

**Zur Ausbildung und Gestaltung von Böschungssystemen bei der Gewinnung
von Sand und Kies**

–

Entwicklung eines Planungssystems

Von der naturwissenschaftlichen Fakultät der Universität Hannover

zur Erlangung des Grades

Doktor der Naturwissenschaften

Dr. rer. nat.

genehmigte Dissertation

von

Dipl.-Geol. GERNOT BODE

geboren am 10.12.1967 in Hannover

Referentin: Prof. Dr. Jutta Winsemann
1. Korreferent: Prof. Dr.-Ing. Stefan Heusermann
2. Korreferent: Prof. Dr.-Ing. habil. Dr. h.c. Günter Gruhn
Tag der Promotion: 15.07.2005

KURZFASSUNG

Die Gestaltung von Böschungssystemen – als Erdbauwerke im Sinne der DIN 4084 – bei der Gewinnung von Sand und Kies steht im Spannungsfeld zwischen den Interessen der Abbautreibenden und Aufsichtsbehörden. Einerseits ist den Abbautreibenden aus rohstoffwirtschaftlichen Gründen an einer möglichst steilen Böschung gelegen. Andererseits ist den Aufsichtsbehörden aus genehmigungsrechtlichen Gründen an einer ausreichend standsicheren und entsprechend flachen Böschung gelegen.

Für Standsicherheitsnachweise von Wasserwechselzonen und Unterwasserböschungen stehen nach dem derzeitigen Stand der Technik und Wissenschaft keine geeigneten Berechnungsmodelle zur Verfügung. Dies wird aus verschiedenen Gründen auch in absehbarer Zukunft so bleiben.

Im Vordergrund der Untersuchung stand die Entwicklung eines Planungssystems, mit dem durch eine ganzheitliche Betrachtung der lagerstätten-, gewinnungsverfahren- und gewinnungsgerätebedingten Einflussfaktoren nachvollziehbare Empfehlungen zur standortabhängigen Gestaltung von Böschungssystemen gegeben werden können.

Mit Überwindung der anwendungsspezifischen Beschränkungen von erdstatischen Verfahren in DIN 4084 und kontinuumsmechanischen Methoden konnte dies unter anderem durch statistische Auswertung von zahlreichen Echolotpeilungen aus den wichtigsten Sand- und Kieslagerstätten in Deutschland – unter granulometrischer, stratigraphischer und genetischer Zuordnung von charakteristischen Böschungssystemen zu verschiedenen Bodenarten und -gruppen oder Lagerstättentypen und -provinzen – erreicht werden. Bei Verfügbarkeit von lagerstättenkundlichen Informationen – wie aussagekräftige Schichtenverzeichnisse von Aufschlussbohrungen mit zugehörigen Ergebnissen von Korngrößenanalysen – und mit Vorgaben aus der jeweiligen Abbauplanung wird damit erstmalig überhaupt eine praxisorientierte Gestaltung von standsicheren Wasserwechselzonen und Unterwasserböschungen ermöglicht.

Schlagerworte: Böschungssystem – Wasserwechselzone – Unterwasserböschung – Sand- und Kiesgewinnung

ABSTRACT

The design of slope systems – as earth structures in the sense of DIN 4084 – through the mining of sand and gravel is often a cause of conflict between diverging interests of mining industry and supervisory authorities. On the one hand the mining industry is interested in the steepest slopes possible for economic reasons. On the other hand supervisory authorities are interested in sufficiently stable and accordingly flat slopes for legal reasons.

For the stability analysis of the ranges between low and high water level with underwater slopes, there are at present no suitable computational models available. This will remain so in the foreseeable future for a number of reasons.

The aim of this investigation was to develop a planning system which can provide reasonable recommendations for the design of slope systems, by means of integrative consideration of different factors as deposit-type or mining-method and dredger-type.

Overcoming the specific restrictions of earthstatic procedures in DIN 4084 and those of numerical methods, this was achieved mainly by statistical evaluation of numerous echo soundings from the most important sand- and gravel-deposits in Germany – classifying slope systems by granulometric, stratigraphic and genetic data to different soil-types and -groups or deposit-types and -provinces. Given the availability of geological information – such as meaningful drilling logs and associated results of grain size distribution analyses – combined with the specifications of particular extraction planning, the possibility for a practise-related design of stable ranges between low and high water level with underwater slopes is presented here for the first time.

Keywords: slope system – range between low and high water level – underwater slope – granular soil mining

MEINEN ELTERN

PROF. DR. HELMUT BODE UND GUNHILD BODE, GEB. HERSCHLER

DANKSAGUNG

Die Motivation zu der vorliegenden Arbeit ist durch meine langjährige Mitarbeit im INGENIEURBÜRO DR.-ING. V. PATZOLD, Kleiberweg 20, 21244 Holm-Seppensen, entstanden. Herrn Dr.-Ing. Volker Patzold gilt mein aufrichtiger Dank für seine großzügige Unterstützung und energische Förderung in den vergangenen Jahren ebenso wie den Kollegen für ihre fachlichen Hinweise.

Frau Prof. Dr. Jutta Winsemann¹ habe ich für die Übernahme des Referates und Herrn Prof. Dr.-Ing. Stefan Heusermann² für die Übernahme des Korreferates zu danken.

Herrn Prof. Dr.-Ing. habil. Dr. h.c. Günter Gruhn³ gilt mein besonderer Dank für die zahlreichen Diskussionen und methodischen Hinweise. Er hat durch seine umsichtige Anleitung in vielfältiger Weise zum offensichtlichen Gelingen der vorliegenden Studie beigetragen.

Herrn Prof. Dr.-Ing. Georg Fieg³ möchte ich für die Überlassung eines Arbeitsplatzes und von Arbeitsmitteln im Arbeitsbereich Prozess- und Anlagentechnik meinen Dank aussprechen.

Herrn Dipl.-Ing. Lothar Fritze⁴ und Herrn Dipl.-Ing. Martin Detert⁵ gilt mein herzlicher Dank für ihre ausführlichen Erläuterungen zu bodenmechanischen Fragestellungen.

Herrn Prof. Dr.-Ing. Johann Buß⁶ habe ich für die Einführung zu und Überlassung der Software [CGU SIEVE](#), [CGU STABILITY](#), [CGU FLOW-2D](#) und [CGU TRANSIENT](#) zu danken.

Herrn Dr. Günter Leydecker² und Herrn Dipl.-Ing. Timo Schmitt² gilt mein herzlicher Dank für ihre ausführlichen Darlegungen zu bodendynamischen Fragestellungen.

Herrn Dipl.-Ing. Holger Fitschen³ als Systemadministrator möchte ich für die Unterstützung bei der Arbeit mit Hard- und Software meinen Dank aussprechen.

Einigen Hochschullehrern sowie zahlreichen Kollegen und Freunden aus der Forschung und Industrie sei für vielfältige Hilfestellungen gedankt: Dr. Holger Busche², Dr. Jörg Elbracht⁴, Dr. Gerd Hagenuth⁷, Dipl.-Geol. Carsten Hansen⁸, Dr. Wolfgang Irrlitz⁴, Dr. Lothar Lahner², Dipl.-Math. Florian Leydecker⁹, Dr. Friedrich Mauthe⁹, Dr.-Ing. Hermann Meyer⁴, Dr.-Ing. Karl-Heinz Rehm¹⁰, Dr. Torsten Richter¹¹, Prof. Dr. Wilfried Schneider³, Prof. Dr. Karl Stattegger¹², Dr. Jens Steffahn¹³, Dr. Hans-Jürgen Weymann⁹, Dr. Frank Wrobel¹⁴.

Die Forschungsarbeit wurde dankenswerterweise mit Mitteln der DEUTSCHEN BUNDESSTIFTUNG UMWELT, An der Bornau 2, 49090 Osnabrück, gefördert.

Meinem Freund und Kollegen Matthias Hartmann gilt mein ganz persönlicher Dank für seine immerwährende Hilfsbereitschaft. Er hat durch seinen ständigen Zuspruch in der ihm eigenen Weise zur abschließenden Fertigstellung der vorliegenden Arbeit beigetragen.

Meinem Schwiegervater Hermann Klein habe ich für die Durchsicht des Manuskriptes im Hinblick auf Fragen zur Semantik und Syntaktik zu danken.

Meiner Frau Tanja Bode schließlich schulde ich herzlichen und aufrichtigen Dank für ihre liebevolle Geduld und uneingeschränkte Loyalität.

¹ Universität Hannover

² Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe

³ Technische Universität Hamburg-Harburg

⁴ Niedersächsisches Landesamt für Bodenforschung

⁵ Universität Karlsruhe

⁶ Firma Gesellschaft für Grundbau und Umwelttechnik

⁷ Firma Rhein Main Kies und Splitt

⁸ Technische Universität Clausthal

⁹ Universität Hannover

¹⁰ Firma Geotechnik Labor

¹¹ Universität Hildesheim

¹² Christian-Albrechts-Universität zu Kiel

¹³ Ruhr-Universität Bochum

¹⁴ Firma Geoconsult Skowronek & Wrobel

INHALTSVERZEICHNIS

1	EINLEITUNG	1
2	GEOLOGIE UND VERBREITUNG DER SAND- UND KIESLAGERSTÄTTEN IN DEUTSCHLAND	6
3	GLIEDERUNG DES BÖSCHUNGSSYSTEMS BEIM ABBAU VON SAND UND KIES	14
4	EINFLUSSFAKTOREN AUF DIE STANDSICHERHEIT VON BÖSCHUNGSSYSTEMEN	16
4.1	<i>Überwasserböschung</i>	16
4.2	<i>Wasserwechselzone</i>	16
4.3	<i>Unterwasserböschung</i>	17
4.3.1	Lagerstättenbedingte Einflussfaktoren	17
4.3.1.1	Materialabhängige Einflussfaktoren	17
4.3.1.2	Materialunabhängige Einflussfaktoren	19
4.3.2	Gewinnungsverfahrenbedingte Einflussfaktoren	24
4.3.2.1	Kontrollierte Baggerung	24
4.3.2.2	Unkontrollierte Baggerung	27
4.3.2.3	Saugbaggerung	30
4.3.3	Gewinnungsgerätebedingte Einflussfaktoren	31
4.3.3.1	Schwimmende Gewinnungsgeräte	32
4.3.3.2	Landgestützte Gewinnungsgeräte	36
5	STAND DES WISSENS BEI DER AUSBILDUNG VON BÖSCHUNGSSYSTEMEN	38
5.1	<i>Überwasserböschung</i>	38
5.2	<i>Wasserwechselzone</i>	38
5.2.1	Erfahrungen und Empfehlungen aus der Literatur	38
5.3	<i>Unterwasserböschung</i>	39
5.3.1	Erfahrungen und Empfehlungen aus der Literatur	39
5.3.2	Vorgaben der staatlichen geologischen Dienste	42
5.3.3	Verfahren zur Berechnung der Standsicherheit von Böschungen	44
5.3.4	Numerische Simulationen	48
6	GRUNDLAGEN UND METHODEN ZUR ENTWICKLUNG DES PLANUNGSSYSTEMS	49
6.1	<i>Überwasserböschung</i>	49
6.2	<i>Wasserwechselzone</i>	49
6.2.1	Verfahren zum Geländeaufmaß	49
6.2.2	Abschätzung der Wellenauflaufhöhe	50
6.3	<i>Unterwasserböschung</i>	52
6.3.1	Kontrollierte Baggerung	52
6.3.1.1	Verfahren zur Parameterstudie	53
6.3.1.2	Ansatz zum Auftreten und zur Bewegung von Grundwasser	54
6.3.1.3	Ansatz zu ständigen Lasten	56
6.3.1.4	Ansatz zu Verkehrslasten	56

6.3.2	Unkontrollierte Baggerung	57
6.3.2.1	Verfahren zur Echolotpeilung	57
6.3.2.2	Verfahren zur Korngrößenanalyse	61
6.3.2.3	Abschätzung des Reibungswinkels	63
6.3.2.4	Ansatz zur Regressionsanalyse	66
6.4	<i>Bermen</i>	73
6.4.1	Betrachtung zu Baggertoleranzen	73
6.4.2	Betrachtung zur Saugbaggerung	74
6.4.3	Betrachtung zu Erdbeben	82
6.4.4	Betrachtung zur Bodenverflüssigung	87
7	BEOBACHTUNGEN UND AUSWERTUNGEN ZUR ENTWICKLUNG DES PLANUNGSSYSTEMS	89
7.1	<i>Wasserwechselzone</i>	89
7.1.1	Gestaltung der Wasserwechselzone	92
7.2	<i>Unterwasserböschung</i>	93
7.2.1	Kontrollierte Baggerung	114
7.2.1.1	Beanspruchung durch das Auftreten und die Bewegung von Grundwasser	114
7.2.1.2	Beanspruchung durch ständige Lasten	115
7.2.1.3	Beanspruchung durch Verkehrslasten	115
7.2.1.4	Beanspruchung durch kombinierte Lasten	115
7.2.1.5	Beanspruchung durch profilgerechte Baggerung	116
7.2.1.6	Beanspruchung durch Box-Cut Baggerung	116
7.2.1.7	Gestaltung der Unterwasserböschung	117
7.2.2	Unkontrollierte Baggerung	118
7.2.2.1	Gestaltung der Unterwasserböschung	123
7.3	<i>Bermen</i>	124
7.3.1	Berücksichtigung von Baggertoleranzen	125
7.3.2	Berücksichtigung der Saugbaggerung	128
7.3.3	Berücksichtigung von Erdbeben	132
7.3.4	Berücksichtigung der Bodenverflüssigung	135
7.3.5	Gestaltung von Bermen	135
8	PLANUNGSABLÄUFE ZUR ENTWICKLUNG DES PLANUNGSSYSTEMS	136
8.1	<i>Wasserwechselzone</i>	136
8.2	<i>Unterwasserböschung</i>	137
8.2.1	Kontrollierte Baggerung	137
8.2.2	Unkontrollierte Baggerung	140
8.3	<i>Bermen</i>	142
8.3.1	Baggertoleranzen	142
8.3.2	Saugbaggerung	143
8.3.3	Erdbeben	144
8.3.4	Bodenverflüssigung	145
9	ANWENDUNG DES PLANUNGSSYSTEMS	146
10	ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK	154

11	LITERATURVERZEICHNIS	156
12	NORMENVERZEICHNIS	167
13	ABBILDUNGSVERZEICHNIS	169
14	TABELLENVERZEICHNIS	174
15	ANHANG	177
Anhang 1	Ergebnisse der Lagerstätten erkundung	
Anhang 2	Ergebnisse der Korngrößenanalysen	
Anhang 3	Ergebnisse der Rahmenscherversuche	
Anhang 4	Ergebnisse der Parameterstudie	
Anhang 5	Schichtenverzeichnis der Rammkernbohrung " <i>Friedrichsfeld</i> "	

1 EINLEITUNG

Die Versorgung mit Sand und Kies ist eine wesentliche Voraussetzung für die Bauwirtschaft in einer modernen Industriegesellschaft, und damit für die nachhaltige Sicherung des Lebensstandards in der Bundesrepublik Deutschland. Auch in Zukunft kann deshalb nicht auf den Abbau von mineralischen Rohstoffen verzichtet werden. Umso mehr ist ein schonender Umgang mit diesen natürlichen Ressourcen zu fordern.

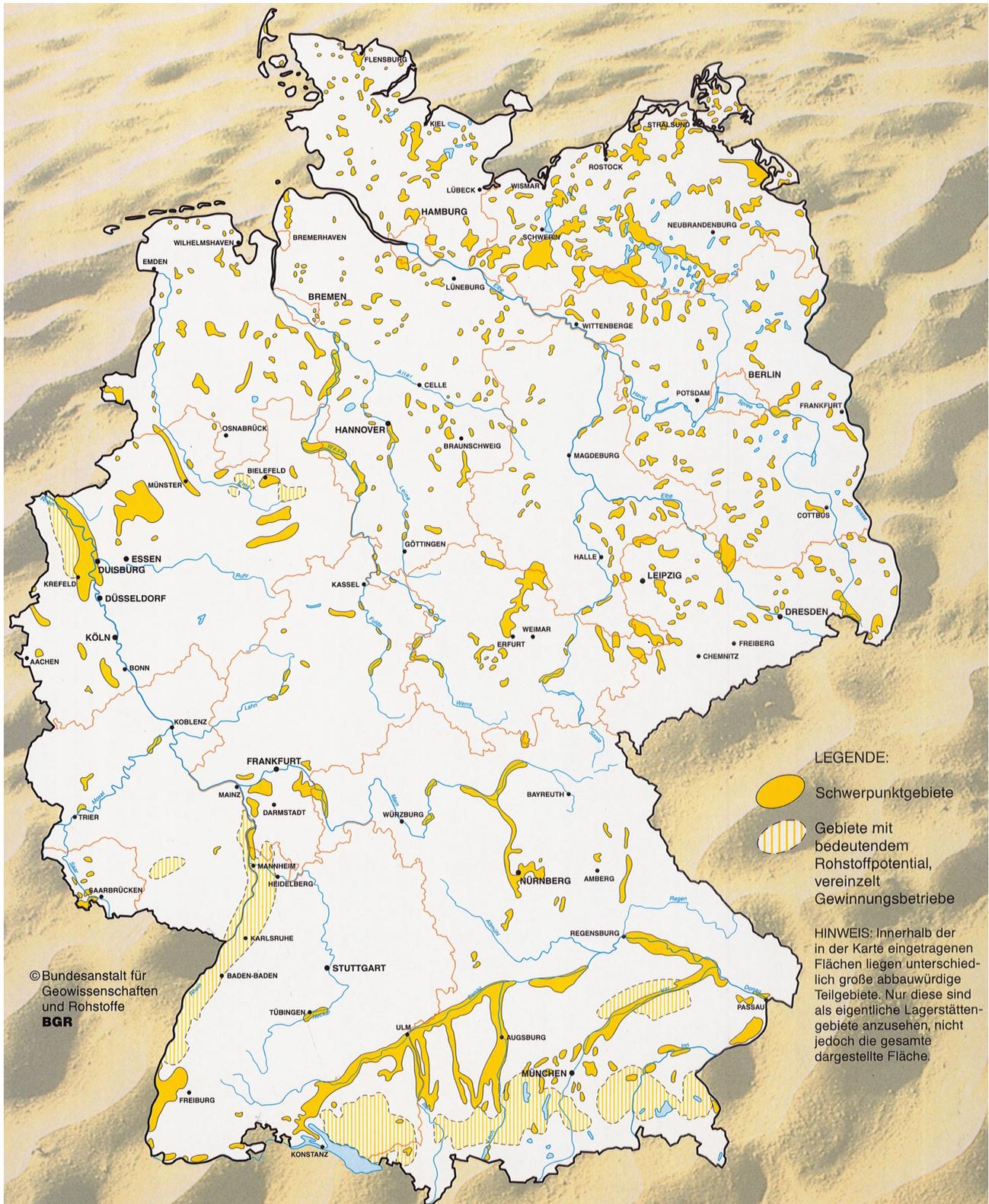


Abb. 1: Gebiete mit Sand- und Kiesvorkommen in der Bundesrepublik Deutschland aus BÖNNER (1998).

Die wichtigsten Sand- und Kiesvorkommen finden sich im Norddeutschen Tiefland, in der Niederrheinischen Bucht, im Oberrheintal und im Alpenvorland (s. Abb. 1 und Kap. 2).

In weiten Teilen des Bundesgebietes, und insbesondere in den bevölkerungsreichen Ballungsgebieten, besteht ein erheblicher Bedarf, wenn auch nach Angaben des BUNDESVERBANDES DER DEUTSCHEN KIES- UND SAND-INDUSTRIE e.V. (2004) mit rückläufiger Tendenz (s. Abb. 2). Diese negative Entwicklung ist im unmittelbaren Zusammenhang mit der engen Bindung der Steine- und Erdenindustrie an die seit einigen Jahren konjunkturschwache Bauwirtschaft zu sehen.

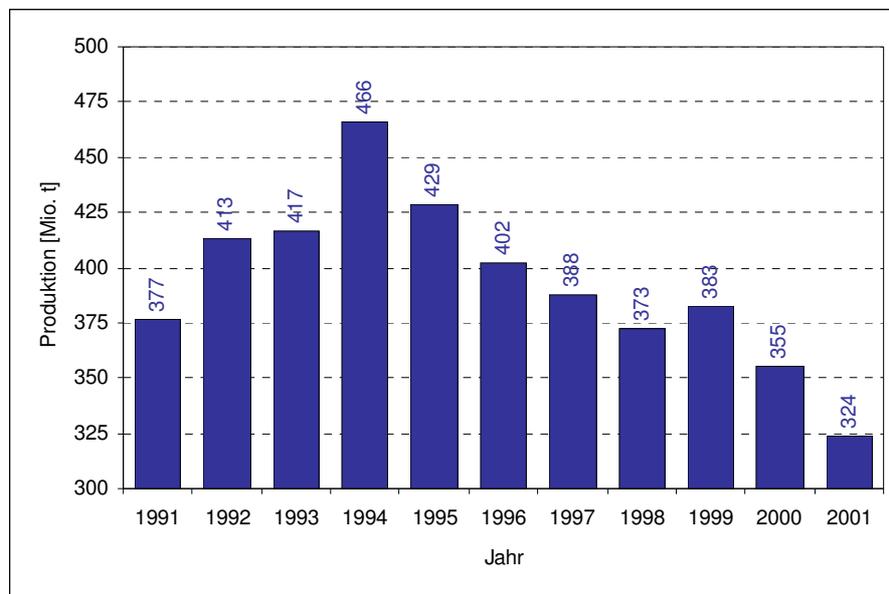


Abb. 2: Produktion an Sand und Kies in den Jahren 1991 bis 2001 in der Bundesrepublik Deutschland nach Angaben des BUNDESVERBANDES DER DEUTSCHEN KIES- UND SANDINDUSTRIE e.V. (2004).

In weiten Teilen von Deutschland, und auch in den benachbarten Ländern, erfolgt die Gewinnung von Sand und Kies aufgrund der lagerstättenkundlichen und hydrogeologischen Gegebenheiten überwiegend im Nassen. Dabei ergeben sich durch die Ausbildung von Unterwasserböschungen einerseits unvermeidbare Abbauverluste und andererseits vermeidbare Gewinnungsverluste, die in Abhängigkeit von den genehmigungsrechtlichen Auflagen und gewinnungstechnischen Aspekten unterschiedlich hoch ausfallen.

Die jeweilige Gestaltung der Böschungen steht hier im Spannungsfeld verschiedener, teilweise gegensätzlicher, Interessen. Zum einen muss die Unterwasserböschung als Erdbauwerk im Sinne der DIN 4084 (1981) und E DIN 4084 (2002) entsprechend dem derzeitigen Stand der Technik den üblichen Standsicherheitsanforderungen genügen. Zum anderen sprechen rohstoffwirtschaftliche und umweltpolitische Aspekte für eine möglichst steile Ausbildung der Böschung (s. Abb. 3) – einerseits um die sogenannten "Böschungsverluste" zu minimieren, andererseits um den Flächenverbrauch mit dem Aufschluss unverritzter Vorkommen zu reduzieren.

Das eigentliche Interesse des Abbautreibenden ist zwar langfristig auf die Maximierung des Ausbeutegrades, kurzfristig jedoch auch auf die Auslastung der Maschinenanlagen gerichtet. Letzteres kann bei nicht fachgerechter oder fahrlässiger Ausführung der Baggerung zu einer Überbaggerung der Böschung oder zu einer Böschungsrutschung und damit zu einer Übertretung der genehmigungsrechtlichen Vorgaben führen.

Das grundsätzliche Interesse der Aufsichtsbehörden ist zwar einerseits auf die Belange der Raumordnung und Rohstoffsicherung, andererseits jedoch auch auf die Gewährung der Böschungsstandsicherheit gerichtet. Letzteres kann bei überzogenen Ansprüchen zu einer Vernachlässigung der ökonomischen und ökologischen Belange mit Forderungen nach überflachen Unterwasserböschungen wie im LANDKREIS HANNOVER (1999) führen. "Im Interesse der Ressourcenschonung sollten Böschungen ... jedoch im Sinne von LANGER & VOSS (2001) ... so steil wie möglich und nur so flach wie nötig angelegt werden."

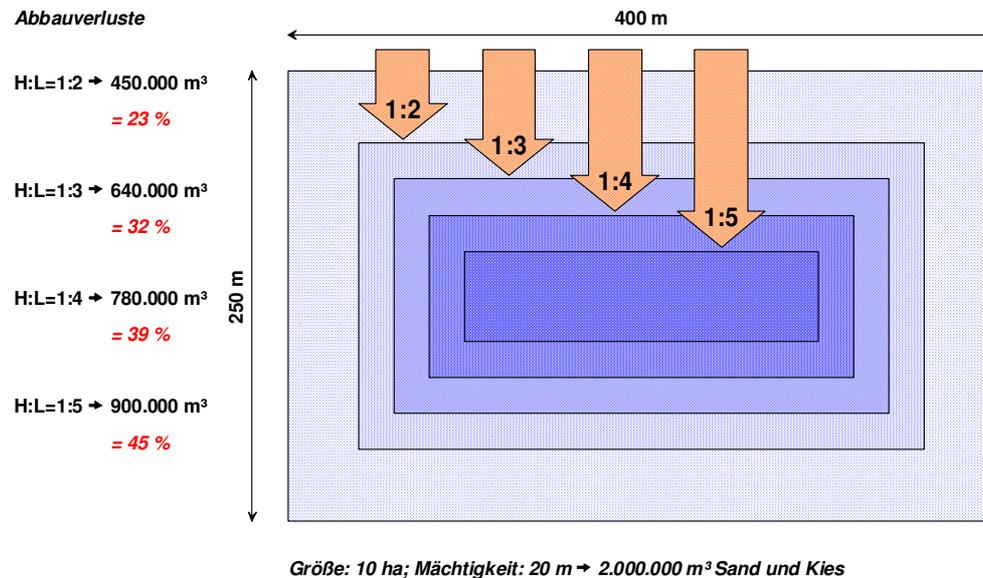


Abb. 3: Abbauverluste in Abhängigkeit von der Böschungsneigung am Beispiel einer Musterlagerstätte in Anlehnung an LANGER & VOSS (2001).

Die betriebliche Realität zeigt, dass sich die Unterwasserböschungen bei der Gewinnung von Sand und Kies in anderer Neigung einstellen, als die üblichen Berechnungsverfahren in DIN 4084 (1981) und E DIN 4084 (2002) erwarten lassen (s. PATZOLD & BODE, 2001 und PATZOLD & BODE, 2002). Mit erdstatischen Verfahren nach BISHOP, BOROWICKA, FELLENIUS, FRÖHLICH, JANBU, KREY, MORGENSTERN & PRICE und anderen Autoren in DIN 4084 werden mit vorgegebenen Bodenkennwerten die aktivierten Scherfestigkeiten in verschiedenen Ebenen, auch polygonartigen, oder kreisförmigen Gleitflächen berechnet. Der natürliche Spannungs- und Verformungszustand wird dabei jedoch ebenso wenig wie der tatsächliche Verlauf der Versagensfläche bestimmt: Diese können in erheblichem Maße von den angenommenen Verhältnissen und den erdstatischen Modellen abweichen.

Eine rechnerische Berücksichtigung von dynamischen Einwirkungen durch die unterschiedlichen Gewinnungsverfahren und Gewinnungsgeräte oder eine entsprechende Betrachtung von dynamischen Prozessen durch das ständige Auftreten von Rutschungen und Trübeströmen im Zuge der Abbautätigkeit – mit maßgeblicher Bedeutung für die jeweils herstellbare Böschungsneigung – ist damit nicht möglich.

Die daraus resultierende Unsicherheit im Hinblick auf die Gestaltung von Unterwasserböschungen spiegelt sich dann auch in der hilfswisen Abschätzung von standsicheren Böschungen bei ersatzweiser Annahme einer böschungparallelen Strömung mit der wohl auf BERNATZIK (1940) zurückgehenden und beispielsweise von MEYER & FRITZ (2001) angeführten Beziehung wider. Dabei ergibt sich die Böschungsneigung β zu:

$$\beta = \arctan \left[\frac{\gamma' \cdot \tan \varphi'}{\gamma' + \gamma_w} \cdot \frac{1}{\eta} \right] \quad [1]$$

mit:	β	Neigung der Unterwasserböschung	[°]
	γ'	Wichte des Bodens unter Auftrieb	[kN m ⁻³]
	γ_w	Wichte des Wassers	[kN m ⁻³]
	φ'	Effektiver Reibungswinkel des Bodens	[°]
	η	Sicherheit	[-]

Bei konservativem Ansatz der Eingangsparameter φ' und η – ohne auf den jeweiligen Einzelfall abgestimmte geotechnische Untersuchungen – führt die praktische Anwendung dieses vereinfachten Bemessungsverfahrens zu überflachen Böschungen. Darüber hinaus ergeben sich aus den unterschiedlichen Erfahrungswerten des anzusetzenden Parameters φ' in den einschlägigen Standardwerken widersprüchliche Aussagen zur Gestaltung der betrachteten Böschungen (s. PATZOLD & BODE, 2002).

Durch die langjährige Tätigkeit des INGENIEURBÜROS DR.-ING. V. PATZOLD als Dienstleistungsunternehmen der Steine- und Erdenindustrie steht ein umfangreiches Archiv mit lagerstättenkundlichen Unterlagen aus den wichtigsten Sand- und Kieslagerstätten in Deutschland für die lagerstättenspezifische Auswertung im Rahmen der vorliegenden Studie zur Verfügung. Dabei handelt es sich beispielsweise um Schichtenverzeichnisse von Aufschlussbohrungen, Ergebnisse von Korngrößenanalysen und Messwerte aus Echolotpeilungen.

Das Ziel der vorliegenden Arbeit ist die Entwicklung eines rechnergestützten Planungssystems, mit dem unter weitgehender Berücksichtigung der verschiedenen lagerstätten-, gewinnungsverfahren- und gewinnungsgerätebedingten Einflussfaktoren qualifizierte Empfehlungen für die standortabhängige und standsichere Gestaltung von Wasserwechselzonen, Unterwasserböschungen und Bermen im Endzustand gegeben werden können. Der Bauzustand ist in diesem Zusammenhang nur von untergeordnetem Interesse.

Die Bedeutung des von der DEUTSCHEN BUNDESSTIFTUNG UMWELT geförderten Vorhabens für den Umweltschutz ergibt sich durch die Maximierung des Ausbeutegrades in den Lagerstätten bei Gewährleistung der Böschungsstandsicherheit und damit durch eine Reduzierung des Flächenverbrauchs mit dem Aufschluss unverritzter Vorkommen.

Durch die vorliegende Studie werden die anwendungsspezifischen Beschränkungen der genannten erdstatischen Berechnungsverfahren in DIN 4084 im Sinne der genannten Fragestellung durch eine ganzheitliche Betrachtung der unterschiedlichen Einflussfaktoren überwunden. Dazu wurden schwerpunktmäßig folgende Untersuchungen durchgeführt (s. Abb. 4):

In einem 1. Arbeitsschritt und im Vorfeld der Forschungsarbeit durch den Verfasser wurde vom ARBEITSBEREICH GEOTECHNIK UND BAUBETRIEB der TECHNISCHEN UNIVERSITÄT HAMBURG-HARBURG im Auftrag des INGENIEURBÜROS DR.-ING. V. PATZOLD überprüft, ob und gegebenenfalls inwieweit die Ausbildung von Unterwasserböschungen bei der Gewinnung von Sand und Kies mit kontinuumsmechanischen Verfahren und geeigneten Stoffgesetzen, wie in diesem Zusammenhang mit dem hypoplastischen Stoffmodell von GUDEHUS (1996) und VON WOLFFERSDORFF (1996), betrachtet werden kann. Dazu wurden von KELM (2003) numerische Berechnungen für unterschiedliche Böschungsgeometrien angestellt. Die Ergebnisse der Untersuchung sind auf S. 48 zusammengefasst.

In einem 2. Arbeitsschritt wurden einige der wesentlichen Einflussfaktoren – Grundwasser, ständige Lasten, Verkehrslasten und Erdbeben – auf die Ausbildung von Unterwasserböschungen näher untersucht. Dazu wurden zahlreiche Parameterstudien mit dem Lamellenverfahren von BISHOP (1954) an unterschiedlichen Bodenarten und bei wechselnden Lastannahmen durchgeführt. Die Einflussfaktoren sind in Kap. 4, die Grundlagen des Berechnungsverfahrens in Kap. 5, die Dimensionierung der Einwirkungen mit dem Aufbau der Böschungsmodelle in Kap. 6 und die Ergebnisse der Untersuchung in Kap. 7 beschrieben.

In einem 3. Arbeitsschritt wurden die lagerstättenkundlichen Unterlagen aus dem Archiv des INGENIEURBÜROS DR.-ING. V. PATZOLD gesichtet, aufbereitet und kategorisiert. Dabei wurde eine rechnergestützte Datenbank mit standortspezifischen Erfahrungswerten zur Einstellung von Unterwasserböschungen erstellt (s. Anh. 1). Die Beobachtungen zur Ausbildung der aquatischen Zone in unterschiedlichen Bodenarten und Lagerstätten sind in Kap. 7 angeführt.

In einem 4. Arbeitsschritt wurden die digitalisierten Daten mit statistischen Methoden untersucht. Dabei wurde ein empirisches Regressionsmodell mit standortabhängigen Empfehlungen zur Gestaltung von Unterwasserböschungen entwickelt. Die Grundlagen des Regressionsverfahrens sind in Kap. 6 und die Ergebnisse der Untersuchung in Kap. 7 beschrieben.

In einem 5. Arbeitsschritt wurden die gewinnungsspezifischen Auswirkungen der Saugbaggerung auf die Erosion von Unterwasserböschungen näher untersucht. Dazu wurden stationäre und instationäre Strömungsmodellierungen an unterschiedlichen Bodenarten und bei wechselnden Saugleistungen des Gewinnungsgerätes durchgeführt. Die Grundlagen zur Grundwassermodellierung sind in Kap. 5, die Dimensionierung der Einwirkungen mit dem Aufbau der Strömungsmodelle in Kap. 6 und die Ergebnisse der Modellierung in Kap. 7 angeführt.

In einem 6. Arbeitsschritt wurde schließlich die jeweilige Ausbildung der Böschung im Schwankungsbereich des Baggerseespiegels anhand entsprechender Geländebeobachtungen dargestellt. Dabei wurde ein empirisches Modell mit standortabhängigen Empfehlungen zur Gestaltung von Wasserwechselzonen erstellt. Die Beobachtungen zur Ausbildung der amphibischen Zone in unterschiedlichen Bodenarten und Lagerstätten sind in Kap. 7 beschrieben.

Auf Grundlage der durchgeführten Arbeiten und fallspezifischen Planungsabläufe in Kap. 8 wird derzeit das rechnergestützte Planungssystem zur Gestaltung von Böschungssystemen bei der Gewinnung von Sand und Kies programmtechnisch umgesetzt.

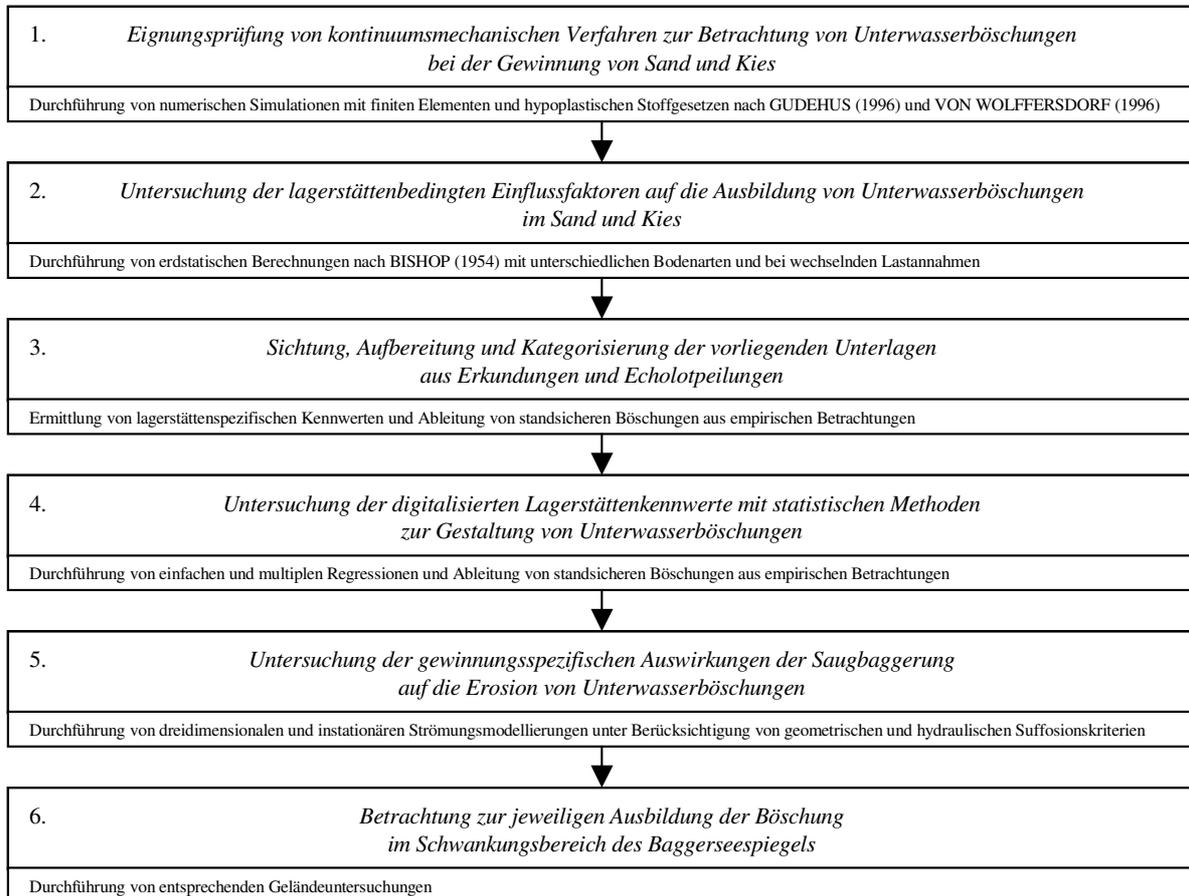


Abb. 4: Arbeitsschritte als Schwerpunkte zur Entwicklung des Planungssystems.

2 GEOLOGIE UND VERBREITUNG DER SAND- UND KIESLAGERSTÄTTEN IN DEUTSCHLAND

Ein Überblick zur Geologie und Verbreitung der Sand- und Kieslagerstätten in Deutschland wird zum Beispiel von EGGERT et al. (1986), BENDA (1995) und DINGETHAL et al. (1998) oder in den *Rohstoffberichten* der Bundesländer und Erläuterungen zur *Karte der oberflächennahen Rohstoffe 1:200.000 der Bundesrepublik Deutschland* (KOR 200) gegeben. Nachstehend werden davon nur die grundlegenden Zusammenhänge für eine stratigraphische und genetische Zuordnung der in Anh. 1 angeführten Aufschlüsse behandelt. Abhängig von der jeweiligen Aufschlussdichte werden dabei die einzelnen Bundesländer und verschiedenen Lagerstättenprovinzen in unterschiedlicher Ausführlichkeit betrachtet.

Baden-Württemberg

Quartär

In Baden-Württemberg stellt der Oberrheingraben als Senkungsgebiet und Sedimentfalle seit dem Alttertiär das Zentrum der Abbautätigkeit dar – hier sind fluviatile Ablagerungen des Quartär in einer Mächtigkeit von bis zu $\gg 150$ m verbreitet. Dabei handelt es sich um Wechselfolgen aus kiesigen bis sandigen Schichtgliedern ("Kieslager") mit tonigen, schluffigen, sandigen oder torfigen Einschaltungen ("Zwischenhorizonte"), deren lithostratigraphische Untergliederung in "Unteres Kieslager" [UKL] und "Unterer Zwischenhorizont" [UZH] (Altpleistozän), "Mittleres Kieslager" [MKL] (Alt- bis Mittelpleistozän), "Oberer Zwischenhorizont" [OZH] und "Oberes Kieslager" [OKL] (Mittel- bis Jungpleistozän) ursprünglich auf BARTZ (1976, 1982) zurückgeht. Allerdings halten die betreffenden "Zwischenhorizonte" nicht durchgängig aus, so dass sich die pleistozäne Grabenfüllung in vielen Bereichen als mehr oder weniger ungegliederte Kies-Sand-Folge darstellt. Das Geröllinventar wird durch widerstandsfähige Gesteine alpiner Herkunft dominiert, aber am Grabenrand durch verschiedene Gerölle von seitlichen Zuflüssen aus Schwarzwald, Vogesen, Kraichgau und Odenwald ergänzt. Wirtschaftliche Bedeutung für die Steine- und Erdenindustrie hat insbesondere das "Obere Kieslager". Die Rohstoffe werden zum Teil über Wasserwege bis in die Niederlande verschifft. Die Durchörtung des "Oberer Zwischenhorizontes" wird bei dessen Ausbildung als Grundwassereringleiter im Hinblick auf die Stockwerksgliederung des Aquifersystems oftmals nicht genehmigt.

Weitere Abbauschwerpunkte befinden sich in den Regionen Oberschwaben, Bodensee und Hochrhein mit den Flusstalungen von Donau, Ostrach und Nebenflüssen im Alpenvorland – dort stehen glazifluviatile und fluviatile Sedimente des Quartär in einer Mächtigkeit von bis zu $\gg 100$ m an. Hierbei handelt es sich um Schichtenfolgen aus einzelnen Terrassenkörpern, deren morphostratigraphische Grobgliederung in "Deckschotter" oder "Ältestpleistozän" (Biber- und Donau-Kaltzeit), "Deckenschotter" oder "Altpleistozän" (Günz-, Haslach- und Mindel-Kaltzeit) und "Terrassenschotter" oder "Mittel- und Jungpleistozän" (Riß- und Würm-Kaltzeit) erstmalig GRAUL (1962) aufstellte. Das Geröllinventar ist durch typische Flyschgesteine und unterschiedliche Gerölle alpinen Ursprungs, wie zum Beispiel durch die unverkennbaren Ophiolithe des Oberhalbsteines in Graubünden, gekennzeichnet. Wirtschaftliche Nutzung erfahren hauptsächlich die "Terrassenschotter".

Den Sand- und Kiesvorkommen der pleistozänen Terrassenkörper am Neckar bei Tübingen, an der Oberen Donau bei Eichberg und Buchberg sowie an der Wutach bei Göschweiler, Reiselfingen und Mundingen kommt immerhin regionale Bedeutung zu.

Tertiär

Die Lockergesteine des Tertiär werden in der Regel nicht im Nassen abgebaut – oder aber gegebenenfalls als Liegendes des Quartär mit hereingewonnen. Von einiger Bedeutung sind die Sande der Brackwassermolasse aus dem Miozän bei Ulm und im Klettgau bei Riedern im Sand ("Graupensand – Grimmelfinger-Schichten") wie auch die der Oberen Süßwassermolasse aus dem Miozän bei Erolzheim ("Erolzheimer-Schichten").

Mesozoikum

Als Verwitterungsbildungen von Festgesteinen des Mesozoikum werden Mürbsandsteine des Buntsandstein bei St. Georgen, Schramberg und Alpirsbach im Trockenen abgebaut und zu Sand aufbereitet.

Bayern

Quartär

In Bayern kennzeichnen die Schotterfelder mit den Flussniederungen von Donau, Isar, Wertach, Lech und Nebenflüssen im Alpenvorland das Zentrum der Abgrabungstätigkeit – hier sind glazifluviale und fluviatile Ablagerungen des Quartär in einer Mächtigkeit von bis zu $\gg 100$ m verbreitet. Dabei handelt es sich, wie im Alpenvorland von Baden-Württemberg, um Schichtenfolgen aus einzelnen Terrassenkörpern in entsprechenden Höhenlagen, deren morphostratigraphische Feingliederung in "*Älteste Deckenschotter*" (Biber- und Donau-Kaltzeit), "*Ältere Deckenschotter*" (Günz-Kaltzeit), "*Rinnenschotter*" (Haslach-Kaltzeit), "*Jüngere Deckenschotter*" (Mindel-Kaltzeit), "*Hochterrassenschotter*" (Riß-Kaltzeit), "*Frühglaziale Schotter*", "*Vorstößschotter*", "*Niederterrassenschotter*", "*Deltaschotter*" und "*Spätglaziale Schotter*" (Würm-Kaltzeit) mit den "*Postglazialen Schottern*" (Holozän) zusammenfassend JERZ (1993) beschreibt. Das Geröllinventar wird auch hier durch typische Flyschgesteine und unterschiedliche Gerölle alpiner Herkunft dominiert. Wirtschaftliche Bedeutung für die Sand- und Kiesindustrie haben insbesondere die "*Vorstößschotter*", "*Niederterrassenschotter*" und "*Spätglazialen Schotter*".

Ein weiterer Abbauschwerpunkt erstreckt sich auf die Region Nordbayern mit dem Flusslauf des Mains – dort stehen fluviatile Sedimente des Quartär in einer Mächtigkeit von bis zu > 30 m an. Hierbei handelt es sich um Schichtenfolgen aus kiesigen bis sandigen Terrassenkörpern, deren morphostratigraphische Untergliederung in "*Hauptterrassenfolge*" (Ältestpleistozän), "*Cromer-Aufschüttung*" mit "*Akkumulationsterrasse*" an der Basis und "*Erosionsterrasse*" am Top (Ältestpleistozän bis Altpleistozän), "*Mittelterrassen*" (Mittelpleistozän) und "*Niederterrassen*" (Jungpleistozän) maßgeblich auf KÖRBER (1962) zurückgeht. Das Geröllinventar ist durch verschiedene Gesteine lokalen Ursprungs gekennzeichnet. Wirtschaftliche Nutzung erfahren hauptsächlich die Sedimente der "*Niederterrasse*" mit den Äquivalenten von Regnitz, Rednitz, Rezat und Naab als Nebenflüsse des Mains.

Den Sandvorkommen in den pleistozänen Dünen bei Nürnberg, Neumarkt in der Oberpfalz und Alzenau kommt zumindest regionale Bedeutung zu.

Tertiär

Die Lockergesteine des Tertiär werden in der Regel nicht im Nassen abgebaut. Gewisse Bedeutung haben die Schotter der Oberen Süßwassermolasse aus dem Miozän bei Landshut im Isar- und Vilstal ("*Landshuter Schotter*", "*Quarzrestschotter*"), bei Simbach im Inntal ("*Peracher Schotter*", "*Hangendserie*") als auch die bei Ortenburg, Patriching und Tiefenbach ("*Ortenburger Schotter*", "*Haarschedler Schotter*").

Mesozoikum

Als Bildungen des Mesozoikum werden Mürbsandsteine des Buntsandstein von Neustadt bei Coburg bis in die Bodenwöhrer Bucht, Sandsteine des Keuper zwischen Coburg und Creußen, Glassande des Jura bei Hirschau sowie Sandsteine und Sande der Kreide bei Pegnitz, Bodenwöhr, Auerbach, Amberg und Roding im Trockenen gewonnen.

Brandenburg und Berlin

Quartär

In Brandenburg mit Berlin als Teil des Norddeutschen Tieflandes sind die Abbaustellen weit verstreut – hier sind vielgestaltige, und teilweise glazitektonisch erheblich überprägte Ablagerungen des Quartär in wechselnden Mächtigkeiten von ~ 50 m bis ~ 100 m, und in elsterzeitlichen Rinnen bereichsweise sogar mit bis zu $\gg 400$ m verbreitet.

Glazifluviatile Vorkommen werden in erster Linie den Vor- und Nachschüttbildungen der Saale- und Weichsel-Kaltzeit zugeordnet. Deren Geröllinventar wird durch verschiedene Kristallingesteine, Quarzite, Kieselschiefer, Kalksteine, Quarz und Flint nordischer Herkunft dominiert. Elsterzeitliche Vorkommen sind in kaum nennenswertem Maße aufgeschlossen. Wirtschaftliche Bedeutung haben zum Beispiel: Die Kiese und Sande auf den Hochflächen und -inseln um Wittstock, Pritzwalk, Rathenow, Luckenwalde und Jüterbog (Saale-Kaltzeit), im Einzugsgebiet der Oder bei Hohensaaten, Lunow, Bralitz, Vierraden und Stolpe (Saale- bis Weichsel-Kaltzeit) oder bei Teupitz und Zossen (Weichsel-Kaltzeit); darüber hinaus die Sande von Althüttendorf, Milmersdorf und Götschendorf (Weichsel-Kaltzeit) oder von Teschendorf (Weichsel-Kaltzeit).

Fluviatile Vorkommen werden vor allen Dingen im Süden des Landes Brandenburg abgegraben. Deren Geröllinventar ist durch paläozoische Quarzite und Konglomerate, tertiärzeitliche Basalte und Phonolithe sowie durch andere Geröllasoziationen südlichen Ursprungs gekennzeichnet. Wirtschaftliche Bedeutung haben zum Beispiel: Die Schotter des "*Senftenberger Elbelaufes*" bei Hoyerswerda und Buchwäldchen (?Jungtertiär bis ?Frühpleistozän) oder des "*Berliner Elbelaufes*" bei Zabakuk (Elster- bis Saale-Kaltzeit).

Die Sand- und Kiesvorkommen der pleistozänen Terrassenkörper an der Elbe, mit der größten Lagerstätte der neuen Bundesländer bei Mühlberg, folgen abschnittsweise der westlichen Grenze des Landes Brandenburg.

Tertiär

Eine Sonderstellung bei den Sand- und Kiesvorkommen von Brandenburg mit Berlin nehmen die sogenannten "*Hohenbockaer Quarzsande*" in der Lausitz ein – hier sind marine bis brackische Sedimente aus dem Miozän in einer Mächtigkeit von bis zu ~ 25 m aufgeschlossen. Dabei handelt es sich um eine Quarzsandlagerstätte mit überregionaler Bedeutung für hochwertige Glasschmelzen oder Form- und Gießereisande. Die Sande werden zum Teil über den Schienenweg bis nach Sachsen und Sachsen-Anhalt transportiert.

Hessen

Quartär

In Hessen weisen die Einzugsgebiete von Rhein und Main mit der Oberrheinebene, dem Mainzer Becken und der Untermainebene das größte Rohstoffpotential auf – hier sind fluviatile Ablagerungen des Quartär in einer Mächtigkeit von bis zu $\gg 150$ m verbreitet. In Bohrungen wurde das Pliozän und Quartär im "*Heidelberger Loch*" in einer Mächtigkeit von mehr als 1.000 m, das Quartär am Rande des Odenwaldes in einer Mächtigkeit von mehr als 250 m, das Quartär im Norden von Darmstadt hingegen in einer Mächtigkeit von nur mehr 50 m bis 10 m angetroffen. Zur Beschreibung der Schichtenfolge am Oberrhein wird auf S. 6, zur Gliederung der Terrassenkörper am Untermain auf SEMMEL (1974) verwiesen. Das Geröllinventar wird durch mesozoische Kalksteine und Sandsteine lokalen Ursprungs, widerstandsfähige Quarzite, Gangquarze und Hornsteine sowie durch magmatische und metamorphe Gesteine unterschiedlicher Provinienz dominiert; schwarzer Kieselschiefer aus dem Fichtelgebirge ist eine charakteristische Komponente des Mains. Erhebliches Rohstoffpotential haben zum Beispiel: Die Produktionsräume zwischen Rodgau und Babenhausen, bei Langen, Riedstadt, Biblis und Bensheim.

Den Sand- und Kiesvorkommen der pleistozänen Terrassenkörper an der Werra bei Witzenhausen und Eschwege, an der Fulda zwischen Rotenburg und Bebra, an der Eder bei Fritzlar und Wabern, an der Ohm zwischen Amöneburg und Kirchhain sowie an der Lahn bei Marburg kommt immerhin regionale Bedeutung zu.

Tertiär

Die Lockergesteine des Tertiär werden zum Teil auch im Nassen abgebaut. Von einiger Bedeutung sind die Schotter aus dem Oligozän um Brechen und Niederzeuzheim ("*Vallendarer-Schotter*") wie auch die Kiese und Sande aus dem Oligozän bis Pliozän mit dem Pleistozän im Hangenden zwischen Borken, Fritzlar und Wabern ("*Großenengliser Platte*").

Mesozoikum

Als Verwitterungsbildungen von Festgesteinen des Mesozoikum werden Mürbsandsteine des Buntsandstein in Nord- und Osthessen im Trockenem abgebaut und zu Sand aufbereitet.

Mecklenburg-Vorpommern

Quartär

In Mecklenburg-Vorpommern als Teil des Norddeutschen Tieflandes sind die Abbaustellen, wie in Brandenburg mit Berlin, weit verstreut – hier sind mannigfaltige und teilweise glazitektonisch stark überprägte Ablagerungen des Quartär in schwankenden Mächtigkeiten von ~ 50 m bis ~ 100 m, und in elsterzeitlichen Rinnen bereichsweise sogar mit bis zu \gg 400 m verbreitet.

Glazifluviatile Sand- und Kiesvorkommen wurden in erster Linie als Bildungen der Weichsel-Kaltzeit kartiert. Deren Geröllinventar wird durch verschiedene Kristallingesteine, Metamorphite, Quarz und Flint nordischer Herkunft dominiert. Höhere Kiesgehalte sind vor allen Dingen in den südlichen Landesteilen an ehemaligen Gletscherrandlagen und -toren anzutreffen, während die nördlichen Regionen in weiten Bereichen lediglich kiesarme Sande beinhalten. Saalezeitliche Vorkommen sind in erheblich geringerem Umfang aufgeschlossen. Wirtschaftliche Bedeutung haben zum Beispiel: Die Produktionsräume zwischen Zarrentin und Schwerin, um Neukloster, Warin und Krassow oder zwischen Langhagen und Vollrathruhe.

Marine Lagerstätten in der Ostsee, wie die Felder "*Adlergrund*", "*Plantagenetgrund*" und "*Kühlungsborn*", werden in Zukunft an Bedeutung gewinnen – auch wenn alkaliempfindliche Bestandteile störend sein können und die seeseitige Baggerung mit erheblichem Aufwand verbunden ist.

Niedersachsen und Bremen

Quartär

In Niedersachsen mit Bremen stellt das Flusssystem von Weser, Leine, Oker und Nebenflüssen ein Zentrum der Abbautätigkeit dar – hier sind fluviatile Ablagerungen des Quartär in mittleren Mächtigkeiten von ~ 10 m bis ~ 15 m, und in übertiefen Subrosionssenken abschnittsweise mit bis zu > 30 m verbreitet. Dabei handelt es sich um Schichtenfolgen aus sandigen bis kiesigen Terrassenkörpern, deren morphostratigraphische Untergliederung üblicherweise in "*Oberterrassen*" (Alt- bis Mittelpleistozän), "*Mittelterrassen*" (Mittelpleistozän) und "*Niederterrassen*" (Jungpleistozän) erfolgt. Das Geröllinventar wird durch verschiedene Gesteine lokalen Ursprungs dominiert. Wirtschaftliche Bedeutung für die Steine- und Erdenindustrie haben insbesondere die Sedimente der "*Niederterrassen*". Aus den Kieslagerstätten an Weser, Leine, Oker und Nebenflüssen wird ein Großteil von Niedersachsen, Bremen und Hamburg mit Zuschlagstoffen zur Herstellung von Beton versorgt. Im Verlauf der Flüsse ist, wie bei Hannover an der Leine, eine Abnahme des Kiesanteils von den Oberläufen im Süden zu den Unterläufen im Norden zu beobachten – an Ems und Elbe sind auf dem Gebiet von Niedersachsen nur noch Sande vorhanden.

Glazifluviatile Vorkommen werden in erster Linie den Vor- und Nachschüttbildungen der Saale-Kaltzeit zugeordnet. Deren Geröllinventar ist durch widerstandsfähige Gesteine nordischer Herkunft gekennzeichnet. Höhere Kiesgehalte sind nur in Bereichen von Endmoränenlagen, wie zum Beispiel in den Brelinger Bergen, anzutreffen. Elsterzeitliche Vorkommen sind in erheblich geringerem Maße aufgeschlossen. Weichselzeitliche Vergletscherungen sind nicht mehr über den heutigen Elbelauf vorgestoßen. Wirtschaftliche Bedeutung haben zum Beispiel: Die Produktionsräume zwischen Peine und Salzgitter, um Neustadt und Wolfsburg, zwischen Itterbeck und Uelsen, um Syke und Verden, zwischen Lüneburg und Soltau, um Hittfeld und Stade oder bei Cuxhafen und Osterholz-Scharmbeck.

Tertiär

Die Lockergesteine des Tertiär werden zum Teil auch im Nassen abgebaut. Gewisse Bedeutung haben die Quarzsande aus dem Eozän bei Duingen als auch die aus Pliozän bis Altpleistozän bei Wittmund und Leer.

Mesozoikum

Als Bildungen des Mesozoikum werden Quarzsande der Kreide bei Königslutter im Trockenen und Nassen gewonnen.

Nordrhein-Westfalen

Quartär

In Nordrhein-Westfalen kennzeichnet das Niederrheingebiet als Senkungsgebiet und Sedimentfalle schon vor dem Alttertiär das Zentrum der Abtragungstätigkeit – hier sind fluviatile Ablagerungen des Quartär in einer Mächtigkeit von bis zu ~ 80 m verbreitet. Dabei handelt es sich um Schichtenfolgen aus kiesigen bis sandigen Terrassenkörpern, deren morphostratigraphische Untergliederung seit alters her in "*Hauptterrassen*" (Unter- bis Mittelpleistozän), "*Mittelterrassen*" (Mittelpleistozän) und "*Niederterrassen*" (Oberpleistozän) erfolgt. Ein hochauflösendes Gliederungsschema in "*Ältere und Jüngere Hauptterrassen*" (Unter- bis Mittelpleistozän), "*Obere Mittelterrassen, Mittlere Mittelterrasse und Untere Mittelterrasse 1*" (Elster-Komplex), "*Ältere und Jüngere Untere Mittelterrasse 2* sowie *Untere Mittelterrasse 3*" (Drenthe-Stadium des Saale-Komplexes), "*Untere Mittelterrasse 4*" (Warthe-Stadium des Saale-Komplexes) mit "*Älterer und Jüngerer Niederterrasse*" (Weichsel-Kaltzeit) wird beispielsweise von KLOSTERMANN (1992) erläutert. Das Geröllinventar wird durch widerstandsfähige Gangquarze, Quarzite und Sandsteine sowie durch verschiedene Grauwackensandsteine, Tonsteine, Kieselschiefer und Vulkanite unterschiedlicher Provenienz dominiert. Wirtschaftliche Bedeutung für die Sand- und Kiesindustrie haben insbesondere die Sedimente der "*Niederterrasse*" mit Erosionsresten der "*Mittelterrasse*" im Liegenden. Die Häufung von Baggerseen im Bereich von Ballungszentren ist allerdings weniger durch die Lagerstättenverhältnisse, als vielmehr durch den Rohstoffbedarf bedingt.

Einzelne Abbaustellen verteilen sich auf das Münsterland mit den Flusstalungen von Ems und Lippe – auch hier werden überwiegend fluviatile Sedimente der Niederterrassen-Zeit abgebaut. Den Schmelzwasserablagerungen des ausgedehnten "*Senne-Sanders*" kommt zumindest regionale Bedeutung zu. Der Abbau des saalezeitlichen "*Münsterländer Kiessandzuges*" wurde mittlerweile wegen konkurrierender Nutzungsansprüche eingestellt.

