergangsbereich des Erosionswiderstands bei ca. $\tau_b \approx 0,5 \text{ N/m}^2$ beginnt. Aus den vorliegenden Versuchen ist der Verlauf des Erosionswiderstands ab $\tau_b \approx 0,5 \text{ N/m}^2$ damit nicht zu ermitteln (Fall 3). Bei ca. 20 mm Erosionstiefe ist das Ende des auswertbaren Bereichs der Sedimentablagerung aufgrund fehlender Informationen zum Dichteprofil erreicht (vgl. Kap. 5.2).
- Die sehr gute Übereinstimmung der Versuche 2409stat, 0710stat und 0801stat im Bereich der oberen 10 mm zeigt die gute Reproduzierbarkeit der Ergebnisse trotz unterschiedlicher Belastungshistorien und Stufenlängen. Weiterhin zeigen die Ergebnisse des Versuchs 1301stat mit der deutlich vergrößerten Stufenlänge von 18 h, dass bei auftretender Flockenerosion eine fortschreitende Sohleintiefung stattfindet: Bei der Sohlschubspannung von ca. $0,3 \text{ N/m}^2$ führt dies trotz einer weit unter der Grenze für Flockenerosion liegenden Erosionsrate am Stufenende zu einer deutlich größeren Erosionstiefe als bei den Versuchen kürzerer Belastungsstufen. Dies entspricht der oben für den auswertbaren Fall 2 identifizierten Unsicherheit.
- Am Ende der Belastungsstufe mit ca. $0,5 \text{ N/m}^2$ wird im Versuch 1801stat mit einer Stufenlänge von 9 h eine größere Erosionstiefe erreicht als bei den 3 Versuchen mit kürzerer Stufenlänge. Da die Erosionsraten am Stufenende in allen vier Versuchen nur knapp unterhalb der Grenze für Flockenerosion liegen, lässt sich der Grund für die deutliche Differenz in der Erosionstiefe nicht sicher identifizieren. Einerseits könnte die Länge der Belastungsstufen bei ca. $0,5 \text{ N/m}^2$ von 3 h bzw. 6 h in den drei Versuchen 2409stat, 0710stat, 0801stat zu kurz sein, um Übereinstimmung von vorhandener und aufnehmbarer Sohlschubspannung zu gewährleisten (Fall 1). Andererseits könnte im Versuch 1801stat eine zu lange wirkende Flockenerosionsrate eine fortgeschrittene Sohleintiefung trotz dieser Übereinstimmung bewirkt haben (Unsicherheit in Fall 2). Auch hier zeigt sich aufgrund der beschriebenen, zunehmenden Unsicherheit bei der Auswertung dass bei ca. $0,5 \text{ N/m}^2$ der Übergangsbereich zur Tiefenerosion beginnt.

Nach Maßgabe der vorstehenden Analyse der Versuchsergebnisse lässt sich konstatieren, dass nur ein Teil der fünf durchgeführten Versuche gemäß Tab. 5.1 zur Quantifizierung des tiefenabhängigen Verlaufs des Erosionswiderstands $\tau_{ce}(z)$ verwendet werden kann. Dies sind die Belastungsstufen mit $0,1 \leq \tau_b \leq 0,5 \text{ N/m}^2$ der Versuche 2409stat, 0710stat und 0801stat, die Belastungsstufe mit $\tau_b \approx 0,3 \text{ N/m}^2$ des Versuchs 1301stat und die Belastungsstufe mit $\tau_b \approx 0,5 \text{ N/m}^2$ des Versuchs 1801stat. Weiterhin zeigt die Differenz der Erosionstiefen in den Versuchen mit kürzeren (2409stat, 0710stat, 0801stat) und längeren (1301stat, 1801stat) Belastungsstufen die im auswertbaren Fall 2 beste-

hende Unsicherheit hinsichtlich der dem Verlauf des Erosionswiderstands zuzuordnen- den Tiefenlagen. Dieser Unsicherheit wird mit Festlegung von 3 Profilen des Erosions- widerstands $\tau_{ce}(z)$ Rechnung getragen, die im Rahmen der weiteren Auswertung im folgenden Kapitel zur Abschätzung der Sensitivität der Parameter der untersuchten Ero- sionsmodelle auf Unsicherheiten in $\tau_{ce}(z)$ verwendet werden.

Die drei Profile des Erosionswiderstand sind in Abb. 5.8 dargestellt. Zur Quantifizie- rung des Erosionswiderstands der Sedimentoberfläche bei $z_b = 0$, der sich aus den be- schriebenen Versuchen nicht eindeutig ermitteln lässt, werden die Versuche mit konti- nuierlicher Erhöhung der Sohlschubspannung (s. Kap. 5.5) herangezogen. $\tau_{ce}(z=0) = 0,037 \text{ N/m}^2$ ergibt sich dabei als Mittelwert aller durchgeführten Versucheⁱ. Der weitere Verlauf der Profile des Erosionswiderstands im Bereich der Oberflächen- erosion ergibt sich wie folgt: Profil 1 ist die lineare Ausgleichsgerade der Messwerte der Versuche 2409stat, 0710stat und 0801stat unter der Annahme, dass nur die beiden übrigen Versuche 1301stat und 1801stat der beschriebenen Unsicherheit des Falls 2 unterliegen. Profil 3 ist die lineare Ausgleichsgerade der Messwerte nur dieser beiden Versuche als untere Grenze des aus den durchgeführten Versuchen definierbaren Ero- sionswiderstands. Profil 2 wird als mittleres Profil aus den beiden Profilen 1 und 3 be-

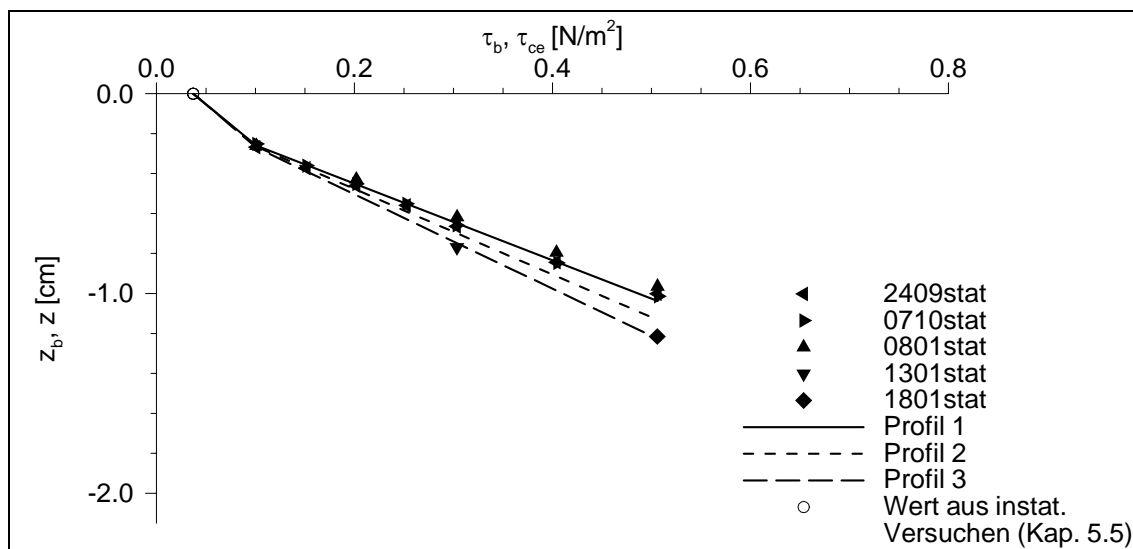


Abb. 5.8: Nach Interpretation und Analyse der Messwerte für die weitere Untersuchung festgelegte Profile des Erosionswiderstands $\tau_{ce}(z)$ (Linien) mit Werten der Erosionstiefe z_b am Ende der auswertbaren Belastungsstufen in Abhängigkeit der Sohlschubspannung τ_b (Symbole). Der Wert bei $\tau_{ce}(z=0)$ resultiert aus den Versuchen mit instationärer Sohlschubspannung (s. Kap. 5.5)

ⁱ In jedem Einzelversuch wird diejenige Sohlschubspannung als kritische Sohlschubspannung festgelegt, bei der die gemessene Erosionsrate erstmals den Grenzwert von $\varepsilon = 1 \cdot 10^{-6} \text{ kg/(m}^2\text{s)}$ überschreitet

stimmt. Die mit steigendem Erosionswiderstand zunehmende Differenz zwischen den Profilen spiegelt die mit steigender Erosionsrate am Ende der Belastungsstufen steigenden Unsicherheiten der angewandten Methode zur Ermittlung des Erosionswiderstands wider. Der Knick der Profile bei ca. $0,1 \text{ N/m}^2$ resultiert aus der entsprechenden Charakteristik des gemessenen Dichteprofiles der Sedimentablagerung (vgl. Abb. 5.5).

5.4 Erosion bei stationären Strömungsverhältnissen

Nachdem mit der Bestimmung der tiefenvariablen Profile von Dichte und Erosionswiderstand die notwendigen Voraussetzungen geschaffen sind, können die zur Simulation stationärer Strömungsverhältnisse mit abschnittsweise konstanter Sohlschubspannung durchgeführten Versuche nun weiter ausgewertet werden. Dabei wird zunächst die Qualität der Abbildung des Erosionsablaufs in den Versuchen durch die diskutierten Erosionsmodelle entsprechend der in Kap. 5.1 beschriebenen Methode überprüft: Die Berechnung der Modellparameter der vier Modelle aus dem während der Versuche gemessenen Anstieg der Konzentration in der Wassersäule über die Versuchsdauer ermöglicht die Darstellung der Erosionsparameter über die Tiefe der erodierten Sedimentablagerung. Eine kleinere Abweichung der in den Modellen als Konstanten integrierten Parameter von ihrem Mittelwert entspricht dann einer besseren Abbildungsqualität. Zur Auswertung der Versuche hinsichtlich der Qualität des Modells von *Parchure & Mehta* muss neben dem Modellparameter α die (konstante) Flockenerosionsrate ε_f quantifiziert werden. Dies geschieht entsprechend der Ausführungen in Kap. 5.3 als Mittelwert der am Ende der Belastungsstufen mit $0,1 \leq \tau_b \leq 0,5 \text{ N/m}^2$ gemessenen Erosionsraten. Damit ergibt sich die Flockenerosionsrate zu $\varepsilon_f = 9,4 \cdot 10^{-6} \text{ kg/(m}^2\text{s)}$.

In Abb. 5.9 ist der Verlauf der Parameter der Erosionsmodelle nach *Partheniades* (M), *Parchure & Mehta* (α), *Sanford & Maa* (β) sowie des neuen Modells (m) für den Versuch 2409stat über die Tiefe der Sedimentablagerung dargestellt. Die Darstellung der hier mit dem Profil 1 des Erosionswiderstands berechneten Modellparameter umfasst mit den sechs Belastungsstufen im Bereich $0,15 \leq \tau_b \leq 0,50 \text{ N/m}^2$ den Teil des Versuchs, in dem der Erosionswiderstand sowohl am Anfang als auch am Ende jeder Stufe und damit über die gesamte Stufendauer entsprechend des angewandten Kriteriums der maximalen Flockenerosionsrate quantifizierbar ist. Die Belastungsstufe mit $\tau_b = 0,10 \text{ N/m}^2$ wird in der Auswertung also nicht berücksichtigt, da am Stufenende zwar Flockenerosion und damit ein Punkt auf dem Profil des Erosionswiderstands $\tau_{ce}(z)$ identifizierbar ist, dieses jedoch für die vorhergehende Belastungsstufe nicht gilt und somit keine entsprechend der angewandten Methode gesicherte Information über den Verlauf des Erosionswiderstands während der bei $\tau_b = 0,10 \text{ N/m}^2$ erodierten Sedimentschicht vorliegt. An der kontinuierlichen Darstellung der Modellparameter in Abb. 5.9

wird deutlich, dass der Berechnung der Erosionsparameter mathematische Grenzen gesetzt sind: Am Ende der Belastungsstufen divergieren die Modellparameter aufgrund der Division durch die gegen Null gehende erosionswirksame Sohlschubspannung $\tau_b - \tau_{ce}$ (vgl. Gl. 5.3). Daher werden zur weiteren quantitativen Analyse Mittelwerte der Modellparameter über die erste Hälfte der Dauer jeder Belastungsstufe berechnet (Symbole in Abb. 5.9).

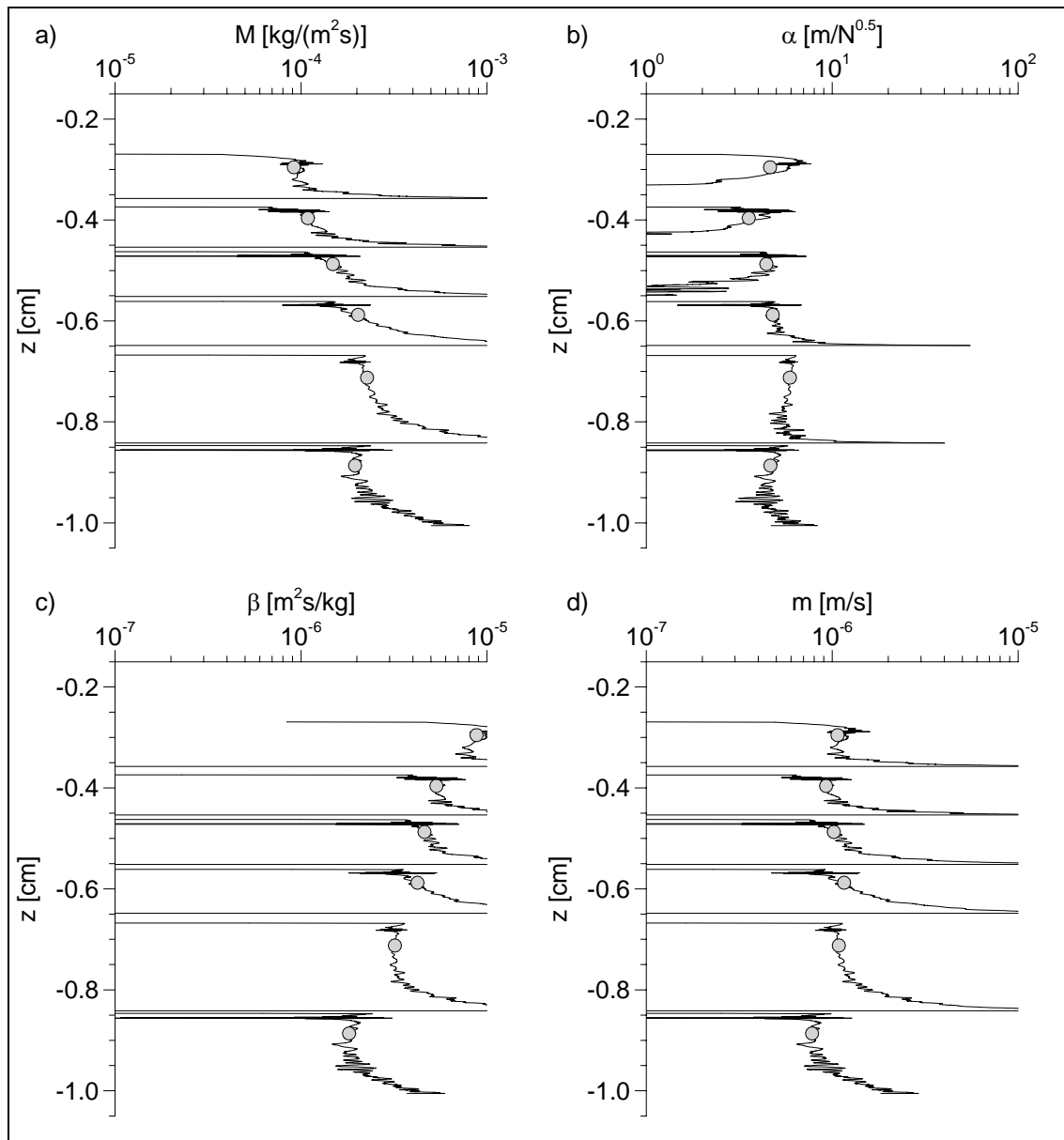


Abb. 5.9: Erosionsparameter der Erosionsmodelle im Versuch 2409stat: a) M nach *Partheniades*, b) α nach *Paruchure & Mehta*, c) β nach *Sanford & Maa*, d) m des neuen Modells. Berechnet für das Profil 1 des Erosionswiderstands im Intervall der Konzentrationsmessung während des Versuchs ($\Delta t = 30$ s, Linien) und als Mittelwert über die obere Hälfte der je Belastungsstufe erodierten Sedimentschicht (Symbole)

Bereits anhand der visuellen Beurteilung der dargestellten Erosionsparameter lässt sich feststellen, dass die Parameter M und β der Modelle von *Partheniades* und *Sanford & Maa* nicht konstant über die Tiefe der Sedimentablagerung sind. Vielmehr weisen beide Parameter einen Trend auf, M wird mit zunehmender Tiefe größer, β kleiner. Bei der Anwendung dieser beiden Modelle unter Vorgabe konstanter Parameter zur Modellierung der während des Versuchs gemessenen Erosionsraten ist somit eine systematische Abweichung des Modellergebnisses von der Messung zu erwarten. Die Parameter α und m des Modelle von *Parchure & Mehta* bzw. des neuen Modells sind hingegen nach visueller Beurteilung über die Tiefe der Sedimentablagerung konstant. Leichte Abweichungen von den beschriebenen Trends sind in der letzten ausgewerteten Stufe bei maximaler Sohleintiefung zu beobachten. Dies wird auf Unsicherheiten im Profil des Erosionswiderstands zurückgeführt, da die Erosionsraten am Ende der entsprechenden Belastungsstufe bei $\tau_b = 0,5 \text{ N/m}^2$ nur knapp unterhalb der Grenze der maximalen Flockenerosionsraten liegen und der Übergangsbereich zur Tiefenerosion daher bereits erreicht sein könnte (vgl. Kap. 5.3). Aufgrund der beschriebenen Unsicherheit hinsichtlich der Genauigkeit des Profils des Erosionswiderstands in diesem Bereich wird die Belastungsstufe mit $\tau_b = 0,5 \text{ N/m}^2$ in der weiteren Auswertung nicht berücksichtigt.

Mit den in Abb. 5.10 präsentierten Ergebnissen wird überprüft, inwieweit sich die mit Auswertung des Versuchs 2409stat beobachteten Trends auch in den weiteren durchgeführten Versuchen bestätigen. Dargestellt sind die Mittelwerte der Erosionsparameter in den auswertbaren Belastungsstufen der drei Versuche 2409stat, 0710stat und 0801stat. Die mit Linien verbundenen Symbole in Abb. 5.10 markieren die unter Nutzung des Profils 2 des Erosionswiderstands erhaltenen Ergebnisse. Die visuelle Beurteilung bestätigt die bereits beobachteten Trends konstanter Modellparameter für das Modell von *Parchure & Mehta* und das neue Modell bzw. systematischer Abweichungen der Modellparameter von ihrem Mittelwert bei den Modellen von *Partheniades* und *Sanford & Maa*. Damit ist davon auszugehen, dass das erhaltene Ergebnis reproduzierbar (gute Übereinstimmung zwischen den Versuchen 2409stat und 0710stat mit identischem Versuchsablauf) und unabhängig von der vor der Versuchsdurchführung gewählten Belastungshistorie ist (gleiche Trends bei anderer Länge und Schrittweite $\Delta\tau_b$ der Belastungsstufen im Versuch 0801stat). Weiterhin wird überprüft, inwieweit sich Unsicherheiten im Profil des Erosionswiderstands auf die bisherige Aussage auswirken. Hierfür werden die Modellparameter als Mittelwerte der auswertbaren Belastungsstufen der drei Versuche auch unter Nutzung der Profile 1 und 3 des Erosionswiderstands berechnet. Die Ergebnisse sind ebenfalls in Abb. 5.10 dargestellt: Jeweils im Vergleich zu den mit Profil 2 erhaltenen Ergebnissen markieren Balken nach rechts die Änderung der Erosionsparameter bei Vorgabe des Profils 1, Balken nach links die Änderung der Erosionsparameter bei Vorgabe des Profils 3 des Erosionswiderstands. Auch hier ist nach visuel-

ler Beurteilung zu konstatieren, dass sich die untersuchten Unsicherheiten im Profil des Erosionswiderstands nicht signifikant auf die beobachteten vorhandenen (*Partheniades* und *Sanford & Maa*) bzw. nicht vorhandenen (*Parchure & Mehta* und neues Modell) systematischen Abweichungen der Modellparameter von ihren Mittelwerten auswirken.

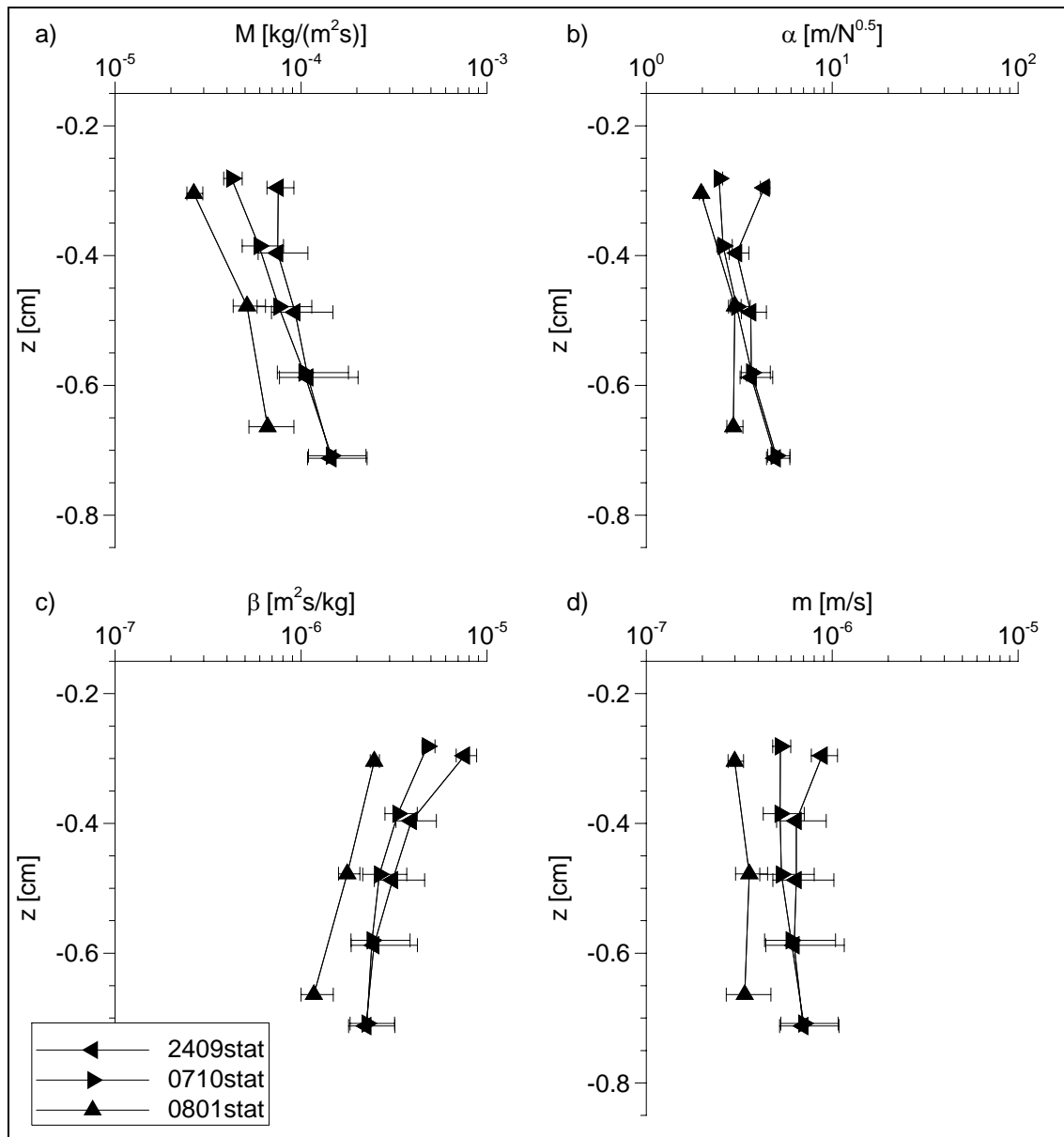


Abb. 5.10: Erosionsparameter der Erosionsmodelle in den Versuchen 2409stat, 0710stat und 0801stat: a) M nach *Partheniades*, b) α nach *Parchure & Mehta*, c) β nach *Sanford & Maa*, d) m des neuen Modells. Die mit Linien verbundenen Symbole sind Mittelwerte der Erosionsparameter in der ersten Hälfte der auswertbaren Belastungsstufen bei Nutzung des Profils 2 des Erosionswiderstands, Balken markieren die Änderung der Parameter bei Nutzung des Profils 1 (Balken nach rechts) bzw. des Profils 3 (Balken nach links)

Die bisher qualitativen Aussagen über die Güte der Modelle bei der Abbildung der durchgeführten Versuche sollen zuletzt anhand quantitativer Werte belegt werden. Hierfür wird für jedes der 9 in Abb. 5.10 präsentierten Profile der Modellparameter (drei Versuche mit jeweils 3 Profilen des Erosionswiderstands) der Mittelwert des Modellparameters sowie die mittlere Abweichung der tiefenabhängigen Werte von diesem Mittelwert berechnet. Die in Abb. 5.11 dargestellten Ergebnisse dieser Berechnung bestätigen die bisherigen Aussagen: Die Parameter M und β der Modelle von *Partheniades* und *Sanford & Maa* weisen über die Dauer der Oberflächenerosion bzw. die Tiefe der während dieser Oberflächenerosion erodierten Sedimentablagerung durchschnittlich Abweichungen von rd. 40 % von ihren Mittelwerten auf und folgen dabei systematischen Trends. Die durchschnittlichen Abweichungen der tiefenabhängigen Parameter von *Parchure & Mehta* bzw. des neuen Modells von ihrem Mittelwert sind dagegen nicht systematisch und betragen 24,0 % (α) bzw. sogar nur 14,4 % (m).

Aufgrund der vorgestellten Ergebnisse ist davon auszugehen, dass das Modell von *Parchure & Mehta* bzw. das neue Modell den Erosionsablauf bei Oberflächenerosion signifikant besser abbilden als die Modelle von *Partheniades* bzw. *Sanford & Maa*. Diese

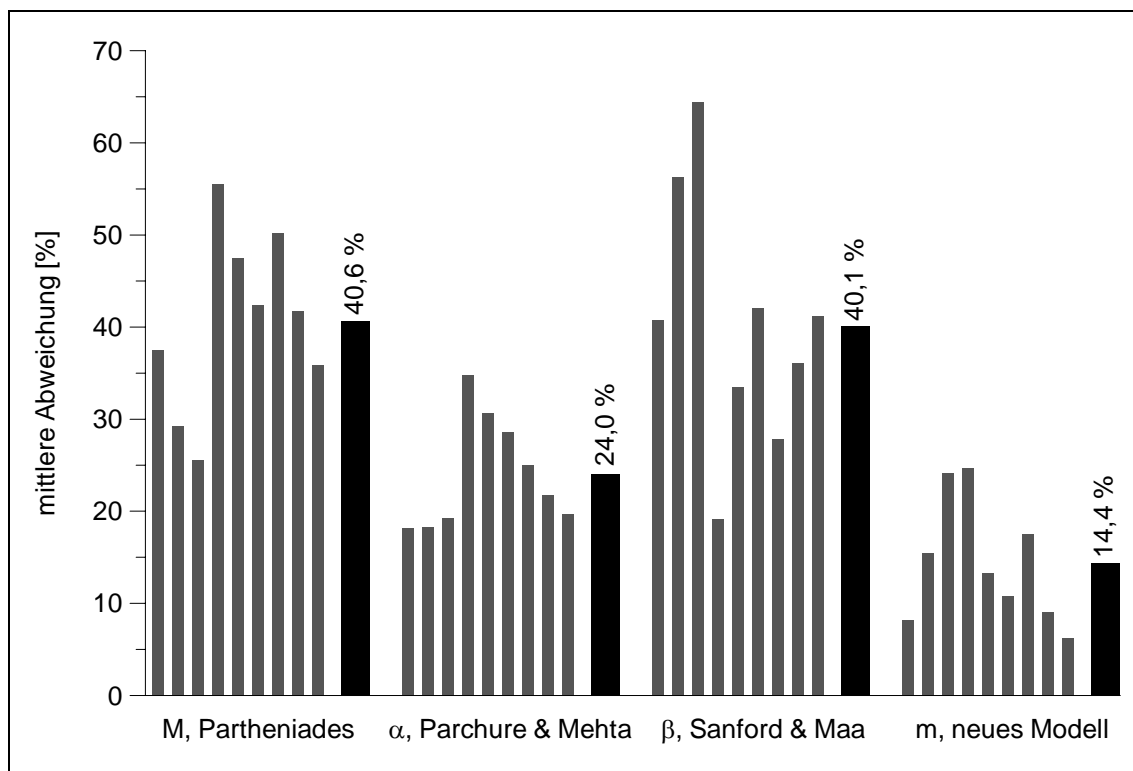


Abb. 5.11: Mittlere Abweichungen der tiefenabhängigen Erosionsparameter der vier untersuchten Erosionsmodelle von ihrem Mittelwert. Schmale Balken: Ergebnisse der 9 untersuchten Fälle (von links: 2409stat, 0710stat, 0801stat, jeweils mit Profil 1, 2 und 3 des Erosionswiderstands). Breite Balken: Mittelwerte der Abweichungen

Aussage soll im Folgenden anhand der Simulation der Erosion während der durchgeführten Versuche bestätigt und visualisiert werden. Dafür wird das in Kap. 5.1 bereits beschriebene 1D-vertikale Sohlmodell verwendet, das die von den vier Modellen prognostizierten Erosionsraten unter Verwendung der während der Versuche vorgegebenen Sohlschubspannungen und des in Abb. 5.5 dargestellten Dichteprofiles berechnet. Aus den Erosionsraten ergibt sich weiterhin der Anstieg der Sedimentkonzentration in der Wassersäule unter Annahme einer gleichmäßigen Verteilung des erodierten Sediments sowie die Sohleintiefung infolge Erosion. Die Anwendung der vier Erosionsmodelle erfolgt unter Nutzung der drei unterschiedlichen Profile des Erosionswiderstands gemäß Abb. 5.8 mit den daraus jeweils berechneten Modellparametern, die als Mittelwerte der in Abb. 5.10 dargestellten tiefenabhängigen Parameter und damit über die Tiefe der Sedimentablagerung konstant vorgegebenen werden. Die Modellergebnisse für eine ausgewählte Belastungsstufe des Versuchs 2409stat sind in Abb. 5.12 im Vergleich mit den Ergebnissen der Messung dargestellt.

Der Vergleich der Modellergebnisse mit den Messergebnissen in Abb. 5.12 zeigt erwartungsgemäß, dass die in der analysierten Belastungsstufe gemessenen Erosionsraten durch das Modell von *Partheniades* unterschätzt und durch dasjenige von *Sanford & Maa* überschätzt werden. Das Modell von *Parchure & Mehta* prognostiziert lediglich im zeitlichen Mittel über die Dauer der Belastungsstufe Erosionsraten, die etwa der Messung entsprechen; allerdings wird der zeitliche Gradient der Erosionsraten zu Beginn der Belastungsstufe unter- und am Ende der Stufe überschätzt. Nur das neue Erosionsmodell prognostiziert die Erosionsraten über die gesamte Dauer der Belastungsstufe in guter Übereinstimmung mit der Messung. Entsprechend fällt der Vergleich der Modell- mit den Messergebnissen hinsichtlich der Erosionstiefe und der Sedimentkonzentration in der Wassersäule aus: Die Modelle von *Partheniades* bzw. *Sanford & Maa* unter- bzw. überschätzen die Erosionstiefe und entsprechend umgekehrt die Konzentration. Die Simulation mit dem Modell von *Parchure & Mehta* prognostiziert Erosionstiefe und Konzentration am Ende der Belastungsstufe zwar in sehr guter Übereinstimmung mit der Messung; über die Dauer der Stufe sind jedoch deutliche Abweichungen von den Messergebnissen festzustellen. Lediglich das neue Erosionsmodell bildet Erosionstiefe und Sedimentkonzentration in der Wassersäule in der dargestellten Belastungsstufe in sehr guter Übereinstimmung über nahezu die gesamte Stufendauer ab.

ⁱ Die direkt aus den gemessenen Konzentrationen berechneten Erosionsraten unterliegen Schwankungen in deutlich größerer Frequenz als die hier gezeigten, über die Zeit berechneten gleitenden Mittelwerte

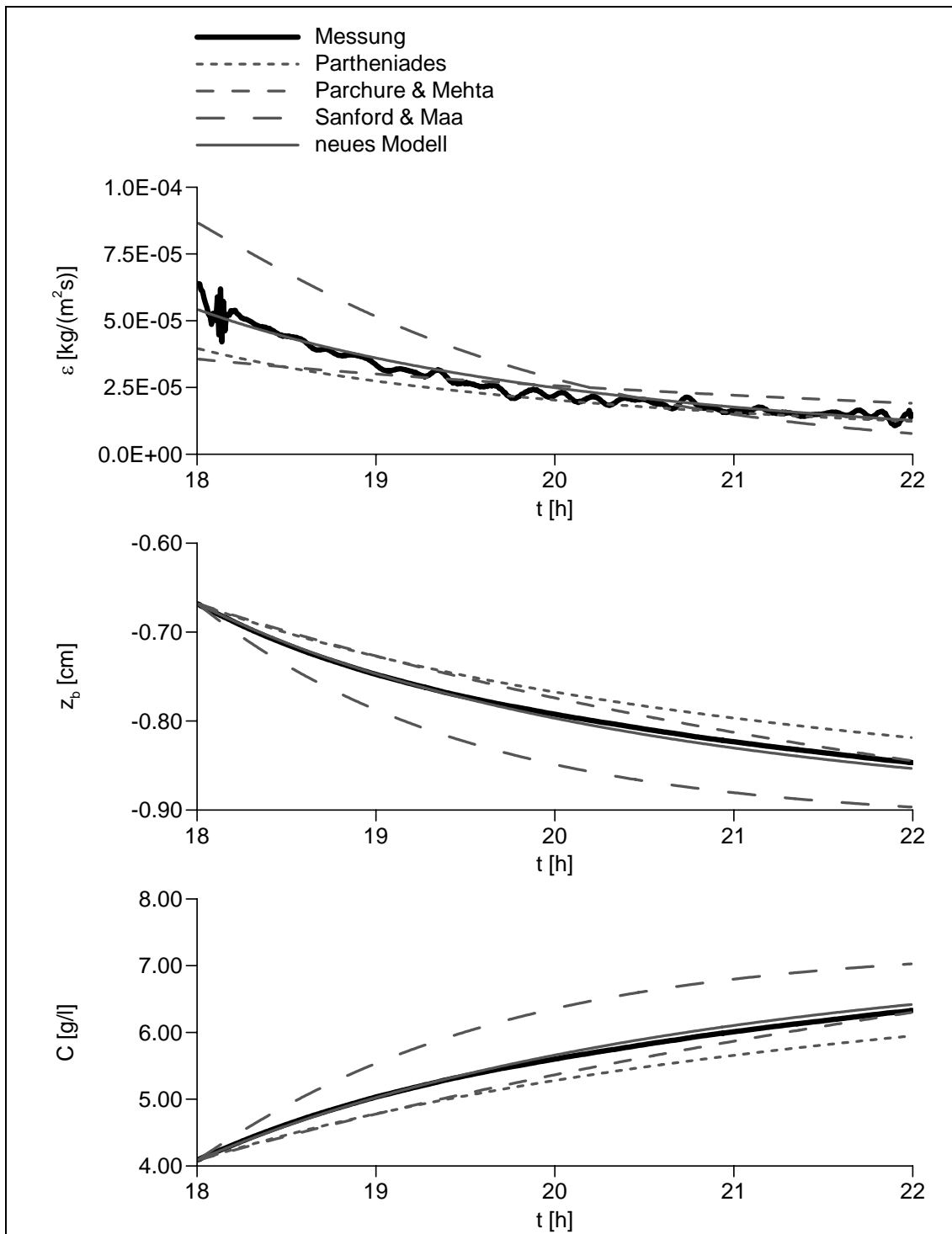


Abb. 5.12: Vergleich der Modellergebnisse der vier untersuchten Erosionsmodelle (bei Nutzung des Profils 2 des Erosionswiderstands) mit der Messung in der Belastungsstufe $\tau_b = 0,4 \text{ N/m}^2$ des Versuchs 2409stat: Erosionsraten ε , daraus resultierende Erosionstiefen z_b und Sedimentkonzentrationen in der Wassersäule C

Zuletzt wird die Sensitivität der durch die vier Modelle prognostizierten Erhöhung der Sedimentkonzentration in der Wassersäule hinsichtlich des verwendeten tiefenabhängigen Verlaufs des Erosionswiderstands überprüft. Die Ergebnisse der hierfür mit den vier Modellen durchgeführten Simulationen der fünf auswertbaren Belastungsstufen mit $0,15 \leq \tau_b \leq 0,4 \text{ N/m}^2$ des Versuchs 2409stat bei Nutzung der Profile 1, 2 und 3 des Erosionswiderstands sind in Abb. 5.13 dargestellt. Auch hier bestätigt sich die bisher beobachtete Tendenz einer Unterschätzung der Erosionsraten und somit der Sedimentkonzentration in der Wassersäule durch das Modell von *Partheniades* und deren Überschätzung durch das Modell von *Sanford & Maa*. Die Wirkung dieser Abweichungen auf die durch Erosion in der Wassersäule akkumulierte Sedimentmasse verstärkt sich dabei mit zunehmender Dauer des modellierten Versuchsabschnitts derart, dass die konstatierte Grundtendenz letztlich auch unabhängig vom verwendeten Profil des Erosionswiderstands zutrifft. Hinsichtlich der mit dem Modell von *Parchure & Mehta* erzielten Ergebnisse lässt sich feststellen, dass die am Ende der fünf modellierten Belastungsstufen resultierende Sedimentkonzentration in der Wassersäule im Mittel der drei verwendeten Profile des Erosionswiderstands zwar in guter Übereinstimmung mit der gemessenen Konzentration ist, der Verlauf der durch das Modell prognostizierten Erosion über die Dauer der Belastungsstufen jedoch stellenweise deutlich vom Messergebnis abweicht.

Bei den 12 durchgeführten Simulationen wird nur mit dem neuen Erosionsmodell und bei Nutzung des Profils 2 des Erosionswiderstands eine sehr gute Übereinstimmung mit der Messung erreicht. Dabei zeigt der Anstieg der Sedimentkonzentration in der Wassersäule infolge Erosion nicht nur am Ende des modellierten Versuchsabschnitts eine sehr gute Übereinstimmung zwischen Modellergebnis und Messung, auch über die Dauer des Versuchs sind nur sehr kleine Abweichungen zwischen der Prognose des Modells und der Messung zu beobachten. Die Qualität des neuen Erosionsmodells wird auch dadurch bestätigt, dass das Ergebnis der Prognose bei Anwendung der Extremwerte des Erosionswiderstands zur nahezu ausschließlichen Unterschätzung (Profil 1) bzw. Überschätzung (Profil 3) der Sedimentkonzentration in der Wassersäule führt: Die gemessene Konzentration liegt über die gesamte Dauer des untersuchten Versuchsabschnitts etwa in der Mitte der Bandbreite der modellierten Sedimentkonzentration in der Wassersäule.

Zusammenfassend wird festgestellt, dass das neue Erosionsmodell im Vergleich mit den Modellen von *Partheniades*, *Parchure & Mehta* sowie *Sanford & Maa* die deutlich beste Übereinstimmung mit der in den durchgeführten stationären Versuchen beobachteten Oberflächenerosion aufweist. Eine weitere Analyse und Diskussion dieser hier anhand der Auswertung der durchgeführten Messungen erzielten Erkenntnis erfolgt in Kap. 5.6.

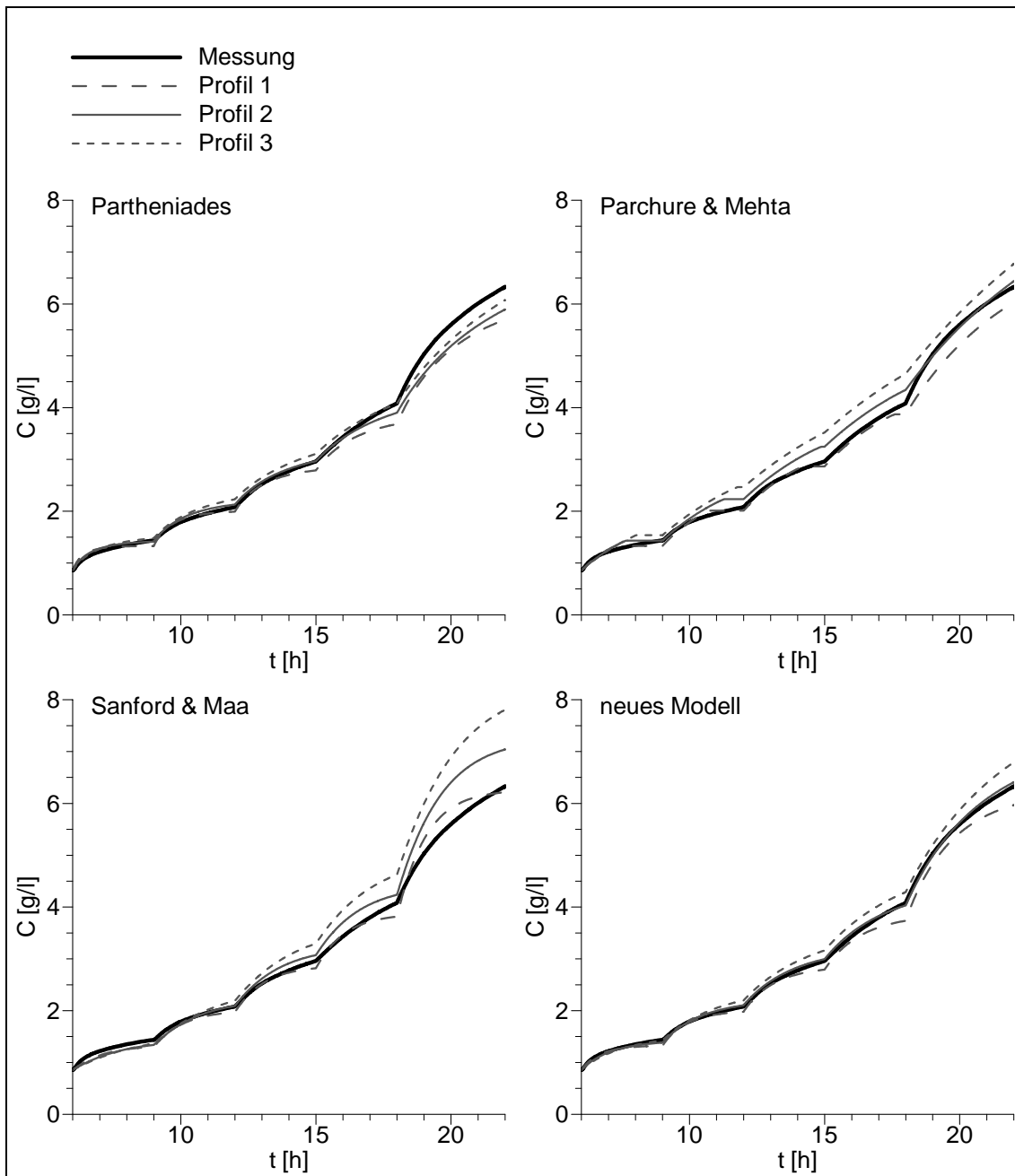


Abb. 5.13: Vergleich der Modellergebnisse der vier untersuchten Erosionsmodelle bei Nutzung der Profile 1, 2 und 3 des Erosionswiderstands mit der Messung in den fünf auswertbaren Belastungsstufen mit $0,15 \leq \tau_b \leq 0,4 \text{ N/m}^2$ des Versuchs 2409stat

5.5 Erosion bei instationären Strömungsverhältnissen

Nach der in der Literatur üblichen Betrachtung von Erosion in stationären Strömungsverhältnissen soll nun die einem Erosionsereignis in natürlicher Umgebung eher entsprechende, kontinuierliche Erhöhung der Sohlschubspannung in instationärer Strömung untersucht werden. Hierfür werden fünf Erosionsversuche durchgeführt, in denen entsprechend der bisherigen Ausführungen hergestellte Sedimentablagerungen im Kreisgerinne einer in unterschiedlichen Zeiträumen linear ansteigenden Belastung von $\tau_b = 0$ bis $0,9 \text{ N/m}^2$ ausgesetzt werden. Der zeitliche Gradient der Sohlschubspannung ist damit über die Dauer jedes einzelnen Versuchs konstant (vgl. Tab. 5.2). Die so untersuchten Gradienten der Sohlschubspannung decken Größenordnungen ab, die in natürlichen Erosionsereignissen vorkommen können: So werden bei der in Kap. 7 vorgestellten Fallstudie zeitliche Gradienten der Sohlschubspannung von bis zu etwa $10^{-4} \text{ N/(m}^2\text{s)}$ erreicht. In Abb. 5.14 ist die während der durchgeführten Versuche infolge Erosion ansteigende Konzentration in der Wassersäule suspendierter Sedimente dargestellt. Die Zeitachse ist dabei mit der Versuchsdauer gemäß Tab. 5.2 normiert, um die Vergleichbarkeit der Ergebnisse herzustellen. Der Verlauf der Sohlschubspannung über die normierte Versuchsdauer erscheint damit in der Darstellung für alle Versuche identisch.

Wie an der kontinuierlichen Erhöhung der Sedimentkonzentration in der Wassersäule zu erkennen ist (Abb. 5.14), tritt nach Überschreiten des Erosionswiderstands der Sohloberfläche bei $t/t_{\max} \approx 0,05$ in allen fünf Versuchen über die gesamte restliche Versuchsdauer Erosion auf. Die erosionswirksame Sohlschubspannung $\tau_b - \tau_{cc}(z_b)$ ist dabei immer größer als Null, im Gegensatz zu den (teil-) stationären Erosionsversuchen, in denen der Erosionswiderstand der aktuellen Sohloberfläche über die Dauer einer Belastungsstufe mit $\tau_b = \text{const.}$ ansteigt, womit die erosionswirksame Sohlschubspannung und damit die Erosionsraten gegen Null gehen und die Konzentration in der Wassersäule suspendierter Sedimente konstant wird. In den hier untersuchten instationären Strömungsverhältnissen steigt mit dem Erosionswiderstand der aktuellen Sedimentoberflä-

Tab. 5.2: Zeitliche Gradienten der Sohlschubspannung in den Erosionsversuchen mit instationärer Belastungshistorie. τ_b steigt linear von 0 bis $0,9 \text{ N/m}^2$ während der Versuchsdauer

Versuchsbezeichnung	0211-96	2710-48	1310-24	1810-12	2210-06
Versuchsdauer [h]	96	48	24	12	6
$d\tau_b/dt \text{ [N/(m}^2\text{s)]}$	$2,60 \cdot 10^{-6}$	$5,21 \cdot 10^{-6}$	$1,04 \cdot 10^{-5}$	$2,08 \cdot 10^{-5}$	$4,17 \cdot 10^{-5}$

che hingegen auch die Sohlschubspannung. Der unterschiedlich schnelle Anstieg der Sohlschubspannung führt dabei zu unterschiedlichen Geschwindigkeiten des Erosionsprozesses während der fünf durchgeführten Versuche. Der in Abb. 5.14 erkennbare schnellste Anstieg der Konzentration im mit 96 h längsten Versuch täuscht dabei jedoch aufgrund der Normierung der Versuchszeit: Tatsächlich erodiert die Sedimentablagerung mit kürzerer Versuchsdauer und damit größerem Gradienten der Sohlschubspannung immer schneller. Dies belegt die Analyse der Erosionsraten während der Versuche, die in Abb. 5.15 über die Tiefe der erodierten Sedimentablagerung dargestellt sind: Je kürzer der Versuch, desto größer sind die Erosionsraten. Dabei wird auch deutlich, dass in den Versuchen unterschiedlicher Dauer unterschiedliche Erosionsmechanismen dominant sind. Während die Erosionsraten der Versuche mit 96 bzw. 48 h Versuchsdauer bis zur Erosionstiefe von ca. 1,0 bis 1,1 cm kleiner sind als die in Kap. 5.3 definierte maximale Flockenerosionsrate ($\varepsilon_{f,\max} = 2.6 \cdot 10^{-5} \text{ kg}/(\text{m}^2\text{s})$), tritt in den Versuchen mit 12 bzw. 6 h Versuchsdauer fast ausschließlich Massenerosion auf. Im Versuch 1310-24 erfolgt bei ca. 0,5 cm Erosionstiefe ein Übergang von Flocken- zu Massenerosion. Erst bei Erosionstiefen von ca. 0,9 bis 1,1 cm steigen die Erosionsraten in allen Versuchen deutlich an. Hier ist der Übergangsbereich des Erosionswiderstands zur Tiefenerosion erreicht.

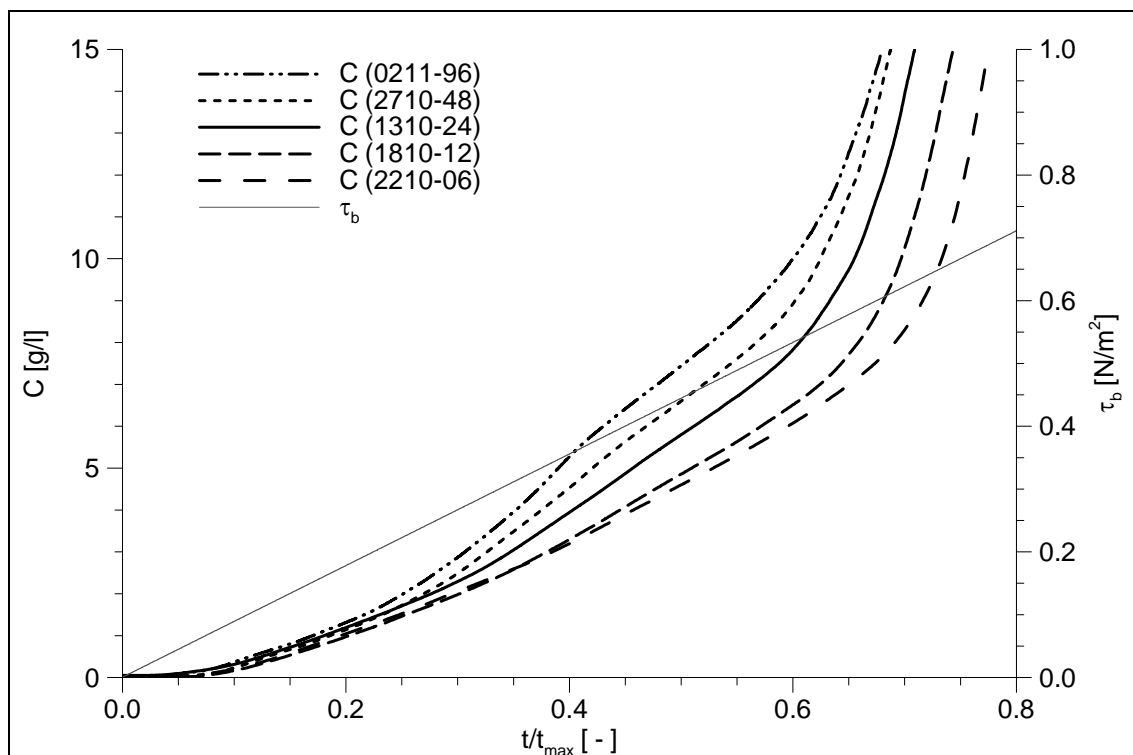


Abb. 5.14: Sedimentkonzentration C in der Wassersäule und vorgegebene Sohlschubspannung τ_b während der instationären Erosionsversuche mit konstantem Gradienten der Sohlschubspannung. Die Zeit t auf der Abszisse ist mit der Versuchsdauer t_{\max} normiert

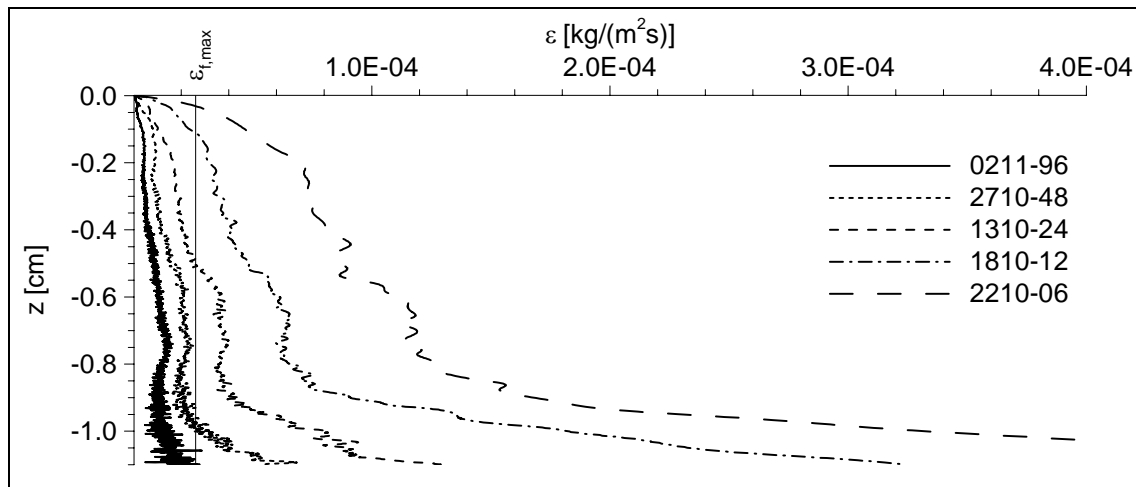


Abb. 5.15: Erosionsraten in den instationären Erosionsversuchen mit konstantem Gradienten der Sohlschubspannung, dargestellt über die Tiefe der erodierten Sedimentablagerung. $\varepsilon_{f,max}$ als maximale Flockenerosionsrate markiert den Übergang von Flocken- zu Massenerosion

Die Auswertung der instationären Versuche hinsichtlich der Abbildungsqualität der vier Erosionsmodelle erfolgt nun entsprechend der bereits in Kap. 5.4 angewandten Vorgehensweise: Aus den vorgestellten Erosionsraten werden mit Kenntnis von Belastungshistorie, Erosionstiefen und den vertikalen Profilen von Dichte und Erosionswiderstand der Sedimentablagerung die Parameter der Erosionsmodelle zunächst tiefenabhängig berechnet. Dabei wird wie in Kap. 5.4 nur der Bereich mit $-0,27 \text{ cm} > z_b > -0,84 \text{ cm}$ berücksichtigt, in dem verlässliche Informationen zum Erosionswiderstand vorliegen. Die Versuche 0211-96 und 2710-48 sind auf diesem Wege allerdings nicht auswertbar, da die hier zeitweise sehr kleine erosionswirksame Sohlschubspannung $\tau_b - \tau_{ce}$ wiederum zur mathematischen Divergenz der Erosionsparameter führt.