Ein weiterer Abbauschwerpunkt befindet sich im Weserbergland mit der Flussniederung der Weser und Nebenflüsse – dort stehen fluviatile Sedimente des Quartär in einer Mächtigkeit von bis zu > 25 m an. Hierbei handelt es sich um Schichtenfolgen aus einzelnen Terrassenkörpern, deren morphostratigraphische Untergliederung üblicherweise in "*Obere Terrasse*" oder "*Höhenschotter*" (Unterpleistozän), "*Mittelterrasse*" (Elster- und Saale-Kaltzeit) und "*Niederterrasse*" (Weichsel-Kaltzeit) erfolgt. Ein hochauflösendes Gliederungsschema der Sand-Kies-Terrassen geht ursprünglich auf ROHDE (1989) zurück. Das Geröllinventar ist durch auffälligen Buntsandstein und Muschelkalk sowie durch verschiedene Gangquarze, Sandsteine, Quarzite, Granite und Porphyre unterschiedlicher Provenienz gekennzeichnet. Wirtschaftliche Nutzung erfahren hauptsächlich die Sedimente der "*Niederterrasse*". Die Baurohstoffe werden oder wurden zum Teil über Wasserstraßen bis nach Bremen und Berlin transportiert.

Tertiär

Die Lockergesteine des Tertiär werden in der Regel nicht im Nassen abgebaut. Von einiger Bedeutung sind die Form- und Gießereisande aus dem Oligozän bei Ratingen, Erkrath, Leichlingen und Bergisch-Gladbach, die Glassande aus dem Oligozän bis Miozän bei Frechen, Köln und Herzogenrath wie auch die Quarzkiese aus dem Pliozän bei Witterschlick und Geilenkirchen.

Mesozoikum

Als Verwitterungsbildungen von Festgesteinen des Mesozoikum werden Mürrsandsteine des Buntsandstein bei Scherfelde und Schmidtheim sowie Sandsteine der Kreide bei Ottenstein im Trockenen abgebaut und zu Sand aufbereitet.

Einen Sonderfall bei den Sand- und Kiesvorkommen von Nordrhein-Westfalen stellen die bekannten "*Halturner Quarzsande*" im Raum von Coesfeld, Borken, Dorsten, Haltern und Dülmen dar – hier sind marine Sedimente aus der Oberkreide (Santon) in einer Mächtigkeit von bis zu ~ 250 m verbreitet. Dabei handelt es sich um Quarzsandlagerstätten mit erheblicher Bedeutung für industrielle Verwendungszwecke. Die Sande werden zum Teil über Wasserwege bis nach Österreich verschifft.

Rheinland-Pfalz und Saarland

Quartär

In Rheinland-Pfalz mit dem Saarland stellt der Oberrheingraben, wie in Baden-Württemberg, das Zentrum der Abbautätigkeit dar – hier sind fluviatile Ablagerungen des Quartär in einer Mächtigkeit von bis zu $\gg 150$ m verbreitet. Zur Beschreibung der Schichtenfolge am Oberrhein wird auf S. 6 verwiesen. Die Zunahme des Sandanteils in der Grabenfüllung von Süden nach Norden ist durch Abrasion und Sortierung der Partikel beim Transport bedingt. Die Kiesfraktionen werden als Zuschlagstoffe zur Herstellung von Beton verwendet, in Asphaltmischanlagen verarbeitet, als Filterkiese eingesetzt oder zu Edelsplitten und Brechsanden gebrochen. Die Sandfraktionen werden zum Beispiel als Bausande oder Grundstoffe zur Produktion von Kalksandstein genutzt.

Ein weiterer Abbauschwerpunkt erstreckt sich auf das Mittelrheintal – dort stehen fluviatile Sedimente des Quartär in einer Mächtigkeit von bis zu > 25 m an. Hierbei handelt es sich um Schichtenfolgen aus kiesigen bis sandigen Terrassenkörpern, deren morphostratigraphische Grobgliederung in "*Hauptterrasse*" (Unterpleistozän), "*Mittelterrassen*" (Mittelpleistozän) und "*Niederterrasse*" (Oberpleistozän) ursprünglich auf PHILIPPSON (1899) und KAISER (1903) zurückgeht. Ein hochauflösendes Gliederungsschema der Kies-Sand-Terrassen wird unter anderem von BIBUS (1980) beschrieben. Das Geröllinventar ist durch widerstandsfähigen Quarz, verschiedene Gesteine des Rheinischen Schiefergebirges, auffälligen Buntsandstein, junge Vulkanite und unterschiedliche Gerölle lokalen Ursprungs gekennzeichnet. Wirtschaftliche Bedeutung für die Steine- und Erdenindustrie haben insbesondere die Sedimente der "*Niederterrasse*" und "*Hauptterrasse*".

Den Sand- und Kiesvorkommen des linksrheinischen Hochgestades im Pfälzer Wald oder der pleistozänen Terrassenkörper an der Mosel und Nahe als auch an der Saar und Prim kommt immerhin regionale Bedeutung zu.

Tertiär

Die Lockergesteine des Tertiär werden in der Regel nicht im Nassen abgebaut. Gewisse Bedeutung haben die Schotter, Kiese und Sande aus dem Eozän bis Oligozän bei Trier, Manderscheid und Cochem ("*Vallendarer-Schotter*"), aus dem Oligozän bei Bad-Kreuznach ("*Unterer Meeressand*"), aus dem Miozän bei Westhofen, Alzey und Bingen ("*Dinotherien-Sande*"), aus dem Pliozän in Ost- und Nordrheinhessen ("*Arvernensis-Schotter*") wie auch aus dem Pliozän im Mittelrheintal ("*Kieseloolith-Schotter*"); darüber hinaus der Quarzsand aus dem Pliozän in Südrheinhessen und der Pfalz ("*Weißes Oberpliozän*").

Mesozoikum

Als Bildungen des Mesozoikum werden Mürbsandsteine des Buntsandstein zwischen Homburg, Dahn und Kaiserslautern im Trockenen gewonnen.

Sachsen

Quartär

In Sachsen kennzeichnen die Flussniederungen und Einzugsgebiete von Mulde, Elbe, Neiße mit Nebenflüssen und Vorläufern aus dem Pleistozän das Zentrum der Abgrabungstätigkeit – hier sind fluviatile Ablagerungen des Quartär in wechselnden Mächtigkeiten von bis zu ~ 25 m verbreitet. Dabei handelt es sich um Schichtenfolgen aus sandigen bis kiesigen Terrassenkörpern, deren stratigraphische Untergliederung in Abhängigkeit von den regionalgeologischen Gegebenheiten variiert. Ein zusammenfassendes Gliederungsschema der Terrassenabfolge in "*Frühpleistozäne Terrassen*" (Mulde- bis Pleißekaltzeit), "*Frühelsterterrasse*" (Elster-Kaltzeit), "*Hauptterrasse*" (Saale-Kaltzeit) und "*Niederterrasse*" (Weichsel-Kaltzeit) wird beispielsweise von EISSMANN (1994) erläutert. Die tatsächliche Altersstellung des "*Senftenberger Elbelaufes*" (?Jungtertiär bis ?Frühpleistozän) zwischen Kamenz und Radeburg ist nach wie vor ungeklärt. Das Geröllinventar wird im Frühpleistozän durch widerstandsfähigen Quarz und zersetzte Gerölle dominiert, im Mittel- und Spätpleistozän hingegen durch "*bunte*" Geröllasoziationen unterschiedlicher Provinienz abgelöst.

Wirtschaftliche Bedeutung für die Steine- und Erdenindustrie haben zum Beispiel: Die Schotter im Hügelland von Nordwestsachsen und am Oberlauf der Mulde (Frühpleistozän), die Kiese und Sande zwischen Wechselburg und Großbothen im Zwickauer Muldetal (Elster-Kaltzeit), in den Braunkohletagebauen bei Leipzig (Elster- bis Saale-Kaltzeit), zwischen Grimma und Leipzig im Zwickauer Muldetal (Saale-Kaltzeit), bei Zschaitz im Freiburger Muldetal (Saale-Kaltzeit), zwischen Riesa und Prettin im Elbetal (Saale-Kaltzeit), bei Wurzen und Bad Dübén im Muldetal (Weichsel-Kaltzeit), zwischen Riesa und Prettin im Elbetal (Weichsel-Kaltzeit), bei Leipzig im Elbetal (Weichsel-Kaltzeit) sowie um Görlitz im Lausitzer Neißetal (Weichsel-Kaltzeit).

Das Quarzsandvorkommen der "*Heidesande*" bei Dresden im Elbetal (Saale-Kaltzeit) wird als Einschwemmung in einen Schmelzwassersee gedeutet.

Den Sand- und Kiesvorkommen der glazifluviatilen Bildungen zwischen Döbeln und Riesa oder bei Bautzen und Niesky (Elster-Kaltzeit) sowie zwischen Wurzen und Oschatz oder bei Penig und Riesa (Saale-Kaltzeit) kommt geringere Bedeutung als den Flussablagerungen zu.

Tertiär

Die Lockergesteine des Tertiär werden in der Regel nicht im Nassen abgebaut. Von einiger Bedeutung sind die Kiese und Sande aus dem Eozän bis Oligozän des "*Zwickau-Altenburger Flusses*" zwischen Haßlau und Glauchau als auch die des "*Lunzenauer Flusses*" zwischen Frankenberg und Altenburg.

Sachsen-Anhalt

Quartär

In Sachsen-Anhalt weisen die Talniederungen und Einzugsgebiete von Elbe, Bode mit Nebenflüssen das größte Rohstoffpotential auf – hier sind fluviatile Ablagerungen in unterschiedlichen Mächtigkeiten von bis zu ~ 25 m verbreitet. Dabei handelt es sich um Schichtenfolgen aus sandigen und kiesigen Terrassenkörpern, deren stratigraphische Untergliederung wiederum in Abhängigkeit von den regionalgeologischen Bearbeitungen variiert. Ein zusammenfassendes Gliederungsschema der Terrassenabfolge in "*Frühpleistozäne Terrassen*" (Prätegelen bis Cromer-Komplex), "*Frühelster-Terrassen*" und "*1. Mittelterrasse*" (Elster-Kaltzeit), "*Höhere Mittelterrasse*" oder "*2. Mittelterrasse*" (Fuhne-Kaltphase des Saale-Komplexes), "*Hauptterrasse*" oder "*3. Mittelterrasse*" (Drenthe-Stadium des Saale-Komplexes), "*Höhere Niederterrasse*" (Warthe-Stadium des Saale-Komplexes) sowie "*Niederterrasse*" (Weichsel-Kaltzeit) geht maßgeblich auf KNOTH (1995) in BENDA (1995) zurück. Das Geröllinventar wird auch hier im Frühpleistozän durch widerstandsfähigen Quarz und verwitterte Gerölle dominiert, im Mittel- und Spätpleistozän dagegen durch "*bunte*" Geröllassoziationen abgelöst. Wirtschaftliche Bedeutung für die Sand- und Kiesindustrie haben insbesondere die Sedimente der "*Niederterrasse*". Einzelne Terrassenkörper werden trotz konkurrierender Nutzungsansprüche und wechselnder Lagerstättenverhältnisse auch an den Flussläufen von Weißer Elster, Saale, Unstrut, Helme und Fuhne mit Nebenflüssen sowie an den Flussläufen von Ilse, Holtemme, Selke und Eine im Harzvorland abgebaut.

Den Sand- und Kiesvorkommen der glazifluviatilen Bildungen bei Edlau, Latdorf, Poley, Wohlsdorf und Drosa (Saale-Kaltzeit) kommt kaum geringere Bedeutung als den Flussablagerungen zu; kleinere Vorkommen mit beschränktem Rohstoffpotential sind weit verstreut.

Tertiär

Die Lockergesteine des Tertiär werden in der Regel nicht im Nassen abgebaut. Gewisse Bedeutung haben die Sande und Kiese aus dem Eozän bis Oligozän bei Schkölen, Kleinhelmsdorf und Seidewitz wie auch die Vorkommen aus dem Eozän bei Prießnitz, Querfurt und Schafstädt; darüber hinaus die Quarzsande aus dem Eozän bei Grana, Hohenmölsen, Teuchern und Prittitz.

Mesozoikum

Als Verwitterungsbildungen von Festgesteinen des Mesozoikum werden Mürbsandsteine der Oberkreide bei Quedlinburg und Aschersleben abgebaut und zu Sand aufbereitet.

Eine Ausnahmestellung bei den Sand- und Kiesvorkommen von Sachsen-Anhalt nehmen die sogenannten "*Weferlinger Quarzsande*" im Raum von Walbeck und Weferlingen ein – hier sind marine Sedimente aus der Oberkreide (Campan bis Maastricht) in einer Mächtigkeit von bis zu ~ 100 m verbreitet.

Dabei handelt es sich um eine Quarzsandlagerstätte mit überregionaler Bedeutung für vielseitige Verwendungszwecke. Das Vorkommen deckte zusammen mit der Lagerstätte Hohenbocka in der Lausitz den Hauptanteil des Bedarfs an Spezialsanden in der ehemaligen Deutschen Demokratischen Republik.

Schleswig-Holstein und Hamburg

Quartär

In Schleswig-Holstein mit Hamburg als Teil des Norddeutschen Tieflandes sind die Abbaustellen, wie in Brandenburg mit Berlin und Mecklenburg-Vorpommern, weit verstreut – hier sind vielgestaltige, und teilweise glazitektonisch erheblich überprägte Ablagerungen des Quartär in schwankenden Mächtigkeiten von wenigen Metern über Salzstöcken, und in elsterzeitlichen Rinnen bereichsweise sogar mit bis zu $\gg 400$ m verbreitet.

Glazifluviatile Vorkommen werden in erster Linie den Vor- und Nachschüttbildungen der Weichsel-Kaltzeit zugeordnet. Deren Geröllinventar ist durch verschiedene Kristallingesteine, Metamorphite, Quarz und Flint nordischer Herkunft gekennzeichnet. Höhere Kiesgehalte sind in erster Linie in den östlichen Landesteilen an ehemaligen Gletscherrandlagen und -toren anzutreffen, während die westlichen Regionen in weiten Bereichen nur kiesarme Sande beinhalten. Saalezeitliche Vorkommen sind in nicht vergleichbarem Maße aufgeschlossen. Wirtschaftliche Bedeutung haben zum Beispiel: Die Produktionsräume zwischen Lauenburg und Mölln, um Tensfeld und Damsdorf, zwischen Schmalstede, Grevenkrug und Bordesholm, um Bisse und Brügge, zwischen Barsbüttel, Reinbek und Schwarzenbek, um Jagel und Brekendorf sowie bei Weding und Wanderup.

Marine Lagerstätten in der Nordsee, wie das Feld "*Weißer Bank*", werden in Zukunft an Bedeutung gewinnen.

Thüringen

Quartär

In Thüringen stellen die Flussniederungen und Einzugsgebiete von Zorge, Helme, Werra, Unstrut, Gera und Nebenflüssen mit Auslaugungssenken über Salinargesteinen des Zechstein und Muschelkalk das Zentrum der Abgrabungstätigkeit dar – hier sind fluviatile Ablagerungen des Quartär in einer Mächtigkeit von bis zu ~ 100 m verbreitet. Dabei handelt es sich um Schichtenfolgen aus kiesigen bis sandigen Terrassenkörpern, deren stratigraphische Untergliederung erneut in Abhängigkeit von den regionalgeologischen Gegebenheiten variiert. Ein zusammenfassendes Gliederungsschema der Terrassenabfolge in "*Zersatzgrobsschotter*" (Altpleistozän), "*Grobsschotter*" (Helme- bis Elster-Kaltzeit), "*Mittelterrassenschotter*" (Elster- bis Saale-Kaltzeit) und "*Niederterrassenschotter*" (Weichsel-Kaltzeit) wird beispielsweise von SEIDEL (2003) erläutert. Das Geröllinventar wird einmal mehr im Frühpleistozän durch widerstandsfähigen Quarz und zersetzte Gerölle dominiert, im Mittel- und Spätpleistozän aber durch "*bunte*" Geröllasoziationen unterschiedlicher Provinienz abgelöst. Wirtschaftliche Bedeutung für die Sand- und Kiesindustrie haben zum Beispiel: Die Kiese und Sande in der "*Goldenen Aue*" bei Nordhausen im Zorge- und Helmetal (Elster- bis Weichsel-Kaltzeit), bei Breitung, Dankmarshausen und Fambach im Werratal (Elster- bis Weichsel-Kaltzeit), bei Oldisleben und Heldringen im Helme- und Unstruttal (Weichsel-Kaltzeit), bei Sömmerda im Unstruttal (Weichsel-Kaltzeit) sowie bei Erfurt im Geratal (Weichsel-Kaltzeit).

Den Sand- und Kiesvorkommen der glazifluviatilen Bildungen bei Starkenberg und Neuenmörbitz (Elster-Kaltzeit) kommt geringere Bedeutung als den Flussablagerungen zu.

Tertiär

Die Lockergesteine des Tertiär werden in der Regel nicht im Nassen abgebaut. Von einiger Bedeutung sind die Kiese und Sande aus dem Eozän bis Oligozän bei Meuselwitz, Schkölen und Eisenberg als auch die aus dem Eozän bei Nobitz, Klaus und Flemmingen.

Mesozoikum

Als Bildungen des Mesozoikum werden Mürbsandsteine des Buntsandstein in den Randbereichen des Thüringer Beckens, des Thüringer Waldes und des Thüringer Schiefergebirges sowie Sandsteine des Keuper bei Tröchtelborn, Kannawurf und Großmonra im Trockenem abgebaut und zu Sand aufbereitet.

3 GLIEDERUNG DES BÖSCHUNGSSYSTEMS BEIM ABBAU VON SAND UND KIES

Eine Böschung wird in einer Richtlinie des SÄCHSISCHEN OBERBERGAMTES (1997) definiert als: ... "*Geneigte Fläche, die bei der Gewinnung oder Verkippung zwischen zwei Trennebenen unterschiedlicher Höhenniveaus entsteht.*"

Ein Böschungssystem wird hier beschrieben als: ... "*Ein aus zwei oder mehreren übereinanderliegenden Böschungen gebildetes System mit den dazugehörigen Trennebenen.*"

Das sich einstellende Böschungssystem beim Nassabbau von Sand und Kies wird in der vorliegenden Arbeit untergliedert in: 1.) Überwasserböschung, 2.) Wasserwechselzone und 3.) Unterwasserböschung (s. Abb. 5).

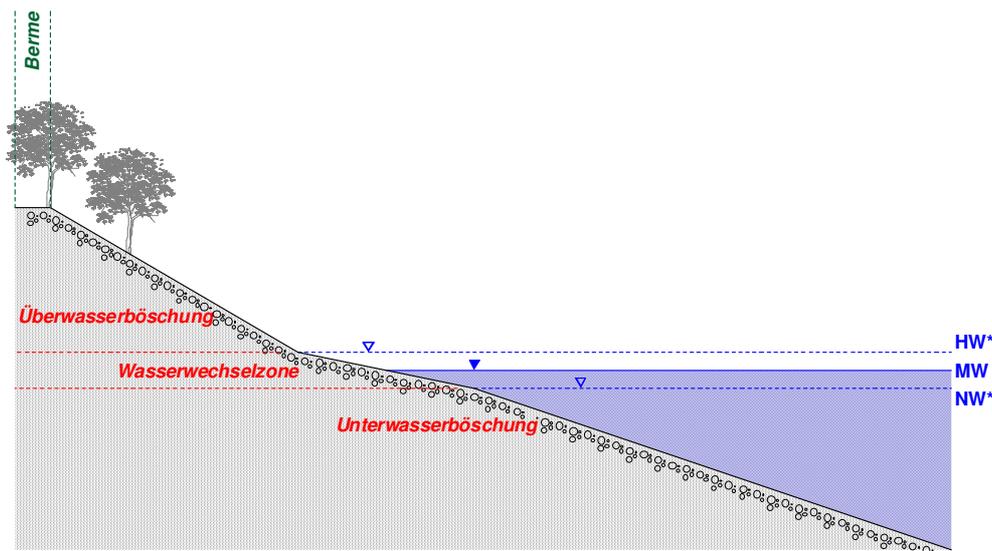


Abb. 5: Böschungssystem beim Abbau von Sand und Kies (Erläuterung im Text).

Die Überwasserböschung als "*terrestrischer Bereich*" gemäß DIN 4047-5 (1989) ist oberhalb der Wasserwechselzone ausgebildet und wird in der vorliegenden Studie nach unten hin durch den Hochwasserstand des Gewässers zuzüglich der sogenannten Wellenauflaufhöhe [HW*] abgegrenzt. Die Wellenauflaufhöhe ist vom AUSSCHUSS FÜR KÜSTENSCHUTZWERKE DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR GEOTECHNIK E.V. UND DER HAFENBAUTECHNISCHEN GESELLSCHAFT E.V. (2002) als diejenige Größe beschrieben, die sich als senkrechter Abstand zwischen dem höchsten Punkt der Wellenaufzunge und dem Ruhewasserspiegel ergibt. Dabei wird der Ruhewasserstand als derjenige Wasserstand betrachtet, der sich beim Ausgleich von Wellenberg und Wellental ableitet. Eine Bemessung von dauerhaft standsicheren Böschungen kann hier mit den in DIN 4084 angeführten Methoden im Hinblick auf die anwendungsorientierten Erfahrungen im INGENIEURBÜRO DR.-ING. V. PATZOLD, eventuell auch unter Ansatz einer scheinbaren Kohäsion entgegen DIN 4084, durchaus erfolgen. Die Überwasserböschung ist in der Regel steiler als die Wasserwechselzone und die Unterwasserböschung angelegt. Von BÖTTGER et al. (1978) wird hier als Grenze nach unten hin abweichend der mittlere Hochwasserstand zuzüglich der maximalen halben Wellenhöhe angesehen.

Die Wasserwechselzone als "*amphibischer Bereich*" nach DIN 4054 (1977) und DIN 4047-5 (1989) ist zwischen Überwasser- und Unterwasserzone ausgebildet und wird in der vorliegenden Arbeit nach oben hin durch den Hochwasserstand zuzüglich der beschriebenen Wellenauflaufhöhe [HW*] sowie nach unten hin durch den Niedrigwasserstand abzüglich der halben signifikanten Wellenhöhe im Sinne von SCHÜTTRUMPF (2001) [NW*] eingegrenzt. Eine Bemessung kann hier mit den in DIN 4084 beschriebenen Ansätzen im Hinblick auf die Vielfalt der dynamischen Einwirkungen keinesfalls erfolgen (s. RUNGE, 2003).

Die Wasserwechselzone ist im Allgemeinen flacher als die Überwasser- und Unterwasserböschung angelegt. Von BÖTTGER et al. (1978) wird hier als Grenze nach unten hin abweichend der mittlere Niedrigwasserstand abzüglich der maximalen halben Wellenhöhe angenommen.

Bei fehlender Berücksichtigung oder nicht ausreichender Bemessung der Wasserwechselzone kann durch rückschreitende Erosion bei Wellenschlag eine sukzessive Verlagerung der Uferlinie mit der Anlage von nicht standsicheren Abbruchböschungen in Richtung auf benachbarte Grundstücke erfolgen. Diesem Sachverhalt wurde bei der Betrachtung der Standsicherheit von Böschungen im Umfeld von Baggerseen bisher eine zu geringe oder überhaupt gar keine Bedeutung beigemessen (s. Abb. 6) – der Baggersee ist in Anh. 1 als *Aufschluss Nr. 25* angeführt.



Abb. 6: Verlagerung der Uferlinie mit der Anlage von nicht standsicheren Abbruchböschungen in Richtung des Pfeiles auf benachbarte Grundstücke an einem Baggersee in fluviatilen Ablagerungen der Niederterrassen-Zeit an der Weser (*Aufschluss-Nr.: 25*, Niedersachsen).

Die Unterwasserböschung als "*aquatischer Bereich*" gemäß DIN 4047-5 (1989) ist unterhalb der Wasserwechselzone ausgebildet und wird in der vorliegenden Arbeit nach oben hin durch den Niedrigwasserstand abzüglich der halben signifikanten Wellenhöhe [NW*] begrenzt. Eine Bemessung von dauerhaft standsicheren Böschungen kann hier mit den in DIN 4084 genannten Methoden im Hinblick auf die in Kap. 4.2 genannten Zusammenhänge ebenfalls nicht oder nur hilfswise erfolgen. Die Unterwasserböschung ist in der Regel flacher als die Überwasserböschung aber steiler als die Wasserwechselzone angelegt.

Ein Sicherheitsstreifen zu Nachbargrundstücken als Bauverbotszone im Sinne des *Bundesfernstraßengesetzes* (§9, *FstrG*, 1994) als auch des *Niedersächsischen Straßengesetzes* (§24, *NstrG*, 1980) wird in der Steine- und Erdenindustrie und im Folgenden als "*Berme*" bezeichnet. Dabei darf sich die Planfeststellung nicht über den Anspruch des Nachbarn auf Sicherung seines Grundstückes hinwegsetzen. Im Wasser- und Deichbau hingegen wird die Berme lediglich als waagerechter Absatz einer Böschung oder als geneigter Randstreifen am Deichfuß betrachtet.

Bei fehlender Berücksichtigung oder nicht ausreichender Bemessung des Sicherheitsabstandes in Ergänzung zu den gesetzlichen Regelungen können unter anderem aus Baggertoleranzen resultierende Überbaggerungen, durch Saugbaggerung hervorgerufene Bodensetzungen, durch Erdbeben induzierte Böschungsrutschungen oder durch Anstieg des Porenwasserdruckes bedingte Bodenverflüssigungen (Setzungsfließen) zu Schadensfällen mit erheblichen Rückgriffweiten in das Hinterland führen.

4 EINFLUSSFAKTOREN AUF DIE STANDSICHERHEIT VON BÖSCHUNGSSYSTEMEN

Bei den jeweiligen Einflussfaktoren auf die Standsicherheit von Böschungssystemen sind im Einzelnen unterschiedliche Einflussgrößen auf die Standfestigkeit von 1.) Überwasserböschungen, 2.) Wasserwechselzonen und 3.) Unterwasserböschungen zu benennen.

4.1 ÜBERWASSERBÖSCHUNG

Bei den allgemeinen Einflussfaktoren auf die Standsicherheit von Überwasserböschungen wird auf DIN 4084 (1981) und E DIN 4084 (2002) verwiesen.

4.2 WASSERWECHSELZONE

Bei den allgemeinen Einflussfaktoren auf die Standsicherheit von Wasserwechselzonen ist im Prinzip zwischen lagerstätten- und standortbedingten Faktoren zu unterscheiden (s. BÖTTGER et al., 1978 mit RUNGE, 2003).

Während die lagerstättenbedingten Einflussfaktoren bei den erdstatischen Berechnungsverfahren in DIN 4084 (1981) und E DIN 4084 (2002) Berücksichtigung finden, ist dies bei den standortbedingten Faktoren als dynamische Einwirkungen nicht der Fall – die lagerstättenbedingten Einflüsse sind in Kap. 4.3 beschrieben.

Bei den standortbedingten Einflussfaktoren ist zwischen hydraulischen, mechanischen und witterungsabhängigen Faktoren zu unterscheiden.

Die hydraulischen Einflüsse entstehen hauptsächlich durch Wellengang, Rückströmung, Schwall und Sunk sowie durch Propellerstrahl. Die mechanischen und witterungsabhängigen Einflüsse resultieren beispielsweise durch Begehung und Befahrung, Schiffsanfahrung, Ankerwurf, Eisgang und Frost sowie durch Wind und Regen. Eine detaillierte Betrachtung der vielfältigen Prozesse, für die zum gegenwärtigen Zeitpunkt noch kein geschlossenes Berechnungsmodell existiert, ist nicht Bestandteil der vorliegenden Arbeit.

Als die wesentlichen Einflussfaktoren auf die Ausbildung von Wasserwechselzonen sind nach eigenen Geländebeobachtungen und ähnlichen Befunden von BÖTTGER et al. (1978) die in der amphibischen Zone anstehende Bodenart sowie der jeweilige Wellengang mit der dazugehörigen Wellenaufbauhöhe zu nennen:

"Grobkörniges Material, z.B. Kies und Geröll, ist gegenüber den erosiven Kräften weit widerstandsfähiger als feinkörniges, wie Feinsand und Schluff, da für die Herauslösung aus dem Gesteinsverband und Verfrachtung größerer Partikel mehr Erosionsenergie erforderlich ist. ... Die Erosionswirksamkeit des Wellenschlages nimmt naturgemäß mit der Wellenhöhe zu. Diese überschreitet nach den Erfahrungen in den Kiesgruben ... nur selten (bei extrem stürmischen Wetter) 0,5 m. Je kleiner und geschützter eine Wasserfläche ist, die der Wind überstreichen kann, umso kleiner werden im allgemeinen die entstehenden Wellen sein. Bei großen Baggerseen entwickeln sich je nach Stärke des Windes mehr oder weniger große aufbrandende Wellenfronten. Relativ am stärksten sind hierbei die östlichen Uferbereiche gefährdet, da die Winde vorrangig aus westlichen Richtungen wehen." (BÖTTGER et al., 1978)

Die Bodenart und der Wellengang mit der Wellenaufbauhöhe sind im Planungssystem letztlich als Einflussgrößen zu berücksichtigen.

4.3 UNTERWASSERBÖSCHUNG

Bei den allgemeinen Einflussfaktoren auf die Standsicherheit von Unterwasserböschungen ist im Grundsatz zwischen lagerstätten-, gewinnungsverfahren- und gewinnungsgerätebedingten Faktoren zu unterscheiden. (s. BÖTTGER et al., 1978 mit PATZOLD & BODE, 2001).

Während die lagerstättenbedingten Einflussfaktoren bei den erdstatischen Berechnungsverfahren in DIN 4084 (1981) und E DIN 4084 (2002) erneute Berücksichtigung finden, ist dies bei den gewinnungsverfahren- und gewinnungsgerätebedingten Faktoren als dynamische Einwirkungen nicht der Fall.

4.3.1 LAGERSTÄTTENBEDINGTE EINFLUSSFAKTOREN

Bei den lagerstättenbedingten Einflussfaktoren ist zwischen materialabhängigen und materialunabhängigen Faktoren zu unterscheiden.

4.3.1.1 MATERIALABHÄNGIGE EINFLUSSFAKTOREN

Aus den materialabhängigen Einflussfaktoren ist im Allgemeinen der Widerstand des Bodens in der Böschung gegen Verformung oder Bruch abzuleiten.

Böschungsbruch

Ein Böschungsbruch im Sinne der DIN 4084 (1981) tritt ein, wenn ... " ... eine Böschung in einem Einschnitt oder an einem Damm mit einem Teil des umgebenden Erdreichs einen Gleitkörper bildet und auf einer Gleitfläche, auf welcher der Scherwiderstand des Bodens überwunden wird, abrutscht."

Scherfestigkeit

Die maximale Schubspannung τ [kN m⁻²], die ein Material aufnehmen kann, wird als dessen Scherfestigkeit τ_f bezeichnet. Damit gilt: $\tau \leq \tau_f$. In DIN 18137-1 (1990) werden allgemeine Begriffserklärungen und grundsätzliche Versuchsbedingungen zur Bestimmung der Scherfestigkeit an Böden angegeben.

Bei Böden wird die Scherfestigkeit auf Reibung und Kohäsion zurückgeführt. Dabei gilt mit der Grenzbedingung von COULOMB:

$$\tau_f = c' + \sigma' \cdot \tan \varphi' \quad [2]$$

mit:	τ_f	Scherfestigkeit	[kN m ⁻²]
	c'	Effektive Kohäsion	[kN m ⁻²]
	σ'	Effektive Normalspannung	[kN m ⁻²]
	φ'	Effektiver Reibungswinkel	[°]

Der Reibungsanteil der Scherfestigkeit ist von der effektiven Normalspannung σ' abhängig, die sich als normal – also orthogonal – wirkende und auf die gesamte Größe einer betrachteten Fläche F [m²] bezogene Kraft ergibt. Dabei gilt:

$$\sigma' = \gamma \cdot m + q \quad [3]$$

mit:	γ	Wichte des erdfeuchten Bodens	[kN m ⁻³]
	m	Mächtigkeit des Bodens	[m]
	q	Ständige Last	[kN m ⁻²]

Der Kohäsionsanteil der Scherfestigkeit wird in der Regel als konstante Größe angesehen.

Im Sand und Kies als nichtbindiger Boden im Sinne der DIN 1054 (2003) und unter Vernachlässigung geringmächtiger Einschaltungen mit Kohäsion wird die Scherfestigkeit durch den Reibungsanteil bestimmt. "Feuchter Sand enthält eine mit dem Wassergehalt variierende Kapillarkohäsion (scheinbare Kohäsion) und kann in steilerem Winkel ... als trockener oder wassergesättigter Sand ... abböschten. Da die Kapillarkohäsion beim Austrocknen oder bei Wassersättigung den Wert Null annimmt, ist die Standfestigkeit aller übersteilten Böschungen im feuchten Sand gefährdet." (DACHROTH, 2002) Für Standsicherheitsberechnungen wird die Kapillarkohäsion daher in der Regel nicht berücksichtigt.

Böschungsbruchsicherheit

Die Definition der Böschungsbruchsicherheit, insbesondere für Kreisgleitflächen, geht auf FELLENIUS (1927) zurück und ergibt sich – hier erheblich verkürzt – aus dem Verhältnis der vorhandenen ($c_{vorh.}$) zu den mobilisierten ($c_{mob.}$) Scherparametern wie folgt:

$$\eta_r = \frac{\tan \varphi_{vorh.}}{\tan \varphi_{mob.}} \quad \eta_c = \frac{c_{vorh.}}{c_{mob.}} \quad [4, 5]$$

mit:	η_r	Sicherheit für Reibungswinkel	[-]
	η_c	Sicherheit für Kohäsion	[-]
	φ	Reibungswinkel	[°]
	c	Kohäsion	[kN m ⁻²]

Im Sand und Kies als nichtbindiger Boden entspricht die maximal herstellbare Böschungsneigung dem vorhandenen Reibungswinkel. Die Sicherheit ergibt sich dabei im Sinne von FELLENIUS zu:

$$\eta = \frac{\tan \varphi}{\tan \beta} \quad [6]$$

mit:	β	Böschungswinkel	[°]
------	---------	-----------------	-----

Reibungswinkel

Der Reibungswinkel von grobkörnigen Böden im Sinne der DIN 4022-1 (1987) wird nach IDEL (1960) durch die Form und Oberflächeneigenschaften des Einzelkornes sowie durch die Korngrößenverteilung und Lagerungsdichte beeinflusst; durch die Korngrößenverteilung und Lagerungsdichte wird wiederum das Porenvolumen bestimmt.

Der Einfluss der Kornform spiegelt sich in der Korngestalt und Kornrundung wider. Der Reibungswinkel bei länglichen und eckigen Einzelkörnern ist dabei größer als bei kugeligen und verrundeten Körnern im Sinne von FÜCHTBAUER (1988) anzusetzen. Der Einfluss der Kornoberfläche zeigt sich in der Kornrauigkeit und auch in der Kornfestigkeit. Der Reibungswinkel bei rauhen und festen Einzelkörnern ist hierbei größer als bei glatten und weichen Körnern anzunehmen. Der Einfluss der Korngrößenverteilung und Lagerungsdichte spiegelt sich in der Abstützung der Einzelkörner untereinander wider. Der Reibungswinkel bei ungleichförmigen und dicht gelagerten Korngemischen mit kleinen Porenvolumina ist dabei größer als bei gleichförmigen und locker gelagerten Gemischen mit großen Volumina anzusetzen.

Zur Abschätzung des Reibungswinkels von Sand und Kies wurden von BRINCH-HANSEN & LUNDGREN (1954) und LANG et al. (2002) Schätzverfahren unter Berücksichtigung der Kornform, Korngrößenverteilung und Lagerungsdichte eingeführt. Die Probleme im Hinblick auf die Schätzung werden in Kap. 6.3.2.3 behandelt.

Der Reibungswinkel ist im Planungssystem letztlich als Einflussgröße zu berücksichtigen.

4.3.1.2 MATERIALUNABHÄNGIGE EINFLUSSFAKTOREN

Aus den materialunabhängigen Einflussfaktoren sind in Teilen die Einwirkungen auf den Boden in der Böschung abzuleiten.

Grundwasser

Das Grundwasser ist nach DIN 4049-3 (1994) ... "*Unterirdisches Wasser, das Hohlräume der Lithosphäre zusammenhängend ausfüllt und dessen Bewegungsmöglichkeiten ausschließlich durch die Schwerkraft bestimmt wird.*"

Die Grundwasserbewegung in einem Porengrundwasserleiter wird im Allgemeinen mit dem Fließgesetz von DARCY beschrieben:

$$v_f = k_f \cdot I \quad [7]$$

mit:	v_f	Filtergeschwindigkeit	[m s ⁻¹]
	k_f	Durchlässigkeitsbeiwert	[m s ⁻¹]
	I	Grundwassergefälle	[-]

Das Gesetz von DARCY ist bei laminaren Strömungen mit einer Reynolds-Zahl R_e [-] von < 10 gültig, jedoch bei turbulenten Strömungen ungültig. Im Porengrundwasserleiter ist in der Regel von laminaren Strömungen auszugehen.

Bei Gültigkeit des Fließgesetzes von DARCY und Ortsunabhängigkeit der Dichte des Wassers werden Fließbewegungen im Sand und Kies durch die allgemeine Strömungsgleichung als Gl. [8] beschrieben. Damit werden dreidimensionale und instationäre Strömungsverhältnisse im inhomogenen und anisotropen Grundwasserleiter betrachtet:

$$\frac{\delta}{\delta x} \left(k_r^x k_x \frac{\delta h}{\delta x} \right) + \frac{\delta}{\delta y} \left(k_r^y k_y \frac{\delta h}{\delta y} \right) + \frac{\delta}{\delta z} \left(k_r^z k_z \frac{\delta h}{\delta z} \right) = \frac{\delta n_w}{\delta t} + \frac{n_w}{n} S_s \frac{\delta h}{\delta t} \quad [8]$$

mit:	h	Standrohrspiegelhöhe	[m]
	x, y, z	Koordinaten	[m]
	k_r^x, k_r^y, k_r^z	Beiwerte in x-, y- und z-Richtung	[-]
	k_x, k_y, k_z	Durchlässigkeitsbeiwerte in x-, y- und z-Richtung	[m s ⁻¹]
	n_w	Wasseranteil	[-]
	n	Hohlraumanteil	[-]
	S_s	Spezifischer Speicherkoeffizient	[m ⁻¹]
	t	Zeit	[s]

Die Standrohrspiegelhöhe h ist gemäß DIN 4049-3 (1994) die ... "*Summe aus geodätischer Höhe und Druckhöhe für einen Punkt in einem betrachteten Grundwasserkörper.*" Damit gilt:

$$h = \frac{u}{\gamma_w} + z \quad [9]$$

mit:	u	Porenwasserdruck	[kN m ⁻²]
	γ_w	Wichte des Wassers	[kN m ⁻³]
	z	Bezugshöhe	[m]

Mit dem Term

$$\frac{\delta}{\delta x} \left(k_r^x k_x \frac{\delta h}{\delta x} \right) + \frac{\delta}{\delta y} \left(k_r^y k_y \frac{\delta h}{\delta y} \right) + \frac{\delta}{\delta z} \left(k_r^z k_z \frac{\delta h}{\delta z} \right)$$

aus Gl. [8] wird der Volumenstrom des Wassers als Zu- und Abstrom am Einheitselement beschrieben (s. Abb. 7).

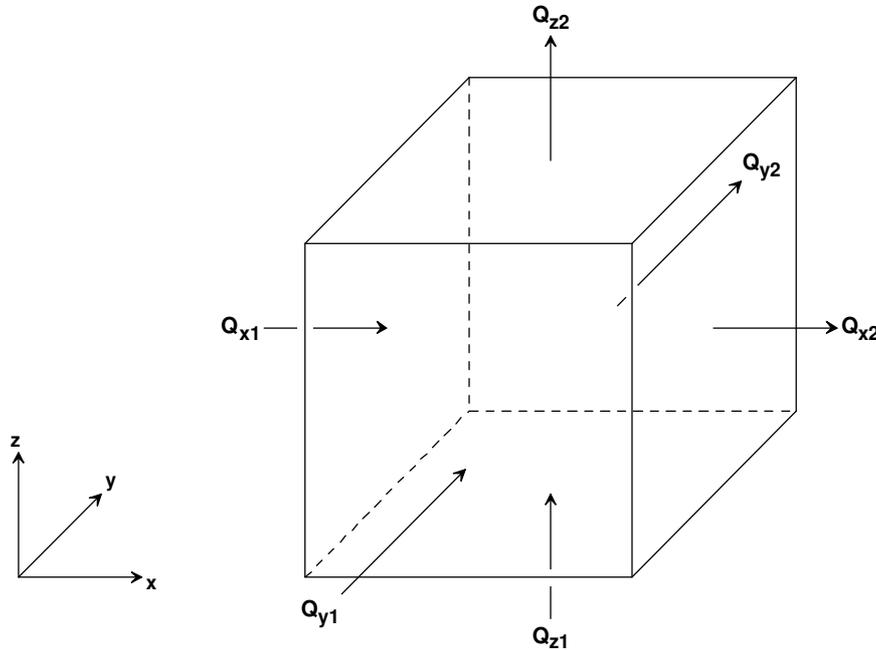


Abb. 7: Volumenstrom des Wassers als Zu- und Abstrom am Einheitselement.

mit: Q_x, Q_y, Q_z Volumenstrom in x-, y- und z-Richtung $[m^3 s^{-1}]$

Die Beiwerte k_r^x , k_r^y und k_r^z erfassen die Veränderung des Durchlässigkeitsbeiwertes in der ungesättigten Zone mit Werten zwischen 0 und 1. Eine Anisotropie wird in der Regel nicht unterstellt und $k_r^x = k_r^y = k_r^z = k_r$ gesetzt.

Dabei ist der Wert k_r eine Funktion des Porenwasserdruckes u . Eine Hysterese zwischen Zu- und Abstrom, wie in SCHEFFER / SCHACHTSCHABEL (2002) beschrieben, wird in der Praxis mit $k_r = 1$ vernachlässigt, jedoch zum Beispiel im Programm **GGU** FLOW-2D 7.57 von GGU SOFTWARE (2002) für die Berechnung von stationären Strömungen mit einer nach mdl. Mitt. von BUß (2004), Firma GGU, Braunschweig, "unkritischen Funktion" berücksichtigt.

Mit dem Term

$$\frac{\delta n_w}{\delta t} + \frac{n_w}{n} S_s \frac{\delta h}{\delta t}$$

aus Gl. [8] wird die Speicherfähigkeit des Einheitselementes in Abb. 7 beschrieben.

Der Ausdruck $[\delta n_w / \delta t]$ beinhaltet die Veränderung des Wasservolumens, also die Auffüllung oder Entleerung des Hohlraumanteils, als Funktion der Zeit.

Dabei ist der Wasseranteil n_w eine Funktion des Porenwasserdruckes u . Eine Hysterese zwischen Zu- und Abstrom, wie bei SCHEFFER / SCHACHTSCHABEL (2002) angeführt, wird in der Regel wiederum vernachlässigt, jedoch zum Beispiel im Programm **GGU** TRANSIENT 4.02 von GGU SOFTWARE (2001) für die Berechnung von instationären Strömungen mit einer nach mdl. Mitt. von BUß (2004) "unkritischen Funktion" zugrundegelegt.

Der Ausdruck $[n_w / n S_s \delta h / \delta t]$ erfasst die Kompressibilität des Mediums und Korngerüsts in Abhängigkeit vom Sättigungsgrad $[n_w / n]$ und der Standrohrspiegelhöhe als Funktion der Zeit.

Der spezifische Speicherkoeffizient S_s ist nach DIN 4049-3 (1994) die ... "Änderung des gespeicherten Wasservolumens je Volumeneinheit des Grundwasserraumes bei Änderung der Standrohrspiegelhöhe um 1 m."

Bei gespannten Verhältnissen gilt:

$$S_s = \frac{S_g}{h_{Gw}} \quad [10]$$

mit: S_g Speicherkoeffizient im gespannten Grundwasserleiter [-]
 h_{Gw} Grundwassermächtigkeit [m]

Bei ungespannten Verhältnissen gilt:

$$S_s = \frac{n_f + S_g}{h_{Gw}} \quad [11]$$

mit: n_f Durchflusswirksamer Hohlraumanteil [-]

Bei ungespannten Verhältnissen ist S_g zumeist vernachlässigbar klein gegenüber n_f , und S_s kann direkt aus n_f abgeleitet werden.

Unter stationären Strömungsverhältnissen wird Gl. [8] mit $[\partial(\dots)/\partial t] = 0$ vereinfacht zu:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_r^x k_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_r^y k_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(k_r^z k_z \frac{\partial h}{\partial z} \right) = 0 \quad [12]$$

Die Lösung von Gl. [8] und [12] in der Software PROCESSING MODFLOW FOR WINDOWS wird von CHIANG & KINZELBACH (2001) mit KINZELBACH & RAUSCH (1995) beschrieben.

Bei instationären Strömungsverhältnissen in vertikal ebenen Systemen werden Fließbewegungen im Sand und Kies durch die allgemeine Strömungsgleichung als Gl. [13] ausgedrückt.

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_r^x k_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(k_r^z k_z \frac{\partial h}{\partial z} \right) = \frac{\partial n_w}{\partial t} + \frac{n_w}{n} S_s \frac{\partial h}{\partial t} \quad [13]$$

Unter stationären Strömungsverhältnissen wird Gl. [13] mit $[\partial(\dots)/\partial t] = 0$ vereinfacht zu:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_r^x k_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(k_r^z k_z \frac{\partial h}{\partial z} \right) = 0 \quad [14]$$

Die Lösung von Gl. [13] und [14] in der Software [GGU](#) FLOW-2D 7.57 und [GGU](#) TRANSIENT 4.02 von GGU SOFTWARE (2002) und (2001) wird von BUß (1987) beschrieben.

Der Einfluss durch das Auftreten und die Bewegung des Grundwassers auf die Standsicherheit von Böschungen ergibt sich durch die Auftriebskraft, die Strömungskraft und den Porenwasserdruck. Im Sinne der DIN 1054 (2003) sind die Einwirkungen als "ständig" zu betrachten. Die Auftriebskraft und Strömungskraft als auch der Porenwasserdruck sind im Planungssystem letztlich als Einflussgrößen einzubeziehen.

Der Auftrieb führt zu einer Verminderung der durch die Wichte des Bodens bedingten Kräfte. Die Auftriebskraft A als Funktion des Porenwasserdruckes u in Auftriebsrichtung ergibt sich mit der Wichte γ_w und dem Volumen des verdrängten Grundwassers V_w gemäß dem Prinzip von ARCHIMEDES zu:

$$A = \gamma_w \cdot V_w \quad [15]$$

mit:	A	Auftriebskraft	[kN]
	γ_w	Wichte des Wassers	[kN m ⁻³]
	V_w	Volumen des Wassers	[m ³]

Die Strömung führt zu einer Erhöhung der auf das Korngerüst gerichteten Kräfte. Die Strömungskraft S als Funktion des Porenwasserdruckes u in Strömungsrichtung ergibt sich mit dem Volumen des Bodens V_b , der Wichte des Wassers γ_w und dem Grundwassergefälle I zu:

$$S = V_b \cdot \gamma_w \cdot I \quad [16]$$

mit:	S	Strömungskraft	[kN]
	V_b	Volumen des Bodens	[m ³]
	γ_w	Wichte des Wassers	[kN m ⁻³]
	I	Grundwassergefälle	[-]

Das Porenwasser führt mit einem Porenwasserdruckanstieg zu einer Herabsetzung der Scherfestigkeit des Bodens bis hin zu einer Bodenverflüssigung (s. Kap. 6.4.4). Der Porenwasserdruck u ergibt sich nach Gl. [17] bei einer Bezugshöhe $z = 0$ sowie mit der Wichte des Wassers γ_w und der Standrohrspiegelhöhe h zu:

$$u = \gamma_w \cdot h \quad [17]$$

mit:	u	Porenwasserdruck	[kN m ⁻²]
	γ_w	Wichte des Wassers	[kN m ⁻³]
	h	Standrohrspiegelhöhe	[m]

Ständige Lasten

Die ständige Last ist gemäß DIN 1055-3 (1971) ... " ... *die Summe der unveränderlichen Lasten, also das Gewicht der tragenden oder stützenden Bauteile und der unveränderlichen, von den tragenden Bauteilen dauernd aufzunehmenden Lasten* ... ".

Im Umfeld von Baggerseen ist darunter beispielsweise das Vorhalten von Stapelgut, die Anlage von Produkthalden, Bodenmieten und Baustoffhalden oder die Aufstellung von Containern zu verstehen.

Der Einfluss von ständigen Lasten q [kN m⁻²] auf die Standsicherheit von Böschungen ergibt sich als statische Einwirkungen durch die resultierende Gewichtskraft Q [kN]. Im Sinne der DIN 1054 (2003) sind auch die Einwirkungen als "ständig" zu betrachten. Die ständige Last ist im Planungssystem letztlich als Einflussgröße zu berücksichtigen.

Verkehrslasten

Die Verkehrslast ist nach DIN 1055-3 (1971) ... " ... *die veränderliche oder bewegliche Belastung des Bauteils* ... ".

Im Umfeld von Tagebauseen ist darunter beispielsweise der Verkehr von Personen- und Lastkraftwagen, von Radladern oder Schwerlastwagen zu verstehen.

Der Einfluss von Verkehrslasten auf die Standsicherheit von Böschungen ergibt sich als Gewicht der Fahrzeuge und Erschütterungen des Lastverkehrs unter Ansatz einer Ersatzflächenlast p [kN m⁻²] und damit durch die resultierende Gewichtskraft P [kN]. Im Sinne der DIN 1054 (2003) sind die Einwirkungen als "veränderlich" anzusehen. Die Verkehrslast ist im Planungssystem letztlich als Einflussgröße einzubeziehen.

Erdbeben

Ein Erdbeben ist eine zeitlich begrenzte und dynamisch ausgeprägte Einwirkung. Unter anderem wird dabei zwischen tektonischen und nichttektonischen Beben unterschieden.

Der Einfluss von Erdbeben auf die Standsicherheit von Böschungen ergibt sich als Erschütterungen unter Ansatz einer Beschleunigung in der Horizontalen a_h [m s^{-2}] und Vertikalen a_v [m s^{-2}] und damit durch die resultierende Erdbebenlast in der Horizontalen A_h [kN] und Vertikalen A_v [kN] wie folgt:

$$A_h = \varepsilon_h \cdot G \qquad A_v = \varepsilon_v \cdot G \qquad [18, 19]$$

$$\text{mit:} \quad \varepsilon_h = \frac{a_h}{g} \qquad \varepsilon_v = \frac{a_v}{g} \qquad [20, 21]$$

und:	A_h	Erdbebenlast in der Horizontalen	[kN]
	A_v	Erdbebenlast in der Vertikalen	[kN]
	ε_h	Erschütterungszahl in der Horizontalen	[-]
	ε_v	Erschütterungszahl in der Vertikalen	[-]
	G	Gewichtskraft des Bodens	[kN]
	a_h	Beschleunigung in der Horizontalen	[m s^{-2}]
	a_v	Beschleunigung in der Vertikalen	[m s^{-2}]
	g	Erdbeschleunigung	[m s^{-2}]

Im Sinne der DIN 1054 (2003) sind die Einwirkungen als "*außergewöhnlich und seismisch*" zu betrachten. Die Erdbebenlast ist im Planungssystem letztlich als Einflussgröße zu berücksichtigen.

4.3.2 GEWINNUNGSVERFAHRENBEDINGTE EINFLUSSFAKTOREN

Bei den gewinnungsverfahrenbedingten Einflussfaktoren auf die Standsicherheit von Unterwasserböschungen ist im Grundsatz zwischen dynamischen Einwirkungen bei der kontrollierten und unkontrollierten Baggerung zu unterscheiden. Darüber hinaus sind spezielle Einflussfaktoren durch die Saugbaggerung zu untersuchen.

Nachstehend werden die im Sinne der Fragestellung relevanten Gesichtspunkte, wie beispielsweise die Gefahr einer Böschungs-rutschung oder Bodenverflüssigung als auch die Möglichkeit einer Berechnung der Böschungsbruchsicherheit nach DIN 4084, bei der Böschungsbaggerung in kontrollierter oder unkontrollierter Ausführung näher betrachtet.

4.3.2.1 KONTROLLIERTE BAGGERUNG

Bei der kontrollierten Baggerung ist zwischen profilgerechter Baggerung und Box-Cut Baggerung zu unterscheiden.

Profilgerechte Baggerung

Die profilgerechte Baggerung kann nur mit Gewinnungsgeräten, die mit zwangsgeführten Lösewerkzeugen ausgerüstet sind, ausgeführt werden – sie stellt das aufwendigste und kostenintensivste Gewinnungsverfahren in der Nassbaggerung dar (s. PATZOLD, 2003 und Abb. 8).

Im Zuge der Gewinnung wird eine vorgegebene Böschungsneigung durch exakte Schnittführung vom Liegenden zum Hangenden bei vorsichtigem Verholen des Lösewerkzeuges im gewachsenen Boden, beispielsweise mit Hilfe eines Böschungsprofilcomputers, planmäßig hergestellt. Die Herstellung von gebrochenen Böschungssystemen mit unterschiedlichen Teilböschungsneigungen ist damit durchaus möglich und auch teilweise gewünscht. Die Kontrolle der Böschungsbaggerung erfolgt durch laufende Aufzeichnung des Baggerfortschritts und ständige Echolotpeilung der Gewässersohle.

Diese Art der Gewinnung, von MEYER & FRITZ (2001) auch als "*schonender Abbaubetrieb*" bezeichnet, wird derzeit meist nur im Wasserbau ("*Civil Dredging*") durchgeführt; und zwar deshalb, weil hier auch die Genauigkeit bei der Bauausführung neben der Produktionsleistung Beachtung findet.

Dabei wird mit zunehmender Sorgfalt bei der Böschungsbaggerung zugleich die Gefahr von Schadensfällen infolge von ungewollten Böschungsbrüchen minimiert und letztlich der Ausbeutegrad in den Lagerstätten mit steileren Böschungsneigungen als beim Box-Cut Verfahren maximiert. Darüber hinaus wird die akute Gefahr einer Bodenverflüssigung in entsprechend gefährdeten Böden nach RAJU (1994) minimiert.

Theoretisch lässt sich mit der profilgerechten Baggerung im Sand und Kies eine hochgradig instabile Böschung bei einer Sicherheit $\eta = 1,0$ und mit einer Neigung entsprechend dem Peak-Reibungswinkel φ_p [°] – als maximal möglicher Reibungswinkel des rolligen Bodens im Sinne der DIN 18311 (2000) in dichtester Lagerung – herstellen. Dies gilt allerdings nur dann, wenn keine anderen Beanspruchungen, wie beispielsweise durch effluente Grundwasserströmung, auftreten. Eine Berechnung der Böschungsbruchsicherheit gemäß DIN 4084 ist zunächst noch hilfsweise möglich. Für die Endstandsicherheit der Unterwasserböschungen wird in der vorliegenden Arbeit mit dem effektiven Reibungswinkel φ' gerechnet.

Tatsächlich erfolgt jedoch selbst bei der profilgerechten Baggerung mit zwangsgeführtem Lösewerkzeug eine gewisse Beanspruchung des Gebirges durch dynamische Einwirkungen, die keine Berücksichtigung in DIN 4084 findet und zu einem lokalen Versagen der Böschung führen kann. Infolgedessen sind häufig kleinräumig im mehr oder weniger ebenen Böschungsprofil konvexe Abbrüche aus kleineren Rutschungen vom Böschungskopf weg und entsprechende Abflachungen durch nachfolgende Sedimentation zum Böschungsfuß hin zu beobachten. Hier stehen zumindest die oberen Bereiche der Böschung in vereinzelt Abschnitten im labilen Gleichgewicht.

Das Maß der dynamischen Einwirkungen ist von zahlreichen kaum zu fassenden Faktoren, wie beispielsweise der Trägheit des Baggergerätes oder der Erfahrung und Sorgfalt des Baggermeisters, abhängig. Deshalb ist eine qualifizierte Bemessung von standsicheren Unterwasserböschungen unter einer auf den jeweiligen Einzelfall abgestimmten Berücksichtigung des Gewinnungsbetriebes selbst bei der profilgerechten Baggerung derzeit nur näherungsweise möglich. Von SCHUBERT (1972) wird beispielsweise eine Verminderung der Scherfestigkeit des Gebirges durch Einwirkungen im Zuge der Abbautätigkeit in Höhe von 10-20 % angenommen.

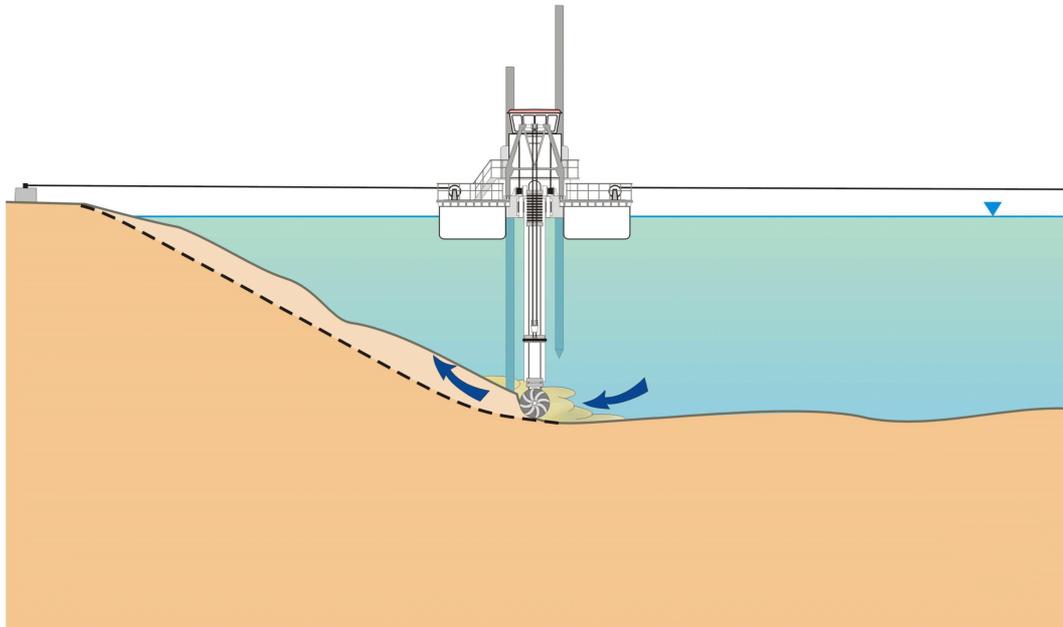


Abb. 8: Prinzip der profilgerechten Baggerung (Erläuterung im Text).

Box-Cut Baggerung

Die Box-Cut Baggerung kann mit Gewinnungsgeräten, die mit zwangsgeführten und – eingeschränkt – auch mit nicht zwangsgeführten Lösewerkzeugen ausgerüstet sind, durchgeführt werden. Verfahrenstechnisch liegt das Box-Cut Verfahren zwischen profilgerechter und unkontrollierter Abgrabung mit fließenden Übergängen zu diesen beiden (s. Abb. 9).

Im Zuge der Gewinnung werden, beispielsweise mit Hilfe einer Abbaukontrollanlage, zahlreiche Strossen mit geringer Mächtigkeit und übersteilten Teilböschungen durch treppenstufenartige Schnittführung vom Hangenden zum Liegenden im gewachsenen Boden hergestellt, die anschließend mehr oder weniger planmäßig zu Bruch gehen. Die Höhe der Box-Cuts ist den jeweiligen Verhältnissen vor Ort anzupassen. Dabei sind nach PATZOLD (2003) und im Hinblick auf die unterschiedlichen bodenmechanischen Eigenschaften der Lockergesteine beispielsweise für Fein- bis Mittelsand geringere Strossenhöhen als für Kies-Sand zu wählen. Die Herstellung von gebrochenen Böschungssystemen mit unterschiedlichen Teilböschungsneigungen ist damit selten – und dann in geringerer Genauigkeit als bei der profilgerechten Baggerung – möglich. Als Grenze zwischen kontrollierter und unkontrollierter Abgrabung wird nachstehend im Fein- bis Mittelsand eine Box-Cut-Höhe von < 2,5 m und im Kies-Sand eine Strossenhöhe von < 5,0 m angesehen. Die Kontrolle der Böschungsbaggerung erfolgt in ähnlicher Weise wie bei der profilgerechten Abgrabung (s. Abb. 10).