In Abb. 5.16 sind die Erosionsparameter der vier Modelle im auswertbaren Bereich der Sedimentablagerung für den Versuch 1310-24 dargestellt. Bei der visuellen Beurteilung der Darstellung bestätigt sich die in den Versuchen mit stationären Belastungsstufen erzielte Erkenntnis: Während die Erosionsparameter M von *Partheniades* bzw. β von *Sanford & Maa* mit zunehmender Tiefe der Sedimentablagerung tendenziell zu- bzw. abnehmen, bleiben die Parameter α von *Parchure & Mehta* bzw. m des neuen Modells konstant bzw. weisen bei ihren Schwankungen über die Tiefe keinen eindeutigen Trend auf. Diese Aussage ist auch hier unabhängig von den verwendeten Profilen des Erosionswiderstands.

Zum quantitativen Beleg dieser Tendenz wird wie bereits in Kap. 5.4 für die stationären Erosionsversuche der Mittelwert der tiefenabhängigen Parameter der Erosionsmodelle berechnet; für die auf diesem Weg auswertbaren Versuche 1310-24, 1810-12 und

2210-06 jeweils bei Nutzung der Profile 1, 2 und 3 des Erosionswiderstands. Die mittlere Abweichung der tiefenabhängigen Erosionsparameter von diesen tiefengemittelten Werten in den 9 untersuchten Fällen ist in Abb. 5.17 dargestellt. Die durchschnittlichen mittleren Abweichungen entsprechen für das Modell von *Sanford & Maa* bzw. das neue Modell in etwa den Ergebnissen der stationären Versuche (42,9 % für β im Ver-

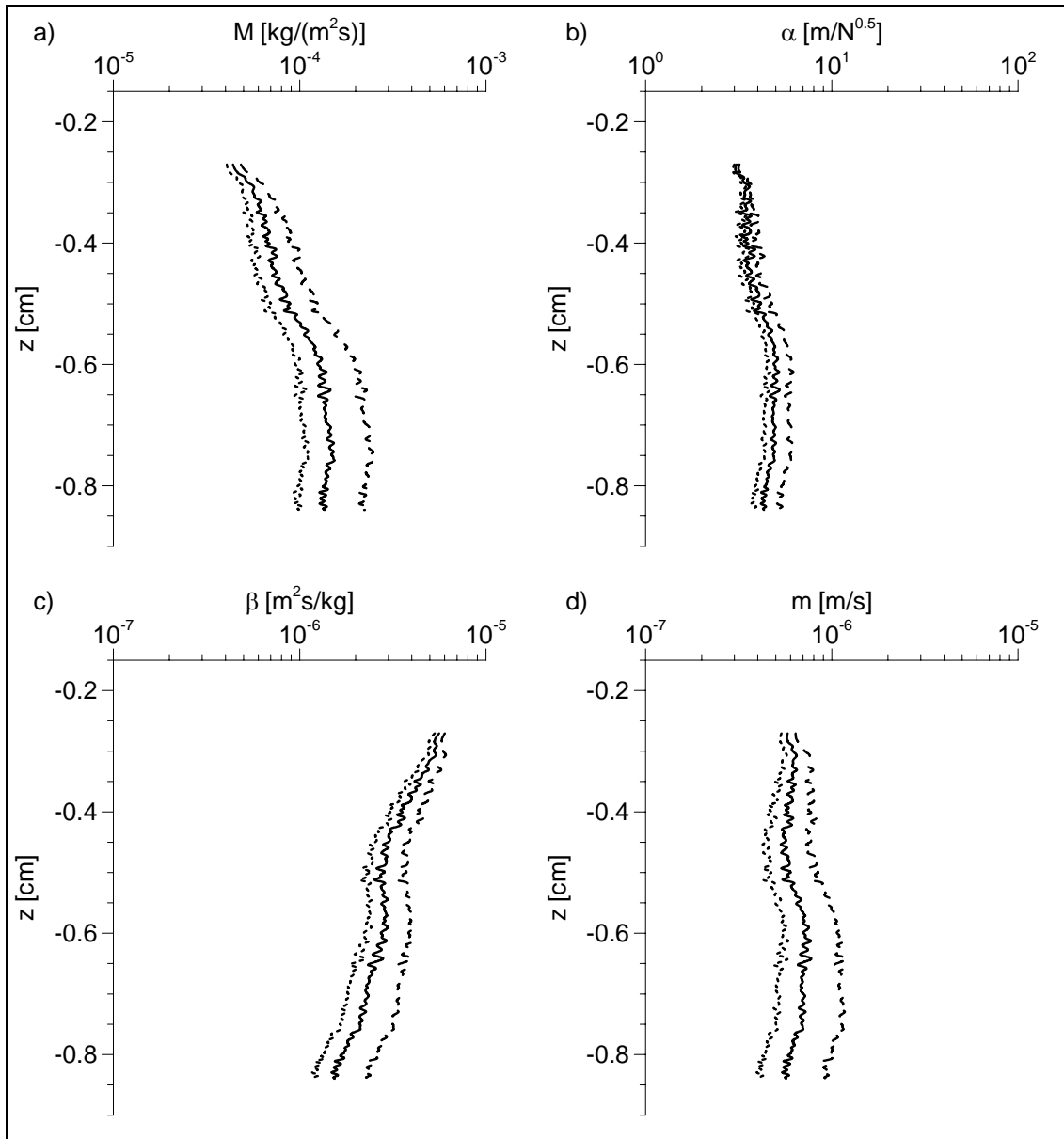


Abb. 5.16: Erosionsparameter der Erosionsmodelle in dem Versuch 1310-24: a) M nach *Partheniades*, b) α nach *Parchure & Mehta*, c) β nach *Sanford & Maa*, d) m des neuen Modells. Das jeweils rechte (gestrichelte) der drei Profile zeigt den Verlauf des Erosionsparameters über die Tiefe der Sedimentablagerung bei Nutzung des Profils 1 des Erosionswiderstands, die jeweils mittlere Linie ergibt sich bei Nutzung von Profil 2 und das jeweils linke (gepunktete) Profil resultiert bei Nutzung von Profil 3 des Erosionswiderstands

gleich zu 40,1 % in den stationären Versuchen, 12,6 % im Vergleich zu 14,4 % für m). Für die Modelle von *Partheniades* bzw. *Parchure & Mehta* sind die durchschnittlichen mittleren Abweichungen der tiefenabhängigen Erosionsparameter von ihren Mittelwerten etwas geringer als in den stationären Versuchen (24,1 % im Vergleich zu 40,6 % für M, 10,5 % im Vergleich zu 24,0 % für α). Weiterhin ist anhand der mittleren Abweichungen festzustellen, dass die Abbildungsqualität des Modells von *Partheniades* mit geringerer Versuchsdauer bzw. größerem Gradienten der Sohlschubspannung, also der Tendenz zur Massenerosion, steigt, während die mittleren Abweichungen des Parameters β von *Sanford & Maa* gleichermaßen zunehmen. Für die Parameter des Modells von *Parchure & Mehta* bzw. des neuen Modells ist kein derartiger Trend zu beobachten.

Insgesamt ist anhand der dargestellten Ergebnisse zu konstatieren, dass die Ergebnisse der instationären Versuche diejenigen der stationären Versuche bestätigen: Von dem Modell von *Parchure & Mehta* bzw. dem neuen Modell ist eine bessere Abbildung der während der Versuche eintretenden Erosionsprozesse zu erwarten als von den Modellen von *Partheniades* bzw. *Sanford & Maa*.

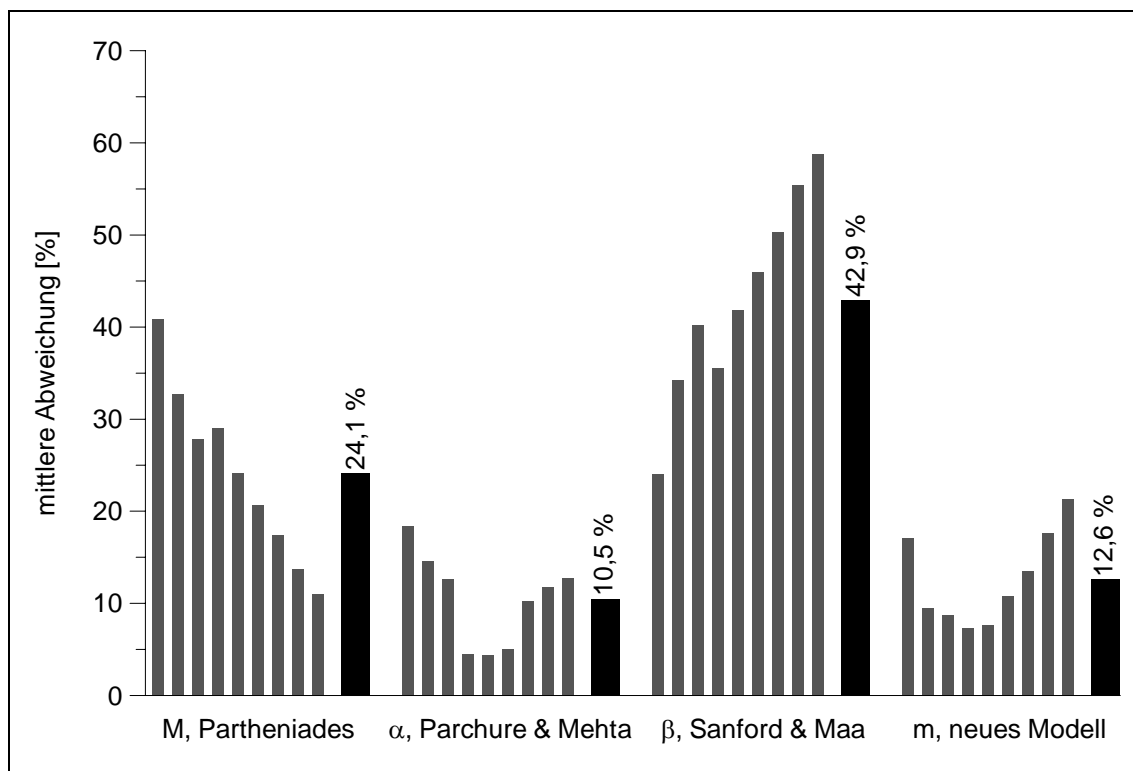


Abb. 5.17: Mittlere Abweichungen der tiefenabhängigen Erosionsparameter der vier untersuchten Erosionsmodelle von ihrem Mittelwert in den auswertbaren, instationären Erosionsversuchen. Schmale Balken: Ergebnisse der 9 untersuchten Fälle (von links: 1310-24, 1810-12, 2210-06, jeweils mit Profil 1, 2 und 3 des Erosionswiderstands). Breite Balken: Mittelwerte der Abweichungen

Weiterhin wird entsprechend der Vorgehensweise in Kap. 5.4 die Abbildungsqualität der vier untersuchten Modelle anhand der Modellierung der während der Versuche stattfindenden Erosionsprozesse verifiziert. Dabei werden die aus den jeweiligen Versuchsergebnissen bei Nutzung der unterschiedlichen Profile des Erosionswiderstands berechneten tiefengemittelten Werte der Erosionsparameter als konstant über die Tiefe der Sedimentablagerung vorgegeben. Abb. 5.18 zeigt beispielhaft die Ergebnisse der Simulationen des Versuchs 1310-24 im Vergleich mit den Messergebnissen. Die Darstellung erfolgt dabei gemäß der Kenntnis des Erosionswiderstands bis zu einer Erosionstiefe von 0,84 cm bzw. der entsprechenden Konzentration von rd. 6 g/l.

Die Ergebnisse entsprechen den Erwartungen: Bei Vorgabe konstanter Erosionsparameter werden die Erosionsraten durch das Modell von *Partheniades* im ersten Teil des Versuchs über- und später unterschätzt, was sich entsprechend auf die dargestellte Konzentration erodierter Sedimente in der Wassersäule auswirkt. Gemäß der beobachteten mittleren Abweichungen der tiefenabhängigen Erosionsparameter von ihren Mittelwerten verläuft die Simulation mit dem Modell von *Sanford & Maa* mit umgekehrtem Ergebnis, einer anfänglichen Unter- und späteren Überschätzung der Erosionsraten im Vergleich zur Messung, wobei die Differenzen zwischen Modell und Messung deutlich größer sind als bei Nutzung des Modells von *Partheniades*. Auch bei der Simulation des Versuchs mit dem Modell von *Parchure & Mehta* bestätigt sich das Ergebnis der Untersuchung der stationären Versuche: Trotz der geringen mittleren Abweichung des tiefenabhängigen Erosionsparameters α von seinem Mittelwert prognostiziert das Modell ähnlich des Ergebnisses nach *Partheniades* zunächst zu hohe und später zu geringe Erosionsraten und Konzentrationen erodierter Sedimente in der Wassersäule. Die deutlich beste Übereinstimmung zwischen Messung und Simulation wird mit dem neuen Erosionsmodell erzielt, das die Erosionsraten und die Konzentration über die gesamte Dauer des betrachteten Versuchsausschnitt in sehr guter Übereinstimmung mit den Messergebnissen prognostiziert.

Zuletzt zeigt der Vergleich der mit den drei unterschiedlichen Profilen des Erosionswiderstands erzielten Ergebnisse, dass die Sensitivität der Aussagen bezüglich der Unsicherheiten bei der Quantifizierung des Erosionswiderstands gering ist. Damit bestätigen die Ergebnisse der durchgeführten Versuche zur Erosion in instationären Strömungsverhältnissen das bereits anhand der stationären Versuche erzielte Ergebnis: Das neue Erosionsmodell weist im Vergleich mit den Modellen von *Partheniades*, *Parchure & Mehta* sowie *Sanford & Maa* die deutlich beste Übereinstimmung mit der in den durchgeführten Versuchen beobachteten Oberflächenerosion auf.

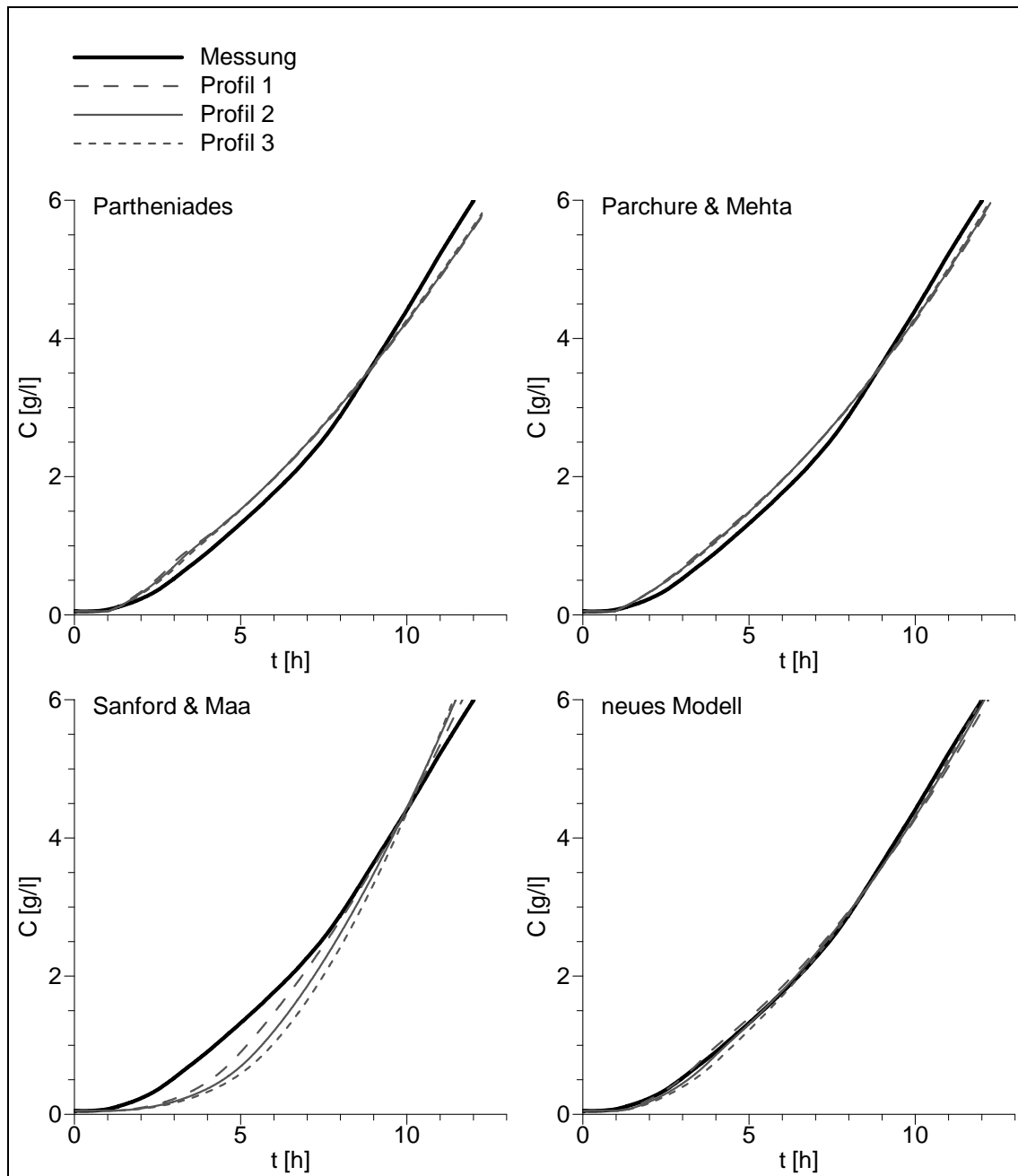


Abb. 5.18: Vergleich der Modellergebnisse der vier untersuchten Erosionsmodelle bei Nutzung der Profile 1, 2 und 3 des Erosionswiderstands mit der Messung im Versuch 1310-24 bis zur Erosionstiefe von $z_b = 0,84$ cm (entspricht $C \approx 6$ g/l)

5.6 Analyse und Interpretation der Ergebnisse

5.6.1 Bewertung der untersuchten Erosionsmodelle und Prüfung der Hypothesen

Im folgenden wird die Qualität der untersuchten Erosionsmodelle von *Partheniades*, *Parchure & Mehta* und *Sanford & Maa* sowie des neuen Erosionsmodells anhand der in den Kap. 5.4 und 5.5 dargestellten Versuchsergebnisse bewertet. Daraus ergibt sich die Prüfung der in Kap. 4.4 aufgestellten Hypothesen bezüglich des funktionalen Zusammenhangs zwischen Erosionsraten und erosionswirksamer Sohlschubspannung, der dimensionslosen Betrachtung derselben sowie der Berücksichtigung der Dichte der Sedimentablagerung.

Hinsichtlich des speziell für Oberflächenerosion entwickelten Modells von *Parchure & Mehta* zeigt die Analyse der Versuchsergebnisse, dass die in dieser Kombination, aber auch im Einzelnen in Kap. 4.4 verworfenen Annahmen eines exponentiellen Zusammenhangs zwischen Erosionsrate und erosionswirksamer Sohlschubspannung sowie einer dimensionsbehafteten Berücksichtigung derselben nur zu einer begrenzten Abbildungsqualität der Erosionsprozesse führt. Dies gilt in besonderem Maß auch für die explizite Berücksichtigung einer Flockenerosionsrate im Erosionsmodell:

Bei der Analyse der mit dem Modell von *Parchure & Mehta* erzielten Ergebnisse zeigt sich in den Belastungsstufen der stationären Versuche mit $t < 18$ h gerade bei Nutzung des Profils 1 des Erosionswiderstands die begrenzte Funktion der im Modell implementierten Flockenerosionsrate ε_f (vgl. Abb. 5.13). Im Verlauf der Belastungsstufen erreicht der mit zunehmender Erosionstiefe steigende Erosionswiderstand der Sedimentoberfläche den Wert der einwirkenden Sohlschubspannung. Nach der theoretischen Vorstellung des Erosionsprozesses sollte nun infolge von Inhomogenitäten des Erosionswiderstands der Sedimentoberfläche sowie infolge von Fluktuationen der einwirkenden Sohlschubspannung andauernde Flockenerosion mit der Flockenerosionsrate ε_f eintreten. Wie sich aus der am Ende der genannten Belastungsstufen konstant bleibenden Konzentration in der Wassersäule ablesen lässt, wird diese Flockenerosion durch das Modell von *Parchure & Mehta* trotz implementierter Flockenerosionsrate nicht prognostiziert. Stattdessen sind die modellierten Erosionsraten in diesen Bereichen gleich Null, da die im Modell verwendeten mittleren Werte von Sohlschubspannung und Erosionswiderstand im numerischen Vergleich nicht identisch werden könnenⁱ. Nur in diesem Fall

ⁱ Dies ergibt sich aus der Nutzung von Fließkommazahlen für Sohlschubspannung und Erosionswiderstand im numerischen Modell sowie aus der zeitlichen Diskretisierung des Erosionsablaufes

würde aber das Modellergebnis $\varepsilon = \varepsilon_f$ resultieren. Stattdessen ist die erosionswirksame Sohlschubspannung $\tau_b - \tau_{ce}$ numerisch bereits kleiner Null; die entsprechende Fallunterscheidung (vgl. Gl. 4.14) ergibt somit $\varepsilon = 0$.

Flockenerosion im physikalischen Sinn der in das Modell implementierten Flockenerosionsrate kann also auch bei Nutzung des Modells von *Parchure & Mehta* innerhalb einer numerischen Simulation nicht eintreten. Weiterhin zeigt gerade die gute Übereinstimmung der Simulationsergebnisse des neuen Erosionsmodells mit den Ergebnissen des instationären Erosionsversuchs 1310-24 (vgl. Abb. 5.18), bei dem gemäß der Analyse der Erosionsraten zunächst Flocken- und später Massenerosion auftritt (vgl. Abb. 5.15), dass auch kleine (Flocken-) Erosionsraten ohne explizite Berücksichtigung von ε_f im Erosionsmodell abgebildet werden können.

Entsprechend der vorstehenden Aussagen und Ergebnisse ist die Nutzung des Modells von *Parchure & Mehta* zur Prognose von Oberflächenerosion nicht zu empfehlen; neben der nicht hinreichenden Abbildungsqualität der tatsächlichen Erosionsprozesse spricht auch die Anzahl der Modellparameter gegen eine Nutzung des Modells. Zwar lässt sich jeder Parameter des Modells (ε_f , α und auch der Exponent der erosionswirksamen Sohlschubspannung) als Kalibrierungsfaktor zur Anpassung an Messwerte nutzen, jedoch steigt mit der Anzahl solcher Faktoren auch die Gefahr von Fehlprognosen bei mangelnden Kalibrierungsmöglichkeiten. Die untersuchten Modelle von *Partheniades*, *Sanford & Maa* und das neue Erosionsmodell mit linearem Zusammenhang zwischen erosionswirksamer Sohlschubspannung und Erosionsrate kommen dagegen jeweils mit einem einzigen Modellparameter aus.

Im Vergleich dieser drei linearen Erosionsmodelle erweist sich die Implementierung der erosionswirksamen Sohlschubspannung in dimensionsloser Form als der dimensionsbehafteten Form überlegen. So erbringt das Erosionsmodell von *Sanford & Maa* im Vergleich der untersuchten Modelle deutlich die schlechteste Abbildung der Versuchsergebnisse (vgl. Abb. 5.13 und Abb. 5.18). Weiterhin zeigt sich im Vergleich des Modells nach *Partheniades* mit dem neuen Erosionsmodell, dass die alleinige Einführung eines tiefenvariablen Erosionswiderstands in das für Tiefenerosion entwickelte Modell keine ausreichende Erweiterung zur Abbildung von Oberflächenerosion darstellt. Hingegen bringt die zusätzliche Berücksichtigung der tiefenabhängigen Dichte der Sedimentablagerung im Zusammenspiel mit der Einführung der charakteristischen Erosionsgeschwindigkeit m eine sehr gute Übereinstimmung zwischen Modell- und Messergebnissen bei Oberflächenerosion (vgl. Abb. 5.13 und Abb. 5.18).

Zusammenfassend wird festgestellt, dass die Auswertung der unter kontrollierten Bedingungen mit einem Ersatzsediment durchgeführten Versuche die aufgestellten Hypo-

thesen aufgrund der sehr guten Abbildung der Messergebnisse durch das neue Erosionsmodell bestätigt. Dies gilt nicht nur für stationäre Strömungsbedingungen, wie sie den in der Literatur bisher durchgeführten Erosionsversuchen zugrunde liegen, sondern auch für instationäre Strömungsbedingungen, wie sie für Erosionsereignisse unter natürlichen Bedingungen charakteristisch sind. Damit ist unter den betrachteten Randbedingungen nachgewiesen, dass

- die Erosionsrate bei Oberflächenerosion linear proportional mit der dimensionslosen erosionswirksamen Sohlschubspannung verknüpft ist, wenn der Erosionswiderstand τ_{ce} und der Proportionalitätsfaktor M als über die Tiefe der Sedimentsohle variabel entsprechend der Sedimenteigenschaften betrachtet werden.
- die Integration der Dichte der Sedimentablagerung $\rho(z)$ als Maß für die an der Sedimentoberfläche vorhandene und damit erodierbare Sedimentmasse in den Proportionalitätsfaktor des Erosionsmodells dazu führt, dass die neu identifizierte charakteristische Erosionsgeschwindigkeit m unabhängig von der Tiefe ist.

Die Analyse der Ergebnisse mit der Verifikation der Hypothesen bestätigt die sehr gute Eignung des neuen Erosionsmodells zur Modellierung von Oberflächen- und Tiefenerosion in stationären und instationären Strömungsverhältnissen.

Die vorstehende Aussage beruht jedoch auf der Voraussetzung, dass alle den Erosionsprozess beeinflussenden Faktoren – wie in den durchgeführten Versuchen in kontrollier- und reproduzierbarer Art und Weise sichergestellt – über die zeitliche wie auch die räumliche Dimension konstant sind. Dies betrifft insbesondere die in Kap. 3 beschriebenen Einflussfaktoren aus der Zusammensetzung von Sediment und Wasser bzw. aus mikrobiologischer Aktivität im Sediment, die zu einer Beeinflussung der Erosionseigenschaften der Sedimentablagerung führenⁱ. Gezielt variabel mit der Tiefe sind in den durchgeführten Versuchen allein Dichte und Erosionswiderstand, deren Variabilität über die Tiefe der Sedimentablagerung charakteristisch für Oberflächenerosion ist. Inwieweit noch weitere, bisher nicht berücksichtigte Einflussfaktoren den Erosionsprozess bestimmen, wird in den nächsten Abschnitten überprüft.

ⁱ Die Auswirkungen solcher Beeinflussungen, die sich auf die Größen von charakteristischer Erosionsgeschwindigkeit und Erosionswiderstand erstrecken, werden in Kap. 6 dargestellt

5.6.2 Erweiterung des neuen Erosionsmodells für instationäre Strömungsverhältnisse

Bisher wurden die Erosionsversuche mit kontinuierlich ansteigenden Sohlschubspannungen dazu verwendet, die prinzipielle Eignung des neuen Erosionsmodells für instationären Strömungsverhältnisse zu überprüfen. Die instationären Versuche gemäß Tab. 5.2 waren daher so konzipiert, dass der zeitliche Gradient der Sohlschubspannung innerhalb jedes einzelnen Versuchs konstant ist. Die Quantifizierung der relativen Abweichungen der tiefenabhängig berechneten Erosionsparameter von ihren tiefengemittelten Werten ermöglicht damit die Einschätzung der bisherigen Hypothesen. Weiterhin kann anhand der Versuche ein eventueller Einfluss des zeitlichen Gradienten der Sohlschubspannung auf den Erosionsprozess identifiziert werden:

Die Gesamtheit der Versuche bildet einen Bereich unterschiedlicher zeitlicher Gradienten der Sohlschubspannung ab. Somit kann durch die Betrachtung der absoluten Werte der charakteristischen Erosionsgeschwindigkeit m untersucht werden, inwieweit eine Abhängigkeit des Erosionsprozesses von der zeitlichen Entwicklung der Einwirkung vorliegt, die von dem bisherigen Modell nicht erfasst werden kann. In Abb. 5.19 sind hierfür die tiefengemittelten Werte der charakteristischen Erosionsgeschwindigkeit in Abhängigkeit der zeitlichen Gradienten der Sohlschubspannung dargestellt. Zu den diesbezüglich auswertbaren Versuche gehören neben den instationären Versuchen 1310-24, 1810-12 und 2210-06 auch die drei stationären Versuche mit $d\tau_b/dt = 0$. Deutlich erkennbar besteht tatsächlich eine Abhängigkeit des Erosionsprozesses von dem zeitlichen Gradienten der Sohlschubspannung. So beträgt m bei $d\tau_b/dt \approx 4,2 \cdot 10^{-5}$ bereits ca. das 2,8-fache des Mittelwertes der stationären Versuche.

Wie in Abb. 5.19 gezeigt, lässt sich die Abhängigkeit der charakteristischen Erosionsgeschwindigkeit m von dem zeitlichen Gradienten der Sohlschubspannung mathematisch sehr präzise ($R^2 = 1,00$) mit einer quadratischen Funktion erfassen. Dabei werden die Versuchsergebnisse der drei instationären Versuche mit $d\tau_b/dt \neq 0$ sowie der Mittelwert der drei stationären Versuche mit $d\tau_b/dt = 0$ verwendet. Weiterhin ist anhand der Abweichungen der charakteristischen Erosionsgeschwindigkeit in den stationären Versuchen von ihrem Mittelwert jedoch auch deutlich, dass hinsichtlich des exakten Wertes von m eine Unsicherheit besteht, die für zeitliche Gradienten der Sohlschubspannung größer Null mangels einer größerer Zahl durchgeführter Versuche nicht quantifiziert werden kann. Um diese Unsicherheit dennoch kenntlich zu machen, werden die minimalen und maximalen Abweichungen der charakteristischen Erosionsgeschwindigkeit von ihrem Mittelwert in den stationären Versuchen als charakteristisch auch für $d\tau_b/dt \neq 0$ angenommen. Die damit als Parallelverschiebung der quadratischen Funktion durch die Versuchswerte festgelegten Grenzen der Bandbreite von m sind ebenfalls in Abb. 5.19 dargestellt.

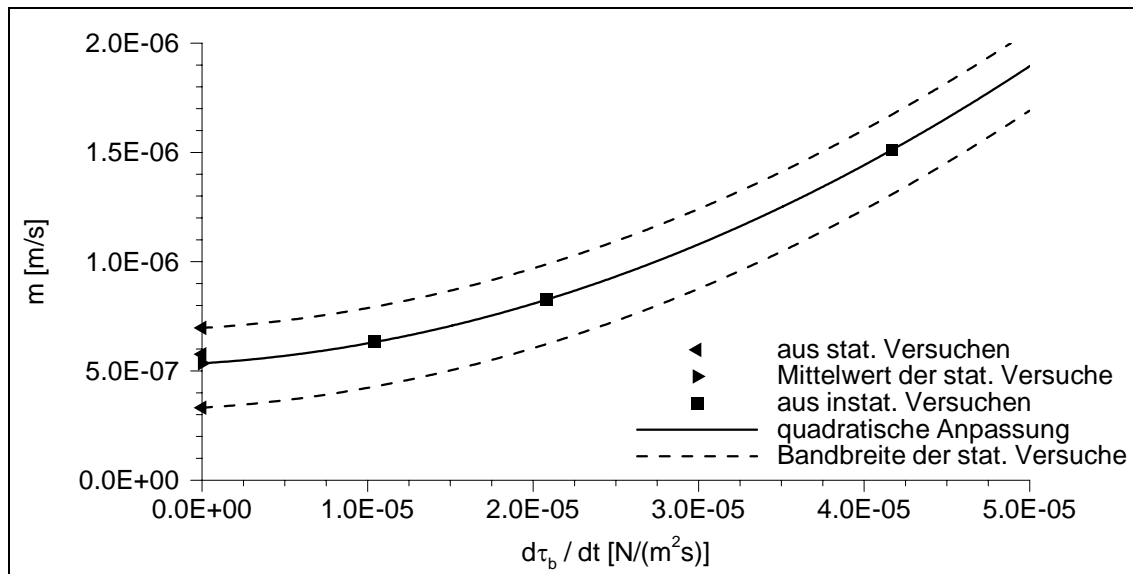


Abb. 5.19: Charakteristische Erosionsgeschwindigkeit m in Abhängigkeit des zeitlichen Gradienten der Sohlschubspannung: tiefengemittelte Werte aus den stationären Versuchen 2409stat, 0710stat und 0801stat sowie den instationären Versuchen 1310-24, 1810-12 und 2210-06 (jeweils berechnet mit Profil 2 des Erosionswiderstands, Symbole) und quadratische Anpassung an die Messwerte der instationären Versuche und den Mittelwert der stationären Versuche (Linie)

Durch Division der in Abb. 5.19 an die Messwerte angepassten quadratischen Funktion durch $m(d\tau_b/dt = 0)$ lässt sich die experimentell identifizierte Abhängigkeit des Erosionsprozesses von dem zeitlichen Gradienten der Sohlschubspannung als Faktor des neuen Erosionsmodells beschreiben. Die charakteristische Erosionsgeschwindigkeit wird so als Kennzahl der Erosion bei stationären Strömungsverhältnissen beibehalten, für diese hat der Faktor den Wert eins. Der somit eingeführte dimensionslose Beiwert zur Erweiterung des neuen Erosionsmodells für instationäre Strömungsverhältnisse berechnet sich in Abhängigkeit von $d\tau_b/dt$ wie folgtⁱ:

$$f_s^* = f_1 \cdot \left(\frac{d\tau_b}{dt} \right)^2 + f_2 \cdot \frac{d\tau_b}{dt} + 1 \quad (5.5)$$

Mit dieser Erweiterung wird das neue Erosionsmodell nun auf diejenigen Versuche angewandt, die in Kap. 5.5 aufgrund der sehr kleinen erosionswirksamen Sohlschubspannungen und der resultierenden Divergenz bei Berechnung der Erosionsparameter nicht auswertbar waren. Dabei handelt es sich um die Versuche 0211-96 und 2710-48 (vgl. Tab. 5.2), bei denen im Bereich des bekannten tiefenabhängigen Erosionswiderstands

ⁱ mit $f_1 = 8,45 \cdot 10^8 \text{ m}^4\text{s}^2/\text{N}^2$ und $f_2 = 8,58 \cdot 10^3 \text{ m}^2/\text{N}$

ausschließlich Flockenerosion auftritt. In diesen Versuchen auftretende Erosion wird unter Nutzung des Profils 2 des Erosionswiderstands, der mittleren charakteristischen Erosionsgeschwindigkeit der stationären Versuche ($m = 5,35 \cdot 10^{-7}$ m/s) sowie der Modellerweiterung nach Gl. 5.5 modelliert. Weiterhin wird Gl. 5.5 entsprechend für die Grenzen der Bandbreite der Unsicherheit aus der Abhängigkeit der Erosionsgeschwindigkeit von dem zeitlichen Gradienten der Sohlschubspannung ermittelt und in der Simulation der Versuche angewandt.

Der Vergleich des resultierenden Anstiegs der Konzentration in der Wassersäule mit der entsprechenden Bandbreite der Unsicherheit mit dem Messergebnis ist in Abb. 5.20 dargestellt. Bei den bisherigen Vergleichen zwischen Messdaten und Modellergebnissen in den vorhergehenden Kapiteln wurden jeweils aus den Messergebnissen ermittelte Modellparameter verwendet. Im Gegensatz dazu handelt es sich hier um eine Modellva-

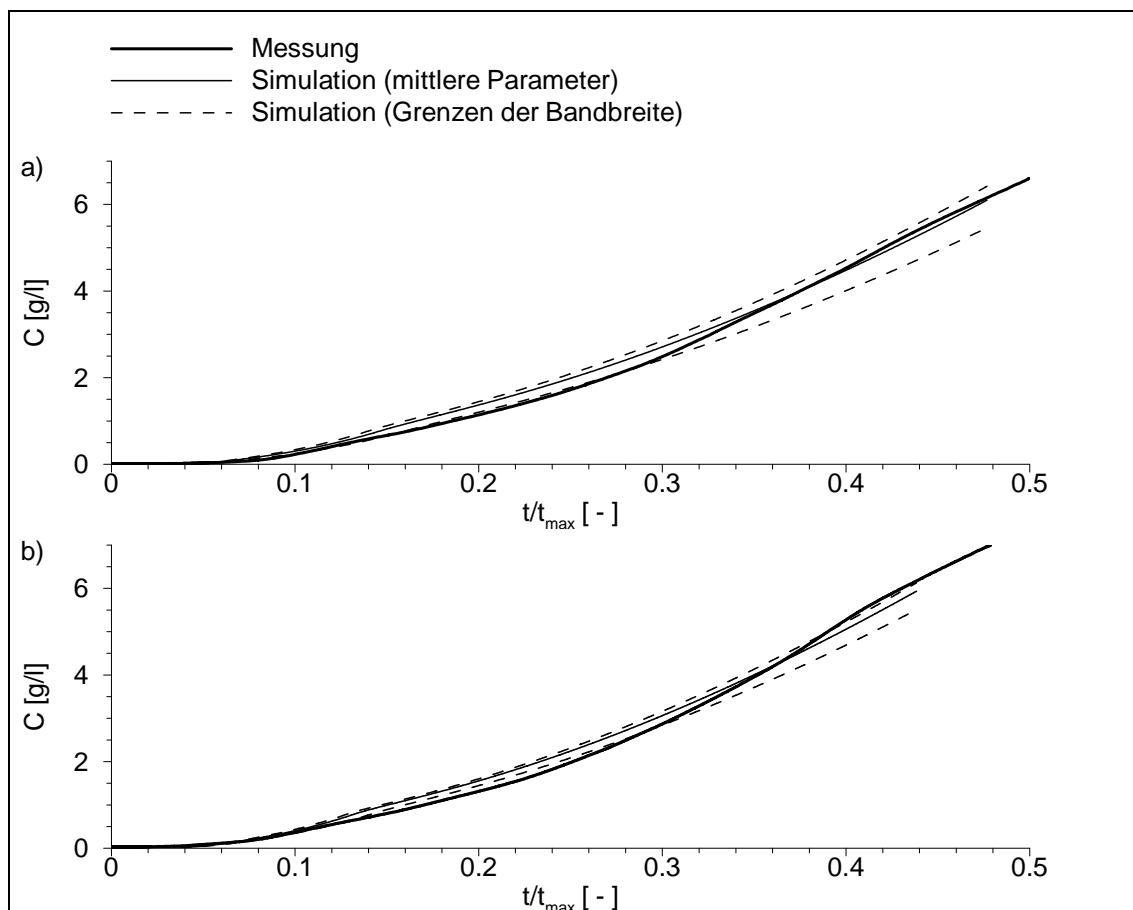


Abb. 5.20: Sedimentkonzentration in der Wassersäule als Simulationsergebnis des eigenen Erosionsmodells bei Nutzung der Erweiterung für instationäre Bedingungen (Gl. 5.5) und Profil 2 des Erosionswiderstands mit geschätzter Bandbreite der Unsicherheit der Modellerweiterung im Vergleich mit der Messung für die Versuche mit konstantem Gradienten der Sohlschubspannung 2710-48 (a) und 0211-96 (b)

lidierung, da die Simulation vollständig unabhängig von Ergebnissen der Messung erfolgt. Dabei ist eine gute Übereinstimmung der Prognose durch das neue Erosionsmodell mit der Messung zu konstatieren, da das Messergebnis nahezu über die gesamte modellierbare Versuchsdauer (Bereich des bekannten Erosionswiderstands bis $z_b = 0.84$ cm bzw. $C \approx 6$ g/l) im Unsicherheitsbereich der Simulation liegt. Die Qualität der Abbildung erreicht allerdings nicht die Übereinstimmung der in den Kapiteln 5.4 und 5.5 durchgeführten Simulationen zur Verifikation des Modells. Dies wird auf Unsicherheiten in der Quantifizierung des Erosionswiderstands zurückgeführt, die auch mit der bisherigen Nutzung der unterschiedlichen Profile von $\tau_{ce}(z)$ nicht erfasst wurden: In den dargestellten Versuchen verläuft die Steigerung der Sohlschubspannung so langsam, dass die erosionswirksame Sohlschubspannung $\tau_{ce} - \tau_b$ und damit die Erosionsraten eher von der Erhöhung des Erosionswiderstands mit der Tiefe als von der Erhöhung der Sohlschubspannung mit der Zeit dominiert werden. Es erodiert also immer so viel Sediment, wie aufgrund des Verlaufs des Erosionswiderstands mit der Tiefe überhaupt erodieren kann. Kleine Abweichungen des tatsächlichen Profils des Erosionswiderstands von dem in Kap. 5.3 identifizierten und dem Erosionsmodell vorgegebenen linearen Profil führen damit zu Schwankungen der Erosionsraten, wie sie in den Messergebnissen anhand der plötzlichen Änderung des Gradienten der gemessenen Konzentration erkennbar sind, die von dem Modell jedoch nicht erfasst werden können.

Da die beiden gerade beschriebenen Versuche sehr kleine zeitliche Gradienten der Sohlschubspannung haben ($2,6 \cdot 10^{-6}$ bzw. $5,2 \cdot 10^{-6}$ N/(m²s)) und damit nur einen kleinen Teil des mit Versuchsergebnissen gesicherten Teils der Modellerweiterung (bis $4,2 \cdot 10^{-5}$ N/(m²s)) abdecken, werden zwei weitere instationäre Versuche durchgeführt. Diese sind so konzipiert, dass der zeitliche Gradient der Sohlschubspannung im entsprechend der bisher durchgeführten Versuche abgedeckten Bereich konstanter Gradienten ($2,6 \cdot 10^{-6}$ bis $4,2 \cdot 10^{-5}$ N/(m²s)) über die Versuchsdauer von 10 h linear steigt (Versuch 2601-ste) bzw. fällt (Versuch 3001-fal). Der absolute Wert der Sohlschubspannung steigt dabei von $\tau_b = 0$ bis $0,8$ N/m². Die während der Versuche infolge Erosion ansteigende Konzentration in der Wassersäule ist in Abb. 5.21 im Vergleich mit den Ergebnissen unterschiedlicher Simulationen dargestellt. Dies sind einerseits Simulationen ohne Modellerweiterung unter Nutzung der charakteristischen Erosionsgeschwindigkeit m aus den stationären Versuchen ($m_{\text{stat}} = 5,35 \cdot 10^{-7}$ m/s), andererseits Simulationen mit Berücksichtigung der Modellerweiterung entsprechend Gl. 5.5 und wiederum der Grenzen derer Bandbreite der Unsicherheit. Für alle Simulationen, die wiederum nur bis zur Erosionstiefe von $z_b = 0.84$ cm (entspricht $C \approx 6$ g/l) durchgeführt werden, wird das Profil 2 des Erosionswiderstands verwendet. Auch hier handelt es sich also um eine Modellvalidierung, da die Simulation vollständig unabhängig von den Ergebnissen der Messung der modellierten Versuche erfolgt.

Der Vergleich der Simulations- mit den Messergebnissen in Abb. 5.21 zeigt die Grenzen der mit dem Erosionsmodell erreichbaren Abbildungsqualität für den Fall, dass der bei stationären Strömungsverhältnissen ermittelte Erosionsparameter zur Prognose der Erosion in instationären Strömungsverhältnissen eingesetzt wird. So unterschätzen die ohne Modellerweiterung mit m_{stat} erzielten Simulationsergebnisse die gemessene Konzentration in der Wassersäule deutlich. Der Einsatz der Modellerweiterung für instationäre Strömungsverhältnisse verbessert die Simulationsergebnisse hingegen erheblich. Über etwa die Hälfte der modellierten Versuchsdauer stimmt die prognostizierte Erhöhung der Konzentration mit der Messung gut überein. Erst im weiteren zeitlichen Verlauf sind Abweichungen zwischen Simulation und Messung zu konstatieren: So kann der bei ca. 2-3 g/l gemessene plötzliche Anstieg des Konzentrationsverlaufs von dem

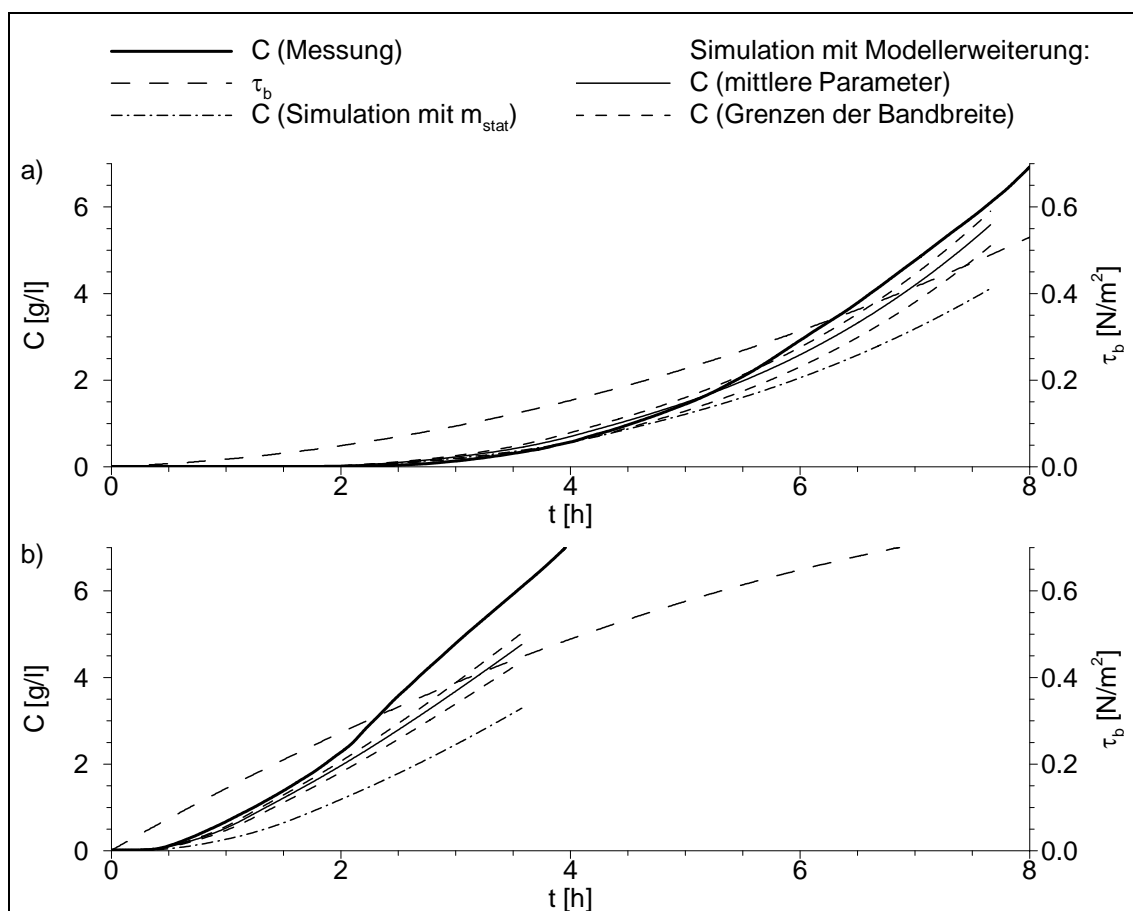


Abb. 5.21: Sedimentkonzentration in der Wassersäule als Simulationsergebnis des neuen Erosionsmodells bei Nutzung der Erweiterung für instationäre Bedingungen (Gl. 5.5) und Profil 2 des Erosionswiderstands mit geschätzter Bandbreite der Unsicherheit der Modellerweiterung im Vergleich mit dem Simulationsergebnis ohne Modellerweiterung (m_{stat}) und dem Messergebnis der Versuche mit variablen Gradienten der Sohlschubspannung 2601-ste (a) und 3001-fal (b)

Modell nicht erfasst werden. Dies wird besonders im Versuch 3001-fal deutlich (Abb. 5.21b). Wie bereits bei der Analyse der Simulationen der Versuche 2710-48 und 0211-96 (Abb. 5.20) werden auch hier Differenzen zwischen vorgegebenem und tatsächlichem Verlauf des Erosionswiderstands $\tau_{ce}(z)$ zur Erklärung der Abweichungen herangezogen. Weitere Gründe für die Abweichungen sind weder aus Analyse und Interpretation der durchgeführten Versuche noch aus der theoretischen Charakterisierung des Erosionsprozesses ersichtlich.

5.6.3 Erweiterung des neuen Erosionsmodells für den Übergang von Oberflächen- zu Tiefenerosion

Wie bereits in der Interpretation der instationären Versuche 2710-48 und 0211-96 im vorhergehenden Abschnitt angedeutet, nimmt neben dem zeitlichen Gradienten der Sohlschubspannung auch der Verlauf des Erosionswiderstandes mit der Tiefe entscheidenden Einfluss auf den Ablauf des Erosionsprozesses. Daher ist neben der bereits bestätigten Aussage von CERVANTES et al. (1995), dass der zeitliche Gradient der Sohlschubspannung über das Auftreten von Flocken- bzw. Massenerosion entscheidet (vgl. Abb. 5.15) auch die Aussage von SANFORD & MAA (2001) bedenkenswert, dass das Verhältnis des zeitlichen Gradienten der Sohlschubspannung zum Gradienten des Erosionswiderstands über die Tiefe ein Indikator für das Auftreten von Oberflächen- oder Tiefenerosion ist. So wurde der Gradient des Erosionswiderstands $d\tau_{ce}/dz$ bereits bei der theoretischen Analyse von Erosionsmechanismen und -abläufen in Kap. 4.2 als Kriterium für die Unterscheidung zwischen Oberflächen- und Tiefenerosion herangezogen. Da der Schwerpunkt der durchgeführten Untersuchungen auf der Identifikation des Einflusses der Dichte bzw. der Veränderung der Sohlschubspannung auf den Erosionsprozess liegt, kann der Einfluss einer Veränderung des vertikalen Gradienten des Erosionswiderstands mangels entsprechender Variationen in den vorliegenden Daten nicht analysiert werden: Entsprechend der Ergebnisse der Ermittlung des Erosionswiderstands in Kap. 5.3 ist $d\tau_{ce}/dz$ im ausgewerteten Bereich der Oberflächenerosion konstant. Bei der Übertragung der durch Untersuchung von Oberflächenerosion gewonnenen Erkenntnisse auf die Tiefenerosion ist dieser Einfluss jedoch zu prüfen:

Aufgrund der Tatsache, dass das neue Erosionsmodell bei einem konstanten Verlauf von Erosionswiderstand und Dichte über die Tiefe der Sedimentablagerung dem anerkannten Modell von *Partheniades* entspricht, kann – wie bereits in Kap. 4.4 beschrieben – prinzipiell von einer sehr guten Eignung des Modells für Tiefenerosion ausgegangen werden kann. Jedoch erscheint die Notwendigkeit einer Modellerweiterung für Änderungen von $d\tau_{ce}/dz$ analog zur vorgestellten Erweiterung als Funktion von $d\tau_b/dt$ sinnvoll. Ein starkes Indiz hierfür liefert die Berechnung der charakteristischen Erosi-

ongeschwindigkeit m über die gesamte Tiefe der erodierten Sedimentablagerung. Dies geschieht analog zu der in den vorhergehenden Kapiteln nur im Bereich des eindeutig identifizierbaren Verlaufs des Erosionswiderstands angewandten Vorgehensweise und ist in Abb. 5.22 beispielhaft für den Versuch 1310-24 dargestellt. Der zur Berechnung von m benötigte Erosionswiderstand wird dabei für den Bereich der Sedimentablagerung mit $\tau_{ce} > 0,5 \text{ N/m}^2$ entsprechend der in Kap. 5.3 diskutierten Ergebnisse abgeschätzt. Dabei folgt Profil 1 den minimalen während der stationären Versuche erreichten Erosionstiefen als obere Grenze der Unsicherheit des Erosionswiderstands während Profil 3 mit vertikalem Verlauf ab $\tau_{ce} \approx 0,5 \text{ N/m}^2$ die untere Grenze des möglichen Erosionswiderstands darstellt. Profil 2 verläuft weiter als mittleres Profil zwischen 1 und 3 und damit etwa im Bereich der Erosionstiefen während der Versuche mit sehr langen stationären Belastungsstufen (Abb. 5.22a).

Die in Abb. 5.22b dargestellten Ergebnisse der tiefenabhängigen Berechnung der charakteristischen Erosionsgeschwindigkeit m nach Gl. 5.3 mit den Profilen 1, 2 und 3 des Erosionswiderstands zeigen unterhalb des Übergangsbereichs von Oberflächen- zu Tiefenerosion ab ca. $z = -0,8$ bis $-0,9$ cm eine signifikante Änderung der Größe von m . Diese geht einher mit dem Knick in den Profilen des Erosionswiderstands und damit der Änderung des vertikalen Gradienten desselben. Unterhalb $z \approx -1,4$ cm stabilisiert sich m auf dem neuen Niveau. Zwar vergrößert sich die Bandbreite von m weiter entsprechend

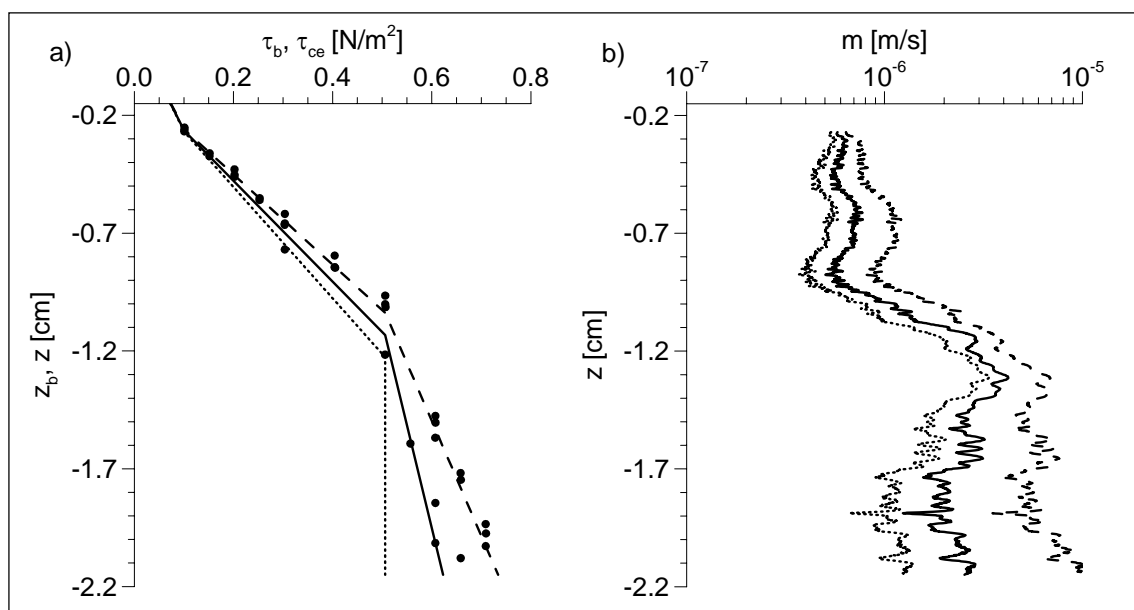


Abb. 5.22: a) Erosionswiderstand $\tau_{ce}(z)$ über die Tiefe der Sedimentablagerung als abgeschätzte Erweiterung der in Kap. 5.3 bis $\tau_{ce} \approx 0,5 \text{ N/m}^2$ ermittelten Profile 1 (gestrichelt), 2 (durchgezogen) und 3 (gepunktet) mit Erosionstiefen und Sohlschubspannungen $z_b(\tau_b)$ am Ende der Belastungsstufen der stationären Versuche (Symbole) und b) aus Berechnung mit diesen Profilen resultierender tiefenabhängiger Verlauf der charakteristischen Erosionsgeschwindigkeit m im Versuch 1310-24

der vergrößerten Bandbreite des abgeschätzten Erosionswiderstands, eine systematische Tendenz als Abweichung von einem neuen, konstanten Mittelwert für die beginnende Tiefenerosion ist jedoch nicht zu beobachten. Die hier für den Versuch 1310-24 beschriebene Charakteristik ist entsprechend auch in den übrigen durchgeführten Versuchen festzustellen. Obwohl die Unsicherheiten des angewandten Verfahrens zur Bestimmung des Erosionswiderstands bei Tiefenerosion und weiterhin die mangelnde Bandbreite betrachteter vertikaler Gradienten des Erosionswiderstands keine gesicherte Aussage zulassen, bestätigt sich damit der Hinweis, dass auch der Gradient $d\tau_{ce}/dz$ im Erosionsmodell zu berücksichtigen ist. Ein Vorschlag für eine entsprechende Modell-erweiterung wird im Folgenden dargestellt:

Aus den Daten der für den Versuch 1310-24 ermittelten charakteristischen Erosionsgeschwindigkeit m in Abhängigkeit von der Tiefe der Sedimentablagerung (vgl. Abb. 5.22b) werden Mittelwerte von m für zwei Bereiche mit jeweils konstantem Gradienten des Erosionswiderstands berechnet. Die verwendeten Bereiche entsprechen dem bisher untersuchten Bereich der Oberflächenerosion ($-0,27 > z > -0,84$ cm) bzw. dem in Abb. 5.22a dargestellten Übergangsbereich zur Tiefenerosion ($-1,40 > z > -2,15$ cm). Die Mittelwerte von m werden weiter durch f_s^* (Gl. 5.5) dividiert, um den Einfluss der während des Versuchs herrschenden instationären Strömungsverhältnisse zu berück-

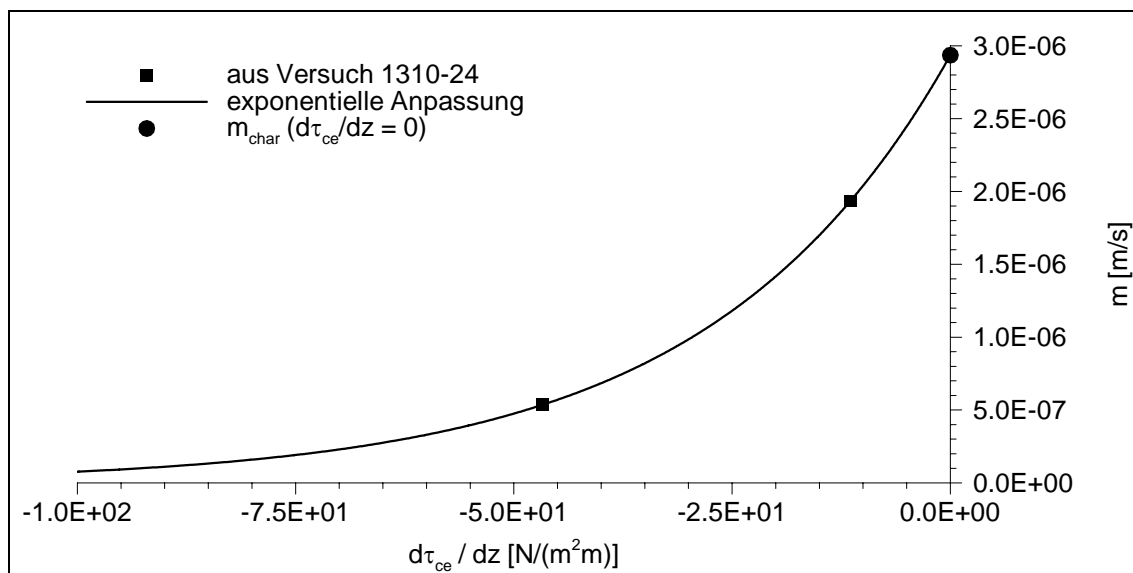


Abb. 5.23: Exponentielle Anpassung an die Mittelwerte der charakteristischen Erosionsgeschwindigkeit m in den Bereichen unterschiedlicher Gradienten des Erosionswiderstands (Profil 2) aus dem Versuch 1310-24, bereinigt um den Einfluss der instationären Strömungsverhältnisse während des Versuchs durch Division durch f_s^* nach Gl. 5.5. Durch Schnitt der exponentiellen Funktion mit der Ordinatenachse ergibt sich der hypothetische Wert der charakteristischen Erosionsgeschwindigkeit m_{char} bei Tiefenerosion mit konstantem Erosionswiderstand ($d\tau_{ce}/dz=0$) bei stationären Strömungsverhältnissen ($d\tau_b/dt=0$)

sichtigen. Die somit auf stationäre Strömungsverhältnisse bezogenen charakteristischen Erosionsgeschwindigkeiten in Abhängigkeit des Gradienten des Erosionswiderstands (Profil 2) sind in Abb. 5.23 dargestellt.

Die gezeigte Abhängigkeit der charakteristischen Erosionsgeschwindigkeit von dem Gradienten des Erosionswiderstands lässt sich mathematisch mit einer Exponentialfunktion abbilden. Dieser Zusammenhang wird gewählt, da die Exponentialfunktion gegen Null gehende charakteristische Erosionsgeschwindigkeiten prognostiziert, wenn der Gradient des Erosionswiderstands auf der negativen Seite unendlich wird. Dies wäre bei einem unendlich werdenden Erosionswiderstand der Fall – also im Extremfall der Oberflächenerosion mit horizontalem Verlauf des Erosionswiderstands – und ist somit physikalisch plausibel. Die gewählte Exponentialfunktion in ihrer allgemeinen Form $m = m_{\text{char}} \exp(\lambda \, d\tau_{\text{ce}}/dz)$ hat zwei Unbekannte und lässt sich mathematisch exakt an die zwei Messwerte anpassen. Der Wert $m_{\text{char}} = 2,94 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$ der so ermittelten Funktion entspricht der charakteristischen Erosionsgeschwindigkeit bei $d\tau_{\text{ce}}/dz = 0$ (s. Abb. 5.23). Aus der Division der Funktion durch m_{char} resultiert ein dimensionsloser Beiwert für das neue Erosionsmodell, der die Abhängigkeit der charakteristischen Erosionsgeschwindigkeit von dem Gradienten des Erosionswiderstands mit der Tiefe berücksichtigtⁱ:

$$f_{\text{R}}^* = \exp\left(f_3 \cdot \frac{d\tau_{\text{ce}}}{dz}\right) \quad (5.6)$$

ⁱ mit $f_3 = 0,0364 \text{ m}^2\text{m/N}$

5.6.4 Zusammenfassung

Zusammenfassend lassen sich die Erkenntnisse der durchgeführten Untersuchung zur Erosion feiner Sedimente bei kontrollierten, reproduzierbaren Bedingungen im Labor wie folgt beschreiben:

- Erosion feiner Sedimente lässt sich durch Gleichsetzen zweier dimensionsloser Kennzahlen mathematisch beschreiben. Diese setzen sich aus Erosionsrate ε [$\text{kg}/(\text{m}^2\text{s})$], Dichte ρ [kg/m^3] und der charakteristischen Erosionsgeschwindigkeit m [m/s] als $\varepsilon / (m \rho)$ bzw. aus der erosionswirksamen Sohlschubspannung $\tau_b - \tau_{ce}$ [N/m^2] und dem Erosionswiderstand τ_{ce} [N/m^2] als $(\tau_b - \tau_{ce}) / \tau_{ce}$ zusammen.
- Bei ausschließlicher Variation von Dichte $\rho(z)$ und Erosionswiderstand $\tau_{ce}(z)$ mit der Tiefe der Sedimentablagerung (mit $d\tau_{ce}/dz = \text{const.}$) ist die charakteristische Erosionsgeschwindigkeit m mit der Tiefe konstantⁱ.
- In instationären Strömungsbedingungen ist die zeitliche Veränderung der Einwirkung zu berücksichtigen. Hierfür wird ein dimensionsloser Beiwert f_s^* eingeführt, der erstmals als Funktion des zeitlichen Gradienten der Sohlschubspannung quantifiziert werden kann (Gl. 5.5). Der Index S dieses Beiwerts steht für *stress* (engl. Einwirkung).
- Zudem beeinflusst der Gradient des Erosionswiderstands mit der Tiefe den Erosionsvorgang. Analog zur Einwirkungsseite drängt sich zur Berücksichtigung dieses Einflusses die Einführung eines weiteren dimensionslosen Beiwerts auf, der entsprechend mit f_R^* benannt wird (mit Index R für *resistance*, engl. Widerstand). Der funktionale Zusammenhang dieses Beiwerts mit dem vertikalen Gradienten des Erosionswiderstands lässt sich aus den durchgeführten Versuchen nicht sicher quantifizieren. Hypothetisch wird ein exponentieller Zusammenhang vorgeschlagen (Gl. 5.6).

Das aus diesen Erkenntnissen entwickelte, neue Modell zur vollständigen Beschreibung der Erosion feiner Sedimente hat damit folgende Form:

ⁱ Weitere, in der vorliegenden Untersuchung nicht variierte Einflussfaktoren auf den Erosionsprozess wie die Zusammensetzung von Sediment und Wasser (vgl. Kap. 3) sind im Erosionsmodell nicht berücksichtigt und werden sich daher auf den Wert der charakteristischen Erosionsgeschwindigkeit auswirken. Tiefenabhängige Variationen solcher Einflussfaktoren implizieren also auch eine tiefenabhängige Variation der charakteristischen Erosionsgeschwindigkeit

$$\varepsilon = m_{\text{char}} \cdot \rho \cdot \frac{\tau_b - \tau_{\text{ce}}}{\tau_{\text{ce}}} \cdot f_S^* \cdot f_R^*$$

mit :

$$\rho = f(z)$$

$$\tau_{\text{ce}} = f(z) \tag{5.7}$$

$$f_S^* = f\left(\frac{d\tau_b}{dt}\right) \text{ mit } f_S^* = 1 \text{ f\"ur } \frac{d\tau_b}{dt} = 0$$

$$f_R^* = f\left(\frac{d\tau_{\text{ce}}}{dz}\right) \text{ mit } f_R^* = 1 \text{ f\"ur } \frac{d\tau_{\text{ce}}}{dz} = 0$$

Im Fall stationärer Strömungsbedingungen ($d\tau_b/dt = 0$) und eines konstanten Erosionswiderstands ($d\tau_{\text{ce}}/dz = 0$) entspricht das neue Modell dem Erosionsmodell nach *Partheniades*, dessen Gültigkeit in stationärer Strömung und bei konstantem Erosionswiderstand anerkannt ist. Durch die Beschreibung der Erosionskonstanten M nach *Partheniades* als Produkt der hier identifizierten charakteristischen Erosionsgeschwindigkeit m und der Dichte ($M = m \cdot \rho$) erweitert sich die Gültigkeit des Modells auf Oberflächenerosion. Zur Anwendung des Modells in instationärer Strömung ist es zudem um den dimensionslosen Beiwert der Einwirkung f_S^* zu ergänzen. Zuletzt dient die Ergänzung des Modells um den dimensionslosen Beiwert des Erosionswiderstands f_R^* der Berücksichtigung der Änderung des Gradienten des Erosionswiderstands mit der Tiefe. Im nach Gl. 5.7 formulierten Erosionsmodell mit Berücksichtigung der Beiwerte f_S^* und f_R^* ist m_{char} als charakteristische Erosionsgeschwindigkeit für den einfachsten Erosionsfall von Tiefenerosion in stationärer Strömung definiert.

Die in der vorliegenden Untersuchung der Oberflächenerosion von Kaolinit in Leitungswasser quantifizierten Werte für die charakteristische Erosionsgeschwindigkeit bei einem konstanten Gradienten des Erosionswiderstands von $d\tau_{\text{ce}}/dz = -46,76 \text{ N/m}^2/\text{m}$ und unterschiedlichen instationären Strömungsverhältnissen (s. Tab. 5.2) lassen sich durch das Produkt $5,35 \cdot 10^{-7} \text{ m/s} \cdot f_S^*$ beschreiben. Der dimensionslose Beiwert der Einwirkung f_S^* resultiert aus den Messwerten und berechnet sich nach Gl. 5.5.

Die charakteristische Erosionsgeschwindigkeit m_{char} der untersuchten Sedimentablagerung bei Tiefenerosion in stationärer Strömung berechnet sich unter der Annahme einer exponentiellen Form des dimensionslosen Beiwerts des Erosionswiderstands f_R^* entsprechend Gl. 5.6 zu $m_{\text{char}} = 2,94 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$.

6 Erosionsparameter natürlicher Sedimente

Vorbemerkung – *Die in Kapitel 5 erzielten Ergebnisse resultieren aus der Untersuchung eines Ersatzsediments im Labor. Zur Übertragung der Erkenntnisse dieser Untersuchung auf natürliche Sedimente ist nachzuweisen, dass das verwendete Kaolinit Erosionseigenschaften aufweist, die charakteristisch für feine Sedimente in natürlicher Zusammensetzung sind. Hierfür werden weitere Laboruntersuchungen mit natürlichen Sedimenten durchgeführt. Anschließend werden die erzielten Ergebnisse denen aus Untersuchungen in der Literatur gegenübergestellt. Damit wird ein Bild der Größenordnung und Schwankungsbreite von Modellparametern natürlicher Sedimente vermittelt, das zur Durchführung und Interpretation einer Prognose der Erosion feiner Sedimente unerlässlich ist. Zuletzt werden mit der Vorstellung und Diskussion unterschiedlicher Geräte und Methoden zur Untersuchung der Erosionseigenschaften von Sedimentablagerungen in situ Wege aufgezeigt, den für Prognosen benötigten Erosionswiderstand oder Modellparameter wie die charakteristische Erosionsgeschwindigkeit von Sedimentablagerungen in natürlicher Umgebung zu quantifizieren.*

6.1 Laboruntersuchungen

Die Untersuchung natürlicher Sedimente im Labor zur Prüfung der Übertragbarkeit der anhand der Untersuchung des Ersatzsediments Kaolinit entwickelten Erkenntnisse (s. Kap. 5) bedient sich der bereits dargestellten Methode: Eine im Kreisgerinne durch Sedimentation aus einer homogen durchmischten Suspension aus Sediment und Leitungswasser entstandene Sedimentablagerung wird nach dreitägiger Konsolidationszeit bei steigenden, abschnittsweise konstanten Sohlschubspannungen erodiert. Die Messung der infolge Erosion ansteigenden Sedimentkonzentration in der Wassersäule ermöglicht im Zusammenspiel mit der Messung des vertikalen Verlaufs der Dichte der Ablagerung und der Ermittlung des Erosionswiderstands die Berechnung des zeitlichen bzw. vertikalen Verlaufs der Modellparameter unterschiedlicher Erosionsmodelle. Geringere Abweichungen der Modellparameter von ihrem Mittelwert implizieren eine bessere Qualität der Abbildung der Messergebnisse durch das jeweilige Erosionsmodell. Diese wird zuletzt anhand der Simulation der Erosion während des Versuchs bei Nutzung konstanter Modellparameter visualisiert.

Das in der hier dargestellten Untersuchung verwendete, natürliche Sediment stammt aus dem Staubecken Heimbach in der Nordeifel, dem Untersuchungsobjekt der in Kapitel 7 dargestellten Fallstudie. Die ausführliche Charakterisierung dieses bodenmechanisch als schwach toniger Schluff einzuordnenden Sediments folgt in Kap. 7.4.

In Abb. 6.1 sind Belastungshistorie und die in der Wassersäule infolge Erosion ansteigende Sedimentkonzentration während des durchgeführten Versuchs HMB2505stat dargestellt. Anhand des Verlaufs der über die Versuchsdauer steigenden Konzentration ist zu erkennen, dass die durch Sedimentation erzeugte Ablagerung die in Kap. 4.2 theoretisch erörterte Charakteristik eines mit der Tiefe zunehmenden Erosionswiderstands hat (Typ I) und somit Oberflächenerosion auftritt: Nachdem die aufgebrauchte Sohl Schubspannung in der Belastungsstufe mit $\tau_b = 0,15 \text{ N/m}^2$ die kritische Sohl Schubspannung der Sedimentoberfläche übersteigt, tritt zunächst Erosion mit großen Erosionsraten auf, die Sedimentkonzentration in der Wassersäule steigt sprunghaft an. Mit zunehmender Erosionstiefe und damit vergrößertem Erosionswiderstand der momentanen Sedimentoberfläche sinken die Erosionsraten, die Konzentration nähert sich einem nahezu konstanten Wert. Mit der Erhöhung der Sohl Schubspannung in der nächsten Belastungsstufe und damit erneuter Überschreitung des Erosionswiderstands der Sedimentoberfläche wiederholt sich dieser charakteristische Ablauf der Oberflächenerosion. In der Belastungsstufe ab $t = 60 \text{ h}$ bei $\tau_b = 0,55 \text{ N/m}^2$ (nicht dargestellt) versagt die verbleibende Sedimentablagerung und die Konzentration steigt stark an. Hier ist der maximale Erosionswiderstand der Ablagerung überschritten, Tiefenerosion stellt sich ein. Qualitativ verhält sich das untersuchte natürliche Sediment bei seiner Erosion also entsprechend der in Kap. 4.2 dargestellten Theorie und wie das als Ersatzmaterial verwendete Kaolinit (Kap. 5).

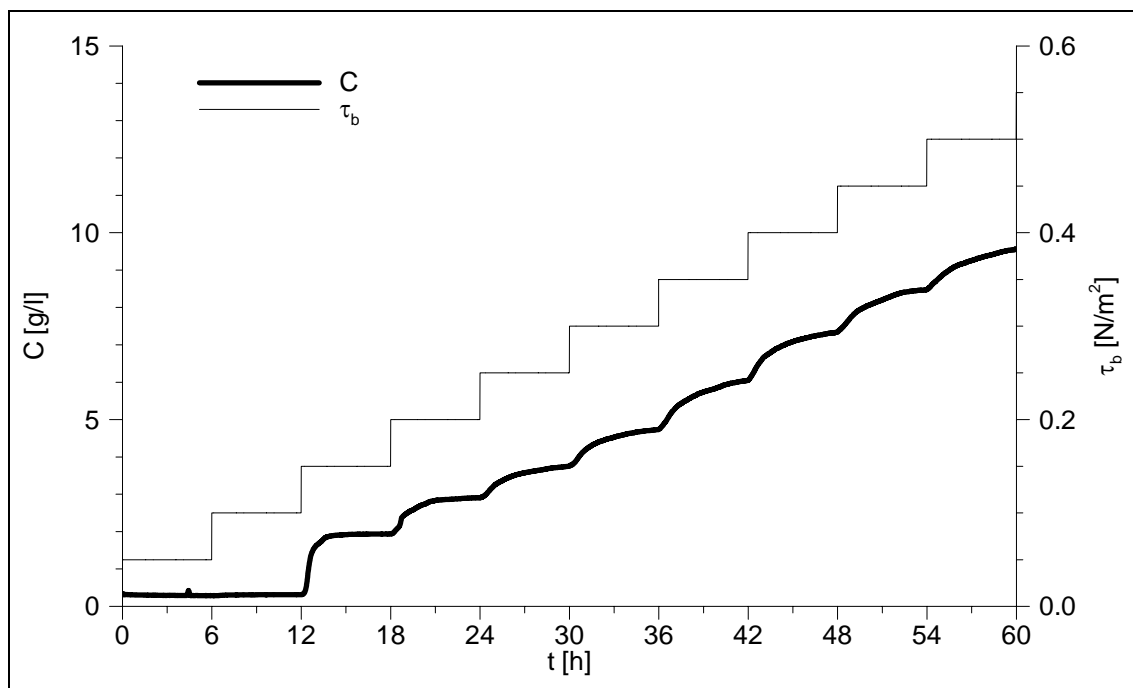


Abb. 6.1: Sohl Schubspannung τ_b und Sedimentkonzentration C in der Wassersäule während des Versuchs HMB2505stat mit natürlichem Sediment aus dem Staubecken Heimbach

Um diesen Nachweis auch quantitativ hinsichtlich der Abbildungsqualität der vier untersuchten Erosionsmodelle zu erbringen, wird zunächst die Dichte der im Kreisgerinne erodierten Sedimentablagerung gemessen. Dies geschieht entsprechend der bereits in Kap. 5.2 angewandten Methode. Aufgrund der begrenzten Menge des dem Staubecken Heimbach entnommenen natürlichen Sediments wird diese Messung mit der bereits im Versuch HMB2505stat verwendeten Gerinnefüllung durchgeführt. Der homogenen Durchmischung der Suspension im Kreisgerinne vor Beginn der Sedimentations-, Ablagerungs- und Konsolidationsphase geht also nicht wie in Kap. 5.1 beschrieben die Befüllung des Kreisgerinnes sondern vielmehr das Aufrühren der im Gerinne bereits verwendeten Suspension voraus. Diese Vorgehensweise schränkt die Reproduzierbarkeit gleichartiger Sedimentablagerungen im Kreisgerinne und damit die Genauigkeit der Ergebnisse im Vergleich zur Verwendung von Kaolinit als Ersatzmaterial ein: Durch die veränderte Vorgeschichte jeder Sedimentablagerung mit aufeinander folgenden Sedimentations-, Konsolidations- und Erosionsphasen könnten sich Größe und Eigenschaften der Sedimentaggregate in jedem Versuch verändern. Weiterhin könnten mikrobiologische Prozesse angesichts des für das natürliche Sediment ermittelten organischen Anteils von rd. 7 % zu einer Veränderung der Eigenschaften der nacheinander untersuchten Sedimentablagerungen führen. Für den hier zu führenden Nachweis der Übertragbarkeit der mit dem Ersatzsediment unter Ausschluss solcher Einflüsse erzielten Erkenntnisse auf natürliches Sediment ist dies jedoch akzeptierbar.

Das an einer Sedimentablagerung im Kreisgerinne gemessene Dichteprofil als Mittelwert aus 16 über die Gerinnefläche verteilten Messvertikalen ist in Abb. 6.2 dargestellt. Die geringe Standardabweichung bestätigt wie bereits in Kap. 5.2 die Gleichmäßigkeit der Sedimentablagerung über ihre Fläche. Das im Bereich von 2-3 mm unter der Oberfläche gemessene lokale Dichtemaximum korrespondiert mit der visuell beobachteten Schicht von Feinstsedimenten, die sich infolge von *differential settling* bildet, also der unterschiedlichen Sinkgeschwindigkeit von Partikeln und Aggregaten unterschiedlicher Größe. Anhand der mit diesem Dichteprofil berechneten Erosionstiefe über die Zeit des Versuchs HMB2505stat (nicht dargestellt) zeigt sich, dass diese Schicht innerhalb der ersten Belastungsstufe mit Erosion (bei $\tau_b = 0,15 \text{ N/m}^2$) vollständig erodiert.

Die berechnete Erosionstiefe über die Zeit des Versuchs ermöglicht weiterhin die Ermittlung des Erosionswiderstands mit dem Verfahren nach *Parchure & Mehta* (vgl. Kap. 5.3). In Abb. 6.3 sind die Erosionstiefen z_b am Ende der Belastungsstufen mit $6 \text{ h} < t < 60 \text{ h}$ des Versuchs HMB2505stat in Abhängigkeit der Sohlschubspannung τ_b dargestellt. Da die Durchführung einer größeren Anzahl Versuche aufgrund der zu erwartenden Veränderung der Sedimentablagerungen (s.o.) nicht sinnvoll ist, ist die Quantifizierung einer Bandbreite des Erosionswiderstands des natürlichen Sediments – wie in Kap. 5.4 mit der Festlegung von 3 Profilen des Erosionswiderstands für Kaolinit

geschehen – nicht möglich. Stattdessen werden die gemessenen Punkte gemäß Abb. 6.3 als Erosionswiderstand $\tau_{ce}(z)$ linear verbunden und im Weiteren ohne Berücksichtigung der Unsicherheiten verwendet. Der Verlauf von $\tau_{ce}(z)$ im Bereich der oberen 5 mm der Sedimentablagerung ist allerdings als besonders unsicher zu betrachten und wird nicht weiter verwendet, da sich der Erosionswiderstand der Sedimentoberfläche $\tau_{ce}(z=0)$ nicht exakt bestimmen lässt. Dieser wird hier gleich der Sohlschubspannung der letzten Belastungsstufe gesetzt, in der keine Erosion auftritt.

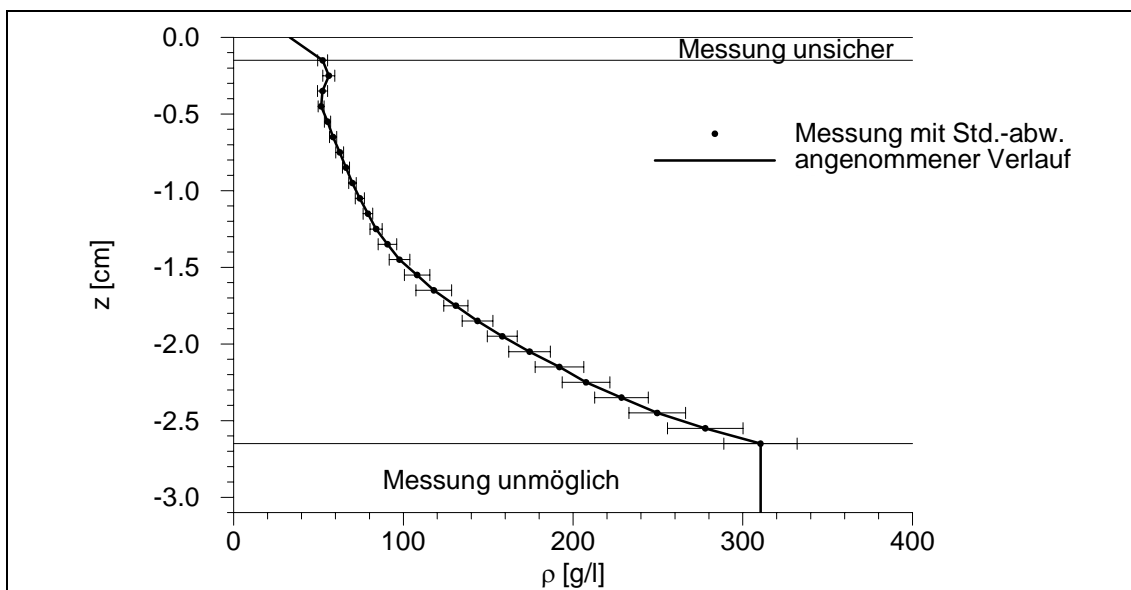


Abb. 6.2: Aus 16 Messvertikalen ermitteltes Dichteprofil einer Sedimentablagerung aus natürlichem Sediment aus dem Staubecken Heimbach im Kreisgerinne.

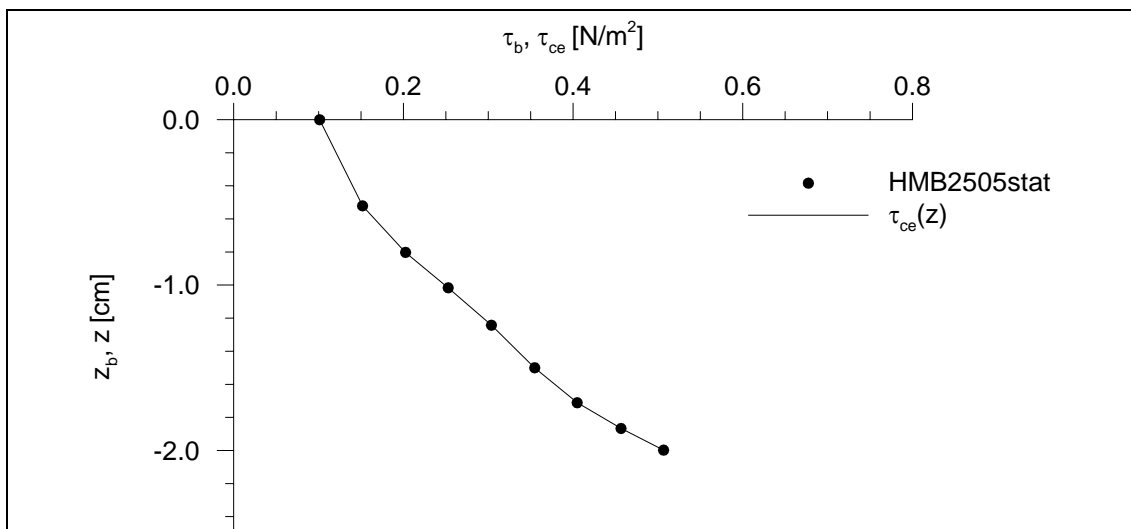


Abb. 6.3: Sohlschubspannungen τ_b und Erosionstiefen z_b an den Stufenenden des Versuchs HMB2505stat mit natürlichem Sediment aus dem Staubecken Heimbach und daraus resultierender Erosionswiderstand $\tau_{ce}(z)$

Mit den aus der Messung der Sedimentkonzentration in der Wassersäule ermittelten Erosionsraten, dem Dichteprofil und dem vertikalen Verlauf des Erosionswiderstands der Sedimentablagerung werden nun die Modellparameter M , α , β und m der Erosionsmodelle nach *Partheniades*, *Parchure & Mehta*, *Sanford & Maa* und des neuen Erosionsmodells entsprechend der in Kap. 5.4 angewandten Methode tiefenabhängig berechnet. Das neue Erosionsmodell wird dabei ohne die in Kap. 5.6 vorgeschlagenen Modellerweiterungen verwendet ($f_s^* = f_r^* = 1$). Zur Bestimmung der Flockenerosionsrate ε_f des Modells nach *Parchure & Mehta* werden die Erosionsraten am Ende der Belastungsstufen des Versuchs HMB2505stat gemittelt ($\varepsilon_f = 2,34 \cdot 10^{-6} \text{ kg}/(\text{m}^2\text{s})$). Der Verlauf der Erosionsparameter über die Tiefe der Sedimentablagerung ist in Abb. 6.4 dargestellt.

Die in der Auswertung auftretenden Divergenzen der Erosionsparameter, die aufgrund der Division durch die am Ende der Belastungsstufen gegen Null gehende erosionswirksame Sohlschubspannung entstehen, werden durch Mittelung der Erosionsparameter in der ersten Hälfte der Belastungsstufen eliminiert (Symbole in Abb. 6.4). Im Rahmen einer visuellen Einschätzung der Ergebnisse bestätigen sich die Erkenntnisse der Untersuchung mit dem Ersatzsediment in Kap. 5: Während der Erosionsparameter M nach *Partheniades* mit der Tiefe der Sedimentablagerung zunimmt, weist β nach *Sanford & Maa* einen entgegengesetzten Trend auf. Für α nach *Parchure & Mehta* und m des neuen Modells ist ein solcher Trend dagegen nicht zu beobachten. Diese Aussage lässt sich durch die Berechnung des Mittelwerts der Erosionsparameter und der mittleren Abweichung der tiefenabhängigen Werte von diesem Mittelwert untermauern: Die mittlere Abweichung von dem tiefenunabhängigen Mittelwert beträgt 39,2 % und 44,7 % für die Modelle nach *Partheniades* und *Sanford & Maa* bzw. 10,3 % und 24,6 % für das Modell nach *Parchure & Mehta* sowie das neue Modell und weist damit dieselbe Tendenz wie bei der Untersuchung mit dem Ersatzsediment Kaolinit auf.

Um die Auswirkungen dieser Abweichungen der Erosionsparameter auf die Prognose der im Versuch ablaufenden Erosionsprozesse darzustellen, wird der Versuch HMB2505stat mit den vier Erosionsmodellen modelliert. Die vorgegebene Belastungshistorie sowie die vertikalen Profile von Dichte und Erosionswiderstand in den Simulationen entsprechen den Darstellungen in den Abbildungen 6.1, 6.2 und 6.3. Die über die Tiefe der Sedimentablagerung als Konstanten vorgegebenen Erosionsparameter sind die Mittelwerte der in Abb. 6.4 dargestellten Symbole (vgl. Tab. 6.1). Modelliert wird der Versuchsabschnitt mit $18 \text{ h} < t < 60 \text{ h}$. Die erste Stufe mit auftretender Erosion bei $\tau_b = 0,15 \text{ N}/\text{m}^2$ wird in der Simulation aufgrund der erläuterten Unsicherheit in der Festlegung des Erosionswiderstands der Sedimentoberfläche bei $z = 0$ nicht berücksichtigt. Die Ergebnisse der Simulationen sind in Abb. 6.5 im Vergleich mit dem Messergebnis dargestellt.

Erwartungsgemäß führt die systematische Abweichung der tiefenabhängigen Erosionsparameter M und β von ihrem Mittelwert zu einer systematischen Abweichung in der Prognose der Erosionsraten bzw. der Konzentration in der Wassersäule: Während das Modell von *Partheniades* Erosionsraten bzw. Konzentration zu Beginn des Versuchs leicht über- und später unterschätzt führt die Anwendung des Modells von *Sanford & Maa* zu entgegengesetzten Abweichungen. Die Prognoseergebnisse des Modells

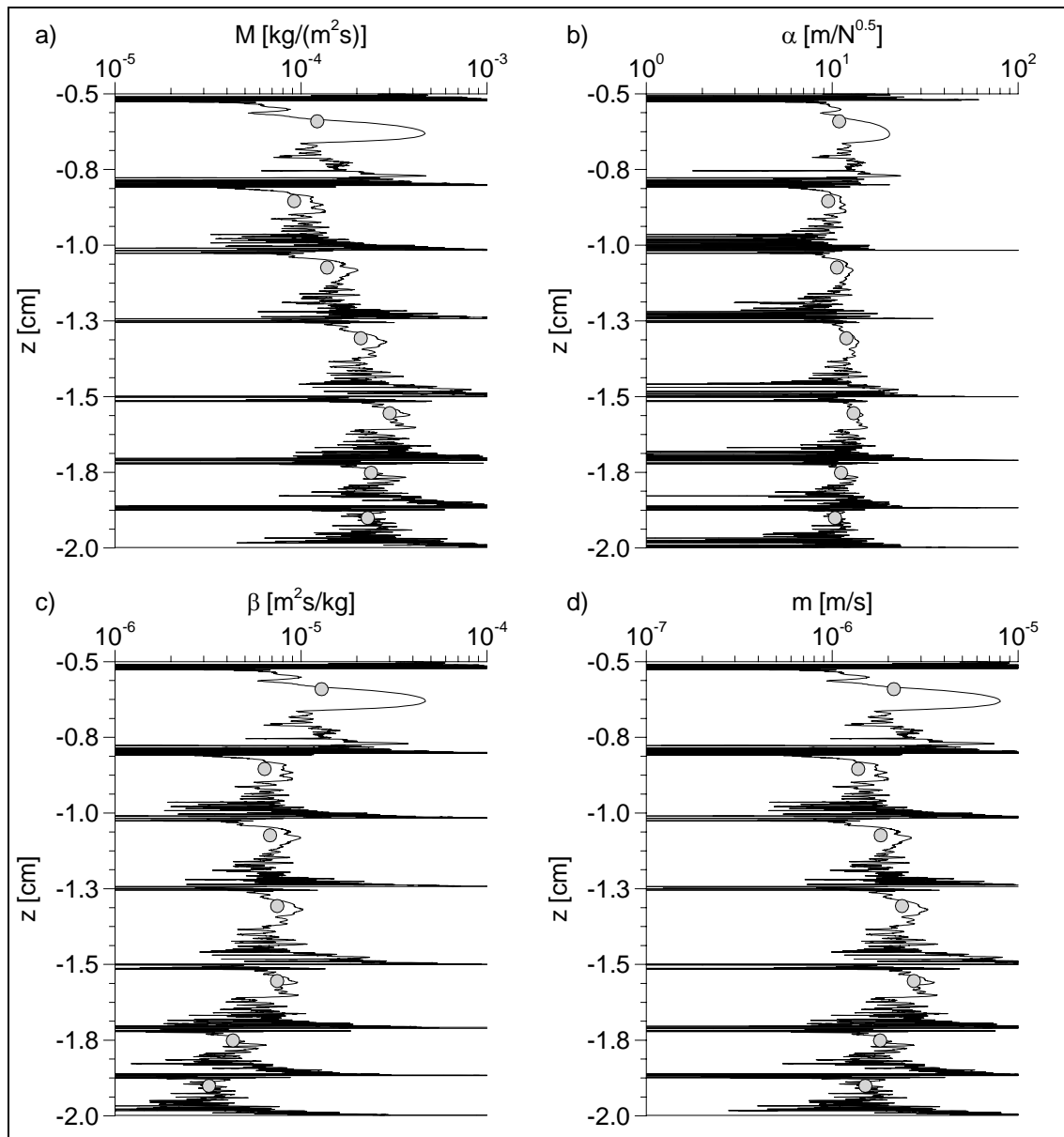


Abb. 6.4: Erosionsparameter der Erosionsmodelle im Versuch HMB2505stat: a) M nach *Partheniades*, b) α nach *Parchure & Mehta*, c) β nach *Sanford & Maa*, d) m des neuen Modells. Berechnet im Intervall der Konzentrationsmessung während des Versuchs ($\Delta t = 30$ s, Linien) und als Mittelwert über die obere Hälfte der je Belastungsstufe erodierten Sedimentschicht (Symbole)

von *Parchure & Mehta* bzw. des neuen Modells stimmen dagegen weitgehend mit dem Messergebnis überein. Zusammenfassend wird daher konstatiert, dass die im Kreisgerinne durchgeführten Untersuchungen mit natürlichem Sediment aus dem Staubecken Heimbach die Ergebnisse der Untersuchungen aus Kap. 5 bestätigen. Somit lassen sich die mit Nutzung des Ersatzmaterials Kaolinit erzielten Erkenntnisse (vgl. Kap. 5.6.4) auf natürliches Sediment übertragen.

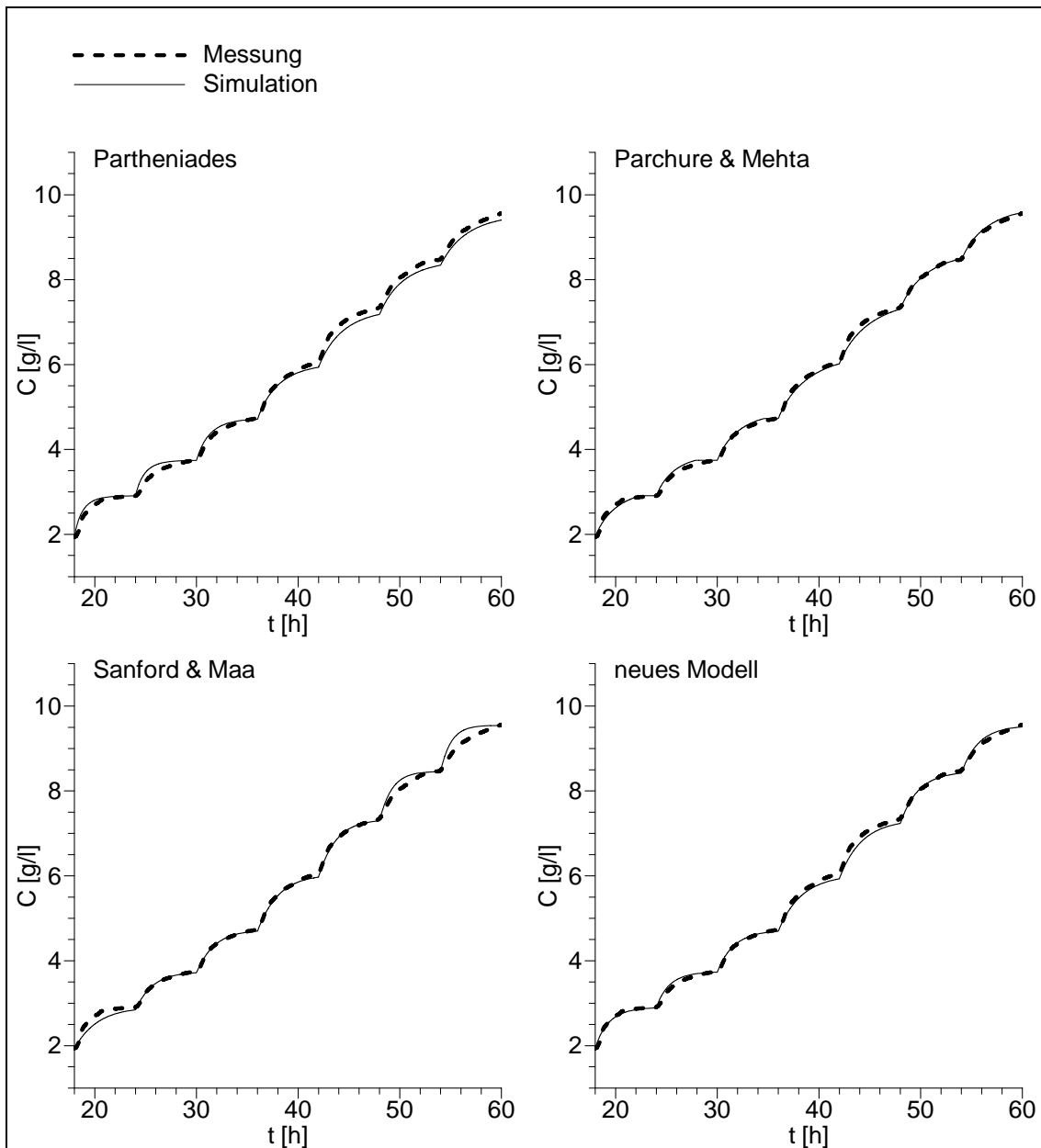


Abb. 6.5: Vergleich der Modellergebnisse der vier untersuchten Erosionsmodelle mit der Messung in den Belastungsstufen $\tau_b \geq 0,2 \text{ N/m}^2$ des Versuchs HMB 250502stat

6.2 Bandbreite der Erosionsparameter

6.2.1 Modellparameter

Die aus den durchgeführten Versuchen ermittelten Modellparameter der vier untersuchten Erosionsmodelle sind in Tab. 6.1 zusammengestellt. Die daraus erkennbaren Differenzen jedes Parameters sind auf die bereits in Kap. 3 erläuterten, den Erosionsprozess beeinflussenden Eigenschaften der Sedimente und der aus ihnen gebildeten Ablagerungen zurückzuführen, die in den Modellen nicht berücksichtigt werden. Zur realitätsnahen Durchführung einer Prognose der Erosion von Ablagerungen feiner Sedimente ist neben der Qualität des verwendeten Erosionsmodells also auch die Festlegung des jeweiligen Modellparameters von großer Bedeutung. Um eine Vorstellung von Größenordnung und Schwankungsbreite der Modellparameter zu vermitteln und damit eine Grundlage zur Festlegung der Parameter zu bieten, werden im Folgenden entsprechende Angaben aus der Literatur zusammengestellt. Da dabei (fast) keine Angaben zu den Parametern des jungen Modells von *Sanford & Maa* bzw. des neuen Erosionsmodells zu finden sind, beschränkt sich die Darstellung auf die Parameter der Modelle von *Partheniades* (Tab. 6.2) bzw. *Parchure & Mehta* (Tab. 6.3).

Bei der Analyse der in beiden Tabellen dargestellten Modellparameter wird deutlich, dass alle Parameter enormen Schwankungen unterworfen sind. So liegt der minimale Wert der der Literatur entnommenen Erosionskonstanten M des Modells von *Partheniades* bei $1,6 \cdot 10^{-5} \text{ kg}/(\text{m}^2\text{s})$ während der maximale Wert ($4,2 \cdot 10^{-3} \text{ kg}/(\text{m}^2\text{s})$) etwa dem 260-fachen des kleinsten Wertes entspricht. Der Mittelwert der in Tab. 6.2 aufgeführten Werte von M ist $7,6 \cdot 10^{-4} \text{ kg}/(\text{m}^2\text{s})$.

Tab. 6.1: Mittelwerte der Modellparameter der untersuchten Erosionsmodelle in den stationären Versuchen mit Kaolinit (KAO, Kap. 5.4) und natürlichem Sediment aus dem Staubecken Heimbach (HMB, Kap. 6.1)

		<i>Partheniades</i>	<i>Parchure & Mehta</i>		<i>Sanford & Maa</i>	neues Modell
	$d\tau_{ce}/dz^i$ [N/(m ² m)]	M [kg/(m ² s)]	ε_f [kg/(m ² s)]	α [m/N ^{0,5}]	β [m ² s/kg]	m [m/s]
KAO	-46,76	$0,78 \cdot 10^{-4}$	$9,40 \cdot 10^{-6}$	3,31	$2,92 \cdot 10^{-6}$	$0,54 \cdot 10^{-6}$
HMB	-25,56	$1,90 \cdot 10^{-4}$	$2,34 \cdot 10^{-6}$	11,06	$6,93 \cdot 10^{-6}$	$1,97 \cdot 10^{-6}$

ⁱ Wie in Kap. 5.6.3 gezeigt, sind die ermittelten Modellparameter abhängig von dem Gradienten des Erosionswiderstands mit der Tiefe, der daher in Tab. 6.1 angegeben ist

Ähnliche Bandbreiten sind in den Parametern des Modells von *Parchure & Mehta* zu konstatieren: Während die der Literatur entnommenen Flockenerosionsraten ε_f (Minimum: $6,7 \cdot 10^{-8} \text{ kg}/(\text{m}^2\text{s})$, Mittelwert: $1,3 \cdot 10^{-5} \text{ kg}/(\text{m}^2\text{s})$, Maximum: $5,8 \cdot 10^{-5} \text{ kg}/(\text{m}^2\text{s})$) um einen maximalen Faktor von ca. 860 auseinander liegen, schwankt der Modellparameter α (Minimum: $1,6 \text{ m}/\text{N}^{0,5}$, Mittelwert: $11,0 \text{ m}/\text{N}^{0,5}$, Maximum: $28,0 \text{ m}/\text{N}^{0,5}$) um einen Faktor von fast 20. Trotz geringerer Schwankungen der Werte von α können Unsicher-

Tab. 6.2: Erosionskonstante M des Modells von *Partheniades* aus Untersuchungen in der Literatur

Autor (en)	Versuchsgerät ⁱ	Wasser	Probe ⁱⁱ	Tonanteil [%]	M [$\text{kg}/(\text{m}^2\text{s})$]
ARIATHURAI & ARULANANDAN (1978)	rotierender Zylinder	Salz~	G	30	$1,4 \cdot 10^{-3}$ $1,7 \cdot 10^{-3}$ $2,5 \cdot 10^{-3}$ $4,2 \cdot 10^{-3}$
THORN & PARSONS (1980) ⁱⁱⁱ	Kipprinne	Salz~	G	50-80	$1,8 \cdot 10^{-4}$
VILLARET & PAULIC (1986) ^{iv}	Kreisgerinne	k.A.	G	k.A.	$1,6 \cdot 10^{-5}$ $4,7 \cdot 10^{-5}$
SPORK (1997)	Kreisgerinne	Süß~	G	0,7 6,4 0,6	$2,7 \cdot 10^{-5}$ $1,2 \cdot 10^{-4}$ $5,9 \cdot 10^{-5}$
MAA et al. (1998) ⁱⁱⁱ	in-situ-Kreisgerinne	Salz~	U	60-70	$4,1 \cdot 10^{-4}$ $3,9 \cdot 10^{-4}$ $1,1 \cdot 10^{-4}$ $1,5 \cdot 10^{-4}$
RAVENS & GSCHWEND (1999) ⁱⁱⁱ	in-situ-Längsrinne	Salz~	U	11-27	$2,1 \cdot 10^{-4}$ $6,6 \cdot 10^{-4}$ $1,3 \cdot 10^{-4}$ $2,2 \cdot 10^{-4}$
SCHWEIM et al. (2002)	Kreisgerinne	Süß~	G	0,7	$3,5 \cdot 10^{-5}$
diese Untersuchung	Kreisgerinne	Süß~	G	100 ^v 10	$7,8 \cdot 10^{-5}$ $1,9 \cdot 10^{-4}$

Bemerkungen:

ⁱ zur Beschreibung verschiedener Versuchsgeräte s. Kap. 6.3

ⁱⁱ G: gestörte Probe in Laboruntersuchung / U: ungestörte Probe in in-situ-Untersuchung

ⁱⁱⁱ M aus Re-Analyse der vorliegenden Daten

^{iv} aus MEHTA (1988)

^v Kaolinit

k.A.: keine Angabe

Tab. 6.3: Flockenerosionsrate ε_f und Modellparameter α des Modells von *Parchure & Mehta* aus Untersuchungen in der Literatur

Autor (en)	Versuchs- gerät ⁱ	Wasser	Probe ⁱⁱ	Tonanteil [%]	ε_f [kg/(m ² s)]	α [m/N ^{0,5}]
PARTHENIADES (1965) ⁱⁱⁱ	k.A.	k.A.	k.A.	k.A.	$6,7 \cdot 10^{-8}$	8,3
THORN & PARSONS (1979) ⁱⁱⁱ	k.A.	k.A.	k.A.	k.A.	$3,1 \cdot 10^{-6}$	4,2
LEE (1979) ⁱⁱⁱ	k.A.	k.A.	k.A.	k.A.	$7,0 \cdot 10^{-7}$	8,3
DIXIT (1982) ⁱⁱⁱ	k.A.	k.A.	k.A.	100 ^{iv}	$1,0 \cdot 10^{-6}$	25,6
PARCHURE & MEHTA (1985)	Kreisgerinne	Süß~	G	100 ^{iv}	$8,0 \cdot 10^{-7}$	18,4
		Salz~		k.A.	$2,3 \cdot 10^{-6}$	17,2
					$5,3 \cdot 10^{-6}$	13,6
VILLARET & PAULIC (1986) ^v	Kreisgerinne	k.A.	G	k.A.	$8,8 \cdot 10^{-6}$	7,9
KUIJPER et al. (1989)	Kreisgerinne	Salz~	G	100 ^{iv}	$3,0 \cdot 10^{-7}$ $3,3 \cdot 10^{-6}$	12,0 28,0
AMOS et al. (1992a)	in-situ- Kreisgerinne	Salz~	U	10-20	$5,1 \cdot 10^{-5}$	1,62
SPORK (1997)	Kreisgerinne	Süß~	G	0,7	$1,5 \cdot 10^{-5}$	6,8
				6,4	$3,1 \cdot 10^{-5}$	6,3
				0,6	$2,1 \cdot 10^{-5}$	6,8
HOUWING & VAN RIJN (1998)	in-situ- Längsrinne	Süß~	G	100 ^{iv}	$5,8 \cdot 10^{-5}$	11,0
SCHWEIM et al. (2002)	Kreisgerinne	Süß~	G	0,7	$1,5 \cdot 10^{-5}$	7,3
diese Untersuchung	Kreisgerinne	Süß~	G	100 ^{iv}	$9,4 \cdot 10^{-6}$	3,3
				10	$2,3 \cdot 10^{-6}$	11,1

Bemerkungen:

ⁱ zur Beschreibung verschiedener Versuchsgeräte s. Kap. 6.3ⁱⁱ G: gestörte Probe in Laboruntersuchung / U: ungestörte Probe in in-situ-Untersuchungⁱⁱⁱ aus PARCHURE & MEHTA (1985)^{iv} Kaolinit^v aus MEHTA (1988)

k.A.: keine Angabe

heiten dieses Modellparameters zu noch dramatischeren Bandbreiten der resultierenden Erosionsraten führen, da sich α als Faktor der erosionswirksamen Sohlschubspannung im Exponenten des Modells von Parchure & Mehta auswirkt, während alle übrigen untersuchten Modellparameter linear mit der Erosionsrate verknüpft sind.

Hinsichtlich des Erosionsparameters β im Modell von *Sanford & Maa* findet sich der einzige Hinweis in der Literatur bei SANFORD & MAA (2001), die Erosionsversuche von MAA et al. (1998) neu analysieren. Daraus resultiert ein Wert von $\beta = 1,36 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2\text{s/kg}$. Auch hier unterliegt der Modellparameter β im Vergleich mit dem in dieser Untersuchung (Kap. 5) ermittelten Wert (s. Tab. 6.1) Schwankungen mit einem Faktor von fast 50.