Diese Art der Gewinnung wird derzeit nicht nur im Wasserbau, sondern in Einzelfällen und als Auflage durch den Genehmigungsgeber auch beim Tagebau ("*Mine Dredging*") durchgeführt; und zwar dann, wenn neben der Produktionsleistung auch eine gewisse Sorgfalt bei der Bauausführung Berücksichtigung findet. Dabei wird mit abnehmender Strossenhöhe bei der Böschungsbaggerung zugleich die Gefahr von Schadensfällen infolge von unkontrollierten Böschungsbrüchen verringert und letztlich der Ausbeutegrad in den Lagerstätten mit steileren Böschungsneigungen als bei der unkontrollierten Abgrabung erhöht. Darüber hinaus wird die akute Gefahr einer Bodenverflüssigung in entsprechend gefährdeten Böden gegenüber dem unkontrollierten Abbau vermindert.

Auch im Braunkohlentagebau hat sich der Abbau in Strossen durch "*Abtreppung*" als Vorgabe aus der Abbau-planung und zur Vermeidung von Schadensfällen als bodenmechanisch günstig erwiesen (s. KARCHER, 2003).

Theoretisch lässt sich mit dem Box-Cut Verfahren im Sand und Kies eine hochgradig instabile Böschung bei einer Sicherheit $\eta = 1,0$ und mit einer Neigung zwischen dem Peak-Reibungswinkel φ_p [°] und dem kritischen Reibungswinkel φ_c [°] – als Reibungswinkel des rolligen Bodens bei großer Verformung – herstellen. Dies gilt allerdings ebenso wie bei der profilgerechten Baggerung nur dann, wenn keine anderen Beanspruchungen auftreten. Eine Betrachtung der Böschungsbruchsicherheit nach DIN 4084 ist ebenfalls noch hilfswise möglich. Für die Endstandsicherheit der Unterwasserböschungen wird in der vorliegenden Studie mit dem kritischen Reibungswinkel φ_c gerechnet.

Tatsächlich erfolgt auch beim Box-Cut Verfahren mit zwangsgeführtem oder nicht zwangsgeführtem Lösewerkzeug eine nicht unerhebliche Beanspruchung des Gebirges durch dynamische Einwirkungen, die keine Berücksichtigung in DIN 4084 findet und zu einem globalen Versagen der Böschung führen kann. Infolgedessen sind mitunter großräumig im zunächst treppenstufenartigen und anschließend verflachenden Böschungsprofil rückgreifende Abbrüche aus größeren Rutschungen vom Böschungskopf weg und weitreichende Abflachungen durch anschließende Ablagerung zum Böschungsfuß hin zu beobachten. Hier stehen wiederum die oberen Bereiche der Böschung in einzelnen Abschnitten im labilen Gleichgewicht.

Das Maß der dynamischen Einwirkungen ist erneut von zahlreichen kaum zu dimensionierenden Faktoren abhängig, jedoch bei der Baggerung mit nicht zwangsgeführtem Lösewerkzeug deutlich höher als bei der Abgrabung mit zwangsgeführtem Werkzeug einzuschätzen. Deshalb ist eine fundierte Bemessung von stand-sicheren Unterwasserböschungen auch beim Box-Cut Verfahren derzeit nur näherungsweise möglich.

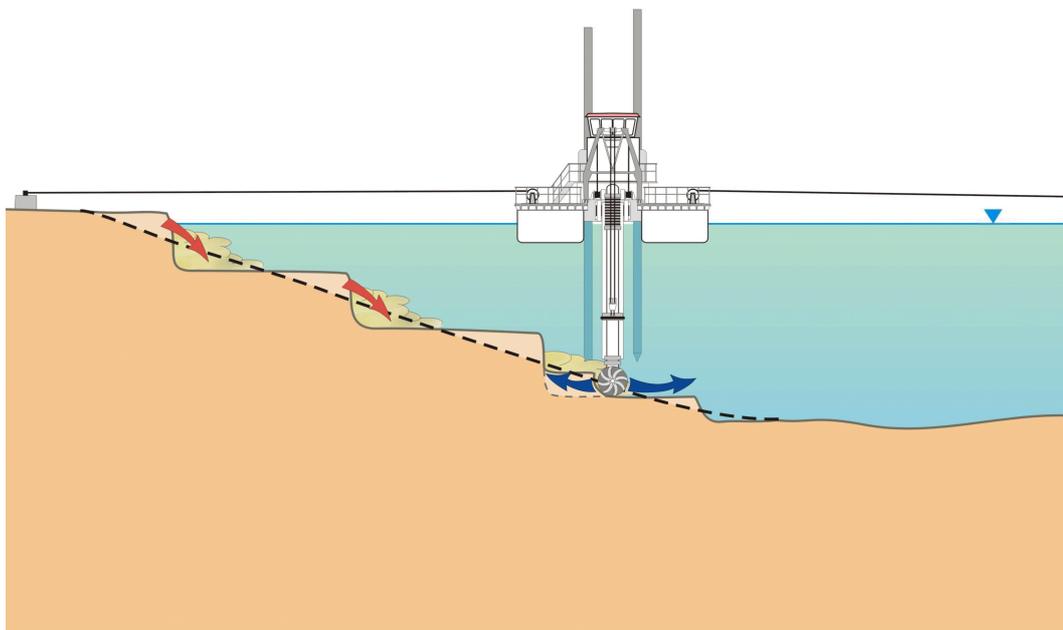


Abb. 9: Prinzip der Box-Cut Baggerung (Erläuterung im Text).

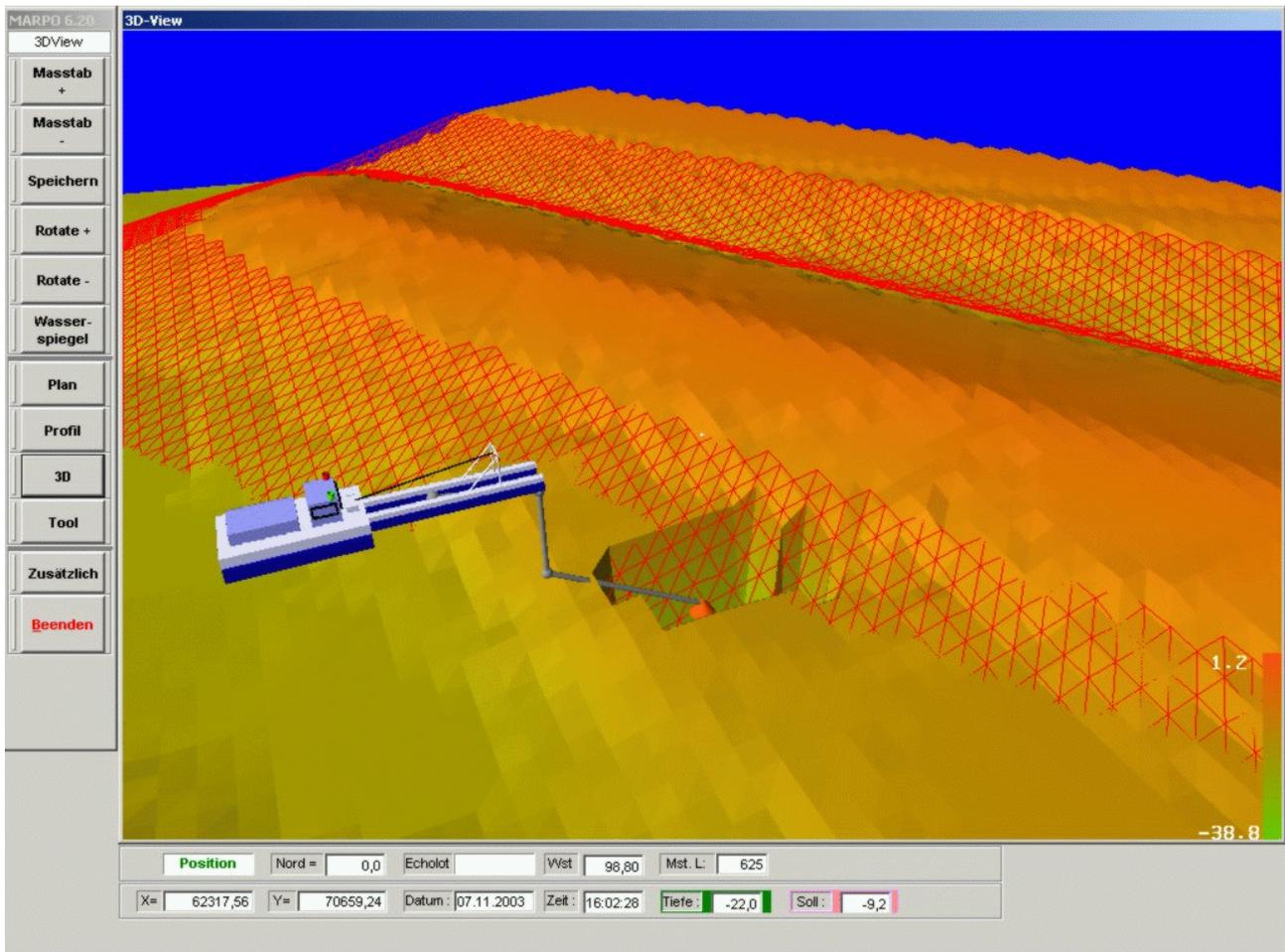


Abb. 10: Abbaukontrolle mit Abbaukontrollanlage, Fabrikat ARGE VPC & SPE, Typ MARPO_DGPS_K.

4.3.2.2 UNKONTROLLIERTE BAGGERUNG

Die unkontrollierte Baggerung kann mit Gewinnungsgeräten, die mit zwangsgeführten oder nicht zwangsgeführten Lösewerkzeugen ausgerüstet sind, ausgeführt werden. Sie stellt den gegenwärtigen Stand der Technik in den meisten Betrieben der Steine- und Erden-Industrie dar (s. Abb. 11).

Im Zuge der Gewinnung werden laufend Böschungsbrüche mit globalem Versagen durch mehr oder weniger statisch positionierte Baggerung und unkontrollierte Schnittführung herbeigeführt, die zu Böschungsneigungen in sogenannter "natürlicher" Neigung führen. Zur Entnahme vorgesehene und im Trockenem anstehendes Material wird ständig nachgeschoben. Die endgültige Abbauböschung stellt sich dann im Massenausgleich durch Umlagerung des Lockergesteins ein. Dabei ist nach eigenen Geländebefunden und entsprechenden Beobachtungen von MEYER & FRITZ (2001) hinsichtlich des zeitlichen Ablaufes ein schneller vorauseilender Böschungsbruch und ein langsamer nachfolgender Bruch zu unterscheiden. Die Herstellung von gebrochenen Böschungssystemen mit unterschiedlichen Teilböschungsneigungen ist damit nicht möglich und auch nicht gewünscht. Eine Kontrolle der Böschungsbaggerung erfolgt in der Regel nicht oder nur hilfsweise durch Fluchten und Handpeilungen (s. PATZOLD & BODE, 2001).

Diese Art der Gewinnung, von MEYER & FRITZ (2001) auch als "nicht schonender Abbaubetrieb" bezeichnet, wird ausschließlich beim Rohstoffabbau durchgeführt, wenn die Produktionsleistung ohne Rücksicht auf Gewinnungsverluste – zum Teil als "Raubbau" – im Vordergrund steht (s. PATZOLD, 1994, 1995). Dabei wird mit zunehmender Böschungshöhe zugleich die Gefahr von Schadensfällen infolge von unkontrollierten Böschungsbrüchen mit erheblicher Rückgriffweite maximiert und letztlich der Ausbeutegrad in den Lagerstätten mit flacheren Böschungsneigungen von $\beta \ll \varphi_c$ als bei der kontrollierten Abgrabung minimiert.

Darüber hinaus wird die akute Gefahr einer Bodenverflüssigung in entsprechend gefährdeten Böden gegenüber dem kontrollierten Abbau erhöht.

Theoretisch lässt sich mit der unkontrollierten Baggerung im Sand und Kies eine hochgradig instabile Böschung mit einer Neigung entsprechend dem kritischen Reibungswinkel φ_c – als Reibungswinkel des rolligen Bodens bei großer Verformung – herstellen. Eine Betrachtung der Böschungsbruchsicherheit nach DIN 4084 ist jedoch nicht möglich, da die sich einstellende Böschungsneigung offensichtlich von dynamischen Vorgängen bei den auftretenden Rutschungen abhängt.

Allerdings ist eine qualifizierte Bemessung von dauerhaft standsicheren Unterwasserböschungen durch eine entsprechende Auswertung von einschlägigen Betriebserfahrungen möglich. Eine entsprechende Untersuchung ist wesentlicher Bestandteil der vorliegenden Arbeit (s. Kap. 7.2.2).

Tatsächlich erfolgt bei der unkontrollierten Baggerung durch ständiges Anfahren mit dem Lösewerkzeug und nachfolgende Böschungsbrüche eine erhebliche Beanspruchung des Gebirges durch dynamische Einwirkungen, die zu überflachen Böschungsneigungen und rückgreifenden Auflockerungen führt. Infolgedessen sind im häufig s-förmig gebogenen Böschungsprofil konvexe Abbrüche aus weitreichenden Rutschungen vom Böschungskopf weg und konkave Abflachungen durch nachfolgende Sedimentation zum Böschungsfuß hin zu beobachten. Hier stehen die oberen Bereiche der Böschung im labilen Gleichgewicht. Dabei sind nach eigenen Echolotpeilungen und entsprechenden Beobachtungen von HORN (1969), BÖTTGER et al. (1978) und BÖTTGER (1983 a, b) allmähliche Verflachungen der Abbauböschung über längere Zeiträume auszumachen (s. Abb. 12 mit Abb. 13).

Im Zuge einer Rutschung erfolgt im Baggersee eine weitgehende oder vollständige Auflösung der Struktur und Strukturfestigkeit des betrachteten Rutschkörpers, der dementsprechend auch nicht als einfacher Starrkörper wie in DIN 4084 betrachtet werden kann. Mit Ausbildung eines Suspensionsstromes erfolgt eine erhebliche Entmischung und Korngrößenabhängige Sortierung des Lockergesteins in der Vertikalen und der Horizontalen ("Lawineneffekt"), die anhand von eigenen Geländebeobachtungen durch weitreichende Trübstofffahnen mit aufsteigenden Luftblasen aus entweichender Bodenluft in verschiedenen Tagebauseen belegt werden kann. Dabei ist grundsätzlich von einer proximalen Sedimentation des Grobkorns und einer distalen Ablagerung des Feinkorns sowie von einer normalen Gradierung mit einer böschungsabgewandten Schrägschichtung im re-sedimentierten Rutschkörper auszugehen. Von KÖHLER (2001) als auch von RICHWIEN & MEYER (2004) wird der Bodenluft im Hinblick auf das Verformungs- und Stabilitätsverhalten von Böden bei der unkontrollierten Baggerung eine erhebliche Bedeutung beigemessen.

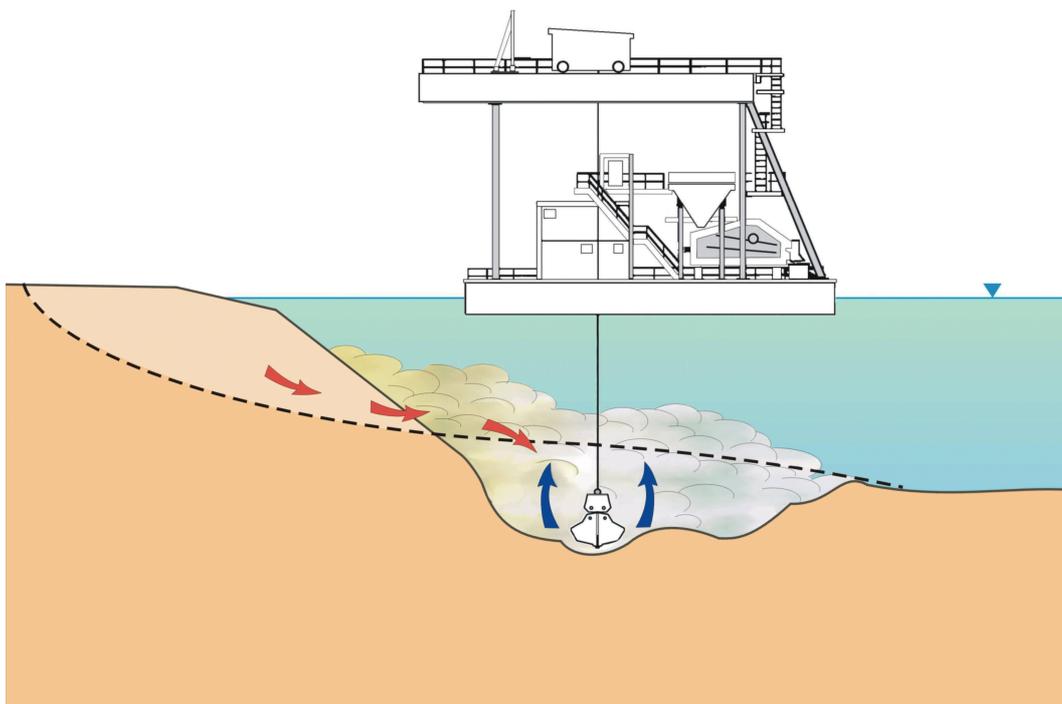


Abb. 11: Prinzip der unkontrollierten Baggerung (Erläuterung im Text).

Als Beispiel zum Phänomen der sukzessiven Böschungsabflachung wird die veränderliche Ausbildung einer Unterwasserböschung in kiesigen, fluviatilen Sedimenten am Oberrhein von der unkontrollierten Baggerung im Jahre 1986 bis hin zur letztmaligen Echolotpeilung im Jahre 2003 betrachtet (s. Abb. 12 mit Abb. 13) – der Baggersee ist in Anh. 1 als *Aufschluss Nr. 100* angeführt.

Nach der erstmaligen Peilung im Jahre 1986 und über das zwischenzeitliche Aufmaß im Jahre 1995 bis hin zur nachfolgenden Peilung im Jahre 1997 ist zunächst eine ganz erhebliche Abflachung zu beobachten. Ursächlich hierfür dürften weitreichende aber nachlassende Rutschungen der gesamten Böschung sein. Aus den zwischenliegenden Jahren 1987 bis 1994 liegen keine aussagekräftigen Echolotpeilungen vor.

Nach der anschließenden Peilung im Jahre 1999 und über das zwischenzeitliche Aufmaß im Jahre 2001 bis hin zur letztmaligen Peilung im Jahre 2003 ist nur mehr eine kaum merkliche Abflachung zu beobachten. Ursächlich hierfür dürften kleinräumige aber ebenfalls nachlassende Umlagerungen des aufgelockerten Bodens sein.

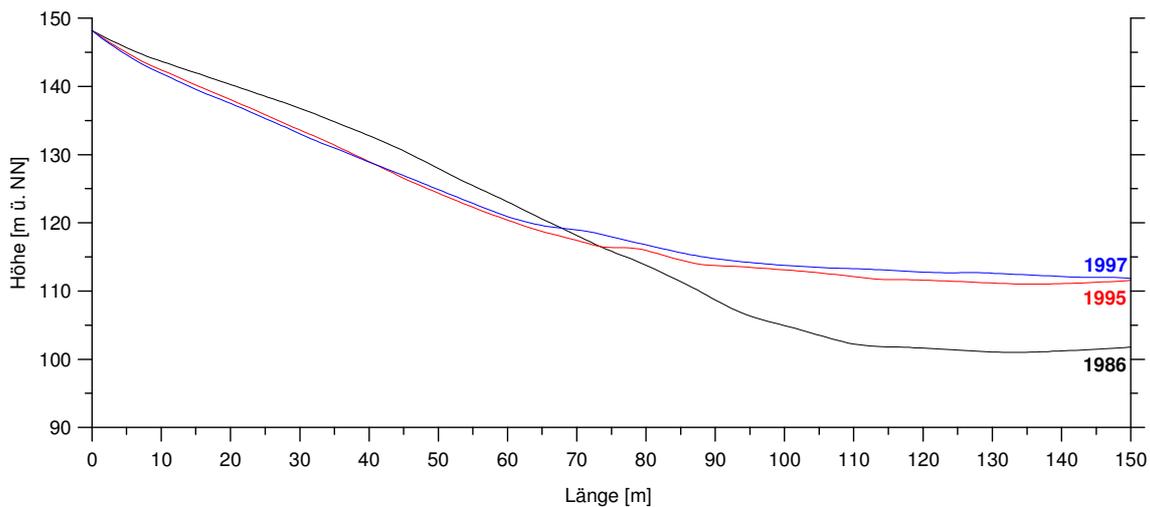


Abb. 12: Ausbildung und Variabilität der Unterwasserböschung in kiesigen, fluviatilen Ablagerungen am Oberrhein über die Jahre 1986 bis 1997 (*Aufschluss-Nr.:* 100, Baden-Württemberg) [Abb. nicht überhöht].

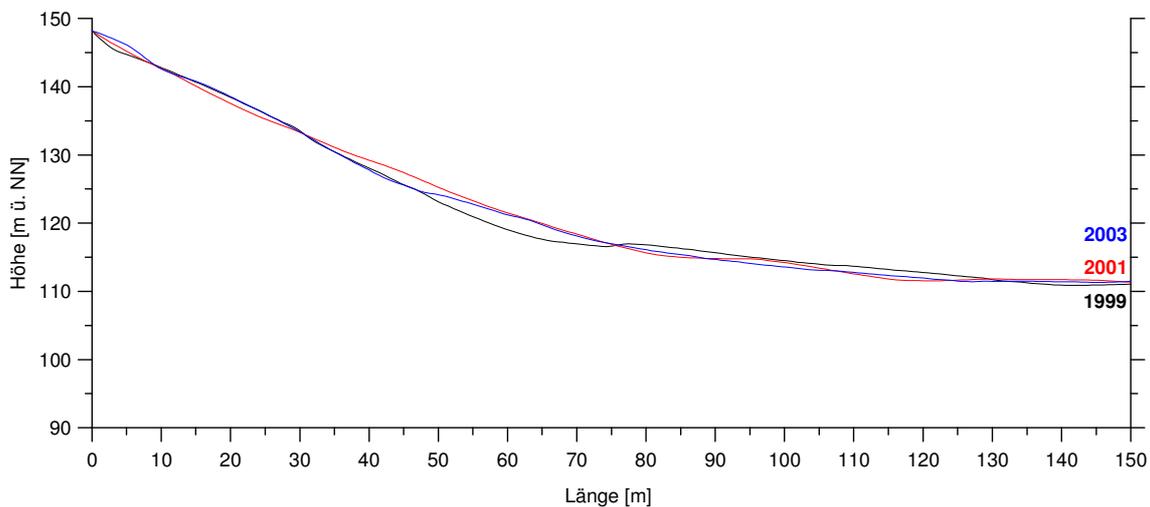


Abb. 13: Ausbildung und Variabilität der Unterwasserböschung in kiesigen, fluviatilen Ablagerungen am Oberrhein über die Jahre 1999 bis 2003 (*Aufschluss-Nr.:* 100, Baden-Württemberg) [Abb. nicht überhöht].

4.3.2.3 SAUGBAGGERUNG

Bei der Saugbaggerung werden durch den Unterdruck am Saugmund eines Gewinnungsgerätes auf der Saugseite einer Kreiselpumpe die Einzelkörner aus dem Lockergestein an der Ortsbrust gelöst und als Gemisch aus Feststoff und Wasser über eine Saugrohrleitung, die Förderpumpe und eine Druckrohrleitung gefördert. Dabei werden die Körner über den Saugstrom, als Potentialströmung vor dem Saugkopf, und entlang von Stromlinien, als Bewegungsspuren im Potentialfeld, transportiert (s. BOBZIN, 1989).

Im Zuge der Saugbaggerung ist auch anzunehmen, dass mit Erhöhung der Potentialdifferenz zwischen Ober- und Unterstrom ein Austrag von Partikeln aus dem Gesteinsverband im Oberstrom erfolgt. Mit Kenntnis von Reichweite und Betrag der Potentialbeeinflussung unter Berücksichtigung von Suffosionskriterien ist eine Abschätzung des Ausmaßes von Suffosion und Erosion im Oberstrom möglich.

Bei Suffosion werden Teilchen der feinkörnigen Fraktionen eines Lockergesteins im vorhandenen Porenraum des Kornskelettes durch die Strömung umgelagert. Bei Erosion hingegen werden Teilchen aus allen Fraktionen eines Lockergesteins durch die Strömung transportiert.

Hydromechanische Verformungen von Erdstoffen werden nach BUSCH et al. (1993) in "*lokale*" und "*globale*" Verformungen unterteilt. Dabei werden Suffosion und Erosion zu den lokalen, aber Setzung und Böschungsbruch zu den globalen Phänomenen gezählt.

Andauernde Suffosion kann nach FLOSS (1997) rückschreitende Erosion ("*Piping*") einleiten und damit globale hydromechanische Verformungen bedingen. Entsprechende Setzungen mit schlauchartigen Hohlraumbildungen im Untergrund als sogenannte "*Fuchsgänge*" durch Grundwasserabsenkungen werden beispielsweise schon von KÖGLER & LEUSSINK (1938) oder von WITTMANN (1980) und MARTAK (1988) beschrieben.

In der Steine- und Erden-Industrie wird vielfach davon ausgegangen, dass die Erhöhung der Potentialdifferenz zwischen Ober- und Unterstrom mit Suffosion und Erosion im Gebirge durch die Saugbaggerung zu Böschungsbrüchen mit erheblichen Rückgriffweiten und katastrophalen Schadensfällen führen kann – auch nach Abschluss der Gewinnung. Eine diesbezügliche Untersuchung ist wesentlicher Bestandteil der vorliegenden Studie (s. Kap. 7.3.2).

4.3.3 GEWINNUNGSGERÄTEBEDINGTE EINFLUSSFAKTOREN

Bei den gewinnungsgerätebedingten Einflussfaktoren auf die Standsicherheit von Unterwasserböschungen als limitierende Einflussgrößen der gewinnungsverfahrenbedingten Faktoren ist im Grundsatz zwischen dynamischen Einwirkungen durch zwangsgeführte oder nicht zwangsgeführte Lösewerkzeuge zu unterscheiden. Darüber hinaus sind spezielle Einflussfaktoren durch die Art des Löseverfahrens zu nennen.

Nachfolgend wird ein Überblick zu den wichtigsten Gewinnungsgeräten für den Nassabbau in der Steine- und Erden-Industrie gegeben. Dabei wird auf HERBICH (1992), BRAY et al. (1997), DINGETHAL et al. (1998), KÖBKE & PATZOLD (1998) und PATZOLD (2003) verwiesen. Darüber hinaus wird das Arbeitsprinzip der unterschiedlichen Geräte erstmalig überhaupt im Hinblick auf die Böschungsbaggerung erläutert und ergänzt. Nachstehend werden auch die im Sinne der Fragestellung relevanten Gesichtspunkte, wie beispielsweise die Herstellbarkeit von Böschungen in Abhängigkeit von Bodenart und Wassertiefe als auch das Maß der dynamischen Einwirkungen, bei der Böschungsbaggerung mit schwimmenden und landgestützten Gewinnungsgeräten näher betrachtet.

Die Variantenvielfalt der Gewinnungsgeräte in der Nassbaggerei ergibt sich aus der Vielfalt der Löse-, Hebe- und Förderverfahren. Das Lösen des Bodens erfolgt mechanisch durch Graben, Schneiden oder Schrappen, hydraulisch durch Saugen, hydromechanisch durch Schneiden und Saugen oder hydropneumatisch mit Druckluft und Saugen.

Die Schnittebenen der Gewinnungsgeräte ergeben sich in der Horizontalen und Vertikalen. Im Hinblick auf die horizontale Schnittebene der Gewinnungsgeräte wird zwischen mäandrierender, sichelförmiger und linearer Arbeitsweise unterschieden. Der mäandrierende Einsatz ist in den mäandrierenden Rückbau, den mäandrierenden Vorbau und den mäandrierenden Quervertrieb zu unterteilen sowie den mechanischen Geräten zuzuordnen. Der sichelförmige Vertrieb ist im wesentlichen auf die hydraulischen Gewinnungsgeräte beschränkt. Den Regelfall der Ausführung stellt die Arbeitsweise **D** oder **B** in Abb. 14 dar. Im Hinblick auf die vertikale Schnittebene der Gewinnungsgeräte wird zwischen Tief- und Hochschnitt unterschieden. Der Tiefschnitt ist sowohl mit zwangsgeführten Lösewerkzeugen als auch mit nicht zwangsgeführten Werkzeugen durchzuführen, hingegen ist der Hochschnitt auf zwangsgeführte Lösewerkzeuge beschränkt (s. KÖBKE & PATZOLD, 1998).

[**A**: Mäandrierender Rückbau; **B**: Mäandrierender Vorbau; **C**: Mäandrierender Quervertrieb; **D**: Sichelförmiger Vertrieb]

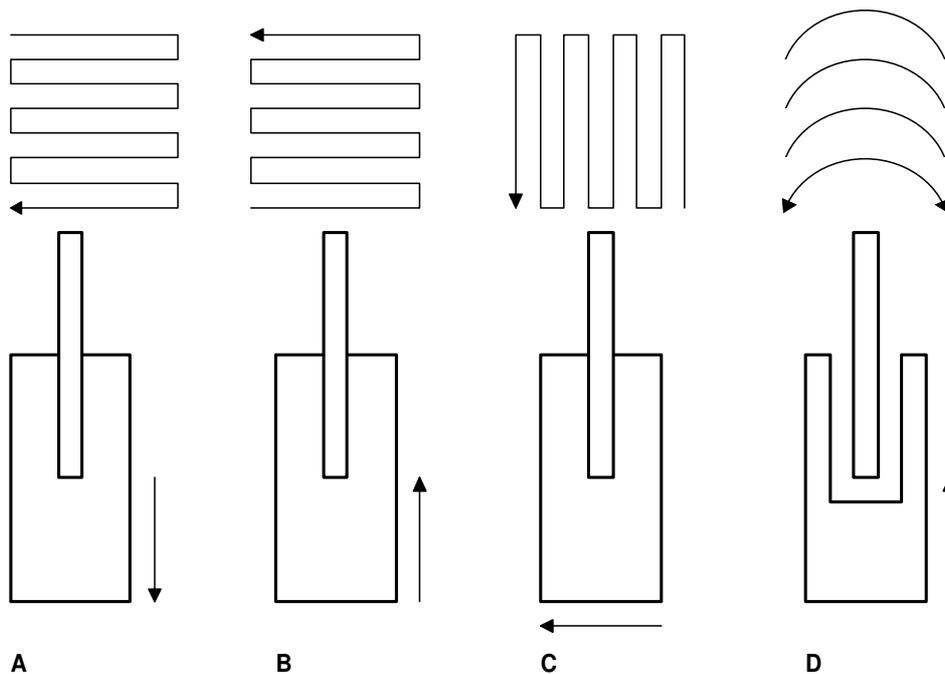


Abb. 14: Arbeitsweise der Gewinnungsgeräte in der Horizontalen.

4.3.3.1 SCHWIMMENDE GEWINNUNGSGERÄTE

Die Nassbagger sind nach DIN 4054 (1977) ... " ... *schwimmende Baggergeräte für ... Gewinnung und ... Bodenförderung aus dem Gewässer.*"

Eimerkettenbagger

Der Eimerkettenbagger (*Gerät-Nr.: 1*), auch als Eimerschwimmbagger oder Eimerkettenschwimmbagger bezeichnet, ist nach DIN 4054 (1977) ... " ... *ein Nassbagger, der Boden mit Eimern auf einer endlosen Kette vom Grund ... in kontinuierlicher Arbeitsweise ... aufnimmt und fördert.*"

Der Eimerkettenbagger kann je nach Bauart und Ausführung der Eimer Lockergestein der Klassen A bis K und mit gewissen Einschränkungen sogar Festgestein der Klasse L nach DIN 18311 (2000) bis zu einer Wassertiefe von ~ 30 m bei mittleren Gewinnungsverlusten nach PATZOLD (1994) von lediglich < 80 cm gewinnen. Dabei ist nach Abschluss der Baggerarbeiten eine verhältnismäßig ebene Morphologie der Böschung und Gewässer-sole zu erwarten. Daher wird der Eimerkettenbagger mitunter auch bei der Restgewinnung in zwischenzeitlich eingestellten Tagebauseen eingesetzt.

Das Lösen des Gesteins erfolgt mechanisch, die Führung des Lösewerkzeuges ist zwangsgeführt. Der Verhieb des Baggers in der Horizontalen erfolgt als mäandrierender Vorbau, in der Vertikalen als Tiefschnitt. Damit ist eine Böschungsbaggerung sowohl in kontrollierter als auch in unkontrollierter Ausführung möglich. Das Maß der dynamischen Einwirkungen durch das ungewollte Anfahren der Böschung im Zuge der Gewinnung wird als relativ gering eingestuft.

Bei Baggerung im Box-Cut ergibt sich dessen minimale Höhe in Abhängigkeit von den Baggertoleranzen in der Vertikalen zu ~ 50-70 cm. Damit und im Hinblick auf die Führung des Lösewerkzeuges ist bei fachgerechter Ausführung die Herstellung von vergleichsweise steilen und dennoch standsicheren Böschungen möglich.

Stelzenpontonbagger

Der Stelzenpontonbagger (*Gerät-Nr.: 2*), auch als Löffelschwimmbagger oder Tieflöffelbagger bezeichnet, ist nach DIN 4054 (1977) ... " ... *ein Nassbagger, der Boden mit einem Tieflöffel vom Grund ... in diskontinuierlicher Weise ... aufnimmt ... und fördert.*"

Der Stelzenpontonbagger kann je nach Bauart und Ausführung des Löffels Lockergestein der Klassen A bis K und mit einigen Einschränkungen sogar Festgestein der Klasse L nach DIN 18311 (2000) bis zu einer Gewässertiefe von ~ 20 m bei mittleren Gewinnungsverlusten gewinnen, die in etwa denen des Schneidkopf- und Schneidradsaugbaggers entsprechen. Dabei ist nach Abschluss der Baggerarbeiten eine ausgesprochen ebene Morphologie der Böschung und Gewässersohle zu erwarten.

Das Lösen des Gesteins erfolgt mechanisch, die Führung des Lösewerkzeuges ist zwangsgeführt. Der Verhieb des Baggers in der Horizontalen erfolgt in sichelförmiger Arbeitsweise, in der Vertikalen als Tiefschnitt. Damit ist eine Böschungsbaggerung sowohl in kontrollierter als auch in unkontrollierter Ausführung möglich. Das Maß der dynamischen Einwirkungen durch das unplanmäßige Anfahren der Böschung im Zuge der Gewinnung wird als eher gering betrachtet.

Bei Baggerung im Box-Cut ergibt sich dessen minimale Höhe in Abhängigkeit von den Baggertoleranzen in der Vertikalen zu ~ 30-50 cm. Damit und im Hinblick auf die Führung des Lösewerkzeuges ist bei sorgfältiger Ausführung die Herstellung von verhältnismäßig steilen und gleichwohl standsicheren Böschungen möglich.

Schwimmgreiferbagger

Der Schwimmgreiferbagger (*Gerät-Nr.: 3*), auch als Schwimmgreifer bezeichnet, ist nach DIN 4054 (1977) ... " ... *ein Nassbagger, der Boden mit einem Greifer ... in diskontinuierlicher Arbeitsweise ... aufnimmt ... und fördert.*" Dabei wird zwischen Auslegergreiferbagger, Greiferbagger mit Katzanlage und Drehgreiferbagger unterschieden.

Der Schwimmgreiferbagger kann je nach Bauart und Ausführung des Greifers Lockergestein der Klassen D bis K und mit gewissen Einschränkungen der Klassen A bis C nach DIN 18311 (2000) bis zu einer Wassertiefe von > 100 m bei mittleren Gewinnungsverlusten nach PATZOLD (1994) von immerhin > 250 cm gewinnen. Dabei ist nach Abschluss der Baggerarbeiten eine außerordentlich bewegte Morphologie der Böschung und Gewässer-sole mit zahlreichen Trichtern zu erwarten, die durch die stationäre Verharrung des Gewinnungsgerätes auf einer Position entstehen.

Das Lösen des Bodens erfolgt mechanisch, die Führung des Lösewerkzeuges ist nicht zwangsgeführt. Der Verhieb des Baggers in der Horizontalen erfolgt als mäandrierender Rück- oder Vorbau, in der Vertikalen als Tiefschnitt. Damit ist eine Böschungsbaggerung auch bei Einsatz einer Abbaukontrollanlage nur als grober Box-Cut oder in unkontrollierter Ausführung möglich. Das Maß der dynamischen Einwirkungen durch das ungewollte Anfahren der Böschung im Zuge der Gewinnung mit der Pendelbewegung des Greifers wird als relativ hoch eingestuft: *"Durch das jeweilige Herablassen der Greifer eines Schwimmbaggers mit einer Geschwindigkeit von 1-2 m/sec werden Stoßwellen ausgelöst, die sich im Wasser nach allen Richtungen fortsetzen und damit den gesamten Böschungsbereich beeinflussen."* (BÖTTGER et al., 1978)

Bei Baggerung im Box-Cut ergibt sich dessen minimale Höhe in Abhängigkeit von den Baggertoleranzen in der Vertikalen theoretisch zu ~ 200-300 cm. Damit und im Hinblick auf die Führung des Lösewerkzeuges ist selbst bei fachgerechter Ausführung lediglich die Herstellung von vergleichsweise flachen und mitunter rutschungsgefährdeten Böschungen möglich.

Saugbagger

Der Saugbagger (s. Abb. 15) ist nach DIN 4054 (1977) ... " ... ein Nassbagger mit hydraulischer ... Gewinnung und ... Förderung." Dabei wird zwischen Grundsaugbagger, druckwasseraktiviertem Saugbagger, Traktorkettensaugbagger und Schneidkopfsaugbagger sowie Schneidradsaugbagger unterschieden.

Grundsaugbagger

Der Grundsaugbagger (*Gerät-Nr.: 4*), auch als Grundsauger bezeichnet, ist nach DIN 4054 (1977) ... " ... ein Saugbagger, der Boden ... durch Unterdruck ... hydraulisch löst, vom Grund ... in kontinuierlicher Weise ... aufnimmt und über eine Rohrleitung fördern kann."

Der Grundsaugbagger kann je nach Bauart und Ausführung des Saugkopfes und der Kreiselpumpe Lockergestein der Klassen A und E bis I sowie mit gewissen Einschränkungen der Klasse K nach DIN 18311 (2000) bis zu einer Gewässertiefe von ~ 23 m ohne Unterwasserpumpe und bis zu einer Wassertiefe von > 100 m mit Unterwasserpumpe bei mittleren Gewinnungsverlusten nach PATZOLD (1994) von < 100 cm gewinnen. Dabei ist nach Abschluss der Baggerarbeiten jedoch eine verhältnismäßig unebene Morphologie der Böschung und Gewässersohle mit zahlreichen Rinnen und sägezahnartigem Profil zu erwarten, das durch die konzentrischen Bewegungen des Saugmundes im Zuge der Gewinnung entsteht; bei stationärer Verharrung des Gewinnungsgerätes auf einer Position sind hier zahlreiche Trichter zu erwarten.

Das Lösen des Bodens erfolgt hydraulisch, die Führung des Lösewerkzeuges ist nicht zwangsgeführt. Der Verhieb des Baggers in der Horizontalen erfolgt in sichelförmiger Arbeitsweise als mäandrierender Vorbau, in der Vertikalen als Tiefschnitt. Damit ist eine Böschungsbaggerung auch bei Einsatz einer Abbaukontrollanlage nur als grober Box-Cut oder in unkontrollierter Ausführung möglich. Das Maß der dynamischen Einwirkungen durch das unplanmäßige Anfahren der Böschung im Zuge der Gewinnung wird als eher gering betrachtet. Das Maß der hydraulischen Einwirkungen durch die gerätespezifische Saugwirkung kann signifikant sein und wird in Kap. 7.3.2 untersucht.

Bei Baggerung im Box-Cut ergibt sich dessen minimale Höhe in Abhängigkeit von den Baggertoleranzen in der Vertikalen theoretisch zu ~ 70-100 cm. Damit und im Hinblick auf die Führung des Lösewerkzeuges ist selbst bei sorgfältiger Ausführung lediglich die Herstellung von verhältnismäßig flachen und teilweise rutschungsgefährdeten Böschungen möglich.

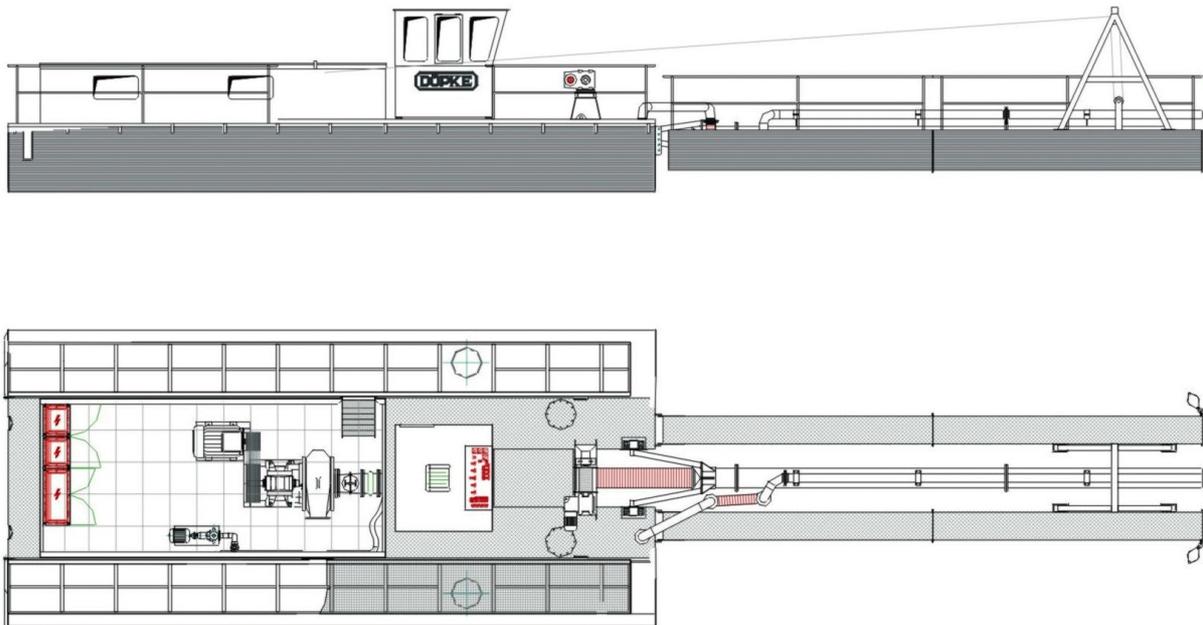


Abb. 15: Konstruktionszeichnung eines Saugbaggers, Fabrikat DÖPKE (Maßstab: 1:175).

Druckwasseraktivierter Saugbagger

Der druckwasseraktivierte Grundsaugbagger (*Gerät-Nr.: 5*), auch als jetaktivierter Saugbagger bezeichnet, ist ein Saugbagger, der Gestein mit Druckwasser löst, vom Grund in kontinuierlicher Arbeitsweise aufnimmt und über eine Rohrleitung fördern kann.

Der druckwasseraktivierte Grundsaugbagger kann je nach Bauart, Ausführung des Saugkopfes und der Baggerpumpe sowie je nach Art der Druckwasseraktivierung Lockergestein der Klassen E bis I und mit gewissen Einschränkungen der Klassen A und B bis D nach DIN 18311 (2000) bei maximalen Gewässertiefen und mittleren Gewinnungsverlusten gewinnen, die in etwa denen des Grundsaugbaggers und des Traktorkettensaugbaggers entsprechen. Dabei ist nach Abschluss der Baggerarbeiten eine vergleichsweise unebene Morphologie der Böschung und Gewässersohle ähnlich wie beim einfachen Saugbagger zu erwarten. Das Maß der hydraulischen Einwirkungen wird in Kap. 7.3.2 betrachtet.

Der hochdruckaktivierte Grundsaugbagger kann unter bestimmten Umständen Festgestein der Klasse L nach DIN 18311 (2000) wie "Nagelfluh" gewinnen.

Traktorkettensaugbagger

Der Traktorkettensaugbagger (*Gerät-Nr.: 6*) ist ein Saugbagger, der Gestein durch Unterdruck löst, vom Grund in kontinuierlicher Weise aufnimmt und über eine Rohrleitung fördern kann.

Der Traktorkettensaugbagger kann je nach Bauart, Ausführung des Saugkopfes und der Kreiselpumpe sowie je nach Art der Traktorkette Lockergestein der Klassen A bis K nach DIN 18311 (2000) bis zu einer Wassertiefe von ~ 25 m bei mittleren Gewinnungsverlusten gewinnen, die in etwa denen des Grundsaugbaggers und des druckwasseraktivierten Saugbaggers entsprechen. Dabei ist nach Abschluss der Baggerarbeiten eine noch verhältnismäßig unebene Morphologie der Böschung und Gewässersohle ähnlich wie beim einfachen oder druckwasseraktivierten Saugbagger zu erwarten.

Das Lösen des Gesteins erfolgt hydraulisch, die Führung des Lösewerkzeuges ist nicht zwangsgeführt. Der Verrieb des Baggers in der Horizontalen erfolgt in sichelförmiger Arbeitsweise, in der Vertikalen als Tiefschnitt. Damit ist eine Böschungsbaggerung nur als grober Box-Cut oder in unkontrollierter Ausführung möglich. Das Maß der dynamischen Einwirkungen durch das ungewollte Anfahren der Böschung im Zuge der Gewinnung wird als relativ gering eingestuft. Das Maß der hydraulischen Einwirkungen wird in Kap. 7.3.2 betrachtet.

Bei Baggerung im Box-Cut ergibt sich dessen minimale Höhe in Abhängigkeit von den Baggertoleranzen in der Vertikalen zu ~ 70-100 cm. Damit und im Hinblick auf die Führung des Lösewerkzeuges ist selbst bei fachgerechter Ausführung lediglich die Herstellung von vergleichsweise flachen und mitunter rutschungsgefährdeten Böschungen möglich.

Schneidkopfsaugbagger

Der Schneidkopfsaugbagger (*Gerät-Nr.: 7*) ist nach DIN 4054 (1977) ... " ... ein Saugbagger, der Boden mit einem Schneidkopf löst, vom Grund in ... kontinuierlicher Arbeitsweise ... aufnimmt und über eine Rohrleitung fördern kann."

Der Schneidkopfsaugbagger kann je nach Bauart, Ausführung des Schneidkopfes und der Baggerpumpe Lockergestein der Klassen A bis K sowie mit einigen Einschränkungen sogar Festgestein der Klasse L nach DIN 18311 (2000) bis zu einer Gewässertiefe von ~ 35 m bei mittleren Gewinnungsverlusten nach PATZOLD (1994) von lediglich < 40 cm gewinnen. Dabei ist nach Abschluss der Baggerarbeiten in der Regel eine ausgesprochen ebene Morphologie der Böschung und Gewässersohle zu erwarten. Daher wird der Schneidkopfsaugbagger mitunter auch bei der Restgewinnung in zwischenzeitlich eingestellten Tagebauseen eingesetzt.

Das Lösen des Gesteins erfolgt hydromechanisch, die Führung des Lösewerkzeuges ist zwangsgeführt. Der Verhieb des Baggers in der Horizontalen erfolgt in sichelförmiger Arbeitsweise als mäandrierender Vorbau, in der Vertikalen als Tiefschnitt. Damit ist eine Böschungsbaggerung sowohl in kontrollierter als auch in unkontrollierter Ausführung möglich. Das Maß der dynamischen Einwirkungen durch das unplanmäßige Anfahren der Böschung im Zuge der Gewinnung wird als eher gering angesehen. Das Maß der hydraulischen Einwirkungen wird in Kap. 7.3.2 betrachtet.

Bei Baggerung im Box-Cut ergibt sich dessen minimale Höhe in Abhängigkeit von den Baggertoleranzen in der Vertikalen zu ~ 30-50 cm. Damit und im Hinblick auf die Führung des Lösewerkzeuges ist bei sorgfältiger Ausführung die Herstellung von verhältnismäßig steilen und dennoch standsicheren Böschungen möglich.

Schneidradsaugbagger

Der Schneidradsaugbagger (*Gerät-Nr.: 8*) ist ein Saugbagger, der Gestein mit einem Schneidrad löst, vom Grund in kontinuierlicher Weise aufnimmt und über eine Rohrleitung fördern kann.

Der Schneidradsaugbagger kann je nach Bauart, Ausführung des Schneidrades und der Kreiselpumpe Lockergestein der Klassen A bis K nach DIN 18311 (2000) sowie mit gewissen Einschränkungen sogar Festgestein der Klasse L bis zu einer Wassertiefe von ~ 35 m bei mittleren Gewinnungsverlusten nach PATZOLD (1994) von lediglich < 40 cm gewinnen.

Der Einfluss auf die Ausbildung und Standsicherheit von Unterwasserböschungen durch die Art des Löseverfahrens ist entsprechend dem des Schneidkopfsaugbaggers anzunehmen.

Druckluftbagger

Der Druckluftbagger (*Gerät-Nr.: 9*) ist ein Saugbagger, der Boden durch Unterdruck hydraulisch löst, vom Grund in kontinuierlicher Arbeitsweise aufnimmt und über eine Rohrleitung fördern kann. "*Der Unterdruck wird durch Luft erzeugt, die oberhalb des Eintrittes in das Rohr eingebracht wird und durch Expansion und Aufwärtsbewegung Wasser und Feststoffpartikel mit sich reißt. ... Bedingt durch das Löseprinzip ist eine Gewinnung erst in Tiefen > 6-8 m möglich, da der hydropneumatische Wirkungsgrad und damit die Gewinnungsleistung in geringen Tiefen überproportional abnimmt.*" (KÖBKE & PATZOLD, 1998)

Der Druckluftbagger kann je nach Bauart Lockergestein der Klassen A und E bis H nach DIN 18311 (2000) bis zu einer Gewässertiefe von > 100 m bei mittleren Gewinnungsverlusten gewinnen, die deutlich über denen des Grundsaugbaggers, des druckwasseraktivierten Saugbaggers und des Traktorkettensaugbaggers liegen. Dabei ist nach Abschluss der Baggerarbeiten eine außerordentlich bewegte Morphologie der Böschung und Gewässer-
sohle mit zahlreichen Trichtern zu erwarten, die durch die stationäre Verharrung des Gewinnungsgerätes auf einer Position entstehen.

Das Lösen des Bodens erfolgt hydropneumatisch, die Führung des Lösewerkzeuges ist nicht zwangsgeführt. Der Verhieb des Baggers in der Horizontalen erfolgt als mäandrierender Rück- oder Vorbau, in der Vertikalen als Tiefschnitt. Damit ist eine Böschungsbaggerung auch bei Einsatz einer Abbaukontrollanlage nur als grober Box-Cut oder in unkontrollierter Ausführung möglich. Das Maß der dynamischen Einwirkungen durch das ungewollte Anfahren der Böschung im Zuge der Gewinnung wird als relativ gering angesehen. Das Maß der hydraulischen Einwirkungen wird in Kap. 7.3.2 betrachtet.

Bei Baggerung im Box-Cut ergibt sich dessen minimale Höhe in Abhängigkeit von den Baggertoleranzen in der Vertikalen theoretisch zu ~ 200-300 cm. Damit und im Hinblick auf die Führung des Lösewerkzeuges ist selbst bei fachgerechter Ausführung lediglich die Herstellung von vergleichsweise flachen und teilweise rutschungs-
gefährdeten Böschungen möglich.

4.3.3.2 LANDGESTÜTZTE GEWINNUNGSGERÄTE

Eimerkettenbagger

Der landgestützte Eimerkettenbagger (*Gerät-Nr.*: 10) ist ein Bagger zu Lande, der Boden mit Eimern auf einer endlosen Kette vom Grund einer Grube oder eines Gewässers in kontinuierlicher Weise aufnimmt und fördert.

Der landgestützte Eimerkettenbagger kann je nach Bauart und Ausführung der Eimer Lockergestein der Klassen A bis K nach DIN 18311 bis zu einer Wassertiefe von ~ 15 m bei mittleren Gewinnungsverlusten nach PATZOLD (1994) von < 150 cm gewinnen. Dabei ist nach Abschluss der Baggerarbeiten eine vergleichsweise unebene Morphologie der Böschung und Gewässersohle mit zahlreichen Rinnen senkrecht zur Uferlinie zu erwarten, die durch die intervallartige Bewegung des Gewinnungsgerätes parallel zur Uferlinie entstehen.

Das Lösen des Bodens erfolgt mechanisch, die Führung des Lösewerkzeuges ist zwangsgeführt. Der Verhieb des Baggers in der Horizontalen erfolgt als mäandrierender Rückbau, in der Vertikalen als Tiefschnitt. Damit ist eine Böschungsbaggerung sowohl in kontrollierter als auch in unkontrollierter Ausführung möglich. Das Maß der dynamischen Einwirkungen durch das unplanmäßige Anfahren der Böschung im Zuge der Gewinnung wird als eher gering eingestuft.

Bei Baggerung im Box-Cut an der dem Gewinnungsgerät abgewandten Uferlinie ergibt sich dessen minimale Höhe in Abhängigkeit von den Baggertoleranzen in der Vertikalen zu ~ 150-200 cm. Dennoch und im Hinblick auf die Führung des Lösewerkzeuges ist bei sorgfältiger Ausführung noch eine Herstellung von verhältnismäßig steilen und gleichwohl standsicheren Böschungen möglich. In der Praxis wird eine Box-Cut Baggerung mit dem landgestützten Eimerkettenbagger jedoch kaum ausgeführt.

Tieflöffelhydraulikbagger

Der Tieflöffelhydraulikbagger (*Gerät-Nr.*: 11) ist ein Bagger zu Lande, der Boden aus einer Grube oder einem Gewässer mit einem Tieflöffel an einem Löffelstiel in diskontinuierlicher Arbeitsweise aufnimmt und fördert. "*Beim Abbau muss besonders auf die Standsicherheit der gebaggerten Böschung geachtet werden, damit sich der Tieflöffelbagger ... nicht seine ... eigene ... Standfläche untergräbt.*" (KÖBKE & PATZOLD, 1998) Das Arbeitsprinzip des Tieflöffelhydraulikbaggers entspricht in etwa dem des Stelzenpontonbaggers.

Der Tieflöffelhydraulikbagger kann je nach Bauart und Ausführung des Löffels Lockergestein der Klassen A bis K und mit einigen Einschränkungen Festgestein der Klasse L nach DIN 18311 bis zu einer Höhe von ~ 17 m im Hochschnitt und einer Tiefe von ~ 10 m im Tiefschnitt bei mittleren Gewinnungsverlusten gewinnen, die in etwa denen des Stelzenpontonbaggers entsprechen. Dabei ist nach Abschluss der Baggerarbeiten eine verhältnismäßig ebene Morphologie der Böschung und Gewässersohle zu erwarten.

Das Lösen des Gesteins erfolgt mechanisch, die Führung des Lösewerkzeuges ist zwangsgeführt. Der Verhieb des Baggers in der Horizontalen erfolgt in sichelförmiger Arbeitsweise, im Trockenen auch als mäandrierender Vorbau, in der Vertikalen als Tief- und Hochschnitt. Damit ist eine Böschungsbaggerung sowohl in kontrollierter als auch in unkontrollierter Ausführung möglich. Das Maß der dynamischen Einwirkungen durch das ungewollte Anfahren der Böschung im Zuge der Gewinnung wird als relativ gering betrachtet.

Bei Baggerung im Box-Cut ergibt sich dessen minimale Höhe in Abhängigkeit von den Baggertoleranzen in der Vertikalen zu ~ 30-50 cm. Damit und im Hinblick auf die Führung des Lösewerkzeuges ist bei fachgerechter Ausführung die Herstellung von vergleichsweise steilen und dennoch standsicheren Böschungen möglich.

Wurfkübelbagger

Der Wurfkübelbagger (*Gerät-Nr.:* 12) ist ein Bagger zu Lande, der Boden mit einem Wurfkübel an einem Seil vom Grund einer Grube oder eines Gewässers in diskontinuierlicher Weise aufnimmt und fördert.

Der Wurfkübelbagger kann je nach Bauart und Ausführung des Wurfkübels Lockergestein der Klassen A und E bis K nach DIN 18311 (2000) bis zu einer Gewässertiefe von ~ 15 m bei mittleren Gewinnungsverlusten gewinnen, die in etwa denen des Schrappers entsprechen. Dabei ist nach Abschluss der Baggerarbeiten eine vergleichsweise unebene Morphologie der Böschung und Gewässersohle mit zahlreichen Rinnen senkrecht zur Uferlinie zu erwarten, die durch die intervallartige Bewegung des Gewinnungsgerätes parallel zum Ufer entstehen.

Das Lösen des Bodens erfolgt mechanisch, die Führung des Lösewerkzeuges ist nicht zwangsgeführt. Der Verhieb des Baggers in der Horizontalen erfolgt in sichelförmiger Arbeitsweise, in der Vertikalen als Tiefschnitt, im Trockenen auch als Hochschnitt. Das Maß der dynamischen Einwirkungen aus dem gerätespezifischen Gewinnungsbetrieb und durch das unplanmäßige Anfahren der Böschung im Zuge der Gewinnung mit der Pendelbewegung des Kübels wird als relativ hoch eingestuft. Damit und im Hinblick auf das Arbeitsprinzip des Gewinnungsgerätes ist eine Böschungsbaggerung nur in mehr oder weniger unkontrollierter Ausführung als gerätetypische Profilierung möglich – mit einer steilen Abbruchböschung an der dem Gerät abgewandten Uferseite und einer flachen Abbauböschung an der dem Gerät zugewandten Uferlinie.

Schrapper

Der Schrapper (*Gerät-Nr.:* 13) ist ein Bagger zu Lande, der Boden mit einem Schrappekübel an einem Seil über eine Umlenkrolle vom Grund einer Grube oder eines Gewässers in diskontinuierlicher Arbeitsweise aufnimmt und fördert. Das Arbeitsprinzip entspricht in etwa dem des Wurfkübelbaggers.

Der Schrapper kann je nach Bauart und Ausführung des Schrappekübels Lockergestein der Klassen A und E bis K nach DIN 18311 bis zu einer Wassertiefe von ~ 25 m bei mittleren Gewinnungsverlusten nach PATZOLD (1994) von immerhin > 200 cm gewinnen. Dabei ist nach Abschluss der Baggerarbeiten eine verhältnismäßig unebene Morphologie der Böschung und Gewässersohle ähnlich wie beim Wurfkübelbagger zu erwarten.