Für die dargestellten Schwankungen aller Erosionsparameter lässt sich keine Abhängigkeit von den in den Tabellen 6.2 und 6.3 zur Charakterisierung von Sediment (Tonanteil) und Wasser (Salz- oder Süßwasser) angegebenen Informationen ableiten. Dies gilt auch für die Beschaffenheit der untersuchten Sedimentablagerungen hinsichtlich ihres Konsolidationszustandes, der in den Tabellen 6.2 und 6.3 durch den Hinweis auf eine etwa vorhandene Störung der natürlichen Lagerung („gestörte Probe“ für künstlich im Labor hergestellte Sedimentablagerungen) charakterisiert ist. Auch hier sind keine eindeutigen Trends nachweisbar. Detailliertere Informationen zu den Versuchsrandbedingungen (z.B. quantitative Beschreibungen der in Kap. 3 erläuterten Einflussfaktoren auf den Erosionsvorgang oder auch Dichte und Erosionswiderstand der untersuchten Sedimente), unter denen die genannten Autoren ihre Ergebnisse erzielt haben, sind in den wenigsten Literaturangaben enthalten. Allerdings ist den Beschreibungen in der Literatur zu entnehmen, dass alle Autoren Sedimentablagerungen untersucht haben, die – ob im Labor oder in situ – durch Sedimentation und Ablagerung entstanden sind, und für die demnach ein mit der Tiefe variierender Erosionswiderstand zu erwarten ist (vgl. Kap. 4.2.2). Dies gilt auch für die in Tabelle 6.2 genannten Untersuchungen, die dennoch mit dem Erosionsmodell nach *Partheniades* und somit ohne Berücksichtigung der Tiefenabhängigkeit des Erosionswiderstands arbeitenⁱ. Die daraus resultierenden Abweichungen zwischen tatsächlichem und in der Auswertung berücksichtigtem Erosionswiderstand können zumindest einen Teil der Schwankungen des Modellparameters M erklären.

Neben dieser Unsicherheit und den variierenden, jedoch im Modell nicht berücksichtigten Einflussfaktoren auf den Erosionsvorgang aus Zusammensetzung von Sediment und

ⁱ Einzig ARIATHURAI & ARULANANDAN (1978) arbeiten mit künstlich hergestellten und verdichteten Proben, für die ein konstanter Erosionswiderstand erwartet werden kann

Wasser kann ein möglicherweise erheblicher Teil der dargestellten Schwankungen der Modellparameter auf die technischen Randbedingungen der unterschiedlichen Untersuchungen zurückgeführt werden. So zeigen TOLHURST et al. (2000a, 2000b) in Erosionsuntersuchungen mit unterschiedlichen Versuchsgeräten an gleichartigen Sedimentablagerungen, dass eine Unabhängigkeit der experimentell ermittelten Modellparameter von der genutzten technischen Ausrüstung nicht immer gewährleistet werden kann. Die Möglichkeiten und Grenzen der Ermittlung von Erosionsparametern mit unterschiedlichen Geräten werden in Kap. 6.3 diskutiert und bewertet.

6.2.2 Erosionswiderstand

Für eine Prognose der Erosion von Ablagerungen feiner Sedimente ist neben den in Kap. 6.2.1 behandelten Modellparametern der Erosionswiderstand zu quantifizieren. Dabei ist neben der kritischen Sohlschubspannung der Oberfläche der Sedimentablagerung, die den Erosionsbeginn beschreibt, vor allem der mit der Tiefe variierende Verlauf des Erosionswiderstandes zu ermitteln. Nur so ist die Vorhersage der durch Erosion in die Wassersäule eingetragenen Sedimentmasse möglich. Neben den Möglichkeiten einer experimentellen Bestimmung des Erosionswiderstandes $\tau_{ce}(z)$, die in Kap. 6.3 diskutiert werden, gestattet der im Folgenden dargestellte Ansatz zumindest eine Abschätzung.

Der bereits in Kap. 4.1.2. beschriebene, grundlegende Zusammenhang des Erosionswiderstands einer aus Sedimentation, Ablagerung und Konsolidation entstandenen Sedimentablagerung mit der Dichte ist offensichtlich: Mit sinkendem Porenvolumen und damit zunehmender Dichte vergrößert sich die Anzahl der den Erosionswiderstand bestimmenden interpartikulären Bindungen. Diese Abnahme des Porenvolumens ist einerseits ein zeitlicher Prozess (mit der Konsolidation), aber auch ein räumliches Phänomen (vertikal, durch steigende Auflast aus Eigengewicht, s. Kap. 3.2.2). Viele mit dem Thema der Erosion feiner Sedimente befasste Wissenschaftler drücken diese Beziehung zwischen Erosionswiderstand und Dichte in einem funktionalen Zusammenhang aus. Dabei ist fast keiner der in Tab. 6.4 aufgeführten Veröffentlichungen zu entnehmen, ob die Variation der zugrunde liegenden experimentellen Daten aus veränderten Konsolidationszeiten oder unterschiedlicher Auflast resultiert. Unter Berücksichtigung der Variation von Erosionswiderstand und Dichte in der Vertikalen lautet der üblicherweise verwendete Zusammenhang, der zwei empirische Parameter a und b enthält (s. Tab. 6.4), wie folgt:

$$\tau_{ce}(z) = a \cdot \rho(z)^b \quad (6.1)$$

Tab. 6.4: Parameter a und b des funktionalen Zusammenhangs zwischen Erosionswiderstand und Dichte nach Gl. 6.1 aus Untersuchungen in der Literatur

Autor (en)	Wasser	Dichte ⁱ [g/l]	a [var.]	b [-]
OWEN (1975) ⁱⁱ	k.A.	100-300	$6,9 \cdot 10^{-6}$	2,44
THORN & PARSONS (1980) ⁱⁱⁱ	Salz~ k.A.	k.A. 37-318	$5,4 \cdot 10^{-6}$ $5,9 \cdot 10^{-7}$	2,28 2,28
KUSUDA et al. (1984)	k.A.	85-292	$2,2 \cdot 10^{-5}$	1,60
VILLARET & PAULIC (1986) ⁱⁱⁱ	k.A.	265-1007	$6,2 \cdot 10^{-4}$	1,00
OCKENDEN & DELO (1988) ^{iv}	k.A.	50-300	$1,2 \cdot 10^{-3}$	1,20
BLACK (1991) ^{iv}	k.A.	345-663	$2,5 \cdot 10^{-8}$	2,30
BERLAMONT et al. (1993)	k.A.	50-200	$4,5 \cdot 10^{-3}$	0,90
VAN RIJN (1993) ^v	Süß~	100-250	$4,8 \cdot 10^{-4}$	1,31
			$1,6 \cdot 10^{-4}$	1,53
			$2,1 \cdot 10^{-4}$	1,41
	Salz~	100-250	$2,4 \cdot 10^{-3}$	0,97
			$3,2 \cdot 10^{-4}$	1,41
			$4,3 \cdot 10^{-4}$	1,68
100-200	$4,8 \cdot 10^{-4}$	1,30		
	$1,9 \cdot 10^{-4}$	1,38		
	$1,9 \cdot 10^{-3}$	1,04		
		$6,9 \cdot 10^{-4}$	1,28	
		$5,2 \cdot 10^{-5}$	1,84	
MITCHENER & TORFS (1996)	k.A.	0-800	$1,5 \cdot 10^{-2}$	0,73
diese Untersuchung ^{vi}	Süß~	25-285	$1,3 \cdot 10^{-3}$	1,03
		30-160	$1,5 \cdot 10^{-3}$	1,17

Bemerkungen:

ⁱ Bereich der Dichte der untersuchten Sedimentablagerungen

ⁱⁱ aus HAYTER (1984)

ⁱⁱⁱ aus MEHTA & PARCHURE (2000)

^{iv} aus MITCHENER & TORFS (1996)

^v jeweils 3-5 Einzelwerte angegeben, funktionaler Zusammenhang aus eigener Analyse, $R^2 > 0,82$

^{vi} funktionaler Zusammenhang aus $\rho(z)$ und $\tau_{ce}(z)$ ermittelt (nur Oberflächenerosion), für Versuche mit Kaolinit (obere Zeile) bzw. Sediment aus dem Staubecken Heimbach (untere Zeile), $R^2 > 0,93$

k.A.: keine Angabe

Wie bei den zuvor untersuchten Parametern der Erosionsmodelle sind auch für die Parameter des funktionalen Zusammenhangs zwischen Erosionswiderstand und Dichte erhebliche Schwankungen zu verzeichnen. So variiert der Parameter a in den ausgewerteten Untersuchungen um nahezu sechs Größenordnungen (Minimum: $2,5 \cdot 10^{-8}$, Mittelwert: $1,4 \cdot 10^{-3}$, Maximum: $1,5 \cdot 10^{-2}$). Die Bandbreite des Exponenten b reicht von 0,73 bis 2,44 (Mittelwert: 1,46). Auch hier sind die Schwankungen zunächst auf die nicht berücksichtigten Einflüsse aus der Zusammensetzung von Sediment und Wasser sowie auf unterschiedliche Randbedingungen bei der Bildung der Sedimentablagerungen zurückzuführen (vgl. Kap. 3). Ebenso wenig wie bei den Modellparametern lässt sich eine Abhängigkeit von a und b von diesen Einflussfaktoren ableiten. Dies gilt für die in Tab. 6.4 aufgeführte Charakterisierung des Wassers (Salz- oder Süßwasser); Informationen zum verwendeten Versuchsgerät, zum Tonanteil oder zum Charakter der untersuchten Sedimentablagerungen (gestört/ungestört) sind den analysierten Literaturstellen kaum zu entnehmen. Wie bereits im vorhergehenden Abschnitt für die Parameter der Erosionsmodelle erläutert, könnten die Schwankungen der Parameter a und b jedoch auch aus Unterschieden der bei der ihrer experimentellen Bestimmung angewandten Geräte und Methoden resultieren.

Die Auswirkungen der Schwankungen der Parameter a und b bei der Berechnung des Erosionswiderstands aus der Dichte unter Nutzung der in Tab. 6.4 aufgeführten Werte von a und b sind in Abb. 6.6 visualisiert. Auf eine grafische Unterscheidung der einzelnen Quellen wird hier aus Gründen der Übersichtlichkeit verzichtet. Die Analyse der

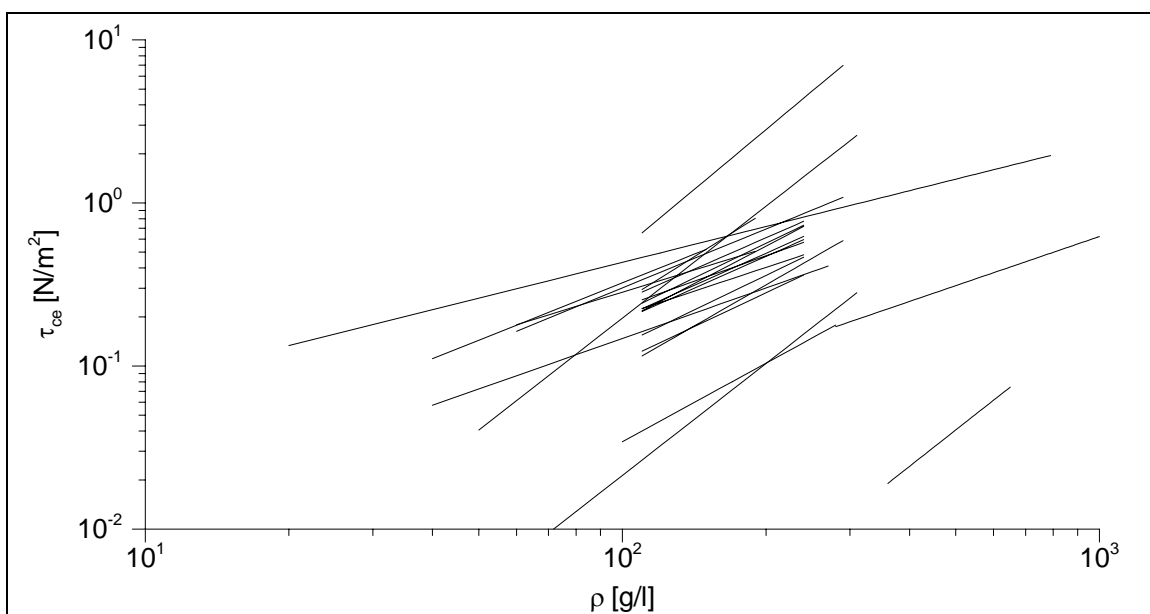


Abb. 6.6: Erosionswiderstand als Funktion der Dichte gemäß Gl. 6.1 mit Funktionsparametern aus der Literatur (s. Tab. 6.4)

Abbildung zeigt einerseits die erhebliche Bandbreite des in Abhängigkeit der Dichte prognostizierten Erosionswiderstands. Andererseits lässt die Darstellung der einzelnen Funktionsverläufe, die sich auf die in den jeweiligen Quellen angegebenen Bereiche der untersuchten Dichte beschränkt, darauf schließen, dass die Versuchsergebnisse überwiegend mit künstlich im Labor hergestellten Sedimentablagerungen erzielt wurden: So sind die ermittelten Erosionswiderstände meist kleiner als 1 N/m^2 , bei Wertebereichen der Dichte von größtenteils $100 \text{ g/l} < \rho < 300 \text{ g/l}$. Inwieweit die Funktionen auf die in situ auch zu erwartenden (vgl. Kap. 7), wesentlich größeren Werte von Dichte und Erosionswiderstand extrapoliert werden dürfen, lässt sich anhand der vorliegenden Informationen nicht abschätzen. Die direkte Bestimmung des Erosionswiderstand bei natürlicher Lagerung der Sedimente in situ (s. Kap. 6.3) ist der Nutzung von Gl. 6.1 daher vorzuziehen.

6.3 Geräte und Methoden zur Durchführung von in-situ-Untersuchungen

Aus der in Kap. 6.2 aufgezeigten Bandbreite der Erosionsparameter ist ersichtlich, dass eine Prognose der Erosion feiner Sedimente nicht ohne erhebliche Unsicherheiten durchgeführt werden kann. Diese resultieren einerseits aus Einflussfaktoren auf den Erosionsprozess, die im verwendeten Modell nicht abgebildet werden und bei der Festlegung der Modellparameter implizit berücksichtigt werden müssen. Andererseits kann die Methode, die bei einer experimentellen Bestimmung der Erosionsparameter angewandt wird, Unsicherheiten im Prognoseergebnis bewirken.

Um die erstgenannte Quelle von Unsicherheiten möglichst weitgehend zu minimieren, bietet es sich an, in-situ-Untersuchungen zur Bestimmung der Modellparameter durchzuführen. Dabei werden die Sedimentablagerungen untersucht, deren Erosionsverhalten später prognostiziert werden soll. Somit entsprechen die Versuchsrandbedingungen wie Sedimentzusammensetzung, Eigenschaften des Wassers und Zustand der Sedimentablagerung den natürlichen Verhältnissen. Die verbleibende Unsicherheit hinsichtlich dieser Verhältnisse reduziert sich auf räumliche Inhomogenitäten der Randbedingungen und lässt sich durch eine entsprechende Wahl von Anzahl und Orten der in-situ-Versuche minimieren.

Den Unsicherheiten aus der für die in-situ-Untersuchungen gewählten Methode ist mit einer entsprechenden Auswahl und sachgemäßen Anwendung eines Versuchsgerätes sowie einer auf Expertenwissen basierenden Auswertung und Analyse der Versuchsergebnisse Rechnung zu tragen. Als Grundlage zur Auswahl der geeigneten Methode werden im Folgenden existierende Geräte zur Durchführung von in-situ-Erosionsversuchen vorgestellt und diskutiert. Bei den Geräten handelt es sich ausschließlich um Prototy-

pen, die von unterschiedlichen Forschungsinstitutionen entwickelt und eingesetzt werden. Allgemein anerkannte und in Serie gefertigte Geräte zur Durchführung von in-situ-Erosionsversuchen sind auf dem Markt nicht erhältlich.

Gemeinsames Konzept aller Geräte ist es, durch lokales Aufbringen erhöhter Sohlschubspannungen an der Gewässersohle ein räumlich begrenztes Erosionsereignis künstlich auszulösen. Dies geschieht durch Erzeugung einer Strömung in einer Erosionskammer, die möglichst weitgehend einer natürlicher Strömungssituation entsprechen soll (turbulent und parallel zur Sohle). Ein experimentell oder theoretisch ermittelter funktionaler Zusammenhang zwischen Sohlschubspannung und einem gerätespezifischen Steuerungsparameter ermöglicht das gezielte Aufbringen einer bekannten Einwirkung auf der Sedimentoberfläche (wie bei der Steuerung des Kreisgerinnes über die Drehzahl, vgl. Anhang A). Der resultierende Erosionsvorgang wird durch Messung der Sedimentkonzentration in der Wassersäule quantifiziert: Unter der Annahme einer homogenen Verteilung des erodierten Sediments im Volumen der Erosionskammer lässt sich die Erosionsrate aus der zeitlichen Änderung der Konzentration berechnen (vgl. Kap. 5.1). Bei der so ermittelten Erosionsrate handelt es sich um einen Mittelwert über die Sedimentoberfläche. Die nicht quantifizierbaren Abweichungen von diesem Mittelwert sind abhängig von der Bandbreite der Einwirkung auf die Sohloberfläche bzw. des Widerstands der Sohloberfläche. Zur Minimierung dieser Unsicherheit sollte mit der Strömungserzeugung in der Erosionskammer eine möglichst gleichmäßige Verteilung der Sohlschubspannung sichergestellt werden.

Eine naheliegende Idee zur Erzeugung einer erosionsinitiierenden Strömung in situ ist die Nutzung von im Labor erprobten Geräten, also die Adaption von Versuchsrinnen für den in-situ-Einsatz. Es existieren jedoch auch einige alternative Konzepte, im Folgenden als Kleingeräte bezeichnet. Neben den nachstehend angegebenen Literaturstellen ist ein Teil der Geräte auch in DVWK (1999) beschrieben.

- **In-situ-Versuchsrinnen:**

Wie im Labor werden auch in situ sowohl Längsrinnen (*straight flumes*) als auch Kreisgerinne (*annular flumes*) eingesetzt. In beiden Fällen sind die auf die Gewässersohle abgesenkten Geräte an ihrer Unterseite vollständig oder bereichsweise offen und begrenzen so die Versuchsfläche. Im unten vollständig offenen Kreisgerinne wird die Strömung durch die Wandreibung am rotierenden, den ringförmigen Kanal an seine Oberseite begrenzenden Deckel erzeugt. Im Gegensatz zu im Labor verwendeten Kreisgerinnen sind die auf der Sedimentoberfläche aufliegenden oder in das Sediment eingestochenen Rinnenwände unbeweglich. Daraus resultiert eine ungünstigere, weniger gleichmäßige Verteilung der Sohlschubspannung auf der Sedi-

mentoberfläche als sie in Kreisgerinnen im Labor durch Optimierung des Drehzahlverhältnisses zwischen Deckel und dem ebenfalls rotierenden Gerinne erreicht werden kann. Ebenso ungünstig hinsichtlich der gleichmäßigen Verteilung der Sohlschubspannung wirkt der im Vergleich zu Kreisgerinnen im Labor aus Gründen der Handhabbarkeit kleiner gewählte Durchmesser der in-situ-Kreisgerinne, der zu einer Verstärkung der durch Fliehkräfte induzierten Sekundärströmung führt. In-situ-Kreisgerinne (*Sea Carousel*) werden in der Literatur unter anderen von AMOS et al. (1992b) oder MAA et al. (1993) beschrieben.

Bei für den in-situ-Einsatz konzipierten Längsrinnen entfällt der dem System Kreisgerinne inhärente Nachteil der aus der Sekundärströmung resultierenden Ungleichmäßigkeit der Sohlschubspannungen. Allerdings entsteht hier, ebenso wie bei dem Einsatz von Kippinnen für Erosionsuntersuchungen im Labor, ein anderes Problem: Am Anfang und am Ende des nach unten offenen Bereichs der Rinnen, der in situ die dem künstlichen Erosionsereignis ausgesetzte Sedimentablagerung begrenzt, ist der Rinnenboden geschlossen und liegt auf der Sedimentablagerung auf. Die damit vorhandene Unstetigkeit der Sohlgeometrie, die sich mit fortschreitender Eintiefung der Sedimentablagerung während des Erosionsprozesses verstärkt, führt zu Verwirbelungen der Strömung und somit zu lokal erhöhten Sohlschubspannungen bzw. zur Kolkbildung. Die Strömungserzeugung in in-situ-Längsrinnen erfolgt nach unterschiedlichen Methoden, so z.B. durch Frischwasserzufuhr von außen in den Zulauf der Rinne (HRISSANTHOU & HARTMANN, 1998, RAVENS & GSCHWENDT, 1999) oder innerhalb eines geschlossenen Systems durch einen Propeller im Bereich der Rezirkulation der Rinne (*In Situ Erosion Flume*, ISEF, HOUWING & VAN RIJN, 1998).

Weiter existieren Rinnen zur Untersuchung der Erosion natürlicher Sedimentablagerungen, die zwar nicht als in-situ-Geräte bezeichnet werden können, da sie im Labor betrieben werden, die aber dennoch den Anforderungen der in-situ-Untersuchung von ungestörten Sedimentablagerungen nahekommen: Hier werden in situ entnommene Sedimentkerne, die also die Sedimentzusammensetzung und den Zustand der Sedimentablagerung in Natur repräsentieren, von unten in ein entsprechend vorgesehene Loch im Boden einer Längsrinne eingeführt und im Kernrohr mit einer Hubspindel so angehoben, dass die Kernoberfläche mit dem Rinnenboden abschließt. Entsprechende Systeme sind *Sedflume* (MCNEIL et al., 1996) und *SETEG* (Strömungskanal zur Ermittlung der Tiefenabhängigen Erosionsstabilität von Gewässersedimenten, KERN et al., 1999).

- **Kleingeräte:**

Die in der Literatur dargestellten Kleingeräte zur Durchführung von in-situ-Erosionsuntersuchungen sind aufgrund Ihrer Größe einfacher zu handhaben als die vorgestellten in-situ-Versuchsrinnen, bedürfen wegen ihrer oftmals unkonventionellen Art der Strömungserzeugung jedoch besonderer Vorsicht bei der Interpretation und Übertragung der Ergebnisse auf natürliche Verhältnisse. Ein guter Teil dieser Kleingeräte wurde für die Untersuchung von Sedimentablagerungen auf Wattflächen entwickelt, die Prototypen dieser Geräte sind daher nicht für die Anwendung im Gewässer (unter Wasser) konzipiert. Die zur Anwendung kommenden Methoden sind jedoch bei entsprechender konstruktiver Ausbildung der Geräte prinzipiell auch für die Nutzung unter Wasser geeignet. Beispiele für solche Geräte sind *ISIS (Instrument for measuring Shear-stress In Situ)*, WILLIAMSON, 1994, CORNELISSE et al., 1997, Erzeugung einer radial von innen nach außen gerichteten Spaltströmung auf kreisförmiger Grundfläche), *Mikrokosmos* (GUST & MÜLLER, 1997, Erzeugung einer Kreisgerinne-ähnlichen Tangentialströmung zwischen zwei Zylindern mit zentraler Absaugung zur Vergleichmäßigung der Sohlschubspannungsverteilung) und *CSM (Cohesive Strength Meter)*, TOLHURST et al., 2000a, Erzeugung eines vertikal von oben auf die Sedimentablagerung gerichteten Wasserstrahls).

Eine andere Methode der Strömungserzeugung wird im *EROMESS*-System verwendet (SCHÜNEMANN & KÜHL, 1991, aus DVWK, 1999): Hier wird die Strömung in einer zylindrischen Erosionskammer durch Rotation eines oder mehrerer an einer vertikalen Achse befestigten Propeller induziert. Vertikale Strömungsbrecher an der Innenseite des Zylinders bewirken eine Vergleichmäßigung der Sohlschubspannungen an der kreisförmigen Unterseite der Erosionskammer. Das *EROMESS*-System ist zur Durchführung von Erosionsuntersuchungen von in situ entnommenen Sedimentkernen im Labor konzipiert. Eine Weiterentwicklung des Systems zur Anwendung in situ (unter Wasser) präsentieren LIEM et al. (1997) mit dem *EROSIMESS* (Abb. 6.7).

Vergleichende Analysen und Diskussionen der vorgestellten Versuchssysteme hinsichtlich Strömungserzeugung und resultierender Ergebnisse bei Anwendung unterschiedlicher Geräte finden sich z.B. bei GUST & MÜLLER (1997), CORNELISSE et al. (1997) und TOLHURST et al. (2000a, 2000b). Dabei werden teilweise erhebliche Abweichungen in den Ergebnissen unterschiedlicher Systeme identifiziert, die auf die angewandte Versuchstechnik zurückgeführt werden. Aufgrund der spezifischen Vor- und Nachteile ist kein Gerät alleine geeignet, die zur Durchführung einer Prognose der Erosion feiner Sedimente benötigten Erosionsparameter vollständig und bestmöglich zu bestimmen. Die folgende Diskussion bezieht sich auf die Möglichkeiten der Bestimmung dieser Parameter mit den vorgestellten Geräten.

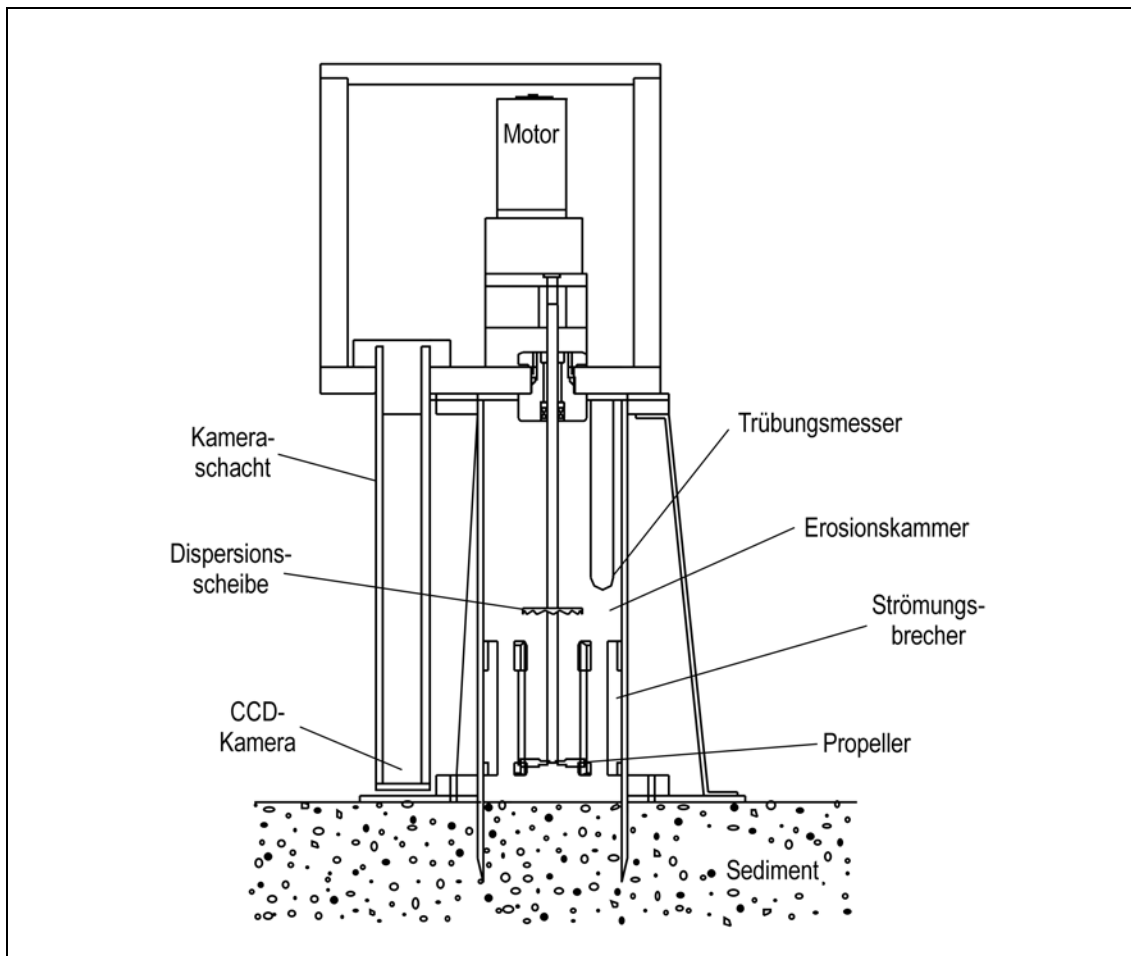


Abb. 6.7: Vertikaler Schnitt durch das EROSIMESS des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft der RWTH Aachen, ein Gerät zur Durchführung von in-situ-Erosionsuntersuchungen (aus LIEM et al., 1997)

- **Erosionswiderstand:**

Mit allen Geräten lässt sich die kritische Sohlschubspannung für den Erosionsbeginn, also der Erosionswiderstand der Sedimentoberfläche als die Sohlschubspannung bestimmen, bei der erstmals ein signifikanter Anstieg der Sedimentkonzentration in der Wassersäule zu verzeichnen ist. Die Schärfe des resultierenden Ergebnisses hängt wesentlich von der Qualität der Sohlschubspannungskalibrierung bzw. der Gleichförmigkeit der Sohlschubspannungen ab (s.u.).

Die Bestimmung des Erosionswiderstands über die Tiefe der Sedimentablagerung ermöglichen hingegen nur *Sedflume* und *SETEG*, bei denen Sedimentkerne im Labor von unten in Längsrinnen eingeführt werden: Nach dem Überschreiten der kritischen Sohlschubspannung der Sedimentoberfläche wird der Versuch unterbrochen, der Sedimentkern mit der Hubspindel um Δz angehoben und die Kernoberfläche bündig mit

dem Rinnenboden abgeschnitten. Eine erneute Steigerung der Sohlschubspannung bis zum Überschreiten des Erosionswiderstands liefert $\tau_{ce}(\Delta z)$. Durch mehrfache Wiederholung dieser Prozedur wird ein tiefenabhängiges Profil des Erosionswiderstands ermittelt. Inwieweit die Qualität dieses Ergebnisses von Störungen der Sedimentablagerung bei Kernentnahme, Transport und Verschiebung im Kernrohr beeinflusst wird, lässt sich nicht quantifizieren.

- **Erosionsrate und Sohlschubspannung:**

Die Erosionsrate wird wie bereits beschrieben aus der zeitlichen Änderung der Sedimentkonzentration in der Wassersäule ermittelt. Dies ist prinzipiell für alle Geräte möglich, jedoch sind bei der Korrelation der resultierenden Erosionsraten mit der Sohlschubspannung entsprechend des gewählten Erosionsmodells folgende Einschränkungen hinsichtlich der gleichmäßigen Verteilung und der Quantifizierung der Sohlschubspannung zu beachten:

In Geräten, in denen die Ränder des der Strömung ausgesetzten Bereichs der Sedimentablagerung von horizontalen Platten bedeckt sind (s. Beschreibung der in-situ-Längsrinnen), treten an diesen Rändern Verwirbelungen mit erhöhten Sohlschubspannungen auf (Fall a). Auch bei den übrigen Geräten, bei denen der erodierbare Bereich von vertikalen Wänden begrenzt ist, bewirkt der Gradient der Fließgeschwindigkeit in Wandnähe eine Ungleichförmigkeit der Sohlschubspannung (Fall b). Der Einfluss dieser Randeffekte verstärkt sich mit abnehmender Größe der Erosionsfläche (CORNELISSE et al., 1997). Im Fall a verstärken sich die Randeffekte zudem mit zunehmender Erosionstiefe, während die resultierende Ungleichförmigkeit der Sohlschubspannungen im Fall b unabhängig von der Erosionstiefe ist und daher bei der Kalibrierung des jeweiligen Geräts berücksichtigt werden kann.

Neben den beschriebenen Randeffekten bewirkt die Sohleintiefung durch Erosion eine Veränderung der Geometrie der Erosionskammer und damit eine Veränderung der Strömungsverhältnisse. Diese Veränderung wirkt sich umso mehr auf die Unsicherheit bei der Quantifizierung der Sohlschubspannung aus, je größer bzw. ungleichmäßiger die Sohleintiefung durch Erosion ist. Eine weitere Unsicherheit in der Kalibrierung der Sohlschubspannung resultiert aus der durch Erosion ansteigenden Sedimentkonzentration in der Wassersäule und der damit einhergehenden Veränderung der Strömungsverhältnisse (Dämpfung der Turbulenz, LI & GUST, 2000). Dieser Einfluss lässt sich durch einen kontinuierlichen Austausch der Suspension in der Erosionskammer während des Versuchs minimieren (z.B. *EROMESS*) bzw. tritt bei den Geräten, die mit einem offenen Versuchskreislauf arbeiten, nicht auf.

- **Modellparameter:**

Die Ermittlung von Modellparametern aus den Ergebnissen von Erosionsversuchen, die mit den diskutierten Geräten durchgeführt wurden, erfolgt prinzipiell nach der bereits in Kap. 5 angewandten Vorgehensweise: Nach Bestimmung von Erosionsrate, Einwirkung, Widerstand und ggf. der Dichte der Sedimentablagerung verbleibt als Unbekannte des gewählten Erosionsmodells der jeweilige Modellparameter, der also aus den benannten Größen berechnet werden kannⁱ.

Inwieweit diese Vorgehensweise verlässliche Ergebnisse erbringt, ist wesentlich von einer naturähnlichen, gleichförmigen Verteilung der Einwirkung und ihrer Bestimmung abhängig. Eine Quantifizierung der oben beschriebenen Unsicherheiten in der Kalibrierung der Sohlschubspannung und damit eine systematische Bewertung der einzelnen Gerätetypen hinsichtlich der Eignung zur Ermittlung von Modellparametern ist auf Grundlage der der Literatur zu entnehmenden Informationen nicht möglich. Aus qualitativen Erwägungen der oben dargestellten Überlegungen lässt sich jedoch schließen, dass nahezu alle beschriebenen Geräte ausschließlich für eine Untersuchung der oberen Schicht von Sedimentablagerungen (Millimeter bis wenige Zentimeter) geeignet sind. Bei größeren Erosionstiefen ist ein zu großer Einfluss der beschriebenen Unsicherheiten zu erwarten. Als kaum geeignet zur Ermittlung von Erosionsraten und damit der Modellparameter wird *CSM* eingeschätzt, da der vertikal auf die Sohle gerichtete Wasserstrahl eine sehr unnatürliche Sedimentbelastung erzeugt. Mit dem Gerät lassen sich daher vor allem relative Aussagen zwischen den Ergebnissen unterschiedlicher untersuchter Sedimentablagerungen machen. Problematisch hinsichtlich der Ermittlung von Erosionsraten und Modellparametern sind auch *Sedflume* und *SETEG*: Auf Grundlage der bereits zitierten Ergebnisse von CORNELISSE et al. (1997) lässt sich ein besonders großer Einfluss der Randeffekte auch schon bei sehr kleiner Erosionstiefe erwarten, da die Erosionsfläche klein ist. Zwar ließe sich die Verstärkung der oben beschriebenen Randeffekte (Fall a) durch Sohleintiefung verhindern, indem der Sedimentkern mit fortschreitender Erosion entsprechend nach oben geschoben wird. In diesem Fall wäre jedoch mit einer ausgereiften Mess- und Regelungstechnik sicherzustellen, dass tatsächlich die Vorschubgeschwindigkeit die Sohleintiefung ausgleicht und nicht umgekehrt die Erosionsraten von der Vorschubgeschwindigkeit bestimmt werden, beispielsweise bei einem Vorschub der Kernoberfläche über die Sohle der Längsrinne hinaus.

ⁱ Die Bestimmung der Dichte muss dabei mit hier nicht diskutierten Methoden erfolgen und ist gerade in situ eine komplexe Messaufgabe

Die Berechnung der Modellparameter erfolgt als gemittelte Größe über die erodierte Tiefe der Sedimentablagerung unter Nutzung der für die Sedimentoberfläche ermittelten kritischen Sohlschubspannung und daher mit der impliziten Annahme eines Auftretens von Tiefenerosion bzw. eines über die Erosionstiefe konstanten Erosionswiderstands. Eine tiefenaufgelöste Auswertung, wie sie in Kap. 5 für die im Labor durchgeführten Versuche realisiert wurde, ist in der Literatur nicht dokumentiert. Die Ursache für diese Einschränkung in der Analyse der Versuchsergebnisse liegt in der Notwendigkeit einer fein aufgelösten Messung der Dichte der Sedimentablagerung, die erst die Berechnung der Erosionstiefe über die Versuchsdauer ermöglicht und die bisher in situ nicht durchgeführt wurde.

Die Vorstellung der Geräte zur Durchführung von in-situ-Erosionsuntersuchungen zeigt, dass sich im Bereich der Forschung vielfältige und teilweise sehr unterschiedliche Konzepte und Methoden in Anwendung und Entwicklung befinden. Jedes der genannten und auch jedes weitere, hier nicht diskutierte Gerät hat spezifische Vor- und Nachteile. Die Zusammenfassung der Diskussion der Geräte in Tab. 6.5 gibt einen Überblick hinsichtlich der Eignung zur Ermittlung von Erosionsparametern, ohne einen Anspruch auf Vollständigkeit zu erheben.

Hinsichtlich der Ermittlung der empirischen Parameter der Erosionsmodelle lässt sich zusammenfassend feststellen, dass eine fallspezifische Ermittlung der Erosionsparameter in situ aufgrund der großen Bandbreite der Parameter unerlässlich ist. Der hierzu noch bestehende Entwicklungsbedarf im Bereich der Versuchsgeräte wird in Kapitel 9 thematisiert. Die mit dem neuen Erosionsmodell erzielte Erkenntnis kann die Quantifi-

Tab. 6.5: Möglichkeiten der Bestimmung von Erosionsparametern natürlicher Sedimentablagerungen mit Geräten zur Durchführung von in-situ-Erosionsuntersuchungen

Gerät	Typ	Methode	Ergebnisgrößen		
			τ_{crit}	ε	$\tau_{\text{ce}}(z)$
<i>Sea Carousel</i>	Kreisgerinne	in situ	✓	✓	
<i>ISEF</i> u.a.	Längsrinne	in situ	✓	✓	
<i>Sedflume, SETEG</i>	Längsrinne	Sedimentkern	✓		✓
<i>ISIS, Mikrokosmos</i>	Kleingerät	in-situ-geeignet	✓	✓	
<i>CSM</i>	Kleingerät	in-situ-geeignet	(✓)		
<i>EROMESS</i>	Kleingerät	Sedimentkern	✓	✓	
<i>EROSIMESS</i>	Kleingerät	in situ	✓	✓	

zierung des Erosionsparameters insofern erleichtern, als durch den über die Tiefe der Sedimentablagerung konstanten Verlauf des Parameters die Bestimmung desselben nur in der oberflächennahen Schicht repräsentativ für die gesamte Sedimentschicht ist, während dies bei tiefenabhängigen Parametern zu einer Über- oder Unterschätzung führt.

7 Fallstudie zur Prognose der Erosion feiner Sedimente

Vorbemerkung – *Nach der theoretischen und experimentellen Behandlung der Erosion feiner Sedimente in den vorhergehenden Kapiteln gilt es nun, die praktische Anwendbarkeit der diskutierten Erosionsmodelle darzustellen. Damit wird ein Weg aufgezeigt, eine Prognose der Erosion feiner Sedimente mit Hilfe des modernen Werkzeugs der mathematisch-numerischen Simulation auf dem aktuellen Stand der Wissenschaft durchzuführen. Dazu gehört neben der Modellierung der Strömung und des Sedimenttransports – hier speziell der Erosion feiner Sedimente – vor allem die Ermittlung der maßgeblichen Sedimentparameter. Weiterhin besteht mit dieser Fallstudie die Gelegenheit, im Rahmen von Variantenrechnungen die Prognosefähigkeit der diskutierten Erosionsmodelle zu überprüfen und den mit dem neuen Modell erzielten Fortschritt anschaulich zu quantifizieren.*

7.1 Anwendungsfall und Untersuchungsobjekt

7.1.1 Anwendungsfall

Veranlassung und Umsetzung einer mathematisch-numerischen Modellierung des Transports feiner Sedimente können auf unterschiedlichsten Voraussetzungen basieren. So kann neben dem bereits in Kap. 1 dargestellten Einfluss des Sedimenttransports auf die Gewässergüte auch die morphologische Entwicklung eines Gewässers im Zentrum des Interesses stehen. Neben dieser Zielsetzung können vor allem die zu betrachtenden räumlichen und zeitlichen Skalen erheblich variieren. Entsprechend sind die angewandten, den jeweiligen Randbedingungen angepassten Methoden unterschiedlich. Beispielfhaft seien die in Tab. 7.1 angeführten Untersuchungen aus der Literatur genannt. Trotz des breiten Spektrums der Anwendungsfälle und Methoden weisen die genannten Untersuchungen eine Gemeinsamkeit auf: Alle Autoren verwenden das Erosionsmodell nach *Partheniades* zur Modellierung der Erosionsprozesseⁱ.

Für den hier zur Durchführung der Fallstudie auszuwählenden Anwendungsfall existiert also eine große Bandbreite an Möglichkeiten, von der hier nur eine vollständig behandelt werden kann. Daher soll ein Fall untersucht werden, der eine größtmögliche Fokus-

ⁱ KERN (1997) versieht die dimensionslose erosionswirksame Sohlschubspannung im Modell nach *Partheniades* mit dem Exponenten $\alpha_1 = 3,2$ (s. Gl. 4.1) und löst die Sedimentablagerung in Schichten unterschiedlichen Erosionswiderstands, jedoch gleicher Erosionskonstante M auf (vgl. Kap. 4.4)

Tab. 7.1: Anwendungsbeispiele für Untersuchungen von Sedimenttransport mit mathematisch-numerischen Modellen aus der Literatur

Autor(en)	Anwendungsfall	Modelldimension
MALCHEREK (1995)	Schwebstoffdynamik eines Ästuars	3D
HIRSCHHÄUSER & ZANKE (2003)	Morphodynamik eines Wattgebiets	2D
KERN (1997)	Schadstoffmobilisierung bei Hochwasser in einer Flusstaustufe	1D
BOUCHARD (1997)	Sedimentaustrag bei der Entleerung eines Talsperrensees	1D

sierung auf die hier betrachteten Erosionsprozesse feiner Sedimente und damit letztlich eine Übertragbarkeit der erzielten Ergebnisse auf allgemeinere Fälle ermöglicht. Dafür ist einerseits eine möglichst detaillierte Kenntnis der Beschaffenheit der Sedimentablagerungen vonnöten, um Unsicherheiten innerhalb der im Erosionsmodell anzusetzenden Sedimentparameter möglichst klein zu halten. Weiterhin muss das abgelagerte Sediment die Eigenschaften der mit den betrachteten Erosionsmodellen zu modellierenden feinkörnigen, kohäsiven Sedimente aufweisen und innerhalb eines eingrenzenden Untersuchungszeitraums potenziell erodieren. Andererseits muss eine praktikable Möglichkeit bestehen, das Ergebnis der Erosion (in Form von Sohleintiefungen oder aber der in die Wassersäule eingetragenen Sedimentmasse) möglichst genau zu quantifizieren, um im Vergleich mit den Simulationsergebnissen eine belastbare Aussage über die Modellqualität treffen zu können. Diese Randbedingungen werden von dem hier ausgewählten Fall einer Stauraumentleerung in besonderem Maß erfüllt:

- Der Untersuchungsraum ist eindeutig abgrenzbar; damit ergibt sich die Möglichkeit, im Rahmen einer im Vorfeld der Entleerung durchgeführten Messkampagne detaillierte Untersuchungen hinsichtlich der Beschaffenheit der Sedimentablagerungen vorzunehmen.
- Stauräume sind aufgrund der im Vergleich zum natürlichen hydraulischen Regime verringerten Fließgeschwindigkeiten typische Sedimentationsbereiche, damit sind Ablagerungen feinkörniger, kohäsiver Sedimente vorhanden, die im Fall der Entleerung aufgrund ansteigender Sohlschubspannungen Erosionspotenzial aufweisen.

- Die Quantifizierung des während der Entleerung erodierten Sediments ist bei gleichzeitiger, kontinuierlicher Messung von Feststoffkonzentration und Abflussmengen in Zu- und Auslauf des Stauraums durch die Erstellung einer Massenbilanz auf einfachem und dennoch genauem Weg möglich.

Die Betrachtung einer Stauraumentleerung ist auch deshalb interessant, da die Ablagerung feiner Sedimente in Stauräumen für die Anlagenbetreiber weltweit ein zentrales Problem darstellt. So kann die Sedimentation je nach Charakteristik des Einzugsgebiets derartige Ausmaße annehmen, dass das verbleibende Stauvolumen für eine bestimmungsgemäße Nutzung der Anlage über ihre gesamte Lebensdauer nicht mehr ausreicht. Hiervon besonders betroffen sind beispielsweise Regionen in Asien, speziell China mit einem geschätzten jährlichen Verlust an Stauvolumen infolge Sedimentation von rd. 2-2,5 % (WHITE, 2001). Eine operative Maßnahme zur Handhabung dieser Problematik besteht neben der Eindämmung des Sedimenteintrags in den Stauraum, der Minimierung der Sedimentation im Stauraum oder der Ausbaggerung abgelagerter Sedimente vor allem in der Durchführung sogenannter Stauraumspülungen. Dabei wird die während einer Stauraumentleerung erhöhte Transportkapazität des Wassers gezielt genutzt, um Sedimente zu erodieren und ins Unterwasser zu transportieren (BASSON & ROOSEBOOM, 1997; WHITE, 2001). Die Erosion feiner Sedimente während einer Stauraumentleerung kann jedoch auch die entgegengesetzte Problematik implizieren. So werden beispielsweise in Frankreich, das für große Talsperren eine Sicherheitsinspektion auch des wasserseitigen Dammkörpers in zehnjährlichem Rhythmus gesetzlich vorschreibt, Anstrengungen unternommen, den während einer Stauraumentleerung erhöhten Sedimentaustrag und damit die ökologischen Auswirkungen auf das Unterwasser zu minimieren (BOUCHARD, 1997).

Allgemein lassen sich die während einer Stauraumentleerung auftretenden Transportprozesse wie folgt charakterisieren (BOUCHARD, 1997): (1) Zu Beginn der Entleerung, bei noch hohen Wasserspiegellagen, kommt es in der Nähe der Entleerungsöffnung, gewöhnlich dem Grundablass, zu erhöhten Strömungsgeschwindigkeiten. Hier entsteht ein lokal begrenzter Erosionstrichter. Im größten Teil des Stauraums sind die Sohlschubspannungen jedoch noch zu gering, um Erosion zu initiieren. (2) Mit fortschreitender Entleerung, sinkendem Wasserspiegel und damit bei verringerter Wassertiefe steigenden Fließgeschwindigkeiten beginnt Erosion im Bereich der Stauwurzel. Hier erodiertes Sediment kann mit dem Transport in Bereiche tieferen Wassers wieder sedimentieren. (3) Im letzten Stadium der Entleerung tritt das Gewässer zurück in sein ursprüngliches Flussbett. Erst jetzt kann es zu massiven Erosionserscheinungen über die gesamte Länge des Stauraums kommen. Dabei werden auch Teile der im zweiten Stadium der Entleerung in der Nähe des Absperrbauwerks abgelagerten Sedimente erneut erodiert. (4) Eine zusätzliche Mobilisierung von Sediment kann bei entsprechender To-

pografie des Stauraums aus Hangrutschungen resultieren: Dabei verlieren Sedimentablagerungen an steilen Hängen des Stauraums aufgrund der nach der Absenkung veränderten Lastverhältnisse ihr Gleichgewicht und rutschen ggf. bis in den verbleibenden Wasserkörper ab, wo dann zusätzliche Sedimentmassen erodiert werden.

7.1.2 Untersuchungsobjekt

Die Situation der Entleerung des hier als Untersuchungsobjekt ausgewählten Staubeckens Heimbach stellt sich – günstig hinsichtlich der Fokussierung auf Erosion im Rahmen der Fallstudie – als weniger komplex dar. Dies ist auf die Lage des Staubeckens im Einzugsgebiet und seine Topografie zurückzuführen. Das in den Jahren 1934/35 erbaute Staubecken Heimbach gehört zum Talsperrenverbund Nordeifel (Abb. 7.1), der vom Wasserverband Eifel-Rur (WVER) betrieben wird. Es wird aus der Rurtalsperre Schwammenauel und über den Kermeterstollen und das Kraftwerk Heimbach aus der Urftalsperre gespeist. Damit dient es als Ausgleichsbecken der beiden Spitzenstromkraftwerke Schwammenauel und Heimbach zur Vergleichmäßigung des Abflusses in der Rur. Nicht zuletzt aufgrund dieser Zuflusssituation mit zwei Talsperren im unmittelbaren Oberwasser, aber auch aufgrund der Vegetation und Landnutzung im Einzugsgebiet (viel Wald, wenig Ackerbau) ist der Sedimenteintrag in das Staubecken Heimbach zunächst als minimal einzustufen. Bei starken Niederschlägen im Einzugsgebiet der Urft kommt es jedoch zum Zufluss trüben, sedimenthaltigen Wassers (BECKER, 2001), sodass zumindest kleinere Mengen feiner Sedimente, die sich seit der letzten Entleerung des Staubeckens im Jahr 1998 abgelagert haben, zu erwarten sind.



Abb. 7.1: Lage des Staubeckens Heimbach im Talsperrenverbund Nordeifel, aus einem Prospekt des WVER

Beginnend am Fuß der Rurtalsperre umfasst das Staubecken Heimbach bis zum Absperrbauwerk eine Länge von ca. 3,5 km. Die maximale Wassertiefe beträgt bei Betriebsstauziel (214 m NN) ca. 9 m. Mit einem mittleren Sohlgefälle von ca. 2 ‰ und einer Breite von rd. 100 m weist es eher die Charakteristik einer Flusstauhaltung als die eines Talsperrensees auf. Zusammenfassend lässt sich daher konstatieren, dass nur die oben allgemein für Staurationentleerungen unter (1) und (3) beschriebenen Prozesse (je nach Verfügbarkeit abgelagerter Sedimente evtl. die Ausbildung eines kleinen Erosionstrichters in der Nähe der Entleerungsöffnung und Erosion im ehemaligen Flussbett nach weitgehender Absenkung), nicht jedoch die wiederholte Abfolge von Erosion und Sedimentation oder die Mobilisierung von Sediment infolge Hangrutschungen zu erwarten sind. Damit ist im Rahmen der Fallstudie eine ausschließliche Konzentration auf die Modellierung der Erosion feiner Sedimente möglich.

Die Gelegenheit der Beobachtung und Quantifizierung der Erosion feiner Sedimente während der Entleerung des Staubeckens Heimbach ergibt sich mit der nach fast 70 Jahren Standzeit notwendigen Sanierung des Absperrbauwerks. Die in diesem Zusammenhang durchgeführte wissenschaftliche Begleitung der Entleerung (KÖNGETER et al., 2003) umfasst eine umfangreiche Messkampagne zur Erkundung der vorhandenen Sedimentablagerungen (vgl. Kap. 7.4). Diese wurde im unmittelbaren Vorfeld der Entleerung durchgeführt, so dass eine Veränderung der Sedimentablagerung zwischen Messkampagne und Entleerung ausgeschlossen werden kann und somit eine optimale Datengrundlage vorliegt. Aus dieser Ausgangssituation wird im Folgenden die Modellierung der Erosion feiner Sedimente während der Entleerung vorgenommen, aufgeteilt in die folgenden Teilschritte:

- hydrodynamische Modellierung (Kap. 7.2)
- Anpassung eines Sedimenttransportmoduls an die vorliegenden Randbedingungen (Kap. 7.3)
- Bestimmung bzw. Festlegung der Sediment- bzw. Modellparameter (Kap. 7.4)
- Durchführung der Erosionssimulation (Kap. 7.5 und 7.6)

Die während der Entleerung durchgeführten Messungen der Sedimentkonzentration in Zu- und Auslauf des Staubeckens ermöglichen zusammen mit den seitens des WVER aufgenommenen Zu- und Abflussmengen die Quantifizierung der während der Entleerung erodierten Sedimente und somit durch den Vergleich mit den Simulationsergebnissen die Analyse der untersuchten Erosionsmodelle bzw. die Einschätzung der heutigen Möglichkeiten zur Prognose der Erosion feiner Sedimente.

7.2 Modellierung der hydrodynamischen Prozesse

7.2.1 Mathematisch-numerisches Modell

Die Auswahl eines geeigneten Modells zur Simulation der Strömung während des zu untersuchenden Erosionsereignisses orientiert sich weniger an den Anforderungen an die Erosionsmodellierung als vielmehr an den üblichen, hier nicht näher zu behandelnden Anforderungen an eine geeignete Darstellung der maßgeblichen Strömungsvorgänge. Das Spektrum potenziell sinnvoller Möglichkeiten im hier vorliegenden Fall der Strömung in einem Stauraum reicht von der eindimensionalen Modellierung der Strömung (unter der Voraussetzung des Vorkommens maßgeblicher Erosionsprozesse erst mit Vorliegen einer flussähnlichen Strömung am Ende der Absenkung) bis hin zur dreidimensionalen Modellierung (unter der Annahme auftretender Erosionsprozesse bereits zu Beginn der Absenkung bei beispielsweise windinduzierten Strömungsmustern wie sie typisch für Seenströmungen sind, vgl. RETTEMEIER, 2004). Speziell hinsichtlich der Modellierung der Strömung während der Entleerung des Staubeckens Heimbach und hier wiederum mit besonderem Augenmerk auf eine möglichst exakte Darstellung der für die Erosion maßgeblichen Sohlschubspannungen führt KAMRATH (2001) Vergleichssimulationen mit ein-, zwei- und dreidimensionalen Modellen durch. Anhand des Vergleichs der Simulationsergebnisse untereinander sowie mit während der Messkampagne an einigen ausgewählten Punkten mit einem *ADCP*ⁱ gemessenen vertikalen Geschwindigkeitsprofilen wird die zweidimensionale Strömungssimulation als geeignet identifiziert, um im vorliegenden Fall detaillierte Kenntnis der Strömungsverhältnisse während der Entleerung zu erlangen.

Zum Einsatz kommt das zweidimensional-instationäre Strömungssimulationsmodell *RISMO*ⁱⁱ. Es löst die *Reynolds*-gemittelten *Navier-Stokes*-Gleichungen; der Reduktion auf die zwei horizontalen Dimensionen liegt eine Integration der Gleichungen in vertikaler Richtung unter der Annahme einer hydrostatischen Druckverteilung zu Grunde. Die räumliche Diskretisierung erfolgt durch Anwendung der Finite-Elemente-Methode, die zeitliche Diskretisierung anhand der Methode der finiten Differenzen. Die zur Schließung der *Reynolds*-Gleichungen erforderliche Abschätzung der turbulenten kine-

ⁱ *Acoustic Doppler Current Profiler*, ein den Doppler-Effekt nutzendes Ultraschall-Messgerät, mit dem Strömungsgeschwindigkeiten dreidimensional in mehreren übereinander liegenden Zellen gemessen werden können. Aufgrund der im Vergleich zu Bootsbewegungen geringen Strömungsgeschwindigkeiten im Staubecken wurden die Messungen mit dem versenkbaren, auf einem Dreibein gelagerten Gerät von der Beckensohle aus vertikal nach oben gerichtet durchgeführt.

ⁱⁱ *RIver Simulation MOdel*

tischen Energie erfolgt mit Hilfe eines k - ε -Modells. Die vollständige Formulierung der mit *RISMO* gelösten Strömungsgleichungen und der dabei verwendeten numerischen Lösungsmethoden ist ROUVÉ & SCHRÖDER (1994) zu entnehmen, ebenso Hinweise auf die zugrunde liegende Literatur.

Auf eine weitergehende Beschreibung der Grundlagen der hydrodynamischen Simulation wird an dieser Stelle verzichtet, da dieses Werkzeug hier lediglich zur Ermittlung des später benötigten Strömungsgeschwindigkeitsfeldes über die Dauer der Entleerung verwendet wird. Eine ausführliche Beschreibung der Anwendung von mathematisch-numerischen Modellen zur Lösung praktischer Probleme im Wasserbau liefert FORKEL (2004). Die Modellierung der Sohlschubspannungen innerhalb des hydrodynamischen Simulationsmodells ist bei der Prognose von Sedimenttransportprozessen allerdings von besonderer Bedeutung. Daher werden in Kap. 7.2.2 mögliche Alternativen und die zur Anwendung ausgewählte Methode in ausführlicher Form dargestellt.

7.2.2 Modellierung der Sohlschubspannungen

Allgemein resultieren Schubspannungen innerhalb zäher Fluide aus der Reibung der sich mit unterschiedlicher Geschwindigkeit bewegenden Fluidteilchen, also dem Gradienten der Fließgeschwindigkeit quer zur Fließrichtung. Mathematisch wird dies für turbulente Strömungen mit der Mischungsweggleichung ausgedrückt (ZANKE, 1982):

$$\tau = \rho_w \kappa^2 y^2 \left(\frac{du}{dy} \right)^2 \quad (7.1)$$

In Gleichung 7.1 ist $\kappa \cdot y$ der Mischungsweg nach *Prandtl* und $\kappa \approx 0,4$ die *Karman*-Konstante. Mit der Kenntnis der Geschwindigkeitsverteilung in einer Vertikalen über der Sohle lässt sich also an der Stelle $y = 0$ die Sohlschubspannung ermitteln. Diese Geschwindigkeitsverteilung wird jedoch in querschnitts- (1D) oder tiefengemittelten (2D) Modellen nicht berechnet. Daher greifen 1D- und 2D-Modelle für die Ermittlung der Sohlschubspannung meist auf empirische Fließformeln wie die von *de Chezy* oder *Gauckler-Manning-Strickler* zurück. Aus diesen lässt sich unter der Annahme eines stationären, gleichförmigen Abflusses für ein breites Gerinne ($r_{hy} \approx h$) und somit mit

$$\tau_b = \rho_w \cdot g \cdot h \cdot I \quad (7.2)$$

die Sohlschubspannung als Funktion der mittleren Fließgeschwindigkeit \bar{v} ausdrücken. Die entsprechenden Gleichungen sind in Tab. 7.2 dargestellt.

Tab. 7.2: Ermittlung der Sohlschubspannung aus klassischen Fließgesetzen für breite Gerinne und stationär-gleichförmigen Abfluss

<i>de Chezy</i>	<i>Gauckler-Manning-Strickler</i>
$\bar{v} = C \cdot \sqrt{r_{hy} \cdot I} \quad (7.3)$	$\bar{v} = k_{St} \cdot r_{hy}^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad (7.4)$
$\tau_b = \frac{\rho_w \cdot g}{C^2} \cdot \bar{v}^2 \quad (7.5)$	$\tau_b = \frac{\rho_w \cdot g}{k_{St}^2 \cdot h^{1/3}} \cdot \bar{v}^2 \quad (7.6)$

Die vorgenannten Methoden zur Ermittlung der Sohlschubspannung erweisen sich bei der gegebenen Zielsetzung der Modellierung der Erosion feiner Sedimente während einer Staurationentleerung jedoch als unzulässig (MALCHEREK, 2001): So ist die nach *de Chezy* bzw. Gl. 7.5 ermittelte Sohlschubspannung (bei gleicher mittlerer Fließgeschwindigkeit \bar{v}) unabhängig von der während der Entleerung stark veränderlichen Wassertiefe h , die sich hingegen in der Realität sehr wohl auf die Form der vertikalen Geschwindigkeitsverteilung und somit auf die Sohlschubspannung auswirkt. Das Fließgesetz von *Gauckler-Manning-Strickler* bzw. Gl. 7.6, in dem die Wassertiefe Berücksichtigung findet, ist dagegen bei kleinen äquivalenten Sohlrauheiten, wie sie feine Sedimentsohlen aufweisen, nicht mehr gültig.

Die Modellierung der Sohlschubspannung kann also aufgrund der vorstehenden Erläuterungen nicht mit den üblicherweise verwendeten Fließformeln erfolgen. Stattdessen wird auf die im Folgenden in Anlehnung an ZANKE (1982) dargestellten, auf grundlegenden physikalischen Betrachtungen beruhenden Wandgesetze zurückgegriffen.

Mit Einführung der Schubspannungsgeschwindigkeit für die Wand- bzw. Sohlschubspannung

$$u_\tau = \sqrt{\frac{\tau_b}{\rho_w}} \quad (7.7)$$

ergibt sich durch Integration der Gleichung 7.1:

$$\frac{u(z)}{u_\tau} = \frac{1}{\kappa} \ln(z) + c \quad (7.8)$$

In Gl. 7.8 ist $u(z)$ die wandparallele Strömungsgeschwindigkeit im Abstand z von der Sohle. Für die in veränderter Form eingeführte Integrationskonstante c_1 (Gl. 7.9) lieferten Messungen von *Nikuradse* die Ergebnisse nach Gl. 7.10.

$$c_1 = c - \frac{1}{\kappa} \ln(k_s) \quad (7.9)$$

$$c_1 = \begin{cases} \frac{1}{\kappa} \ln\left(\frac{u_\tau \cdot k_s}{\nu}\right) + 5,5 & \text{für } Re^* = \frac{u_\tau \cdot k_s}{\nu} < \approx 5 \\ 8,5 & \text{für } Re^* = \frac{u_\tau \cdot k_s}{\nu} > \approx 70 \end{cases} \quad (7.10)$$

Die Kornreynoldszahl Re^* in Gl. 7.10 beschreibt die Größe der hydraulisch wirksamen Rauheit der Sohle k_s im Verhältnis zur Dicke δ der laminaren Grenzschicht. Befinden sich die Rauheitserhebungen der Sohle vollständig innerhalb der laminaren Grenzschicht ($k_s < \delta$) so herrschen hydraulisch glatte Strömungsverhältnisse ($Re^* < 5$). Andererseits handelt es sich um eine Strömung über hydraulisch rauher Sohle ($Re^* > 70$), wenn die Rauheitserhebungen der turbulenten Strömung vollständig ausgesetzt sind. Dabei wird die laminare Grenzschicht sehr klein ($k_s > \delta$). Durch Einsetzen der Gleichungen 7.10 bzw. 7.9 in Gl. 7.8 erhält man die Wandgesetze für hydraulisch glatte bzw. raue Strömungsverhältnisse:

$$\frac{u(z)}{u_\tau} = 2,5 \cdot \ln\left(9,0 \cdot \frac{z \cdot u_\tau}{\nu}\right) \quad \text{für } Re^* < \approx 5 \quad (7.11)$$

$$\frac{u(z)}{u_\tau} = 2,5 \cdot \ln\left(30,0 \cdot \frac{z}{k_s}\right) \quad \text{für } Re^* > \approx 70 \quad (7.12)$$

Aus den vorstehenden Wandgesetzen erhält man die Sohlschubspannung bei Kenntnis einer Fließgeschwindigkeit an einem innerhalb des logarithmischen Bereichs des vertikalen Geschwindigkeitsprofils liegenden Punkt im Abstand z von der Sohle. Für die Anwendung in 2D-tiefengemittelten Modellen wird stattdessen unter der Annahme der Gültigkeit des logarithmischen Geschwindigkeitsprofils über die gesamte Wassertiefe die tiefenintegrierte, mittlere Fließgeschwindigkeit verwendet (ZANKE, 1982):

$$\bar{v} = \frac{1}{h} \int_0^h u(z) dz \quad (7.13)$$

Einsetzen der Gleichungen 7.8 und 7.9 in Gl. 7.13 liefert das Wandgesetz in Abhängigkeit der Integrationskonstanten c_1 und der tiefengemittelten Fließgeschwindigkeit \bar{v} :

$$\frac{\bar{v}}{u_\tau} = 2,5 \left(\ln \frac{h}{k_s} - 1 \right) + c_1 \quad (7.14)$$

Dieses tiefengemittelte Wandgesetz ergibt unter Verwendung der Integrationskonstanten c_1 nach Gl. 7.10 noch keinen geschlossenen, über das gesamte Spektrum von Kornreynoldszahlen gültigen Ausdruck. Daher wird c_1 für den Übergangsbereich zwischen hydraulisch glatten und hydraulisch rauen Strömungsverhältnissen in guter Übereinstimmung mit den Messergebnissen von *Nikuradse* in Abhängigkeit der Kornreynoldszahl ausgedrückt (ZANKE, 1982):

$$c_1 = \frac{3,32}{\kappa \cdot Re^*} \ln(Re^*) - \frac{9,96}{Re^*} + 8,5 \quad \text{für } Re^* > 3,32 \quad (7.15)$$

Für große Kornreynoldszahlen nimmt c_1 in Gl. 7.15 den gleichen Wert an, wie zuvor aufgrund der Messungen von *Nikuradse* dargestellt ($c_1 = 8,5$). Daher wird das zur Modellierung der Sohlschubspannungen verwendete, tiefengemittelte Wandgesetz in zwei Bereichen definiert. Die so aus Gl. 7.14 durch Einsetzen von c_1 resultierenden Gleichungen sind im Überblick in Tab. 7.3 dargestellt und werden im Weiteren nach Implementierung in *RISMO* zur Modellierung der Sohlschubspannungen verwendet.

Tab. 7.3: Ermittlung der Sohlschubspannung aus Wandgesetzen in 2D-tiefengemittelten Modellen.

$\frac{\bar{v}}{u_\tau} = 2,5 \cdot \ln \left(3,32 \cdot \frac{u_\tau \cdot h}{\nu} \right) \quad \text{für } Re^* \leq 3,32 \quad (7.16)$
$\frac{\bar{v}}{u_\tau} = 2,5 \cdot \left[\ln \left(\frac{h}{k_s} \right) - 1 \right] + \frac{3,32}{\kappa \cdot Re^*} \ln(Re^*) - \frac{9,96}{Re^*} + 8,5 \quad \text{für } Re^* > 3,32 \quad (7.17)$

7.2.3 Geländemodell, FE-Netz und Randbedingungen

Grundlage jeder Modellierung der Strömung in natürlichen Gewässern ist die realitätsgetreue Abbildung der Topografie des überströmten Geländes. Das hierfür erforderliche digitale Geländemodelle (DGM) des Staubeckens Heimbach wird anhand von Querprofilen des Staubeckens erstellt, die während einer 1973 durchgeführten Vermessung aufgenommen wurden. Dabei wird die Sohlage zwischen den Querprofilen in vertikaler

Richtung linear, in horizontaler Richtung entlang aus dem Lageplan entnommener signifikanter Geländelinien interpoliert. Die mangelnde Aktualität dieser zugrunde liegenden Daten wird aufgrund der in Kap. 7.1 beschriebenen Lage des Staubeckens im Tal-sperrenverbund Nordeifel als akzeptabel eingestuft, da keine die Beckentopografie maßgeblich verändernden Sedimentablagerungen zu erwarten sind. Diese Annahme wird von der im Rahmen der Messkampagne durchgeführten Messung von Sohllagen bestätigt. Das so entwickelte DGM umfasst mit rd. 1900 m Länge den Bereich des Staubeckens zwischen dem Kraftwerk Heimbach und dem Absperrbauwerk (vgl. Abb. 7.1). Der oberhalb liegende Beckenbereich wird mit Hilfe eines Fangedamms an einer Engstelle des Staubeckens zum Schutz der dortigen Flora und Fauna von der Entleerung entkoppelt und daher in der Simulation der Entleerung nicht berücksichtigt.

Die für die Simulation benötigte Diskretisierung des Staubeckens wird mit ca. 16500 Netzknoten und ebenso vielen vier- und dreieckigen Elementen in einem unstrukturier-ten Finite-Elemente-Netz realisiert. Die Elementkanten richten sich an signifikanten Geländemustern wie dem ehemaligen Rurlauf oder Böschungslinien aus, um während der Entleerung eine bestmögliche Anpassung der Uferlinie an die Beckentopografie zu gewährleisten. Die Höhen werden den Netzknoten durch lineare Interpolation aus dem DGM zugewiesen. Der Rand dieses FE-Netzes auf einer Höhe von 211,20 m NN entspricht der Uferlinie bei Beginn der Entleerung. DGM und ein Ausschnitt des FE-Netzes sind in Abb. 7.2 dargestellt.

Die zur Modellierung der Sohlschubspannungen anhand der Gleichungen 7.16 bzw. 7.17 benötigte äquivalente Sandrauheit k_s der Sedimente an der Sohle des Staubeckens wird entsprechend der Ergebnisse der Erkundung (s. Kap. 7.4) differenziert in zwei sogenannten Materialbereichen vorgegeben. Ablagerungen feiner Sedimente sind etwa ab der Aufweitung des Stauraums zu beobachten. Die hier in Proben entnommenen Sedimente weisen einen charakteristischen Korndurchmesser von durchschnittlich $d_{90} = 0,2$ mm auf. Nach VAN RIJN (1993) ergibt sich die äquivalente Sandrauheit damit zu $k_s \approx 3 \cdot d_{90} = 0,6$ mm. Vom Zulauf in das Untersuchungsgebiet am Kraftwerk Heimbach bis etwa zur Aufweitung des Stauraums besteht die Sohle im Bereich des alten Rurlaufs aus grobem Material, das sich als Grobkies mit unregelmäßig verteilten großen Steinen charakterisieren lässt. Ohne Messung wird hier $k_s = 150$ mm angesetzt (BOLLRICH, 1996). Abb. 7.2 zeigt die Aufteilung des Stauraums in die beiden beschriebenen Materialbereiche.

Die Entleerung des Staubeckens wird zeitlich in 1074 Zeitschritte à 300 s diskretisiert. Die implizite Wichtung der Zeitintegration garantiert eine weitgehend stabile Rechnung auch bei den mit dieser Zeitschrittweite auftretenden großen *Courant*-Zahlen. Die am Zu- und Auslauf des Modellgebiets angesetzten Randbedingungen ergeben sich aus den

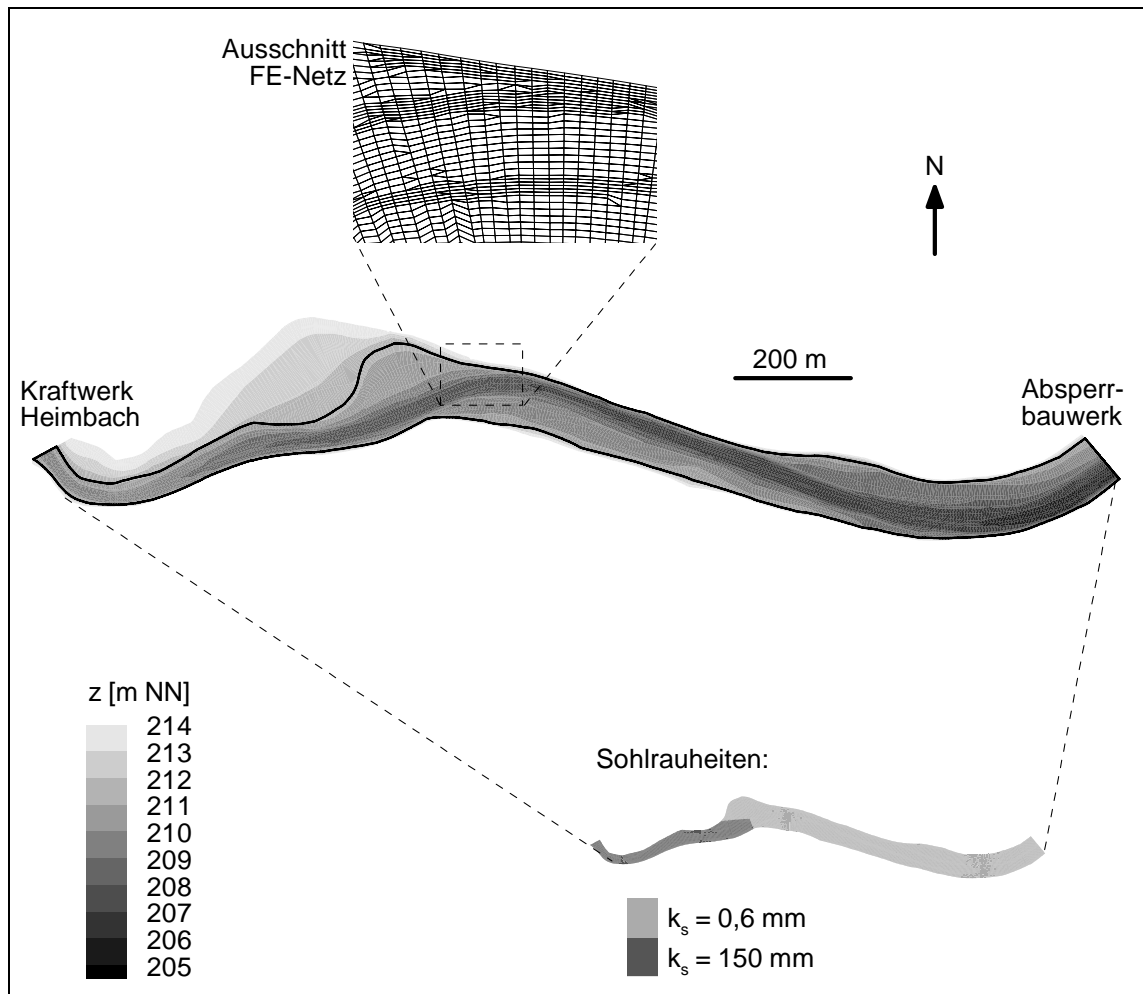


Abb. 7.2: Digitales Geländemodell des Staubeckens Heimbach bis zum Betriebsstauziel bei 214 m NN. Die schwarze Linie ist die Randlinie des Finite-Elemente-Netzes zu Beginn der Entleerung bei 211,20 m NN

während des Entleerungsvorgangs seitens des WVER am Absperrbauwerk gemessenen Wasserspiegellagen und dem Abfluss in das Unterwasser: Am Auslaufrand wird diese Wasserspiegellage vorgegeben. Der Auslaufrand entspricht in Lage und Breite der im Absperrbauwerk vorhandenen Fischbauchklappe. Der in der realen Entleerung kombiniert mit der Fischbauchklappe genutzte Grundablass wird vernachlässigt, da der hier vorhandene Druckabfluss mit dem zweidimensional-tiefengemittelten Modell nicht dargestellt werden kann. Der am Einlaufrand des Modellgebiets als Randbedingung vorgegebene Zufluss wird unter Nutzung der Beckeninhaltskennlinie aus Wasserspiegellage und Abfluss in einer Volumenbilanz ermittelt. Dabei wird ein hochgradiges Polynom als Anpassung an den gemessenen Abfluss verwendet und der Wasserspiegel als horizontal angenommen. Ganglinie von Wasserspiegellage am Absperrbauwerk und Zuflussganglinie sind in Abb. 7.3 dargestellt. Die Variation des Abflusses über die Dauer der Entleerung ist auf die Zuflusssituation während der Entleerung zurückzuführen.

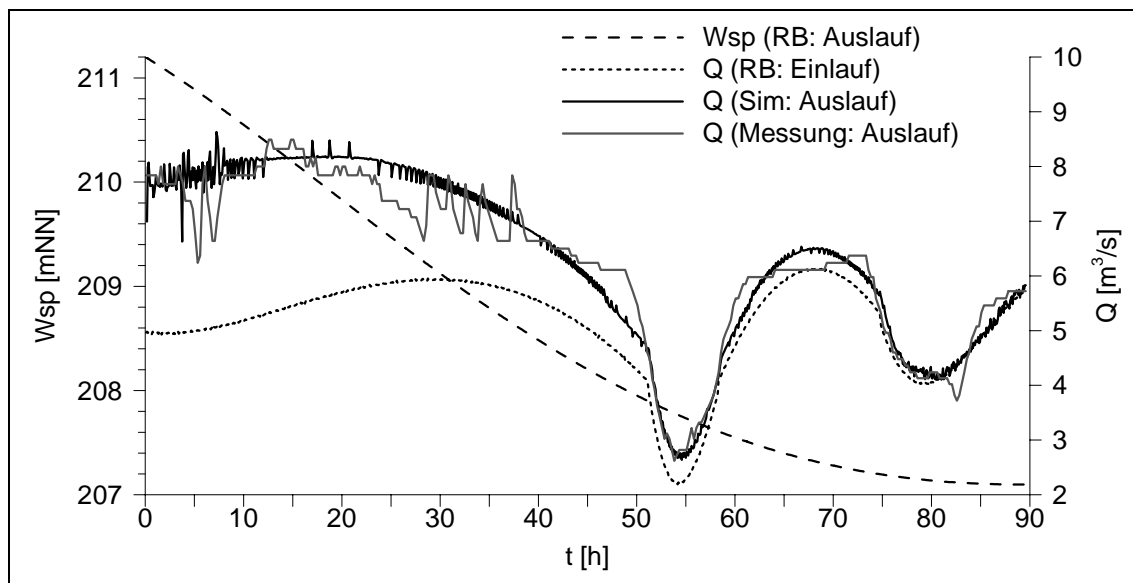


Abb. 7.3: Ablauf der Entleerung des Staubeckens Heimbach: Wasserspiegellage (Wsp) als Randbedingung (RB) des Modells am Auslauf, Zufluss (Q) als Randbedingung des Modells am Zulauf, Abfluss am Auslauf als Ergebnis des Modells (Sim) und der Messung

7.2.4 Ergebnisse der Strömungsmodellierung

Der Vergleich zwischen modelliertem und gemessenem Abfluss am Absperrbauwerk (Abb. 7.3) zeigt die mit Vorgabe der beschriebenen Randbedingungen erreichte gute Übereinstimmung. Stellenweise treten im modellierten Abfluss Schwingungen auf, die die Grenzen der stabilisierenden Wirkung der impliziten Zeitwichtung zeigen, jedoch hinsichtlich der späteren Modellierung der Erosion kaum Auswirkungen haben (vgl. Darstellung der Sohlschubspannungen in Abb. 7.5). Die aus der Absenkung des Wasserspiegels resultierende Verkleinerung des Stausees ist in Abb. 7.4 dargestellt. In etwa der Hälfte des Staubeckens tritt das Wasser vollständig in den ehemaligen Rurlauf zurück (bei Wassertiefen von ca. 30-50 cm), während die zweite Hälfte des Staubeckens bis zum Ende der Entleerung leicht angestaut bleibt, mit Wassertiefen bis ca. 2 m unmittelbar vor dem Absperrbauwerk.

Abb. 7.5 zeigt die während der Entleerung ansteigenden Sohlschubspannungen an ausgewählten Berechnungspunkten innerhalb und außerhalb des ehemaligen Rurlaufs. In den Sohlschubspannungen an den Punkten innerhalb des ehemaligen Rurlaufs spiegeln sich die infolge der Absenkung des Wasserspiegels sinkenden Wassertiefen und damit steigenden Fließgeschwindigkeiten wieder. Mit größerem Abstand vom Absperrbauwerk erfolgt der resultierende Anstieg der Sohlschubspannungen früher. Die beiden Minima bei ca. 55 und 80 h in den Ganglinien der Sohlschubspannungen korrespondieren mit den Minima in Zu- und Abflussganglinie (vgl. Abb. 7.3). An den beiden am

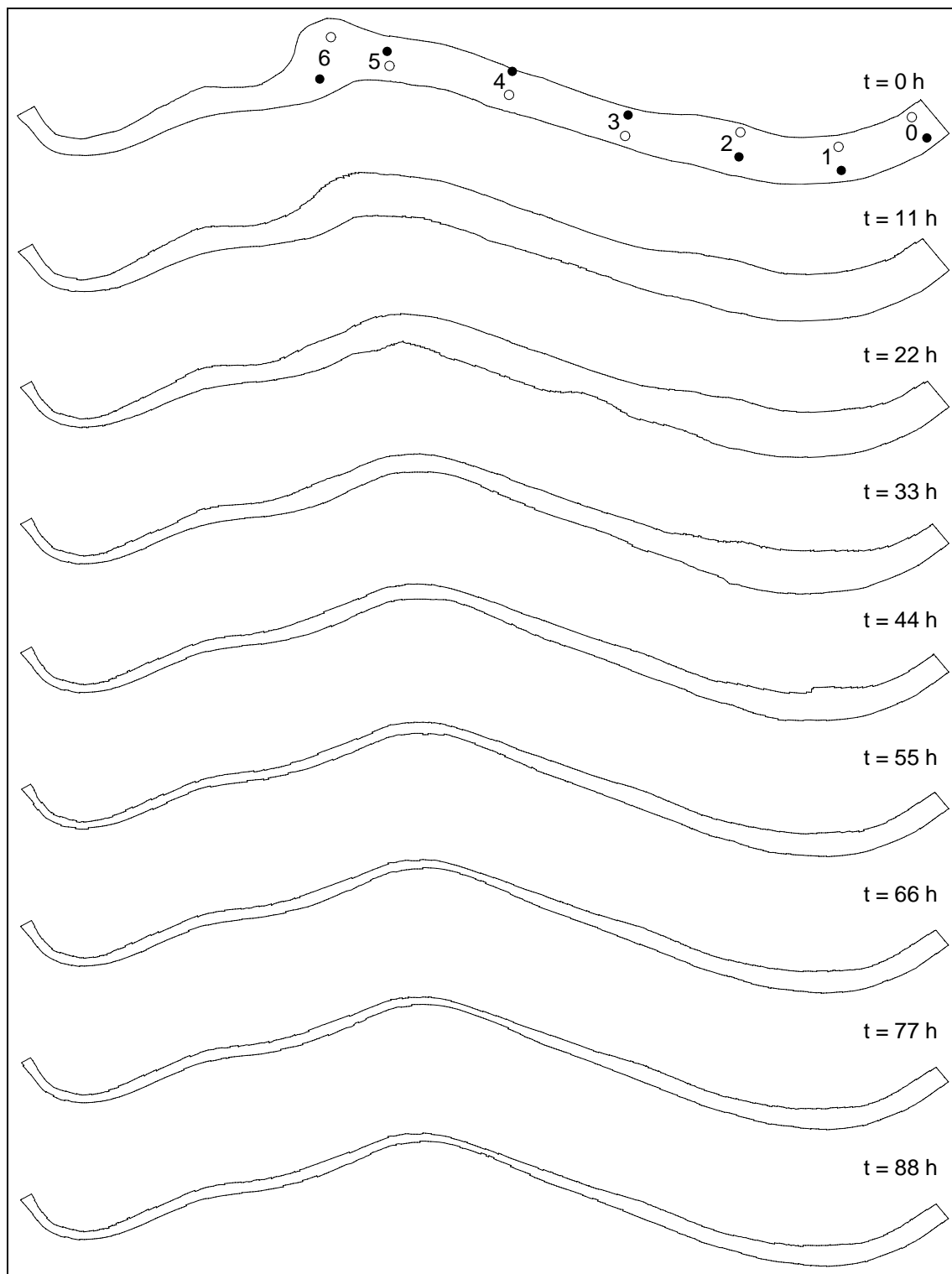


Abb. 7.4: Uferlinien des Staubeckens Heimbach während der Entleerung (Symbole bei $t = 0$ h entsprechen den in Abb. 7.5 zur Darstellung der Sohlschubspannungen verwendeten, nummerierten Berechnungspunkten. Volle Symbole: Punkte innerhalb des ehemaligen Rurlaufs. Hohle Symbole: Punkte außerhalb des ehemaligen Rurlaufs)

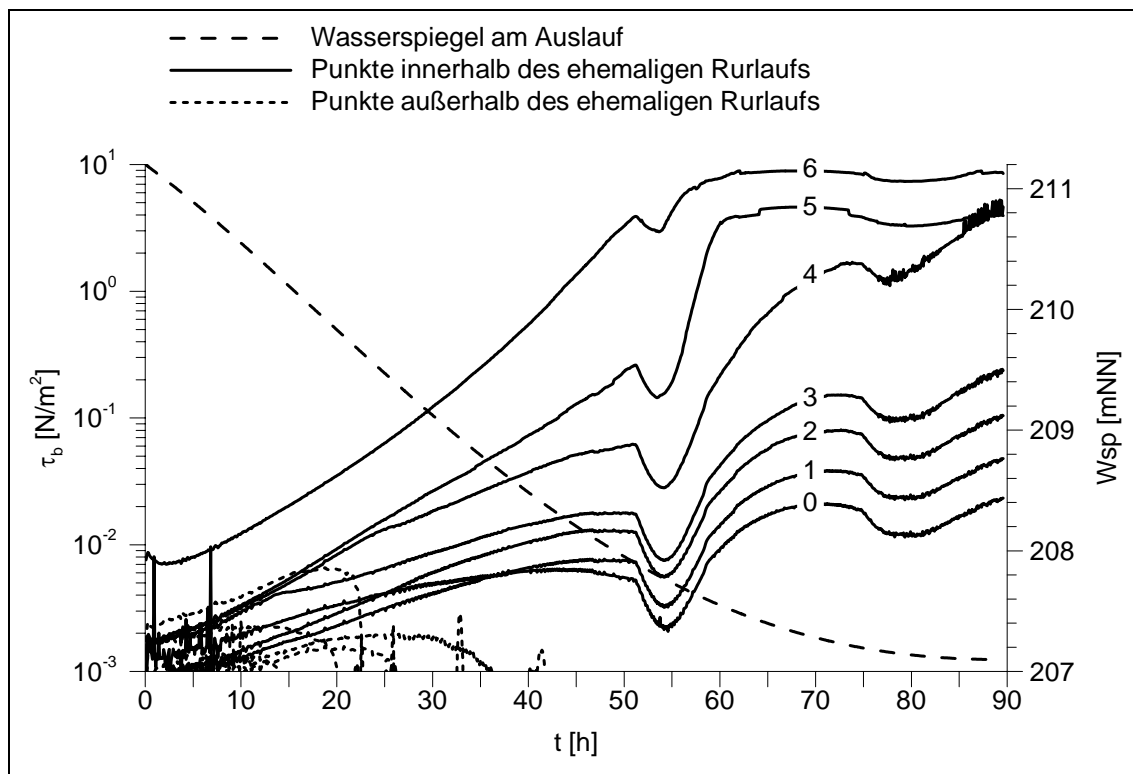


Abb. 7.5: Entwicklung der Sohlschubspannung während der Entleerung des Staubeckens an Berechnungspunkten innerhalb und außerhalb des ehemaligen Rurlaufs (Lage der Berechnungspunkte vgl. Abb. 7.4)

weitesten vom Absperrbauwerk entfernten Punkten 5 und 6 ist ab ca. 60 h nach Beginn der Entleerung kein weiterer, signifikanter Anstieg der Sohlschubspannungen mehr zu beobachten, hier erfolgt der Abfluss unbeeinflusst vom Rückstau des Absperrbauwerks. Der Punkt mit den höchsten Sohlschubspannungen (ca. 10 N/m^2) ist der einzige hier dargestellte Punkt, der innerhalb des Bereichs grober Sedimente liegt. Die maximale im Bereich grober Sedimente erreichte Sohlschubspannung beträgt ca. 30 N/m^2 (nicht dargestellt) und liegt damit unterhalb der kritischen Sohlschubspannung für den Bewegungsbeginn ($> 45 \text{ N/m}^2$ nach BOLLRICH, 1996). Die an Punkten außerhalb des ehemaligen Rurlaufs während der Entleerung maximal auftretenden Sohlschubspannungen liegen unterhalb $0,01 \text{ N/m}^2$. Hier sind keine Erosionsvorgänge zu erwarten, so dass in Abb. 7.5 auf die grafische Differenzierung der Berechnungspunkte verzichtet wird.

7.3 Sedimenttransport- und Sohlmodell

7.3.1 Sedimenttransport

Die Modellierung des Sedimenttransports während der Entleerung basiert auf der Lösung der in *RISMO* implementierten Stofftransportgleichung in ihrer tiefengemittelten

Form (Gl. 7.18, MALCHEREK, 2003). Damit wird die zeitliche Änderung der lokalen, tiefengemittelten Sedimentkonzentration C [g/l] als Funktion des advektiven (2. Term in Gl. 7.18) und des dispersiven (3. Term in Gl. 7.18) Transports beschrieben. Weiterhin werden mit ϕ Quellen und Senken berücksichtigt. Die Diskretisierung der Gleichung in finite Elemente (räumlich) bzw. finite Differenzen (zeitlich) entspricht dem in *RISMO* verwendeten Konzept für die Strömungsgleichungen (ACKERMANN, 1994).

$$\frac{\partial C}{\partial t} + v_i \frac{\partial C}{\partial x_i} - \frac{1}{h} \frac{\partial}{\partial x_i} \left(h \cdot E_{ij} \cdot \frac{\partial C}{\partial x_j} \right) = \frac{\phi}{h} \quad (7.18)$$

$$E_{i,t} = e_{i,t} \cdot u_\tau \cdot h \quad (7.19)$$

Der Dispersionskoeffizient E [m²/s] charakterisiert die turbulente Vermischung und wird nach ELDER (1959) aus Wassertiefe und Sohlschubspannungsgeschwindigkeit berechnet (Gl. 7.19). Der dimensionslose Dispersionskoeffizient e unterscheidet sich um den Faktor $e_l / e_t \approx 25$ longitudinal und transversal zur Strömungsrichtung und kann je nach Charakteristik der Strömung um mehrere Größenordnungen schwanken (HÖTTGES, 1992). Wie Vergleichsrechnungen zeigen, sind die Auswirkungen einer Variation des dimensionslosen Dispersionskoeffizienten auf die Änderung der Konzentration in Abhängigkeit von Ort und Zeit im vorliegenden Fall vernachlässigbar, da der Transportvorgang hier maßgeblich durch Advektions- und Quellterm geprägt ist. Die molekulare Diffusion, die sich nach WINTERWERP (1999) aus dem Partikeldurchmesser der Sedimente abschätzen lässt, ist gegenüber der Dispersion ebenfalls vernachlässigbar.

7.3.2 Erosion und Ablagerung

Der Quell- bzw. Senkenterm ϕ in der Stofftransportgleichung 7.18 beschreibt den Massenfluss an der Grenzfläche zwischen Gewässersohle und Wasserkörper, also die Zunahme der Sedimentmasse in der Wassersäule infolge Erosion bzw. deren Abnahme durch Ablagerung. ϕ [kg/(m²s)] setzt sich demnach zusammen aus den Massenflüssen aus Erosion ϕ_e und Ablagerung ϕ_d :

$$\phi = \phi_e - \phi_d \quad (7.20)$$

Der Massenfluss infolge Erosion entspricht der Erosionsrate ε und wird in den folgenden Variantenrechnungen (Kap. 7.5 und 7.6) mit den in den vorhergehenden Kapiteln

diskutierten Erosionsmodellen nach *Partheniades, Parchure & Mehta, Sanford & Maa* und mit dem neuen Modell berechnet (vgl. Tab. 4.3).

Für die Berechnung des Massenflusses infolge Ablagerung wird der bekannte Ansatz nach KRONE (1962) verwendet:

$$\phi_d = \begin{cases} w_s \cdot C_s \cdot \left(1 - \frac{\tau_b}{\tau_{cd}}\right) & \text{für } \tau_b \leq \tau_{cd} \\ 0 & \text{für } \tau_b > \tau_{cd} \end{cases} \quad (7.21)$$

In Gl. 7.21 ist w_s [m/s] die Sinkgeschwindigkeit der Sedimentpartikel, C_s [g/l] die sohl- nahe Sedimentkonzentration und τ_{cd} [N/m²] die kritische Sohlschubspannung für Depo- sition. Die Ablagerung von Sediment findet nur bei Sohlschubspannungen $\tau_b < \tau_{cd}$ statt, wobei die Intensität der Ablagerung mit abnehmender Sohlschubspannung linear an- steigt. Erst im ruhenden Gewässer, bei $\tau_b = 0$, ist die durch das Aufwirbeln sohnaher Sedimentpartikel in der Scherschicht an der Gewässersohle reduzierte Ablagerung (vgl. Kap. 3.2) nur noch von Sedimentkonzentration und Sinkgeschwindigkeit abhängig. Sinkgeschwindigkeit und kritische Sohlschubspannung für Deposition unterliegen in Abhängigkeit von den Eigenschaften von Sediment, Wasser und Strömung starken Schwankungen (vgl. Kap. 3.1 und 3.2) und können daher nicht allgemeingültig quanti- fiziert werden. Auf Grundlage von Laborexperimenten mit Sediment und Wasser aus dem Staubecken Heimbach bei variierenden Strömungsbedingungen (SCHWEIM et al., 2001) werden im Folgenden $w_s = 0.01$ mm/s und $\tau_{cd} = 0.615$ N/m² verwendet.

Bei der Anwendung von Gl. 7.21 ist zu beachten, dass die Sedimentkonzentration C nur als tiefengemittelte Größe berechnet wird, ϕ_d jedoch von der sohnahen Konzentration C_s abhängt. Da der vertikale Gradient der Sedimentkonzentration im tiefengemittelten Modell nicht bekannt ist, muss der Zusammenhang zwischen C und C_s vorab abge- schätzt werden. In der Realität führt Sedimentation, also das Absinken von Sediment in der Wassersäule zu einer Reduzierung der Sedimentkonzentration an der Wasserober- fläche und ihrer Erhöhung an der Gewässersohle. Damit lässt sich schreiben:

$$\frac{C_s}{C} = \gamma > 1 \quad (7.22)$$

Nach MALCHEREK (2003) kann der Faktor γ als Funktion von Sinkgeschwindigkeit und Schubspannungsgeschwindigkeit abgeschätzt werden. Mit der o.g. Sinkgeschwin- digkeit und $\tau_b < \tau_{cd}$ ergeben sich Werte für γ sehr nahe 1. Demnach ist unter den bei der Entleerung des Staubeckens Heimbach vorliegenden Randbedingungen nicht mit der

Ausbildung eines relevanten Gradienten im vertikalen Konzentrationsprofil in der Wassersäule zu rechnen. Dennoch durchgeführte Vergleichsrechnungen mit Werten für γ bis 2 zeigen zudem eine vernachlässigbare Sensitivität der Sedimentkonzentration am Auslauf des Staubeckens auf γ , die sich auf die geringe Sinkgeschwindigkeit und die kurze Zeit der Durchströmung des potenziellen Sedimentationsbereiches bei der Entleerung zurückführen lassen. In den folgenden Variantenrechnungen (Kap. 7.5 und 7.6) wird daher der Faktor $\gamma = 1$ verwendet.

7.3.3 Sohlmodell

Das bisher dargestellte Modell beschreibt die Strömungs- und Transportvorgänge in der Wassersäule und den Massenaustausch mit der Gewässersohle. Es wird vervollständigt durch ein Sohlmodell zur Beschreibung von Zustand und Veränderung der Sedimente an der Gewässersohle. Der Aufbau der Sedimentablagerung wird in der Struktur der in Kap. 7.2 vorgestellten Diskretisierung der Gewässertopografie in finite Elemente abgebildet. Dabei wird jedem Element eine beliebige Anzahl an Sedimentschichten zugewiesen. Die Parameter des Sediments werden an den Grenzen der Schichten definiert. Mit der Festlegung von Anzahl und Dicke der Schichten und linearer Interpolation innerhalb jeder Schicht lässt sich der Aufbau der Sohle somit in jeder gewünschten Auflösung nachbilden. In dieser Datenstruktur der Sohle werden neben der Dichte des Sediments und der kritischen Sohlschubspannung für Erosion (s. Kap. 7.4) auch die empirischen Parameter der betrachteten Erosionsmodelle gespeichert (s. Kap. 7.5 und 7.6). Somit lassen sich im Verlauf der Simulation die in den Erosionsmodellen benötigten Parameter an jedem Punkt des Modellgebietes in Abhängigkeit von der zeitlich veränderlichen Höhenlage der Gewässersohle ermitteln. Die Eintiefung der Gewässersohle durch Erosion bzw. ihre Aufhöhung durch Ablagerung wird durch die Bodenevoluti-
onsgleichung beschrieben (MALCHEREK, 2003):

$$(1-n) \frac{\partial z_b}{\partial t} + \frac{\partial q_{s,i}}{\partial x_i} + \frac{\phi}{\rho_s} = 0 \quad (7.23)$$

Die Änderung der Höhenlage der Gewässersohle z_b ergibt sich demnach aus einer Bilanzierung der Flüsse an der Gewässersohle. Allgemein sind dies das parallel zur Sohle mit der Transportrate q_s [$\text{m}^3/\text{m}/\text{s}$] transportierte Geschiebe und die suspendierenden bzw. sich aus der Suspension ablagernden Schwebstoffe ϕ [$\text{kg}/(\text{m}^2\text{s})$]. Die Porosität n [-] beschreibt mit $1-n$ den Anteil an Feststoffen am jeweils transportierten Volumenstrom.

Unter Berücksichtigung der Einteilung des Sedimentflusses ϕ in Erosion und Ablagerung (Gl. 7.20) lässt sich die Bodenevolutionsgleichung wie folgt schreibenⁱ:

$$\frac{\partial z_b}{\partial t} = \frac{\phi_d}{(1-n)\rho_s} - \frac{\phi_e}{\rho(z_b)} \quad (7.24)$$

Dabei ist $(1-n)\rho_s$ entsprechend der bisherigen Notation im Fall der Erosion die Trockendichte des Sediments ρ der erodierenden obersten Sohlschicht. Entsprechend Gl. 7.24 führt die Ablagerung von Sediment zur Entwicklung einer Schicht an der Gewässersohle, deren Dichte von der Porosität abhängt. In der Realität bleibt diese nach der Ablagerung nicht konstant, vielmehr führt der Prozess der Konsolidation (vgl. Kap. 3.2.2) zu einer anfangs sehr schnellen und im Weiteren abklingenden Reduzierung der Porosität n und der Schichtdicke und damit Zunahme der Dichte ρ . Auf die Implementierung eines diesen Prozess beschreibenden Konsolidationsmodells in *RISMO* wird im Rahmen der vorliegenden Arbeit verzichtet, die Erhöhung der Sohlage z_b infolge Ablagerung entsprechend vernachlässigt.

Einen Hinweis auf die Größenordnung des resultierenden Fehlers gibt folgende, überschlägliche Berechnung: Die Erosion feiner Sedimente während der Entleerung des Staubeckens Heimbach führe zu einer Erhöhung der Sedimentkonzentration in der Wassersäule auf 1,0 g/l für die Dauer von 40 hⁱⁱ. Bei der o.g. Sinkgeschwindigkeit von $w_s = 0.01$ mm/s ergibt sich daraus in Sedimentationsbereichen mit $\tau_b = 0$ N/m² eine Masse abgelagerter Sedimente in Höhe von ca. 1,44 kg/m² (Gl. 7.21). Nun sei die Porosität der frisch abgelagerten Sedimentschicht $n = 98$ %, dies entspricht einer Dichte der Schicht von rd. 50 g/l. Daraus resultiert eine Dicke der Schicht abgelagerter Sedimente vor Einsetzen des vernachlässigten Konsolidationsprozesses von akzeptablen ca. 30 mm (Gl. 7.24), die sich durch Konsolidation schnell noch weiter verringert. In anderen als dem hier untersuchten Fall kann diese Vereinfachung unter Umständen nicht zulässig sein, wenn größere Schichtdicken abgelagerter Sedimente zu erwarten sind. Mögliche Formulierungen des dann erforderlichen Konsolidationsmodells zur Modellierung der Veränderung von Porosität und Dichte und damit der Schichtdicke zeigen z.B. GOVINDARAJU et al. (1997) oder TOORMAN (1996, 1999).

ⁱ Für den hier betrachteten Fall des Transports von Feinsedimenten während der Entleerung des Staubeckens Heimbach wird der Geschiebetransport vernachlässigt

ⁱⁱ Die Zahlen dieses Rechenbeispiels entsprechen in etwa den während der Entleerung gemessenen Werten (vgl. Kap. 7.5)

7.4 Erkundung der Sedimentablagerungen

7.4.1 Durchführung einer Messkampagne

Wie in den bisherigen Ausführungen gezeigt, unterliegen die Erosionseigenschaften feiner Sedimente vielfältigen Einflüssen (Kap. 3), deren Auftreten in den unterschiedlichsten Kombinationen zu einer großen Bandbreite der charakteristischen physikalischen und empirischen Parameter führt (Kap. 6.2). Zur Quantifizierung der Erosionseigenschaften feiner Sedimente in ihrer natürlichen Umgebung ist daher unbedingt eine fallspezifische Untersuchung erforderlich. Im Staubecken Heimbach wird also unmittelbar vor der Entleerung bei der konstanten Wasserspiegellage von 211,20 mNN eine Messkampagne durchgeführt, die eine detaillierte Kenntnis der Sedimentablagerungen erbringen und die Quantifizierung der Sedimentparameter ermöglichen soll. Dabei werden Sedimentkerne zur Charakterisierung der Sedimente und Messung ihrer Dichte in natürlicher Lagerung entnommen. Weiterhin werden in-situ-Erosionsversuche zur Ermittlung der kritischen Sohlschubspannung für Erosion durchgeführt.

Abb. 7.6 zeigt die Lage der Messpunkte im Staubecken. Diese sind auf 6 Querprofilen so angeordnet, dass sie den Bereich des Staubeckens, in dem Ablagerungen feiner Sedimente anzutreffen sind (vgl. Abb. 7.2), gleichmäßig abdecken. Die Positionierung des verwendeten Messboots an den Messpunkten während der Messkampagne erfolgt mit Hilfe von über die Querprofile gespannten Stahlseilen, an denen im Abstand von 1 m Längenmarkierungen befestigt sind. Die Messpunkte werden entsprechend der lokalen Längenkoordinate x_1 (in Fließrichtung von rechts nach links mit Nullpunkt am rechten Ufer) am Querprofil i in der Form Q_{Pi-x_1} benannt (Tab. 7.4). Die Querprofile und damit die Messpunkte werden mit DGPSⁱ in das Gauss-Krüger-Koordinatensystem eingemessen.

Sedimentkerne an den Messpunkten werden mit einem am Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der RWTH Aachen eigens für diese Messkampagne konstruierten Kernstecher entnommen. Dabei handelt es sich um einen Zylinder mit einem Innendurchmesser von 10 cm, der an einem in der Länge variablen Gestänge vom Messboot aus in das Sediment eingestochen wird. Ein Rückschlagventil am oberen Ende des Zylinders stellt sicher, dass der Sedimentkern beim Ziehen aus dem Sediment im Zylinder verbleibt. Nach Entnahme aus der Sohle wird der Zylinder mit einem Seilzugsystem am unteren Ende verschlossen, so dass der Sedimentkern in das Messboot geborgen werden

ⁱ Differential Global Positioning System.

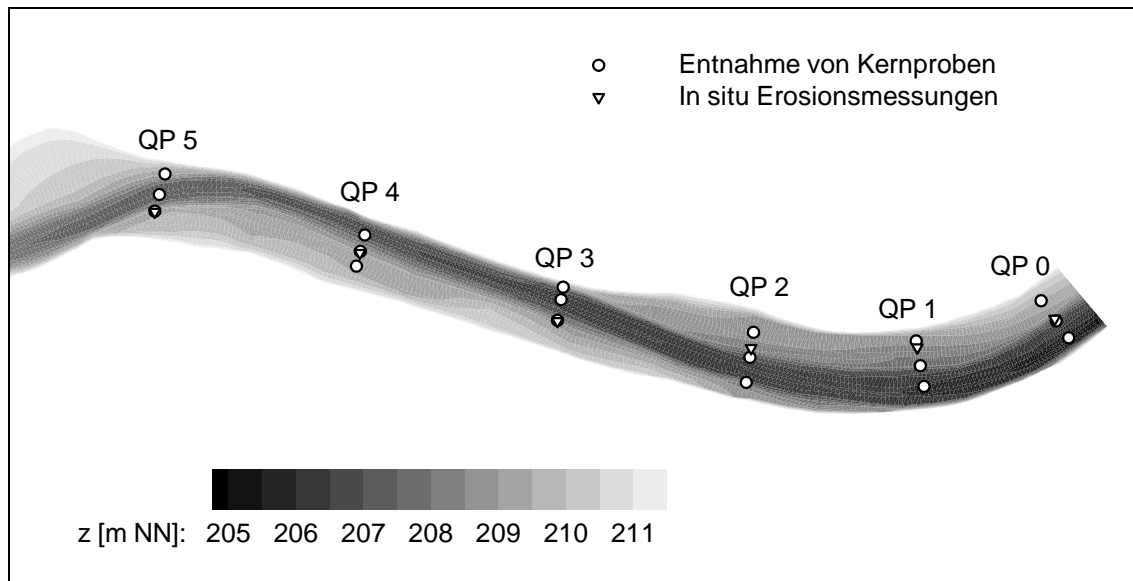


Abb. 7.6: Lage der Messpunkte zur Entnahme von Kernproben und Durchführung von in-situ-Erosionsmessungen auf Querprofilen (QP) im Staubecken Heimbach

kann. Am Ufer wird das vertikale Dichteprofil jedes Sedimentkerns mit dem bereits in Kap. 5.2 beschriebenen *UHCM* gemessen. Die mit den Kernen gewonnenen Sedimentproben werden weiterhin zur bodenmechanischen Charakterisierung der Sedimente verwendet.

Zur Durchführung von in-situ-Erosionsversuchen wird das bereits in Kap. 6.3 beschriebene *EROSIMESS* verwendet. Das Gerät wird dabei von einem am Messboot befestigten Kragarm auf die Gewässersohle abgesenkt. Versuchssteuerung und Messwerterfassung während der mehrstündigen Versuche erfolgen von dem Messboot aus mit einem Notebook, die Stromversorgung (220 V) mit einem ebenfalls auf dem Messboot mitgeführten Generator. Die Auswahl der Messpunkte für die in-situ-Erosionsversuche ist durch die Wassertiefe eingeschränkt; aufgrund der begrenzten Dichtigkeit des Motorgehäuses des *EROSIMESS* ist die Durchführung der Versuche an den tiefsten Punkten der jeweiligen Messprofile im alten Rurlauf nicht möglich.

Tab. 7.4: Lokale Koordinaten x_i [m] der Messpunkte auf den Querprofilen (QP) im Staubecken Heimbach

	QP0	QP1	QP2	QP3	QP4	QP5
Entnahme von Kernproben	15, 40, 70	25, 50, 80	25, 55, 85	35, 60, 75	32, 50, 70	25, 45, 70
In-situ-Erosionsmessungen	43	72	66	34	48	24

Alternative und weiterführende Methoden zur Erkundung von Sedimentablagerungen in Gewässern sind in DVWK (1999) dargestellt. Insbesondere die in zwei der untersuchten Erosionsmodellen benötigte Information zur tiefenprofilierten Dichte der Sedimentablagerungen lässt sich flächendeckend und fein aufgelöst mit dem *DSL*P-Verfahren (*Detection of Sediment Layers and Properties*) bestimmen. Dieses Verfahren beruht auf der numerischen Signalanalyse der akustischen Wechselwirkung zwischen den von einem speziellen Multifrequenz-Echolotsystem erzeugten Schallwellen und dem Sediment-Wasser-Gemisch und erlaubt neben der Detektion der Grenzflächen von Suspensions- und Sedimentschichtungen auch die Messung des vertikalen Dichteprofiles in Sedimentschichtungen mit nicht signifikanten Dichteunterschieden (EDEN et al., 1999). Im Rahmen der Messkampagne am Staubecken Heimbach wird das *DSL*P-Verfahren getestet und kann auf Grundlage der überwiegend guten Übereinstimmung mit direkten Dichtemessungen an Kernproben zur berührungslosen Bestimmung der Dichteprofile von Sedimentablagerungen in situ empfohlen werden.

7.4.2 Charakterisierung der Sedimente

Zur bodenmechanischen Charakterisierung der Sedimentablagerungen werden aus 8 der entnommenen Sedimentkerne Mischproben entnommen, die dankenswerter Weise durch das Institut für Geotechnik im Bauwesen der RWTH Aachen hinsichtlich ihrer Korngrößenverteilung und ihres organischen Anteils untersucht werden. Eine schichtenspezifische Entnahme der Sedimentproben aus den Kernen ist mit der verwendeten Beprobungstechnik nicht möglich. Die in kombinierten Sieb- und Schlämmanalysen ermittelten Korngrößenverteilungen der Sedimentproben sind in Abb. 7.7 dargestellt. Auf eine grafische Unterscheidung der einzelnen Proben wird hier aus Gründen der Übersichtlichkeit verzichtet.

Nach der Korngrößenverteilung handelt es sich im Mittel um schwach tonigen Schluff mit unterschiedlichen feinsandigen Anteilen, der also entsprechend der Ausführungen in Kap. 3.1 der Gruppe der feinkörnigen, bindigen Böden zuzuordnen ist. Dies entspricht der Charakterisierung der Sedimentablagerungen im Staubecken Heimbach durch SPORK (1997), der weiterhin die mineralogische Zusammensetzung der Tonfraktion der Sedimente angibt: Diese besteht zu etwa gleichen Teilen aus den Tonmineralen Illit und Chlorit und weiter aus Kaolinit (vgl. Anhang B).