Das Lösen des Bodens erfolgt mechanisch, die Führung des Lösewerkzeuges ist nicht zwangsgeführt. Der Verhieb des Baggers in der Horizontalen erfolgt als mäandrierender Querverhieb, in der Vertikalen als Tiefschnitt, im Trockenen auch als Hochschnitt. Das Maß der dynamischen Einwirkungen durch das ungewollte Anfahren der Böschung im Zuge der Gewinnung wird als relativ gering betrachtet. Dennoch und im Hinblick auf das Arbeitsprinzip des Gewinnungsgerätes ist eine Böschungsbaggerung nur in mehr oder weniger unkontrollierter Ausführung als gerätetypische Profilierung wie beim Wurfkübelbagger möglich: "*Durch das Heraufziehen des Schrappekübels entsteht eine sehr flache Böschungsneigung, die zwar zu einer hohen Standsicherheit führt, jedoch erhebliche Gewinnungsverluste zur Folge hat ...*" ... (KÖBKE & PATZOLD, 1998)

5 STAND DES WISSENS BEI DER AUSBILDUNG VON BÖSCHUNGSSYSTEMEN

Zu dem derzeitigen Stand des Wissens bei der Ausbildung von Böschungssystemen wurden in der Vergangenheit unterschiedliche – und teilweise auch keine wesentlichen – Fortschritte mehr bei der Betrachtung von 1.) Überwasserböschungen, 2.) Wasserwechselzonen und 3.) Unterwasserböschungen erzielt.

5.1 STAND DES WISSENS BEI DER AUSBILDUNG VON ÜBERWASSERBÖSCHUNGEN

Über die erforderliche Neigung von dauerhaft standsicheren Überwasserböschungen beim Abbau von Sand und Kies bestehen kaum unterschiedliche Auffassungen. Für eine entsprechende Dimensionierung stehen eine Vielzahl von geeigneten Schätz- und Berechnungsverfahren zur Verfügung (s. SCHUBERT, 1972 und PRINZ, 1991 mit Kap. 5.3.3 und Kap. 5.3.4).

5.2 STAND DES WISSENS BEI DER AUSBILDUNG VON WASSERWECHSELZONEN

Über die erforderliche Neigung und Breite von dauerhaft standsicheren Wasserwechselzonen beim Abbau von Sand und Kies hingegen bestehen im einschlägigen Schrifttum recht unterschiedliche Auffassungen. Für eine entsprechende Dimensionierung steht im Hinblick auf die Vielfalt der dynamischen Einwirkungen kein geeignetes Berechnungsmodell zur Verfügung.

5.2.1 ERFAHRUNGEN UND EMPFEHLUNGEN AUS DER LITERATUR

Auf der Grundlage einer durchgeführten Literaturrecherche werden nachstehend ausgewählte Erfahrungen und allgemeine Empfehlungen zur Ausbildung und Gestaltung von Wasserwechselzonen aufgeführt:

Von BÖTTGER et al. (1978, 1983) wird als langfristig sich einstellende Böschungsneigung für die Wasserwechselzone im Sand und Kies eine Neigung von H:L : 1:5,0 entsprechend einem Winkel von $11,31^\circ$ genannt, die einem im Verhältnis zur Unterwasserböschung um die Hälfte reduzierten Wert entspricht. Die Grundlage für die Empfehlungen von BÖTTGER bilden Geländebeobachtungen.

In der *Richtlinie für die Gestaltung und Nutzung von Baggerseen* der DEUTSCHEN VEREINIGUNG FÜR WASSERWIRTSCHAFT, ABWASSER UND ABFALL E.V. DVWK (1983, 1992) wird davon ausgegangen, dass sich langfristig eine Wasserwechselzone im Sand und Kies mit einer Neigung von H:L = 1:3,0 entsprechend einem Winkel von $18,43^\circ$ einstellen wird. Die Grundlage für die Empfehlungen des DVWK ist der Richtlinie nicht zu entnehmen.

Von DINGETHAL et al. (1985) wird als langfristig sich einstellende Böschungsneigung für die Wasserwechselzone auf der dem Wind zugekehrten Uferseite eine Neigung von H:L = 1:5,0 bis H:L = 1:10,0 entsprechend einem Winkel von $11,31^\circ$ bis $5,71^\circ$ angeführt. Die Grundlage für die Empfehlungen von DINGETHAL et al. bilden wiederum Geländebeobachtungen.

Von HEYNE & MEIXNER (1992) wird als langfristig sich einstellende Böschungsneigung für die Wasserwechselzone im Kies-Sand eine Neigung von H:L = 1:7,0 bis H:L = 1:10,0 entsprechend einem Winkel von $8,13^\circ$ bis $5,71^\circ$ genannt. Die Grundlage für die Angaben von HEYNE & MEIXNER ist den Ausführungen nicht zu entnehmen.

Im Leitfaden zur Zulassung des Abbaus von Bodenschätzen unter besonderer Berücksichtigung naturschutzrechtlicher Anforderungen des NIEDERSÄCHSISCHEN UMWELTMINISTERIUMS (2003) werden als naturschutzfachlicher Hinweis unterschiedliche Böschungsneigungen für die Wasserwechselzone empfohlen – nämlich für den Abbau innerhalb von Flussauen und senkrecht zum Hochwasserstrom eine Neigung von H:L = 1:5,0 entsprechend einem Winkel von $11,31^\circ$ oder parallel zum Hochwasserstrom eine Neigung von H:L = 1:3,0 entsprechend einem Winkel von $18,43^\circ$, hingegen für den Abbau außerhalb von Flussauen eine Neigung von H:L = 1:5,0 entsprechend einem Winkel von $11,31^\circ$ bis hin zu einer Neigung von H:L = 1:10,0 entsprechend einem Winkel von $5,71^\circ$.

Von RUNGE (2003) wurden einige Versuche im bodenmechanischen Forschungslabor des ARBEITSBEREICHES GEOTECHNIK UND BAUBETRIEB DER TECHNISCHEN UNIVERSITÄT HAMBURG-HARBURG zur Betrachtung der Böschungsabflachung durch Wellenschlag durchgeführt. Dabei wurden verschiedene Böden mit unterschiedlichen Reibungswinkeln als Modellböschungen in einen kleinen Wellenkanal mit Wellengenerator eingebaut und anschließend durch induzierte Wellen beansprucht. Die jeweilige Frequenz und der entsprechende Hub der Wellen wurden variiert. Ein Zusammenhang zwischen dem jeweiligen Reibungswinkel des Bodens und der erhaltenen Böschungsneigung wurde jedoch nicht festgestellt. Davon einmal abgesehen wird als langfristig sich einstellende Böschungsneigung in der Wasserwechselzone eine Neigung von H:L = 1:5,0 bis H:L = 1:10,0 entsprechend einem Winkel von $11,31^\circ$ bis $5,71^\circ$ in Abhängigkeit von der Korngrößenverteilung des Bodens genannt.

5.3 STAND DES WISSENS BEI DER AUSBILDUNG VON UNTERWASSERBÖSCHUNGEN

Auch über die erforderliche Neigung von dauerhaft standsicheren Unterwasserböschungen bei der Gewinnung von Sand und Kies bestehen sowohl in der einschlägigen Literatur als auch bei den geologischen Diensten und den entsprechenden Genehmigungsbehörden der einzelnen Bundesländer recht unterschiedliche Auffassungen. In ihrer grundsätzlichen Widersprüchlichkeit repräsentieren die unten aufgeführten Erfahrungen, Empfehlungen, Vorgaben und Verfahren den gegenwärtigen Stand des Wissens und der Technik.

5.3.1 ERFAHRUNGEN UND EMPFEHLUNGEN AUS DER LITERATUR

Auf der Grundlage einer durchgeführten Literaturrecherche werden nachstehend praktische Erfahrungen und allgemeine Empfehlungen zur Ausbildung und Gestaltung von Böschungen im Nassen angeführt:

Von HORN (1969) wurden Verflachungen der Unterwasserböschungen binnen 14 Monaten mit einer anfänglichen Neigung von H:L = 1:1,50 bis H:L = 1:2,00 entsprechend einem Winkel von $33,69^\circ$ bis $26,57^\circ$ auf eine spätere Neigung von H:L = 1:2,75 entsprechend einem Winkel von $19,98^\circ$ festgestellt.

Von BÖTTGER et al. (1978) und BÖTTGER (1983 a, b) wird als dauerhaft standsichere Unterwasserböschung im Sand und Kies eine Neigung von H:L = 1:2,00 bis H:L = 1:2,50 entsprechend einem Winkel von $26,57^\circ$ bis $21,80^\circ$ angesehen. Die Grundlage für die Empfehlungen von BÖTTGER bilden Echolotpeilungen in Baggerseen am Oberrhein. Von BÖTTGER wurden darüber hinaus Verflachungen der Unterwasserböschungen binnen 36 Monaten mit einer anfänglichen Neigung von H:L = 1,00 entsprechend einem Winkel von $45,00^\circ$ auf eine spätere Neigung von H:L = 1:1,80 bis H:L = 1:2,00 entsprechend einem Winkel von $29,05^\circ$ bis $26,57^\circ$ gemessen.

Von BÖTTGER (1983 a, b) wird auch auf ältere Empfehlungen hingewiesen: In der Richtlinie des BAYERISCHEN STAATSMINISTERIUMS DES INNERN (1973) wird für die Unterwasserböschung ab einer Wassertiefe von 2 m eine Neigung ... "je nach Standfestigkeit des Bodens" ... gefordert. In der Richtlinie der HESSISCHEN LANDESANSTALT FÜR UMWELT (1975) wird für die Wasserwechselzone eine Neigung von H:L = 1:3,00 entsprechend einem Winkel von $18,43^\circ$ und für die Unterwasserböschung eine Neigung von H:L = 1:1,00 entsprechend einem Winkel von $45,00^\circ$ empfohlen.

Von FLOSS (1979, 1997) werden als allgemeine Erfahrungswerte in Baggerseen folgende Neigungen genannt: 1.) Kies: H:L = 1:1,50 bis H:L = 1:2,00 entsprechend einem Winkel von $33,69^\circ$ bis $26,57^\circ$; 2.) Grobsand: H:L = 1:3,00 bis H:L = 1:4,00 entsprechend einem Winkel von $18,43^\circ$ bis $14,04^\circ$; 3.) Mittel- und Feinsand H:L = 1:5,00 bis H:L = 1:8,00 entsprechend einem Winkel von $11,31^\circ$ bis $7,13^\circ$.

Von FLOSS (1997) werden darüber hinaus für aufgespülte Böden allgemeine Erfahrungswerte, wie in Tab. 1 dargestellt, angeführt.

	Über Wasser	Unter Wasser	
		Still	Bewegt
Feinsand	H:L = 1:100	H:L = 1:5 bis 1:8	-
Mittelsand	H:L = 1:50	H:L = 1:5 bis 1:8	H:L = 1:10 bis 1:20
Grobsand	H:L = 1:25	H:L = 1:3 bis 1:4	H:L = 1:4 bis 1:10
Kies	H:L = 1:5 bis 1:10	H:L = 1:2	H:L = 1:3 bis 1:6

Tab. 1: Böschungsneigungen aufgespülter Böden aus FLOSS (1997).

In der *Richtlinie für die Gestaltung und Nutzung von Baggerseen* der DEUTSCHEN VEREINIGUNG FÜR WASSERWIRTSCHAFT, ABWASSER UND ABFALL E.V. DVWK (1983, 1992) wird davon ausgegangen, dass eine Unterwasserböschung im Sand und Kies mit einer Neigung von H:L = 1:1,50 entsprechend einem Winkel von $33,69^\circ$ ohne Standsicherheitsnachweis als dauerhaft standsicher angesehen werden kann. Die Grundlage für die Empfehlungen der DVWK ist der Richtlinie nicht zu entnehmen. "*Literaturangaben, nach denen in Sand Unterwasserböschungen 1:1,5 bis 1:2,0 ausreichend seien, stehen ... allerdings ... in klarem Widerspruch zu den Gesetzen der Bodenmechanik.*" (VOSS, 1999)

Von DINGETHAL et al. (1985) wird als dauerhaft standsichere Unterwasserböschung im Sand und Kies eine Neigung von H:L = 1:1,50 bis H:L = 1:2,00 entsprechend einem Winkel von $33,69^\circ$ bis $26,57^\circ$ angegeben. Als Begründung für die Angaben von DINGETHAL et al. wird von den Autoren auf verschiedene Quellen aus der älteren Literatur verwiesen. Von DINGETHAL et al. (1998) wird in jüngerer Zeit keine eindeutige Empfehlung mehr zu standsicheren Unterwasserböschungen gegeben. Als Anhaltspunkt wird lediglich unter anderem auf BÖTTGER et al. (1978) und BÖTTGER (1983 a, b) verwiesen.

In den Arbeitshinweisen der OBERSTEN BERGBEHÖRDE (1985) der ehemaligen Deutschen Demokratischen Republik wurde als dauerhaft standsichere Unterwasserböschung im Sand und Kies bei Gewinnung mit einem Eimerkettenbagger eine Neigung entsprechend dem Reibungswinkel des Bodens in lockerer Lagerung $\varphi_c [^\circ]$, wie in Tab. 2 dargestellt, angesehen. Die Grundlage für die Empfehlungen der OBERSTEN BERGBEHÖRDE ist den Arbeitshinweisen nicht zu entnehmen.

Reibungswinkel des Bodens in lockerer Lagerung $\varphi_c [^\circ]$	Neigungsverhältnis	Neigungswinkel $[\beta] [^\circ]$
26,0	H:L ~ 1:2,1	$\beta = 26,0$
30,0	H:L ~ 1:1,7	$\beta = 30,0$
33,0	H:L ~ 1:1,5	$\beta = 33,0$

Tab. 2: Böschungsneigungen im Sand und Kies gemäß OBERSTE BERGBEHÖRDE (1985).

Von PRINZ (1991) wird als anfängliche Böschungsneigung eines durch Baggerarbeiten oberflächlich aufgelockerten nichtbindigen Bodens in Baggerseen sein Reibungswinkel angenommen und für kiesigen Sand eine Neigung von H:L = 1:1,50 entsprechend einem Winkel von 33,6° angegeben. ... *"Im Laufe der Zeit verflacht eine solche Böschung unter der Einwirkung der Grundwasserströmung sowie von Wasserbewegungen durch Baggerbetrieb und Wind auf 1:2, im Endzustand 1:3, was einer Endböschung unter Wasser von $\tan \beta = 0,50 \cdot \tan \varphi$... entspricht."* Von PRINZ wird in diesem Zusammenhang auf HORN (1969) und FRANKE (1976) verwiesen.

Von HEYNE & MEIXNER (1992) wird als dauerhaft standsichere Unterwasserböschung bei der Nassgewinnung von Kies-Sand im Tagebau mit Schwimmgreiferbagger eine Neigung von H:L = 1:3,00 entsprechend einem Winkel von 18,43° angegeben. Als Begründung für die Angaben von HEYNE & MEIXNER wird von den Autoren auf die Beziehung $\tan \beta = 0,55 \cdot \tan \varphi$ bei einem reduzierten Scherreibungswinkel von 32° verwiesen, ohne jedoch nähere Angaben zum ursprünglichen Autor der Gleichung – aber wohl in Anlehnung an BERNATZIK (1940) – zu machen. Von HEYNE & MEIXNER wird darüber hinaus angenommen, dass ... *"die Unterwasserböschungen unabhängig von nachgewiesenen erdstatischen Sicherheiten mit zunehmender Standzeit geometrischen Veränderungen unterliegen"*

Vom SÄCHSISCHEN OBERBERGAMT (1997) wird als dauerhaft standsichere Unterwasserböschung in Steine- und Erdenbetrieben eine Neigung entsprechend einem Winkel, wie in Tab. 3 dargestellt, angegeben. Die Grundlage für die Empfehlungen des SÄCHSISCHEN OBERBERGAMTES ist der Richtlinie nicht zu entnehmen.

<i>Böschungen mit Böschungshöhe und Standdauer</i>	<i>Neigungsverhältnis</i>	<i>Neigungswinkel [°]</i>
<i>Bleibende Böschungen im gewachsenen Lockergestein</i> ≤ 20 m Böschungshöhe		
≤ 5 Jahre Standdauer	H:L ~ 1:1,0	$\beta = 45,0$
> 5 Jahre Standdauer	H:L ~ 1:1,5	$\beta = 34,0$
<i>Bleibende Böschungen im gewachsenen Lockergestein</i> > 20 m Böschungshöhe		
≤ 5 Jahre Standdauer	H:L ~ 1:1,5	$\beta = 34,0$
> 5 Jahre Standdauer	H:L ~ 1:2,5	$\beta = 22,0$

Tab. 3: Böschungsneigungen im Sand und Kies gemäß SÄCHSISCHES OBERBERGAMT (1997).

Vom THÜRINGER OBERBERGAMT (1997) wird als dauerhaft standsichere Unterwasserböschung in Steine- und Erden-Betrieben eine Neigung entsprechend einem Winkel, wie vom SÄCHSISCHEN OBERBERGAMT (1997) angeführt und in Tab. 3 dargestellt, angegeben. Die Grundlage für die Empfehlungen des THÜRINGISCHEN OBERBERGAMTES ist der Richtlinie ebenfalls nicht zu entnehmen.

Von ADERHOLD (2001) wurden bei einer Böschungsneigung von H:L = 1:1,50 bis H:L = 1:2,50 entsprechend einem Winkel von 33,69° bis 21,80° beim Kiesabbau und bei einer Neigung von H:L = 1:2,00 bis H:L = 1:2,50 entsprechend einem Winkel von 26,57° bis 21,80° beim Sand- und Kiesabbau keine Schadensfälle festgestellt. Als Grundlage für die Angaben von ADERHOLD dienen Betriebserfahrungen und Echolotpeilungen in Baggerseen aus Hessen.

Von PATZOLD & BODE (2001) wurden anhand von Fallbeispielen aus Deutschland langfristig eingestellte und genehmigungsrechtlich vorgegebene Unterwasserböschungen miteinander verglichen (s. Tab. 4). Dabei wird ersichtlich, dass die behördlichen Auflagen zur Gestaltung von Unterwasserböschungen bei der Gewinnung von Sand und Kies in vielen Fällen auf falschen Bemessungen beruhen.

<i>Lagerstätte</i>	<i>Neigungsverhältnis (eingestellt)</i>	<i>Neigungsverhältnis (vorgegeben)</i>
<i>Quarzsand</i> [Raum Flaesheim]	H:L = 1:3,0	H:L = 1:3,0
<i>Oberrhein-Kies</i> [Raum Offenburg]	H:L = 1:3,0 und flacher	H:L = 1:2,0
<i>Weser-Mittelterrasse</i> [Raum Hameln]	H:L = 1:2,5 bis 1:3,0	H:L = 1:3,0
<i>Leine-Niederterrasse</i> [Raum Hannover]	H:L = 1:2,0	H:L = 1:3,0
<i>Schmelzwasserablagerungen</i> [Raum Flensburg]	H:L = 1:2,5 bis 1:3,0	H:L = 1:2,0

Tab. 4: Vergleich zwischen eingestellten und vorgegebenen Unterwasserböschungen nach PATZOLD & BODE (2001).

5.3.2 VORGABEN DER STAATLICHEN GEOLOGISCHEN DIENSTE

Auf der Grundlage einer telefonischen oder mündlichen Befragung der zuständigen Sachbearbeiter vor Ort in der Zeit vom 03.11. bis zum 28.11.2003 werden nachstehend allgemeine Vorgaben der staatlichen geologischen Dienste zur Gestaltung von Böschungen im Nassen aufgeführt:

Vom LANDESAMT FÜR GEOLOGIE, ROHSTOFFE UND BERGBAU BADEN-WÜRTTEMBERG wird für die Beurteilung der Standsicherheit und Gestaltung von Unterwasserböschungen nach mdl. Mitt. von BRASSE (2003) auf die Richtlinie der DVWK (1983, 1992) zurückgegriffen. Gegebenenfalls wird aber auch eine Einzelfallprüfung mit einem erdstatischen Nachweis gemäß DIN 4084 gefordert.

Vom BAYERISCHEN GEOLOGISCHEN LANDESAMT wird für die Beurteilung der Standsicherheit und Gestaltung von Böschungen im Nassen nach mdl. Mitt. von LINDEMANN (2003) aufgrund fehlender Nachfrage überhaupt keine Empfehlung ausgesprochen. Das BAYERISCHE STAATSMINISTERIUM FÜR LANDESENTWICKLUNG UND UMWELTFRAGEN (1995) hat hingegen eine eigene Richtlinie für Anlagen zur Gewinnung von Kies, Sand, Steinen und Erden erstellt. Dabei werden jedoch keine Bemessungsgrundlagen für die Gestaltung von Unterwasserböschungen gegeben. Gegebenenfalls wird lediglich die Einhaltung von Bermen in einer Breite von mindestens 10,0 m zu Nachbargrundstücken gefordert.

Von der SENATSVERWALTUNG FÜR STADTENTWICKLUNG, UMWELTSCHUTZ UND TECHNOLOGIE BERLIN wird für die Beurteilung der Standsicherheit und Gestaltung von Unterwasserböschungen nach mdl. Mitt. von HAFERBURG & JAHN (2003) gegebenenfalls eine Einzelfallprüfung mit einem erdstatischen Nachweis nach DIN 4084 gefordert.

Vom LANDESAMT FÜR GEOWISSENSCHAFTEN UND ROHSTOFFE BRANDENBURG wird für die Beurteilung der Standsicherheit und Gestaltung von Böschungen im Nassen nach mdl. Mittl von SIMON (2003) auf die Richtlinie des Niedersächsischen Landesamtes für Bodenforschung und die Veröffentlichung von MEYER & FRITZ (2001) verwiesen.

Vom GEOLOGISCHEN LANDESAMT HAMBURG wird für die Beurteilung der Standsicherheit und Gestaltung von Unterwasserböschungen nach mdl. Mitt. von TAUGS (2003) aufgrund fehlender Nachfrage überhaupt keine Empfehlung ausgesprochen.

Das HESSISCHE LANDESAMT FÜR UMWELT UND GEOLOGIE hat in Zusammenarbeit mit der HESSISCHEN BERGBEHÖRDE eine eigene Richtlinie für den allgemeinen Gebrauch erstellt, die zur Zeit als Entwurf mit Stand von November 2000 vorliegt. Dabei werden folgende Bemessungsgrundlagen angegeben:

"Beim Abbau im Grundwasser (Nassabbau) ist eine Unterteilung des Böschungssystems unter Wasser grundsätzlich nicht möglich, so dass hier in der Regel die Böschungen noch flacher als beim Trockenabbau anzulegen sind. ... Die Standsicherheit von Böschungen kann durch Standsicherheitsnachweise ... gemäß DIN 4084 ... oder Standsicherheitsabschätzungen belegt werden."

Vom LANDESAMT FÜR UMWELT, NATURSCHUTZ UND GEOLOGIE MECKLENBURG-VORPOMMERN wird für die Beurteilung der Standsicherheit und Gestaltung von Böschungen im Nassen nach mdl. Mitt. von GRANITZKY (2003) ebenfalls eine Einzelfallprüfung mit einem erdstatischen Nachweis nach DIN 4084 gefordert.

Das NIEDERSÄCHSISCHE LANDESAMT FÜR BODENFORSCHUNG hat eine eigene Richtlinie für den internen Gebrauch erstellt. Nach mdl. und schriftl. Mitt. von IRRLITZ (2003) werden folgende Bemessungsgrundlagen angegeben:

"Abgrabungen ... Die nach dem Bundesfernstraßengesetz (§9, FStrG, 1994) und dem Niedersächsischen Straßengesetz (§24, NStrG, 1980) vorzusehenden Bauverbotszonen (Sicherheitsstreifen) neben Straßen ... Bundesautobahnen ... ≥ 40 m ... Bundes-, Landes- und Kreisstraßen ... ≥ 20 m ... und sonstige festgelegte Sicherheitsabstände (Wege, Gewässer, Grenzen) dürfen von Auswirkungen aus Abgrabungen nicht berührt werden. Angrenzende Böschungssysteme sind deshalb unter Einhaltung der Sicherheit nach Tab. 2, DIN 4084, standsicher auszubilden. Bei grobkörnigen Böden ... nach DIN 18196 ... kann für die Böschungsausbildung von folgenden Böschungsneigungen (β) ausgegangen werden ... Unterwasserböschungen" ... : (s. Gl. [1]).

Der GEOLOGISCHE DIENST NORDRHEIN-WESTFALEN hat für die Beurteilung der Standsicherheit und Gestaltung von Böschungen keine eigene Richtlinie erarbeitet. Nach mdl. Mitt. von BUSCHHÜTER (2003) werden jedoch als Richtwerte für Unterwasserböschungen im Kies und Kies-Sand Neigungen von H:L = 1:2,50 bis H:L = 1:3,00 und im Sand von H:L = 1:3,00 zugrundegelegt. Gegebenenfalls wird aber auch eine Einzelfallprüfung mit einem erdstatischen Nachweis gemäß DIN 4084 gefordert. Im Kreis Borken wurden nach mdl. Mitt. von BUSCHHÜTER (2003) Unterwasserböschungen im Sand mit einer Neigung von H:L = 1:2,00 genehmigt; im Kreis Kleve Unterwasserböschungen im Kies und Sand ohne Randbebauung mit einer Neigung von H:L = 1:2,00 und mit Randbebauung mit einer Neigung von H:L = 1:2,50; im Kreis Neuss Unterwasserböschungen im Kies und Sand mit einer Neigung von H:L = 1:3,00. Der REGIERUNGSBEZIRK DETMOLD hat für die Dimensionierung von Böschungssystemen an Baggerseen ein eigenes Merkblatt für den internen Gebrauch erarbeitet. Dabei wird nach mdl. und schriftl. Mitt. von HILLEBRAND (2004) vom Kreis Paderborn als Bemessungsgrundlage für die Gestaltung von Unterwasserböschungen im Endzustand bei der Gewinnung von Sand und Kies eine Neigung von H:L = 1:3,00 und für Wasserwechselzonen eine Neigung von H:L = 1:5,00 angegeben.

Vom LANDESAMT FÜR GEOLOGIE UND BERGBAU RHEINLAND-PFALZ wird für die Beurteilung der Standsicherheit und Gestaltung von Unterwasserböschungen nach mdl. und schriftl. Mitt. von SCHRÖDER (2003) auf die Veröffentlichungen von BÖTTGER (1978) und BÖTTGER (1983 a, b) sowie auf die Richtlinie für den Steine- und Erden-Bergbau des THÜRINGER OBERBERGAMTES (1997) zurückgegriffen. Gegebenenfalls wird aber auch eine Einzelfallprüfung mit einem erdstatischen Nachweis nach DIN 4084 gefordert.

Vom LANDESAMT FÜR UMWELTSCHUTZ SAARLAND wird für die Beurteilung der Standsicherheit und Gestaltung von Böschungen im Nassen nach mdl. Mitt. von KRÄMER (2003) aufgrund fehlender Nachfrage überhaupt keine Empfehlung ausgesprochen. Gegebenenfalls wird die Einhaltung von Bermen in einer Breite von mindestens 5,0 m zu Nachbargrundstücken gefordert.

Vom SÄCHSISCHEN LANDESAMT FÜR UMWELT UND GEOLOGIE wird für die Beurteilung der Standsicherheit und Gestaltung von Unterwasserböschungen nach mdl. Mitt. von DOMMASCHK (2003) auf die Richtlinie über die geotechnische Sicherheit im Bergbau über Tage des SÄCHSISCHEN OBERBERGAMTES (1997) verwiesen, die derzeit überarbeitet wird. Gegebenenfalls wird aber auch eine Einzelfallprüfung mit einem erdstatischen Nachweis gemäß DIN 4084 gefordert.

Vom LANDESAMT FÜR GEOLOGIE UND BERGWESEN SACHSEN-ANHALT wird für die Beurteilung der Standsicherheit und Gestaltung von Böschungen im Nassen nach mdl. Mitt. von STROBEL (2003) gegebenenfalls eine Einzelfallprüfung mit einem erdstatischen Nachweis nach DIN 4084 gefordert.

Vom LANDESAMT FÜR NATUR UND UMWELT SCHLESWIG-HOLSTEIN wird für die Beurteilung der Standsicherheit und Gestaltung von Unterwasserböschungen nach mdl. Mitt. von SCHMIDT (2003) ebenfalls eine Einzelfallprüfung mit einem erdstatischen Nachweis gemäß DIN 4084 gefordert.

Von der THÜRINGISCHEN LANDESANSTALT FÜR UMWELT UND GEOLOGIE wird für die Beurteilung der Standsicherheit und Gestaltung von Böschungen im Nassen nach mdl. Mitt. von BASELER (2003) auf die Richtlinie des THÜRINGER OBERBERGAMTES (1997) zurückgegriffen. Gegebenenfalls wird aber auch eine Einzelfallprüfung mit einem erdstatischen Nachweis nach DIN 4084 gefordert.

Von der Mehrzahl der staatlichen geologischen Dienste wird für die Beurteilung der Standsicherheit und Gestaltung von Unterwasserböschungen demnach auf die DIN 4084 verwiesen. Die besondere Problematik in diesem Zusammenhang wurde eigentlich nur vom NIEDERSÄCHSISCHEN LANDESAMT FÜR BODENFORSCHUNG – und im Besonderen von MEYER & FRITZ (2001) und FRITZ (2004) – erkannt.

5.3.3 VERFAHREN ZUR BERECHNUNG DER STANDSICHERHEIT VON BÖSCHUNGEN

Ein Überblick zu Standsicherheitsberechnungen von Böschungen wird beispielsweise in DIN 4084 (1981) und E DIN 4084 (2002), von HE (1991) oder von ABRAMSON et al. (2002) gegeben.

Im Grundsatz wird zwischen erdstatischen Verfahren nach der sogenannten Grenzgleichgewichtsmethode und kontinuumsmechanischen Ansätzen als numerische Methoden – beispielsweise mit finiten Elementen – unterschieden.

Mit letzteren Verfahren und geeigneten Stoffgesetzen werden einige Unzulänglichkeiten der herkömmlichen Methoden kompensiert. Die jeweilige Belastungsgeschichte des Untergrundes wird dabei ebenso wie die spannungs- und dehnungsabhängige Festigkeitsveränderung des Bodens bei iterativer Näherung an die tatsächliche Versagensform berücksichtigt (s. KELM, 2003 in Kap. 5.3.4).

Von MEYER & RICHWIEN (2003) wurden bei vergleichenden Standsicherheitsberechnungen für Böschungen mit numerischen Methoden steilere Neigungen als mit erdstatischen Verfahren nachgewiesen. Von SCHWEIGER (2003) wurden bei entsprechenden Berechnungen hingegen andere Ergebnisse erhalten. Dabei zeigt sich nach SCHWEIGER (2003), dass ... " ... Sicherheitsfaktoren, berechnet mit FE-Methode (durch Abminderung der Scherfestigkeit) und Lamellenverfahren ... nach BISHOP (1954) ... vergleichbare Werte für Böschungen ... liefern."

Von RICHWIEN & MEYER (2004) wurde ein erweiterter Standsicherheitsnachweis zur Berücksichtigung hydrodynamischer Belastungen von "durchlässigen bis sehr schwach durchlässigen" Unterwasserböschungen nach DIN 18130-1 (1998) mit entsprechenden Durchlässigkeitsbeiwerten von $\leq 5 \cdot 10^{-5}$ m/s beschrieben. Für Sand- und Kieslagerstätten hingegen mit "sehr stark durchlässigen bis durchlässigen" Böschungen im Nassen gemäß DIN 18130-1 (1998) und anzunehmenden Durchlässigkeitsbeiwerten von $\leq 10^{-2}$ m/s und $\geq 10^{-5}$ m/s als auch im Sinne der zu betrachtenden Fragestellung ist dieses Verfahren nicht praxistauglich (s. FRITZ, 2004).

In der anwendungsorientierten Praxis hat sich aus der Vielzahl der in DIN 4084 angeführten Berechnungsverfahren das Lamellenverfahren für Kreisgleitflächen nach BISHOP (1954) und für Polygonalgleitflächen nach JANBU (1955) – zum Beispiel im Rechenprogramm [GGU](#) STABILITY 6.15 von GGU SOFTWARE (2001) – zur Berechnung der Standsicherheit von Böschungen im Sand und Kies ohne Berücksichtigung von dynamischen Prozessen beim Abbau im Nassen bewährt.

Lamellenverfahren nach BISHOP (1954)

Im Folgenden und als Grundlage für die in Kap. 6.3.1 durchgeführten Parameterstudien wird zum Verfahren nach BISHOP (1954) ein kurzer methodischer Überblick gegeben; Kräfte werden als Streckenlasten im Sinne der DIN 1080-1 (1976) betrachtet – also als Streifenlasten, die sich quer und parallel zu einer betrachteten, vertikalen Ebene oder "Scheibe" abbilden:

Das Lamellenverfahren nach BISHOP (1954) kann sowohl bei homogenem als auch bei geschichtetem Boden angewendet werden. Dabei wird als Versagensmechanismus eine starre Bruchscholle angenommen, die als Gleitkörper auf einer kreiszylindrischen Gleitfläche abrutscht.

Der Bruchkörper wird in n vertikale und möglichst gleich breite Lamellen mit hinreichend geringer Lamellenbreite b_i zerlegt. Dabei wird in jeder Lamelle die gekrümmte Gleitfuge näherungsweise durch deren Tangente ersetzt (s. Abb. 16 und Abb. 17).

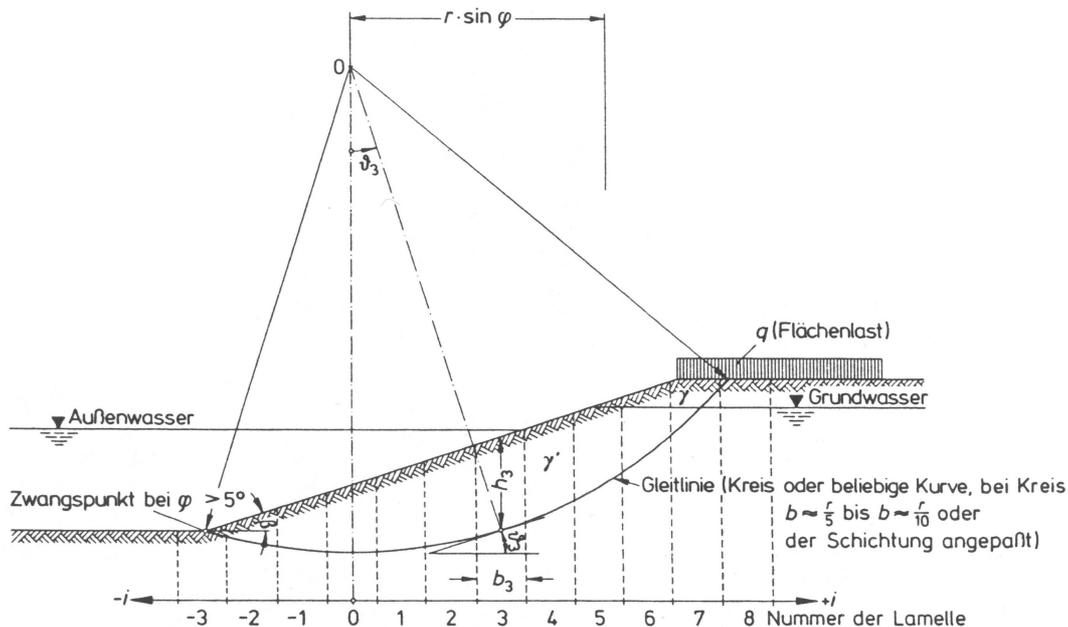
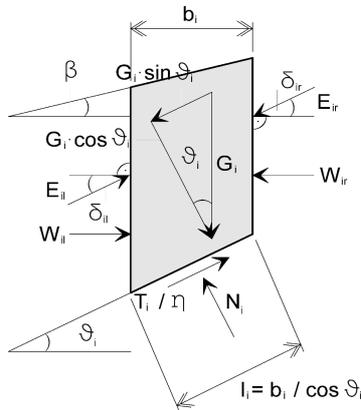


Abb. 16: Gleitlinie und Lamelleneinteilung beim Lamellenverfahren nach BISHOP (1954) aus DIN 4084.

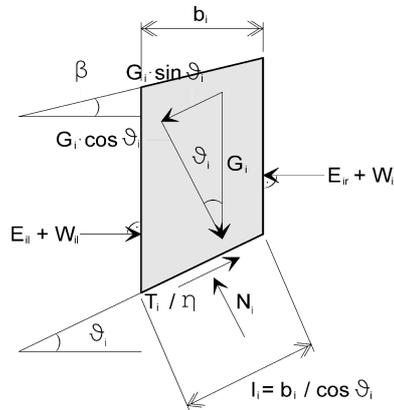
mit:	0	Mittelpunkt des Gleitkreises	[-]
	r	Halbmesser des Gleitkreises	[m]
	b_i	Breite der Lamelle	[m]
	h_i	Höhe der Lamelle	[m]
	ϑ_i	Winkel der Tangente zur Ebene	[°]
	β	Böschungswinkel	[°]
	φ	Reibungswinkel	[°]
	γ	Wichte des erdfeuchten Bodens	[kN m ⁻³]
	γ'	Wichte des Bodens unter Auftrieb	[kN m ⁻³]
	q	Ständige Last	[kN m ⁻²]
und:	Index i	Fortlaufende Nummerierung der Lamellen	

Die Vertikalkomponenten der Erddrucklasten E_{il} und E_{ir} bleiben bei der Betrachtung der Lamellenbelastung allerdings unberücksichtigt, da deren Differenz klein ist gegenüber der Eigenlast G_i (s. Abb. 17).

1.) Kräfte



2.) Kräfte nach DIN 4084



3.) Kräftegleichgewicht nach DIN 4084

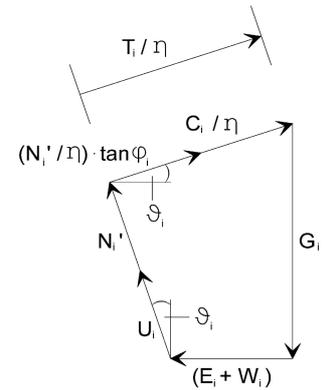


Abb. 17: Kräfte und Kräftegleichgewicht an der Lamelle i beim Lamellenverfahren nach BISHOP (1954).

mit:	C_i	Kohäsionskraft	$[\text{kN m}^{-1}]$
	E_i	Erddruckkraft	$[\text{kN m}^{-1}]$
	G_i	Eigenlast	$[\text{kN m}^{-1}]$
	N_i	Normalkraft	$[\text{kN m}^{-1}]$
	N'_i	Effektive Normalkraft	$[\text{kN m}^{-1}]$
	T_i	Tangentialkraft	$[\text{kN m}^{-1}]$
	U_i	Porenwasserdruckkraft	$[\text{kN m}^{-1}]$
	W_i	Wasserdruckkraft	$[\text{kN m}^{-1}]$
	b_i	Breite der Lamelle	$[\text{m}]$
	l_i	Länge der Gleitfuge	$[\text{m}]$
	β	Böschungswinkel	$[\text{°}]$
	δ_i	Winkel der Angriffsrichtung zur Ebene	$[\text{°}]$
	ϑ_i	Winkel der Tangente zur Ebene	$[\text{°}]$
	φ	Reibungswinkel	$[\text{°}]$
	η	Sicherheit	$[-]$
und:	Index $_i$	Fortlaufende Nummerierung der Lamellen	
	Index $_l$	Linke Seite der Lamelle	
	Index $_r$	Rechte Seite der Lamelle	

In der Gleitfuge der Lamelle i wirken als Reaktionskräfte die Normalkraft N_i und die mobilisierte Tangentialkraft T_i/η mit der effektiven Normalspannung σ' bzw. der effektiven Normalkraft N' und der Kohäsion c bzw. der resultierenden Kohäsionskraft C . Dabei ergibt sich die Sicherheit η nach FELLENIUS (1927) zu:

$$\eta = \frac{\sigma' \cdot \tan \varphi + c}{\sigma' \cdot \tan \varphi_{mob.} + c_{mob.}} = \frac{N' \cdot \tan \varphi + C}{N' \cdot \tan \varphi_{mob.} + C_{mob.}} \quad [22]$$

Zugleich ergibt sich die Tangentialkraft T_i und die effektive Normalkraft N' wie folgt:

$$T_i = N'_i \cdot \tan \varphi_i + C_i \Rightarrow N'_i = \frac{T_i - C_i}{\tan \varphi_i} \quad [23]$$

Anhand von Abb. 17 mit der Porenwasserdruckkraft U_i und bei Gültigkeit der allgemeinen Strömungsgleichung in Gl. [8] gilt:

$$G_i = N'_i \cdot \cos \vartheta_i + U_i \cdot \cos \vartheta_i + \frac{N'_i}{\eta} \cdot \tan \varphi_i \cdot \sin \vartheta_i + \frac{C_i}{\eta} \cdot \sin \vartheta_i \quad [24]$$

Mit Gl. [23] und [24] als Betrachtung für die Eigenlast G_i folgt:

$$G_i = \frac{T_i}{\tan \varphi_i} \cdot \cos \vartheta_i - \frac{C_i}{\tan \varphi_i} \cdot \cos \vartheta_i + U_i \cdot \cos \vartheta_i + \frac{T_i}{\eta} \cdot \sin \vartheta_i \quad [25]$$

Durch Auflösung nach der Tangentialkraft T_i gilt:

$$T_i = \frac{G_i + C_i \cdot \frac{\cos \vartheta_i}{\tan \varphi_i} - U_i \cdot \cos \vartheta_i}{\frac{\cos \vartheta_i}{\tan \varphi_i} + \frac{\sin \vartheta_i}{\eta}} = \frac{(G_i - U_i \cdot \cos \vartheta_i) \cdot \tan \varphi_i + C_i \cdot \cos \vartheta_i}{\cos \vartheta_i + \frac{1}{\eta} \cdot \sin \vartheta_i \cdot \tan \varphi_i} \quad [26]$$

Bei Ansatz von Porenwasserdruck mit u_i aus anstehendem Grundwasser und mit Δu_i aus möglichem Porenwasserüberdruck ergibt sich die Porenwasserdruckkraft U_i auf die Länge der Gleitfuge an Lamelle i zu:

$$U_i = (u_i + \Delta u_i) \cdot l_i = (u_i + \Delta u_i) \cdot \frac{b_i}{\cos \vartheta_i} \quad [27]$$

Bei Ansatz von Kohäsion, der sich im Sand und Kies erübrigt, mit c ergibt sich die Kohäsionskraft C_i auf die Länge der Gleitfuge an Lamelle i wie folgt:

$$C_i = c_i \cdot l_i = c_i \cdot \frac{b_i}{\cos \vartheta_i} \quad [28]$$

Mit Gl. [27] und [28] als Betrachtung für die Tangentialkraft T_i ergibt sich der Widerstand des Bodens auf die Länge der Gleitfuge an Lamelle i zu:

$$T_i = \frac{[G_i - (u_i + \Delta u_i) \cdot b_i] \cdot \tan \varphi_i + c_i \cdot b_i}{\cos \vartheta_i + \frac{1}{\eta} \cdot \sin \vartheta_i \cdot \tan \varphi_i} \quad [29]$$

Die Böschungsbruchsicherheit des Gesamtsystems ergibt sich bei Aufteilung des Gleitkörpers in n Lamellen durch das Verhältnis der Momenten um den Mittelpunkt des Gleitkreises schließlich wie folgt:

$$\eta = \frac{r \cdot \sum_{i=1}^n T_i + \sum M_S}{r \cdot \sum_{i=1}^n G_i \cdot \sin \vartheta_i + \sum M} \quad [30]$$

Dabei sind die Momente M [kNm m⁻¹] um den Mittelpunkt des Gleitkreises diejenigen, der in G_i nicht enthaltenen Kräfte, und die Momente M_S [kNm m⁻¹] um den Mittelpunkt des Gleitkreises diejenigen, der in T_i nicht berücksichtigten Scherkräfte nach DIN 4084 ... " ... in oder infolge von Konstruktionsteilen, die durch die Gleitfläche geschnitten werden."

Bei dem behandelten Böschungsbruchansatz nach BISHOP (1954) handelt es sich um ein statisch unbestimmtes Problem, für das nur iterative Lösungen möglich sind. Dazu werden sowohl die Lage der Gleitfugen als auch die Mittelpunkte der Gleitkreise variiert. Für jede der Fugen ist die Sicherheit gegen Böschungsbruch η zu ermitteln. Maßgebend ist schließlich die Gleitfuge mit der kleinsten Sicherheit.

5.3.4 NUMERISCHE SIMULATIONEN

Zur Überprüfung, ob und gegebenenfalls inwieweit die Ausbildung von Unterwasserböschungen bei der Gewinnung von Sand und Kies mit kontinuumsmechanischen Verfahren und geeigneten Stoffgesetzen beschrieben werden kann, wurden im Vorfeld der eigentlichen Forschungsarbeit vom ARBEITSBEREICH GEOTECHNIK UND BAUBETRIEB DER TECHNISCHEN UNIVERSITÄT HAMBURG-HARBURG und im Auftrag des INGENIEURBÜROS DR.-ING. V. PATZOLD dahingehende Betrachtungen angestellt.

Zur Simulation der kontrollierten und unkontrollierten Baggerung wurden von KELM (2003) numerische Berechnungen nach der Methode der finiten Elemente (FEM) auf Grundlage des hypoplastischen Stoffmodells von GUDEHUS (1996) und VON WOLFFERSDORFF (1996) und bei Berücksichtigung intergranularer Dehnungen nach NIEMUNIS & HERLE (1997) durchgeführt.

Zur Analyse von statischen Ansätzen wurde die Software ABAQUS/Standard und zur Betrachtung von dynamischen Ansätzen die Software ABAQUS/Explicit eingesetzt. Das Ergebnis der angestellten Berechnungen ergibt sich zusammenfassend wie folgt:

"Die durchgeführten statischen und dynamischen FE-Analysen für den senkrechten Einschnitt am ... betrachteten ... Böschungsfuß ... zeigen tendenziell, dass die Masse des abrutschenden Erdkörpers mit zunehmender ... Schnitthöhe und -tiefe ... wächst. Aus den dynamischen FE-Analysen ergeben sich flachere Neigungen der abgerutschten Böschung bei größerer ... Schnitthöhe und -tiefe Nach Fertigstellung unterliegt die endgültige Unterwasserböschung ... jedoch ...fortan weiteren Einflüssen aus Wasserströmungen, Schiffsbetrieb und Erdbeben. Zur Einschätzung des erforderlichen Sicherheitsniveaus für die Langzeitsandsicherheit von Unterwasserböschungen müssen diese Risiken ... damit ... standortabhängig bewertet werden." (KELM, 2003)

Eine Betrachtung von dynamischen Prozessen bei auftretenden Böschungsruutschungen und nachfolgenden Suspensionsströmen oder eine Dimensionierung von resultierenden Unterwasserböschungen mit hinreichender Standsicherheit wird mit den methodischen Ansätzen von KELM (2003) nicht ermöglicht.

Mit dem derzeitigen Stand der Technik und Wissenschaft steht nach eigener Recherche und entsprechender Ausführung von MEYER & FRITZ (2001) für die numerische Analyse derartiger Umlagerungsvorgänge kein geschlossenes Berechnungsmodell zur Verfügung. Dabei erfordert es noch ... " ... zukünftig erhebliche interdisziplinäre Forschungsanstrengungen, um ... die angeführten Phänomene ... durch mechanisch / physikalische Modelle beschreiben zu können. ... Folglich sind die ... erstellten FEM-Berechnungen in ihrer Aussagekraft auch bei Verwendung hypoplastischer Stoffgesetze beschränkt." (GRABE, 2003 b)

Auch mit dem erst kürzlich vorgestellten rechnerischen Ansatz von RICHWIEN & MEYER (2004) findet das standortspezifische Gewinnungsverfahren und dessen unzweifelhafter Einfluss auf die jeweilige Ausbildung des betrachteten Böschungssystems keine Berücksichtigung.

Vor diesem Hintergrund und zum gegenwärtigen Zeitpunkt ist eine fundierte Bemessung von dauerhaft stand-sicheren Unterwasserböschungen bei der Gewinnung von Sand und Kies tatsächlich nur durch eine empirische Auswertung von einschlägigen Erfahrungen im Gewinnungsbetrieb und bei ganzheitlicher Betrachtung der unterschiedlichen Einflussfaktoren auf die Standsicherheit möglich (s. Kap. 7).

6 GRUNDLAGEN UND METHODEN ZUR ENTWICKLUNG DES PLANUNGSSYSTEMS

Zur Entwicklung des Planungssystems und zur Betrachtung von Überwasserböschungen, Wasserwechselzonen, Unterwasserböschungen und Bermen bei der Gewinnung von Sand und Kies wird auf unterschiedliche Grundlagen und Methoden zurückgegriffen.

6.1 ÜBERWASSERBÖSCHUNG

Für die Bemessung von Überwasserböschungen im Planungssystem werden Ergebnisse von erdstatischen Standsicherheitsberechnungen bei herkömmlicher Vorgehensweise nach DIN 4084 (1981) oder E DIN 4084 (2002) herangezogen.

6.2 WASSERWECHSELZONE

Für die Gestaltung von Wasserwechselzonen im Planungssystem wird auf Ergebnisse von eigenen Geländeaufmaßen zur Einstellung der Böschungsneigung bei unterschiedlichen Bodenarten und auf *Empfehlungen für die Ausführung von Küstenschutzwerken EAK 2002* des AUSSCHUSSES FÜR KÜSTENSCHUTZWERKE DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR GEOTECHNIK E.V. UND DER HAFENBAUTECHNISCHEN GESELLSCHAFT E.V. (2002) zur Abschätzung der Wellenaufauhöhe beim jeweiligen Wellengang verwiesen.

6.2.1 VERFAHREN ZUM GELÄNDEAUFMASS

Zur Betrachtung der sich langfristig einstellenden Böschungsneigungen in der Wasserwechselzone wurde an einigen Baggerseen in Deutschland der amphibische Bereich aufgemessen. Die Messwerte als standortspezifische Mittelwerte der profilbezogenen Neigungen wurden darüber hinaus den jeweils angetroffenen und angesprochenen Bodenarten gegenübergestellt.

Auf Grundlage von empirisch gefundenen Abhängigkeiten können damit schließlich für die zu behandelnden Lastfälle im Planungsablauf entsprechende Empfehlungen zur Bemessung der Böschungsneigung in der Wasserwechselzone gegeben werden (s. Kap. 7.1.1).

Durchführung der Messungen

Zur Durchführung der Geländeaufmaße in der Zeit vom 15.09. bis 19.09. und vom 03.11. bis 07.11.2003 an 20 Tagebauseen wurde ein Lasertachymeter mit Nachführautomatik, Fabrikat LEICA, Typ TCA 1100 mit einer Messgenauigkeit nach Herstellerangaben von ≥ 1 mm bei Präzisionsmessung auf eine Messpunktentfernung von ≤ 100 m eingesetzt.

Zur Erstellung von Digitalen Geländemodellen (DGM) wurde das Rechenprogramm SURFER FOR WINDOWS 8.00 von GOLDEN SOFTWARE (2002) angewandt. Als Interpolationsverfahren wurde dabei das nach dem südafrikanischen Bergbauingenieur KRIGE benannte KRIGING-Verfahren verwandt.

Ableitung von Böschungsneigungen

Die Böschungsneigungen – als sogenannte "*Endböschungen*" – wurden aus den Messergebnissen entlang von zahlreichen Profilen über die gesamte Erstreckung der Wasserwechselzonen hinweg als mittleres und standortspezifisches Neigungsverhältnis H:L – mit H = 1 und in Intervallen von $\Delta L = \pm 0,10$ aus Auf- oder Abrundung – zu H:L = 1:3,60 bis H:L = 1:8,60 abgeleitet. In Kenntnis des Gewinnungsbetriebes und der Abbauhistorie in den unterschiedlichen Lagerstätten wurden dabei ausschließlich im gewachsenen Boden angelegte und langfristig eingestellte Böschungen untersucht.

6.2.2 ABSCHÄTZUNG DER WELLENAUFLAUFHÖHE

Zur Abschätzung der sich ergebenden Wellenaufbauhöhe an mäßig geneigten Flächen wurde von HUNT (1959) aus Untersuchungen in verschiedenen Wellenkanälen die nachstehende empirische Wellenaufbauformel abgeleitet:

$$\frac{z_{0,8}}{H_S} = 1,6 \cdot \xi_{0,p} \quad [31]$$

mit: $z_{0,8}$ Wellenaufbauhöhe (Überschreitenswahrscheinlichkeit von 2 %) [m]
 H_S Signifikante Wellenhöhe [m]
 $\xi_{0,p}$ Brecherkennzahl [-]

und:
$$\xi_{0,p} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H_S}{L_0}}} \quad [32]$$

mit: α Neigung der Auflauffläche [°]
 L_0 Wellenlänge im Tiefwasser [m]

und:
$$L_0 = \frac{g \cdot T_p^2}{2 \cdot \pi} \quad [33]$$

mit: g Erdbeschleunigung [m s⁻²]
 T_p Peakperiode [s]

Dabei wird allerdings zunächst keiner der Einflussfaktoren auf den Wellenaufbau wie Oberflächenrauheit der Böschung und Wellenangriffsrichtung sowie Einfluss einer Berme oder eines Knickprofils berücksichtigt.

Nach Umformung der Brecherkennzahl $\xi_{0,p}$ aus Gl. [31], [32] und [33] gilt:

$$\xi_{0,p} = \sqrt{\frac{g}{2 \cdot \pi}} \cdot \frac{T_p}{\sqrt{H_S}} \cdot \tan \alpha \quad [34]$$

Nach Umformung der Wellenaufbauhöhe $z_{0,8}$ aus Gl. [31] und [34] folgt:

$$z_{0,8} = 1,6 \cdot \sqrt{\frac{g}{2 \cdot \pi}} \cdot \sqrt{H_S} \cdot T_p \cdot \tan \alpha \quad [35]$$

Zur Berücksichtigung von Einflussfaktoren auf den Wellenaufbau wurde Gl. [31] nach EAK (2002) erweitert zu:

$$z_{0,8} = 1,6 \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\theta \cdot \gamma_b \cdot \xi_{0,p} \quad [36]$$

mit: γ_f Empirischer Beiwert für Böschungsrauheit [-]
 γ_θ Empirischer Beiwert für Wellenangriffsrichtung [-]
 γ_b Empirischer Beiwert für Berme oder Knickprofil [-]

Bei Überschreitung der Wellenaufbauhöhe $z_{0,8}$ mit dem Maß $[3,2 \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\theta \cdot H_S]$ aus Gl. [36] wird der Einfluss der Peakperiode und der Böschungsneigung vernachlässigt zu:

$$z_{0,8} = 3,2 \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\theta \cdot H_S \quad [37]$$

Im Folgenden wird zur Bemessung der Wellenaufbauhöhe in Wasserwechselzonen an Baggerseen von einem Normalangriff der Wellen mit $\gamma_\theta = 1,00$ und einer Böschung ohne Berme oder Knickprofil mit $\gamma_b = 1,00$ ausgegangen, jedoch die Oberflächenrauheit der Auflauffläche berücksichtigt. Dazu liegen Untersuchungsergebnisse von FUHRBÖTER (1991), SCHULZ (1992) und SZMYTKIEWICZ et al. (1994) sowie von VAN DER MEER & JANSSEN (1995), VAN DER MEER (1998) und PILARCYK (1998 a, b) vor (s. Tab. 5).

Oberfläche	Empirischer Beiwert γ_f [-]	Referenz
Asphaltbeton	1,00	SCHULZ (1992), VAN DER MEER & JANSSEN (1995), VAN DER MEER (1998)
Glatte und geschlossene Pflasterung	1,00	VAN DER MEER (1998)
Gras	0,90 - 1,00	SCHULZ (1992), FUHRBÖTER (1991)
Deckwerk (Basalt)	0,90	VAN DER MEER (1998)
Vergossenes Schüttsteindeckwerk	0,75	PILARCYK (1998 a, b)
Blöcke	0,75	SCHULZ (1992)
Schüttsteine	0,60	VAN DER MEER & JANSSEN (1995)

Tab. 5: Empirische Beiwerte für Böschungsrauheit.

Ansatz der Böschungsrauheit

Als Ansatz für den Beiwert zur Berücksichtigung der Oberflächenrauheit γ_f von Sand- und Kiesböschungen wird nachstehend ein Wert von 0,95 - 1,00 angenommen. Bei Überschreitung der Bedingung $[\gamma_b \cdot \xi_{0p} \leq 3,0]$ und mit der Vorgabe $[3,0 < \gamma_b \cdot \xi_{0p} < 5,0]$ gilt:

$$\gamma_f^* = \gamma_f + (1 - \gamma_f) \cdot \frac{(\xi_{0p} - 3)}{2} \quad [38]$$

mit: γ_f^* Korrigierter Beiwert für Böschungsrauheit [-]

Ansatz der Seegangparameter

Der Ansatz für die Seegangparameter H_S und T_p erfolgt nachstehend in Anlehnung an das "Shore Protection Manual" des U.S. ARMY COASTAL ENGINEERING RESEARCH CENTER CERC (1984) mit den Eingangsgrößen Windgeschwindigkeit U , Winddauer t und Einwirklänge des Windes ("Fetch") x ; als Maß für die Geschwindigkeit des Windes wird in der Regel die Geschwindigkeit U_{10} in einer Höhe von 10 m gesetzt. Dabei wird mit einem "Wind Stress Factor" U_A gerechnet, der sich wie folgt ergibt:

$$U_A = \frac{g \cdot t}{\tilde{t}} \quad [39]$$

mit: U_A "Wind Stress Factor" [m s⁻¹]
 t Winddauer [s]
 \tilde{t} Dimensionsloser Beiwert für t [-]

$$\text{und: } \tilde{t} = 6,88 \cdot 10^1 \cdot \tilde{x}^{\frac{2}{3}} \quad [40]$$

mit: \tilde{x} Dimensionsloser Beiwert für x [-]

$$\text{und: } \tilde{x} = \frac{g \cdot x}{U^2} \quad [41]$$

mit: U Windgeschwindigkeit [m s⁻¹]
 x "Fetch" [m]

Beim Ansatz für die Seegangparameter wird von Tiefwasserbedingungen im Sinne von LE MEHAUTE (1976) ausgegangen, die sich für Baggerseen annehmen lassen, zu:

$$\frac{d}{L} > 0,5 \quad [42]$$

mit: d Wassertiefe [m]
 L Wellenlänge [m]

Die Berechnung der Seegangparameter H_S und T_p für fetchbegrenzten Seegang und bei vereinfachenden Annahmen im Sinne von RICHTER (1979) wird nach CERC (1984) schließlich wie folgt durchgeführt:

$$H_S = \frac{\tilde{H} \cdot U_A^2}{g} \quad T_p = \frac{\tilde{T}_p \cdot U_A}{g} \quad [43, 44]$$

mit: \tilde{H} Dimensionsloser Beiwert für H_S [-]
 \tilde{T}_p Dimensionsloser Beiwert für T_p [-]

und: $\tilde{H} = 1,6 \cdot 10^{-3} \cdot \tilde{x}^{\frac{1}{2}}$ $\tilde{T}_p = 0,2857 \cdot \tilde{x}^{\frac{1}{3}}$ [45, 46]

Als Ansatz für den Seegang in Baggerseen ist nach eigenen Beobachtungen und entsprechenden Befunden nach mdl. Mitt. von BÖTTGER (2003) in der Regel eine signifikante Wellenhöhe von $\leq 0,5$ m und eine Wellenlänge im Tiefwasser von $\leq 5,0$ m bei einer Fetchlänge von $\ll 5,0$ km zugrundezulegen. Nach mdl. Mitt. von SOYEAUX (2004), BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU, Karlsruhe, wurde am Trebelsee in Brandenburg eine signifikante Wellenhöhe von $\sim 0,4$ m beobachtet. Nach mdl. Mitt. von CARSTENSEN (2004), INSTITUT FÜR WASSERBAU UND TECHNISCHE HYDROMECHANIK, Dresden, wurde für Tagebaurestlöcher in Brandenburg und Sachsen-Anhalt eine signifikante Wellenhöhe von $\sim 0,5$ bis $\sim 0,6$ m berechnet.

Auf Grundlage der anzusetzenden Böschungsrauhheit und der abzuleitenden Seegangparameter können damit schließlich für die zu betrachtenden Lastfälle im Planungsablauf entsprechende Empfehlungen zur Bemessung der Wellenaufbauhöhe in der Wasserwechselzone gegeben werden (s. Kap. 7.1.1).

6.3 UNTERWASSERBÖSCHUNG

Für die Bemessung von Unterwasserböschungen im Planungssystem wird bei der kontrollierten Baggerung auf Ergebnisse von modellartigen Böschungsbruchuntersuchungen, hingegen bei der unkontrollierten Abgrabung auf Resultate von eigenen Echolotpeilungen und statistischen Betrachtungen zur Einstellung der Böschungsneigung in verschiedenen Lagerstätten verwiesen.

6.3.1 KONTROLLIERTE BAGGERUNG

Zur Abschätzung der als standsicher einzustufenden Unterwasserböschungen bei der kontrollierten Baggerung wurden zahlreiche Böschungsbruchberechnungen mit dem bewährten Lamellenverfahren nach BISHOP (1954) bei hilfsweiser und zunächst noch herkömmlicher Vorgehensweise nach DIN 4084 (1981) durchgeführt; die Betrachtung erfolgt als rein rechnerische Parameterstudie mit unterschiedlichen Bodenkennwerten bei effluenten oder influenten Grundwasserströmungen und bei variierenden Lastannahmen unter Ansatz von ständigen Lasten und Verkehrslasten. Zur Berücksichtigung von dynamischen Einwirkungen im laufenden Abbaubetrieb wurden aus allgemeinen Betriebserfahrungen abgeleitete Abminderungsbeiwerte eingeführt.

Auf Grundlage von rechnerisch ermittelten Standsicherheiten können damit für die zu behandelnden Lastfälle im Planungsablauf entsprechende Empfehlungen zur Bemessung von Unterwasserböschungen gegeben werden (s. Kap. 7.2.1.7).

6.3.1.1 VERFAHREN ZUR PARAMETERSTUDIE

Die Parameterstudie wurde durchgeführt, da für eine statistische Auswertung zur kontrollierten Baggerung und damit für eine empirische Ableitung von standsicheren Böschungen bei zukünftigen Abgrabungen zu wenige Erkundungsergebnisse vorlagen.

Grundlagen zur Methodik

Die Grundlagen zur Methodik des Lamellenverfahrens nach BISHOP (1954) in DIN 4084 (1981) werden in Kap. 5.3.3 beschrieben.

Variation der Bodenkennwerte

Die Variation der Bodenkennwerte für die Böschungsbruchuntersuchungen wird in Anlehnung an die *Hinweise zur Festlegung charakteristischer Bodenkenngrößen nichtbindiger Böden* in Anhang A zur E DIN 1054 (2000) durchgeführt. Durch Kombination von Reibungswinkel φ und Wichte γ ohne Berücksichtigung einer Kohäsion c ergeben sich damit 21 Bodenarten in Entsprechung zu den Bodengruppen SE, SW und SI sowie GE, GW und GI nach DIN 18196 (1988) als Sand und Kies in enger, weiter oder intermittierender Abstufung bei lockerer, mitteldichter oder dichter Lagerung (s. Tab. 6).

#	Reibungswinkel φ [°]	Wichte γ [kN m ⁻³]	#	Reibungswinkel φ [°]	Wichte γ [kN m ⁻³]
1	30,0	18,5	12	35,0	22,0
2	30,0	19,0	13	35,0	23,5
3	30,0	19,5	14	37,5	19,5
4	32,5	18,5	15	37,5	20,5
5	32,5	19,0	16	37,5	21,5
6	32,5	19,5	17	37,5	22,0
7	32,5	20,5	18	37,5	23,5
8	32,5	21,5	19	40,0	20,5
9	35,0	19,5	20	40,0	22,0
10	35,0	20,5	21	40,0	23,5
11	35,0	21,5	Kohäsion c [kN m ⁻²]		-

Tab. 6: Bodenkennwerte für Böschungsbruchberechnungen.

Aufbau der Berechnungsmodelle

Der Aufbau der Berechnungsmodelle wird mit einer Böschungshöhe von 10,0 m und einem Flurabstand des Baggerseespiegels von 5,0 m zu den 21 Bodenarten in Tab. 6 durchgeführt. Die Böschungsneigung wird dabei in Entsprechung zu dem Reibungswinkel des jeweiligen Einheitsbodens und als Generalneigung mit einer anfänglichen Sicherheit $\eta = 1,00$ ohne zusätzliche Lasten gewählt (s. Abb. 18).

Durchführung der Berechnungen

Zur Durchführung der Berechnungen wurde das Rechenprogramm **GGU** STABILITY 6.15 von GGU SOFTWARE (2001) eingesetzt. Als Wichte darf hier ... " ... unter keinen Umständen die Wichte des Bodens unter Auftrieb γ' eingegeben werden, da das Programm vertikale Wasserdrücke über Porenwasserdrücke berücksichtigt und damit den genauesten Ansatz enthält." (HANDBUCH zu **GGU** STABILITY)

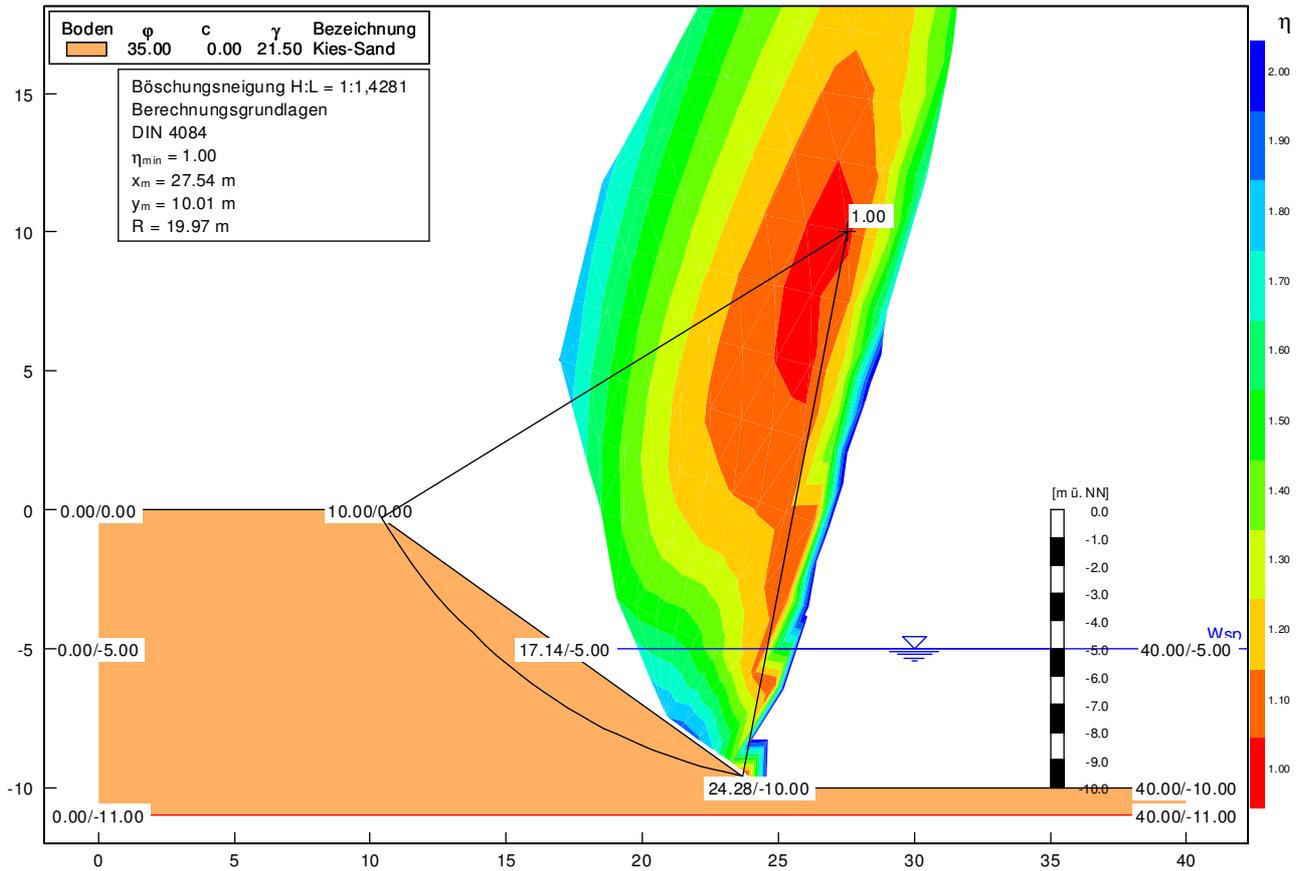


Abb. 18: Beispiel für ein Berechnungsmodell mit einer Böschungsneigung von H:L = 1:1,4281 entsprechend einem Winkel von 35,0° des Reibungswinkels φ und einer anfänglichen Sicherheit $\eta = 1,00$ in GGU STABILITY 6.15 ohne zusätzliche Lasten (Bemaßung: m) [Abb. nicht überhöht].

6.3.1.2 ANSATZ ZUM AUFTRETEN UND ZUR BEWEGUNG VON GRUNDWASSER

Der Ansatz zum Auftreten und zur Bewegung des Grundwassers ergibt sich bei Betrachtung der Einbindung eines Baggersees in ein Aquifersystem wie folgt:

Im Grundwasserraum bildet der Gradient der Standrohrspiegelhöhen als Gradient der Grundwasserdruckfläche ein bestimmtes Grundwassergefälle. Bei Anschnitt des Grundwasserkörpers im Zuge einer Abgrabung wird der Grundwasserspiegel zum horizontalen Wasserspiegel im Baggersee.

Die Standrohrspiegelhöhe in einem Tagebausee mit vollständiger hydraulischer Anbindung an den Grundwasserraum errechnet sich dabei näherungsweise zu:

$$h_{sp} = \frac{h_{os} + h_{us}}{2} \quad [47]$$

- mit:
- h_{sp} Standrohrspiegelhöhe im Baggersee [m]
 - h_{os} Standrohrspiegelhöhe im Oberstrom [m]
 - h_{us} Standrohrspiegelhöhe im Unterstrom [m]

Im Oberstrom des Baggersees führt eine Grundwasserabsenkung zu einer Bündelung der Stromlinien und zu einer Art von Entnahmeeffekt. Hier herrschen effluente Strömungsverhältnisse. In der Vertikalen kommt es zum Aufstieg von Grundwasser. Im Unterstrom des Tagebausees führt eine Grundwasseraufhöhung zu einer Fächerung der Stromlinien. Hier herrschen influente Verhältnisse. In der Vertikalen kommt es zum Abstieg von Oberflächenwasser (s. Richtlinie für die Gestaltung und Nutzung von Baggerseen der DEUTSCHEN VEREINIGUNG FÜR WASSERWIRTSCHAFT, ABWASSER UND ABFALL E.V. DVWK, 1983).

Das Grundwassergefälle im Umfeld von Baggerseen beträgt nach eigenen Erfahrungen und entsprechenden Befunden von BÖTTGER et al. (1978) nicht mehr als $I = 0,100$ bei effluenten Strömungsverhältnissen und nicht mehr als $I = -0,100$ bei influenten Verhältnissen: "Eine Wasserspiegeldifferenz zwischen freiem Wasser und dem im Böschungskörper von mehr als 0,5 m wird nur selten überschritten, eventuell kurzfristig ... bei Kiesgruben, die mit ... einem Vorfluter ... in Verbindung stehen." (BÖTTGER, 1978)

Im Rechenprogramm **CGU** STABILITY 6.15 besteht die Möglichkeit, das Auftreten und die Bewegung von Grundwasser als Auftriebs- und Strömungskraft über einfache Porenwasserdrucklinien oder aber über vermaschte Porenwasserdrucknetze aus Berechnungen zu stationären und instationären Strömungen in der Software **CGU** FLOW-2D 7.57 und **CGU** TRANSIENT 4.02 zu berücksichtigen (s. Abb. 19 mit Kap. 4.3.1.2).

Bei Betrachtung der Einwirkungen auf die Standsicherheit von Böschungen durch das Auftreten und die Bewegung von Grundwasser ist der Ansatz mit vermaschten Porenwasserdrucknetzen und die Modellierung einer natürlichen Strömung gegenüber dem Ansatz mit einfachen Porenwasserdrucklinien und der Annahme einer horizontalen Strömung im Allgemeinen vorzuziehen. Dies gilt nach GUDEHUS (1981) insbesondere für einen Aquifer mit ausgeprägtem Potentialgefälle.

Nachstehend erfolgt der Ansatz zum Grundwasser daher über vermaschte Porenwasserdrucknetze aus Berechnungen zu stationären Strömungen im Programm **CGU** FLOW-2D 7.57 mit einem Grundwassergefälle von $I = 0,100$ bzw. $I = 0,050$ für effluente Strömungsverhältnisse, mit einem Gefälle von $I = 0,000$ für ruhende Verhältnisse sowie mit einem Grundwassergefälle von $I = -0,050$ bzw. $I = -0,100$ für influente Strömungsverhältnisse. Damit ergeben sich zu den 21 Bodenarten als Böschungsmodelle mit einer anfänglichen Sicherheit $\eta = 1,00$ in Tab. 6 und aus den 5 Lastannahmen zunächst 105 Berechnungsmodelle bzw. -varianten zur nachfolgenden Böschungsbruchuntersuchung.

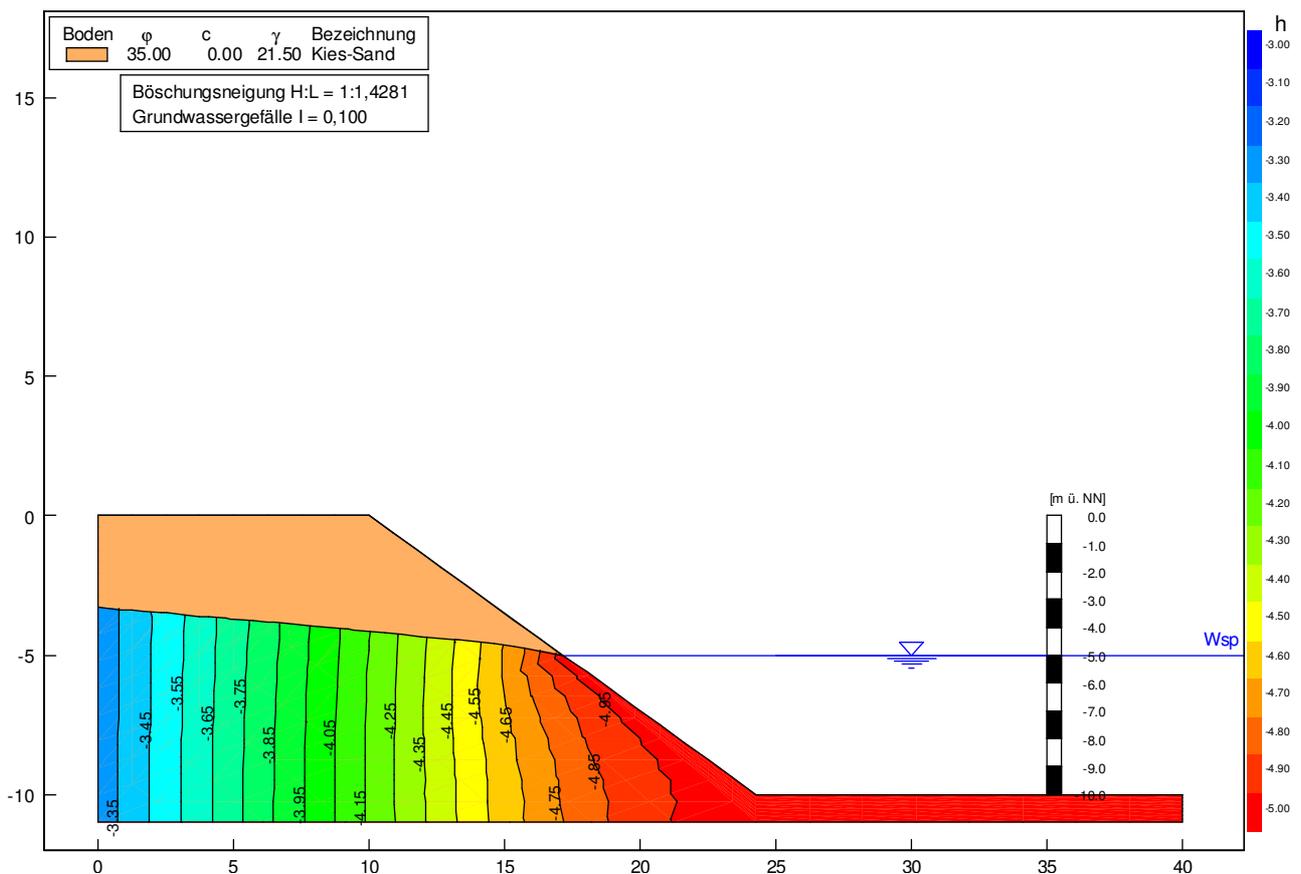


Abb. 19: Beispiel für ein Berechnungsmodell mit einer Böschungsneigung von H:L = 1:1,4281 entsprechend einem Winkel von $35,0^\circ$ in **CGU** STABILITY 6.15 bei effluenten Strömungsverhältnissen mit einem Grundwassergefälle $I = 0,100$ über Standrohrspiegelhöhen $h = -3,286$ bis $-5,000$ m aus Berechnungen zu stationären Strömungen in **CGU** FLOW-2D (Bemaßung: m) [Abb. nicht überhöht].

6.3.1.3 ANSATZ ZU STÄNDIGEN LASTEN

Der Ansatz zur Berücksichtigung von ständigen Lasten ergibt sich in Anlehnung an die *Empfehlungen EAB 1994* des ARBEITSKREISES BAUGRUBEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR GEOTECHNIK E.V. (1994) als auch unter Beachtung der *Empfehlungen EAU 1996* des ARBEITSAUSSCHUSSES "UFEREINFASSUNGEN" HÄFEN UND WASSERSTRASSEN DER HAFENBAUTECHNISCHEN GESELLSCHAFT E.V. UND DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR GEOTECHNIK E.V. (1996).

Im Rechenprogramm **CGU** STABILITY 6.15 besteht die Möglichkeit, das Auftreten von ständigen Lasten als Gewichtskraft über entsprechende Flächenlasten zu betrachten.

Nachstehend erfolgt der Ansatz zu ständigen Lasten auf dem Böschungskopf damit als auf der sicheren Seite liegende Annahmen mit einer Flächenlast von $q = 10,0 \text{ kN m}^{-2}$ für geringere bewegliche Lasten – beispielsweise durch Stapelgut – oder von $q = 20,0 \text{ kN m}^{-2}$ für höhere bewegliche Lasten – beispielsweise durch Produkt-halden, Bodenmieten, Baustoffhalden oder Container.

Damit ergeben sich mit den 2 Lastannahmen und zu den 105 Böschungsmodellen in Kap. 6.3.1.2 weitere 210 Berechnungsmodelle bzw. -varianten zur nachfolgenden Böschungsbruchuntersuchung.

6.3.1.4 ANSATZ ZU VERKEHRSLASTEN

Der Ansatz zur Berücksichtigung von Verkehrslasten ergibt sich in Anlehnung an die *Empfehlungen EAU 1996* des ARBEITSAUSSCHUSSES "UFEREINFASSUNGEN" HÄFEN UND WASSERSTRASSEN DER HAFENBAUTECHNISCHEN GESELLSCHAFT E.V. UND DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR GEOTECHNIK E.V. (1996) als auch bei Beachtung von DIN 1072 (1985) in SCHNEIDER (2002) und von GRABE (2003 a).

Im Rechenprogramm **CGU** STABILITY 6.15 besteht die Möglichkeit, das Auftreten von Verkehrslasten wiederum als Gewichtskraft über entsprechende Ersatzflächenlasten zu betrachten.

Nachstehend erfolgt der Ansatz zu Verkehrslasten auf der Böschungsschulter damit als erneut auf der sicheren Seite liegende Annahmen mit einer Ersatzflächenlast von $p = 5,0 \text{ kN m}^{-2}$ für leichteren Verkehr mit Personenkraftwagen, von $p = 16,7 \text{ kN m}^{-2}$ für schwereren Verkehr entsprechend den Lasten der Brückenklasse 30/30 nach DIN 1072 (1985) oder von $p = 33,3 \text{ kN m}^{-2}$ für schwersten Verkehr entsprechend den Lasten der Brückenklasse 60/30 gemäß DIN 1072 (1985).

Damit ergeben sich mit den 3 Lastannahmen sowie zu den 105 Böschungsmodellen in Kap. 6.3.1.2 und zu den 210 Modellen in Kap. 6.3.1.3 weitere 945 Berechnungsmodelle bzw. -varianten zur nachfolgenden Böschungsbruchuntersuchung.

6.3.2 UNKONTROLLIERTE BAGGERUNG

Zur Betrachtung der sich langfristig einstellenden Unterwasserböschungen bei der unkontrollierten Baggerung wurden die lagerstättenkundlichen Unterlagen aus dem Archiv des INGENIEURBÜROS DR.-ING. V. PATZOLD mit zahlreichen Echolotpeilungen aus Deutschland, Bulgarien, Frankreich, Österreich, Schweden und den Niederlanden mit zugehörigen Schichtenverzeichnissen von Aufschlussbohrungen und Ergebnissen von Korngrößenanalysen gesichtet, aufbereitet und kategorisiert. Die Peilergebnisse als standortspezifische Mittelwerte der profilbezogenen Neigungen mit den vorgefundenen Wassertiefen wurden darüber hinaus den jeweils angetroffenen und angesprochenen Bodenarten sowie den granulometrischen Parametern aus vorliegenden Analyseergebnissen mit den zugehörigen und abgeschätzten Reibungswinkeln als charakteristische Kennwerte der Lagerstätten gegenübergestellt.

Auf Grundlage von empirisch gefundenen und statistisch abgesicherten Zusammenhängen aus einer linearen Regressionsanalyse können damit für die zu behandelnden Lastfälle im Planungsablauf entsprechende Empfehlungen zur Bemessung der Unterwasserböschung gegeben werden (s. Kap. 7.2.2.1).

6.3.2.1 VERFAHREN ZUR ECHOLOTPEILUNG

Als Voraussetzung für die Durchführung des Forschungsprojektes lagen Ergebnisse von 126 Echolotpeilungen in Baggerseen aus den Jahren 1982 bis 2004 in überwiegend digitaler Form vor. Die Mehrzahl der Peilungen wurde in den Jahren 1997 bis 2004 im System Gauss-Krüger mit Höhenbezug zu Normal-Null (NN) durchgeführt; vom Verfasser wurden im Rahmen der vorliegenden Arbeit 38 Peilungen in den Jahren 1997 bis 2002 ausgeführt.

Grundlagen zur Methodik

Die Grundlagen zur Methodik der Echolotpeilung werden beispielsweise von BRAY et al. (1997) und JONES (1999) beschrieben. Die Genauigkeiten der Messtechnik werden ausführlich von MEISWINKEL (1983) und GUNKE (1996) besprochen. Nachstehend werden davon nur die wesentlichen Grundzüge zusammengefasst.

Die konventionelle Echolotpeilung im Sinne von JONES (1999) mit einem sogenannten "Single beam echo sounder" ist ein seismisches Messverfahren. Dabei wird die Zeit ("Laufzeit") gemessen, die eine Schallwelle benötigt, um die Wegstrecke von einer Schallquelle ("Transmitter") zur Gewässersohle und nach Reflexion von dort zurück zu einem Empfangsgerät ("Receiver") zurückzulegen. Die eigentliche Reflexion erfolgt an einer unscharfen Grenzfläche, an der die spezifische Schallhärte des Untergrundes als Produkt aus der Dichte des Bodens und der Schallgeschwindigkeit einen bestimmten Grenzwert erreicht.

Die jeweilige Wassertiefe d ergibt sich dabei unter entsprechender Berücksichtigung der jeweiligen Schwingertiefe d_s zu:

$$d = \frac{v_w \cdot t}{2} + d_s \quad [48]$$

mit:	d	Wassertiefe	[m]
	d_s	Schwingertiefe	[m]
	v_w	Wasserschallgeschwindigkeit	[m s ⁻¹]
	t	Laufzeit	[s]

Die zugrundezulegende Wasserschallgeschwindigkeit ergibt sich in Abhängigkeit von der Wassertemperatur, der Wassertiefe und der Salinität. Nach WILSON (1960) und JONES (1999) ist bei einer Zunahme der Wassertemperatur um 1 °C ein Anstieg der Schallgeschwindigkeit um 3,0 m s⁻¹, bei einer Zunahme der Wassertiefe um 100 m ein Anstieg um 1,8 m s⁻¹ und bei einer Zunahme der Salinität um 1 ‰ ein Anstieg der Geschwindigkeit um 1,3 m s⁻¹ zu beobachten.

Eine einfache Kalibrierung der Echolotpeilung, ohne Kenntnis der oben genannten Kennwerte, kann mit dem sogenannten "*Bar check*" erfolgen. Dabei wird eine Platte unter dem Schwinger des Echolotes angebracht, bei unterschiedlichen Wassertiefen die tatsächliche Gewässertiefe mit der gemessenen Tiefe verglichen und durch entsprechende Korrektur der Wasserschallgeschwindigkeit angeglichen. Eine etwas ungenauere aber durchaus übliche Kalibrierung der Peilung kann durch Vergleich mit Messwerten aus Handlotungen mit einem Tellerlot erfolgen.

Die geräteabhängige Frequenz des Echolotes hat unmittelbaren Einfluss auf die jeweilige Eindringtiefe in den Untergrund. Nach BRAY et al. (1997) werden nämlich hochfrequente Schallwellen mit einer Frequenz von beispielsweise 200 kHz bereits von verhältnismäßig locker gelagertem Ton und Schluff geringerer Schallhärte reflektiert, hingegen dringen niederfrequente Wellen mit einer Frequenz von beispielsweise 38 kHz hier ein und werden erst von vergleichsweise dicht gelagertem Sand und Kies höherer Schallhärte reflektiert. Daher sind moderne Vermessungslote mit 2 Frequenzen ausgerüstet und können bei frequenzspezifischer Auswertung der Messwerte gewisse Hinweise auf die jeweilige Beschaffenheit des an der Gewässersohle anstehenden Bodens geben.

Der geräteabhängige Öffnungswinkel des sogenannten "*Acoustic beam*" eines Schwingers hat bei Peilung mit einem "*Single beam echo sounder*" erheblichen Einfluss auf die jeweilige Genauigkeit einer Echolotpeilung, insbesondere an einer reliefierten Gewässersohle oder einer steilen Böschung. Bei großen Öffnungswinkeln von $\leq 45^\circ$ werden nämlich die abgestrahlten Schallwellen bereits als sogenannter "*Earliest return*" an flachen Reflektoren in größerer Entfernung zum Peilboot reflektiert (BRAY et al., 1997). Damit wird der Lotungspunkt in aufsteigende Richtung eines bewegten Gewässergrundes verschoben. Bei kleinen Öffnungswinkeln von $\geq 3^\circ$ werden hingegen die abgestrahlten Schallwellen unmittelbar an der betrachteten Gewässersohle senkrecht unter dem Boot reflektiert. Daher wird eine Peilung von übersteilen Böschungen mit einer Neigung von $H:L \geq 1:1,50$ ohne Einsatz eines modernen Fächerecholotes häufig mit einem sogenannten "*Narrow beam transducer*" durchgeführt. Damit wird die Tiefenmessung zwar bei ruhigem Wetter verbessert, indes wird der Ortungspunkt bei schlingernder Peilfahrt nicht einmal mehr von den Rändern des Schallkegels erfasst. Dementsprechend wird bei Vermessungsloten in der Regel ein Kompromiss hinsichtlich des Öffnungskegels angestrebt (MEISWINKEL, 1983). Darüber hinaus ist bei einigen Schwingern eine gewisse Anisotropie bezüglich des Öffnungswinkels mit einem kleineren Longitudinalwinkel und einem größeren Transversalwinkel gegeben. Daher ist die Richtung der durchzuführenden Messfahrt grundsätzlich senkrecht zur Uferlinie und auf das Ufer hin zu wählen.

Der vorgegebene Profilabstand der Echolotpeilung hat besonderen Einfluss auf die jeweilige Genauigkeit einer Peilung. Nach BRAY et al. (1997) ist das sogenannte "*Line spacing*" im Bereich der Nassbaggerei bei Echolotpeilungen für Feasibility- und Designstudien zu ≥ 50 m, bei Peilungen für Zwischenaufmaße zu 20 bis 30 m und bei Peilungen für Vor- und Schlusssaufmaße zu 10 m zu wählen.

Durchführung der Messungen

Bei Durchführung der Echolotpeilungen wurde in der Regel eine Wasserschallgeschwindigkeit von 1480 m s^{-1} zugrundegelegt; die Peilungen wurden vor Beginn und nach Abschluss der Vermessungsarbeiten durch Handlotungen mit einem Tellerlot kontrolliert. Die Richtung der Messfahrten mit einer Fahrt von $\sim 8 \text{ km h}^{-1}$ wurde als Senkrechte zur Uferlinie auf das Ufer hin und in einem Profilabstand von ≤ 25 m gewählt.

In den Jahren 1997 bis 2001 wurden die Echolotpeilungen überwiegend mit einem hydrografischen Echolot, Fabrikat SIMRAD, Typ EA 501P an einem Schwinger, Fabrikat SIMRAD, Typ 38-12x20 ausgeführt. Dabei handelt es sich um ein spezielles Vermessungslot mit 1 Frequenz von 38 kHz und einer Messgenauigkeit nach Herstellerangaben von $\sim 0,05$ m (s. Tab. 7 und Tab. 8). Mit der Frequenz von 38 kHz werden rückgeleitete und abschlämmbare Bestandteile als söhlige Auflage aus dem Gewinnungsbetrieb durchschallt und die relativ schallharte Oberkante von dichter gelagertem Material geortet, die jedoch in aller Regel nicht der jeweiligen Oberkante des gewachsenen Bodens entspricht. Die Positionierung des Echolotes auf dem Gewässer und das Aufmaß der Uferlinie erfolgten mit einem Lasertachymeter mit Nachführautomatik, Fabrikat LEICA, Typ TCA 1100.

In dieser Gerätekonfiguration ist das Aufmaß von $\leq 1 \text{ s}^{-1}$ Punkte der Gewässersohle möglich; daraus resultierend eine Messpunktdichte von $\sim 180 \text{ ha}^{-1}$.

Datenspeicherung	Festplatte	Frequenzen (1) [kHz]	38
Minimumtiefe [m]	1,5	Maximumtiefe [m]	800
Messgenauigkeit [m]	0,05	Tiefenauflösung [m]	0,01

Tab. 7: Technische Daten hydrografisches Echolot, Fabrikat SIMRAD, Typ EA 501P.

		Frequenzen (1) [kHz]	38
Öffnungswinkel (longitudinal) [°]	12	Öffnungswinkel (transversal) [°]	20

Tab. 8: Longitudinaler und transversaler Öffnungswinkel Schwinger, Fabrikat SIMRAD, Typ 38-12x20.

In den Jahren 2001 bis 2004 wurden die Echolotpeilungen überwiegend mit einem hydrografischen Echolot, Fabrikat SIMRAD, Typ EA 400 an einem Schwinger, Fabrikat SIMRAD, Typ 38/200 D ausgeführt. Dabei handelt es sich um ein spezielles Vermessungslot mit 2 Frequenzen von 38 und 200 kHz sowie einer Messgenauigkeit nach Herstellerangaben von $\sim 0,05 \text{ m}$ bei 38 kHz und von $\sim 0,01 \text{ m}$ bei 200 kHz (s. Tab. 9 und Tab. 10). Mit der Frequenz von 200 kHz wird zusätzlich die weniger schallharte Oberkante der rückgeleiteten und abschlämmbaren Bestandteile als söhlige Auflage aus dem Gewinnungsbetrieb geortet. Die Positionierung des Echolotes auf dem Gewässer und das Aufmaß der Uferlinie erfolgten mit einem hochgenauen *RTK GPS Real Time Kinematic Global Positioning System*, Fabrikat TRIMBLE, Typ 5700. Einen Eindruck von der Echolotpeilung und Datenerfassung mit dem Vermessungslot, Fabrikat SIMRAD, Typ EA 400 vermittelt Abb. 20. In dieser Gerätekonfiguration ist das Aufmaß von $\leq 5 \text{ s}^{-1}$ Punkte der Gewässersohle möglich; daraus resultierend eine Messpunktdichte von $\sim 900 \text{ ha}^{-1}$.

Datenspeicherung	Festplatte	Frequenzen (2) [kHz]	38 (1); 200 (2)
Minimumtiefe [m]	1,5 (1); 0,3 (2)	Maximumtiefe [m]	2100 (1); 550 (2)
Messgenauigkeit [m]	0,05 (1); 0,01 (2)	Tiefenauflösung [m]	0,01

Tab. 9: Technische Daten hydrografisches Echolot, Fabrikat SIMRAD, Typ EA 400.

		Frequenzen (2) [kHz]	38 (1); 200 (2)
Öffnungswinkel (longitudinal) [°]	13 (1); 7 (2)	Öffnungswinkel (transversal) [°]	21 (1), 7 (2)

Tab. 10: Longitudinaler und transversaler Öffnungswinkel Schwinger, Fabrikat SIMRAD, Typ 38/200 D.

Mit den oben angeführten Gerätekonfigurationen und bei idealen Witterungsbedingungen ist die Ortung einer Gewässersohle in einer Genauigkeit von bis zu $\sim 0,10 \text{ m}$ in der Vertikalen und Horizontalen möglich.

Auch wenn die oben genannten Schwinger keine "*Narrow beam transducer*" mit einem Öffnungswinkel von $\geq 3^\circ$ im engeren Sinne sind, ist nach mdl. Mitt. von CHRISTIANSEN (2004) von Firma SIMRAD, Niederlassung Hamburg, und eigenen Erfahrungen die Ortung von nicht übermäßig geneigten Böschungen mit einer Neigung von $H:L \leq 1:1,50$ in einer recht hohen Genauigkeit mit durchaus zu vertretenden Hangneigungsfehlern bei mehr oder weniger konstanten Tiefenfehlern möglich. Dementsprechend wurde auf eine mit unverhältnismäßigem Aufwand verbundene Fehlerkorrektur mit den von MEISWINKEL (1983) beschriebenen Methoden verzichtet. Die angewandten Messverfahren stellen den derzeitigen Stand der Technik dar.

Zur Erstellung von Digitalen Geländemodellen (DGM) wurden die Rechenprogramme SURFER FOR WINDOWS 8.00 von GOLDEN SOFTWARE (2002) oder TERRAMODEL 9.80 von TRIMBLE NAVIGATION (2001) eingesetzt. Als Interpolationsverfahren wurde dabei das KRIGING-Verfahren oder die Triangulation verwandt. Einen Eindruck von der Komplexität der Geländemodelle vermittelt Abb. 21 – der Baggersee ist in Anh. 1 als *Aufschluss Nr. 100* angeführt.

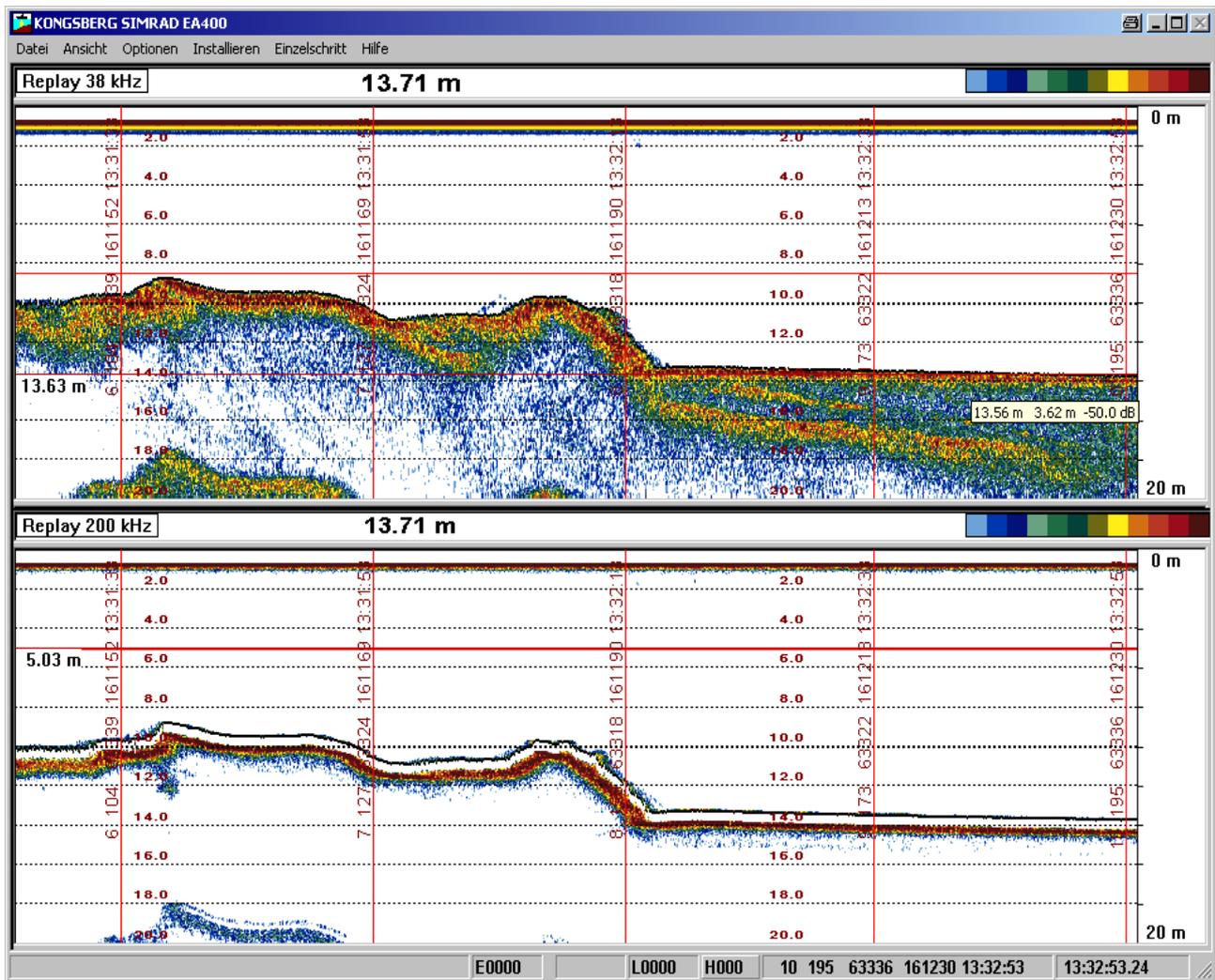


Abb. 20: Echolotpeilung und Datenerfassung mit Vermessungslot, Fabrikat SIMRAD, Typ EA 400.

Ableitung von Böschungsneigungen

Die Böschungsneigungen – als sogenannte "*Endböschungen*" – wurden aus den Peilerggebnissen entlang von zahlreichen Profilen über die gesamte Erstreckung der Unterwasserböschungen hinweg und unter Berücksichtigung der Unsicherheiten bei der Echolotpeilung als mittleres und standortspezifisches Neigungsverhältnis H:L – mit H = 1 und in Intervallen von $\Delta L = \pm 0,25$ aus Auf- oder Abrundung – zu H:L = 1:1,50 bis H:L = 1:4,50 abgeleitet. In Kenntnis des Gewinnungsbetriebes und der Abbauhistorie in den unterschiedlichen Lagerstätten wurden dabei ausschließlich im gewachsenen Boden hergestellte und – wenn möglich – langfristig eingestellte Böschungen betrachtet.

Echolotpeilung: 23.03.2000 - Echolot: SIMRAD EA 501P - Schwinger: SIMRAD 38-12x20 - Frequenz: 38 kHz - Wasserspiegel: 146,31 m ü. NN - Bearbeiter: Dipl.-Geol. G. Bode

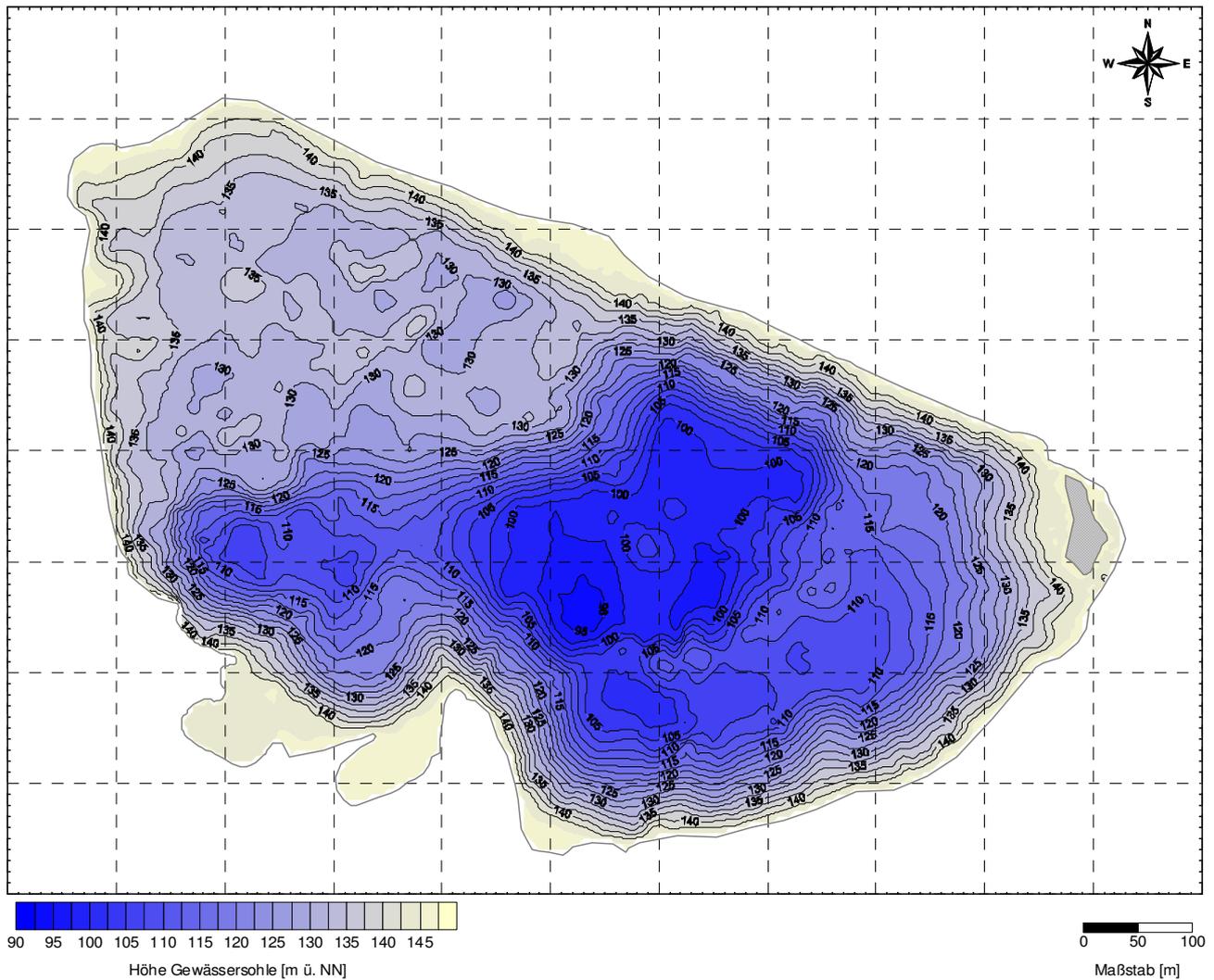


Abb. 21: Geländemodell aus SURFER FOR WINDOWS 8.00 zu einem Baggersee in kiesigen, fluviatilen Ablagerungen am Oberrhein (Aufschluss-Nr.: 100, Baden-Württemberg).

6.3.2.2 VERFAHREN ZUR KORNGRÖSSENANALYSE

Als Voraussetzung für die Durchführung der Forschungsarbeit lagen auch Ergebnisse von Korngrößenanalysen mit Schichtenverzeichnissen zu Aufschlussbohrungen aus der Schichtaufnahme durch den Verfasser, durch Geologen des INGENIEURBÜROS DR.-ING. V. PATZOLD oder durch Bohrmeister an 56 Baggerseen in überwiegend analoger Form vor.

Durchführung der Analysen

Die Durchführung der Korngrößenanalysen wurde von verschiedenen Prüflaboratorien in den Jahren 1967 bis 2004 an Proben unterschiedlicher Herkunft als Trocken- oder Nasssiebung ähnlich oder gemäß DIN 18123 (1996) vorgenommen. Im Einzelnen wurde dabei Bohrgut aus Aufschlussbohrungen sowie Probematerial aus Handschürfen, Greiferbeprobungen und Probegagerungen untersucht.

Die vorliegenden Analysenergebnisse wurden zunächst – je nach Störung der Bodenprobe nach DIN 4021 (1990) bei der Probengewinnung – unterschiedlichen Güteklassen zugeordnet. Dabei wurden die Ergebnisse zum jeweiligen Vorkommen mit höherer Probengüte den Resultaten mit geringerer Güte vorgezogen und letztere für die weitere Auswertung verworfen. Danach wurden die Analysenergebnisse auf ihre Plausibilität und Aussagekraft hin überprüft. Hierbei wurden beispielsweise die Ergebnisse zu verunreinigten Mischproben mit abschlämmbaren und rückgeleiteten Bestandteilen aus der laufenden Gewinnung verworfen. Anschließend wurden die Analysenergebnisse auf ihre Repräsentativität für das jeweilige Vorkommen hin überprüft. Dabei wurden die Ergebnisse entsprechenden Schichtgliedern der betrachteten Lagerstätte zugeordnet und unter geologischen Gesichtspunkten nicht repräsentative Resultate verworfen. Damit wurden 852 Analysenergebnisse für die weitere Untersuchung gewonnen.

Die überprüften Ergebnisse wurden digitalisiert und als einzelne charakteristische Kornsummenkurve für das jeweilige Vorkommen aus einer teufenbezogenen arithmetischen Mittelung mit dem Rechenprogramm [GGU SIEVE 10.02](#) von GGU SOFTWARE (2003) visualisiert (s. Anh. 2). Damit wurden zunächst 56 Summenkurven mit Zuordnung zu den Bodengruppen nach DIN 18196 (1988) und den Bodenarten nach DIN 4022-1 (1987) für die weitere Betrachtung erhalten.

Ermittlung von Kennwerten

Als Kennwerte der Lagerstätten für die nachfolgende statistische Auswertung wurden aus der jeweiligen standortspezifischen Kornsummenkurve die in Tab. 11, 12 und 13 angeführten granulometrischen Parameter abgeleitet (s. Anh. 1). Damit wurden insgesamt 1.512 Parameter zur jeweiligen korngrößenbezogenen Charakterisierung der betrachteten Vorkommen und für weiterführende Untersuchungen gewonnen.

#	Korngrößenfraktion [Gew.-%]	Kürzel	#	Korngrößenfraktion [Gew.-%]	Kürzel
1	< 0,063 mm	$\mu_0^{<0,063}$	9	≥ 1,0 und < 2,0 mm	$\mu_{\geq 1,0}^{<2,0}$
2	≥ 0,063 und < 0,20 mm	$\mu_{\geq 0,063}^{<0,20}$	10	< 2,0 mm	$\mu_0^{<2,0}$
3	< 0,20 mm	$\mu_0^{<0,20}$	11	> 2,0 mm	$\mu_{>2,0}^{\infty}$
4	≥ 0,20 und < 0,63 mm	$\mu_{\geq 0,20}^{<0,63}$	12	< 6,3 mm	$\mu_0^{<6,3}$
5	< 0,63 mm	$\mu_0^{<0,63}$	13	> 6,3 mm	$\mu_{>6,3}^{\infty}$
6	≥ 0,63 und < 1,0 mm	$\mu_{\geq 0,63}^{<1,0}$	14	< 20,0 mm	$\mu_0^{<20,0}$
7	< 1,0 mm	$\mu_0^{<1,0}$	15	< 63,0 mm	$\mu_0^{<63,0}$
8	≥ 0,63 und < 2,0 mm	$\mu_{\geq 0,63}^{<2,0}$	16	> 63,0 mm	$\mu_{>63,0}^{\infty}$

Tab. 11: Korngrößenfraktionen als Kennwerte.

#	Siebdurchgang [mm]						
17	bei 5 Gew.-% d_5	19	bei 20 Gew.-% d_{20}	21	bei 40 Gew.-% d_{40}	23	bei 60 Gew.-% d_{60}
18	bei 10 Gew.-% d_{10}	20	bei 30 Gew.-% d_{30}	22	bei 50 Gew.-% d_{50}	24	bei 70 Gew.-% d_{70}

Tab. 12: Siebdurchgänge als Kennwerte.

#	Ungleichförmigkeitsgrad [-]	#	Ungleichförmigkeitsgrad [-]	#	Krümmungsgrad [-]
25	aus $(d_{60}) / (d_{10})$ U	26	aus $(d_{70}) / (d_5)$ U^*	27	aus $(d_{30})^2 / [(d_{10}) \cdot (d_{60})]$ C

Tab. 13: Ungleichförmigkeits- und Krümmungsgrad als Kennwerte.

6.3.2.3 ABSCHÄTZUNG DES REIBUNGSWINKELS

Zur Abschätzung des effektiven Reibungswinkels im Sand und Kies als rolliger Boden im Sinne der DIN 18311 (2000) ohne Verfügbarkeit von entsprechenden Messwerten wird im Rechenprogramm **CGU SIEVE 10.02** von GGU SOFTWARE (2003) in Anlehnung an LANG et al. (2002) und unter jeweiliger Berücksichtigung der Korngrößenverteilung, Lagerungsdichte und Kornform die untenstehende empirische Beziehung angeführt:

$$\varphi' = \varphi'_0 + \varphi'_1 + \varphi'_2 + \varphi'_3 \quad [49]$$

mit: φ' Effektiver Reibungswinkel [°]

und: $\varphi'_0 = A + B + C + D$ [50]

mit: $A =$ | Anteil der Korngrößenfraktion < 0,002 mm [Gew.-%] | ° · $\frac{1}{7}$
 $B =$ | Anteil der Korngrößenfraktion $\geq 0,002$ und < 0,01 mm [Gew.-%] | ° · $\frac{1}{5}$
 $C =$ | Anteil der Korngrößenfraktion $\geq 0,01$ und < 0,20 mm [Gew.-%] | ° · $\frac{1}{3}$
 $D =$ | Anteil der Korngrößenfraktion $\geq 0,20$ mm [Gew.-%] | ° · $\frac{2}{5}$

und: φ'_1 Korrekturfaktor Korngrößenabstufung [°]

mit: $\varphi'_1 = -3^\circ$ für "*schlechte Abstufung*" mit: $U < 5$
 $\varphi'_1 = \pm 0^\circ$ für "*mittlere Abstufung*" mit: $5 \leq U \leq 15$
 $\varphi'_1 = +3^\circ$ für "*gute Abstufung*" mit: $U > 15$

und: φ'_2 Korrekturfaktor Lagerungsdichte [°]

mit: $\varphi'_2 = -6^\circ$ für "*geringe Dichte*"
 $\varphi'_2 = \pm 0^\circ$ für "*mittlere Dichte*"
 $\varphi'_2 = +6^\circ$ für "*hohe Dichte*"

und: φ'_3 Korrekturfaktor Kornform [°]

mit: $\varphi'_3 = +1^\circ$ für "*scharfkantige Form*"
 $\varphi'_3 = \pm 0^\circ$ für "*mittlere Form*"
 $\varphi'_3 = -3^\circ$ für "*angerundete Form*"
 $\varphi'_3 = -6^\circ$ für "*runde Form*"

Ansatz der Korrekturfaktoren

Als Ansatz für die Korrekturfaktoren wird nachstehend der Faktor Korngrößenabstufung entsprechend dem Ungleichförmigkeitsgrad aus der Korngrößenverteilung, der Korrekturfaktor Lagerungsdichte entsprechend der "*mittleren Dichte*" und der Faktor Kornform entsprechend der "*angerundeten Form*" angenommen.

Prüfung auf Plausibilität

Zur Prüfung des Schätzverfahrens in Anlehnung an LANG et al. (2002) auf Plausibilität wird im Folgenden ein Vergleich zwischen Reibungswinkeln aus Abschätzung und Messung durchgeführt. Dabei werden abgeschätzte Scherwinkel aus Korngrößenverteilungen entsprechenden Messwerten aus Scherversuchen gegenübergestellt. (s. Abb. 22 und Anh. 3).

Die Laborarbeiten wurden in den vergangenen Jahren von Firma GEOTECHNIK LABOR, Rostock, als Auftragsarbeiten im Zuge von verschiedenen Baumaßnahmen durchgeführt und deren Ergebnisse für die vorliegende Studie zur Verfügung gestellt.

Die Korngrößenanalysen wurden als Trocken- und Nasssiebung gemäß DIN 18123 (1996) ausgeführt und als Kornsummenkurven ausgewertet. Die Abschätzung der Reibungswinkel wurde in Anlehnung an LANG et al. (2002) mit den oben beschriebenen Korrekturfaktoren durchgeführt. Die Scherversuche wurden mit einem Rahmenschergerät, Fabrikat STRASSENTEST, Typ 963 mit feststehendem Rahmen im Sinne von STOEWAHSE & BLÜMEL (2001 a, b) und für mehr oder weniger vergleichbare Messwerte mit mittlerer Einbaudichte des Bodens ausgeführt.

Bei Betrachtung von Abb. 22 zeigt sich, dass die Beträge der abgeschätzten Reibungswinkel tendenziell geringfügig unter den Werten der gemessenen Scherwinkel liegen, auch wenn größenordnungsmäßig Übereinstimmung besteht; zur Nummerierung der Wertepaare wird auf Anh. 3 verwiesen. Dies kann verschiedene Ursachen haben:

Von STOEWAHSE & BLÜMEL (2001 b) wird zunächst auf die grundsätzliche Problematik bei Messung der Scherfestigkeit hingewiesen. Danach werden mit unterschiedlichen Versuchsgeräten entsprechend variierende Messergebnisse für den effektiven Reibungswinkel erhalten. Davon einmal abgesehen wird ergänzend aber auch auf die spezielle Problematik bei Messung der Scherfestigkeit im Rahmenschergerät mit feststehendem Rahmen – wie bei Firma GEOTECHNIK LABOR, Rostock – hingewiesen. Danach werden mit entsprechenden Versuchsgeräten signifikant überhöhte Messergebnisse für den effektiven Reibungswinkel erhalten.

Durch Vergleichsmessungen mit einem Großrahmenschergerät, Fabrikat WILLE, Typ RS 100 mit feststehender Rahmenlagerung am NIEDERSÄCHSISCHEN LANDESAMT FÜR BODENFORSCHUNG und mit einem Triaxialgerät, Fabrikat MOSER am ARBEITSBEREICH GEOTECHNIK UND BAUBETRIEB DER TECHNISCHEN UNIVERSITÄT HAMBURG-HARBURG im Rahmen der vorliegenden Arbeit wird dies bestätigt.

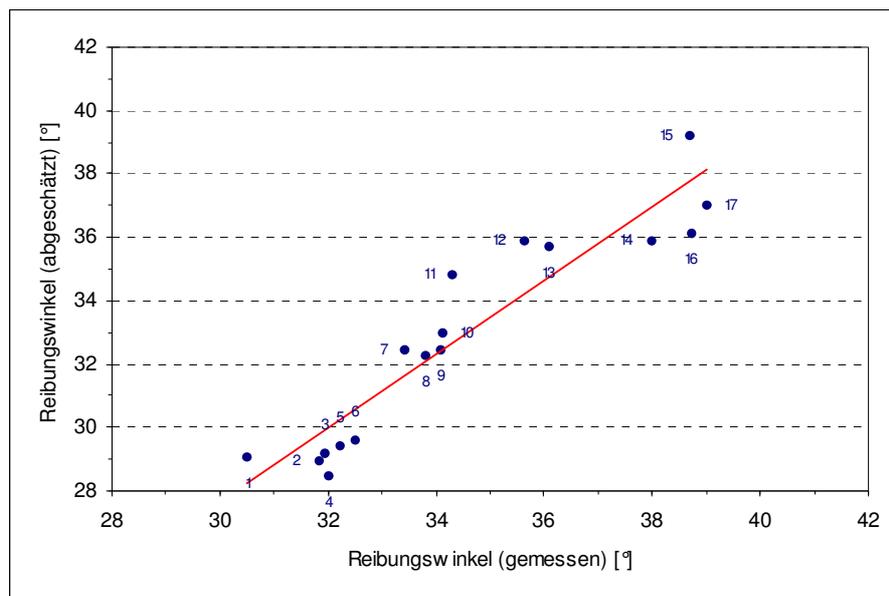


Abb. 22: Vergleich des Reibungswinkels aus Messung in Rahmenscherversuchen in Anh. 3 und aus Abschätzung in Anlehnung an LANG et al. (2002).

Zur Berücksichtigung von Ungenauigkeiten in Laborversuchen und Unstetigkeiten im Aufbau des Untergrundes wird in EAU (1990) als Bemessungswert für den effektiven Reibungswinkel eine Abminderung wie folgt vorgeschlagen:

$$\tan \varphi'_d = \frac{\tan \varphi'}{1,1} \quad [51]$$

mit: φ'_d Effektiver Reibungswinkel als Bemessungswert [°]
 φ' Effektiver Reibungswinkel als Messwert [°]

Bei Betrachtung von Abb. 23 zeigt sich, dass die Beträge der abgeschätzten Reibungswinkel größenordnungsmäßig den Werten der abgeminderten Scherwinkel aus Messungen entsprechen oder geringfügig über diesen liegen; zur Nummerierung der Wertepaare wird auf Anh. 3 verwiesen.

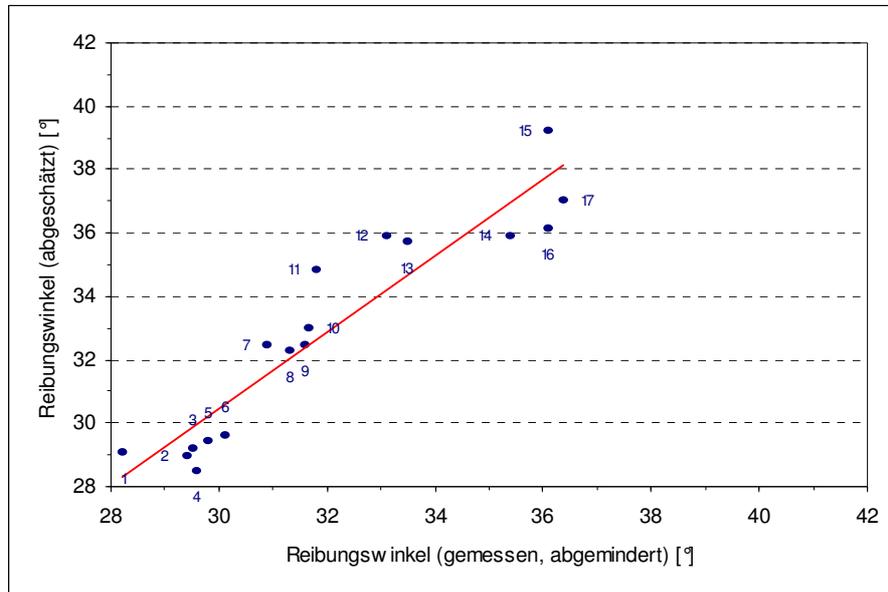


Abb. 23: Vergleich des Reibungswinkels aus Messung in Rahmenscherversuchen in Anh. 3 bei Abminderung in Anlehnung an EAU (1990) und aus Abschätzung in Anlehnung an LANG et al. (2002).