Für eine einzige Probe trifft die beschriebene Charakterisierung der Sedimente im Staubecken Heimbach nicht zu: Bei dem am Messpunkt QP0-15 vorgefundenen Sediment handelt es sich um Sand, dem anhand der Korngrößenverteilung keine kohäsiven Eigenschaften zu attestieren sind. Dies wird auf die Lage des Messpunktes unmittelbar

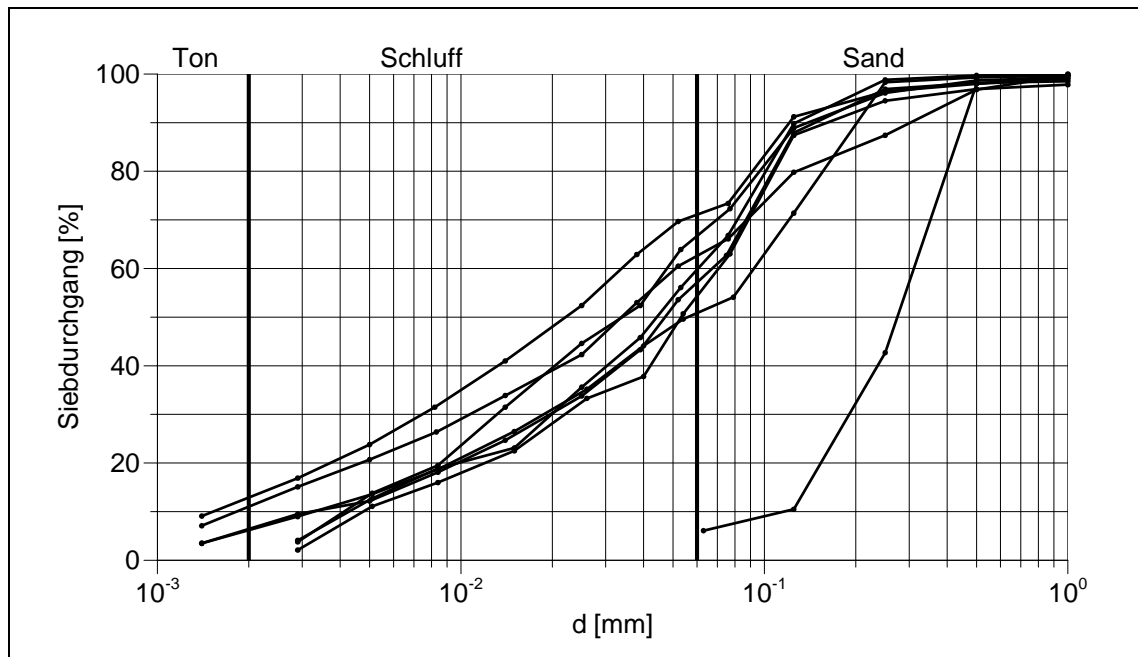


Abb. 7.7: Korngrößenverteilung von 8 Sedimentproben aus dem Staubecken Heimbach (QP0-15, QP1-25, QP1-50, QP2-25, QP2-55, QP2-85, QP3-35, QP5-70)

vor Grundablass bzw. Turbineneinlauf zurückgeführt, wo aufgrund der Wasserabgabe ins Unterwasser im normalen Betriebsfall des Staubeckens erhöhte Strömungsgeschwindigkeiten zu verzeichnen sind und somit schwerlich Sedimentations- und Ablagerungsprozesse stattfinden.

Neben der Korngrößenverteilung wird der organische Anteil der Sedimentproben durch Messung des Glühverlustes bei 550°C bestimmt. Dieser beträgt im Mittel der 8 untersuchten Proben 7,0 %, bei einem Minimum von 2,7 % (QP0-15) und einem Maximum von 10,8 % (QP2-25). Die tiefenabhängige Veränderung der Charakteristik der Sedimentablagerungen lässt sich anhand der vorgenannten bodenmechanischen Kenngrößen nicht nachweisen. Die visuelle Begutachtung der Sedimentkerne, die durch die Ausführung des Kernstechers in Plexiglas ermöglicht wird, vermittelt jedoch einen Eindruck des Aufbaus der Ablagerungen. Dabei lässt sich anhand der Färbung der Sedimente ebenso wie an ihrer Struktur eine Einteilung in drei Schichten vornehmen, die teils deutlich voneinander abgesetzt sind und teilweise weniger deutlich hervortreten bzw. ineinander übergehen:

- Am oberen Ende der Sedimentkerne, also unmittelbar an der Gewässersohle befindet sich bei allen Proben eine stark organisch geprägte Schicht, in der feinste Sedimentpartikel gemischt mit im Zerfall befindlichen Pflanzenresten eine lockere, organisch-mineralische Sohlauflage bilden. Die Mächtigkeit dieser Schicht beträgt im Mittel

1,6 cm (0,5-3,0 cm). Nur im linken Bereich des Querprofils QP0, in dem aufgrund des rechtsseitigen Abflusses aus dem Staubecken nahezu keine Strömungsgeschwindigkeiten auftreten, erreicht diese Schicht eine größere Mächtigkeit (9,5 cm).

- Unterhalb der organischen Auflage ist eine helle, deutlich mineralisch geprägte Schicht sehr feiner Sedimente zu identifizieren, deren Mächtigkeit stark streut (5,0-27,0 cm, im Mittel 11,1 cm). Allein in dem rechtsseitig vor dem Absperrbauwerk entnommenen Sedimentkern (QP0-15) fehlt diese Schicht, hier liegt übereinstimmend mit den Ergebnissen der Korngrößenanalyse direkt unterhalb der organischen Auflage eine gleichmäßige, sandige Probe vor.
- Am unteren Ende weist etwa ein Drittel der Sedimentkerne eine dunkle, mineralische Schicht mit einer mittleren Mächtigkeit von 12,8 cm (10,0 – 15,0 cm) auf. Die unterschiedliche Färbung im Vergleich zur darüber liegenden Schicht ist nach PROCHNOW (2004) weniger auf Unterschiede in der Korngrößenverteilung als eher auf das unterschiedliche Alter der Ablagerungen und damit den Status der Abbauprozesse der organischen Sedimentfraktionen zurückzuführen.

Die Mächtigkeit der entnommenen Sedimentkerne über alle Schichten beträgt im Mittel 16,2 cm, schwankt jedoch stark (5,0-28,0 cm). Im Allgemeinen erlaubt dies keine Rückschlüsse auf die Mächtigkeit der Sedimentablagerungen im Staubeckenⁱ. Nur in drei Kernen (QP1-25, QP1-50, QP2-55 mit Mächtigkeiten von 17,0, 24,0 und 25,0 cm) gibt der Fund von Wurzelresten am unteren Ende der Kernprobe Anlass zu der Vermutung, dass die Kerne die gesamte Sedimentablagerung bis zur ursprünglichen Sohllage vor Inbetriebnahme des Staubeckens repräsentieren. Weiterhin deutet die geringe Mächtigkeit einiger Sedimentkerne (z.B. QP4-50, QP4-70 mit 6,0 bzw. 5,0 cm) darauf hin, dass die maximale Einstechtiefe des Kernstechers hier durch die große Festigkeit des erreichten Untergrundes begrenzt und mithin die ursprüngliche Sohllage des Staubeckens erreicht ist. Dies trifft insbesondere auf den Messpunkt im Bereich des ehemaligen Rurlaufs in Querprofil 5 (QP5-45) zu, wo eine Kernentnahme zur tiefenprofilierenden Vermessung nicht möglich ist und die gefundene Probe auf eine dünne, organisch-mineralische Auflageschicht auf steinigem Untergrund schließen lässt. Diese Beobachtung bestätigt die bereits in Kap. 7.2 hinsichtlich der Rauheit der Sohle festgelegte Aufteilung des Staubeckens in Bereiche groben und feinen Sediments, deren Übergang etwas oberhalb des Querprofils 5 liegt. Auffällig ist weiterhin eine im Rahmen der Bestimmung des Glühverlustes aufgrund der Analyse von Mischproben nicht nachweisba-

ⁱ Hinsichtlich der Modellierung des Sohlaufbaus (s. Kap. 7.3.3 und Gl. 7.24) ist dies unproblematisch, da die zu erwartenden Erosionstiefen gering sind und die Mächtigkeit der durch Entnahme und Vermessung der Kernproben analysierten oberen Schicht der Sedimentablagerung nicht überschritten werden

re, aber visuell beobachtete Algenmatte, die die Sedimentablagerung auf der rechten Seite des Querprofils 5 (QP5-25) bedeckt.

Im Rahmen der beschriebenen Erkundung der Sedimentablagerungen im Staubecken Heimbach sind für die untersuchten Kenngrößen (Korngrößenverteilung, Glühverlust, Schichtung, Mächtigkeit) hinsichtlich einer räumlich systematischen Veränderung keine eindeutigen Trends auszumachen. Dies gilt sowohl für die Entwicklung der Sedimentablagerungen in Fließrichtung wie auch im Vergleich der Ablagerungen in der Struktur der Beckentopografie im Querschnitt (ehemaliger Rurlauf und Vorland). Diese Feststellung trifft ebenso auf die vertikale Veränderung der Dichte der Sedimentablagerungen zu, die sich in der Gesamtheit der vermessenen Sedimentkerne sehr heterogen darstellt und die keine deutliche Korrelation mit den identifizierten Schichten aufweist (Abb. 7.8).

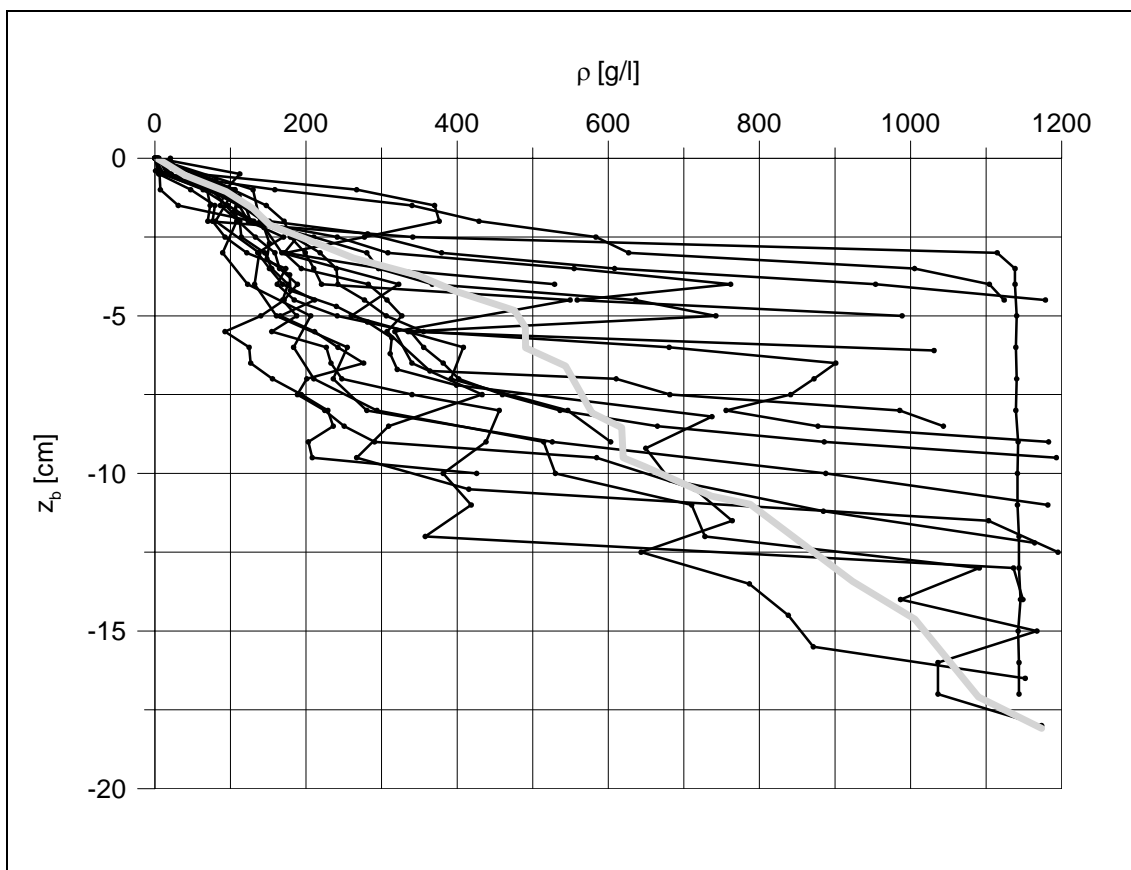


Abb. 7.8: Vertikale Dichteprofile der 17 vermessenen Sedimentkerne aus dem Staubecken Heimbach. Punkte markieren gemessene Dichten, zwischen den Messpunkten wird linear interpoliert (Linien). Die dicke, graue Linie ist das über alle Messpunkte gemittelte vertikale Profil der Dichte. Auf eine grafische Unterscheidung der einzelnen Proben wird hier aus Gründen der Übersichtlichkeit verzichtet

7.4.3 Erosionseigenschaften der Sedimentablagerungen

Die Durchführung der sechs in-situ-Erosionsversuche zur Quantifizierung der Erosionseigenschaften der Sedimentablagerungen im Staubecken Heimbach beschreibt PIETZSCH (2001). Der Verlauf der bei stufenweise steigender Sohlschubspannung bis zu rd. $4,5 \text{ N/m}^2$ infolge Erosion ansteigenden Konzentration in der Erosionskammer ist in Abb. 7.9 beispielhaft für den an Querprofil 1 durchgeführten Versuch dargestellt. Auffällig sind die starken Schwankungen der gemessenen Konzentration, die auf die Beschaffenheit der erodierenden, organisch geprägten Auflageschicht der Sohle zurückgeführt werden: Erosion erfolgt durch Aufbrechen der schwächsten Bindung dieser grobporigen Schicht, wodurch große Aggregate von der Sohle gelöst werden. Aufgrund der Eigenschaften dieser Aggregate (hoher organischer Anteil, kaum kohäsionslose Sedimentpartikel) kommt es zudem zu ausgeprägter Flockenbildung innerhalb der Erosionskammer. Die Schwankungen der Konzentration der Suspension, die im Messvolumen des Trübungsmessgeräts erfasst werden, spiegeln diese durch die auftretenden „Makroflocken“ verursachte Inhomogenität der Suspension wieder.

Die Auswertung der durchgeführten in-situ-Erosionsversuche wird neben den Konzentrationsschwankungen weiterhin dadurch erschwert, dass eine vollständige, strömungsinduzierte vertikale Vermischung innerhalb der Erosionskammer nicht mit Sicherheit gewährleistet werden kann. Ein Anzeichen hierfür ist der Abfall der gemessenen Kon-

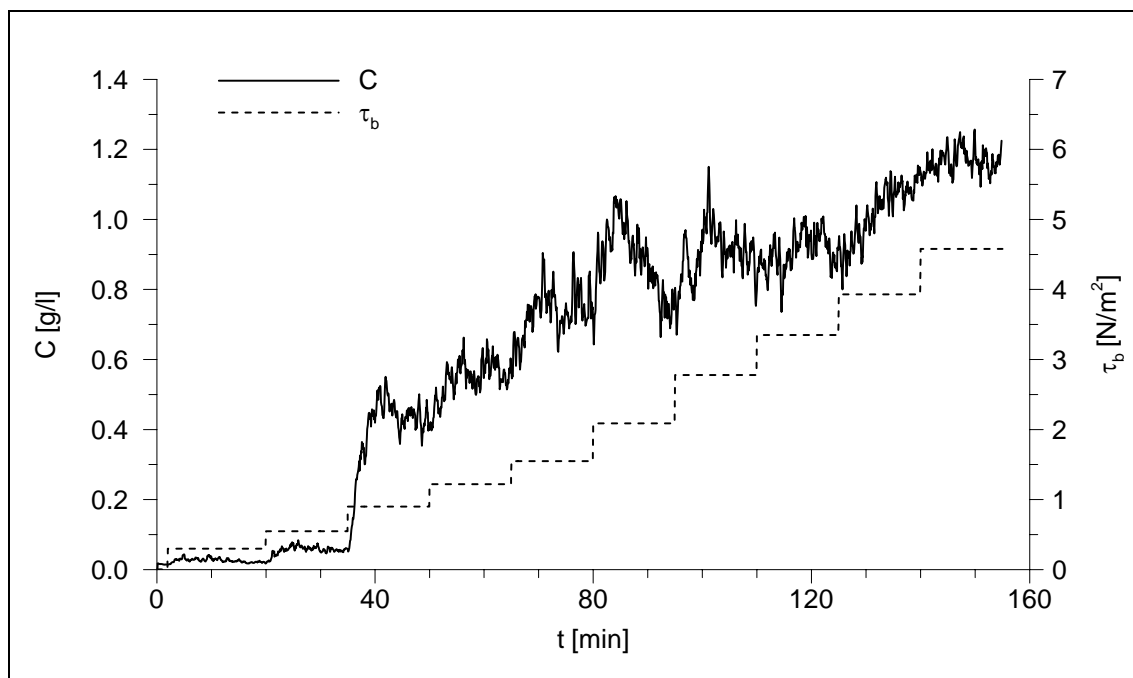


Abb. 7.9: Während des in-situ-Erosionsversuchs am Messpunkt QP1-72 gemessene Konzentration in der Erosionskammer

zentrationen zum Ende der Sohlschubspannungsstufen (vgl. Abb. 7.9). Die Aussagekraft der gemessenen Konzentration hinsichtlich einer der Auswertung zugrunde liegenden Bilanzierung der insgesamt erodierten Sedimentmasse ist daher mit einer Unsicherheit behaftet. Weiterhin muss der vollständigen Auswertung gemäß der untersuchten Erosionsmodelle die Ermittlung eines vertikalen Profils des Erosionswiderstands vorausgehen ($\tau_{ce}(z)$, vgl. Kap. 5.3), wofür die oben dargestellten, vertikalen Profile der Dichte der Sedimentablagerungen benötigt werden. Die Auflösung der Messung dieser Dichteprofile ($\Delta z = 5$ bis 10 mm) entspricht jedoch gerade der unter Nutzung dieser Messung ermittelten maximalen Erosionstiefen während der in-situ-Erosionsversuche (bis ca. 10 mm), reicht also für eine Auswertung in feinerer Auflösung nicht aus. Zudem sind die für eine Zuordnung der vorhandenen Sohlschubspannungen in das Profil des Erosionswiderstands benötigten Erosionstiefen nicht bestimmbar, die aus konstanten Konzentrationen am Ende jeder Sohlschubspannungsstufe ermittelt werden (vgl. Kap. 5.3).

Aus den genannten Gründen wird auf die Auswertung der durchgeführten in-situ-Erosionsversuche hinsichtlich der empirischen Parameter der untersuchten Erosionsmodelle gemäß der in Kap. 4 beschriebenen und in Kap. 5 angewandten Theorien zur Erosion verzichtet. Der Erosionswiderstand der Sedimentoberfläche ($\tau_{crit} = \tau_{ce}(z_b = 0)$, die kritische Sohlschubspannung für den Bewegungsbeginn) lässt sich aus den Versuchen indes ermitteln. Dafür wird zunächst diejenige Phase konstanter Sohlschubspannungen jedes Versuchs identifiziert, in der erstmals ein signifikanter Anstieg der in der Erosionskammer gemessenen Konzentration zu beobachten ist. $\tau_{ce}(z_b = 0)$ berechnet sich dann als Mittelwert der Sohlschubspannung dieser Phase (überkritisch) und der vorhergehenden Phase (unterkritisch). Die so ermittelten kritischen Sohlschubspannungen der Sedimentoberfläche an den sechs Messpunkten schwanken zwischen 0,15 und 1,06 N/m². Der höchste Wert wird an der Messstelle QP5-24 erreicht, an der anhand der zugehörigen Kernprobe eine Algenmatte identifiziert wurde. Hier ist die kritische Sohlschubspannung offensichtlich durch biogene Stabilisierung erhöht, der Biofilm schützt das darunter liegende Sediment vor dem Angriff der Strömungskräfte. Eine ähnliche hohe kritische Sohlschubspannung für Erosion (1,03 N/m²) wird an der Messstelle QP4-48 erreicht. Weitere Korrelationen der kritischen Sohlschubspannung mit gemessenen Sedimentparametern (Korngrößenverteilung, Glühverlust, Dichte) oder gemachten Beobachtungen lassen sich nicht konstatieren.

7.5 Modellierung des Erosionsereignisses

Die Modellierung der Erosion feiner Sedimente während der Entleerung des Staubeckens Heimbach erfolgt mit dem beschriebenen Strömungssimulations- (Kap. 7.2) und

Sedimenttransportmodell (Kap. 7.3). Auf die Berücksichtigung der Rückkopplung von Erosionserscheinungen während der Entleerung auf die Strömung – prinzipiell führen Erosion und Ablagerung zur Veränderung der Sohltopografie und damit zur Beeinflussung der Strömungsvorgänge – wird jedoch bewusst verzichtet. Dies geschieht unter der Annahme vernachlässigbarer Auswirkungen dieser Vorgehensweise auf die Ergebnisse, da die erwarteten Erosionstiefen gering sind und die Strömungsverhältnisse sich daher nicht signifikant verändern.

Die Entkopplung von Strömungs- und Sedimenttransportsimulation, bei der das für jeden Zeitschritt der Simulation vorberechnete Strömungsfeld als Eingangsgröße zur Lösung der Stofftransportgleichung 7.18 eingelesen wird (WEDERSHOVEN, 2002b), bringt jedoch folgenden Vorteil: Während die Modellierung der instationären Strömungsvorgänge während der Entleerung ausgesprochen rechenzeitintensiv ist, beansprucht die Lösung der Stofftransportgleichung nur geringe Rechnerressourcen. Die von der aufwendigen Strömungssimulation entkoppelte Berechnung der Erosionserscheinungen während der Entleerung lässt sich somit in vielfachen Wiederholungen durchführen. Dies ermöglicht eine Variation der unsicheren, jedoch hinsichtlich der prognostizierten Erosion relevanten Sediment- und Modellparameter im Sinne einer Sensitivitätsanalyse (s. Kap. 7.6).

Die Festlegung der für die Modellierung benötigten Parameter erfolgt in zwei, das Staubecken räumlich unterschiedlich auflösenden Varianten. Zunächst werden für den gesamten Bereich des Staubeckens, in dem Ablagerungen feiner Sedimente vorhanden sindⁱ, räumlich konstante Sediment- und Modellparameter vorgegeben (Simulationsvariante A). Für das Sediment ist dies zunächst die in der Erkundung quantifizierte mittlere Dichte (vgl. Abb. 7.8). Der tiefenvariable Erosionswiderstand $\tau_{ce}(z_b)$ wird mangels auswertbarer Ergebnisse aus der Messkampagne am Staubecken als Funktion der Dichte berechnet (vgl. Kap. 6.2.2). Als Parameter der Gl. 6.1 werden die aus der Messung mit Sediment aus dem Staubecken Heimbach im Kreisgerinne ermittelten Werte $a = 1,49 \cdot 10^{-3}$ und $b = 1,17$ verwendet (vgl. Tab. 6.4). Da es sich bei der im Kreisgerinne untersuchten Sedimentablagerung um eine im Vergleich mit dem natürlichen Sohlaufbau im Staubecken veränderte Ablagerung mit nur dreitägiger Konsolidationszeit handelt, besteht hier eine erhebliche Unsicherheit. So ist die maximale, in situ gemessene Dichte (ca. 1200 g/l) um den Faktor 7,5 größer als die bei der Ermittlung von a und b im Kreisgerinne gemessene Dichte (ca. 160 g/l). Diese Extrapolation der Funktion $\tau_{ce} = f(\rho)$ resultiert in einem Erosionswiderstand von $5,9 \text{ N/m}^2$ bei der maximalen Dichte in situ. Im Vergleich mit Werten des Erosionswiderstands, die KERN et al. (1999) an

ⁱ Der Bereich mit der Sohlrauheit von $k_s = 0,6 \text{ mm}$, vgl. Abb. 7.2

feinen Sedimenten aus dem Neckar in natürlicher Lagerung ermitteln (bis 8 N/m^2) ist dieser Maximalwert aber zumindest plausibel. Das erhaltene Profil des Erosionswiderstands wird mit einem über die Tiefe konstanten Versatz $\Delta\tau_{ce}$ so verschoben, dass der Erosionswiderstand bei $z_b = 0$ der aus der Erkundung (s. Kap. 7.4) resultierenden mittleren kritischen Sohlschubspannung für den Erosionsbeginn der Sedimentoberfläche ($0,64 \text{ N/m}^2$) entspricht. Die in der Simulationsvariante A verwendeten Profile von Dichte und Erosionswiderstand sind in Abb. 7.10 dargestellt.

Im zweiten Schritt werden die Profile von Dichte und Erosionswiderstand entsprechend der Erkenntnisse der Erkundung der Sedimentablagerungen im Staubecken Heimbach räumlich differenziert vorgegeben (Simulationsvariante B). Die Differenzierung erfolgt in 12 den Entnahmepunkten der Sedimentkerne zugeordneten Bereichen (Abb. 7.11). Ähnliche, in der Messung erhaltene Profile der Dichte werden dabei zusammengefasst. Eine solche Zusammenfassung erfolgt in den Bereichen 4 (QP2-25 und QP 2-55), 5 (QP3-60 und QP3-75), 6 (QP4-50 und QP4-70) und 9 (QP 0-40, QP1-50, QP1-80 und QP2-85). Für jeden Bereich werden entsprechend der Vorgehensweise in Simulationsvariante A tiefenvariable Profile des Erosionswiderstandes aus denjenigen der Dichte berechnet. Die Verschiebung dieser Profile um $\Delta\tau_{ce}$ erfolgt derart, dass der Erosionswiderstand der Sedimentoberfläche in den Bereichen 11 und 12, in denen aufgrund der Erosionsversuche biogene Stabilisierung konstatiert wurde, $1,05 \text{ N/m}^2$ entspricht. Allen anderen Bereichen wird bei $z_b = 0$ die mittlere kritische Sohlschubspannung der Sohl-oberfläche aus den übrigen Erosionsversuchen zugeordnet ($0,44 \text{ N/m}^2$).

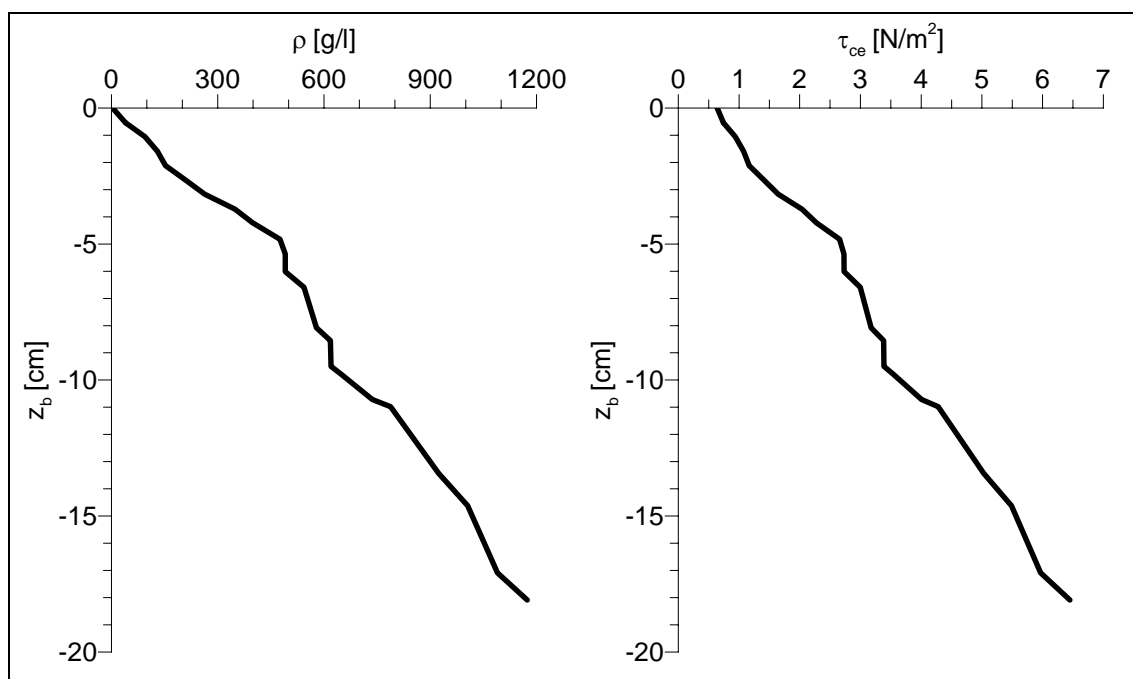


Abb. 7.10: Räumlich konstante Profile von Dichte und Erosionswiderstand in der Simulationsvariante A

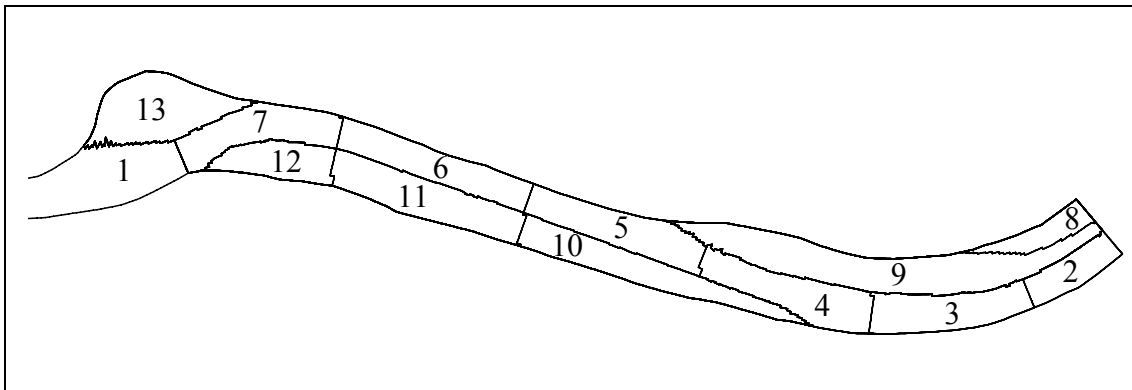


Abb. 7.11: Festlegung und Nummerierung der Bereiche der Differenzierung der Profile von Dichte und Erosionswiderstand in der Simulationsvariante B. Bereich 1 ist der Teil des Staubeckens ohne Ablagerungen feiner Sedimente

Die Parameter der in der Fallstudie untersuchten Erosionsmodelle (M nach *Partheniades*, ε_f und α nach *Parchure & Mehta*, β nach *Sanford & Maa* und m des neuen Modells, vgl. Tab. 4.3) werden mangels auswertbarer Ergebnisse aus der Messkampagne am Staubecken entsprechend der im Kreisgerinne mit Sediment aus dem Staubecken Heimbach durchgeführten Laborversuche festgelegt (Tab. 6.1). Damit ist die Vergleichbarkeit der unter Nutzung der unterschiedlichen Modelle prognostizierten Erosionsvorgänge sichergestellt, da die Modellparameter bei gleichbleibender Methode aus identischen Versuchsergebnissen resultieren. Eine Differenzierung dieser Parameter in den einzelnen Bereichen findet auch in Simulationsvariante B mangels Korrelation mit den erkundeten Sedimenteigenschaften nicht statt. Die Anwendung des Erosionsmodells nach *Partheniades* erfolgt im Gegensatz zu der Notation in Tab. 4.3 ohne Berücksichtigung der Tiefenabhängigkeit des Erosionswiderstands mit $\tau_{ce}(z_b) = \tau_{ce}(z_b=0) = \text{const.}$ und damit entsprechend der in der Literatur (vgl. Tab. 7.1) üblichen Vorgehensweise.

Eine quantitative Einordnung der mit den vier Erosionsmodellen und den beschriebenen Parametern prognostizierten Erosionsprozesse erfolgt anhand der während der Entleerung am Auslauf gemessenen Sedimentkonzentration in der Wassersäule. Die Messung dieser Konzentration erfolgt mit einem am Pegelquerschnitt unterhalb des Staubeckens bereits während der Messkampagne installierten Trübungsmessgerät. Die erhaltenen Trübungswerte werden anhand von Kalibrierungsproben in eine Sedimentkonzentration umgerechnet, die während der Messkampagne sowie der Entleerung entnommen und durch Trocknung und Wägung ausgewertet werden. Die erhaltene Ganglinie der Konzentration in der Wassersäule am Auslauf des Staubeckens während der Entleerung ist in Abb. 7.12 dargestellt.

Anhand des Mittelwerts der gemessenen Konzentrationen lässt sich die Messung in zwei Bereiche aufteilen ($t < 50$ h und $t > 50$ h). Sedimentaustrag aus dem Staubecken

infolge Erosion beginnt etwa 50 h nach Beginn der Entleerung. Vorher schwankt die gemessene Konzentration um einen deutlich geringeren Mittelwert, nach BECKER (2001) sind dabei keine erhöhten Konzentrationen im Auslauf des Staubeckens zu beobachten. Die Schwankungen der gemessenen Konzentrationen werden auf messtechnische Problemeⁱ zurückgeführt. Auf die Bilanzierung der während der Entleerung ausgeprägten Sedimentmasse wird daher verzichtet, stattdessen werden die Ergebnisse der modellierten Erosionsvorgänge anhand der Konzentrationsganglinie mit der Messung verglichen. Die etwa 50-60 h nach Beginn der Entleerung erreichte maximale Konzentration ist mit einer Probennahme ca. 53 h nach Beginn der Entleerung gesichert.

Der Sedimentaustrag ist ausschließlich auf Erosionsprozesse innerhalb des Staubeckens zurückzuführen, wie die Messung eines weiteren, am Einlauf des Staubeckens installierten Trübungsmessgeräts zeigt. Dort ist über den Zeitraum von Messkampagne und Entleerung keine Veränderung der Konzentration des Zuflusses in das Staubecken zu beob-

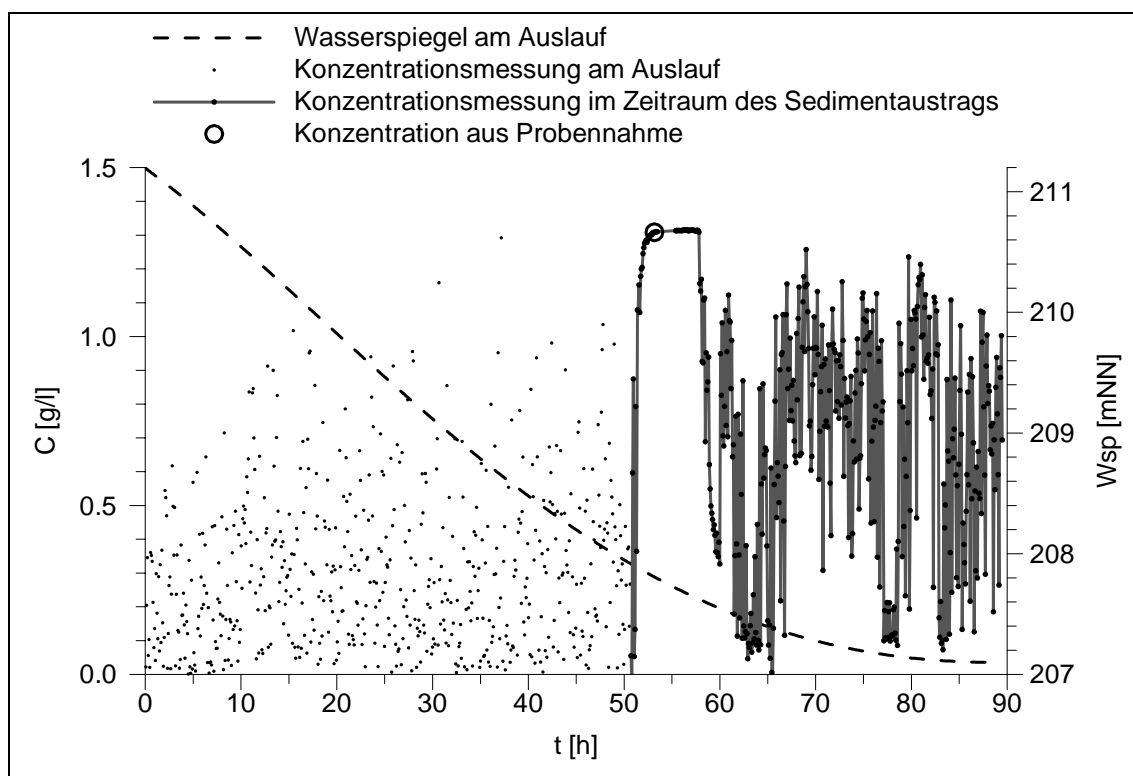


Abb. 7.12: Gemessene Sedimentkonzentration in der Wassersäule am Auslauf des Staubeckens Heimbach während der mit dem Wasserspiegel am Auslauf dargestellten Entleerung

ⁱ Die Schwankungen der Konzentrationsmessung am Auslauf könnten sich auf den Einfluss von an der Sonde des Trübungsmessgeräts verfangenen Algen zurückführen lassen, die sich mit der Strömung durch den Messbereich der Sonde bewegen.

achten. Die dort entnommenen, visuell als klares Wasser zu charakterisierenden Proben ergeben nach Trocknung und Wägung eine Konzentration von ca. 0,1 g/l. Diese Konzentration ist von der in Abb. 7.12 dargestellten Konzentration bereits subtrahiert, da die entsprechende Masse nicht auf das Sediment, sondern auf sonstige mineralische Wasserinhaltsstoffe (z.B. Salze, Kalk) entfällt, die bei der Trocknung zurückbleiben.

Abb. 7.13 zeigt die Ergebnisse der Prognoserechnungen mit den vier verwendeten Erosionsmodellen in den Simulationsvarianten A und B im Vergleich mit der Messung. Keines der verwendeten Modelle ist in der Lage, den charakteristischen Verlauf der am Auslauf des Staubeckens beobachteten Sedimentkonzentration in der Wassersäule mit guter Übereinstimmung nachzubilden. Im Vergleich der in Szenario A erzielten Ergebnisse ist für die Modelle von *Partheniades* und *Sanford & Maa* zumindest die Größenordnung der prognostizierten Konzentrationen im Bereich der Messung. Das neue Erosionsmodell prognostiziert dagegen zu geringe Konzentrationen, während die mit dem Modell von *Parchure & Mehta* berechneten Konzentrationen deutlich um bis zu etwa einer Größenordnung über der Messung liegen. Dieses Ergebnis ist überraschend unter Berücksichtigung der Tatsache, dass mit den beiden letzteren Modellen in der Abbildung der im Labor beobachteten Erosionsprozesse deutlich bessere Übereinstimmungen mit der Messung festzustellen sind (vgl. Kap. 5 und 6.1) und wird im Folgenden noch eingehend diskutiert.

Die Simulationsergebnisse in Variante B, in der Dichte und kritische Sohlschubspannung bereichsweise differenziert sind, zeigen keine signifikante Verbesserung in der Übereinstimmung zwischen Simulation und Messung im Vergleich zur räumlich konstanten Vorgabe der Sedimentparameter in Variante A. Im Gegenteil verschlechtert sich die Prognose des gemessenen Sedimentaustrags bei Anwendung der Modelle von *Partheniades* und *Sanford & Maa* sowie des neuen Erosionsmodells in Variante B; bei Anwendung des Modells von *Parchure & Mehta* ist die prognostizierte Sedimentkonzentration am Staubecken des Auslaufs bei räumlicher Differenzierung der Sedimentparameter zunächst kleiner (bis ca. 70 h nach Beginn der Entleerung), später größer als bei der Vorgabe mittlerer Parameter in Variante A. Die Erklärung für diese Analyse der Ergebnisse liefert die flächenhafte Auswertung der Simulationen hinsichtlich der Erosionsraten über die Zeit der Entleerung. Diese zeigt, dass Erosion ausschließlich in den Bereichen 6 und 7 (vgl. Abb. 7.11) des Staubeckens auftritt. In den übrigen Bereichen, in denen Ablagerungen feiner Sedimente vorzufinden sind, bleiben die Sohlschubspannungen während der Entleerung kleiner als ca. $0,2 \text{ N/m}^2$ (vgl. Abb. 7.5) und damit kleiner als die kritische Sohlschubspannung für den Erosionsbeginn. Die bereichsweise Differenzierung der Dichteprofile in Variante B bewirkt also in der Prognose der Erosionsprozesse eine Erhöhung der Informationsdichte um den Faktor zwei, was offensicht-

lich hinsichtlich einer Beschreibung der sehr heterogenen Struktur der Sedimentablagerungen (vgl. Abb. 7.8) nicht ausreichend ist.

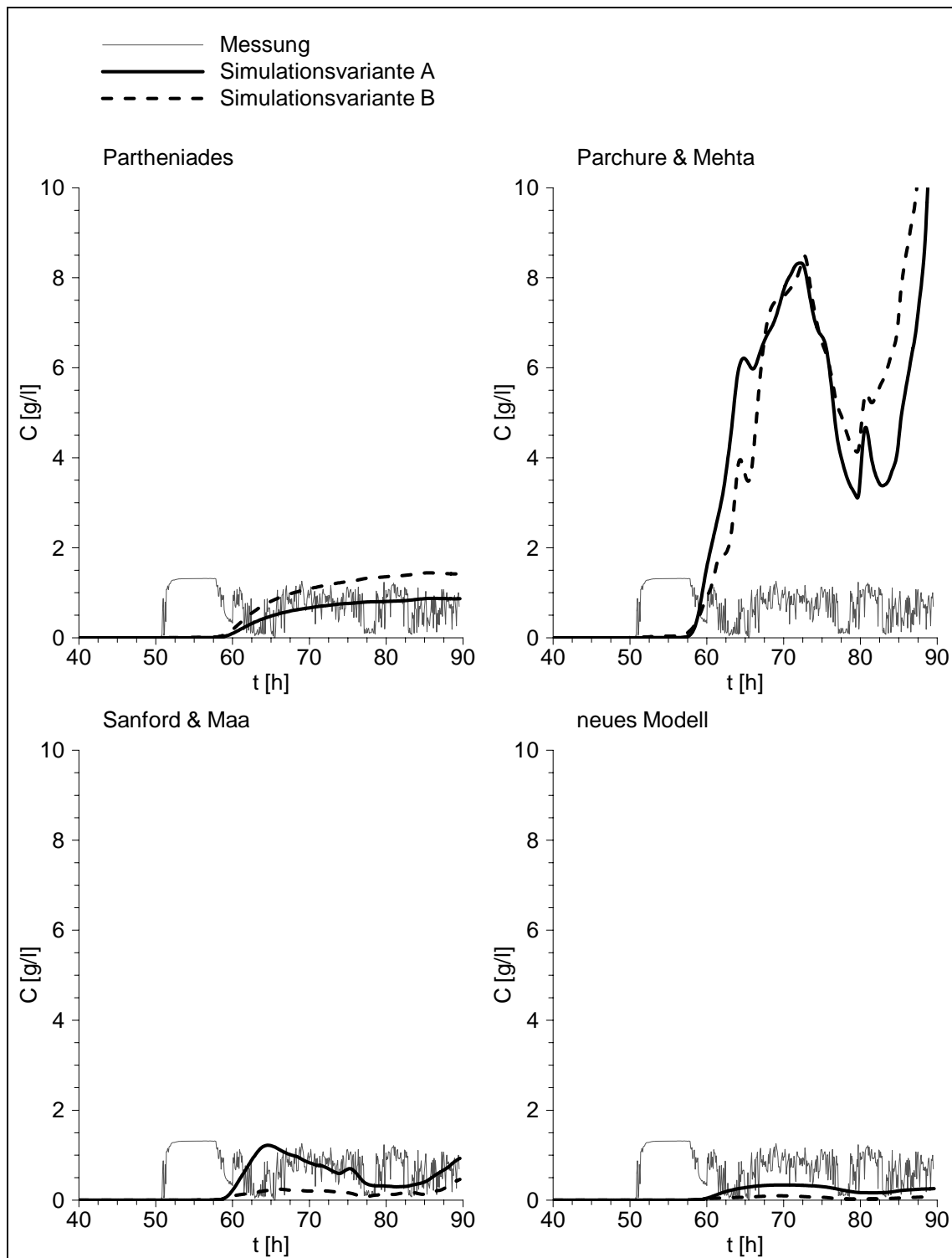


Abb. 7.13: Sedimentkonzentration in der Wassersäule am Auslauf des Staubeckens Heimbach während der Entleerung als Ergebnis der Simulationen in den Simulationsvarianten A und B im Vergleich mit der Messung

Diese These erklärt auch die Tatsache, dass der Erosionsbeginn von allen Modellen gleichermaßen verspätet prognostiziert wird. Diese relative Übereinstimmung zwischen den Modellen ist keine Überraschung, ist die Prognose des Erosionsbeginns doch ausschließlich von der Größe der Einwirkung und des bei allen Simulationen identisch vorgegebenen Erosionswiderstands der Sedimentoberfläche abhängig. Ergebnisse von Vergleichsrechnungen, bei denen der in Bereich 7 vorgegebene Erosionswiderstand deutlich reduziert wird, zeigen eine entsprechend frühere Ankunftszeit der erodierten Sedimente am Messpunkt am Auslauf des Staubeckens. Allerdings werden die maximal erreichten Sedimentkonzentrationen in der Wassersäule in diesem Fall deutlich größer als in Abb. 7.13 dargestellt. Eine bessere Übereinstimmung zwischen Simulation und Messung wäre also zu erwarten, wenn die Charakteristik der Sedimentablagerungen in Bereich 7 räumlich weiter differenziert würde und so die realen Gegebenheiten besser abgebildet werden könnten. Ebenso würde die Verschiebung der Grenze zwischen den Bereichen 1 und 7 entgegen der Strömungsrichtung, also eine Vergrößerung des Bereichs mit Ablagerungen feiner Sedimente, dessen Festlegung in Kap. 7.2.3 aus nicht exakt lokalisierbaren Beobachtungen erfolgen musste, eine früheres Einsetzen von Erosion bewirken. Auch dies bestätigt die Notwendigkeit einer weiteren räumlichen Differenzierung der Eigenschaften der Sedimentablagerungen zur genaueren Abbildung der beobachteten Erosionsprozesse in der Prognoserechnung.

Trotz der obigen Diskussion ist die Übereinstimmung zwischen Beobachtung in situ und Modellierung hinsichtlich des Erosionsbeginns als gut zu bezeichnen. So liegt die zeitliche Differenz der Ankunftszeit des erodierten Sediments am Auslauf des Staubeckens zwischen Messung und Modell, bezogen auf die gesamte Dauer der Entleerung des Staubeckens von 90 h, bei etwa 10 %. Dies ist ein Fehler, der bezüglich der nach dem heutigen Stand der Wissenschaft erreichbaren Prognosequalität in Fragen des Sedimenttransports als gering zu bezeichnen ist. Inwieweit die mit den Modellen von *Partheniades* und *Sanford & Maa* erreichte Übereinstimmung in der prognostizierten Konzentration mit der Messung ebenfalls mit diesem Prädikat versehen werden kann, wird in Kap. 7.6 im Rahmen einer Sensitivitätsstudie analysiert.

7.6 Variation der Sedimentparameter in einer Sensitivitätsstudie

Wie in Kap. 7.5 dargestellt, erfolgt die Festlegung der zur Modellierung des Erosionsereignisses benötigten Sediment- und Modellparameter auf Basis von Messungen in situ (Dichte und Erosionswiderstand der Sedimentoberfläche) und im Labor (Modellparameter der Erosionsmodelle, Verlauf des Erosionswiderstands mit der Tiefe). Obwohl auch hinsichtlich der in situ gewonnenen Daten Unsicherheiten bestehen, so z.B. bezüglich der räumlichen Auflösung der Informationen wie in Kap. 7.5 gezeigt, ist gerade die

Übertragbarkeit der im Labor bestimmten Parameter auf die natürlichen Verhältnisse kritisch zu hinterfragen. So sind die im Labor untersuchten Sedimentablagerungen aus Sedimentation aus einer hochkonzentrierten Suspension entstanden und werden nach einer sehr kurzen Konsolidationszeit bereits wieder erodiert, während in situ eine Bildung der Sedimentablagerungen über sehr lange Zeiträume stattfindet. Von einer guten Abbildung der natürlichen Verhältnisse durch die im Labor ermittelten Parameter ist daher nicht auszugehen. Aus diesem Grund ist die Signifikanz der in Kap. 7.5 erzielten Ergebnisse im Rahmen einer Sensitivitätsstudie zu überprüfen. Dabei werden die genannten, im Labor ermittelten Parameter innerhalb ihrer zu erwartenden Bandbreiten variiert.

Der Vergleich der aus Versuchen im Kreisgerinne ermittelten und in Kap. 7.5 verwendeten Parameter M , ε_f und α der Modelle von *Partheniades* und *Parchure & Mehta* mit den entsprechenden Werten aus der Literatur (s. Tab. 6.2 und 6.3) zeigt, dass die eigenen Ergebnisse etwa in der Mitte der in der Literaturrecherche gefundenen Werte liegen. Entsprechend wird in der Sensitivitätsstudie je eine Variante mit verkleinerten (V_{M1}) bzw. mit vergrößerten (V_{M2}) Werten der Parameter untersucht. Die Parameter M und ε_f werden dabei jeweils um eine Größenordnung nach oben und unten verschoben, α wird verdoppelt bzw. halbiert. Die Darstellung in Abb. 7.14 belegt, dass die Bandbreite der in der Literatur dokumentierten Werte der Parameter mit dieser Vorgehensweise gut abgedeckt wird. Für den Parameter β des noch jungen Modells von *Sanford & Maa* existieren in der Literatur keine Vergleichswerte, ebenso wenig für die charakteristische Erosionsgeschwindigkeit m des neuen Modells. Auf der Grundlage des Vergleichs des von *SANFORD & MAA* (2001) angegebenen Wertes von β mit dem in dieser Untersuchung ermittelten Wert zeigt jedoch, dass hier ähnliche Schwankungsbreiten zu erwarten sind (vgl. Kap. 6.2.1). Entsprechend werden auch β und m in der Sensitivitätsstudie jeweils um eine Größenordnung nach oben und unten verschoben. Mit der somit analogen Vorgehensweise bei der Variation der Parameter der untersuchten Modelle ist die Vergleichbarkeit der in der Sensitivitätsstudie für die einzelnen Modelle erzielten Ergebnisse sichergestellt.

Hinsichtlich der funktionalen Abhängigkeit des Erosionswiderstands von der Dichte und damit des Verlaufs desselben mit der Tiefe zeigt der Vergleich der Funktionsparameter a und b aus der Literatur (s. Tab. 6.4), dass die aus Versuchen im Kreisgerinne ermittelten und in Kap. 7.5 verwendeten Werte in Größen des Erosionswiderstands resultieren, die tendenziell am oberen Ende des in der Literaturrecherche gefundenen Wertebereichs liegen. Nur die Ergebnisse von *OWEN* (1975) und *THORN & PARSONS* (1980) liegen noch wesentlich darüber, ergeben jedoch bei Extrapolation bis zur im Staubecken Heimbach gemessenen Dichte der Sedimentablagerung unrealistisch hohe Werte des Erosionswiderstands. Daher werden in der Sensitivitätsstudie zwei Va-

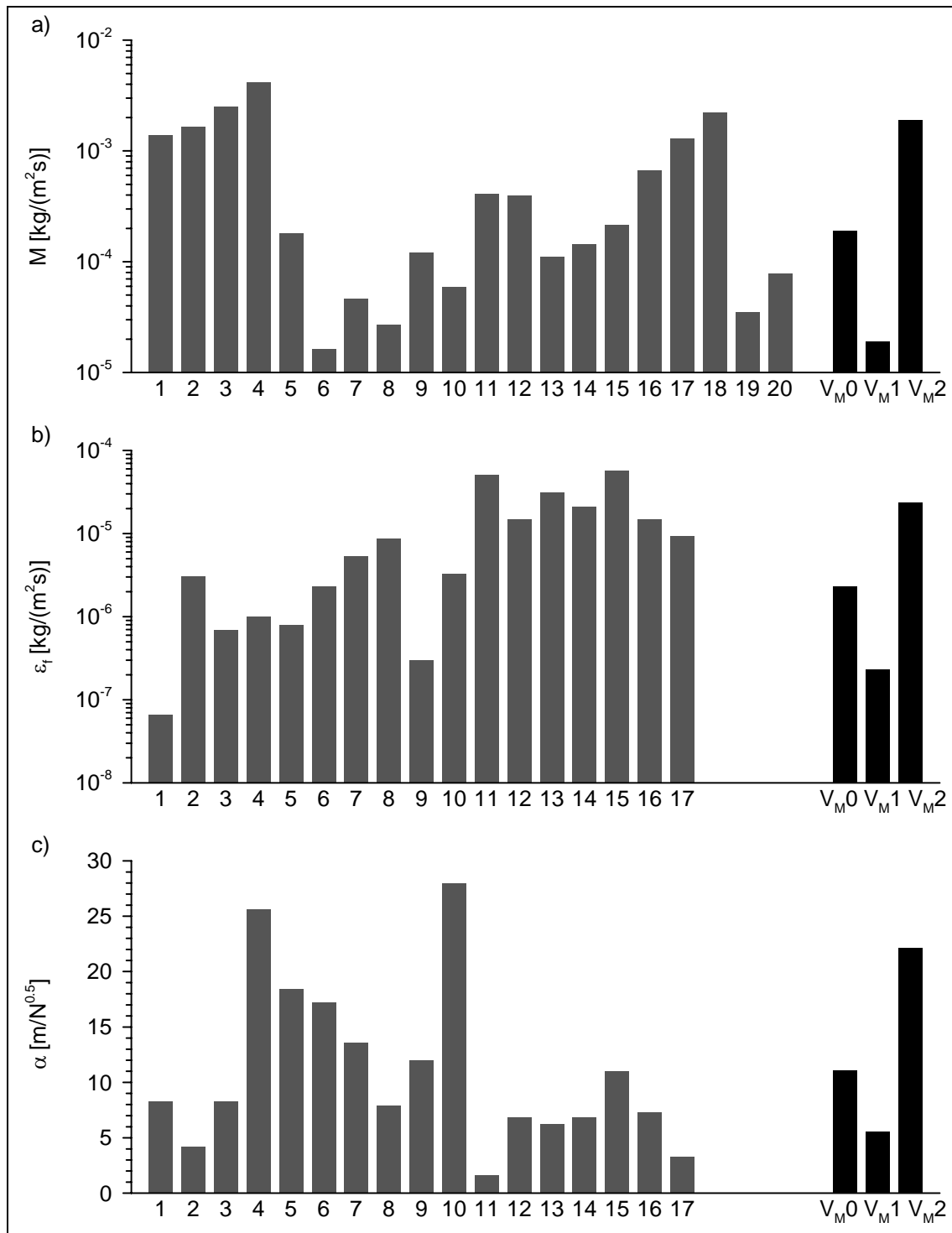


Abb. 7.14: Einordnung der in der Sensitivitätsstudie gewählten Größen der Modellparameter in die Bandbreite der in der Literatur angegebenen Werte: a) M nach *Partheniades*, b) ε_r nach *Parchure & Mehta*, c) α nach *Parchure & Mehta*. Ordnungsnummern auf der Abszisse beziehen sich auf die Zeilen der in den Tabellen 6.2 und 6.3 angegebenen Literaturstellen. V₀ bezeichnet die in Kap. 7.5 verwendete Basisvariante, V₁ und V₂ sind die in der Sensitivitätsstudie betrachteten Extremvarianten

rianten mit reduziertem Erosionswiderstand untersucht. Als untere Grenze (V_{E2}) werden die Parameter a und b nach VILLARET & PAULIC (1986) verwendet, die am unteren Ende des in der Literatur gefundenen Wertebereichs liegen und für die nur eine geringe Extrapolation zu größeren Dichten erforderlich ist. Die Variante V_{E1} ergibt sich als mittlere Variante zwischen den Varianten V_{E0} und V_{E2} . Die Darstellung in Abb. 7.15 belegt, dass die Bandbreite der in der Literatur dokumentierten Werte der Parameter a und b und damit des Erosionswiderstands mit dieser Vorgehensweise gut abgedeckt wird.