Als Fazit bleibt somit festzustellen, dass die hilfsweise Abschätzung der effektiven Reibungswinkel in Anlehnung an LANG et al. (2002) im Hinblick auf die zu betrachtende Fragestellung bei zu vertretender Vernachlässigung von geringfügigen Unsicherheiten durchaus plausibel ist.

Auf eine anfänglich zunächst vorgesehene Probenahme mittels Gefrierlanze über die gesamte Mächtigkeit der Schichtenfolge an ausgewählten Standorten und anschließende Durchführung von Triaxialversuchen zur standortspezifischen Bestimmung der tiefenabhängigen Scherfestigkeit des Gebirges wurde vor diesem Hintergrund aus finanziellen und zeitlichen Gründen verzichtet.

Ermittlung von Kennwerten

Als Kennwerte der Lagerstätten für die nachfolgende statistische Auswertung wurden anhand der jeweiligen standortspezifischen Kornsummenkurve die effektiven Reibungswinkel in Ergänzung zu den granulometrischen Parametern abgeschätzt (s. Anh. 1). Damit wurden insgesamt 56 Parameter zur jeweiligen bodenmechanischen Charakterisierung der betrachteten Vorkommen und für weiterführende Untersuchungen gewonnen.

6.3.2.4 ANSATZ ZUR REGRESSIONSANALYSE

Die Regressionsanalyse wird eingesetzt, um bei der unkontrollierten Baggerung anhand der oben angeführten Kennwerte entsprechende Einflüsse auf die langfristige Einstellung von Unterwasserböschungen im Sand und Kies nachzuweisen – also um funktionelle Abhängigkeiten und nutzbare Korrelationen abzuleiten, die für zukünftige Abgrabungen eine qualifizierte Bemessung von standsicheren Böschungen ermöglichen.

Grundlagen zur Methodik

Die Grundlagen zur Methodik der Regressionsrechnung werden beispielsweise von MAGER (1982), BACKHAUS et al. (1996), HARTUNG & ELPELT (1999), SCHÖNWIESE (2000) oder KLEPPMANN (2001) beschrieben. Nachstehend werden davon nur die wesentlichen Grundzüge und Testverfahren für die anwendungsorientierte Auswertung und Interpretation behandelt.

Der Zusammenhang zwischen der jeweiligen Böschungsneigung als Zielgröße und den lagerstättenspezifischen Parametern als Einflussgrößen ergibt sich durch den allgemeinen Regressionsansatz wie folgt:

$$y = g(\mathbf{x}; \mathbf{b}) \quad [52]$$

mit:	y	Zielgröße
	g	Funktion
	\mathbf{x}	Vektor der Einflussgrößen (x_1, x_2, \dots, x_j)
	\mathbf{b}	Vektor der Regressionskoeffizienten (b_0, b_1, \dots, b_j)

Im einfachsten Fall liegen zwei Variablen y und x vor, die in der Regressionsanalyse als Regressand und Regressor bezeichnet werden. Wenn man auch a priori über die Art des Zusammenhangs nicht immer etwas aussagen kann, so zeigt sich doch in der Praxis, dass in der Mehrheit der Fälle lineare bzw. linearisierbare Modelle zur Datenbeschreibung gut geeignet sind." (MAGER, 1982)

Dabei ergibt sich die Linearitätsprämisse für die Regressionsgleichung als Linearität bezüglich der Modellparameter wie folgt:

$$y = \sum_j b_j f_j(\mathbf{x}) \quad [53]$$

Die Modellparameter treten hier als Faktoren einer Linearkombination von Funktionen f_j der Einflussgrößen \mathbf{x} auf.

Bei der Regressionsrechnung stehen dem Bearbeiter 2 Vorgehensweisen zur Findung eines Regressionsmodells zur Verfügung:

"- Der Untersucher formuliert ein oder einige Modelle, die ihm aufgrund von theoretischen oder sachlogischen Überlegungen sinnvoll erscheinen und überprüft diese empirisch durch Anwendung der Regressionsanalyse. - Der Untersucher lässt sich vom Computer eine Auswahl von Modellen zeigen, die sein Datenmaterial gut abbilden, und versucht sodann, diese sinnvoll zu interpretieren." (BACKHAUS et al., 1996) Im Zuge der Bearbeitung werden nachstehend beide Verfahrensweisen verfolgt.

Für den Standardansatz der einfachen linearen und nachfolgend durchgeführten Regression ergibt sich die Regressionsgleichung zu:

$$y = b_0 + b_1 x \quad [54]$$

mit: y Regressand
 b_0 Konstantes Glied
 b_1 Regressionskoeffizient
 x Regressor

Für den Standardansatz der multiplen linearen und untenstehend durchgeführten Regression ergibt sich die Regressionsgleichung zu:

$$y = b_0 + b_1 x_1 + b_2 x_2 + \dots + b_j x_j + \dots + b_j x_j \quad [55]$$

mit: Index j Zahl der Regressoren

In der Regressionsgleichung auftretende Differenzen zwischen dem jeweiligen Beobachtungs- und Schätzwert des Regressanden spiegeln sich in entsprechenden – auch als Residuen bezeichneten – Abweichungen von der betreffenden Regressionsgeraden wider. Die sogenannte "Residualgröße" e_k definiert sich dabei wie folgt:

$$e_k = y_k - \hat{y}_k \quad [56]$$

mit: e_k Residualgröße
 y_k Beobachtungswert des Regressanden für x_k
 \hat{y}_k Schätzwert des Regressanden für x_k
 und: Index K Zahl der Beobachtungen

Als Berechnungsgrundlage für die lineare Regressionsanalyse dient die Methode der kleinsten Quadrate nach GAUSS. Dabei wird die Summe aus den quadrierten senkrechten Abständen der betrachteten Punkte von der zugehörigen Gerade minimiert. Die Zielfunktion bei der einfachen Regression ergibt sich damit zu:

$$\sum_{k=1}^K e_k^2 = \sum_{k=1}^K [y_k - (b_0 + b_1 x_k)]^2 \rightarrow \min! \quad [57]$$

Die Zielfunktion bei der multiplen Regression ergibt sich analog zu:

$$\sum_{k=1}^K e_k^2 = \sum_{k=1}^K [y_k - (b_0 + b_1 x_{1k} + b_2 x_{2k} + \dots + b_j x_j + \dots + b_j x_{jk})]^2 \rightarrow \min! \quad [58]$$

mit: x_{jk} Ausprägung der Variablen j bei der Beobachtung k

Aus der Zielfunktion bei der einfachen Regression mit Gl. [54] ergibt sich die Lösung für die Parameter b_0 und b_1 wie folgt:

$$b_0 = \bar{y} - b_1 \bar{x} \quad b_1 = \frac{K(\sum x_k y_k) - (\sum x_k)(\sum y_k)}{K(\sum x_k^2) - (\sum x_k)^2} \quad [59, 60]$$

mit: \bar{x}, \bar{y} Arithmetisches Mittel von x und y

Die Gl. [59, 60] werden als Normalgleichungen bezeichnet. Aus der Zielfunktion bei der multiplen Regression mit Gl. [55] ergibt sich die Lösung für die Parameter b_0 und b_1 über ein System von Normalgleichungen, das einen erheblich höheren Rechenaufwand erfordert (s. BLEYMÜLLER et al., 2002).

Durch die Regressionsanalyse werden als Ergebnis die Koeffizienten der Regressionsgleichung ausgewiesen. Diese können zunächst gewisse Anhaltspunkte für die unterschiedliche Stärke des Zusammenhanges zwischen Regressand und Regressor geben. Je größer der jeweilige Betrag des betreffenden Regressionskoeffizienten ist, desto größer ist der entsprechende Einfluss auf den Regressanden anzunehmen. Da die numerischen Werte jedoch in unterschiedlichen Skalen gemessen werden, ist eine direkte Vergleichbarkeit nicht unbedingt gegeben. Um letztere herzustellen, sind die unterschiedlichen Regressionskoeffizienten in standardisierte Koeffizienten zu überführen. Damit lässt sich schließlich die tatsächliche Einflusstärke der unabhängigen Variable auf die abhängige Variable erkennen. Der "*standardisierte Regressionskoeffizient*" \hat{b}_j errechnet sich dabei wie folgt:

$$\hat{b}_j = b_j \cdot \frac{S_{x_j}}{S_y} \quad [61]$$

mit: \hat{b}_j Standardisierter Regressionskoeffizient
 b_j Regressionskoeffizient
 S_{x_j}, S_y Standardabweichung von x und y

Zur Definition und Ermittlung der Standardabweichung wird auf BACKHAUS et al. (1996) verwiesen.

"Nachdem die Schätzung der Regressionsfunktion abgeschlossen wurde, kann der Frage nachgegangen werden, ob die solchermaßen ermittelten linearen Zusammenhänge den Ansprüchen an den Grad der Anpassung der Regressionsfunktion an die Stichprobenwerte entsprechen und ob die Ergebnisse nur für die Stichprobe gelten oder ob mit einiger Berechtigung vermutet werden kann, dass die Beziehung auch in der unbekanntem Grundgesamtheit besteht." BACKHAUS et al. (1996) Im Zuge der Bearbeitung werden nachstehend entsprechende Testverfahren eingesetzt.

Prüfung auf Signifikanz

Zur Prüfung einer Regressionsgleichung auf Signifikanz werden im Folgenden eine Reihe von Standardtests eingesetzt. Dabei stellt die Signifikanz ein Maß für die Kausalität des Regressionsmodells dar.

Zur Prüfung einer Regressionsfunktion im Ganzen wird der sogenannte "*F-Test*" nach FISHER angeführt. Die Vorgehensweise ergibt sich dabei wie folgt:

- 1) Formulierung einer Nullhypothese: Es wird eine Hypothese H_0 formuliert, die einen Zusammenhang zwischen dem Regressanden und den Regressoren negiert. Dabei wird die Grundgesamtheit der Regressionskoeffizienten b_1, \dots, b_j zu Null angenommen.
- 2) Vorgabe einer Vertrauenswahrscheinlichkeit: Es wird eine Wahrscheinlichkeit P vorgegeben, mit der eine Ablehnung der Nullhypothese H_0 zu Unrecht erfolgt. Dafür wird üblicherweise ein Wert von 0,95 oder 0,99 angenommen. Zur Definition der Vertrauenswahrscheinlichkeit wird auf BACKHAUS et al. (1996) verwiesen.
- 3) Durchführung des Tests: Es wird ein empirischer Wert $F_{emp.}$ ermittelt und mit einem theoretischen Wert $F_{tab.}$ verglichen. Der empirische Wert $F_{emp.}$ errechnet sich dabei wie folgt:

$$F_{emp.} = \frac{r^2 \cdot J^{-1}}{(1-r^2) \cdot (K-J-1)^{-1}} \quad [62]$$

mit: $F_{emp.}$ Empirischer Wert für F-Test
 r^2 Bestimmtheitsmaß

Zur Definition und Ermittlung des Bestimmtheitsmaßes wird auf S. 71 verwiesen. Der theoretische Wert $F_{tab.}$ ist Tabellen zu entnehmen (s. FISHER, 1963). Für $F_{emp.} > F_{tab.}$ wird die Hypothese H_0 verworfen, für $F_{emp.} \leq F_{tab.}$ wird die Hypothese H_0 beibehalten. Im letzteren Fall ist dementsprechend kein Zusammenhang zwischen dem betrachteten Regressanden und den unabhängigen Variablen anzunehmen.

Zur Prüfung von Regressionskoeffizienten im Einzelnen wird der sogenannte "*t-Test*" nach STUDENT / GOSSET angeführt. Die Vorgehensweise ergibt sich dabei wie folgt:

1) Formulierung einer Nullhypothese: Es wird auf Grundlage der Stichprobenergebnisse geprüft, ob die Regressionskoeffizienten einen Vorgabewert annehmen. Dabei wird üblicherweise eine Hypothese H_0 mit $\beta_j = 0$ getestet.

2) Durchführung des Tests: Es wird ein empirischer Wert $t_{emp.}$ ermittelt und mit einem theoretischen Wert $t_{tab.}$ verglichen. Der empirische Wert $t_{emp.}$ errechnet sich hierbei wie folgt:

$$t_{emp.} = \frac{b_j - \beta_j}{s_{bj}} \quad [63]$$

mit: $t_{emp.}$ Empirischer Wert für t-Test
 β_j Wahrer Regressionskoeffizient (unbekannt)
 s_{bj} Standardfehler

Zur Definition und Ermittlung des Standardfehlers wird auf BACKHAUS et al. (1996) verwiesen. Für $\beta_j = 0$ wird Gl. [63] vereinfacht zu:

$$t_{emp.} = \frac{b_j}{s_{bj}} \quad [64]$$

Der theoretische Wert $t_{tab.}$ ist Tabellen zu entnehmen (s. STUDENT / GOSSET, 1908). Für $|t_{emp.}| > t_{tab.}$ wird die Hypothese H_0 verworfen, für $|t_{emp.}| \leq t_{tab.}$ wird die Hypothese H_0 beibehalten. Im letzteren Fall ist dementsprechend kein Einfluss des betrachteten Regressors auf die abhängige Variable anzunehmen.

Als Kriterium für die Zuverlässigkeit einer Regressionsgleichung wird das sogenannte "*Konfidenzintervall*" angeführt. Dabei handelt es sich um die Abweichung zwischen dem Betrag des Regressionskoeffizienten der Stichprobe und dem Betrag des Regressionskoeffizienten der Grundgesamtheit. Das Konfidenzintervall ergibt sich damit zu:

$$b_j - (t_{tab.} \cdot s_{bj}) \leq \beta_j \leq b_j + (t_{tab.} \cdot s_{bj}) \quad [65]$$

Je größer das Konfidenzintervall, desto unzuverlässiger ist die gefundene Regressionsfunktion im Hinblick auf den betrachteten Parameter zu bewerten. Dies gilt im Besonderen für den Fall eines Vorzeichenwechsels innerhalb des Intervalls, bei dem sich die Richtung des vermuteten Einflusses umkehrt.

Das Regressionsmodell basiert zunächst auf der Annahme, dass die Regressoren untereinander keine vollständige lineare Abhängigkeit aufweisen. Bei empirischen Daten ist diese Bedingung allerdings niemals in idealer Weise erfüllt; d.h.: ein einzelner Regressor lässt sich immer als lineare Funktion der übrigen Regressoren darstellen. In diesem Fall besteht ein gewisses Maß an Multikollinearität.

Mit zunehmender linearer Abhängigkeit unter den betrachteten Regressoren und infolge dessen bei größer werdenden Standardfehlern der Regressionskoeffizienten ist eine ansteigende Ineffizienz der Schätzwerte gegeben. Einen Anhaltspunkt für das jeweilige Maß kann die Betrachtung der Korrelationsmatrix liefern. Bei hohen Korrelationskoeffizienten zwischen den unabhängigen Variablen nahe dem Wert $|1|$ ist demzufolge eine signifikante Multikollinearität anzunehmen. Eine Grenze für "*ernsthafte Multikollinearität*" lässt sich nach BACKHAUS et al. (1996) jedoch nicht angeben.

Das Regressionsmodell gründet weiter auf der Prämisse, dass die Residuen in ihrer Grundgesamtheit keine Korrelation aufweisen. Im gegenteiligen Fall besteht Autokorrelation.

Mit zunehmender Korrelation unter den betrachteten Residuen und infolge dessen bei größer werdenden Standardfehlern der Regressionskoeffizienten ist wiederum eine ansteigende Ineffizienz der Schätzwerte gegeben.

Zur Prüfung auf Autokorrelation wird der sogenannte "*Durbin-Watson-Test*" angeführt. Die Vorgehensweise ergibt sich dabei wie folgt:

1) Betrachtung: Es wird die Reihenfolge der Residuen zu den Beobachtungswerten zum Gegenstand der Betrachtung gewählt.

2) Durchführung des Tests: Es wird ein empirischer Wert $d_{emp.}$ ermittelt und mit theoretischen Werten d_u^+ , d_o^+ verglichen. Der empirische Wert $d_{emp.}$ errechnet sich dabei wie folgt:

$$d_{emp.} = \frac{\sum_{k=2}^K (e_k - e_{k-1})^2}{\sum_{k=1}^K e_k^2} \quad [66]$$

mit: $d_{emp.}$ Empirischer Wert für Durbin-Watson-Test

Die theoretischen Werte d_u^+ , d_o^+ bei unterschiedlichen Signifikanzniveaus α sind Tabellen zu entnehmen (s. DURBIN & WATSON, 1951). Die Entscheidungskriterien zur Prüfung auf Autokorrelation sind Tab. 14 zu entnehmen. Zur Definition des Signifikanzniveaus wird auf BACKHAUS et al. (1996) verwiesen.

Teststatistik	Bewertung zur Autokorrelation
$d_o^+; \alpha/2 \leq d_{emp.} \leq 4 - d_o^+; \alpha/2$	H_0
$d_{emp.} \leq d_u^+; \alpha/2$ oder $d_{emp.} \geq 4 - d_u^+; \alpha/2$	H_1

Tab. 14: Entscheidungsregeln für den Durbin-Watson-Test; im Fall von H_0 ist keine Autokorrelation gegeben, im Fall von H_1 ist Autokorrelation gegeben.

mit: $d_o^+; \alpha/2$ Oberer Grenzwert zum Niveau $\alpha/2$
 $d_u^+; \alpha/2$ Unterer Grenzwert zum Niveau $\alpha/2$
 α Signifikanzniveau

Prüfung auf Güte

Zur Prüfung einer Regressionsgleichung auf Güte werden im Folgenden wiederum Standardtests eingesetzt. Dabei stellt die Güte ein Maß für die Anpassung des Regressionsmodells dar.

Als Kriterium wird zunächst die sogenannte "*Reststreuung*" angeführt. Dabei handelt es sich um die Quadratwurzel der Summe aus dem Verhältnis zwischen den quadratischen Abweichungen des Beobachtungswertes vom Schätzwert im Zähler und der Differenz zwischen der Zahl der Beobachtungen und Regressoren im Nenner. Die Reststreuung s ergibt sich damit zu:

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{k=1}^K (y_k - \hat{y}_k)^2}{K - J}} \quad [67]$$

mit: s Reststreuung

Je kleiner die Reststreuung, desto geringer ist der mittlere Fehler des betreffenden Regressionsmodells im Hinblick auf den betrachteten Datensatz anzunehmen.

Als Kriterium wird weiter das sogenannte "*Bestimmtheitsmaß*" angeführt. Dabei handelt es sich um das Verhältnis aus der Summe der quadratischen Abweichungen zwischen dem Schätzwert und dem Mittelwert der Zielgröße im Zähler und der Summe der quadratischen Abweichungen zwischen dem Beobachtungswert und dem Mittelwert des Schätzwertes im Nenner. Das Bestimmtheitsmaß r^2 mit $0 \leq r^2 \leq 1$ ergibt sich damit zu:

$$r^2 = \frac{\sum_{k=1}^K (\hat{y}_k - \bar{y})^2}{\sum_{k=1}^K (y_k - \bar{y})^2} \quad [68]$$

mit: r^2 Bestimmtheitsmaß

Je größer das Bestimmtheitsmaß, desto höher ist der erklärte Anteil der gesamten Streuung im Hinblick auf den betrachteten Datensatz einzustufen.

"Das Bestimmtheitsmaß vergleicht also die Variabilität innerhalb der Zielgrößenwerte, die nicht durch die Regression erklärt werden kann, mit derjenigen, die aufgrund der Regression erklärbar ist. Es misst damit, wie gut die Modellgleichung den zur Berechnung der angepassten Modellparameter verwendeten Datensatz wiedergeben kann, und ist damit kein Maß für die Güte von Vorhersagen, die durch das Modell getroffen werden." (ORTH & WENZEL, 2004)

Die Bewertung eines angepassten Regressionsmodells über das Bestimmtheitsmaß wird nachstehend mit Tab. 15 durchgeführt. Für die praktische Anwendung wird normalerweise $r^2 \geq 0,80$ gefordert (ORLOWSKI & SIBBERTSEN, 1986).

<i>Teststatistik</i>	<i>Bewertung zur Anpassung</i>
$r^2 = 0$	"keine"
$0 < r^2 \leq 0,25$	"schwache"
$0,25 \leq r^2 \leq 0,64$	"mittlere"
$0,64 \leq r^2 < 1$	"starke"
$r^2 = 1$	"perfekte"

Tab. 15: Bewertung eines Regressionsmodells über das Bestimmtheitsmaß nach PETERSEN & MEHR (1993).

Das Bestimmtheitsmaß wird in seiner Höhe durch die Zahl der Regressoren und die Größe der Stichprobe beeinflusst. Bei gegebener Stichprobengröße wird mit jedem hinzukommenden Regressor ein mehr oder weniger großer Erklärungsanteil hinzugefügt, so dass der Wert des Bestimmtheitsmaßes zunimmt. Entsprechendes gilt, wenn die Größe der Stichprobe abnimmt. Das "*korrigierte Bestimmtheitsmaß*" $r_{kor.}^2$ ist um die Einflüsse aus der Zahl der Regressoren und der Stichprobengröße bereinigt und errechnet sich dabei wie folgt:

$$r_{kor.}^2 = r^2 - \frac{J \cdot (1 - r^2)}{K - J - 1} \quad [69]$$

Prüfung auf Genauigkeit

Zur Prüfung einer Regressionsgleichung auf Genauigkeit werden im Folgenden erneut Standardtests eingesetzt. Dabei stellt die Genauigkeit ein Maß für die Vorhersagekraft, also für die Stabilität und Robustheit des Regressionsmodells dar.

Als Kriterium wird zunächst das sogenannte "*PRESS-Kriterium*" (*P*REdiction *S*um of *S*quares) angeführt: In der Praxis kann die Vorhersagekraft eines Modells dadurch überprüft werden, dass zusätzliche Messungen durchgeführt werden. Ist die Vorhersage für die neuen Messpunkte zufriedenstellend, muss die Summe der quadrierten Abweichungen neuer Messwert – berechneter Wert ausreichend klein sein. Im Idealfall hat die Aufnahme neuer Messwerte zudem keine Auswirkungen auf die Werte der Modellparameter. Sie ändern sich nicht, wenn eine Regression mit den zusätzlichen Daten vorgenommen wird. Eine Variation dieses Prinzips – der Modellvalidierung durch Aufnahme neuer Messdaten – stellt die Kreuzvalidierung oder aber das *PRESS*-Kriterium dar. Das *PRESS*-Kriterium bietet gegenüber einer Kreuzvalidierung den Vorteil, dass es bei der linearen Regression ohne großen Aufwand zu bestimmen ist und keine zusätzlichen Angaben erforderlich sind, wie zum Beispiel die Aufteilung der Datensätze in Datensätze zur Anpassung oder zur Validierung. Im *PRESS*-Kriterium werden die quadrierten Abweichungen neuer Messwert – berechneter Wert aufsummiert, wobei sich der berechnete Wert $\hat{y}_{k,-k}$ aus einer Regression ergibt, die ohne den gerade betrachteten Messwert durchgeführt worden ist. Demnach müssen genau so viele Regressionen berechnet werden wie Datenpunkte vorhanden sind. In jeder Regression wird dabei ein anderer Messwert ausgelassen. In diesem Sinne kann das *PRESS*-Kriterium als Maß für die Vorhersagekraft (Interpolations- und Extrapolationsverhalten) des Modells verstanden werden. Das *PRESS*-Kriterium ergibt sich dabei zu:

$$PRESS = \sum_{k=1}^K (y_k - \hat{y}_{k,-k})^2 \quad [70]$$

mit: $PRESS$ *PRESS*-Kriterium (*P*REdiction *S*um of *S*quares)

Als Kriterium wird weiter die sogenannte "*PRESS-Reststreuung*" angeführt: Zwei *PRESS*-Kriterien, die für eine unterschiedlich große Datenbasis und unterschiedliche Modelle ermittelt wurden, sind jedoch nicht direkt vergleichbar. Sie müssen der jeweiligen Anzahl an Messdaten angepasst werden, um zu Zahlenwerten zu kommen, die miteinander vergleichbar sind. Als Maß für die Vorhersagekraft wird deshalb in dieser Arbeit die *PRESS*-Reststreuung verwendet, die sich aus dem *PRESS*-Kriterium ableiten lässt. Die *PRESS*-Reststreuung ergibt sich dabei zu:

$$s_{PRESS} = \sqrt{\sum_{k=1}^K \frac{(y_k - \hat{y}_{k,-k})^2}{K - J}} \quad [71]$$

mit: s_{PRESS} *PRESS*-Reststreuung

Durchführung der Analysen

Zur Durchführung der Regressionsanalysen als einfache lineare und multiple lineare Regressionen sowie als schrittweise Regressionen mit Vorwärtsauswahl und Rückwärtselimination wurden die Rechenprogramme STATISTICA 5.1 und STATISTICA 6.0 von STATSOFT (1997) und (2001) eingesetzt.

Bei der schrittweisen Regression mit Vorwärtsauswahl erfolgt eine sukzessive Aufnahme von Regressoren, die das korrigierte Bestimmtheitsmaß in signifikanter Weise erhöhen. Bei der schrittweisen Regression mit Rückwärtselimination hingegen erfolgt eine sukzessive Entfernung von Variablen aus der Grundgesamtheit, die keinen merklichen Einfluss auf die Regression haben.

6.4 BERMEN

Für die Gestaltung von Bermen im Planungssystem und in Ergänzung zu den gesetzlichen Regelungen im Sinne des *Bundesfernstraßengesetzes* (§9, *FstrG*, 1994) und des *Niedersächsischen Straßengesetzes* (§24, *NstrG*, 1980) wird auf Beobachtungen und Messungen zu auftretenden Baggertoleranzen, auf Ergebnisse von dreidimensionalen Strömungsmodellierungen zur Untersuchung der Saugbaggerung, auf Resultate von modellartigen Böschungsbruchuntersuchungen zur Betrachtung von Erdbeben und auf Erfahrungswerte zum unkalkulierbaren Phänomen der Bodenverflüssigung verwiesen.

6.4.1 BETRACHTUNG ZU BAGGERTOLERANZEN

Zur Betrachtung der gewinnungsgeräteabhängigen Baggertoleranzen in der Horizontalen, als ein Maß für die Bemessung einer Berme, wurden Toleranzwerte aus allgemeinen Betriebserfahrungen und entsprechenden Messungen mit Abbaukontrollanlagen beim Tagebau ("*Mine Dredging*") in verschiedenen Baggerseen erstmalig überhaupt zusammengestellt (s. PATZOLD & BODE, 2004).

Die Toleranzwerte wurden darüber hinaus hinsichtlich der charakteristischen Einflüsse durch die Positionierung und Trägheit des Gewinnungsgerätes als auch bezüglich der standort- und witterungsabhängigen Einflüsse durch die Wassertiefe und Querströmung sowie durch den Wind und Wellengang näher spezifiziert.

Zur Betrachtung der gewinnungsgeräteabhängigen Baggertoleranzen in der Vertikalen sind Toleranzwerte als entsprechende Erfahrungswerte aus zahlreichen Erkundungen zur Restgewinnung bei PATZOLD (1994) und PATZOLD (1995) veröffentlicht.

Auf Grundlage von empirisch gefundenen Abhängigkeiten können damit für die zu behandelnden Lastfälle im Planungsablauf entsprechende Empfehlungen zur Bemessung einer Berme gegeben werden (s. Kap. 7.3.1 mit Kap. 7.3.5).

6.4.2 BETRACHTUNG ZUR SAUGBAGGERUNG

Zur Betrachtung der bei Saugbaggerung auftretenden Potentialbeeinflussung zwischen Ober- und Unterstrom sowie zur Abschätzung der hydraulischen Reichweite mit andauernder Suffosion und rückschreitender Erosion im Gebirge, als ein weiteres Maß für die Bemessung einer Berme, wurden im Rechenprogramm PROCESSING MODFLOW FOR WINDOWS von CHIANG & KINZELBACH (2001) dreidimensionale Strömungsmodellierungen bei instationären Strömungsverhältnissen durchgeführt; die Betrachtung erfolgt als kalkulatorische Parameterstudie mit unterschiedlichen Aquiferkennwerten und verschiedenen Saugleistungen durch variierende Unterdrücke am Saugkopf und wechselnde Durchmesser der Saugrohrleitung eines modellartigen Saugbaggers.

Auf Grundlage von rechnerisch ermittelten Reichweiten der Potentialbeeinflussung können damit für die zu behandelnden Lastfälle im Planungsablauf unter Beachtung von geometrischen und hydraulischen Suffosionskriterien weitergehende Empfehlungen zur Bemessung einer Berme gegeben werden (s. Kap. 7.3.2 mit Kap. 7.3.5).

Grundlagen zur Methodik

Die Grundlagen zur Saugbaggerung werden in Kap. 4.3.2.3 beschrieben (s. SALZMANN, 1968, BOBZIN, 1989, WELTE, 1993 und WAGNER, 1994).

Die Grundlagen zur Grundwasserströmung werden in Kap. 4.3.1.2 dargestellt (s. KINZELBACH & RAUSCH, 1995).

Die Strömungsgleichung wird im Rechenprogramm PROCESSING MODFLOW FOR WINDOWS nach der Methode der finiten Differenzen (FDM) gelöst. Dabei wird das dreidimensionale Strömungsmodell als eine räumlich und zeitlich diskretisierte Wasserbilanz zu einem betrachteten Gebiet angesehen; weiter wird das jeweilige Modell in ein rechtwinkliges Netz mit quaderförmigen Zellen unterteilt, in denen sich die einzelnen Knotenpunkte zur iterativen Berechnung der hydraulischen Potentiale blockzentriert auf den entsprechenden Flächenmittelpunkten befinden.

Zur Auswertung der Berechnungsergebnisse und zur Erstellung von Grundwassergleichenplänen wurde das Rechenprogramm SURFER FOR WINDOWS 8.00 von GOLDEN SOFTWARE (2002) eingesetzt. Als Interpolationsverfahren wurde dabei das KRIGING-Verfahren verwandt.

Variation der Saugleistung

Die Variation zum Unterdruck am Saugkopf in Abhängigkeit von den Strömungsgeschwindigkeiten und Saugverlusten in der Saugrohrleitung wird nach Erfahrungen von SCHÜMANN (2003) von Firma WEIR WARMAN, Niederlassung Eschede, durchgeführt. Danach sind im laufenden Gewinnungsbetrieb Unterdrücke von 0,1 bar über 0,3 bar bis hin zu 0,5 bar entsprechend hydraulischen Potentialunterschieden zur Umgebung von 1,0 m über 3,0 m bis hin zu 5,0 m anzunehmen.

Die Variation zum Durchmesser der Saugrohrleitung wird nach Beobachtungen des Autors durchgeführt. Danach sind in aller Regel Durchmesser von DN150 (\varnothing 150 mm) über DN300 (\varnothing 300 mm) bis hin zu DN800 (\varnothing 800 mm) zugrunde zu legen.

Durch Kombination der Lastannahmen ergeben sich damit 9 Lastfälle zur Betrachtung der Saugbaggerung (s. Tab. 16).

Als "worst case" Szenario wird bei der Untersuchung der Saugwirkung vereinfachend davon ausgegangen, dass der Zustrom zum Saugmund ohne Feststofftransport ausschließlich aus dem Aquifer und nicht aus dem Baggersee erfolgt. Das Saugrohr hat sich dementsprechend gewissermaßen als hydraulische Senke über eine definierte Fläche am Ansatzpunkt "festgesaugt". In der Abbaupraxis ist hingegen zu beobachten, dass der Zustrom mit dem Verholen des Saugbaggers an der Ortsbrust sowohl aus dem Aquifer als auch aus dem Tagebausee mit Feststofftransport aus dem Gebirge erfolgt.

#	Rohr [mm]	Unterdruck [bar]	#	Rohr [mm]	Unterdruck [bar]	#	Rohr [mm]	Unterdruck [bar]
1	DN150	0,1	4	DN300	0,1	7	DN800	0,1
2	DN150	0,3	5	DN300	0,3	8	DN800	0,3
3	DN150	0,5	6	DN300	0,5	9	DN800	0,5

Tab. 16: Lastfälle zur Saugbaggerung.

Aufbau der Strömungsmodelle

Der Aufbau der Strömungsmodelle wird in Anlehnung an die Hinweise zur Anwendung numerischer Modelle bei der Beurteilung hydrogeologischer Sachverhalte und Prognosen von NEUß & DÖRHÖFER (2000) und GRUBE & BRUNS (2003) durchgeführt. Die Untersuchung der Saugwirkung wird dabei am Fuße einer Modellböschung mit einer Neigung von H:L = 1:0, einer Böschungshöhe von 40,25 m und einem Wasserstand im See von 20,0 m zu den Aquifertypen Kies, Grobsand, Mittelsand und Feinsand als Einheitsboden vorgenommen (s. Abb. 24).

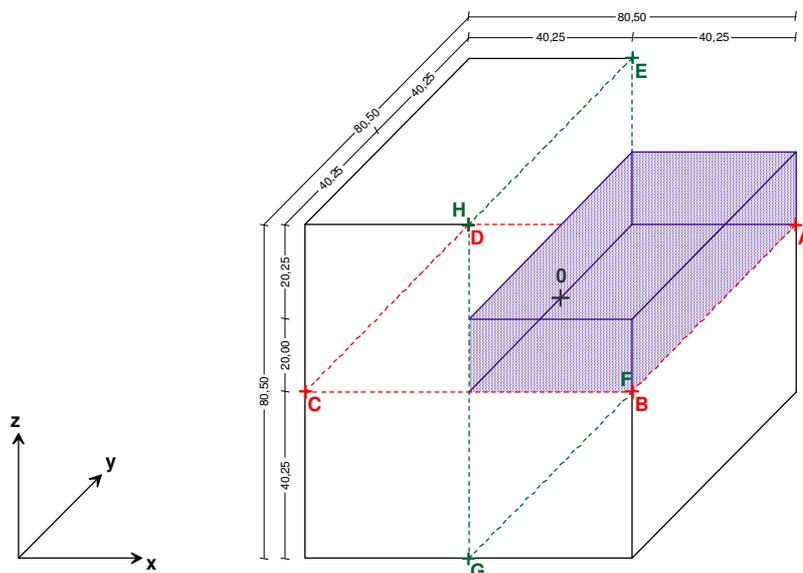


Abb. 24: Modellböschung zur Betrachtung der Saugbaggerung mit Modellmittelpunkt 0 [$x = 0$; $y = 0$; $z = 0$], Grenzknoten der Horizontalen A, B, C, D aus Tab. 17 und Grenzknoten der Vertikalen E, F, G, H aus Tab. 18 (Bemaßung: m).

Skalierung der Strömungsmodelle

Die Skalierung der Strömungsmodelle in der Horizontalen wird unter Berücksichtigung einer Abschätzung zur Reichweite der durch Saugbaggerung bedingten Grundwasserabsenkung in Anlehnung an SICHARDT (1927, 1928) mit Gl. [72] sowie unter Beachtung daraus abzuleitender Forderungen zur Dimensionierung des Untersuchungs-, Modell- und Aussagegebietes im Sinne von NEUß & DÖRHÖFER (2000) durchgeführt. Dabei gilt:

$$R = 3000 \cdot s \cdot \sqrt{k_f} \quad [72]$$

mit:	R	Reichweite einer Grundwasserabsenkung	[m]
	s	Betrag einer Grundwasserabsenkung	[m]
	k_f	Durchlässigkeitsbeiwert	[m s ⁻¹]

Unter Annahme eines Absenkungsbetrages im Baggersee von 0,1 m und eines Durchlässigkeitsbeiwertes von 10^{-2} m s^{-1} für "stark durchlässigen" Kies nach DIN 18130-1 (1998) ergibt sich als Größenordnung und Mindestabstand der Modellränder vom Modellzentrum eine Absenkungsreichweite von 30,0 m.

Diese Betrachtung ist allerdings als "worst case" Szenario zu verstehen, da bei hinreichender Größe des Tagebauses und Durchlässigkeit des Untergrundes sowie bei gegebenem Grundwasserdargebot in ausreichendem Maße Grundwasser aus dem hydraulisch angeschlossenen Aquifer in den See als Kompensation für das bei der Gewinnung entnommene Wasser nachströmt. Darüber hinaus lassen kleinere Durchlässigkeitsbeiwerte von 10^{-3} bis 10^{-5} m s^{-1} für "durchlässigen bis stark durchlässigen" Sand nach DIN18130-1 (1998) auch entsprechend geringere Absenkungreichweiten als im Kies erwarten.

Der Modellraum ist vor dem Hintergrund der angestellten Überlegungen im Sinne von NEUß & DÖRHÖFER (2000) ... " ... so zu bemessen, dass er deutlich größer als das Berechnungsgebiet und auch größer als das Aussagegebiet ist. Eine Beeinflussung der gewählten Modellränder ist dabei auszuschließen oder zu minimieren." Dementsprechend werden die Modellränder zur Betrachtung der Saugbaggerung in einem Abstand von 40,00 m zum Modellzentrum mit einer Ausdehnung von $[0,5 \times 0,5 \times 0,5] \text{ m}^3$ und damit in einem Abstand von 40,25 m zum Modellmittelpunkt gewählt (s. Abb. 24 und Tab. 17).

	x-Koordinate [m]	y-Koordinate [m]		x-Koordinate [m]	y-Koordinate [m]
Grenzknoten A	+ 40,25	+ 40,25	Grenzknoten C	- 40,25	- 40,25
Grenzknoten B	+ 40,25	- 40,25	Grenzknoten D	- 40,25	+ 40,25

Tab. 17: Grenzknoten der Horizontalen.

Die Netzgestaltung mit Quaderelementen wird im Hinblick auf die Elementgröße als Kompromiss zwischen der Rechengenauigkeit und dem Rechenaufwand sowie in Anpassung oder als Äquivalent zu den Flächen der Saugrohrleitungen DN150 [$\sim 0,1 \times 0,1$] m^2 , DN300 [$\sim 0,3 \times 0,3$] m^2 und DN800 [$\sim 0,7 \times 0,7$] m^2 durchgeführt. Die Diskretisierung wird dabei mit einer Zellengröße von $[0,50 \times 0,50] \text{ m}^2$ angesetzt, über Größen von $[0,25 \times 0,50] \text{ m}^2$ bzw. $[0,25 \times 0,25] \text{ m}^2$ und $[0,125 \times 0,25] \text{ m}^2$ bzw. $[0,125 \times 0,125] \text{ m}^2$ in den Kernbereichen reduziert sowie auf Zellengrößen von $[0,10 \times 0,125] \text{ m}^2$ bzw. $[0,10 \times 0,10] \text{ m}^2$ in den Zentralbereichen angepasst (s. Abb. 25).

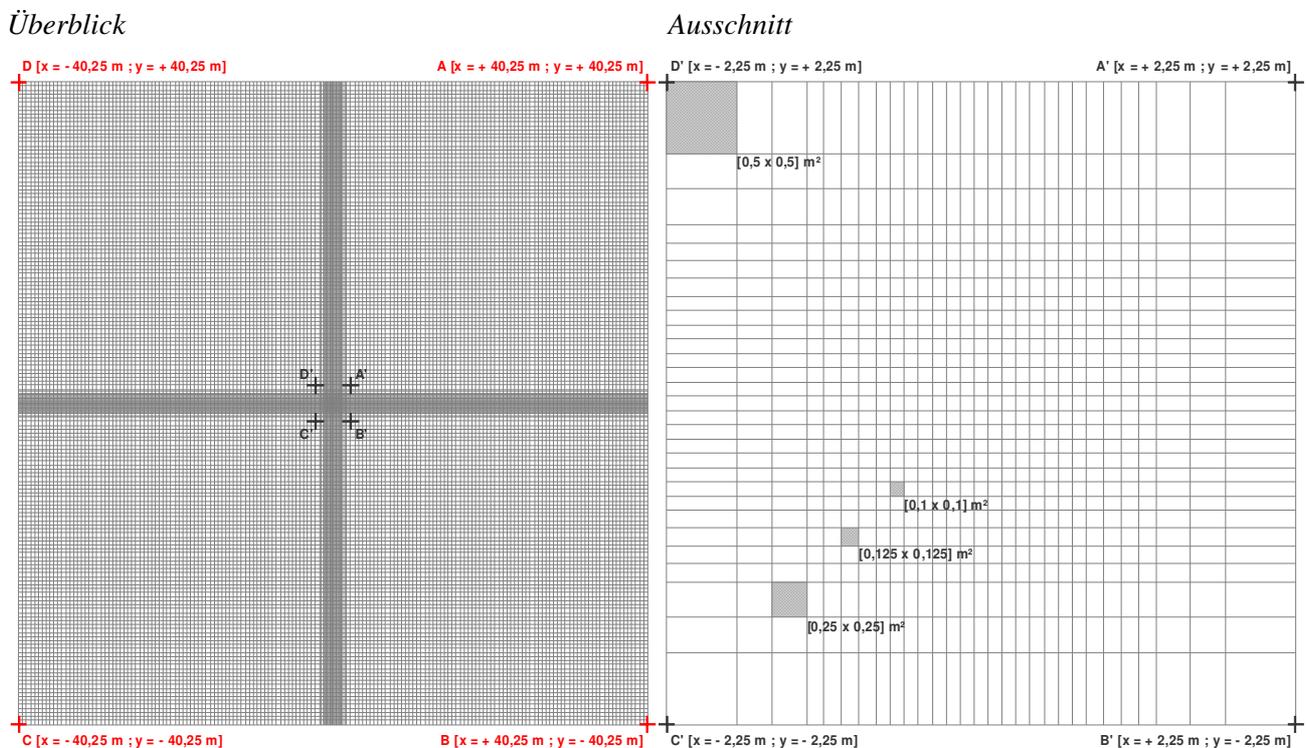


Abb. 25: Diskretisierung der Horizontalen im Überblick (Maßstab: Unterkante 80,5 m) und im Ausschnitt (Maßstab: Unterkante 4,5m) mit Grenzknoten der Horizontalen A, B, C, D bzw. A', B', C', D' und Darstellung von Zellengrößen (Elementoberflächen).

Für die Abstufung der Zellengröße wird in Anlehnung an ANDERSON & WOESSNER (1992) der Faktor ≤ 2 gewählt, um Berechnungsungenauigkeiten an den Übergängen der Elemente und Konvergenzprobleme bei der Lösung der Strömungsgleichung zu vermeiden. Damit ergibt sich die Diskretisierung der Horizontalen zu 32.761 Zellen.

Die Skalierung der Strömungsmodelle in der Vertikalen wird in Entsprechung zur Horizontalen gewählt (s. Tab. 18).

	<i>y</i> -Koordinate [m]	<i>z</i> -Koordinate [m]		<i>y</i> -Koordinate [m]	<i>z</i> -Koordinate [m]
<i>Grenzknoten E</i>	+ 40,25	+ 40,25	<i>Grenzknoten G</i>	- 40,25	- 40,25
<i>Grenzknoten F</i>	+ 40,25	- 40,25	<i>Grenzknoten H</i>	- 40,25	+ 40,25

Tab. 18: Grenzknoten der Vertikalen.

Die Modellschichten ("Layer") werden in Analogie zur Netzgestaltung in Anpassung oder als Äquivalent zu den Flächen der Saugrohrleitungen gewählt (s. Tab. 19). Damit ergibt sich die Diskretisierung der Vertikalen durch 5 Schichten. Zusammenfassend ergibt sich ein Strömungsmodell mit 32.761 Zellen in der Horizontalen und 5 Modellschichten in der Vertikalen zu 163.805 Elementen.

<i>Modellschicht</i>	<i>Saugrohr DN150</i>		<i>Saugrohr DN300</i>		<i>Saugrohr DN800</i>	
	<i>z</i> -Koordinate [m]		<i>z</i> -Koordinate [m]		<i>z</i> -Koordinate [m]	
1	<i>Top</i> : + 40,25	<i>Basis</i> : + 0,30	<i>Top</i> : + 40,25	<i>Basis</i> : + 0,50	<i>Top</i> : + 40,25	<i>Basis</i> : + 0,90
2	<i>Top</i> : + 0,30	<i>Basis</i> : + 0,20	<i>Top</i> : + 0,50	<i>Basis</i> : + 0,40	<i>Top</i> : + 0,90	<i>Basis</i> : + 0,80
3	<i>Top</i> : + 0,20	<i>Basis</i> : + 0,10	<i>Top</i> : + 0,40	<i>Basis</i> : + 0,10	<i>Top</i> : + 0,80	<i>Basis</i> : + 0,10
4	<i>Top</i> : + 0,10	<i>Basis</i> : ± 0,00	<i>Top</i> : + 0,10	<i>Basis</i> : ± 0,00	<i>Top</i> : + 0,10	<i>Basis</i> : ± 0,00
5	<i>Top</i> : ± 0,00	<i>Basis</i> : - 40,25	<i>Top</i> : ± 0,00	<i>Basis</i> : - 40,25	<i>Top</i> : ± 0,00	<i>Basis</i> : - 40,25

Tab. 19: Modellschichten.

Formulierung der Anfangsbedingungen

Durch Formulierung der Anfangsbedingungen wird die Verteilung der Standrohrspiegelhöhen auf der Modellfläche zum Initialzeitpunkt beschrieben und zu $h = 20,0$ m als Entsprechung des Wasserstandes im See festgelegt. Damit werden effluente oder influente Abflussverhältnisse, wie sie an den Ufern von Baggerseen in aller Regel auftreten, für die modellhafte Betrachtung vernachlässigt.

Formulierung der Randbedingungen

Durch Formulierung der Randbedingungen wird der Einfluss der Modellumgebung auf die Verhältnisse in der Modellfläche beschrieben. Dabei sind durch eine geeignete Wahl der Modellränder, die eine Formulierung von plausiblen und numerisch umsetzbaren Randbedingungen überhaupt erst ermöglicht, potentielle Randbedingungsfehler in Richtung auf das Aussagegebiet zu minimieren.

Als allgemeine Randbedingungen für den Ober- und Unterstrom sowie für den Bereich des Baggersees wird als DIRICHLET'sche Bedingung ein Festpotentialrand mit einer Standrohrspiegelhöhe von 20,0 m formuliert. Für die übrigen Modellränder wird eine "no flow" Berandung als Sonderfall der NEUMANN'schen Bedingung gewählt. Darüber hinaus werden spezielle Randbedingungen im Modellzentrum als Ansatz zur Saugbaggerung formuliert. Als Aufsichten der Modellschichten wird auf Abb. 26, Abb. 27, Abb. 28, Abb. 29 und Abb. 30 mit Tab. 20 zur Zeichenerklärung verwiesen.

Zelle	Erläuterung		
□	Aktive Zelle	zur Berechnung der Standrohrspiegelhöhe	
■ (blau)	Aktive Zelle	mit Vorgabe der Standrohrspiegelhöhe	(Wasserstand im Baggersee) [20,0 m]
■ (rot)	Aktive Zelle	mit Vorgabe der Standrohrspiegelhöhe	(Unterdruck von 0,1 bar) [19,0 m]
			(Unterdruck von 0,3 bar) [17,0 m]
			(Unterdruck von 0,5 bar) [15,0 m]
■ (grau)	Inaktive Zelle		

Tab. 20: Zeichenerklärung zu Abb. 26, 27, 28, 29 und 30.

Überblick Modellschicht 1, 2, 3 & 4

Überblick Modellschicht 5

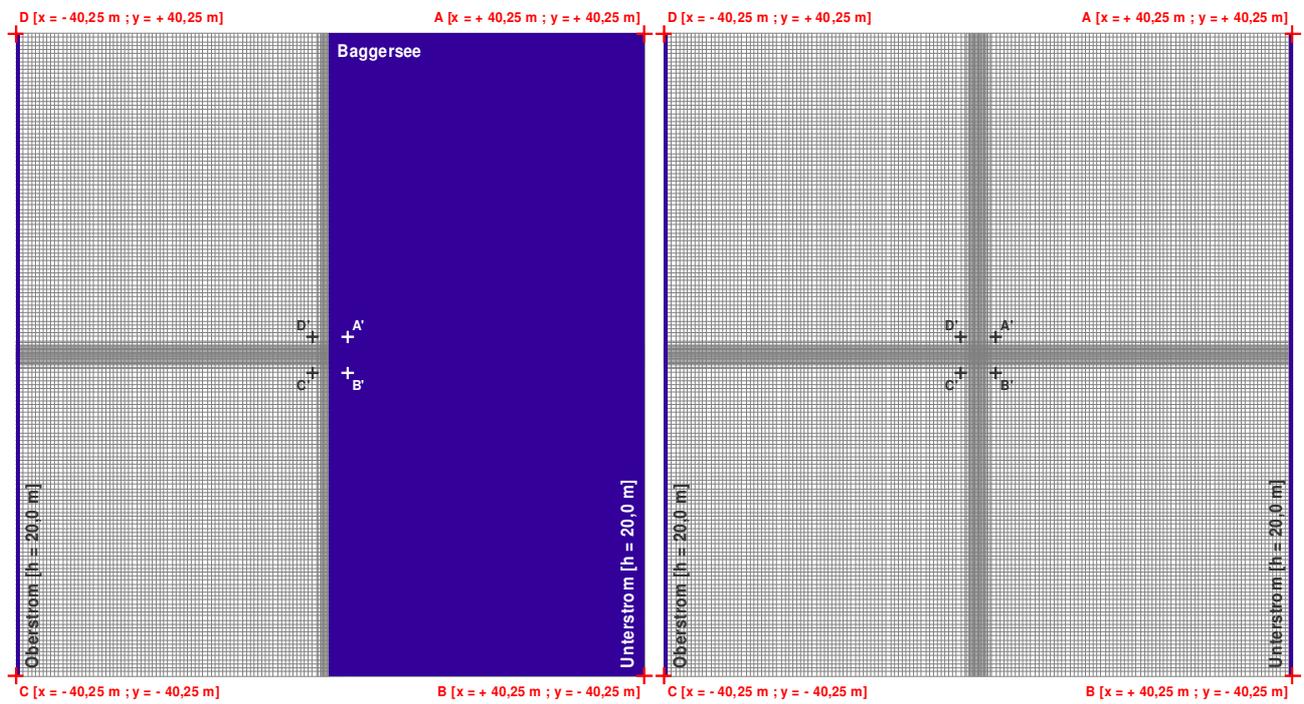


Abb. 26: Randbedingungen im Überblick für Modellschichten 1, 2, 3, 4 & 5 (Maßstab: Unterkante 80,5 m).

Ausschnitt Modellschicht 1

Ausschnitt Modellschicht 5

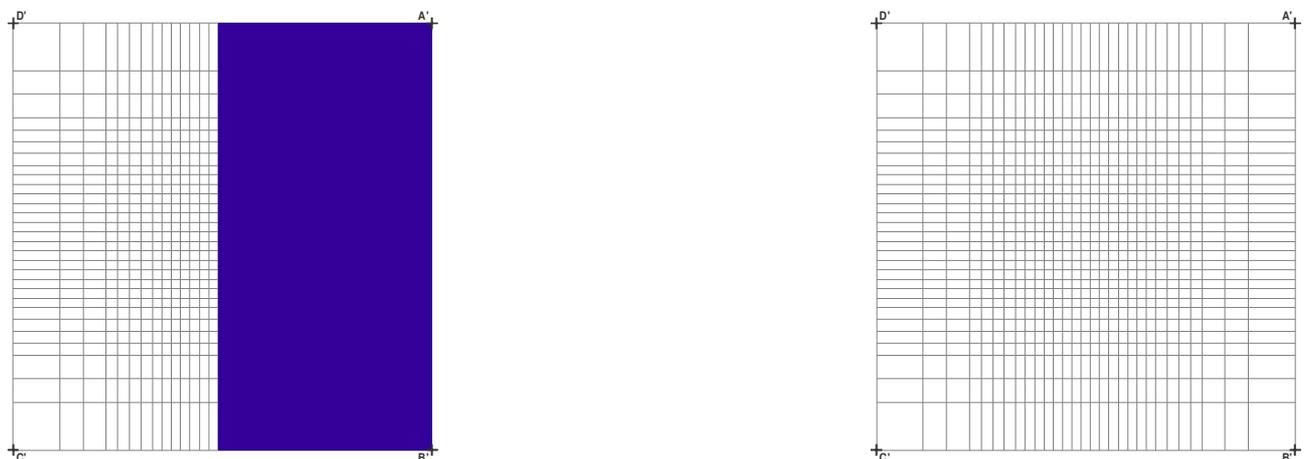


Abb. 27: Allgemeine Randbedingungen im Ausschnitt für Modellschicht 1 und 5 (Maßstab: Unterkante 4,5 m).

Ausschnitt Modellschicht 2

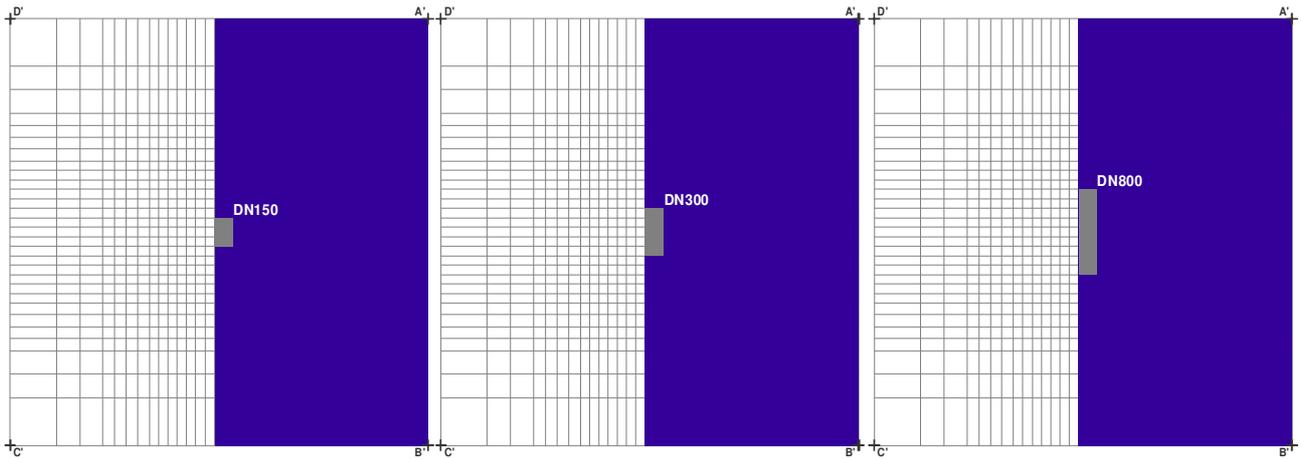


Abb. 28: Spezielle Randbedingungen im Ausschnitt für Modellschicht 2 zur Diskretisierung der Saugrohre DN150, DN300 und DN800 (Maßstab: Unterkante 4,5 m).

Ausschnitt Modellschicht 3

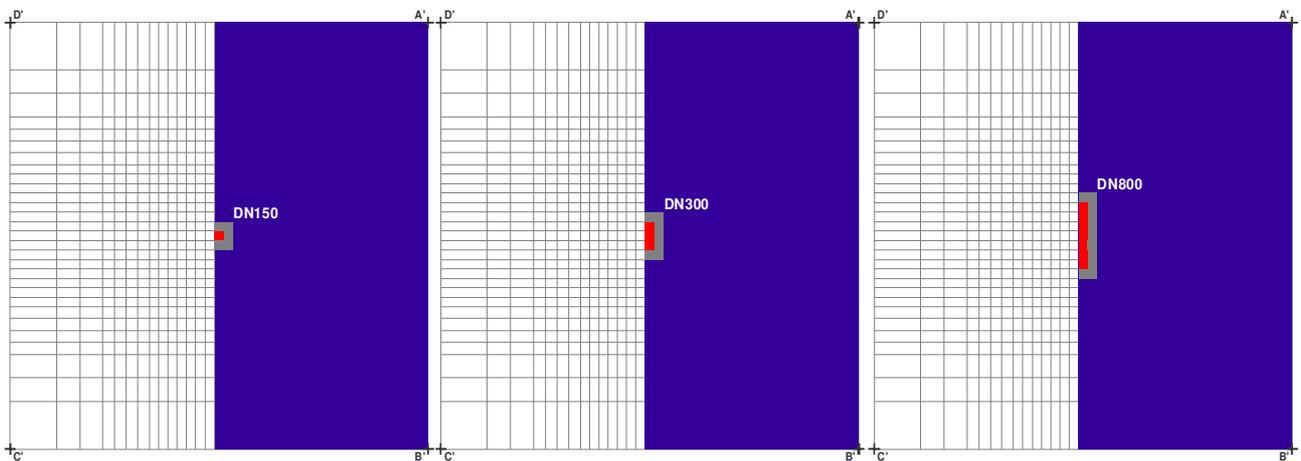


Abb. 29: Spezielle Randbedingungen im Ausschnitt für Modellschicht 3 zur Diskretisierung der Saugrohre DN150, DN300 und DN800 (Maßstab: Unterkante 4,5 m).

Ausschnitt Modellschicht 4

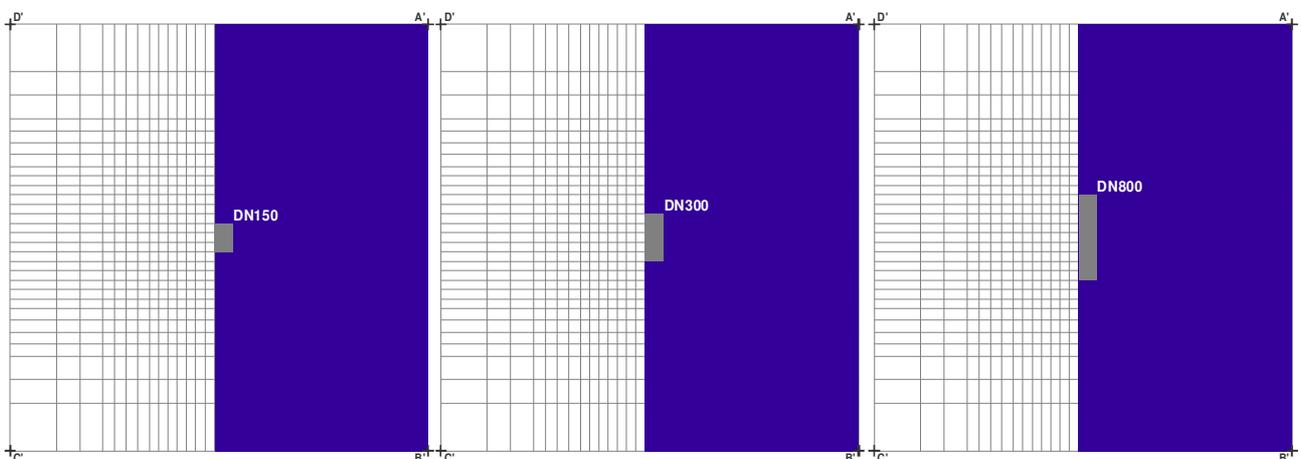


Abb. 30: Spezielle Randbedingungen im Ausschnitt für Modellschicht 4 zur Diskretisierung der Saugrohre DN150, DN300 und DN800 (Maßstab: Unterkante 4,5 m).

Variation der Aquiferkennwerte

Die Variation der Aquiferkennwerte für die Strömungsmodellierungen wird im Hinblick auf die hydraulischen Parameter Durchlässigkeitsbeiwert k_f , durchflusswirksamer Hohlraumanteil n_f und spezifischer Speicherkoeffizient S_s der betrachteten Bodenarten Kies, Grobsand, Mittelsand und Feinsand anhand von allgemeinen Erfahrungswerten in Anlehnung an HÖLTING (1996) und SPITZ & MORENO (1996) durchgeführt. Unter Berücksichtigung von anzunehmenden Anisotropien zwischen der horizontalen und vertikalen Durchlässigkeit bei ungespannten Strömungsverhältnissen in der Modellschicht 1 und bei gespannten Verhältnissen in den Schichten 2 bis 5 werden dabei 4 Aquifertypen in Entsprechung zu "stark durchlässigen bis durchlässigen" Lockergesteinen nach DIN 18130-1 (1998) unterschieden (s. Tab. 21).