Neben den Modellparametern der untersuchten Erosionsmodelle und dem Verlauf des Erosionswiderstands mit der Tiefe wird im Rahmen der Sensitivitätsstudie auch die Sohlrauheit k_s der Ablagerungen feiner Sedimente variiert. Die bisher verwendete Sohlrauheit basiert wie in Kap. 7.2.3 beschrieben auf dem in der Erkundung der Sedimentablagerungen ermittelten charakteristischen Korndurchmesser d_{90} . Auch hier sind gewisse Unsicherheiten gegeben; einerseits bei der Berechnung der äquivalenten Sandrauheit aus dem Korndurchmesser, deren Genauigkeit sich gerade bei feinen Sedimenten nicht quantifizieren lässt, andererseits aufgrund der Tatsache, dass die Korngrößenverteilung aus Mischproben ermittelt wird (vgl. Kap. 7.4.2), die unter Umständen bei fortschreitender Sohleintiefung durch Erosion kein charakteristisches Bild der tatsächlichen Verhältnisse an der aktuellen Sohloberfläche mehr liefern. Die entsprechend des ver-

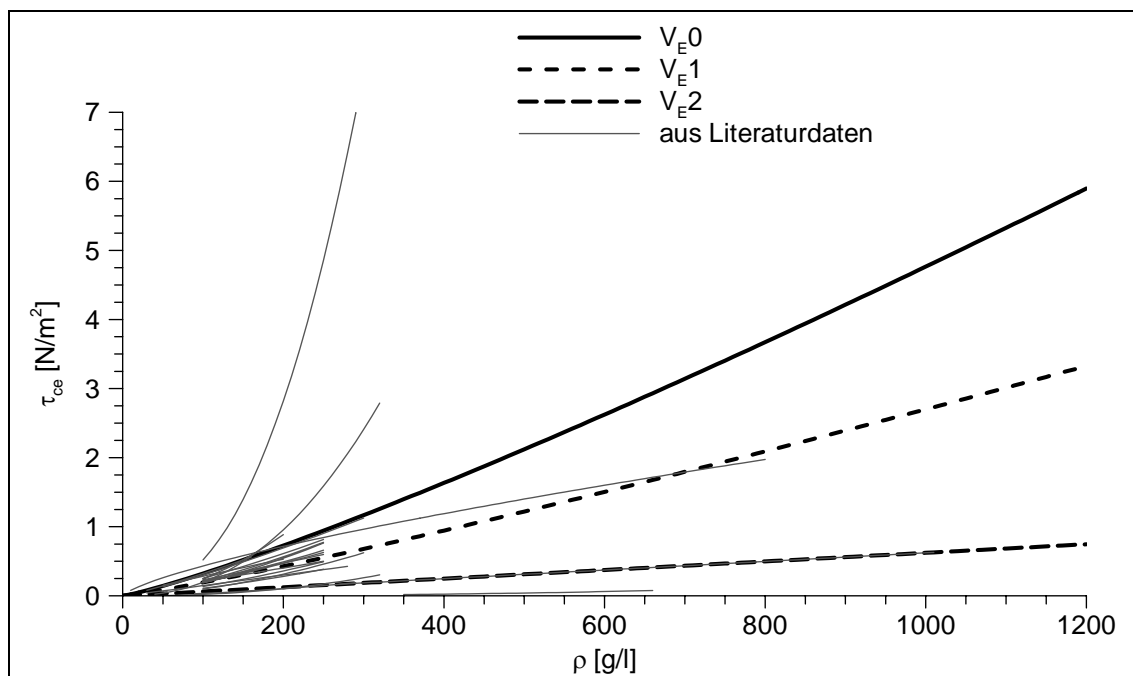


Abb. 7.15: Einordnung der in der Sensitivitätsstudie betrachteten Abhängigkeiten zwischen Erosionswiderstand und Dichte in die Bandbreite der in der Literatur (Tab. 6.4) angegebenen Daten, auf deren grafische Unterscheidung hier aus Gründen der Übersichtlichkeit verzichtet wird

wendeten Wandgesetzes (Gl. 7.17) bei Änderung der Sohlrauheit k_s resultierende Veränderung der Sohlschubspannung wirkt sich durch eine Veränderung der erosionswirksamen Sohlschubspannung $\tau_b - \tau_{ce}(z_b)$ auf den Erosionsvorgang aus. Die real vorhandene Rückkopplung veränderter Sohlrauheiten auf die Strömungsgeschwindigkeit kann im Rahmen der angewandten Systematik der entkoppelten Berechnung von Strömung und Sedimenttransport allerdings nicht berücksichtigt werden.

Der nach VAN RIJN (1993) ermittelte Wert der Sohlrauheit k_s (Kap. 7.2.3) bewegt sich am unteren Ende der in der Literatur in Untersuchungen der Erosion feiner Sedimente dokumentierten Daten. Angaben zur Rauheit feiner Sedimentablagerungen finden sich zum Beispiel bei VAN LEUSSEN & WINTERWERP (1990), MEHTA (1991b), MITCHENER & TORFS (1996) oder HAMM et al. (1997). Entsprechend werden in der Sensitivitätsstudie zwei Varianten mit größerer Sohlrauheit untersucht. Dabei wird als Maximalvariante V_{s2} der größte Wert der insgesamt 10 in den zitierten Literaturstellen genannten Daten verwendet, der Mittelwert dieser Daten wird in Variante V_{s1} untersucht.

Einen Überblick über die in der Sensitivitätsstudie verwendeten Größen der variierten Parameter vermittelt Tab. 7.5. In Variantenrechnungen werden für jedes der vier untersuchten Erosionsmodelle Simulationen der Erosionsvorgänge während der Entleerung des Staubeckens Heimbach durchgeführt, wobei jeweils ein Parameter variiert wirdⁱ. Dabei wird auf eine räumliche Variation der Parameter mangels entsprechender

Tab. 7.5: Zusammenfassung der in der Sensitivitätsstudie variierten Parameter. Der Index x steht für die Variation der Modellparameter (M), des Erosionswiderstands (E) bzw. der Sohlrauheit (S)

	Modellparameter					Erosionswiderstand (Gl. 6.1)		Sohlrauheit k_s [m]
	M [kg/(m ² s)]	ε_f [kg/(m ² s)]	α [m/N ^{0,5}]	β [m ² s/kg]	m [m/s]	a [var.]	b [-]	
V_{x0}	$1,90 \cdot 10^{-4}$	$2,34 \cdot 10^{-6}$	11,06	$6,93 \cdot 10^{-6}$	$1,97 \cdot 10^{-6}$	$1,49 \cdot 10^{-3}$	1,17	$0,6 \cdot 10^{-3}$
V_{x1}	$1,90 \cdot 10^{-5}$	$2,34 \cdot 10^{-7}$	5,53	$6,93 \cdot 10^{-7}$	$1,97 \cdot 10^{-7}$	$9,85 \cdot 10^{-4}$	1,15	$5,5 \cdot 10^{-3}$
V_{x2}	$1,90 \cdot 10^{-3}$	$2,34 \cdot 10^{-5}$	22,12	$6,93 \cdot 10^{-5}$	$1,97 \cdot 10^{-5}$	$6,23 \cdot 10^{-4}$	1,00	$20,0 \cdot 10^{-3}$

ⁱ Bei Nutzung des Erosionsmodells von *Parchure & Mehta* werden ε_f und α in einer Simulation variiert

Tab. 7.6: In der Sensitivitätsstudie mit jedem Erosionsmodell simulierte Variationen der Erosionsprozesse während der Entleerung des Staubeckens Heimbach (000 ist die in Kap. 7.5 betrachtete „Basisvariante“)

	Modellparameter			Erosionswiderstand			Sohlrauhheit		
	V _{M0}	V _{M1}	V _{M2}	V _{E0}	V _{E1}	V _{E2}	V _{S0}	V _{S1}	V _{S2}
000	x			x			x		
100		x		x			x		
200			x	x			x		
010	x				x		x		
020	x					x	x		
001	x			x				x	
002	x			x					x

Erkenntnisse verzichtet (Simulationsvariante A). Neben den vier in Kap. 7.5 durchgeführten Simulationen der „Basisvariante 000“ werden damit 24 weitere Simulationen durchgeführt. Die Systematik der durchgeführten Variantenrechnungen ist in Tab. 7.6 dargestellt. Die Darstellung und Analyse der Ergebnisse folgt in Kap. 7.7.

7.7 Analyse und Interpretation der Ergebnisse

Die in den durchgeführten Variationsrechnungen modellierten Ganglinien der Sedimentkonzentration am Auslauf des Staubeckens sind in Abb. 7.16 im Vergleich mit der Messung abgebildet. Durch die angewandte Methode der Variation der wichtigsten Parameter innerhalb ihres realistischen Wertebereichs ist davon auszugehen, dass die resultierenden Bandbreiten der modellierten Konzentration das Ergebnisspektrum repräsentieren, in dem sich Prognosen mit dem jeweiligen Modell ohne aufwendige Quantifizierung der Sediment- und Modellparameter bewegen können. Bei einer gleichzeitigen Vorgabe minimaler bzw. maximaler Werte mehrerer Parameter könnten sogar noch größere Extremwerte auftreten. Aufgrund dieser sehr großen Bandbreite der berechneten Konzentrationen wird zur Darstellung eine logarithmische Skalierung der Ordinate gewählt. Anhand einer visuellen Beurteilung lassen sich die Ergebnisse wie folgt analysieren:

Wie bereits bei der Auswertung der Simulationen der Basisvariante in Kap. 7.5 angedeutet, prognostiziert das Modell von *Parchure & Mehta* erheblich zu große Erosionsraten. Im Ergebnis werden so unphysikalisch hohe Konzentrationen erreicht. Dies ist auf zwei Ursachen zurückzuführen: Zum Einen wird die erosionswirksame Sohlschub-

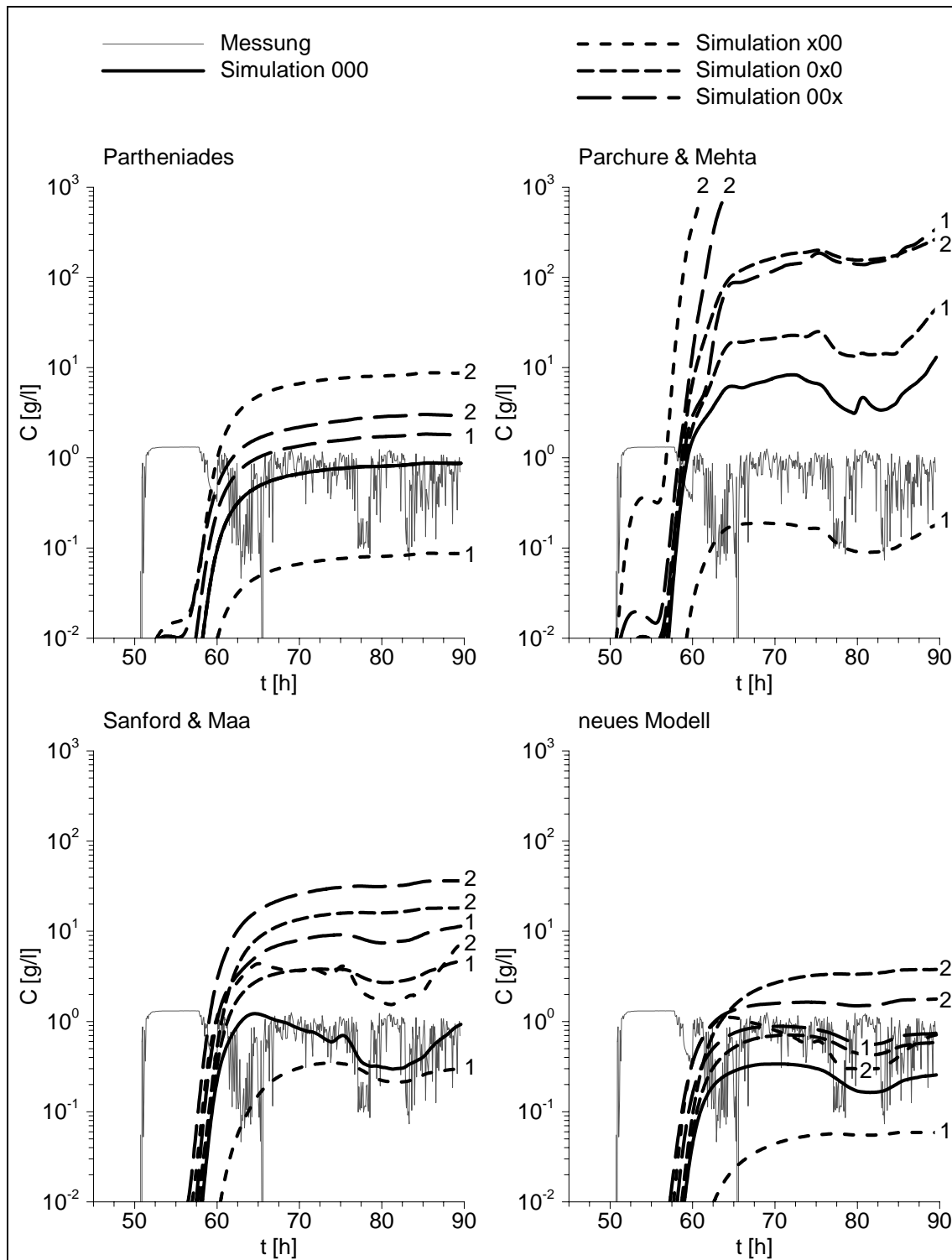


Abb. 7.16: Sedimentkonzentration in der Wassersäule am Auslauf des Staubeckens Heimbach während der Entleerung als Ergebnis der Simulationen der Sensitivitätsstudie in Simulationsvariante A im Vergleich mit der Messung: Basisvariante 000, Variation der Modellparameter x00, Variation des Erosionswiderstands mit der Tiefe 0x0, Variation der Sohlrauheit 00x. Die Ziffern in der Abbildung stehen für das x in der Bezeichnung der jeweiligen Simulationsvariante

spannung in diesem Modell in dimensionsbehafteter Formulierung ohne Normierung mit dem Erosionswiderstand verwendet. Dies führt dazu, dass die bei wesentlich geringeren erosionswirksamen Sohlschubspannungen im Laborversuch ermittelten Modellparameter nicht in die während der Entleerung auftretende Wertebereiche extrapoliert werden können. Weiterhin wirkt sich diese Überschätzung der Modellparameter durch den exponentiellen Zusammenhang zwischen erosionswirksamer Sohlschubspannung und Erosionsrate überproportional stark aus. Im Gegensatz dazu bewirkt die Formulierung eines linearen Zusammenhangs zwischen der dimensionslosen erosionswirksamen Sohlschubspannung und der Erosionsrate im Modell nach *Partheniades* und im neuen Modell, dass sich die im Laborversuch ermittelten Modellparameter in die natürlichen Verhältnisse übertragen lassen. Hierfür spricht die mit diesen beiden Modellen berechnete, realistische Größenordnung der Konzentration am Auslauf des Staubeckens bis zu etwa 10 g/l. Das Modell von *Sanford & Maa* geht wie das von *Parchure & Mehta* von einer Abhängigkeit der Erosionsrate von der dimensionsbehafteten erosionswirksamen Sohlschubspannung aus. Durch die lineare Formulierung dieses Modells wirkt sich dies nicht so stark aus wie bei *Parchure & Mehta*, dennoch werden mit dem Modell von *Sanford & Maa* ebenfalls sehr hohe Konzentrationen bis zu fast 40 g/l prognostiziert.

Für das Modell von *Partheniades* erübrigt sich die Variation des Verlaufs des Erosionswiderstands mit der Tiefe (Simulationen 0x0), da das Modell wie in Kap. 7.5 erläutert in seiner ursprünglichen Fassung mit $\tau_{ce}(z_b) = \tau_{ce}(z_b=0) = \text{const.}$ verwendet wird. Diese Vorgabe eines mit der Tiefe konstanten Erosionswiderstands bewirkt, dass die erosionswirksame Sohlschubspannung und damit Erosionsraten und Konzentration in der Wassersäule bei steigenden Fließgeschwindigkeiten während der Entleerung und damit steigender Sohlschubspannung ebenso gleichmäßig ansteigt. Nachdem das Wasser in sein ursprüngliches Flussbett zurückgetreten ist, bleiben die Fließgeschwindigkeiten und damit Sohlschubspannungen, Erosionsraten und Konzentration konstant. Im Gegensatz dazu arbeiten die drei übrigen Modelle unter Vorgabe eines mit der Tiefe ansteigenden Erosionswiderstands. Dies führt dazu, dass mit fortschreitender Sohleintiefung der Erosionswiderstand der Sedimentoberfläche ansteigt, was bei konstant bleibender Einwirkung am Ende der Entleerung in einer Abnahme der erosionswirksamen Sohlschubspannung resultiert. Damit sind diese Modelle prinzipiell in der Lage, die auch in der Messung auftretende, zwischenzeitliche Abnahme der Erosionsraten und folglich der Konzentration in der Wassersäule nachzubilden. Wie Abb. 7.16 deutlich macht, wird diesbezüglich in der Prognose mit den Modellen von *Parchure & Mehta* und *Sanford & Maa* bzw. dem neuen Erosionsmodell zwar keine wirklich gute Übereinstimmung mit der Messung erzielt, die prinzipielle Möglichkeit einer Nachbildung dieser Prozesse ist jedoch zu erkennen.

Im Mittel aller durchgeführter Variantenrechnungen wird mit dem neuen Erosionsmodell die beste Übereinstimmung zwischen prognostizierter und gemessener Sedimentkonzentration am Auslauf des Staubeckens erzielt. Um diesen visuellen Eindruck auch quantitativ zu belegen, werden die mit jedem Modell in den unterschiedlichen Varianten zum Zeitpunkt 70 h nach Beginn der Entleerung berechneten Konzentrationen zahlenmäßig verglichen. Die so ermittelten, je Modell bei Variation der drei Parameter resultierenden Konzentrationsdaten sind in Tab. 7.7 dargestellt. Im Mittel aller berechneten Varianten ist nur mit dem neuen Erosionsmodell eine sehr gute Übereinstimmung zwischen für diesen Zeitpunkt berechneter (1,00 g/l) und gemessener (0,95 g/l) Konzentration zu konstatieren. Mit dem Modell von *Partheniades* ist die mittlere Konzentration (2,2 g/l) auch noch in einem sinnvollen Bereich, das Modell von *Sanford & Maa* prognostiziert hier im Mittel bereits 8,0 g/l während sich bei Nutzung des Modells von *Parchure & Mehta* die unphysikalisch hohe mittlere Konzentration von 2854 g/l ergibt. Bei der Betrachtung der mit Variation der einzelnen Parameter erzielten Bandbreiten der Konzentration, die in Tab. 7.7 als Differenz zwischen den jeweiligen Extremwerten dargestellt ist, lässt sich feststellen, dass die Modelle von *Partheniades* und *Parchure & Mehta* hinsichtlich der Festlegung der Modellparameter die größte Sensitivität

Tab. 7.7: Auswertung der zum Zeitpunkt 70 h nach Beginn der Entleerung des Staubeckens in der Sensitivitätsstudie mit den vier Erosionsmodellen prognostizierten Konzentrationen hinsichtlich ihres Mittelwerts (Messwert: 0,95 g/l) und hinsichtlich der Sensitivität bezüglich der variierten Parameter

		Partheniades	Parchure & Mehta	Sanford & Maa	Neues Modell
Konzentration am Auslauf des Staubeckens [g/l]					
Basisvariante	000	0,66	7,72	0,83	0,34
Modellparameter	100	0,07	0,19	0,31	0,04
	200	6,65	18166,30	3,65	0,80
Erosionswiderstand	010		21,14	3,70	0,70
	020		165,58	13,58	2,67
Sohlrauhheit	001	1,35	119,68	8,00	0,88
	002	2,19	1497,6	25,80	1,59
Statistische Auswertung					
Mittelwert		2,18	2854,03	7,98	1,00
Mittlere Abweichung		2,62	6773,49	9,09	0,88
Bandbreiten ($C_{\max}-C_{\min}$) bei Variation von					
Modellparameter		6,58	18166,11	3,34	0,76
Erosionswiderstand			157,85	12,74	2,33
Sohlrauhheit		1,52	1489,88	24,96	1,25

aufweisen. Die Sensitivität des neuen Modells ist bezüglich des schwierig zu ermittelnden Modellparameters dagegen am geringsten. Hier zeigt sich mit der größten Sensitivität des Ergebnisses auf die Variation des Erosionswiderstands die Relevanz der naturgetreuen Quantifizierung des Verlaufs des Erosionswiderstands mit der Tiefe, die bereits im vorhergehenden Absatz als maßgeblich hinsichtlich einer realitätsnahen Prognose der Erosionsprozesse identifiziert wurde.

Insgesamt lässt sich das Ergebnis der durchgeführten Fallstudie damit wie folgt zusammenfassen: Mit dem neuen Erosionsmodell ist die Durchführung einer realitätsnahen Prognose der Erosion feiner Sedimente prinzipiell möglich. Voraussetzung ist jedoch eine sorgfältige Quantifizierung der Sediment- und Modellparameter. Dabei ist insbesondere die Bestimmung des Erosionswiderstands von Bedeutung, dessen tiefenabhängige Variation berücksichtigt werden muss. Weiter ist eine intensive Erkundung und messtechnische Charakterisierung der vorhandenen Sedimentablagerungen unerlässlich, wobei die Erfassung und Berücksichtigung vorhandener räumlicher Inhomogenitäten einen wichtigen Anteil an einem guten Prognoseergebnis hat. Wie die Sensitivität hinsichtlich der Variationen der Sohlrauheit zeigt, spielt auch die Quantifizierung der Einwirkung eine wichtige Rolle. Auch bei Nutzung der Modelle von *Partheniades* und *Sanford & Maa* können realistische Ergebnisse erzielt werden, allerdings ist die Gefahr einer deutlich von der Realität abweichenden Prognose erheblich größer. Die Verwendung des Modells von *Parchure & Mehta* ist nicht zu empfehlen.

8 Zusammenfassung und Bewertung

Die Vorhersage von Sedimenttransport ist ein wesentlicher Aspekt bei der Bewirtschaftung von Gewässern. Neben der morphologischen Entwicklung sind dabei gerade die Wechselwirkungen zwischen dem Transport feiner, kohäsiver Sedimente und der Wasserqualität von entscheidender Bedeutung. Die vorliegende Arbeit beschäftigt sich mit der innerhalb dieses Themenkomplexes anzueselnden Erosion feiner Sedimente. Dabei wird unterschieden zwischen der mathematischen Modellierung und der Prognose der Erosion feiner Sedimente – also zwischen der Beschreibung der Erosionsrate als Funktion grundlegender Einflussgrößen und der Umsetzung einer Vorhersage eventueller Erosionsprozesse in einem praktischen Anwendungsfall.

Im ersten Teil der Arbeit werden zunächst zwei Mechanismen (Flocken- und Massen-erosion) als maßgeblich hinsichtlich der Erosion konsolidierter Sedimentablagerungen identifiziert. Weiterhin ist der zeitliche Verlauf der Erosion in Abhängigkeit einer Veränderung der Sedimentablagerung mit der Tiefe in Oberflächen- und Tiefenerosion zu unterscheiden. Die in der Literatur dokumentierten mathematischen Modelle für diese unterschiedlichen Erosionsmechanismen und -abläufe weisen nahezu einheitlich eine Abhängigkeit der Erosionsrate von jeweils einer Schubspannung zur Quantifizierung der Einwirkung aus der Strömung und dem Widerstand der Sedimentablagerung aus. Wenige Modelle berücksichtigen zudem die Dichte der Sedimentablagerung. Auf Grundlage einer theoretischen Analyse dieser in der Literatur dokumentierten Modelle wird hypothetisch ein neues Erosionsmodell vorgeschlagen.

Mit der experimentellen Untersuchung von künstlichen Sedimentablagerungen im Labor gelingt die Validierung des neuen Erosionsmodells. Weiterhin wird im Laborversuch die Gültigkeit dieses Modells auch für Ablagerungen natürlicher Sedimente nachgewiesen. Damit ist die Zielsetzung einer einheitlichen Beschreibung der Prozesse von Flocken- und Massen- bzw. Oberflächen- und Tiefenerosion erreicht. Das neue Erosionsmodell beschreibt die Erosionsrate als Funktion von Einwirkung, Widerstand und Dichte und weiterhin einer hier identifizierten charakteristischen Erosionsgeschwindigkeit und ist somit das Produkt zweier dimensionsloser Kennzahlen. Im Gegensatz zu empirischen Parametern anderer Erosionsmodelle hat die charakteristische Erosionsgeschwindigkeit damit eine physikalisch plausible Bedeutung. Im Vergleich mit drei anderen untersuchten Erosionsmodellen aus der Literatur ermöglicht das neue Erosionsmodell so eine deutlich verbesserte Abbildung der gemessenen Erosionsprozesse.

Anhand von in dieser Form erstmalig durchgeführten Experimenten zur Erosion in instationären, für Erosionsereignisse in natürlicher Umgebung typischen Strömungsver-

hältnissen wird weiterhin die Abhängigkeit des Erosionsprozesses von dem zeitlichen Gradienten der Sohlschubspannung nachgewiesen. Zudem zeigen die Ergebnisse der Experimente die Abhängigkeit der Erosionsrate von dem vertikalen Gradienten des Erosionswiderstands der Sedimentablagerung. Diesen Beobachtungen wird mit einer anhand der Versuchsergebnisse belegten beziehungsweise einer hypothetischen Modell-erweiterung Rechnung getragen.

Im zweiten Teil der Arbeit wird die Vorgehensweise bei einer Prognose der Erosion feiner Sedimente in einer Fallstudie exemplarisch dargestellt. Mit der Auswahl der Entleerung eines Staubeckens als Anwendungsfall ist eine größtmögliche Fokussierung auf die im Zentrum des Interesses stehenden Erosionsprozesse sichergestellt. Neben der Simulation der hydrodynamischen Prozesse während der Entleerung und der Formulierung des Sedimenttransportmoduls ist die Erkundung der Eigenschaften der Sedimentablagerungen im Staubecken von zentraler Bedeutung. In einer Messkampagne werden allgemein die Charakteristik und weiterhin vertikale Dichteprofile der Sedimentablagerungen sowie die kritische Sohlschubspannung der Sedimentoberfläche räumlich differenziert ermittelt. Die während der Entleerung des Staubeckens auftretenden Erosionsprozesse werden mit der Messung der Sedimentkonzentration unterhalb des Absperrbauwerks quantifiziert. Diese Konzentrationsganglinie dient der Einschätzung der Qualität des mit dem mathematisch-numerischen Modell erzielten Prognoseergebnisses.

In einer Sensitivitätsstudie werden die Erosionsprozesse während der Entleerung mit vier verschiedenen Erosionsmodellen berechnet. Dabei werden diejenigen Sediment- und Modellparameter im Rahmen ihrer zu erwartenden – in einer Literaturstudie ermittelten – Bandbreite variiert, die aufgrund der nicht im Erosionsmodell berücksichtigten Einflussfaktoren besonderen Streuungen unterliegen. Die Analyse der durchgeführten Variationsrechnungen demonstriert den mit dem neuen Erosionsmodell erzielten Fortschritt: Dessen Prognoseergebnisse weisen nicht nur im Mittel die besten Übereinstimmungen mit den Messergebnissen auf, sondern unterliegen im Vergleich mit den übrigen Erosionsmodellen auch den deutlich geringsten mittleren Abweichungen.

Auf Grundlage der erzielten Ergebnisse lässt sich feststellen, dass mit dem vorgeschlagenen Erosionsmodell ein wichtiger Beitrag zur verbesserten Prognose der Erosion feiner Sedimente geleistet werden kann. Seine Verwendung in der praktischen Anwendung der Vorhersage der Erosion feiner Sedimente ist zu empfehlen. Dennoch ist die Durchführung einer intensiven Messkampagne in situ unerlässlich, um gute Prognoseergebnisse zu erzielen. Zudem besteht noch erheblicher Forschungsbedarf um das Verständnis für die Einflüsse auf den Erosionsprozess, die Qualität praktischer Vorhersagen und die experimentellen Bedingungen für entsprechende Untersuchungen im Labor und in situ zu verbessern.

9 Ausblick auf zukünftigen Forschungsbedarf

Die wissenschaftliche Beschäftigung mit einem Forschungsthema wirft neben der Beantwortung von Fragen auch neue Fragen und Thesen sowie Ideen für Untersuchungskonzepte auf. Diese sollen im Folgenden formuliert und kurz diskutiert werden. Dabei wird zunächst das Ziel eines vertieften Verständnisses des Erosionsprozesses und weiterhin die hierfür erforderliche Nutzung bzw. Optimierung experimenteller Methoden behandelt. Letzteres ist nicht nur für weitere Grundlagenforschung hinsichtlich der Modellierung der Erosion feiner Sedimente, sondern auch für die praktische Umsetzung einer Prognose notwendig.

Auf Grundlage der vorliegenden Untersuchung ist als Ausgangspunkt für zukünftige Forschungsaktivitäten davon auszugehen, dass die Erosionsrate bei der Erosion feiner Sedimente in Abhängigkeit der einwirkenden Sohlschubspannung und des ebenfalls als Schubspannung ausgedrückten Erosionswiderstands sowie der Dichte der Sedimentablagerung beschreibbar ist. Diese Erkenntnis beruht auf der Annahme einer ausschließlichen Variation von Dichte und Erosionswiderstand über die Tiefe der Sedimentablagerung; weitere im Modell nicht berücksichtigte Einflussfaktoren auf den Erosionsprozess wie die Zusammensetzung des Sediments unterliegen vertikal keiner Veränderung. In diesem Fall ist der weiterhin im Erosionsmodell enthaltene Proportionalitätsfaktor m , die charakteristische Erosionsgeschwindigkeit, konstant. Die in dieser Arbeit nachgewiesene Gültigkeit dieser Aussagen beschränkt sich allerdings auf Bereiche eines linearen Anstiegs des Erosionswiderstands mit der Tiefe in stationären Strömungsbedingungen. Insofern sind zukünftig folgende Zusammenhänge zu klären:

- **Wie beeinflusst der zeitliche Gradient der Einwirkung in instationären Strömungen den Erosionsprozess?**

Wie die Analyse der bei instationären Strömungsbedingungen durchgeführten Erosionsversuche gezeigt hat (Kap. 5.6.2), nimmt die charakteristische Erosionsgeschwindigkeit bei zunehmend schneller ansteigender Einwirkung einen größeren Wert an, bleibt über die Tiefe der Sedimentablagerung jedoch weiterhin konstant. Der damit nachgewiesene Einfluss des zeitlichen Gradienten der Sohlschubspannung lässt sich für die durchgeführten Versuche mit einer quadratischen Funktion beschreiben (Abb. 5.19 und Gl. 5.5). Allerdings zeigen die bei unterschiedlichen stationären Einwirkungshistorien durchgeführten Versuche trotz soweit möglich gleichbleibender Versuchsbedingungen, dass die dabei ermittelten charakteristischen Erosionsgeschwindigkeiten Schwankungen unterliegen. Solche Schwankungen der Ergebnisse sind auch für instationäre Bedingungen zu erwarten, können im Rahmen dieser Ar-

beit jedoch mangels einer ausreichenden Anzahl durchgeführter Versuche nicht quantifiziert werden. Die Signifikanz der Beobachtungen ist daher durch weitere Erosionsversuche nachzuweisen. Weiterhin ist die Bandbreite der untersuchten zeitlichen Gradienten der Sohlschubspannung zu erweitern; zudem sind die Ergebnisse unter Variation der Charakteristik der Sedimentablagerung (vertikaler Gradient des Erosionswiderstands, s.u.) zu überprüfen.

- **Wie beeinflusst der vertikale Gradient des Erosionswiderstands den Erosionsprozess?**

Die in der vorliegenden Arbeit durchgeführte Analyse des Erosionsprozesses beruht im Wesentlichen auf der Betrachtung der Erosion des oberen Teils einer aus Sedimentation entstandenen Ablagerung. Entsprechend dieser Entstehungsgeschichte der Ablagerung weist sie im oberen Teil einen mit der Tiefe ansteigenden Erosionswiderstand auf, bei der auftretenden Erosion handelt es sich um Oberflächenerosion. Für den in größerer Tiefe der Sedimentablagerung beginnenden Bereich des Übergangs zur Tiefenerosion bei zunehmendem vertikalen Gradienten des Erosionswiderstands versagt die angewandte Methode zur Quantifizierung des Erosionswiderstands. Die in Kap. 5.6.3 vorgenommene Analyse der Erosion dieses Teils der Sedimentablagerung, der ein mit zunehmenden Unsicherheiten behafteter, angenommener Verlauf des Erosionswiderstands zugrunde liegt, liefert jedoch starke Indizien für einen maßgeblichen Einfluss des vertikalen Gradienten des Erosionswiderstands auf den Erosionsprozess. Die zur Berücksichtigung dieses Einflusses hypothetisch eingeführte Modellerweiterung (Abb. 5.23 und Gl. 5.6) ist durch neue Versuche unter Variation des vertikalen Gradienten des Erosionswiderstands zu überprüfen.

- **Welche Rolle spielt die charakteristische Erosionsgeschwindigkeit?**

Die in allen existierenden Erosionsmodellen enthaltenen empirischen Modellparameter, deren variierende Größen im Allgemeinen auf die in Kap. 3 beschriebenen, nicht berücksichtigten Einflüsse auf den Erosionsprozess zurückgeführt werden, haben in den meisten Modellen keine physikalisch sinnvolle Dimension. Die Einführung der Dichte in das neue Erosionsmodell führt dazu, dass dessen empirischem Modellparameter m eine physikalisch plausible Bedeutung zukommt: Nach der Skalierung von m mit der dimensionslosen erosionswirksamen Sohlschubspannung handelt es sich um die Erosionsgeschwindigkeit. Auf Grundlage der bisherigen Ausführungen ist davon auszugehen, dass diese Erosionsgeschwindigkeit neben den absoluten Größen von Einwirkung und Widerstand auch von deren Gradienten abhängig ist. Unter der Annahme, dass sich die bisher nicht berücksichtigten Einflüsse wie die Zusammensetzung des Sediments ausschließlich auf den Erosionswiderstand auswirken und

nicht zusätzlich in einem empirischen Modellparameter berücksichtigt werden müssen, sollten zukünftig zur Beantwortung der beiden erstgenannten Fragen durchgeführte Forschungsaktivitäten in einem mathematischen Modell resultieren, das die Erosionsgeschwindigkeit in Abhängigkeit der vier Einflussgrößen Einwirkung und Erosionswiderstand sowie des zeitlichen beziehungsweise vertikalen Gradienten dieser beiden Größen beschreibt. Eine Betrachtung der Dimensionen dieser Größen verdeutlicht die Plausibilität dieser Annahme: Während die absoluten Größen von Einwirkung und Erosionswiderstand wie bisher als dimensionslose erosionswirksame Sohlschubspannung berücksichtigt werden könnten, ergibt die Division des zeitlichen Gradienten der Einwirkung durch den vertikalen Gradienten des Erosionswiderstands eine Geschwindigkeit.

Sollte sich die oben aufgestellte These in neuen Untersuchungen als tragfähig erweisen, bedeutete dies eine Reduzierung des Problems der Erosion um den empirischen Parameter der charakteristischen Erosionsgeschwindigkeit. Ein neues Erosionsmodell würde in Abhängigkeit der genannten vier Größen die Erosionsgeschwindigkeit beschreiben, die wiederum dem Quotienten aus Erosionsrate und Dichte der Sedimentablagerung entspricht. Damit verbliebe zur Prognose der Erosion feiner Sedimente neben der mit heutigen Methoden bereits mit guter Genauigkeit messbaren Dichte der Sedimentablagerung die Quantifizierung des Erosionswiderstands derselben in Abhängigkeit mess- oder modellierbarer Parameter. Hier sind in Zukunft intensive Anstrengungen zu unternehmen, im Rahmen derer die Wirkung bekannter, messbarer Einflussgrößen auf den Erosionswiderstand zu quantifizieren ist. Dies sind Parameter wie die Dichte oder physikalisch-chemische Parameter des Sediments und des Wassers. Weiterhin müssen wie im Bereich der biogenen Stabilisierung zunächst geeignete Größen identifiziert werden, die eine Parametrisierung der Auswirkungen auf den Erosionsprozess erlauben.

Wie in der Fallstudie in Kap. 7 gezeigt, besteht weiterhin auch im Bereich der Quantifizierung der Sohlrauheit und damit der Einwirkung auf die Sedimentablagerung Forschungsbedarf. Dies kann jedoch als von den übrigen Ausführungen unabhängiges Forschungsthema betrachtet werden und wird daher hier nicht weiter verfolgt. Dennoch sind auf der Seite der Einwirkung noch Fragen offen, die unmittelbar mit der Prognose der Erosion feiner Sedimente verknüpft sind. Bereits in Kap. 4.1.3 wird auf die Notwendigkeit einer Betrachtung der Sohlschubspannung als zeitlich gemittelte Größe hingewiesen, womit Einwirkungsspitzen infolge Fluktuationen der turbulenten Strömung vernachlässigt werden. Im Erosionsmodell von *Parchure & Mehta* wird dieser Sachverhalt durch Einführung einer konstanten Flockenerosionsrate berücksichtigt; dies erweist sich allerdings als nicht probates Mittel. Der Anstieg experimentell ermittelter Flockenerosionsraten mit der Sohlschubspannung und damit der Turbulenz (vgl. Kap. 4.4 und Kap. 5.3) verdeutlicht jedoch die Bedeutung derselben. Eine weitere Untersuchung die-

ses Themenkomplexes ist daher erforderlich. Dabei scheint eine direkte Implementierung eines die Auswirkungen der Turbulenz beschreibenden Parameters in das Erosionsmodell nach dem Vorbild von *Parchure & Mehta* nicht sinnvoll. Vielmehr sollte der Zusammenhang zwischen Turbulenz und Erosionswiderstand Gegenstand zukünftiger Forschungsbemühungen sein, da der Erosionswiderstand von den infolge Turbulenz auftretenden Druckschwankungen im oberflächennahen Porenwasser der Sedimentablagerung beeinflusst und eventuell reduziert wird.

Für die Umsetzung der umrissenen Forschungsaktivitäten stehen bereits weit entwickelte Geräte und Methoden zur Verfügung. Dennoch besteht diesbezüglich Optimierungsbedarf und auch -potenzial, sowohl in Betrieb und Kalibrierung der Geräte als auch bei der angewandten Messtechnik. Im Folgenden werden für die in der vorliegenden Untersuchung verwendeten Geräte Kreisgerinne und *EROSIMESS* sowie hinsichtlich der Messung von Dichte und Erosionswiderstand einige Ideen skizziert. Diese sind von dem Grundsatz geleitet, den Einsatz einzelner Geräte so zu konzipieren, dass die jedem Gerät innewohnenden Vorteile genutzt und die ebenso vorhandenen Nachteile berücksichtigt werden.

- **Einsatz- und Entwicklungsmöglichkeiten des Versuchssystems Kreisgerinne:**

Der wesentliche Vorteil des Versuchssystems Kreisgerinne ist die – im Vergleich zu anderen für die Untersuchung der Erosion feiner Sedimente entwickelten Geräte – als sehr naturähnlich zu betrachtende Belastung der Sedimentablagerung. Die sohlparallele Strömung ist turbulent; die räumlich sehr gleichmäßige mittlere Sohl Schubspannung wird nur durch die nicht zu vermeidenden Wandeffekte, nicht jedoch durch die in Längsrinnen auftretenden Ein- und Auslaufbedingungen beeinflusst (vgl. Kap. 6.3). Zudem besteht die Möglichkeit der Herstellung einer aus Sedimentation in turbulenter Strömung entstehenden und daher naturähnlichen Sedimentablagerung. Insofern ist das Kreisgerinne hervorragend geeignet, um die in der vorliegenden Arbeit begonnene Untersuchung des Einflusses des zeitlichen Gradienten der Sohl Schubspannung auf den Erosionsprozess fortzusetzen.

Im Gegensatz dazu ist die Untersuchung des Einflusses des vertikalen Gradienten des Erosionswiderstands im Kreisgerinne schwieriger. Zunächst muss dieser gezielt so variiert werden, dass er unterschiedliche Werte annimmt, die jedoch über die Tiefe der jeweiligen Sedimentablagerung konstant bleiben sollten. Ob dies mit einer Variation der Konsolidationszeit gelingen kann, ist zukünftig zu untersuchen. Weiterhin muss der vertikale Verlauf des Erosionswiderstands quantifiziert werden. Mit der bisher angewandten Methode nach *Parchure & Mehta* ist dies für kleine Gradienten des Erosionswiderstands realisierbar (s. Kap. 5.3), wird jedoch mit steigenden Gra-

dienten schwieriger und gelingt nicht mehr bei einem vertikal konstanten Erosionswiderstand. Die Anwendung alternativer Methoden könnte in einem anderen Gerät als dem Kreisgerinne praktikabler sein (s.u.).

Optimierungspotenzial bei der Durchführung von Erosionsuntersuchungen im Kreisgerinne besteht hinsichtlich der Messung der Dichte der Sedimentablagerung: Das bisher verwendete *UHCM* dringt in die Sedimentablagerung ein und macht diese daher für folgende Erosionsversuche unbrauchbar. Die daraus resultierende Notwendigkeit der mehrfachen Herstellung von Sedimentablagerungen identischer Eigenschaften und des Nachweises derselben macht die Untersuchung unterschiedlicher Sedimentablagerungen ausgesprochen aufwendig. Dieser Aufwand ließe sich reduzieren, wenn die Dichte ohne Beeinflussung der Sedimentablagerung gemessen werden könnte. Alternativ zu Entwicklung und Einsatz einer entsprechenden Technik ist die Nutzung existierender Geräte zur Messung der Fließtiefe und somit die Berechnung der Dichte denkbar: Mit einer in den Deckel des Kreisgerinnes eingelassenen Ultraschallsonde könnte die vertikale Position der Sohloberfläche und somit die sich während eines Erosionsversuchs vergrößernde Erosionstiefe zeitlich und vertikal hochaufgelöst vermessen werden. Diese Information ermöglicht die Berechnung der Dichte nach Gl. 5.2 und hat zudem den Vorteil, dass die im Zentrum des Interesses stehende Erosionsgeschwindigkeit direkt gemessen wird.

Zuletzt ist das Kreisgerinne aufgrund der oben bereits erwähnten Erzeugung einer naturähnlichen, turbulenten Einwirkung besonders geeignet, um den Einfluss der Turbulenz auf den Erosionswiderstand zu untersuchen: Mit den ausführlichen, im Kreisgerinne durchgeführten Strömungsmessungen (SPORK, 1997) liegen bereits sehr detaillierte Informationen zur turbulenten Belastung der Gerinnesohle vor. Hierbei ist jedoch zu beachten, dass diese Messungen aufgrund technischer Randbedingungen in klarem Wasser durchgeführt wurden; eine eventuelle Dämpfung der Turbulenz infolge suspendierten Sediments ist zu berücksichtigen. Dies könnte durch weitere Messungen, möglicherweise aber auch mit Hilfe des ebenso vorliegenden mathematisch-numerischen Modells zur Simulation der Strömungsverhältnisse im Kreisgerinne (SCHWEIM et al., 2000) erfolgen, mit dem neue Simulationen bei veränderter Dichte und Viskosität des Wassers durchgeführt werden könnten.

- **Einsatz- und Entwicklungsmöglichkeiten des Versuchssystems *EROSIMESS*:**

Dem einem Laborgerät wie dem Kreisgerinne prinzipiell inhärenten Nachteil der Untersuchung ausschließlich künstlich erzeugter Sedimentablagerungen und der daraus resultierenden Unsicherheit bei der Übertragbarkeit von so ermittelten Erosionsparametern in natürliche Umgebungen wird durch die Anwendung eines in-situ-

Erosionsgerätes wie dem *EROSIMESS* begegnet. Dieses und auch andere in-situ-Geräte haben ihrerseits jedoch den Nachteil einer zumeist deutlich weniger naturähnlichen Strömungserzeugung (vgl. Kap. 6.3). An dieser Stelle besteht erheblicher Optimierungsbedarf. Dabei erscheint es sinnvoll, die Strömungserzeugung und die Kalibrierung der Sohl Schubspannung gegenüber einem Steuerungsparameter des in-situ-Geräts nicht nur – wie in der Vergangenheit zumeist geschehen – für das jeweilige Gerät gesondert zu betrachten. Vielmehr ist es erforderlich, zusätzlich zu untersuchen beziehungsweise sicherzustellen, dass der von unterschiedlichen Geräten an gleichartigen Sedimentablagerungen erzeugte Erosionsvorgang identisch abläuft und damit zu repräsentativen Ergebnissen führt. In diesem Sinne bietet es sich an, eine im Kreisgerinne künstlich erzeugte und hinsichtlich ihrer Erosionseigenschaften vermessene Sedimentablagerung als Referenz für die Einschätzung und gegebenenfalls Optimierung der Eigenschaften des *EROSIMESS* zu verwenden.

Wenn die Vergleichbarkeit der mit Kreisgerinne und *EROSIMESS* erzielten Ergebnisse nachgewiesen oder gegebenenfalls sichergestellt ist, können die Vorteile des *EROSIMESS* für weitere Forschungsaktivitäten intensiv genutzt werden. Dabei ist nicht nur die Durchführung von Untersuchungen in situ, sondern auch die Nutzung des Gerätes im Labor sinnvoll. Dafür wird das *EROSIMESS* entweder auf künstlich hergestellte Sedimentablagerungen in Standzylindern aufgesetzt – diese Vorgehensweise ist bereits entwickelt und erprobt (KÖNGETER et al., 2004) – wodurch sich eine deutlich größere Anzahl von Untersuchungen als in situ oder im Kreisgerinne durchführen lässt. Andererseits erscheint gerade auch die Gewinnung von Kernproben in situ und deren Untersuchung im Labor nach dem Vorbild von *Sedflume* und *SETEG* (s. Kap. 6.3) vielversprechend. Hierfür müsste das *EROSIMESS* modifiziert werden, Ergebnis wäre eine Untersuchungsmethode, die die Vorteile von *Sedflume* und *SETEG* (Untersuchung ungestörter Sedimentablagerung unter vereinfachten Bedingungen im Labor, Quantifizierbarkeit des Erosionswiderstands) mit denen des *EROSIMESS* (keine Beeinflussung durch Randeffekte an Ein- und Auslauftrand, Quantifizierbarkeit der Erosionsrate) vereint.

Mit einer Umsetzung der genannten Optimierungsmöglichkeiten des Versuchssystems *EROSIMESS* wäre die Untersuchung des Einflusses des vertikalen Gradienten des Erosionswiderstands realisierbar: Voraussichtlich erforderliche, unterschiedliche Konsolidationszeiten zur Herstellung unterschiedlicher Gradienten des Erosionswiderstands und der damit einhergehende zeitliche Aufwand bedeuten nicht wie im Kreisgerinne eine Einschränkung der durchführbaren Versuchsanzahl, da mehrere Sedimentablagerungen in Standzylindern parallel vorbereitet werden könnten. Zudem wären auch andere Methoden zur Realisierung der notwendigen Variationen denkbar (Verdichtung). Neben der Untersuchung des Gradienten des Erosionswider-

stands wird auf diese Weise auch die Variation unterschiedlichster Einflussparameter auf die absolute Größe des Erosionswiderstand realisierbar. Zuletzt bietet die Untersuchung von Sedimentablagerungen, die in Zylindern vorliegen, wiederum die Möglichkeit einer Optimierung der Messung des vertikalen Verlaufs der Dichte der Sedimentablagerung: Durch eine Modifikation des bisher verwendeten UHCM könnte die Messung berührungsfrei durch die Zylinderwand in horizontalen Schichten erfolgen, die Übertragbarkeit der vorab gemessenen Dichte auf die Erosionsprozesse während des nachfolgenden Versuchs wäre ohne aufwendige Nachweise der Reproduzierbarkeit sichergestellt.

Für die Durchführung der skizzierten Forschungsaktivitäten ist zunächst die Verwendung von Kaolinit als Ersatzsediment zu empfehlen, das sich auch in der vorliegenden Untersuchung als geeignet erwiesen hat. Damit ist eine Abbildung der grundlegenden Eigenschaften natürlicher Sedimentablagerungen gewährleistet, gleichzeitig erfolgen die Versuche unter kontrollierbaren und reproduzierbaren Bedingungen im Labor, was für die Identifikation bisher unbekannter Zusammenhänge von eminenter Wichtigkeit ist. Anschließend muss die Gültigkeit erzielter Erkenntnisse durch Untersuchungen mit natürlichem Sediment bei gleicher Vorgehensweise im Labor nachgewiesen werden. Zuletzt bietet die Optimierung des *EROSIMESS* die verbesserte Möglichkeit, natürliche Sedimentablagerungen in situ hinsichtlich ihrer maßgeblichen Erosionsparameter zu untersuchen und somit die für Prognosen von Erosionsereignissen erforderlichen Eingangsdaten zur Verfügung zu stellen.

Literaturverzeichnis

Ackermann, T. (1994):

Zur Implementierung der Stofftransportgleichung in das Strömungssimulationsprogramm RISMO. Aachen: Lehrstuhl und Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der RWTH (Dipl.-Arbeit) (unveröffentlicht).

Amos, C.L.; Daborn, G.R.; Christian, H.A.; Atkinson, A.; Robertson, A. (1992a):

In Situ Erosion Measurements on Fine-Grained Sediments from the Bay of Fundy. In: Marine Geology, Vol. 108, No. 2, pp. 175-196. - ISSN 0025-3227

Amos, C.L.; Grant, J.; Daborn, G.R.; Black, K. (1992b):

Sea Carousel - A Benthic, Annular Flume. In: Estuarine, Coastal and Shelf Science, Vol. 34, pp. 557-577. - ISSN 0272-7714

Ariathurai, R.; Arulanandan, K. (1978):

Erosion Rates of Cohesive Soils. In: Journal of the Hydraulics Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 104, No. HY2, pp. 279-283. - ISSN 0044-796x

Arulanandan, K. (1975):

Fundamental Aspects of Erosion of Cohesive Soils. In: Journal of the Hydraulics Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 101, No. HY5, pp. 635-639. - ISSN 0044-796x

Arulanandan, K.; Loganathan, P.; Krone, R.B. (1975):

Pore and Eroding Fluid Influences on Surface Erosion of Soil. In: Journal of the Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 101, No. GT1, pp. 51-65. - ISSN 0093-6405

ATV-DVWK (2003):

Feststofftransportmodelle für Fließgewässer. Hennef: Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall (ATV-DVWK-Arbeitsbericht). - ISBN 3-924063-30-3

Basson, G.R.; Rooseboom, A. (1997):

Dealing with Reservoir Sedimentation. Pretoria: Water Research Commission. - ISBN 1-86845-255-7

Becker, U. (2001):

persönliche Mitteilung. (Betriebsstellenleitung Staubecken Heimbach).

Berkhoudt, N. (1994):

Manual - Ultra High Concentration Meter. Delft: WL Delft Hydraulics (not published).

- Berlamont, J.; Ockenden, M.; Toorman, E.; Winterwerp, J. (1993):
The Characterisation of Cohesive Sediment Properties. In: Coastal Engineering, Vol. 21, No. 1-3, pp. 105-128. - ISSN 0378-3839
- Black, K.S. (1991):
The Erosion Characteristics of Cohesive Estuarine Sediments: Some In Situ Experiments and Observations. Wales: University of Wales (Ph.D. Thesis) (not published).
- Bollrich, G. (1986):
Technische Hydromechanik 1. Berlin: Verlag für Bauwesen, 4. Auflage. - ISBN 3-345-00608-1
- Bouchard, J.P. (1997):
Sedimental Impact of Reservoir Emptying - Prediction Tools and Site Investigation. In: 27. IWASA, Internationales Wasserbau-Symposium Aachen / Hrsg. J. Königeter. Aachen: Mainz (Technische Hochschule Aachen / Lehrstuhl und Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft: Mitteilungen; 111), pp. 269-298. - ISBN 3-89653-611-7
- Bruens, A. (2003):
Entraining Mud Suspensions. Delft: Faculty of Civil Engineering, TU Delft (Communications on Hydraulic and Geotechnical Engineering; 03-1). - ISSN 0169-6548
- Cervantes, E.E.; Mehta, A.J.; Li, Y. (1995):
A Laboratory-Based Examination of "Episodic" Resuspension of Fine-Grained Sediments by Waves and Current. In: Proceedings of the 4th International Conference on Coastal and Port Engineering in Developing Countries / 25.-29. September, Rio de Janeiro, Brazil. , pp. 1-13.
- Christensen, R.W.; Das, B.M. (1974):
Hydraulic Erosion of Remolded Cohesive Soils. In: Soil Erosion: Causes and Mechanisms, Preventions and Control. Washington: Highway Research Board (Special Report 135), pp. 8-19.
- Cornelisse, J.M.; Mulder, H.P.J.; Houwing, E.J.; Williamson, H.J.; Witte, G. (1997):
On the Development of Instruments for In Situ Erosion Measurements. In: Cohesive Sediments: 4th Nearshore and Estuarine Cohesive Sediment Transport Conference, INTERCOH 1994, 11-15 July 1994, Wallingford / Ed. by N. Burt [et al.]. Chichester u.a.: Wiley, pp. 175-186. - ISBN 0-471-97098-0

De Wit, P.J. (1995):

Liquefaction of Cohesive Sediments caused by Waves. Delft: Faculty of Civil Engineering, TU Delft (Communications on Hydraulic and Geotechnical Engineering; 95-2). - ISSN 0169-6548

Dennett, K.E.; Sturm, T.W.; Amirtharajah, A.; Mahmood, T. (1995):

Flume Studies on the Erosion of Cohesive Sediments. In: Proceedings of the 1st International Conference on Water Resources Engineering, 14-18 August 1995, San Antonio / Ed. by W. Espey, P. Comb. Washington: American Society of Civil Engineers, pp. 199-203.