#	Bodenart	Durchlässigkeitsbeiwert k_f [m s^{-1}]	Durchflusswirksamer Hohlraumanteil n_f [-]	Spezifischer Speicherkoeffizient S_s [m^{-1}]
1	Kies	Horizontale: 10^{-2}	0,20	Layer 1: 0,20
		Vertikale: 10^{-3}		Layer 2 - 5: 10^{-5}
2	Grobsand	Horizontale: 10^{-3}	0,20	Layer 1: 0,20
		Vertikale: 10^{-4}		Layer 2 - 5: 10^{-5}
3	Mittelsand	Horizontale: 10^{-4}	0,15	Layer 1: 0,15
		Vertikale: 10^{-5}		Layer 2 - 5: 10^{-4}
4	Feinsand	Horizontale: 10^{-5}	0,12	Layer 1: 0,12
		Vertikale: 10^{-6}		Layer 2 - 5: 10^{-4}

Tab. 21: Aquiferkennwerte für Strömungsmodellierungen.

Damit ergeben sich zu den 9 Lastfällen in Tab. 16 und aus den 4 Aquifertypen in Tab. 21 insgesamt 36 Strömungsmodelle zur Betrachtung der Saugbaggerung über Zeiträume von 1 min über 1 h bis hin zu 10 h entsprechend einer Tagesschicht in der Steine- und Erdenindustrie.

Überprüfung der Strömungsmodelle

Die Überprüfung der Strömungsmodelle auf Erfüllung der Kontinuitätsbedingung hin wird im Rechenprogramm PROCESSING MODFLOW FOR WINDOWS über die Wasserbilanzen und mit Hilfe der Funktion "Water Budget" durchgeführt. Eine Kalibrierung und Validierung der Modelle in Anlehnung an den Leitfaden der FH-DGG FACHSEKTION HYDROGEOLOGIE (2002) ist im Hinblick auf den Charakter der Untersuchung als Parameterstudie nicht möglich und auch nicht erforderlich.

Formulierung der Suffosionskriterien

Zur Abschätzung der Suffosionssicherheit wird nach BUSCH et al. (1993) im Grundsatz zwischen geometrischen und hydraulischen Suffosionskriterien unterschieden.

Mit geometrischen Suffosionskriterien wird die Möglichkeit einer Suffosion aufgrund der Porenverteilung und -geometrie eines Lockergesteins betrachtet. Mit hydraulischen Suffosionskriterien wird die Möglichkeit einer Suffosion infolge der Potentialverteilung im Untergrund abgeschätzt.

Die geometrische Suffosionssicherheit ist nach ZIEMS (1969) bei Einhaltung folgender Bedingung gewährleistet:

$$\eta_{S,G} = \frac{d_3}{F_S \cdot d_k} \geq 1,5 \quad [73]$$

mit:	$\eta_{S,G}$	Geometrisches Suffosionskriterium	[-]
	d_3	Korndurchmesser beim Siebdurchgang von 3 Gew.-%	[mm]
	F_S	Durchgangsfaktor	[-]
	d_k	Porenkanaldurchmesser	[mm]

Von ZIEMS (1969) wird dabei für den Durchgangsfaktor F_S ein Wert von 0,6 festgelegt und für die Abschätzung des Porenkanaldurchmessers d_k folgende Beziehung vorgeschlagen:

$$d_k = 0,455 \cdot \sqrt[3]{U} \cdot e \cdot d_{17} \quad [74]$$

mit:	U	Ungleichförmigkeitsgrad	[-]
	e	Porenzahl	[-]
	d_{17}	Korndurchmesser beim Siebdurchgang von 17 Gew.-%	[mm]

Die Porenzahl e wird von BUSCH & LUCKNER (1974) als Funktion der Korngrößenverteilung beschrieben. Von LUBOCKOV (1965) in BUSCH et al. (1993) werden ergänzende und von WITTMANN (1980) weiterführende geometrische Kriterien angeführt.

Die hydraulische Suffosionssicherheit ist nach BUSCH et al. (1993) bei Einhaltung folgender Bedingung gegeben:

$$\eta_{S,H} = \frac{I_{krit.}}{I_{vorh.}} \geq 2 \quad [75]$$

mit:	$\eta_{S,H}$	Hydraulisches Suffosionskriterium	[-]
	$I_{krit.}$	Kritisches Grundwassergefälle	[-]
	$I_{vorh.}$	Vorhandenes Grundwassergefälle	[-]

Das kritische Grundwassergefälle $I_{krit.}$ wird von ISTOMINA (1957) als Funktion des Ungleichförmigkeitsgrades U beschrieben. Für andauernde Suffosion und rückschreitende Erosion ist demnach ein Gefälle von $I > 0,125$ erforderlich. Das zulässige Grundwassergefälle ohne Gefahr einer Suffosion ist dabei für $0 \leq U \leq 10$ mit $I = 0,400$, für $10 \leq U \leq 20$ mit $I = 0,200$ und für $20 \leq U \leq 40$ mit $I = 0,125$ anzusetzen. Von WITTMANN (1980) werden weiterführende hydraulische Kriterien angeführt.

6.4.3 BETRACHTUNG ZU ERDBEBEN

Zur Betrachtung der bei Erdbeben auftretenden und durch Rutschungen bedingten Böschungsabflachungen mit erheblichen Rückgriffweiten in das Hinterland, als ein weiteres Maß für die Bemessung einer Berme, wurden wiederum zahlreiche Böschungsbruchberechnungen mit den in Kap. 6.3.1.1 angeführten Berechnungsmodellen durchgeführt; die Betrachtung erfolgt erneut als rein rechnerische Parameterstudie mit unterschiedlichen Bodenkennwerten und bei seismischen Lastannahmen unter Ansatz von Beschleunigungen in der Horizontalen und Vertikalen, jedoch im Hinblick auf den "außergewöhnlichen" Charakter von Beben im Sinne der DIN 1054 (2003) ohne zusätzliche Einwirkungen durch effluente oder influente Grundwasserströmungen, durch ständige Lasten oder variierende Verkehrslasten.

Auf Grundlage von rechnerisch ermittelten Standsicherheiten und daraus abgeleiteten Rückgriffweiten können damit für die zu behandelnden Lastfälle im Planungsablauf weitergehende Empfehlungen zur Bemessung einer Berme gegeben werden (s. Kap. 7.3.3 und Kap. 7.3.5).

Der Ansatz zur Betrachtung von Erdbeben ergibt sich in Anlehnung an HOSSER (1987), unter Beachtung von E DIN 4149 (2002) und DIN 4149 (1981) sowie aus Diskussion mit LEYDECKER & SCHMITT (2003) von der BUNDESANSTALT FÜR GEOWISSENSCHAFTEN UND ROHSTOFFE wie folgt:

Die Erdbebengefährdung in Deutschland ist im weltweiten Vergleich als überwiegend gering einzustufen. Die wichtigsten Erdbebenregionen sind der Alpennordrand, die Niederrheinische Bucht, der Oberrheingraben, die Schwäbische Alb und das Vogtland (s. Abb. 31). Eine signifikante Erdbebengefährdung von Unterwasserböschungen bei der Gewinnung von Sand und Kies ist im Besonderen für die Niederrheinische Bucht und den Oberrheingraben als Schwerpunkte der Beben- und Abbautätigkeit zugleich gegeben.

In E DIN 4149 (2002) wird Deutschland auf der "Karte der Erdbebenzonen" in 4 Zonen unter Zuordnung von Intervallen der Intensität und Bemessungswerten der Bodenbeschleunigung untergliedert (s. Tab. 22). Dabei sind Schäden an Bauwerken und Böschungen durch Erdbeben mit einer Intensität von $6,0 \leq I < 6,5$ in der Regel nicht anzunehmen. Die Abgrenzung der Gefahrenzonen und Zuordnung von Intervallen der Intensität erfolgte auf Grundlage einer probabilistischen Gefährdungsanalyse bei angenommener Wiederkehrperiode von 475 Jahren und resultierender Auftretens- oder Überschreitenswahrscheinlichkeit von 10 % binnen 50 Jahren. Die Bemessungswerte der Bodenbeschleunigung repräsentieren auf der sicheren Seite liegende Rechenwerte.

Erdbebenzone	Intervall der Intensität I (MSK) [-]	Bemessungswert der Bodenbeschleunigung a_g [m s^{-2}]
0	$6,0 \leq I < 6,5$	-
1	$6,5 \leq I < 7,0$	0,4
2	$7,0 \leq I < 7,5$	0,6
3	$7,5 \leq I \leq 8,0$	0,8

Tab. 22: Zuordnung von Intervallen der Intensität und Bemessungswerten der Bodenbeschleunigung zu den Erdbebenzonen in E DIN 4149.

Die E DIN 4149 (2002) und DIN 4149 (1981) für "Bauten in deutschen Erdbebengebieten" nehmen Bezug zu Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten unter Berücksichtigung der Duktilität des Bauwerkes, hingegen nicht zu Beschleunigungen im Freifeld in Unabhängigkeit vom Bauwerkstyp wie HOSSER (1987). Zur Ermittlung der Einwirkungen auf die Standsicherheit von Unterwasserböschungen durch Erdbeben ist deshalb und nach mdl. Mitt. von LEYDECKER & SCHMITT (2003) das Verfahren nach HOSSER (1987) der Methode nach E DIN 4149 (2002) und DIN 4149 (1981) vorzuziehen.

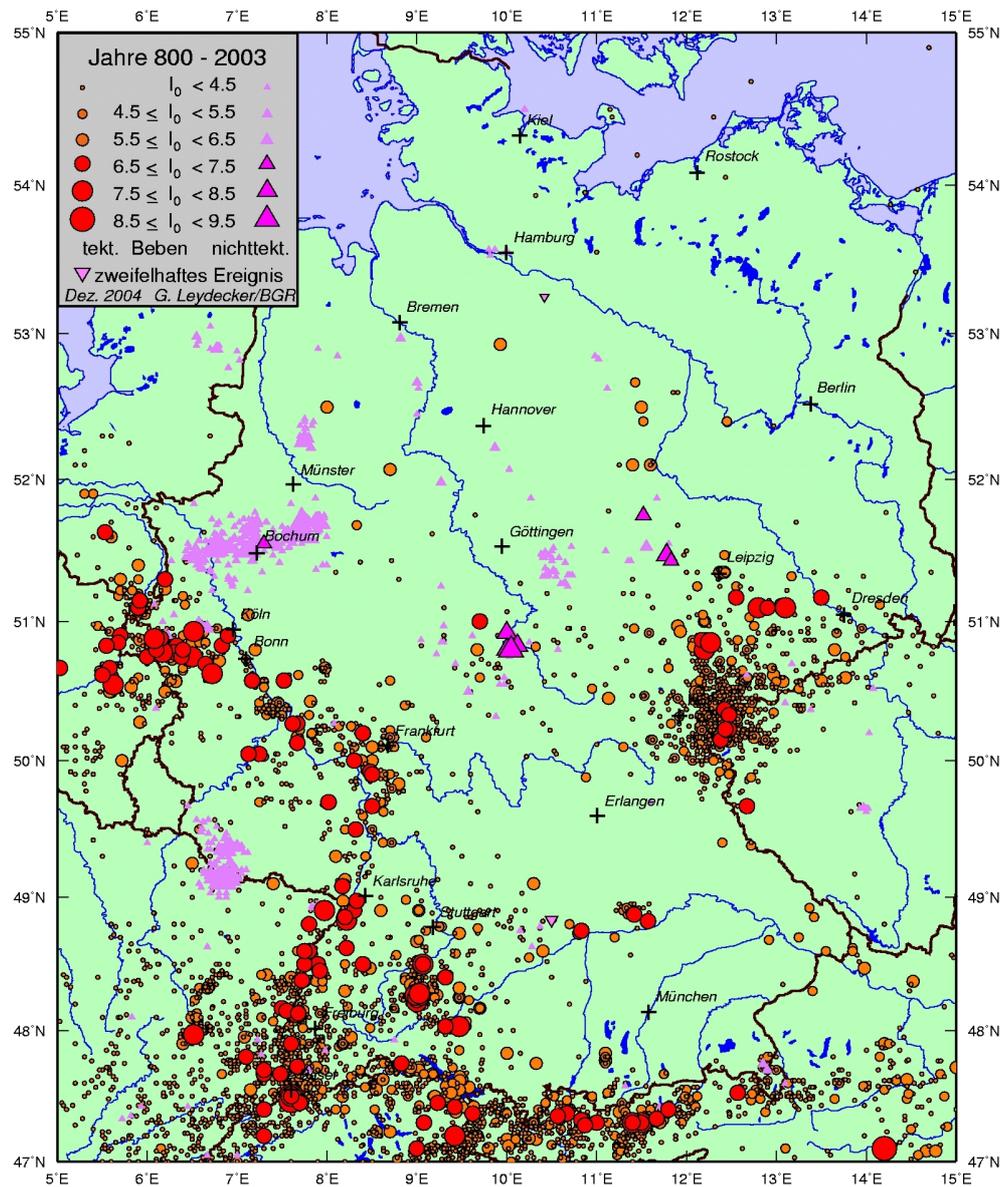


Abb. 31: Karte der Epizentren und Epizentralintensitäten I_0 [-] (MSK) gemäß MEDVEDEV, SPONHEUER & KARNIK (1964) in SPONHEUER (1965) für Deutschland mit Randgebieten der Jahre 800 - 2003 (Zeichnung: LEYDECKER, 2004).

Lastbeschreibung in Anlehnung an HOSSER (1987)

Die Lastbeschreibung unter Ansatz von Beschleunigungen in der Horizontalen und Vertikalen in Anlehnung an HOSSER (1987) wird mit realistischen Bemessungsantwortspektren aus statistischen Betrachtungen natürlicher, intensitäts- und untergrundabhängiger Freifeldantwortspektren zahlreicher und repräsentativer Erdbebenzeitverläufe vorgenommen. Dabei sind bestimmte Voraussetzungen zu erfüllen: *"Eine realistische Beschreibung von Erdbebenlasten setzt voraus, dass die regionale und lokale Erdbebengefährdung eines Standortes abgeschätzt werden kann, die Untergrundverhältnisse am Standort zumindest grob klassifiziert werden können und die für diese Erdbebengefährdung und Untergrundverhältnisse repräsentativen Erdbeben bei der Festlegung von ingenieurseismischen Kenndaten zu Grunde gelegt werden. ... Als Voraussetzung für eine Auswahl repräsentativer Erdbebenzeitverläufe sind die Standortverhältnisse bezüglich der makroseismischen Kenngrößen und der Untergrundverhältnisse zu klassifizieren."* (HOSSER, 1987)

Die Klassifizierung der Erdbebengefährdung eines Standortes wird durch Einteilung in die Intensitätsklassen 1, 2 und 3 nach HOSSER (1987) erhalten; mit Intensitäten von $I = 6,0 - 7,0$ für Klasse 1, von $I = 7,0 - 8,0$ für Klasse 2 und von $I = 8,0 - 9,0$ für Klasse 3.

Die Wiederkehrperiode zu den Intensitäten der Erdbebenzonenkarte in E DIN 4149 (2002) beträgt – wie bereits oben angeführt – 475 Jahre. Die Betrachtung der Einwirkungen auf die Standsicherheit von Unterwasserböschungen durch das Auftreten von Erdbeben hingegen erfordert nach eigener Einschätzung und mdl. Mitt. von LEYDECKER & SCHMITT (2003) jedoch nur eine Wiederkehrperiode von 200 Jahren. Damit können die Intensitäten der Erdbebenzonenkarte nach mdl. Mitt. von LEYDECKER & SCHMITT (2003, Veröffentlichung in Vorbereitung) um $I = 0,5$ abgemindert werden (s. Tab. 23).

<i>Erdbebenzone</i>	<i>Intervall der Intensität I^* (MSK) [-]</i>	<i>Klasse der Intensität I^* (MSK) [-] (HOSSER, 1987)</i>
0	$5,5 \leq I < 6,0$	-
1	$6,0 \leq I < 6,5$	1
2	$6,5 \leq I < 7,0$	2
3	$7,0 \leq I \leq 7,5$	2

Tab. 23: Zuordnung von Intervallen der Intensität bei Abminderung nach LEYDECKER & SCHMITT (2003, Veröffentlichung in Vorbereitung) und Klassen der Intensität nach HOSSER (1987) zu den Erdbebenzonen aus E DIN 4149.

Die Klassifizierung der Untergrundverhältnisse eines Standortes wird durch Einteilung in die Untergrundklassen A, M und R nach BERCKHEMER & KOPERA in HOSSER (1987) erhalten (s. Tab. 24). Dabei ist zur Klassifizierung des Untergrundes im Umfeld von Baggerseen die Untergrundklasse A zu wählen.

<i>Untergrundklasse</i>	<i>Gesteinsausbildung</i>
A	<i>"Holozän, Lockersedimente und Böden niedriger Impedanz, mindestens 5 m mächtig"</i>
M	<i>"Mittelsteife, halbverfestigte Sedimente, weder (A) noch (R)"</i>
R	<i>"Fels, gut verfestigtes, wenig poröses Gestein"</i>

Tab. 24: Zuordnung der Gesteinsausbildung zu Untergrundklassen nach BERCKHEMER & KOPERA in HOSSER (1987).

Zusammenfassend werden damit unter Annahme einer Erdbebengefährdung von Unterwasserböschungen in den Erdbebenzonen 1, 2 und 3 nach E DIN 4149 (2002) entsprechend den Intensitätsklassen 1 und 2 nach HOSSER (1987) sowie durch Zuordnung der Untergrundklasse A als Untergrund im Umfeld von Baggerseen insgesamt 2 Standardkombinationen zur Lastbeschreibung mit Bemessungsantwortspektren der Beschleunigung erhalten (s. Abb. 32 und Tab. 25).

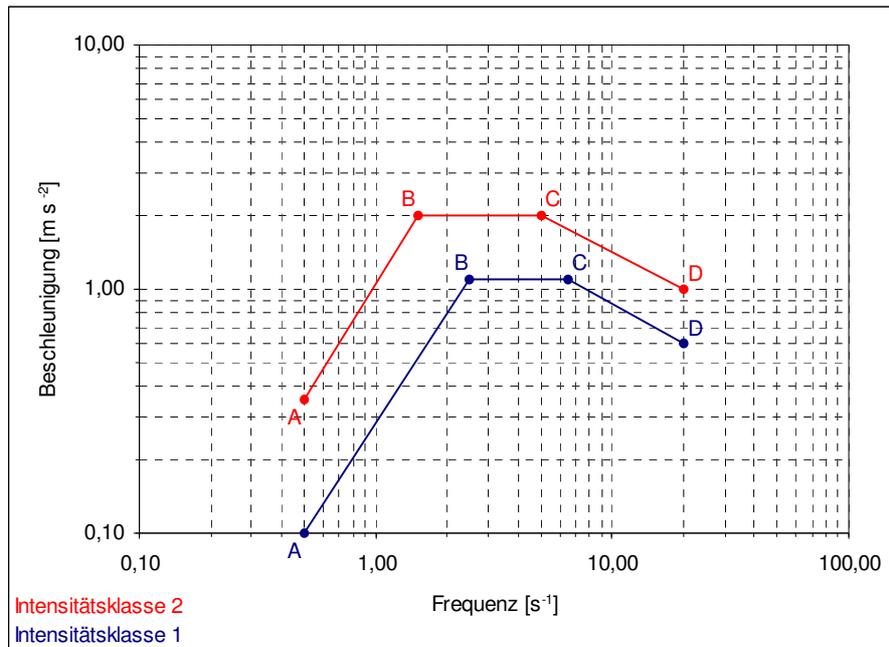


Abb. 32: Bemessungsantwortspektren für Untergrundklasse A und Intensitätsklassen 1 und 2 nach HOSSER (1987).

Intensitätsklasse	Eckpunkte							
	A		B		C		D	
	<i>f</i> [s ⁻¹]	<i>a</i> [m s ⁻²]	<i>f</i> [s ⁻¹]	<i>a</i> [m s ⁻²]	<i>f</i> [s ⁻¹]	<i>a</i> [m s ⁻²]	<i>f</i> [s ⁻¹]	<i>a</i> [m s ⁻²]
1	0,5	0,1	2,5	1,1	6,5	1,1	20	0,6
2	0,5	0,35	1,5	2	5	2	20	1

Tab. 25: Bemessungsantwortspektren aus Abb. 32 als Eckpunkte mit der Frequenz *f* und der Beschleunigung *a*.

Die Skalierung der Bemessungsantwortspektren innerhalb einer Intensitätsklasse ergibt sich nach HOSSER et al. (1983) zu:

$$a_{scal.} = F \cdot a \quad [76]$$

- mit: *a_{scal.}* Skalierte Beschleunigung innerhalb der Intensitätsklasse [m s⁻²]
a Abgeleitete Beschleunigung der Intensitätsklasse [m s⁻²]
F Faktor [-]

und: $F = 10^{0,3(I-I_m)}$ [77]

- mit: *I* Betrachtete Intensität innerhalb der Intensitätsklasse [-]
I_m Mittlere Intensität der Intensitätsklasse [-]

Für die Erdbebenzonen 1, 2 und 3 nach E DIN 4149 (2002) ergibt sich bei Abminderung nach LEYDECKER & SCHMITT (2003, Veröffentlichung in Vorbereitung) eine zu betrachtende Intensität von *I* = 6,25 für Zone 1, von *I* = 6,75 für Zone 2 und von *I* = 7,25 für Zone 3. Für Zone 1 und 2 ergibt sich nach Zuordnung in die Intensitätsklasse 1 mit *I* = 6,0 - 7,0 nach HOSSER (1987) eine mittlere Intensität der zugehörigen Intensitätsklasse von *I_m* = 6,5. Für Zone 3 ergibt sich nach Zuordnung in die Intensitätsklasse 2 mit *I* = 7,0 - 8,0 eine mittlere Intensität der zugehörigen Intensitätsklasse von *I_m* = 7,5.

Mit den Annahmen für die Intensitäten erhält man schließlich mit Gl. [77] für den Faktor *F* in der Zone 1 einen Wert von *F*₁ = 0,84, in der Zone 2 von *F*₂ = 1,19 und in der Zone 3 von *F*₃ = 0,84.

Die Beschleunigung a ergibt sich bei Kenntnis der Grundfrequenz des Bodens f aus den Bemessungsantwortspektren nach HOSSER (1987) (s. Abb. 32).

Die Grundfrequenz des Bodens f ergibt sich in Anlehnung an STUDER & KOLLER (1997) zu:

$$f = 0,25 \cdot \frac{v_s}{m} \quad [78]$$

mit:	f	Grundfrequenz des Bodens	$[s^{-1}]$
	v_s	Scherwellengeschwindigkeit	$[m s^{-1}]$
	m	Mächtigkeit des Bodens	$[m]$

Die Scherwellengeschwindigkeit für die Untergrundklasse A im Umfeld der Baggerseen im Bereich von Gebieten mit erhöhter Erdbebengefährdung, wie in der Niederrheinischen Bucht und im Oberrheingraben, wird in Anlehnung an HOSSER (1987) und ÖKO-INSTITUT (1999) als realistische Annahme zu $400 m s^{-1}$ angesetzt; auch wenn sich für die Niederrheinische Bucht nach BUDNY (1984) wechselnde Geschwindigkeiten von 150 bis $780 m s^{-1}$ und für den Oberrheingraben nach LEYDECKER et al. (2002) teilweise geringere Geschwindigkeiten von $250 m s^{-1}$ zeigen. Die Mächtigkeit des Bodens wird als hilfswise Annahme mit $100 m$ zugrundegelegt; auch wenn sich in der Niederrheinischen Bucht und im Oberrheingraben unterschiedliche Mächtigkeiten ergeben. Dabei würden größere Lockergesteinsmächtigkeiten zu kleineren Lastannahmen führen.

Mit den Annahmen für die Scherwellengeschwindigkeit und Mächtigkeit des Bodens erhält man schließlich mit Gl. [78] für die Grundfrequenz des Bodens einen Wert von $f = 1 s^{-1}$.

Durch Ableitung aus den Bemessungsantwortspektren nach HOSSER (1987) in Abb. 32 ergibt sich bei der Frequenz $f = 1 s^{-1}$ eine Beschleunigung von $a = 0,2810 m s^{-2}$ für die Intensitätsklasse 1 und von $a = 1,0520 m s^{-2}$ für die Intensitätsklasse 2.

Durch Skalierung der Antwortspektren mit Gl. [76] ergeben sich bei der Beschleunigung $a = 0,2810 m s^{-2}$ mit den Faktoren $F_1 = 0,84$ und $F_2 = 1,19$ bzw. bei der Beschleunigung $a = 1,0520 m s^{-2}$ mit dem Faktor $F_3 = 0,84$ die Beschleunigungen in der Horizontalen $a_{scal, h}$ als Lastannahmen für die Erdbebenzonen 1, 2 und 3 in E DIN 4149 (2002) wie in Tab. 26 dargestellt. Die Beschleunigungen in der Vertikalen $a_{scal, v}$ ergeben sich bei Ansatz von 50 % des Regelwertes $a_{scal, h}$ in Anlehnung an die *Sicherheitstechnische Regel KTA 2201.1* des KERN-TECHNISCHEN AUSSCHUSSES (1990) wie in Tab. 26 angeführt.

Erdbebenzone	Horizontalbeschleunigung $a_{scal, h}$ [$m s^{-2}$]	Vertikalbeschleunigung $a_{scal, v}$ [$m s^{-2}$]
1	0,2360	0,1180
2	0,3344	0,1672
3	0,8837	0,4419

Tab. 26: Horizontal- und Vertikalbeschleunigungen als Lastannahmen zu den Erdbebenzonen 1, 2 und 3 in E DIN 4149.

Durchführung der Berechnungen

Zur Durchführung der Berechnungen wurde wiederum das Rechenprogramm [CGU STABILITY 6.15](#) von GGU SOFTWARE (2001) eingesetzt; im Programm besteht die Möglichkeit, das Auftreten von Erdbeben über Beschleunigungen in der Horizontalen und Vertikalen als Vielfaches der Erdbeschleunigung zu berücksichtigen (s. Tab. 27 mit Kap. 5.3.3).

<i>Erdbebenzone</i>	<i>Rechenwert zu $a_{scal. h}$ [-]</i>	<i>Rechenwert zu $a_{scal. v}$ [-]</i>
1	0,0241	0,0120
2	0,0341	0,0170
3	0,0901	0,0450

Tab. 27: Rechenwerte zu Horizontal- und Vertikalbeschleunigungen aus Tab. 26 als Vielfaches der Erdbeschleunigung in [GGU STABILITY 6.15](#).

Damit ergeben sich zu den 21 Bodenarten als Böschungsmodelle mit einer anfänglichen Sicherheit $\eta = 1,0$ in Tab. 6 und aus den 3 Lastannahmen weitere 63 Berechnungsmodelle zur nachfolgenden Böschungsbruchuntersuchung.

6.4.4 BETRACHTUNG ZUR BODENVERFLÜSSIGUNG

Zur Betrachtung der bei Bodenverflüssigung – als "*Setzungsfliessen*" im Sinne von TERZAGHI – auftretenden Böschungsabflachungen mit beachtlichen Rückgriffweiten in das Hinterland, als ein weiteres Maß für die Bemessung einer Berme oder eines "*Sperrstreifens*" im Sinne von FÖRSTER & VOGT (1991), steht nach dem derzeitigen Stand der Technik und Wissenschaft kein geeignetes Berechnungsmodell zur Verfügung (s. GRABE, 2003 b).

Bei Umlagerungsbewegungen im Zuge der Gewinnung kann es mit Anstieg des Porenwasserüberdruckes zum Verlust der Scherfestigkeit und Lastabtragung über das Korngemisch kommen: Der Boden verhält sich dann wie eine Flüssigkeit.

"Gleichförmige und feine Sande neigen grundsätzlich mehr zur Bodenverflüssigung als ungleichförmige und grobe Sande. Entscheidenden Einfluss hat die Lagerungsdichte. Je lockerer der Sand gelagert ist, umso eher ist mit einer Verflüssigung zu rechnen. Bei sonst gleichen Bedingungen nimmt die Neigung zur Verflüssigung mit der Zunahme der wirksamen Spannungen im Boden ab. Bei hochliegendem Grundwasserspiegelstand ist die Gefahr der Verflüssigung größer als bei tiefem Grundwasserstand. ... Böden, deren Körnung im Bereich zwischen Mittelschluff und Grobsand liegt, sind verflüssigungsgefährdet. Dies gilt besonders für Feinsande. Bei Kiesen tritt Verflüssigung nur kurzzeitig auf. Deshalb können keine schädlichen Schubverformungen auftreten." (KTA 2201.2, 1990)

Zur Beurteilung des Verflüssigungspotentials eines Bodens werden beispielsweise von SEED & IDRIS (1971) und RAJU (1994) weiterführende Kriterien angeführt. Diese lassen sich offensichtlich ohne weiteres auf die Verhältnisse bei der Gewinnung von Sand und Kies übertragen.

Zur Abschätzung der Böschungsabflachung und Rückgriffweite werden beispielsweise von FÖRSTER & VOGT (1991) aus Untersuchungen von Abraumhalden im Braunkohletagebau empirische Kriterien genannt. Diese lassen sich jedoch im Hinblick auf die geringe Lagerungsdichte der Halden und ausgeprägte Gleichförmigkeit des Kippenbodens nicht ohne weiteres auf die Verhältnisse bei der Gewinnung von Sand und Kies übertragen.

Eine Betrachtung der Bodenverflüssigung anhand von Echolotpeilungen war ebenfalls nicht möglich, da für eine statistische Auswertung zum betrachteten Phänomen und damit für eine empirische Ableitung von standsicheren Böschungen bei zukünftigen Abgrabungen zu wenige Erkundungsergebnisse vorlagen.

Auf Grundlage der empirisch gefundenen Abhängigkeiten von SEED & IDRIS (1971) und RAJU (1994) als auch unter Berücksichtigung von mündlich mitgeteilten Betriebserfahrungen bei entsprechend gelagerten Schadensfällen mit einem spontanen Abfall des ursprünglichen Reibungswinkels im ungestörten Zustand bis auf etwa 5° bis 8° nach DIN 4084 (1981) und resultierenden Böschungsneigungen mit H:L = 1:7 bis H:L = 1:11 können daher für die zu behandelnden Lastfälle im Planungsablauf nur überschlägige Empfehlungen zur Bemessung einer Berme gegeben werden (s. Kap. 7.3.4 mit Kap. 7.3.5).

Im Grundsatz gilt jedoch nach MEYER & FRITZ (2001) tatsächlich: "*Die sich unter solchen Einflüssen einstellenden Böschungsneigungen sind nicht mehr prognostizierbar.*"

Formulierung der Verflüssigungskriterien

Zur Abschätzung des Verflüssigungspotentials wird in KTA 2201.2 (1990) ein empirisch entwickeltes und recht einfaches Verfahren nach SEED & IDRIS (1971) beschrieben:

Die Kornsummenkurve des zu betrachtenden Bodens ist in ein entsprechendes Diagramm wie in Abb. 33 einzutragen. Liegt der wesentliche Anteil der Kornverteilungskurve außerhalb der aufgetragenen Zone 1 oder 2, ist eine Verflüssigung nicht anzunehmen. Liegt der wesentliche Anteil der Kornverteilungskurve hingegen innerhalb der jeweiligen Zone 1 oder 2, ist eine Verflüssigung nicht auszuschließen. Ein Verflüssigungspotential ist dabei nach MEYER & FRITZ (2001) im besonderen Maße für die zentrale Zone 2 anzunehmen.

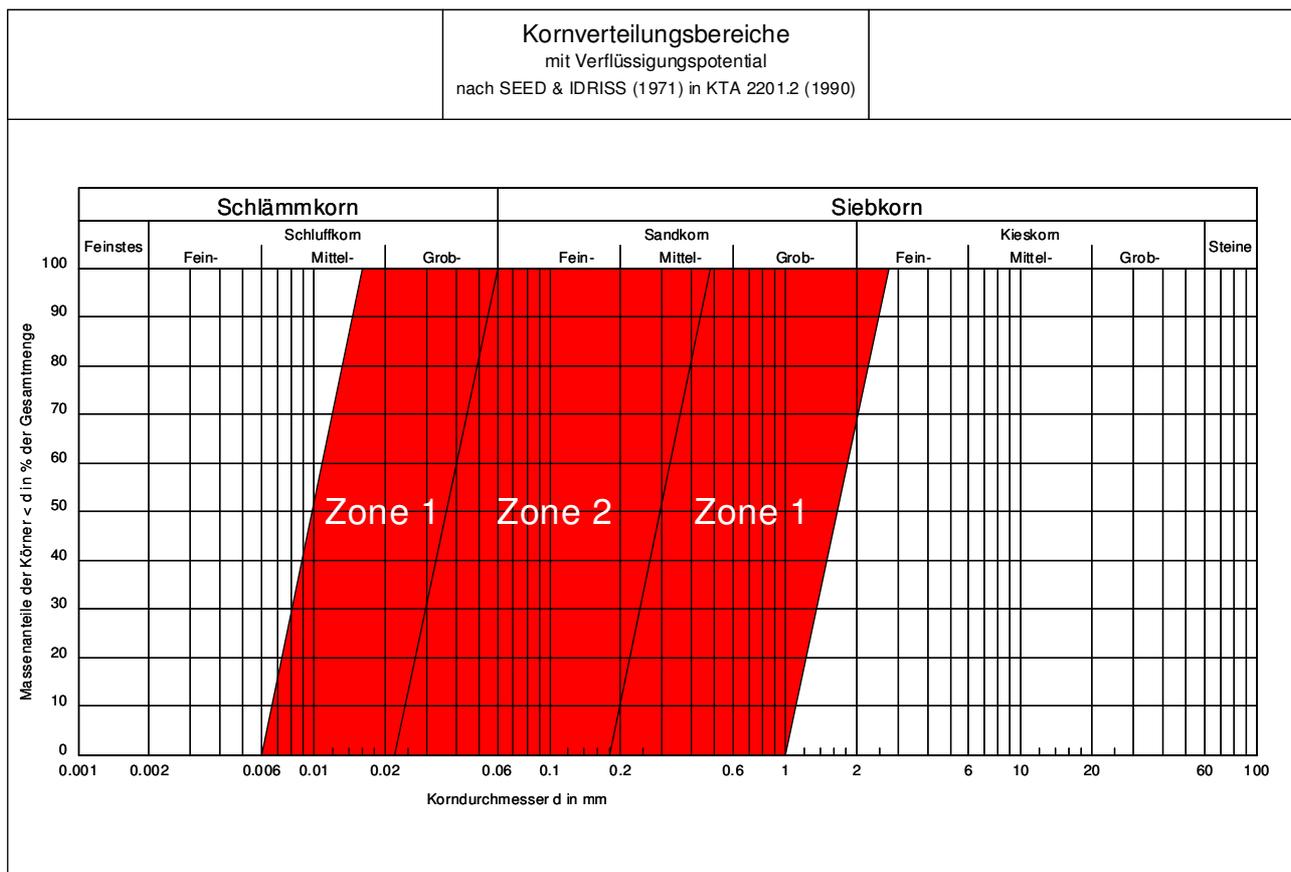


Abb. 33: Kornverteilungsbereiche mit Verflüssigungspotential nach SEED & IDRIS (1971) in KTA 2201.2 (1990).

Eine Begünstigung des Verflüssigungspotentials ist nach RAJU (1994) weiterhin bei Erfüllung der nachstehend angeführten Kriterien gegeben:

Die *Feinkörnigkeit eines Lockergesteins* bedingt eine geringe Durchlässigkeit. Damit wird der Anstieg des Porenwasserüberdruckes und die Verflüssigung des Bodens ermöglicht.

Die *Gleichförmigkeit eines Lockergesteins* bedingt eine große Spanne zwischen der Porenzahl bei lockerster und dichtester Lagerung sowie ein ausgeprägtes kontraktantes Verhalten bei lockerer Anfangslagerung. Damit wird die Verflüssigung des Bodens unter gesättigten Bedingungen begünstigt.

Die *Zurundung der Körner* bedingt einen kleineren Reibungswinkel als bei kantigen Körnern. Damit wird die Verflüssigung des Bodens in offensichtlicher Weise begünstigt.

Eine größere *Porenzahl* als die kritische Porenzahl bedingt eine akute Verflüssigungsgefahr.

7 BEOBACHTUNGEN UND AUSWERTUNGEN ZUR ENTWICKLUNG DES PLANUNGSSYSTEMS

Zur Entwicklung des Planungssystems und zur Betrachtung von Wasserwechselzonen, Unterwasserböschungen und Bermen bei der Gewinnung von Sand und Kies wird mit den angeführten Grundlagen und Methoden in Kap. 6 weiterführend auch auf die zugehörigen Beobachtungen und Auswertungen zurückgegriffen.

7.1 WASSERWECHSELZONE

Die Ergebnisse zum Geländeaufmaß und zur Betrachtung der Wasserwechselzonen aus Kap. 6.2.1 an 20 Standorten mit einer Nummerierung als auch mit Angaben zu Bodenarten und Böschungsneigungen sind auf S. 89 ff. und in Anh. 1 zusammengestellt (*Aufschluss-Nr.*: 8, 10, 11, 25, 28, 29, 31, 42, 85, 87, 93, 95, 99, 100, 102, 109, 110, 115, 119, 142). Die Rechts- und Hochwerte der Aufschlüsse im System Gauss-Krüger werden aus Gründen des Urheberrechtes und Datenschutzes nicht angeführt, sind jedoch im Archiv des INGENIEUR-BÜROS DR.-ING. V. PATZOLD hinterlegt (s. BODE, 2004 d).

Dabei lässt sich schon aus rein qualitativen Beobachtungen ein unmittelbarer Zusammenhang zwischen den eingestellten Neigungen in der amphibischen Zone und der jeweiligen Korngrößenverteilung des anstehenden Bodens erkennen. Danach sind in feinkörnigen Sedimenten erwartungsgemäß flachere Neigungen als in grobkörnigen Ablagerungen zu beobachten.

Darstellung der Geländebefunde

Bei Betrachtung der Böschungsneigungen unter Zuordnung von Bodenarten hat sich zunächst deren Einteilung aus der Ansprache im Gelände in die Böden "Sand" [S-S;g], "Kies-Sand" [S;g-G;s] und "Kies" [G;s-G] als aussagekräftig erwiesen (s. Tab. 28). Danach sind die flachsten Wasserwechselzonen im Sand, deutlich steilere Neigungen im Kies-Sand, die steilsten Neigungen jedoch im Kies anzutreffen (s. Abb. 34, Abb. 35, Abb. 36 und Abb. 37).

#	Bodenart	Aufmaße	Neigungsverhältnis (Minimalwert)	Neigungsverhältnis (Maximalwert)	Neigungsverhältnis (Mittelwert)
1	[S-S;g]	4	H:L = 1:8,60	H:L = 1:7,90	H:L = 1:8,10
<i>Aufschluss-Nr.</i> : 10, 42, 87, 102					
2	[S;g-G;s]	5	H:L = 1:6,20	H:L = 1:4,70	H:L = 1:5,69
<i>Aufschluss-Nr.</i> : 8, 93, 95, 99, 119					
3	[G;s-G]	11	H:L = 1:5,40	H:L = 1:3,60	H:L = 1:4,42
<i>Aufschluss-Nr.</i> : 11, 25, 28, 29, 31, 85, 100, 109, 110, 115, 142					
		$\sum 20$			

Tab. 28: Böschungsneigungen in der Wasserwechselzone unter Zuordnung der Bodenarten "Sand" [S-S;g], "Kies-Sand" [S;g-G;s] und "Kies" [G;s-G].

Eine weiterführende Untergliederung und granulometrische Differenzierung der im Abbau stehenden Lockergesteine an allen Standorten kann aufgrund von fehlenden Ergebnissen zu Korngrößenanalysen nicht erfolgen.

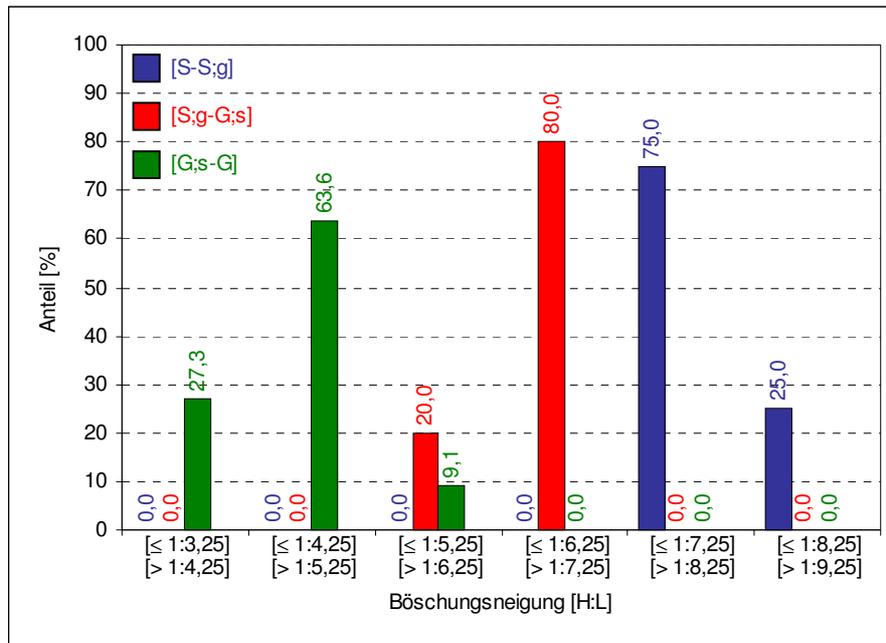


Abb. 34: Böschungsneigungen in der Wasserwechselzone unter Zuordnung der Bodenarten "Sand"[S-S;g], "Kies-Sand" [S;g-G;s] oder "Kies" [G;s-G] aus Tab. 28.

Bei Betrachtung der Böschungsneigungen unter Zuordnung von Lagerstättenprovinzen und -typen hat sich weiterhin deren Einteilung in die Vorkommen "Niederrhein", "Oberrhein", "Leine" und "Weser" sowie auch "Schmelzwassersand" und "Quarzsand" im weitesten Sinne als zweckmäßig erwiesen (s. Tab. 29). Danach sind die flachsten Wasserwechselzonen im Quarzsand, etwas steilere Neigungen im Schmelzwassersand und am Niederrhein, die steilsten Neigungen jedoch an Weser und Leine sowie am Oberrhein anzutreffen.

#	Lagerstättenprovinz / -typ	Aufmaße	Neigungsverhältnis (Minimalwert)	Neigungsverhältnis (Maximalwert)	Neigungsverhältnis (Mittelwert)
1	Niederrhein	6	H:L = 1:8,00	H:L = 1:4,60	H:L = 1:5,96
	Aufschluss-Nr.: 8, 10, 11, 93, 95, 99				
2	Oberrhein	8	H:L = 1:4,70	H:L = 1:3,60	H:L = 1:4,30
	Aufschluss-Nr.: 28, 29, 31, 85, 100, 109, 110, 142				
3	Leine	1	H:L = 1:4,40		
	Aufschluss-Nr.: 115				
4	Weser	1	H:L = 1:5,40		
	Aufschluss-Nr.: 25				
5	Schmelzwassersand-Vorkommen	2	H:L = 1:8,10	H:L = 1:4,70	H:L = 1:5,98
	Aufschluss-Nr.: 42, 119				
6	Quarzsand-Vorkommen	2	H:L = 1:8,60	H:L = 1:7,90	H:L = 1:8,20
	Aufschluss-Nr.: 87, 102				
		∑ 20			

Tab. 29: Böschungsneigungen in der Wasserwechselzone unter Zuordnung von Lagerstättenprovinzen und -typen.

Eine weiterführende Untergliederung mit stratigraphischer und genetischer Zuordnung der im Abbau stehenden Lockergesteine an allen Standorten kann wiederum aufgrund der beschränkten Datengrundlage nicht erfolgen.



Abb. 35: Ausbildung der Wasserwechselzone im Sand mit einer Neigung von H:L ~ 1:8,00 an einem Baggersee in glazifluviatilen Ablagerungen der Saale-Kaltzeit (Drenthe-Stadium) (*Aufschluss-Nr.*: 42, Niedersachsen).



Abb. 36: Ausbildung der Wasserwechselzone im Kies-Sand mit einer Neigung von H:L ~ 1:6,00 an einem Baggersee in fluviatilen Ablagerungen der jüngeren Niederterrassen-Zeit am Niederrhein (*Aufschluss-Nr.*: 99, Nordrhein-Westfalen).



Abb. 37: Ausbildung der Wasserwechselzone im Kies mit einer Neigung von H:L ~ 1:5,00 an einem Baggersee in fluviatilen Ablagerungen des Jungpleistozän am Oberrhein (Aufschluss-Nr.: 28, Baden-Württemberg).

7.1.1 GESTALTUNG DER WASSERWECHSELZONE

Zur Gestaltung der Wasserwechselzone wird mit den Ergebnissen des Geländeaufmaßes in Tab. 28 nachstehend eine Anpassung der Neigung in Abhängigkeit von der Bodenart vorgeschlagen (s. Tab. 30). Steilere Böschungsneigungen sind nur bei Sicherung der amphibischen Zone durch bautechnische, ingenieurbio-logische oder kombinierte Maßnahmen im Sinne der DIN 4047-5 (1989) zu vertreten. Vorbeugende Maßnahmen gegen eine Rückverlegung der Böschungen durch Erosion, auch unter ökologischen Gesichtspunkten, werden beispielsweise von GILCHER & BRUNS (1999) beschrieben.

#	Bodenart	Neigungsverhältnis	Neigungswinkel [°]
1	[S-S;g]	H:L _{erf.} = 1:8,00	$\beta_{erf.} = 7,13$
2	[S;g-G;s]	H:L _{erf.} = 1:6,00	$\beta_{erf.} = 9,46$
3	[G;s-G]	H:L _{erf.} = 1:5,00	$\beta_{erf.} = 11,31$

Tab. 30: Empfehlungen zur Anpassung der Neigung in der Wasserwechselzone.

Zur Gestaltung der Wasserwechselzone wird mit den Grundlagen in Kap. 3 und Kap. 6.2.2 weiterhin eine Anpassung der Breite in Abhängigkeit vom Hochwasser- und Niedrigwasserstand im Baggersee, unter Berücksichtigung der Wellenauflaufhöhe und der signifikanten Wellenhöhe, vorgeschlagen (s. Gl. [79]).

$$b_{erf.} = \frac{1}{n} \cdot \left[(HW + z_{98}) - \left(NW - \frac{H_s}{2} \right) \right] \quad [79]$$

mit:	$b_{erf.}$	Breite der Wasserwechselzone	[m]
	n	Neigungsbeiwert	[-]
	HW	Hochwasserstand	[m]
	NW	Niedrigwasserstand	[m]
	z_{98}	Wellenauflaufhöhe (Überschreitenswahrscheinlichkeit von 2 %)	[m]
	H_s	Signifikante Wellenhöhe	[m]

Der Neigungsbeiwert n ergibt sich als dimensionsloser Quotient aus dem Neigungsverhältnis H:L der Böschung.

7.2 UNTERWASSERBÖSCHUNG

Die Ergebnisse zur Echolotpeilung und zur Betrachtung der Unterwasserböschungen aus Kap. 6.3.2.1 an 126 Standorten mit einer Nummerierung als auch mit Angaben zu Bodenarten, Bodenkennwerten, Wassertiefen, Gewinnungsgeräten und Böschungsneigungen sind auf S. 93 ff. und in Anh. 1 zusammengestellt (*Aufschluss-Nr.*: 1-5, 7-14, 17, 20-22, 24-26, 28-31, 33-50, 52-57, 59, 61-68, 70-88, 90-104, 106, 108-110, 112-132, 134-140, 142-144). Die Rechts- und Hochwerte der Aufschlüsse im System Gauss-Krüger werden, ebenso wie die Betreiber der Tagebaue, aus Gründen des Urheberrechtes und Datenschutzes nicht angeführt (s. BODE, 2004 d).

Dabei lässt sich erneut aus rein qualitativen Betrachtungen ein entsprechender Zusammenhang wie in Kap. 7.1 zwischen den eingestellten Neigungen in der aquatischen Zone und der jeweiligen Korngrößenverteilung des anstehenden Bodens erkennen.

Darstellung der Geländebefunde

Bei Betrachtung der Böschungsneigungen unter Zuordnung von Bodenarten hat sich zunächst deren Einteilung aus der Ansprache bei Aufschlussbohrungen in die Böden "Sand" [S-S;g] und "Kies-Sand / Kies" [S;g-G] als aussagekräftig erwiesen (s. Tab. 31). Danach sind die flachsten Unterwasserböschungen im Sand, die steilsten Neigungen jedoch im Kies-Sand und Kies anzutreffen (s. Abb. 38).

#	Bodenart	Peilungen	Neigungsverhältnis (Minimalwert)	Neigungsverhältnis (Maximalwert)	Neigungsverhältnis (Mittelwert)
1	[S-S;g]	25	H:L = 1:4,50	H:L = 1:3,00	H:L = 1:3,67
<i>Aufschluss-Nr.</i> : 7, 12, 14, 21, 36, 38, 42, 45, 65, 70-72, 75, 86-88, 101-103, 106, 119, 120, 123, 127, 131					
2	[S;g-G]	101	H:L = 1:3,50	H:L = 1:1,50	H:L = 1:2,55
<i>Aufschluss-Nr.</i> : 1-5, 8-11, 13, 17, 20, 22, 24-26, 28-31, 33-35, 37, 39-41, 43, 44, 46-50, 52-57, 59, 61-64, 66-68, 73, 74, 76-85, 90-100, 104, 108-110, 112-118, 121, 122, 124-126, 128-130, 132, 134-140, 142-144					
		Σ 126			

Tab. 31: Böschungsneigungen in der Unterwasserzone unter Zuordnung der Bodenarten "Sand" [S-S;g] und "Kies-Sand / Kies" [S;g-G].

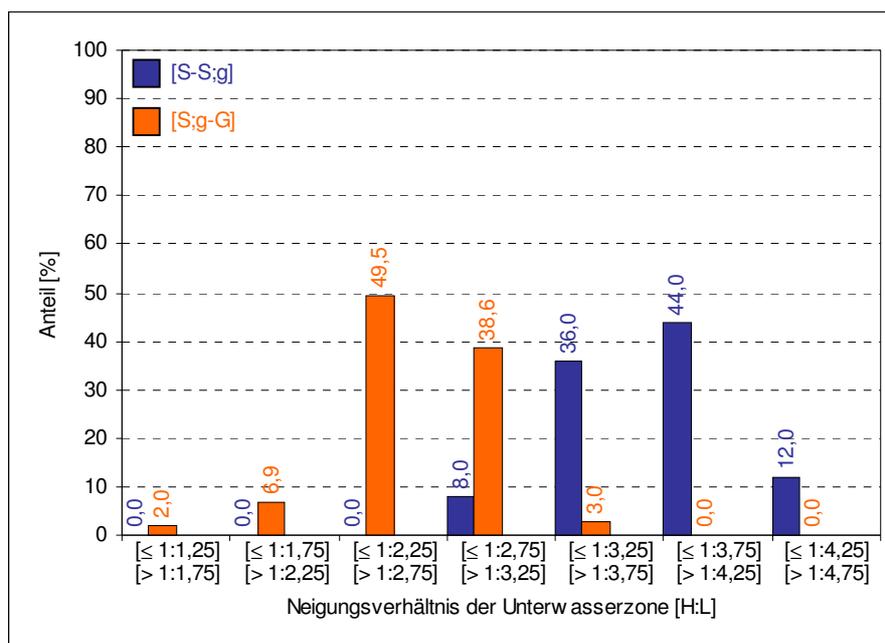


Abb. 38: Böschungsneigungen in der Unterwasserzone unter Zuordnung der Bodenarten "Sand" [S-S;g] oder "Kies-Sand / Kies" [S;g-G] aus Tab. 31.

Bei Betrachtung der Böschungsneigungen unter Zuordnung von Bodenarten hat sich bei Verfügbarkeit von Ergebnissen aus Korngrößenanalysen an 56 Standorten weiterhin deren Einteilung aus der Ansprache mit Kornsummenkurven in die Bodengruppen nach DIN 18196 (1988) als zweckmäßig erwiesen (s. Tab. 32). Danach sind die flachsten Unterwasserböschungen in den Bodengruppen SU, SE und SW-SI, nur geringfügig steilere Neigungen in den Gruppen GU-SU, GU* und GW-SU, schon deutlich steilere Neigungen in den Gruppen GU, GE-SE, GE und GW, die steilsten Neigungen jedoch in den Gruppen GI-SI, GI und GW-GI anzutreffen.

#	Bodengruppe nach DIN 18196 (1988)	Peilungen	Neigungsverhältnis (Minimalwert)	Neigungsverhältnis (Maximalwert)	Neigungsverhältnis (Mittelwert)
1	GE <i>Aufschluss-Nr.: 5, 34</i>	2	H:L = 1:2,75	H:L = 1:2,50	H:L = 1:2,62
2	GW <i>Aufschluss-Nr.: 10, 29, 73, 97, 121</i>	5	H:L = 1:3,25	H:L = 1:2,25	H:L = 1:2,61
3	GI <i>Aufschluss-Nr.: 2, 8, 11, 25, 31, 61, 100, 104, 108, 109, 112, 114-117, 129</i>	16	H:L = 1:3,00	H:L = 1:1,50	H:L = 1:2,50
4	SE <i>Aufschluss-Nr.: 42, 71, 75, 86-88, 102, 120, 131</i>	9	H:L = 1:4,25	H:L = 1:3,50	H:L = 1:3,73
5	GU <i>Aufschluss-Nr.: 85, 130</i>	2	H:L = 1:2,75		
6	GU* <i>Aufschluss-Nr.: 9, 22</i>	2	H:L = 1:3,25	H:L = 1:2,75	H:L = 1:2,98
7	SU <i>Aufschluss-Nr.: 65</i>	1	H:L = 1:4,00		
8	GE - SE <i>Aufschluss-Nr.: 28, 30, 40, 43, 52, 62, 99, 135</i>	8	H:L = 1:3,00	H:L = 1:2,25	H:L = 2,72
9	GW - GI <i>Aufschluss-Nr.: 13, 76, 138</i>	3	H:L = 1:2,50	H:L = 1:2,00	H:L = 1:2,31
10	GW - SU <i>Aufschluss-Nr.: 98</i>	1	H:L = 1:2,75		
11	GI - SI <i>Aufschluss-Nr.: 3, 68, 93, 96</i>	4	H:L = 1:3,00	H:L = 1:2,00	H:L = 1:2,57
12	GU - SU <i>Aufschluss-Nr.: 110, 126</i>	2	H:L = 1:3,00		
13	SW - SI <i>Aufschluss-Nr.: 119</i>	1	H:L = 1:3,25		
		\sum 56			

Tab. 32: Böschungsneigungen in der Unterwasserzone unter Zuordnung der Bodengruppen nach DIN 18196.

Bei Betrachtung der Böschungsneigungen unter Zuordnung von Lagerstättenprovinzen und -typen hat sich schließlich deren Einteilung in die Vorkommen "Niederrhein", "Oberrhein", "Leine / Innerste", "Weser" und "Donau" sowie auch "Schmelzwasser- / Niederungssand" und "Quarzsand" im weitesten Sinne als aussagekräftig erwiesen (s. Tab. 33). Danach sind die flachsten Unterwasserböschungen im Schmelzwasser- / Niederungssand und Quarzsand, deutlich steilere Neigungen an Weser und Leine / Innerste, die steilsten Neigungen jedoch am Niederrhein, Oberrhein und an der Donau anzutreffen.

#	Lagerstättenprovinz / -typ	Peilungen	Neigungsverhältnis (Minimalwert)	Neigungsverhältnis (Maximalwert)	Neigungsverhältnis (Mittelwert)
1	Niederrhein	25	H:L = 1:3,25	H:L = 1:1,50	H:L = 1:2,65
	Aufschluss-Nr.: 2, 8, 9-11, 13, 17, 35, 40, 52, 61, 62, 66, 70, 91-99, 143, 144				
2	Oberrhein	23	H:L = 1:3,25	H:L = 1:2,00	H:L = 1:2,58
	Aufschluss-Nr.: 22, 28-31, 41, 44, 53-55, 76, 84, 85, 100, 109, 110, 125, 129, 132, 138-140, 142				
3	Leine / Innerste	7	H:L = 1:3,00	H:L = 1:2,50	H:L = 1:2,60
	Aufschluss-Nr.: 4, 5, 114-116, 118, 126				
4	Weser	10	H:L = 1:3,50	H:L = 1:2,25	H:L = 1:2,74
	Aufschluss-Nr.: 25, 46-48, 63, 81, 117, 122, 124, 135				
5	Donau	11	H:L = 1:2,75	H:L = 1:2,00	H:L = 1:2,37
	Aufschluss-Nr.: 20, 24, 33, 34, 59, 67, 74, 113, 128, 136, 137				
6	Schmelzwasser- / Niederungssand-Vorkommen	14	H:L = 1:4,25	H:L = 1:3,00	H:L = 1:3,68
	Aufschluss-Nr.: 7, 14, 21, 38, 42, 45, 65, 71, 72, 75, 106, 119, 120, 123				
7	Quarzsand-Vorkommen	7	H:L = 1:4,50	H:L = 1:3,00	H:L = 1:3,66
	Aufschluss-Nr.: 12, 36, 86-88, 102, 127				
		\sum 97			

Tab. 33: Böschungsneigungen in der Unterwasserzone unter Zuordnung von Lagerstättenprovinzen und -typen.

Eine weiterführende Untergliederung mit stratigraphischer und genetischer Zuordnung von unterschiedlichen Kartiereinheiten aus den Blattansichten der *Geologischen Übersichtskarte 1:200.000* (GÜK200) und der *Karte der oberflächennahen Rohstoffe 1:200.000 der Bundesrepublik Deutschland* (KOR200) sowie in Anlehnung an PREUSS et al. (1991) auch der in Tab. 33 nicht angeführten Aufschlüsse wird auf S. 96 ff. beschrieben.

Baden-Württemberg

Aus Baden-Württemberg liegen zu 17 Aufschlüssen Messwerte von Echolotpeilungen (*Aufschluss-Nr.:* 22, 28, 30, 41, 44, 53-55, 67, 84, 85, 100, 125, 138-140, 142) vor, davon zu 12 Vorkommen auch Schichtenverzeichnisse von Aufschlussbohrungen (*Aufschluss-Nr.:* 22, 28, 30, 44, 54, 55, 67, 84, 85, 100, 125, 138) und zu 6 Standorten Ergebnisse von Korngrößenanalysen (*Aufschluss-Nr.:* 22, 28, 30, 85, 100, 138).

Die Mehrzahl der Baggerseen liegt am Oberrhein (*Aufschluss-Nr.:* 22, 28, 30, 41, 44, 53-55, 84, 85, 100, 125, 138-140, 142). Hier stehen, in den tieferen Abschnitten von *Aufschluss Nr.* 44, 53, 54, 84, 85, 100, 125, 140 mit älteren Schichtgliedern im Liegenden, fluviatile Ablagerungen der Niederterrassen-Zeit [qN/G-S;g/f] bei Wassertiefen von 12 m bis 55 m, fluviatile Sedimente der Würm-Kaltzeit [qW/G-S;g/f] im weiteren Sinne bei Tiefen zwischen 7 m und weit mehr als 60 m sowie fluviatile Ablagerungen des Jungpleistozän (ungegliedert) [qpj/G-S;g/f] bei Tiefen von 10 m bis 20 m im Abbau (s. Tab. 34 und Abb. 39).