Dixit, J.G. (1982):

Resuspension Potential of Deposited Kaolinite Beds. Gainesville: University of Florida (M.Sc. Thesis) (not published).

DVWK (1999):

Methoden zur Erkundung, Untersuchung und Bewertung von Sedimentablagerungen und Schwebstoffen in Gewässern. Bonn: Wirtschafts- und Verlagsgesellschaft Gas und Wasser (Schriftenreihe des Deutschen Verbandes für Wasserwirtschaft und Kulturbau e.V.; 128). - ISBN 3-89554-111-7

Eden, H.; Vorrath, D.; Müller, V. (1999):

DSL-Method - A New Surveying Technology. In: Gewässervermessung und hydrographische Informationssysteme. Stuttgart: Wittwer (Schriftenreihe des deutschen Vereins für Vermessungswesen e.V.; 37), pp. 106-115. - ISBN 3-87919-269-3

Elder, J.W. (1959):

The Dispersion of Marked Fluid in Turbulent Shear Flow. In: Journal of Fluid Mechanics, pp. 544-560. - ISSN 0022-1120

Forkel, C. (2004):

Numerische Modelle für die Wasserbaupraxis. Grundlagen, Anwendungen, Qualitätsaspekte. Aachen: Shaker (Technische Hochschule Aachen / Lehrstuhl und Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft: Mitteilungen; 130) (Zugl.: Aachen, T.H., Habil.-Schrift 2003). - ISBN 3-8322-3082-3

Garbrecht, G. (1961):

Erfahrungswerte über die zulässigen Strömungsgeschwindigkeiten in Flüssen und Kanälen. In: Wasser und Boden, Jg. 61, H. 5, pp. 163-170. - ISSN 0043-0951

- Govindaraju, R.S.; Shrestha, P.L.; Roig, L.C. (1997):
A Continuum Theory for Evolution of Soft Sediment Beds with Application to Sediment Dynamics. In: Proceedings of the 27th Congress of the International Association of Hydraulic Engineering and Research, Theme B, 10-15 August 1997, San Francisco. Madrid: International Association of Hydraulic Engineering and Research, pp. 1262-1267. - ISBN 0-7844-0271-x
- Guarte, R.C.; Kelly, W.E.; Nacci, V.A. (1980):
Erosion of Cohesive Sediments as a Rate Process. In: Ocean Engineering, Vol. 7, No. 4, pp. 539-551. - ISSN 0029-8018
- Gust, G.; Müller, V. (1997):
Interfacial Hydrodynamics and Entrainment Functions of currently used Erosion Devices . In: Cohesive Sediments: 4th Nearshore and Estuarine Cohesive Sediment Transport Conference, INTERCOH 1994, 11-15 July 1994, Wallingford / Ed. by N. Burt [et al.]. Chichester [et al.]: Wiley, pp. 149-174. - ISBN 0-471-97098-0
- Hamm, L.; Chester, T.; Fettweis, M.; Pathirana, K.P.P.; Peltier, E. (1997):
An Intercomparison Exercise of Cohesive Sediment Transport Numerical Models. In: Cohesive Sediments, 4th Nearshore and Estuarine Cohesive Sediment Transport Conference, INTERCOH 1994, 11-15 July 1994, Wallingford / Ed. by N. Burt [et al.]. Chichester [et al.]: Wiley, pp. 449-458. - ISBN 0-471-97098-0
- Harrison, A.J.M.; Owen, M.W. (1971):
Siltation of Fine Sediments in Estuaries. In: Proceedings of the 14th Congress of the International Association of Hydraulic Engineering and Research, Theme D, Paris. Madrid: International Association of Hydraulic Engineering and Research.
- Hayter, E.J. (1984):
Estuarial Sediment Bed Model. In: Estuarine Cohesive Sediment Dynamics / Ed. by A.J. Mehta. Berlin [et al.]: Springer (Lecture Notes on Coastal and Estuarine Studies; 14), pp. 66-84.
- Hirschhäuser, T.; Zanke, U. (2003):
Numerische Modellierung der Akkumulation von feinkörnigem Material im Hörnumbecken. In: HANSA, Jg. 140, H. 6, pp. 74-80. - ISSN 0017-7504
- Höttges, J. (1992):
Zur Methode der numerischen Simulation von Stoffausbreitungsvorgängen in Fließgewässern. Aachen: Eigenverlag des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft der RWTH Aachen (Mitteilungen des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft der RWTH Aachen; 86). - ISSN 0343-1045

- Houwing, E.J.; Rijn, L.C. van (1998):
In Situ Erosion Flume (ISEF): Determination of Bed-Shear Stress and Erosion of a Kaolinite Bed. In: Journal of Sea Research, Vol. 39, No. 3-4, pp. 243-253. - ISSN 1385-1101
- Hrissanthou, V.; Hartmann, S. (1998):
In-situ-Ermittlung der kritischen Erosionsgeschwindigkeit. In: Wasser & Boden, Jg. 50, H. 8, pp. 37-40. - ISSN 0043-0951
- Humann, K. (1996):
Der Einfluß des Mikrophytobenthos auf die Sedimentstabilität und die Schwebstoffbildung aus Sedimenten im Elbe-Ästuar. Hamburg: Fachbereich Biologie der Universität Hamburg-Harburg (Dissertation) (unveröffentlicht).
- Jepsen, R.; Roberts, J.; Lick, W. (1997):
Effects of Bulk Density on Sediment Erosion Rates. In: Water, Air and Soil Pollution, Vol. 99, No. 1-4, pp. 21-31. - ISSN 0049-6979
- Kamrath, P. (2001):
Simulation der hydrodynamischen Prozesse während der Entleerung des Staubeckens Heimbach mit besonderer Fokussierung auf die Ermittlung von Sohlschubspannungen. Aachen: Lehrstuhl und Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der RWTH Aachen (Dipl.-Arbeit) (unveröffentlicht).
- Kandiah, A. (1974):
Fundamental Aspects of Surface Erosion of Cohesive Soils. Davis: University of California (Ph.D. Thesis) (not published).
- Kern, U. (1997):
Transport von Schweb- und Schadstoffen in staugeregelten Fließgewässern am Beispiel des Neckars. Stuttgart: Eigenverlag des Instituts für Wasserbau an der Universität Stuttgart (Mitteilungen des Instituts für Wasserbau der Universität Stuttgart; 93). - ISBN 3-921694-93-0
- Kern, U.; Haag, I.; Schürlein, V.; Holzwarth, M.; Westrich, B. (1999):
Ein Strömungskanal zur Ermittlung der tiefenabhängigen Erosionstabilität von Gewässersedimenten: das SETEG-System. In: Wasserwirtschaft, Jg. 89, H. 2, pp. 72-77. - ISSN 0043-0978
- Köngeter, J.; Prochnow, J.V.; Schweim, C. (2003):
In situ Untersuchungen zum Bewegungsrisiko abgelagerter Sedimente bei der Entleerung des Staubeckens Heimbach. Aachen: Lehrstuhl und Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der RWTH Aachen (Abschlußbericht i.A. des Wasserverbands Eifel-Rur) (unveröffentlicht).

- Königter, J.; Prochnow, J.V.; Schweim, C. (2004):
Experimentelle Untersuchungen zur Beeinflussung der Feinsedimentdynamik in Binnengewässern durch heterotrophe Mikroorganismen. Aachen: Lehrstuhl und Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der RWTH Aachen (Abschlussbericht zum DFG-Forschungsvorhaben Ko 1573/12-1) (unveröffentlicht).
- Kranenburg, C.; Winterwerp, J.C. (1997):
Erosion of Fluid Mud Layers I: Entrainment Model. In: Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 123, No. 6, pp. 504-511. - ISSN 0733-9429
- Krone, R.B. (1962):
Flume Studies of the Transport of Sediments in Estuarial Shoaling Processes. Berkeley: Hydraulic Engineering Laboratory and Sanitary Engineering Research Laboratory, University of California (not published).
- Krone, R.B. (1984):
The Significance of Aggregate Properties to Transport Processes. In: Estuarine Cohesive Sediment Dynamics / Ed. by A.J. Mehta. Berlin [et al.]: Springer (Lecture Notes on Coastal and Estuarine Studies; 14), pp. 66-84.
- Krone, R.B. (1999):
Effects of Bed Structure on Erosion of Cohesive Sediments. In: Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 125, No. 12, pp. 1297-1301. - ISSN 0733-9429
- Kuijper, C.; Cornelisse, J.M.; Winterwerp, J.C. (1989):
Research on Erosive Properties of Cohesive Sediments. In: Journal of Geophysical Research, Vol. 94, No. C10, pp. 14341-14350. - ISSN 0148-0227
- Kusuda, T.; Umita, T.; Koga, K.; Futawatari, T.; Awaya, Y. (1984):
Erosional Process of Cohesive Sediments. In: Water Science and Technology, Vol. 17, No. 6-7, pp. 891-901. - ISSN 0273-1223
- Lambermont, J.; Lebon, G. (1978):
Erosion of Cohesive Soils. In: Journal of Hydraulic Research, Vol. 16, No. 1, pp. 27-44. - ISSN 0022-1686
- Lavelle, J.W.; Mofjeld, H.O.; Baker, E.T. (1984):
An In Situ Erosion Rate for a Fine-Grained Marine Sediment. In: Journal of Geophysical Research, Vol. 89, No. C4, pp. 6543-6552. - ISSN 0196-2256
- Le Hir, P. (2000):
personal communication. (INTERCOH 2000, Delft).
- Lee, D.Y. (1979):
Resuspension and Deposition of Lake Erie Sediments. Cleveland: Case Western Reserve University (M.Sc. Thesis) (not published).

Leussen, W. van (1988):

Aggregation of Particles, Settling Velocity of Mud Floes, a Review. In: *Physical Processes in Estuaries* / Ed. by J. Dronkers, W. van Leussen. Berlin [et al.]: Springer, pp. 347-403. - ISBN 3-540-19266-2

Leussen, W. van; Winterwerp, J.C. (1990):

Laboratory Experiments on Sedimentation of Fine-grained Sediments: A State-of-the-Art Review in the Light of Experiments with the Delft Tidal Flume. In: *Residual Currents and Long-Term Transport* / Ed. by R.T. Cheng. Berlin [et al.]: Springer (Coastal and Estuarine Studies; 38), pp. 241-259.

Li, M.Z.; Gust, G. (2000):

Boundary Layer Dynamics and Drag Reduction in Flows of High Cohesive Sediment Suspensions. In: *Sedimentology*, Vol. 47, No. 1, pp. 71-86. - ISSN 0037-0746

Liem, R.; Spork, V.; Köngeter J. (1997):

Investigations on Erosional Processes of Cohesive Sediments Using an In-Situ Measuring Device. In: *International Journal of Sediment Research*, Vol. 12, No. 3, pp. 139-147. (Special Issue of Morphological Dynamics and Unsteady Sediment Transport). - ISSN 1001-6279

Liu, K.F.; Mei, C.C. (1989):

Effects of Wave-Induced Friction on a Muddy Seabed Modelled as a Bingham-Plastic Fluid. In: *Journal of Coastal Research*, Vol. 5, No. 4, pp. 777-789. - ISSN 0749-0208

Maa, J.P.Y.; Sanford, L; Halka, J.P. (1998):

Sediment Resuspension Characteristics in Baltimore Harbor, Maryland. In: *Marine Geology*, Vol. 146, No. 1-4, pp. 137-145. - ISSN 0025-3227

Maa, J.P.Y.; Wright, L.D.; Lee, C.H.; Shannon, T.W. (1993):

VIMS Sea Carousel: A Field Instrument for Studying Sediment Transport. In: *Marine Geology*, Vol. 115, No. 3-4, pp. 271-287. - ISSN 0025-3227

Maa, P.Y. (1986):

Erosion of Soft Muds by Waves. Gainesville: University of Florida (Ph.D. Thesis) (not published).

Malcherek, A. (1995):

Mathematische Modellierung von Strömungen und Stofftransportprozessen in Ästuaren. Hannover: Institut für Strömungsmechanik und Elektronisches Rechnen im Bauwesen der Universität Hannover (Institutsbericht Nr. 44/1995). - ISSN 0177-9028

- Malcherek, A. (2001):
Hydromechanik der Fließgewässer. Hannover: Institut für Strömungsmechanik und Elektronisches Rechnen im Bauwesen der Universität Hannover (Institutsbericht Nr. 61/2001). - ISSN 0177-9028
- Malcherek, A. (2003):
Morphodynamik der Küstengewässer. Hamburg: Bundesanstalt für Wasserbau, Außenstelle Küste (Version 2.4).
<<http://www.baw.de/vip/abteilungen/wbk/Methoden/hnm/nummeth/morphodynamik.pdf>> [Letzter Zugriff am: 13.12.2004]
- McAnally, W.H.; Mehta, A.J. (2001):
Preface. In: Coastal and Estuarine Fine Sediment Processes. Amsterdam [et al.]: Elsevier (Proceedings in Marine Sciences; 3), pp. v-vii. - ISBN 0-444-50463-X
- McNeil, J.; Taylor, C.; Lick, W. (1996):
Measurements of Erosion of Undisturbed Bottom Sediments with Depth. In: Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 122, No. 6, pp. 316-324. - ISSN 0733-9429
- Mehta, A.J. (1988):
Laboratory Studies on Cohesive Sediment Deposition and Erosion. In: Physical Processes in Estuaries / Ed. by J. Dronkers, W. van Leussen. Berlin [et al.]: Springer, pp. 427-445.
- Mehta, A.J. (1991a):
Characterization of Cohesive Soil Bed Surface Erosion, with Special Reference to the Relationship between Erosion Shear Strength and Bed Density. Gainesville: Coastal and Oceanographic Engineering Department, University of Florida (UFL/COEL/MP-91/4) (not published).
- Mehta, A.J. (1991b):
Review Notes on Cohesive Sediment Erosion. In: Proceedings of the International Conference on Coastal Sediments 1991. Washington: American Society of Civil Engineers, pp. 40-53.
- Mehta, A.J.; Hayter, E.J.; Parker, W.R.; Krone, R.B.; Teeter, A.M. (1989):
Cohesive Sediment Transport. I: Process Description. In: Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 115, No. 8, pp. 1076-1093. - ISSN 0733-9429
- Mehta, A.J.; Lee, S.C. (1994):
Problems in Linking the Threshold Condition for the Transport of Cohesionless and Cohesive Sediment Grain. In: Journal of Coastal Research, Vol. 10, No. 1, pp. 170-177. - ISSN 0749-0208

- Mehta, A.J.; Parchure, T.M. (2000):
Surface Erosion of Fine-Grained Sediment Revisited. In: Muddy Coast Dynamics and Resource Management / Ed. by B.W. Flemming [et al.]. Amsterdam: Elsevier, pp. 55-74.
- Mehta, A.J.; Parchure, T.M.; Dixit, J.G.; Ariathurai, R. (1982):
Resuspension Potential of Deposited Cohesive Sediment Beds. In: Estuarine Comparisons / Ed. by V.S. Kennedy. New York: Academic Press, pp. 591-609. - ISBN 0-12-404070-5
- Mehta, A.J.; Partheniades, E. (1982):
Resuspension of Deposited Cohesive Sediment Beds. In: Proceedings of the International Conference on Coastal Engineering, Cape Town, South Africa. , pp. 1569-1587.
- Meyer (2001):
Meyers grosses Taschenlexikon. Mannheim [et al.]: B.I. Taschenbuchverlag, 8. Auflage. - ISBN 3-411-11008-2
- Migniot, C. (1968):
Etude des propriétés physiques de différents sédiments très fins et de leur comportement sous des actions hydrodynamiques. In: La Houille Blanche, No. 7, pp. 591-620.
- Mitchener, H.; Torfs, H. (1996):
Erosion of Mud/Sand Mixtures. In: Coastal Engineering, Vol. 29, No. 1-2, pp. 1-25. - ISSN 0378-3839
- Montague, C.L. (1986):
Influence of Biota on Erodibility of Sediments. In: Estuarine Cohesive Sediment Dynamics / Ed. by A.J. Mehta. Berlin [et al.]: Springer (Lecture Notes on Coastal and Estuarine Studies; 14), pp. 251-269.
- Ockenden, M.C.; Delo, E.A. (1988):
Consolidation and Erosion of Estuarine Mud and Sand Mixtures. Wallingford: Hydraulics Research Station (Report No. SR 149) (not published).
- Otsubo, K.; Muraoka, K. (1988):
Critical Shear Stress of Cohesive Bottom Sediments. In: Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 114, No. 10, pp. 1241-1256. - ISSN 0733-9429
- Owen, M.W. (1975):
Erosion of Avonmouth Mud. Wallingford: Hydraulics Research Station (Report No. INT 150) (not published).

- Parchure, T.M. (1984):
Erosional Behavior of Deposited Cohesive Sediments. Gainesville: Coastal and Oceanographic Engineering Department, University of Florida (UFL/COEL-TR-071) (not published).
- Parchure, T.M.; Mehta, A.J. (1985):
Erosion of Soft Cohesive Sediment Deposits. In: Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 11, No. 10, pp. 1308-1326. - ISSN 0733-9429
- Partheniades, E. (1962):
A Study of Erosion and Deposition of Cohesive Soils in Salt Water. Berkeley: University of California (Ph.D. Thesis) (not published).
- Partheniades, E. (1965):
Erosion and Deposition of Cohesive Soils. In: Journal of the Hydraulics Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 91, No. HY1, pp. 105-139. - ISSN 0044-796x
- Piedra-Cueva, I.; Mory, M. (2001):
Erosion of a Deposited Layer of Cohesive Sediments. In: Coastal and Estuarine Fine Sediment Processes / Ed. by W.H. McAnally, A.J. Mehta. Amsterdam: Elsevier. - ISBN 0-444-50463-x
- Pietzsch, B. (2001):
In situ Untersuchungen zur Mobilität bindiger Stauraumsedimente während einer Entleerungsmaßnahme am Beispiel des Staubeckens Heimbach. Aachen: Lehrstuhl und Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der RWTH Aachen (Dipl.-Arbeit) (unveröffentlicht).
- Prochnow, J.V. (2004):
Biogene Stabilisierung kohäsiver Stauraumsedimente durch heterotrophe Mikroorganismen. Aachen: Fakultät für Mathematik und Naturwissenschaften der RWTH Aachen (Dissertation) (in Vorbereitung).
- Prochnow, J.V.; Spork V.; Jahnke J.; Schweim C. (2001):
Using Dissolved and Particulate Carbon for the Prediction [of Soft Sediment Erodibility]. In: Physics and Chemistry of the Earth, Part B, Vol. 26, No. 1, pp. 53-58. - ISSN 1464-1909
- Raudkivi, A.J. (1990):
Loose Boundary Hydraulics. Oxford [et al.]: Pergamon Press, 3. Auflage. - ISBN 0-08-034073-3

- Raudkivi, A.J.; Hutchinson, D.L. (1974):
Erosion of Kaolinite Clay by Flowing Water. In: Proceedings of the Royal Society of London, Vol. 337, No. 1611, pp. 537-554.
- Ravens, T.M.; Gschwend, P.M. (1999):
Flume Measurements of Sediment Erodibility in Boston Harbor. In: Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 125, No. 10, pp. 998-1005. - ISSN 0733-9429
- Rettemeier, K. (2004):
Strömungsphänomene in Standgewässern. Aachen: Fakultät für Bauingenieurwesen der RWTH Aachen (Dissertation).
<http://sylvester.bth.rwth-aachen.de/dissertationen/2004/031/04_031.pdf> [Letzter Zugriff am: 13.12.2004]
- Rijn, L.C. van (1993):
Principles of Sediment Transport in Rivers, Estuaries and Coastal Seas. Amsterdam: Aqua Publications. - ISBN 90-800356-2-9
- Rodatz, W. (1995):
Grundbau und Bodenmechanik. Braunschweig: Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Nachdruck der 9. Auflage (Vorlesungsumdruck) (unveröffentlicht).
- Rouvé, G.; Schröder, M. (1994):
Die Entwicklung eines mathematisch-numerischen Verfahrens zur Berechnung naturnaher Fließgewässer. Aachen: Lehrstuhl und Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der RWTH Aachen (Abschlussbericht zum DFG-Forschungsvorhaben Ro 365/31-6) (unveröffentlicht).
- Sanford, L.P.; Maa, J.P.Y. (2001):
A Unified Erosion Formulation for Fine Sediments. In: Marine Geology, Vol. 179, No. 1-2, pp. 9-23. - ISSN 0025-3227
- Schünemann, M.; Kühl, H. (1991):
A Device for Erosion-Measurements on Naturally Formed Muddy Sediments: The EROMESS-System. Geesthacht: GKSS Forschungszentrum (GKSS91/E/18) (not published).
- Schweim, C.; Prochnow, J.V.; Köngeter, J. (2001):
Combined Experimental and Numerical Investigations of Formulae for Erosion and Deposition of Cohesive Sediments. In: International Journal of Sediment Research, Vol. 16, No. 2, pp. 258-267. - ISSN 1001-6279

Schweim, C.; Prochnow, J.V.; Köngeter, J. (2002):

Numerical Assessment of Source and Sink Terms for Cohesive Sediments. In: INTERCOH-2000: Fine Sediment Dynamics in the Marine Environment / Ed. by J.C. Winterwerp, C. Kranenburg. Amsterdam [et al.]: Elsevier (Proceedings in Marine Science; 5), pp. 671-685. - ISBN 0-444-51136-9

Schweim, C.; Zhou, J. ; Spork, V.; Prochnow, J.V.; Köngeter, J. (2000):

Large Eddy Simulation of a Lid-Driven Annular Flume Flow. In: Proceedings of the 4th International Conference on Hydroinformatics, 23-27 July 2000, Iowa / Ed. by J.A. Odgaard. Madrid: International Association of Hydraulic Engineering and Research. - ISBN 0-87414-124-9

Shields, A. (1936):

Anwendung der Ähnlichkeitsmechanik und der Turbulenzforschung auf die Geschiebebewegung. Berlin: Eigenverlag (Mitteilungen der Preussischen Versuchsanstalt für Wasser- und Schiffbau; 26).

Spork, V. (1997):

Erosionsverhalten feiner Sedimente und ihre biogene Stabilisierung. Aachen: Mainz (Technische Hochschule Aachen / Lehrstuhl und Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft: Mitteilungen; 114) (Zugl.: Aachen, T.H., Diss. 1997). - ISBN 3-89653-614-1

Teeter, A.M. (1986):

Vertical transport in Fine-Grained Suspension and Newly-Deposited Sediment. In: Estuarine Cohesive Sediment Dynamics / Ed. by A.J. Mehta. Berlin [et al.]: Springer (Lecture Notes on Coastal and Estuarine Studies; 14), pp. 170-191.

Thorn, M.F.C.; Parsons, J.G. (1979):

Properties of Belawan Mud. Wallingford: Hydraulics Research Station (Report No. EX 880) (not published).

Thorn, M.F.C.; Parsons, J.G. (1980):

Erosion of Cohesive Sediments in Estuaries: An Engineering Guide. In: Proceedings of the 3rd International Symposium on Dredging Technology. Cranfield [et al.]: BHRA Fluid Engineering, pp. 349-358.

Tolhurst T.J.; Black, K.S.; Paterson, D.M.; Mitchener, H.J.; Termaat, G.R.; Shayler, S.A. (2000a):

A Comparison and Measurement Standardisation of Four In Situ Devices for Determining the Erosion Shear Stress of Intertidal Sediments. In: Continental Shelf Research, Vol. 20, No. 10-11, pp. 1397-1418. - ISSN 0278-4343

- Tolhurst T.J.; Riethmüller, R; Paterson, D.M. (2000b):
In Situ versus Laboratory Analysis of Sediment Stability from Intertidal Mudflats.
In: Continental Shelf Research, Vol. 20, No. 10-11, pp. 1317-1334. - ISSN 0278-4343
- Toorman, E.A. (1996):
Sedimentation and Self-weight Consolidation: General Unifying Theory. In: Geotechnique, Vol. 46, No. 1, pp. 103-113. - ISSN 0016-8505
- Toorman, E.A. (1999):
Sedimentation and Self-weight Consolidation: Constitutive Equations and Numerical Modelling. In: Geotechnique, Vol. 49, No. 6, pp. 709-726. - ISSN 0016-8505
- Villaret, C.; Paulic, M. (1986):
Experiments on the Erosion of Deposited and Placed Cohesive Sediments in an Annular Flume and a Rocking Flume. Gainesville: Coastal and Oceanographic Engineering Department, University of Florida (UFL/COEL-86/7) (not published).
- Vollmer, S. (1999):
Physical Modelling of the Entraining Flow of a Turbulent Concentrated Benthic Suspension. Aachen: Lehrstuhl und Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der RWTH Aachen (Dipl.-Arbeit) (unveröffentlicht).
- Wedershoven, C. (2002a):
Identifikation eines geeigneten Ansatzes zur Beschreibung von Erosion kohäsiver Sedimente in instationären Strömungen. Aachen: Lehrstuhl und Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der RWTH Aachen (Dipl.-Arbeit) (unveröffentlicht).
- Wedershoven, C. (2002b):
Stofftransport in Rismo2D. Aachen: Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der RWTH Aachen (Bericht zur Implementierung neuer Erosionsmodelle und der entkoppelten Modellierung von Strömung und Stofftransport) (unveröffentlicht).
- White, R. (2001):
Evacuation of Sediments from Reservoirs. London: Thomas Telford. - ISBN 0-7277-2953-5
- Wieprecht, S. (2001):
Entstehung und Verhalten von Transportkörpern bei grobem Sohlenmaterial. München: Oldenbourg Industrieverlag (Mitteilungen des Instituts für Wasserwesen der Universität der Bundeswehr; 75). - ISBN 3-486-26518-0

Williamson, H.J. (1994):

Recent Field Measurements of Erosion Shear Stress Using ISIS. In: Papers to be presented at 4th Nearshore and Estuarine Cohesive Sediment Transport Conference, INTERCOH 1994, 11-15 July 1994, Wallingford. (not published).

Winterwerp, J.C. (1989):

Flow-Induced Erosion of Cohesive beds. A Literature Survey. Delft: WL Delft Hydraulics (Internal report Z161-31) (not published).

Winterwerp, J.C. (1999):

On the Dynamics of High-Concentrated Mud Suspensions. Delft: Faculty of Civil Engineering, TU Delft (Communications on Hydraulic and Geotechnical Engineering; 99-3). - ISSN 0169-6548

Zanke, U. (1982):

Grundlagen der Sedimentbewegung. Berlin [et al.]: Springer (Hochschultext). - ISBN 3-540-11672-9

Zreik, D.A.; Krishnappan, B.G.; Germaine, J.T.; Madsen, O.S.; Ladd, C.C. (1998):

Erosional and Mechanical Strengths of Deposited Cohesive Sediments. In: Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 124, No. 11, pp. 1076-1085. - ISSN 0733-9429

Anhang A Kalibrierungsfunktionen

Vorgabe der Sohl Schubspannung im Kreisgerinne

Die Strömung im Kreisgerinne wird durch gegensinnige Rotation des Gerinnes und des auf der Wasseroberfläche aufliegenden Deckels erzeugt. Durch die Relativgeschwindigkeit zwischen beiden Bauteilen und die Haftung an den Wänden entsteht eine Strömung in tangentialer Richtung. Infolge dieser Rotationsbewegung des Wasserkörpers um die Gerinneachse und der dabei wirkende Fliehkräfte entsteht weiterhin eine Sekundärströmung, deren Ausbildung von der Betriebsart des Gerinne abhängig ist (vgl. Abb. A.1): Dreht nur der Deckel, während das Gerinne ruht, entstehen die höchsten Fließgeschwindigkeiten in Tangentialrichtung am Deckel. Damit sind auch die Fliehkräfte am Deckel am größten, es entwickelt sich ein im oberen Gerinnebereich nach außen gerichteter Sekundärwirbel (Fall a). Umgekehrt entsteht ein entgegengesetzt gerichteter Sekundärwirbel aufgrund der an der Gerinnesohle maximalen Tangentialgeschwindigkeiten und Fliehkräfte, wenn bei ruhendem Deckel nur das Gerinne dreht (Fall b). Die Rotationsgeschwindigkeit und die Ausdehnung der Sekundärwirbel in diesen Fällen lässt sich deutlich reduzieren, wenn mit Gerinne und Deckel beide Bauteile in entgegengesetzter Richtung drehen: In diesem Fall wirkt die gleiche Relativgeschwindigkeit und somit die gleiche Tangentialströmung bezüglich der Gerinnesohle bei reduzierten Drehzahlen von Deckel und Gerinne und damit geringeren absoluten Fließgeschwindigkeiten und Fliehkräften, zwei gegeneinander gerichtete Sekundärwirbel mit geringeren Rotationsgeschwindigkeiten entstehen (Fall c).

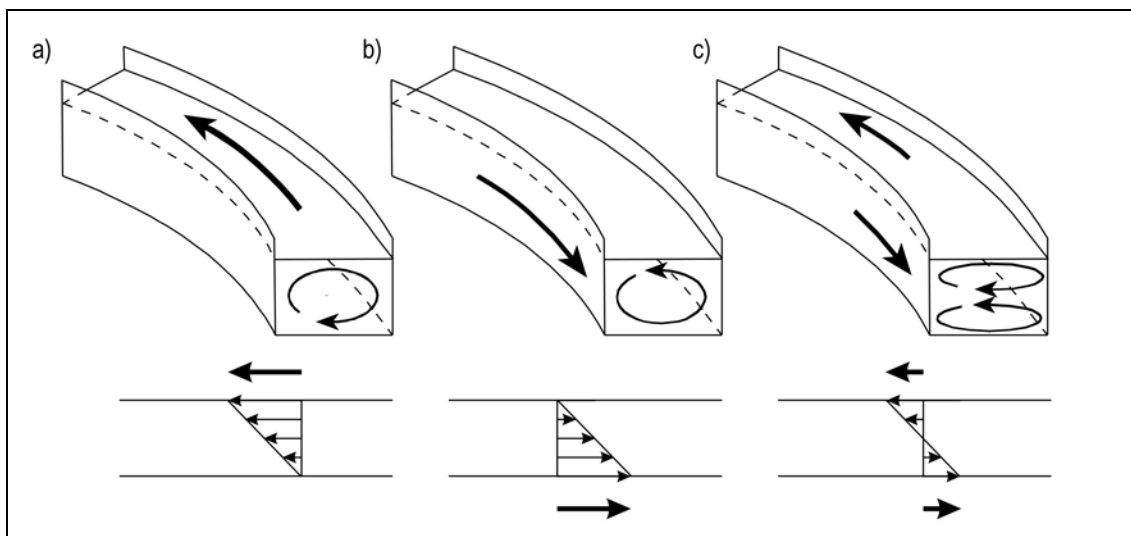


Abb. A.1: Schematische Darstellung von Tangentialströmung (unten) und Sekundärströmung (oben) bei unterschiedlichen Betriebsarten des Kreisgerinnes: a) nur Deckel dreht; b) nur Gerinne dreht; c) Deckel und Gerinne drehen in entgegengesetzter Richtung (nach SPORK, 1997)

Die Ausdehnung der Sekundärwirbel in Fall c lässt sich durch Variation des Drehzahlverhältnisses beeinflussen. Damit ergibt sich die Möglichkeit einer Optimierung der Strömungsverhältnisse hinsichtlich möglichst gleichmäßig über den Gerinnequerschnitt verteilter Sohlschubspannungen. Für das Kreisgerinne des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft der RWTH Aachen (Innendurchmesser 3 m, Gerinnebreite 0,25 m, Wassertiefe 0,175 m) ermittelt SPORK (1997) dieses von den absoluten Drehzahlen von Gerinne und Deckel unabhängige optimale Drehzahlverhältnis zu $\omega_l / \omega_f = -1,6$.

Für ein konstantes Drehzahlverhältnis lässt sich die mittlere Sohlschubspannung im Kreisgerinne als Funktion der Drehzahl des Gerinnes ausdrücken. Diesen funktionalen Zusammenhang ermittelt SPORK (1997) aus Fließgeschwindigkeitsmessungen im mit klarem Wasser gefüllten Kreisgerinne bei unterschiedlichen Drehzahlen mit einem *Laser-Doppler-Velocimeter*. Unter Anwendung des logarithmischen Wandgesetzes für hydraulisch glatte Verhältnisse wird aus den Fließgeschwindigkeiten an über den Querschnitt des Gerinnes verteilten Messpunkten eine mittlere Sohlschubspannung berechnet, deren Abhängigkeit von der Drehzahl des Gerinnes durch Gl. A.1 ausgedrückt wird. Dieser Zusammenhang ermöglicht nun die gezielte Vorgabe einer mittleren Sohlschubspannung durch Einstellung der Gerinnewahl ω_f , die Deckeldrehzahl ω_l ergibt sich aus dem optimierten Drehzahlverhältnis.

$$\omega_f = 4,9217 \cdot \tau_b^{0,5312} \quad \text{bei } \frac{\omega_l}{\omega_f} = -1,6 \quad (\text{A.1})$$

Kalibrierung der Konzentrationsmessung im Kreisgerinne

Die Auswertung von Versuchen zur Erosion feiner Sedimente im Kreisgerinne wie auch in anderen Versuchsgeräten beruht auf der Messung der infolge Erosion ansteigenden Sedimentkonzentration in der Wassersäule. Diese wird gewöhnlich durch ein einziges Trübungsmessgerät aufgenommen. Die Berechnung der Erosionsraten erfolgt dann unter der Annahme eines direkten Zusammenhangs der an dem Ort der Messung aufgenommenen Konzentration mit dem Erosionsvorgang, die homogene Verteilung des erodierten Sediments in der Wassersäule wird also vorausgesetzt.

Zur Überprüfung dieser Annahme wird das Kreisgerinne des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft der RWTH Aachen mit drei Trübungsmessgeräten ausgestattet (WEDERSHOVEN, 2002a). Die Geräte sind extern angeordnet, zur Messung wird kontinuierlich Sediment-Wasser-Suspension dem Gerinne entnommen, durch das Messvolumen gepumpt und dem Gerinne wieder zugeführt. Die Entnahme der Suspension erfolgt mit direkt angeströmten Entnahmeröhrchen, die in radialer Richtung von außen durch die Gerinnewand geführt werden und in Gerinnemitte in Tangentialrichtung ab-

knicken. Die Rückführung der vermessenen Suspension erfolgt entsprechend, die Röhren sind dabei in der gleichen Gerinneumfanglinie wie die Entnahmeröhrchen angeordnet und entlasten die Suspension in Fließrichtung unter somit kleinstmöglicher Beeinflussung der Konzentrationsverteilung im Gerinne. Vertikal sind die Entnahmepunkte der Suspension so verteilt, dass ein evtl. vorhandener Konzentrationsgradient über die Wassertiefe detektiert werden kann.

Die Funktionsweise der verwendeten Trübungsmessgeräte basiert auf der Absorption der Lichtstärke von die Suspension durchdringenden Infrarotstrahlen. Dabei wird das Licht einer Infrarotquelle nach Durchdringung der Suspension von einer Fotodiode erfasst. Der von der Fotodiode erzeugte Strom wird mittels eines Strom-Frequenz-Wandlers in eine Frequenz umgewandelt. Der so ermittelte Trübungswert T [1/s] ist proportional zu der Sedimentkonzentration in der Suspension im Probenvolumen.

Da die Absorptionseigenschaften der Suspension von Korngröße und -form sowie Färbung der Sedimentpartikel abhängen und der Trübungswert weiterhin von den elektronischen Eigenschaften der im Messgerät verwendeten Bauteile beeinflusst wird, muss der Zusammenhang zwischen Trübungswert und Konzentration jedes Trübungsmessgeräts für unterschiedliche untersuchte Sedimente jeweils neu experimentell bestimmt werden. Hierfür werden Suspensionen unterschiedlicher, bekannter Konzentrationen mit den Trübungsmessgeräten vermessen. Aus den ermittelten Wertepaaren lassen sich die jeweiligen funktionalen Zusammenhänge durch Regressionsanalysen bestimmen. Um eine bestmögliche Anpassung dieser Kalibrierungsfunktionen an die Messwerte zu erreichen, werden die Funktionen bereichsweise definiert. Die dabei entstehenden Unstetigkeiten in der Differenzierbarkeit der Funktionen an den Bereichsgrenzen werden zugunsten einer Minimierung der absoluten Abweichung zwischen Mess- und Funktionswerten in Kauf genommen. Die in der Kalibrierung mit den untersuchten Sedimenten ermittelten Parameter der verwendeten Funktionen (Gl. A.2 und A.3) mit ihren Bereichsgrenzen sind in Tab. A.1 und Tab. A.2 dargestellt.

$$C = k_1 + k_2 \cdot k_3^{\ln(T)} + k_4 \cdot k_5^{\ln(T)} \quad (\text{A.2})$$

$$C = k_6 + k_7 \cdot T + k_8 \cdot T^2 \quad (\text{A.3})$$

In Abb. A.2 sind die Differenzen zwischen den Konzentrationsmessungen an den drei vertikal in der Wassersäule verteilten Entnahmepunkten während des Versuchs 2409stat mit Kaolinit dargestellt. In den ersten 26 h des Versuchs (ausgewerteter Bereich der Oberflächenerosion mit $C < 10$ g/l, vgl. Abb. 5.6) sind die gemessenen Konzentrationsdifferenzen kleiner als $\pm 0,05$ g/l. Erst danach, bei schnell steigender Konzentration im

Versuch (bis ca. 18 g/l bei $t = 30$ h) werden die Differenzen größer. Diese Differenzen sind auf die Fehler der Kalibrierungsfunktionen zurückzuführen, die bis zu einer Konzentration von rd. 10 g/l klein sind und dann bis etwa 0,5 g/l bei einer absoluten Konzentration von rd. 20 g/l ansteigen (vgl. Abb. A.3). Es ist also davon auszugehen, dass kein vertikaler Konzentrationsgradient im Kreisgerinne vorliegt; die der Auswertung zugrunde liegende Annahme einer homogenen Verteilung des erodierten Sediments in der Wassersäule ist also statthaft. Zur weiteren Auswertung werden daher Mittelwerte aus den Messungen der drei Trübungsmessgeräte gebildet.

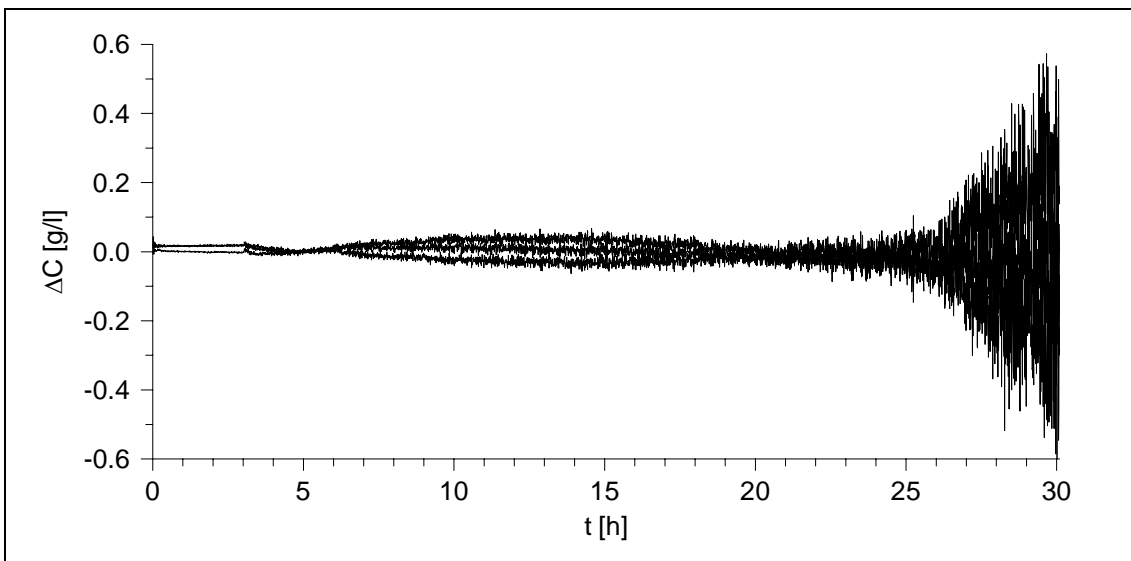


Abb. A.2: Über die Dauer des Versuchs 2409 stat gemessene Konzentrationsdifferenzen zwischen den vertikal verteilten Messpunkten im Kreisgerinne

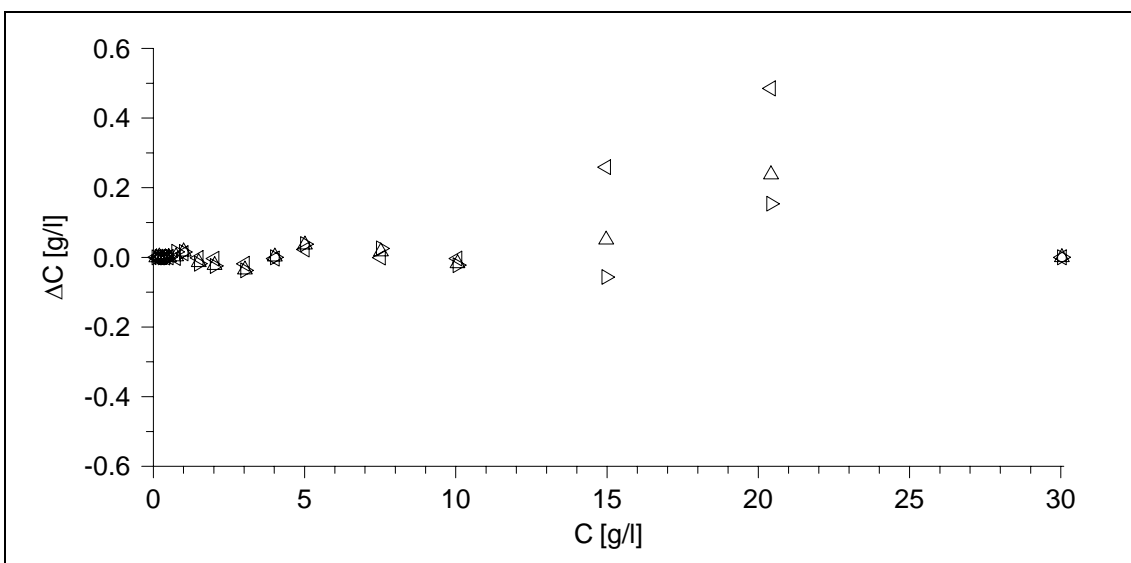


Abb. A.3: Fehler der Kalibrierungsfunktionen für Kaolinit der drei Trübungsmessgeräte (Differenz zwischen Konzentration der Kalibrierungsproben und Funktionswert)

Tab. A.2: Parameter und Bereichsgrenzen der Kalibrierungsfunktionen (Gl. A.2 und A.3) der drei Trübungsmessgeräte (DTMS) für das in Kap. 6.1 untersuchte Sediment aus dem Staubecken Heimbach

			Parameter								Grenzen						
			k ₁	k ₂	k ₃	k ₄	k ₅	k ₆	k ₇	k ₈	T _{max}	T _{min}	C _{min}	C _{max}			
Bereich 1			DTMS 2	DTMS 1	DTMS 0	DTMS 2	DTMS 1	DTMS 0	DTMS 2	DTMS 1	DTMS 0	DTMS 2	DTMS 1	DTMS 0	DTMS 2	DTMS 1	DTMS 0
-4,3854E+02	-4,3218E+02	-4,3340E+02	-4,4819E+02	-4,4769E+02	-4,4871E+02	-4,4489E+02	-4,4452E+02	-4,4477E+02	1,8806E+04	1,8810E+04	1,8808E+04	3,9637E+04	3,8920E+04	2,8912E+04	2,1761E+05	2,1712E+05	1,9787E+05
1,6537E+04	1,6973E+04	1,5487E+04	1,8806E+04	1,8810E+04	1,8808E+04	4,3553E-01	4,3553E-01	4,3553E-01	3,7166E-01	3,8346E-01	3,6880E-01	2,89	3,23	3,20	0,00	0,00	0,00
1,6585E-01	1,8843E-01	1,4229E-01	3,7166E-01	3,8346E-01	3,6880E-01	4,5183E-01	4,5183E-01	4,5183E-01	4,6612E+02	4,6665E+02	4,6557E+02	6,15	5,74	6,05	20,00	20,00	20,00
4,7417E+02	4,6854E+02	4,6953E+02	4,6612E+02	4,6665E+02	4,6557E+02	4,6815E+02	4,6816E+02	4,6764E+02	9,9679E-01	9,9660E-01	9,9696E-01	7,0330E+03	7,0330E+03	1,3810E+02	1,0357E+04	1,0357E+04	6,3656E+03
9,9278E-01	9,9271E-01	9,9247E-01	9,9679E-01	9,9660E-01	9,9696E-01	9,9581E-01	9,9579E-01	9,9583E-01	-	-	-	6,15	5,74	6,05	20,00	20,00	20,00
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	6,15	5,74	6,05	20,00	20,00	20,00
7,0330E+03	1,0357E+04	6,3656E+03	2,1761E+05	2,1712E+05	1,9787E+05	3,9637E+04	3,8920E+04	2,8912E+04	2,89	3,23	3,20	6,15	5,74	6,05	20,00	20,00	20,00
1,6820E+02	2,3140E+02	1,3810E+02	3,9637E+04	3,8920E+04	2,8912E+04	7,0330E+03	1,0357E+04	6,3656E+03	0,00	0,00	0,00	6,15	5,74	6,05	20,00	20,00	20,00
6,15	5,74	6,05	0,00	0,00	0,00	2,89	3,23	3,20	2,89	3,23	3,20	6,15	5,74	6,05	20,00	20,00	20,00
20,00	20,00	20,00	2,89	3,23	3,20	6,15	5,74	6,05	2,89	3,23	3,20	6,15	5,74	6,05	20,00	20,00	20,00

Anhang B Materialkennwerte

Transport und speziell die Erosion feiner Sedimente wird von einer Vielzahl von Faktoren beeinflusst. Diese lassen sich, wie in Kap. 3 dargestellt, in diejenigen aus der Zusammensetzung des Sediments sowie aus den Eigenschaften des Wassers unterteilen. Obwohl in der vorliegenden Arbeit mit Dichte und Erosionswiderstand der Sedimentablagerung die Bedeutung sekundärer Größen hinsichtlich des Erosionsprozesses im Zentrum des Interesses steht, sollen im Folgenden die verwendeten Materialien hinsichtlich ihrer relevanten primären Parameter charakterisiert werden. Dies ermöglicht kommenden Untersuchungen die Einordnung der ermittelten Modellparameter in das Spektrum der Einflussfaktoren.

Die untersuchten Sedimente – industriell gewonnenes Ersatzsediment sowie natürliches Sediment aus dem Staubecken Heimbach – werden anhand ihrer Korngrößenverteilung (Abb. B.1 und Tab. B.1) sowie ihrer Mineralogie (Tab. B.1) charakterisiert. Die Mineralogie des Heimbacher Sediments ist der Arbeit von SPORK (1997) entnommen. Die gute Übereinstimmung zwischen der von SPORK (1997) angegebenen Korngrößenverteilung mit derjenigen der in dieser Untersuchung im Staubecken Heimbach entnommenen Sedimente rechtfertigt den Verzicht auf eine neuerliche Bestimmung der mineralogischen Größen. Das verwendete Wasser ist Leitungswasser, dessen Charakteristik Angaben der Stadtwerke Aachen entnommen ist (Tab. B.2). Die Temperatur wird bei allen Untersuchungen im Labor konstant bei ca. 15 °C gehalten.

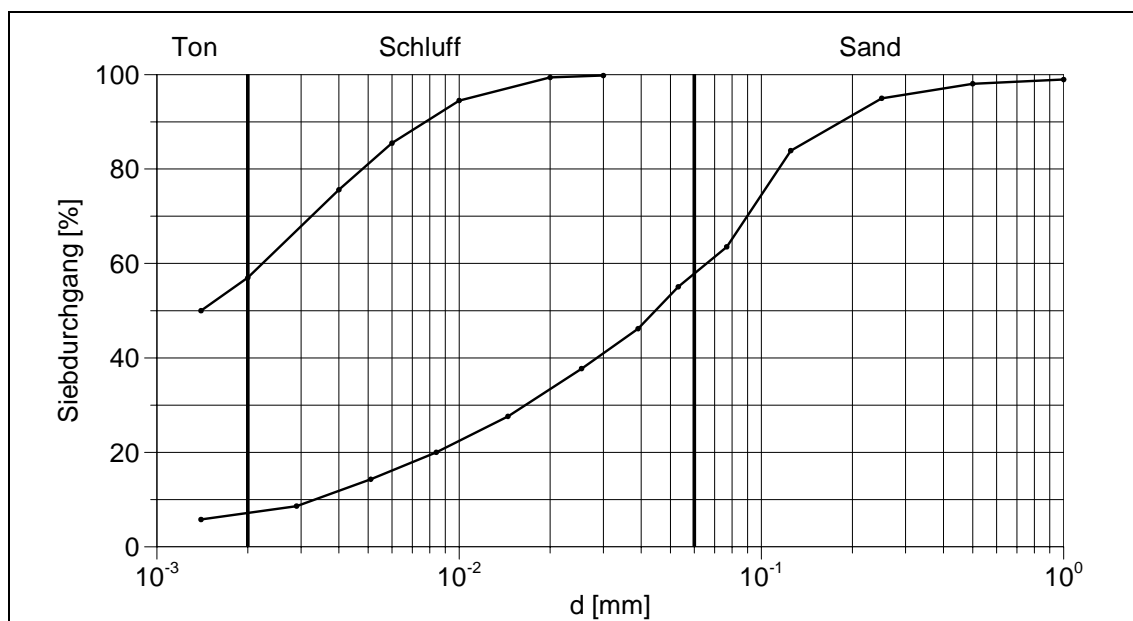


Abb. B.1: Korngrößenverteilung des verwendeten Ersatzsediments Erbslöher Kaolin W (links oben) und des untersuchten natürlichen Sediments aus dem Staubecken Heimbach (rechts unten)

Tab. B.1: Mineralogie, Korngrößenverteilung und sonstige Materialkennwerte des verwendeten Ersatzsediments Erbslöher Kaolin W und des untersuchten natürlichen Sediments aus dem Staubecken Heimbach

	Mineralogie		Korngrößenverteilung			
	Heimbacher Sediment [%]	Erbslöher Kaolin W [%]	Heimbacher Sediment		Erbslöher Kaolin W	
			d [mm]	[%]	d [mm]	[%]
Quartz	25-40	11	4,0000	99,80		
Na-Feldspat	5-15	1	2,0000	99,34		
K-Feldspat	0-5	5	1,0000	98,95		
Glimmer / Illit	15-25	25	0,5000	98,05		
Chlorit	15-25	0	0,2500	94,98		
Kaolinit	0-5	56	0,1250	83,89		
Restbestandteile	0-5	2	0,0768	63,54		
Sonstige Materialkennwerte			0,0531	55,08		
Korndichte [g/cm ³]	2,57	2,60	0,0391	46,21	0,0300	99,80
Glühverlust [%]	7	6,6-9,2	0,0254	37,75	0,0200	99,40
pH-Wert [-]	6,4	6,5-7,5	0,0145	27,64	0,0100	94,50
Angaben zur Mineralogie: % der Gesamtmasse Angaben zur Korngrößenverteilung: Partikel < d in % der Gesamtmasse			0,0084	20,01	0,0060	85,50
			0,0051	14,31	0,0040	75,60
			0,0029	8,64	0,0020	57,00
			0,0014	5,80	0,0014	50,00

Tab. B.2: Charakteristik des in den Laboruntersuchungen verwendeten Leitungswassers

Ammonium	NH ₄ ⁺	[mg/l]	< 0,04	Natrium	Na ⁺	[mg/l]	5-15
Nitrit	NO ₂ ⁻	[mg/l]	-	Kalium	K ⁺	[mg/l]	1-2
Nitrat	NO ₃ ⁻	[mg/l]	5-20	Aluminium	Al	[mg/l]	< 0,05
Eisen	Fe	[mg/l]	< 0,02	Fluorid	F ⁻	[mg/l]	< 0,2
Mangan	Mn	[mg/l]	< 0,01	Ca ⁺⁺ + Mg ⁺⁺		[mmol/l]	1,3-2,5
Sulfat	SO ₄ ⁻⁻	[mg/l]	30-70	Gesamtsalzgehalt		[%]	0,084-0,257
Chlorid	Cl ⁻	[mg/l]	10-30				
Calcium	Ca ⁺⁺	[mg/l]	30-90	Härtebereich		[-]	2
Magnesium	Mg ⁺⁺	[mg/l]	3-30	pH-Wert		[-]	7,2-8,2

Lebenslauf

Persönliche Daten

Name: Christoph Schweim
Geburtsdatum: 1. Juni 1970
Geburtsort: Berlin
Nationalität: deutsch
Familienstand: verheiratet, 2 Kinder

Schulbildung

1976 - 1980 Grundschule Lützelsachsen
1980 - 1989 Dietrich Bonhoeffer Schule Weinheim (Allgemeine Hochschulreife)

Zivildienst

1989 - 1990 Interessengemeinschaft zur Beratung und Hilfe Körperbehinderter Weinheim e.V.

Studium

1990 - 1992 Grundstudium Bauingenieurwesen an der Technischen Universität Darmstadt (Vordiplom)
1992 - 1993 Auslandsjahr an der Ecole National Supérieur d' Hydraulique et de Mécanique de Grenoble, Institut National Polytechnique de Grenoble in Frankreich (Erasmus-Stipendium)
1993 - 1997 Hauptstudium Bauingenieurwesen an der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule (RWTH) Aachen (Diplom)

Berufstätigkeit

08/1997 - 01/2002 Wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der RWTH Aachen
seit 02/2002 Leitender wissenschaftlicher Mitarbeiter (Leiter der Versuchshalle) am Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der RWTH Aachen