Im Sinne von BARTZ (1976) und WERNER et al. (1993) stellen diese Kartiereinheiten in ihrer Gesamtheit den Hauptanteil des Oberen Kieslagers [OKL] dar – den Schwerpunkt der Abbautätigkeit in Baden-Württemberg und Rheinland-Pfalz. In *Aufschluss Nr.* 44, 53, 54, 84, 85, 100, 125, 140 erstreckt sich die Abgrabung zum Teil auch auf den Oberen Zwischenhorizont [OZH], das Mittlere Kieslager [MKL], den Unteren Zwischenhorizont [UZH] und das Untere Kieslager [UKL] aus dem Mittel- bis Altpleistozän.

#	Kartiereinheit	Peilungen	Neigungsverhältnis (Minimalwert)	Neigungsverhältnis (Maximalwert)	Neigungsverhältnis (Mittelwert)
1	[qN/G-S;g/f]	7	H:L = 1:2,75	H:L = 1:2,25	H:L = 1:2,55
<i>Aufschluss-Nr.:</i> 54, 84, 85, 125, 139, 140, 142					
2	[qW/G-S;g/f]	4	H:L = 1:3,00	H:L = 1:2,00	H:L = 1:2,46
<i>Aufschluss-Nr.:</i> 44, 53, 55, 100					
3	[qpj/G-S;g/f]	5	H:L = 1:3,25	H:L = 1:2,00	H:L = 1:2,68
<i>Aufschluss-Nr.:</i> 22, 28, 30, 41, 138					

Tab. 34: Böschungsneigungen in der Unterwasserzone unter Zuordnung von Kartiereinheiten am Oberrhein (Baden-Württemberg).

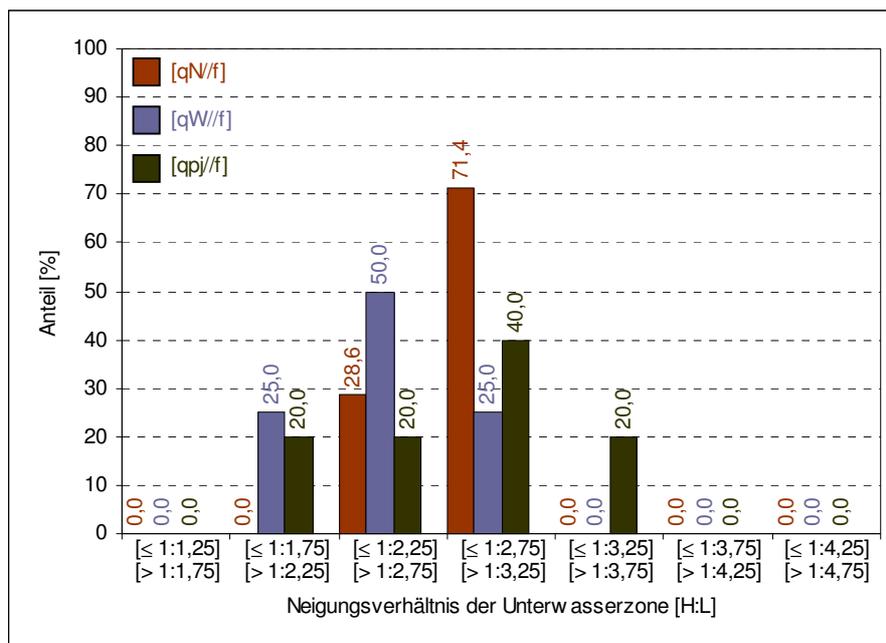


Abb. 39: Böschungsneigungen in der Unterwasserzone unter Zuordnung von Kartiereinheiten am Oberrhein (Baden-Württemberg).

Als Fallbeispiel wird *Aufschluss Nr. 84* auf dem Blatt 6717 Waghäusel der *Geologischen Karte 1:25.000* von Deutschland (GK25) angeführt (s. Abb. 40). Typisch für die Ausbildung von Unterwasserböschungen in sandigen bis kiesigen, fluviatilen Sedimenten des Oberen Kieslagers am Oberrhein sind – wie in *Aufschluss Nr. 84* bei Huttenheim – noch verhältnismäßig steile Böschungsneigungen mit $H:L \sim 1:2,75$. Auffallend an der Darstellung in Abb. 40 ist der deutlich ausgeprägte Greifertrichter am betrachteten Böschungsfuß, bedingt durch eine stationäre Greiferbaggerung.

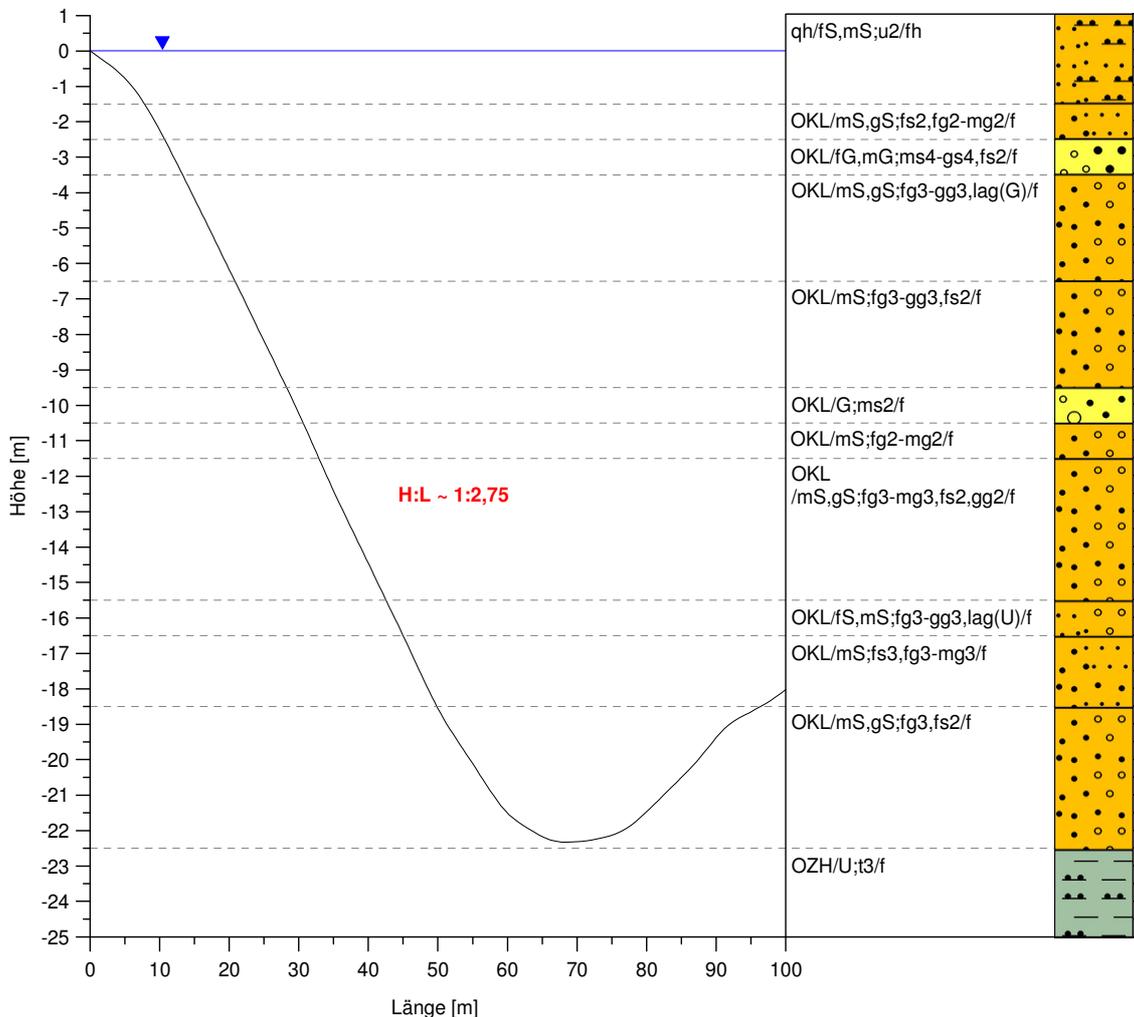


Abb. 40: Ausbildung der Unterwasserböschung in fluviatilen Ablagerungen des Oberen Kieslagers am Oberrhein mit Typprofil der Schichtenfolge am Standort (*Aufschluss-Nr.: 84*, Baden-Württemberg) [Abb. überhöht].

Ein einzelner Tagebausee liegt an der Donau (*Aufschluss-Nr.: 67*). Dort stehen glazifluviatile Ablagerungen der Würm-Kaltzeit [qW/G;s/gf] bei einer Böschungsneigung von $H:L = 1:2,25$ und Wassertiefe von 22 m im Aufschluss.

Als Gewinnungsgeräte kamen in der Mehrzahl Schwimmgreiferbagger (*Aufschluss-Nr.: 22, 28, 30, 44, 53, 54, 67, 84, 85, 100, 125, 139, 140*) aber auch Grundsaugbagger (*Aufschluss-Nr.: 138, 142*), Schneidkopfsaugbagger (*Aufschluss-Nr.: 41*) und Druckluftbagger (*Aufschluss-Nr.: 67*) sowie Tieflöffelhydraulikbagger (*Aufschluss-Nr.: 55*) zum Einsatz. Die Gewinnung erfolgte als unkontrollierte Baggerung (*Aufschluss-Nr.: 22, 28, 30, 41, 44, 53, 54, 67, 84, 85, 100, 125, 138-140, 142*) oder in kontrollierter Ausführung (*Aufschluss-Nr.: 55*).

Die Lagerstättenkennwerte zu *Aufschluss Nr. 28, 30, 85* finden Aufnahme zur Regressionsanalyse in Kap. 6.3.2.4, hingegen diejenigen zu *Aufschluss Nr. 22, 100, 138* nicht – und zwar im Hinblick auf die kurze Standzeit der Abbauböschung (*Aufschluss-Nr.: 138*) sowie unter Würdigung anderer Kriterien (*Aufschluss-Nr.: 22, 100*):

Die Probenahme in *Aufschluss Nr. 22* zur Durchführung von Korngrößenanalysen wurde bei einer Restkies-erkundung durchgeführt. Offensichtlich wurden dabei stark verunreinigte Mischproben mit abschlämmbaren und rückgeleiteten Bestandteilen gewonnen. Dementsprechend wurde auf eine statistische Betrachtung der unrepräsentativen Kennwerte zu *Aufschluss Nr. 22* verzichtet.

Die Gewinnung in *Aufschluss Nr. 100* wurde in einer Wassertiefe von mehr als 60 m durchgeführt – damit stellt der Baggersee unter den Aufschlüssen in Anh. 1 den mit Abstand tiefsten Tagebau dar. Offensichtlich wurden dabei stark abgeflachte Böschungsneigungen durch auftretende Suspensionsströme mit erheblicher Reichweite und bei rückschreitender Auflösung der ursprünglichen Strukturfestigkeit im gewachsenen Boden erhalten, die in geringermächtigen Lagerstätten so nicht resultieren (s. KELM, 2003). Insofern wurde auch auf eine statistische Betrachtung der unrepräsentativen Kennwerte zu *Aufschluss Nr. 100* verzichtet.

Die Beobachtung in *Aufschluss Nr. 100* steht im Widerspruch zu der Annahme von RICHWIEN & MEYER (2004): "*Bei großen Böschungshöhen bleibt der Einfluss der Einwirkungen aus Abbau, Wellen und Wasserspiegeländerungen auf lokale Böschungsbereiche beschränkt, der Nachweis der Standsicherheit der Gesamtböschung kann dann ohne die Berücksichtigung dieser Einwirkungen erfolgen.*" Die Auswertung der Echolotpeilungen, auch im Folgenden, lässt auf genau Gegenteiliges schließen (s. Kap. 7.2.2.1).

Bayern

Aus Bayern liegen zu 14 Tagebauten Messwerte von Echolotpeilungen (*Aufschluss-Nr.: 20, 24, 26, 33, 34, 50, 56, 57, 74, 108, 113, 128, 136, 137*) vor, davon zu 5 Vorkommen auch Schichtenverzeichnisse von Erkundungsbohrungen (*Aufschluss-Nr.: 34, 57, 108, 136, 137*) und zu 2 Standorten Ergebnisse von Korngrößenanalysen (*Aufschluss-Nr.: 34, 108*).

Die Mehrzahl der Baggerseen liegt an der Donau (*Aufschluss-Nr.: 20, 24, 33, 34, 74, 113, 128, 136, 137*). Hier stehen fluviatile Ablagerungen der Niederterrassen-Zeit [qN/G-S;g/f] bei Tiefen von 6 m bis 13 m sowie fluviatile Sedimente der Würm-Kaltzeit [qW/G-S;g/f] im weiteren Sinne bei Wassertiefen von 5 m bis 10 m im Abbau (s. Tab. 35 und Abb. 41).

#	Kartiereinheit	Peilungen	Neigungsverhältnis (Minimalwert)	Neigungsverhältnis (Maximalwert)	Neigungsverhältnis (Mittelwert)
1	[qN/G-S;g/f]	6	H:L = 1:2,75	H:L = 1:2,50	H:L = 1:2,54
<i>Aufschluss-Nr.: 20, 24, 34, 74, 113, 128</i>					
2	[qW/G-S;g/f]	3	H:L = 1:2,25	H:L = 1:2,00	H:L = 1:2,08
<i>Aufschluss-Nr.: 33, 136, 137</i>					

Tab. 35: Böschungsneigungen in der Unterwasserzone unter Zuordnung von Kartiereinheiten an der Donau (Bayern).

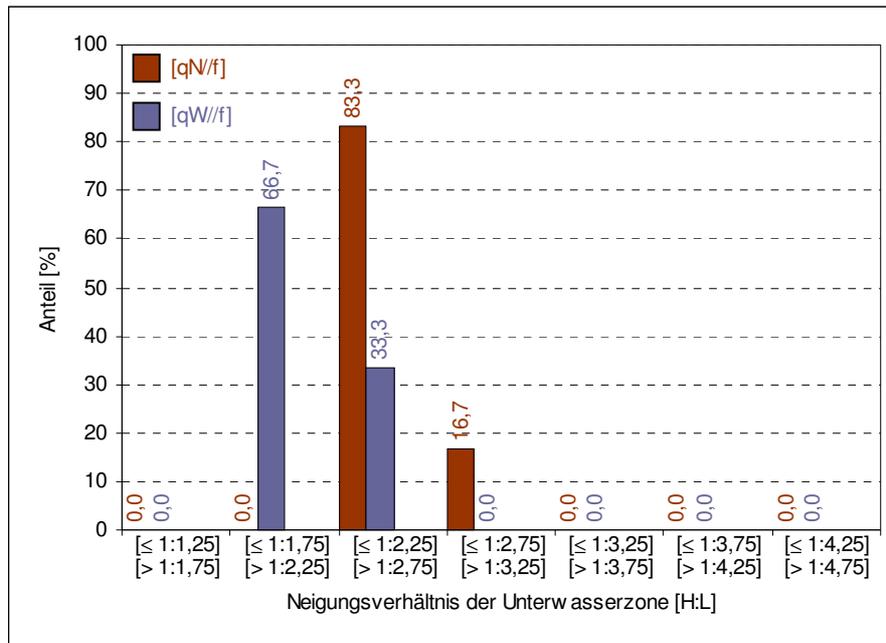


Abb. 41: Böschungsneigungen in der Unterwasserzone unter Zuordnung von Kartiereinheiten an der Donau (Bayern).

Als Fallbeispiel wird *Aufschluss Nr. 137* auf dem Blatt 7039 Mintraching der GK25 angeführt (s. Abb. 42). Charakteristisch für die Ausbildung von Unterwasserböschungen in kiesigen und geringmächtigen, fluviatilen Ablagerungen der Würm-Kaltzeit an der Donau sind – wie in *Aufschluss Nr. 137* bei Roith – ausgesprochen steile Böschungsneigungen mit H:L ~ 1:2,00. Damit gehören diese Böschungen zu den steilsten in Deutschland.

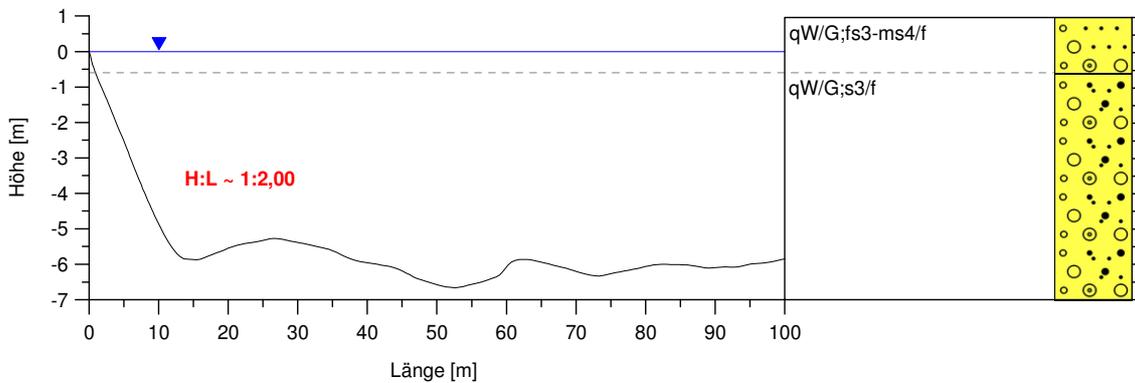


Abb. 42: Ausbildung der Unterwasserböschung in fluviatilen Ablagerungen der Würm-Kaltzeit an der Donau mit Typprofil der Schichtenfolge am Standort (*Aufschluss-Nr.: 137*, Bayern) [Abb. überhöht].

Ein weiterer Teil der Seen liegt am Main (*Aufschluss-Nr.: 26, 50, 57*). Dort stehen fluviatile Sedimente des Pleistozän (ungegliedert) [qp/G-S;g/f] (*Aufschluss-Nr.: 26, 50*) bei Böschungsneigungen von H:L = 1:3,00 bis H:L = 1:2,50 und Wassertiefen von 12 m bis 24 m sowie fluviatile Ablagerungen der Niederterrassen-Zeit [qN/G-S;g/f] (*Aufschluss-Nr.: 57*) bei einer Neigung von H:L = 1:2,50 und Tiefe von 7 m im Aufschluss.

Ein einzelner Tagebausee liegt zwischen den Flüssen Wertach und Lech (*Aufschluss-Nr.: 56*) und ein anderer an der Isar (*Aufschluss-Nr.: 108*). Hier stehen fluviatile Sedimente der Würm-Kaltzeit [qW/G-S;g/f] (*Aufschluss-Nr.: 56*) bei einer Böschungsneigung von H:L = 1:2,25 und Wassertiefe von 6 m sowie fluviatile Ablagerungen des Jungpleistozän und Holozän (ungegliedert) [qpj/G-S;g/f – qh/G-S;g/f] (*Aufschluss-Nr.: 108*) bei einer Neigung von H:L = 1:2,25 und Tiefe von 17 m im Anschnitt.

Als Gewinnungsgeräte kamen in der Mehrheit Grundsaugbagger (*Aufschluss-Nr.*: 20, 33, 34, 57, 74, 113) aber auch Schwimmgreiferbagger (*Aufschluss-Nr.*: 26, 50, 108, 128) sowie Schrapper (*Aufschluss-Nr.*: 74, 136, 137), landgestützter Eimerkettenbagger (*Aufschluss-Nr.*: 20, 24) und Wurfkübelbagger (*Aufschluss-Nr.*: 56) zum Einsatz. Die Gewinnung erfolgte als unkontrollierte Baggerung (*Aufschluss-Nr.*: 20, 24, 26, 33, 34, 50, 57, 108, 113, 128) oder mit gerätetypischer Profilierung (*Aufschluss-Nr.*: 56, 74, 136, 137).

Die Lagerstättenkennwerte zu *Aufschluss Nr.* 34, 108 finden Berücksichtigung zur Regressionsanalyse in Kap. 6.3.2.4.

Brandenburg

Aus Brandenburg liegen nur zu einem Aufschluss Messwerte von Echolotpeilungen (*Aufschluss-Nr.*: 88) vor, dazu aber Schichtenverzeichnisse von Aufschlussbohrungen und Ergebnisse von Korngrößenanalysen.

Der betreffende Baggersee ist in einem Quarzsandvorkommen angelegt, und zwar im sogenannten "Hohenbockaer Revier". Dort stehen marine bis brackische Ablagerungen des Miozän [tmi/fS-mS(qz)/m-br] bei einer Böschungsneigung von H:L = 1:3,50 und Wassertiefe von 18 m im Abbau. Als Gewinnungsgerät kam ein Grundsaugbagger zum Einsatz. Die Gewinnung erfolgte als unkontrollierte Baggerung.

Die Lagerstättenkennwerte zu *Aufschluss Nr.* 88 finden Aufnahme zur Regressionsanalyse in Kap. 6.3.2.4.

Hamburg

Aus Hamburg liegen zu 2 Tagebauen Messwerte von Echolotpeilungen (*Aufschluss-Nr.*: 71, 106) vor, dazu auch Schichtenverzeichnisse von Erkundungsbohrungen und zu einem Standort Ergebnisse von Korngrößenanalysen (*Aufschluss-Nr.*: 71).

Die beiden Baggerseen sind in Sandvorkommen angelegt. Hier stehen fluviatile Ablagerungen der Weichsel-Kaltzeit und des Holozän [qw/S/f – qh/S/f] (*Aufschluss-Nr.*: 71, 106) bei Böschungsneigungen von H:L = 1:3,75 bis H:L = 1:4,00 und Wassertiefen von 18 m bis 20 m im Aufschluss.

Als Gewinnungsgeräte kamen Grundsaugbagger (*Aufschluss-Nr.*: 71, 106) und Schneidkopfsaugbagger (*Aufschluss-Nr.*: 71) zum Einsatz. Die Gewinnung erfolgte als unkontrollierte Baggerung.

Die Lagerstättenkennwerte zu *Aufschluss Nr.* 71 finden keine Berücksichtigung zur Regressionsanalyse in Kap. 6.3.2.4 – und zwar im Hinblick auf das offensichtliche Verflüssigungspotential des locker gelagerten Bodens.

Hessen

Aus Hessen liegen zu 2 Aufschlüssen Messwerte von Echolotpeilungen (*Aufschluss-Nr.*: 90, 134) vor, davon zu einem Vorkommen auch Schichtenverzeichnisse von Aufschlussbohrungen und Ergebnisse von Korngrößenanalysen (*Aufschluss-Nr.*: 90).

Ein einzelner Tagebausee liegt am Main (*Aufschluss-Nr.*: 90) und ein anderer an der Werra (*Aufschluss-Nr.*: 134). Dort stehen fluviatile Ablagerungen des Jungpleistozän (ungegliedert) [qpj/S;g-G/f] (*Aufschluss-Nr.*: 90) bei einer Böschungsneigung von H:L = 1:3,00 und Wassertiefe von 23 m sowie fluviatile Sedimente der Mittelterrassen-Zeit [qM/G-S;g/f] (*Aufschluss-Nr.*: 134) bei einer Neigung von H:L = 1:2,50 und Tiefe von 18 m im Abbau.

Als Gewinnungsgeräte kamen Schwimmgreiferbagger zum Einsatz. Die Gewinnung erfolgte als unkontrollierte Baggerung.

Die Lagerstättenkennwerte zu *Aufschluss Nr.* 90 finden Aufnahme zur Regressionsanalyse in Kap. 6.3.2.4.

Mecklenburg-Vorpommern

Aus Mecklenburg-Vorpommern liegen nur zu einem Tagebau Messwerte von Echolotpeilungen (*Aufschluss-Nr.:* 68) vor, dazu aber Schichtenverzeichnisse von Erkundungsbohrungen und Ergebnisse von Korngrößenanalysen.

Der betreffende Baggersee ist in einem Schmelzwassersand- und Schmelzwasserkiesvorkommen angelegt. Hier stehen glazifluviatile Ablagerungen der Weichsel-Kaltzeit [qw/S-S;g/G;s-G/gf] bei einer Böschungsneigung von H:L = 1:2,00 und Wassertiefe von 7 m im Aufschluss. Als Gewinnungsgerät kam ein Grundsaugbagger zum Einsatz. Die Gewinnung erfolgte als unkontrollierte Baggerung.

Die Lagerstättenkennwerte zu *Aufschluss Nr.* 68 finden keine Berücksichtigung zur Regressionsanalyse in Kap. 6.3.2.4 – und zwar im Hinblick auf die kurze Standzeit der Abbauböschung.

Niedersachsen

Aus Niedersachsen liegen zu 25 Aufschlüssen Messwerte von Echolotpeilungen (*Aufschluss-Nr.:* 4, 5, 7, 12, 14, 25, 36, 37, 42, 43, 45, 63, 72, 81-83, 114-118, 123, 124, 126, 127) vor, davon zu 17 Vorkommen auch Schichtenverzeichnisse von Aufschlussbohrungen (*Aufschluss-Nr.:* 7, 14, 25, 42, 43, 45, 63, 72, 81-83, 114-118, 127) und zu 9 Standorten Ergebnisse von Korngrößenanalysen (*Aufschluss-Nr.:* 5, 25, 42, 43, 114-117, 126).

Die Mehrzahl der Baggerseen ist in Schmelzwassersand- und Schmelzwasserkiesvorkommen (*Aufschluss-Nr.:* 7, 14, 37, 42, 43, 45, 72, 82, 83, 123) angelegt. Hier stehen glazifluviatile Ablagerungen der Saale-Kaltzeit (Drenthe-Stadium) [qD/S-S;g/G;s-G/gf] bei Wassertiefen von 5 m bis 19 m im Abbau (s. Tab. 36 und Abb. 43).

#	Kartiereinheit	Peilungen	Neigungsverhältnis (Minimalwert)	Neigungsverhältnis (Maximalwert)	Neigungsverhältnis (Mittelwert)
1	[qD/S-S;g/G;s-G/gf]	10	H:L = 1:4,25	H:L = 1:2,50	H:L = 1:3,21
<i>Aufschluss-Nr.:</i> 7, 14, 37, 42, 43, 45, 72, 82, 83, 123					

Tab. 36: Böschungsneigungen in der Unterwasserzone von Schmelzwassersand- und Schmelzwasserkiesvorkommen (Niedersachsen).

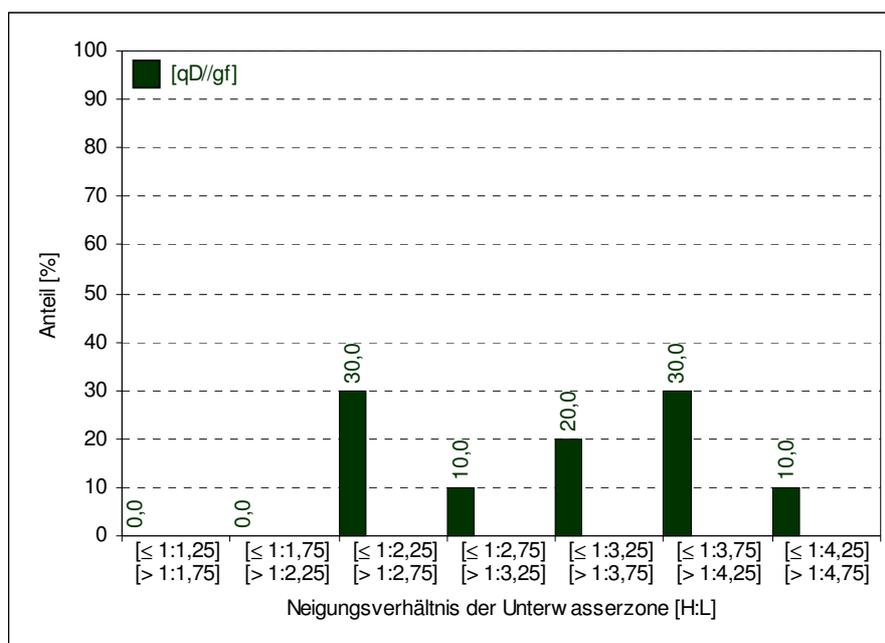


Abb. 43: Böschungsneigungen in der Unterwasserzone von Schmelzwassersand- und Schmelzwasserkiesvorkommen (Niedersachsen).

Als Fallbeispiele werden *Aufschluss Nr. 7* auf dem Blatt 3615 Bohmte und *Aufschluss Nr. 14* auf dem Blatt 3632 Weferlingen der GK25 angeführt (s. Abb. 44 und Abb. 45). Typisch für die Ausbildung von Unterwasserböschungen in fein- bis mittelsandigen, glazifluviatilen Sedimenten der Saale-Kaltzeit (Drenthe-Stadium) sind – wie in *Aufschluss Nr. 7* bei Venne – ausgesprochen flache Böschungsneigungen mit $H:L \sim 1:4,00$. Auffallend an der Darstellung in Abb. 44 sind die unverhältnismäßig hohen Gewinnungsverluste an der Gewässersohle, bedingt durch eine fehlende Abbaukontrolle.

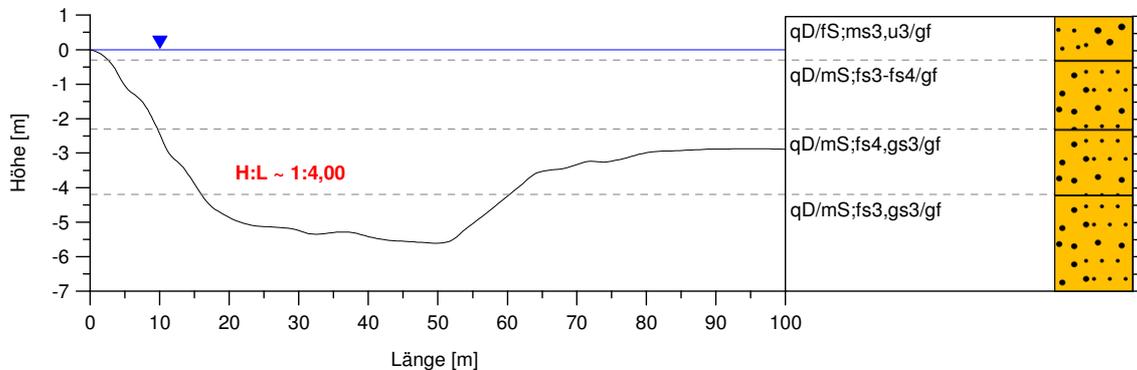


Abb. 44: Ausbildung der Unterwasserböschung in glazifluviatilen Ablagerungen der Saale Kaltzeit (Drenthe-Stadium) mit Typprofil der Schichtenfolge am Standort (*Aufschluss-Nr.: 7*, Niedersachsen) [Abb. überhöht].

Charakteristisch für die Ausbildung von Unterwasserböschungen in grobsandigen, glazifluviatilen Ablagerungen der Saale-Kaltzeit (Drenthe-Stadium) sind – wie in *Aufschluss Nr. 14* bei Saalsdorf – tendenziell steilere Böschungsneigungen mit $H:L \sim 1:3,50$. Auffallend an der Darstellung in Abb. 45 ist der deutlich ausgeprägte Saugtrichter am betrachteten Böschungsfuß, bedingt durch eine stationäre Saugbaggerung.

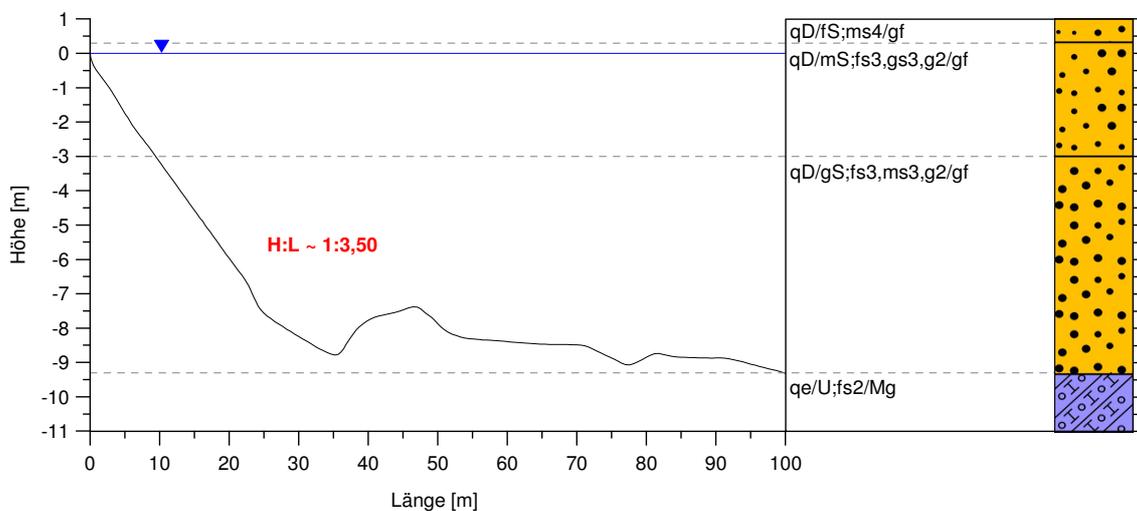


Abb. 45: Ausbildung der Unterwasserböschung in glazifluviatilen Ablagerungen der Saale Kaltzeit (Drenthe-Stadium) mit Typprofil der Schichtenfolge am Standort (*Aufschluss-Nr.: 14*, Niedersachsen) [Abb. überhöht].

Ein weiterer Teil der Seen liegt an der Leine und Innerste (*Aufschluss-Nr.: 4, 5, 114-116, 118, 126*). Dort stehen fluviatile Sedimente der Niederterrassen-Zeit [$qN/G-S;g/f$] bei Wassertiefen von 7 m bis 11 m sowie fluviatile Ablagerungen der Mittelterrassen-Zeit [$qM/G;s-S;g/f$] bei einer Tiefe von 9 m im Aufschluss (s. Tab. 37 und Abb. 46).

#	Kartiereinheit	Peilungen	Neigungsverhältnis (Minimalwert)	Neigungsverhältnis (Maximalwert)	Neigungsverhältnis (Mittelwert)
1	[qN/G-S;g/f]	6	H:L = 1:3,00	H:L = 1:2,50	H:L = 1:2,60
Aufschluss-Nr.: 4, 5, 114, 115, 118, 126					
2	[qM/G-S;g/f]	1	H:L = 1:2,50		
Aufschluss-Nr.: 116					

Tab. 37: Böschungsneigungen in der Unterwasserzone unter Zuordnung von Kartiereinheiten an der Leine und Innerste (Niedersachsen).

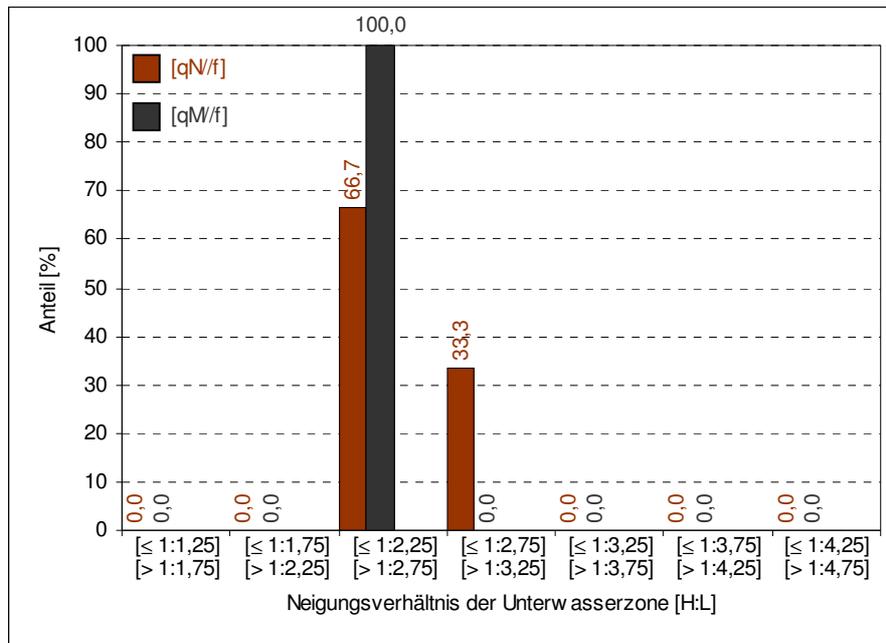


Abb. 46: Böschungsneigungen in der Unterwasserzone unter Zuordnung von Kartiereinheiten an der Leine und Innerste (Niedersachsen).

Als Fallbeispiel wird *Aufschluss Nr. 116* auf dem Blatt 3824 Elze der GK25 angeführt (s. Abb. 47). Typisch für die Ausbildung von Unterwasserböschungen in kiesigen, fluviatilen Sedimenten der Niederterrassen-Zeit an der Leine sind – wie in *Aufschluss Nr. 116* bei Strenthorst – verhältnismäßig steile Böschungsneigungen mit H:L ~ 1:2,50. Diese fallen deutlich steiler aus als vom LANDKREIS HANNOVER (1999) gefordert.

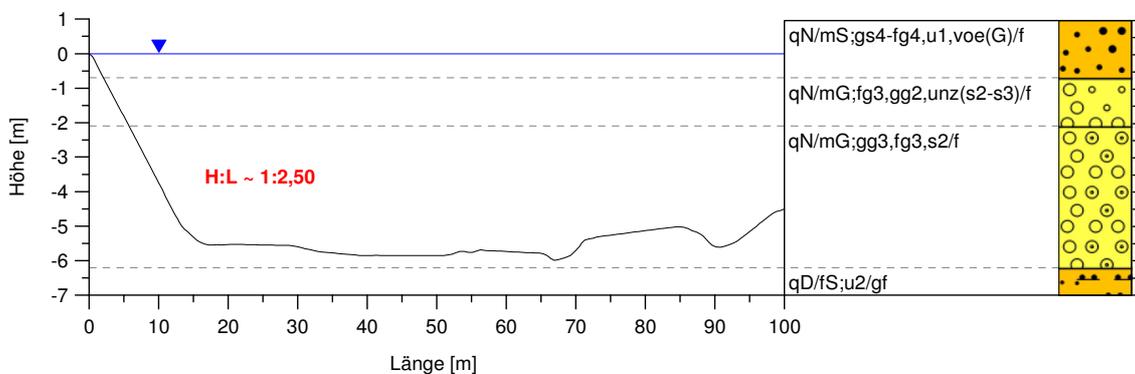


Abb. 47: Ausbildung der Unterwasserböschung in fluviatilen Ablagerungen der Niederterrassen-Zeit an der Leine mit Typprofil der Schichtenfolge am Standort (*Aufschluss-Nr.:* 116, Niedersachsen) [Abb. überhöht].

Ein anderer Teil der Seen liegt an der Weser (*Aufschluss-Nr.*: 25, 63, 81, 117, 124). Hier stehen, in den tieferen Abschnitten von *Aufschluss Nr.* 25 mit älteren Schichtenfolgen im Liegenden, fluviatile Ablagerungen der Niederterrassen-Zeit [qN/G-S;g/f] bei Wassertiefen von 6 m bis 25 m im Anschnitt (s.Tab. 38 und Abb. 48).

#	Kartiereinheit	Peilungen	Neigungsverhältnis (Minimalwert)	Neigungsverhältnis (Maximalwert)	Neigungsverhältnis (Mittelwert)
1	[qN/G-S;g/f]	5	H:L = 1:3,00	H:L = 1:2,50	H:L = 1:2,64
<i>Aufschluss-Nr.</i> : 25, 63, 81, 117, 124					

Tab. 38: Böschungsneigungen in der Unterwasserzone unter Zuordnung von Kartiereinheiten an der Weser (Niedersachsen).

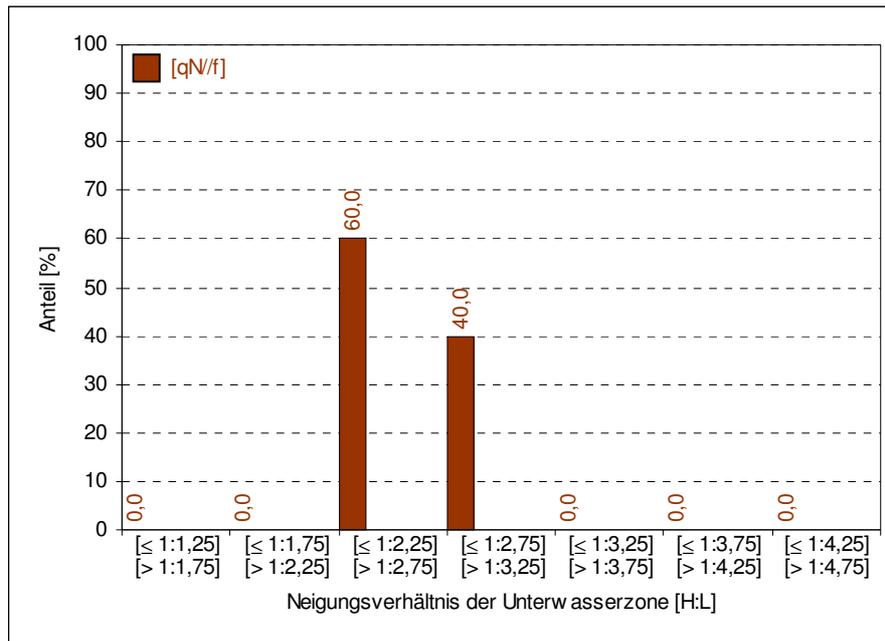


Abb. 48: Böschungsneigungen in der Unterwasserzone unter Zuordnung von Kartiereinheiten an der Weser (Niedersachsen).

Als Fallbeispiel wird *Aufschluss Nr.* 25 auf dem Blatt 3922 Hameln (Süd) der GK25 angeführt (s. Abb. 49). Charakteristisch für die Ausbildung von Unterwasserböschungen in kiesigen, fluviatilen Sedimenten der Niederterrassenzeit an der Weser sind – wie in *Aufschluss Nr.* 25 bei Tündern – wiederum vergleichsweise steile Böschungsneigungen mit H:L ~ 1:2,50. Auffallend an der Darstellung in Abb. 49 ist die übergroße Mächtigkeit der quartärzeitlichen Ablagerungen am betrachteten Standort, bedingt durch eine subrosive Auslaugung des salinaren Untergrundes und entsprechende Stapelung von unterschiedlichen, "niederterrassenähnlichen" Terrassenkörpern ohne eindeutige, stratigraphische Zuordnung (s. KLIEM & FLEIG, 1998 in FELDMANN & MEYER, 1998).

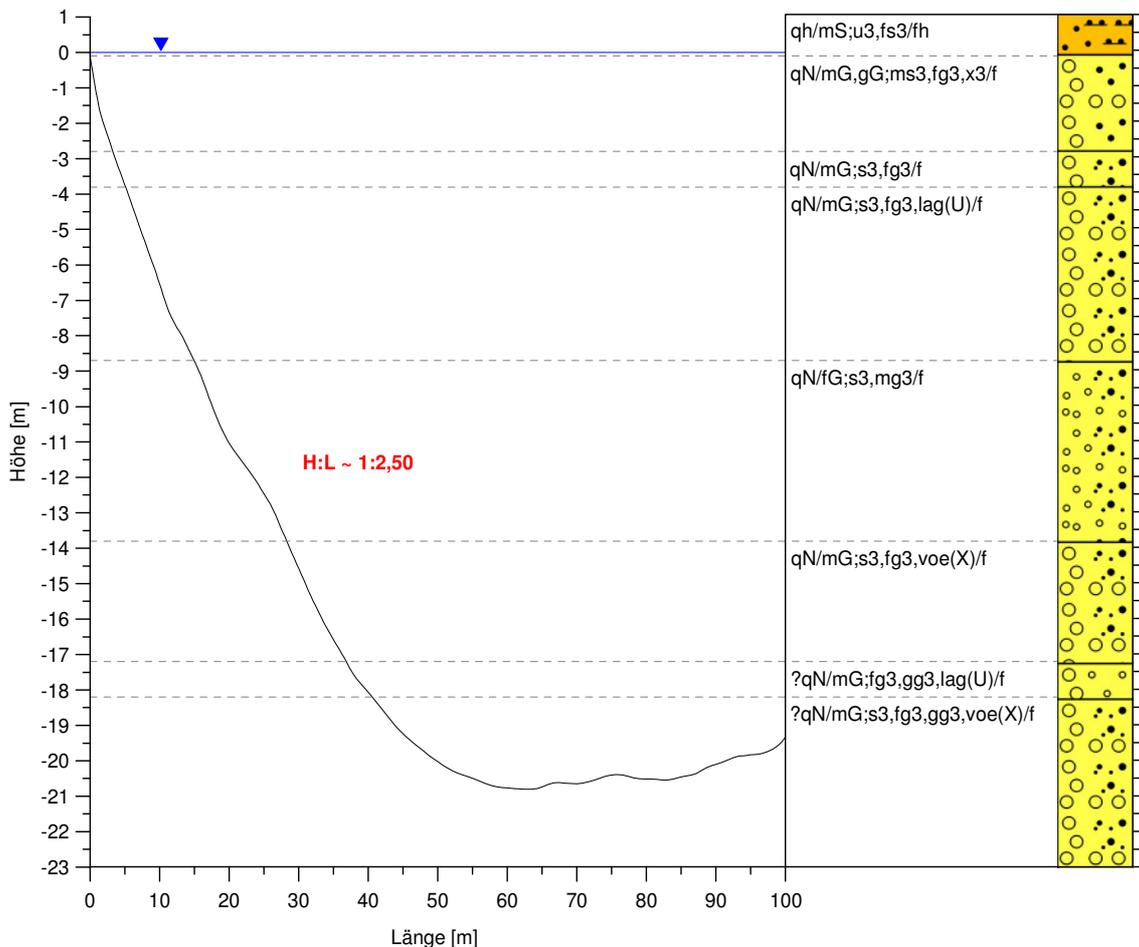


Abb. 49: Ausbildung der Unterwasserböschung in fluviatilen Ablagerungen der Niederterrassen-Zeit an der Weser mit Typprofil der Schichtenfolge am Standort (*Aufschluss-Nr.*: 25, Niedersachsen) [Abb. überhöht].

Ein kleinerer Teil der Seen ist in Quarzsandvorkommen (*Aufschluss-Nr.*: 12, 36, 127) angelegt. Dort stehen fluviale Ablagerungen mit mariner Überprägung des Pliozän bis Altpleistozän [tpl/fS-mS(qz)/f(m) – qpa/fS-mS(qz)/f(m)] bei Böschungsneigungen von H:L = 1:3,00 bis H:L = 1:4,50 und Gewässertiefen von 20 m bis 30 m im Aufschluss.

Als Gewinnungsgeräte kamen in der Mehrzahl Grundsaugbagger (*Aufschluss-Nr.*: 4, 5, 7, 12, 14, 36, 42, 82, 114-116, 118, 127) aber auch Schwimmgreiferbagger (*Aufschluss-Nr.*: 25, 51, 63, 81, 83, 117, 124), Eimerkettenbagger (*Aufschluss-Nr.*: 81, 126), Traktorkettensaugbagger (*Aufschluss-Nr.*: 43, 72) und Druckluftbagger (*Aufschluss-Nr.*: 45) sowie Schrapper (*Aufschluss-Nr.*: 37, 123) zum Einsatz. Die Gewinnung erfolgte als unkontrollierte Baggerung (*Aufschluss-Nr.*: 4, 5, 7, 12, 14, 25, 36, 42, 45, 63, 72, 81-83, 114-118, 124, 127), in kontrollierter Ausführung (*Aufschluss-Nr.*: 43, 126) oder mit gerätetypischer Profilierung (*Aufschluss-Nr.*: 37, 123).

Die Lagerstättenkennwerte zu *Aufschluss Nr.* 5, 25, 114-117) finden Aufnahme zur Regressionsanalyse in Kap. 6.3.2.4, hingegen diejenigen zu *Aufschluss Nr.* 42 nicht – und zwar im Hinblick auf die kurze Standzeit der Abbauböschung.

Nordrhein-Westfalen

Aus Nordrhein-Westfalen liegen zu 39 Tagebauen Messwerte von Echolotpeilungen (*Aufschluss-Nr.:* 1, 2, 8-11, 13, 17, 35, 39, 40, 46-49, 52, 61, 62, 66, 70, 86, 87, 91-99, 102, 103, 112, 122, 131, 135, 143, 144) vor, davon zu 30 Vorkommen auch Schichtenverzeichnisse von Erkundungsbohrungen (*Aufschluss-Nr.:* 1, 2, 8-11, 13, 17, 39, 40, 46, 47, 52, 61, 62, 70, 92-99, 102, 103, 112, 122, 131, 135) und zu 22 Standorten Ergebnisse von Korngrößenanalysen (*Aufschluss-Nr.:* 2, 8-11, 13, 40, 52, 61, 62, 86, 87, 92, 93, 96-99, 102, 112, 131, 135).

Die Mehrzahl der Baggerseen liegt am Niederrhein (*Aufschluss-Nr.:* 2, 8-11, 13, 17, 35, 40, 52, 61, 62, 66, 70, 91-99, 143, 144). Hier stehen, in den tieferen Abschnitten von *Aufschluss Nr. 11* mit älteren Schichtgliedern im Liegenden, fluviatile Ablagerungen der jüngeren Niederterrassen-Zeit [qNJ/G-S;g/f] bei Wassertiefen von 10 m bis 15 m, fluviatile Sedimente der Niederterrassen-Zeit [qN/G-S;g/f] bei Tiefen von 4 m bis 25 m, fluviatile Ablagerungen der Niederterrassen- bis Mittelterrassen-Zeit [qN/G-S;g/f – qM/G-S;g/f] bei Tiefen von 10 m bis 19 m sowie fluviatile Sedimente der jüngeren Mittelterrassen-Zeit [qMU/G-S;g/f] bei Tiefen von 18 m bis 23 im Abbau (s. Tab. 39 und Abb. 50). In *Aufschluss Nr. 11* erstreckt sich die Abgrabung zum Teil auch auf Erosionsreste der Mittelterrasse.

#	Kartiereinheit	Peilungen	Neigungsverhältnis (Minimalwert)	Neigungsverhältnis (Maximalwert)	Neigungsverhältnis (Mittelwert)
1	[qNJ/G-S;g/f] <i>Aufschluss-Nr.:</i> 40, 62, 70, 99	4	H:L = 1:3,25	H:L = 1:2,50	H:L = 1:2,91
2	[qN/G-S;g/f] <i>Aufschluss-Nr.:</i> 2, 8-11, 13, 17, 35, 52, 61, 66, 91, 94, 98	14	H:L = 1:3,25	H:L = 1:1,50	H:L = 1:2,56
3	[qN/G-S;g/f – qM/G-S;g/f] <i>Aufschluss-Nr.:</i> 93, 95-97, 143, 144	6	H:L = 1:2,75	H:L = 1:2,50	H:L = 1:2,66
4	[qMU/G-S;g/f] <i>Aufschluss-Nr.:</i> 92	1	H:L = 1:3,00		

Tab. 39: Böschungsneigungen in der Unterwasserzone unter Zuordnung von Kartiereinheiten am Niederrhein (Nordrhein-Westfalen).

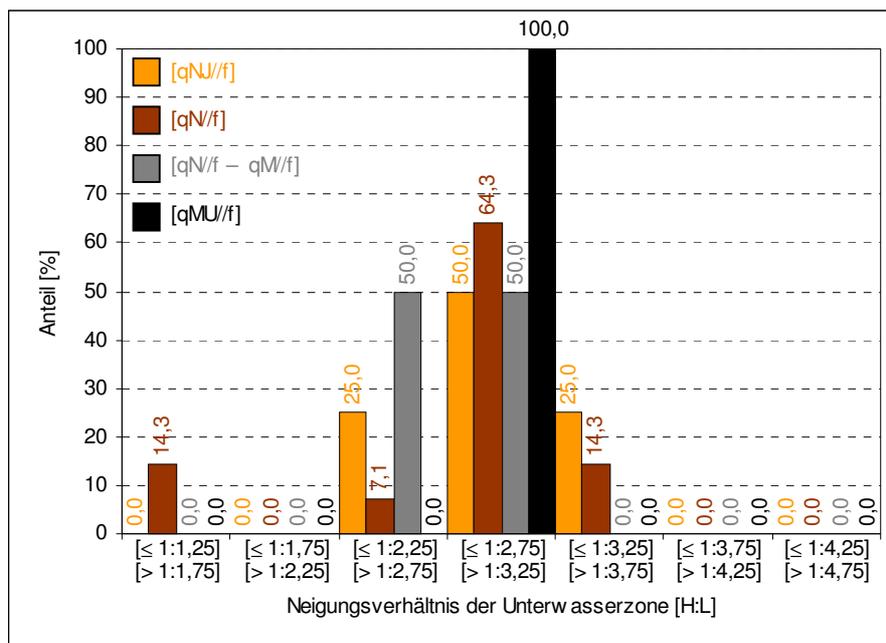


Abb. 50: Böschungsneigungen in der Unterwasserzone unter Zuordnung von Kartiereinheiten am Niederrhein (Nordrhein-Westfalen).

Als Fallbeispiel wird *Aufschluss Nr. 61* auf dem Blatt 4204 Rees der GK25 angeführt (s. Abb. 51). Typisch für die Ausbildung von Unterwasserböschungen in sandigen bis kiesigen, fluviatilen Ablagerungen der Niederterrassen-Zeit am Niederrhein sind – wie in *Aufschluss Nr. 61* bei Bergerfurth – noch verhältnismäßig steile Böschungsneigungen mit $H:L \sim 1:2,75$. Auffallend an der Darstellung in Abb. 51 ist, als ein weit verbreitetes Phänomen bei der unkontrollierten Baggerung, der mehr oder weniger einheitliche Neigungswinkel, trotz einer wechselnden Schichtausbildung.

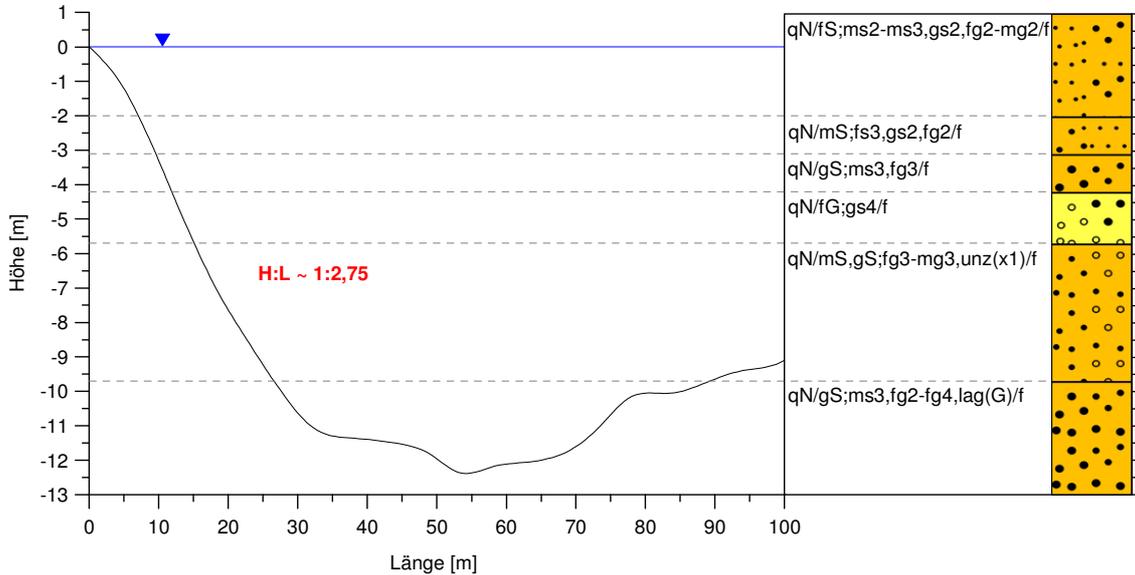


Abb. 51: Ausbildung der Unterwasserböschung in fluviatilen Ablagerungen der Niederterrassen-Zeit am Niederrhein mit Typprofil der Schichtenfolge am Standort (*Aufschluss-Nr.*: 61, Nordrhein-Westfalen) [Abb. überhöht].

Ein weiterer Teil der Seen liegt an der Weser (*Aufschluss-Nr.*: 46-48, 122, 135). Dort stehen fluviatile Sedimente der Niederterrassen-Zeit [qN/G-S;g/f] bei Wassertiefen von 5 m bis 11 m im Aufschluss (s. Tab. 40 und Abb. 52).

#	Kartiereinheit	Peilungen	Neigungsverhältnis (Minimalwert)	Neigungsverhältnis (Maximalwert)	Neigungsverhältnis (Mittelwert)
1	[qN/G-S;g/f]	5	H:L = 1:3,50	H:L = 1:2,25	H:L = 1:2,85
<i>Aufschluss-Nr.</i> : 46-48, 122, 135					

Tab. 40: Böschungsneigungen in der Unterwasserzone unter Zuordnung von Kartiereinheiten an der Weser (Nordrhein-Westfalen).

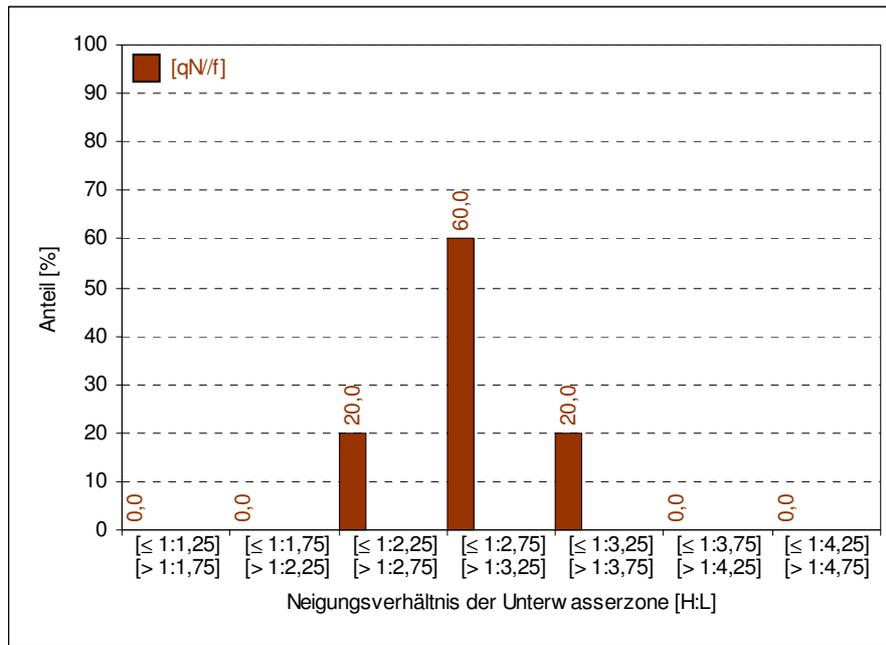


Abb. 52: Böschungsneigungen in der Unterwasserzone unter Zuordnung von Kartiereinheiten an der Weser (Nordrhein-Westfalen).

Ein anderer Teil der Seen ist in Quarzsandvorkommen (*Aufschluss-Nr.*: 86, 87, 102) angelegt, und zwar im sogenannten "Halturner Revier". Hier stehen marine Ablagerungen der Oberkreide (Santon) [krca/fs-ms(qz)/m] (*Aufschluss-Nr.*: 86, 87) bei Böschungsneigungen von H:L = 1:3,50 und Wassertiefen von 25 m bis 30 m sowie ähnliche Sedimente der Oberkreide (Santon bis Campan) [krca/fs-ms(qz)/m – krca/fs-ms(qz)/f] (*Aufschluss-Nr.*: 102) bei einer Neigung von H:L = 1:4,25 und Tiefe von 17 m im Anschnitt.

Als Fallbeispiel wird *Aufschluss Nr.* 102 auf dem Blatt 4008 Gescher der GK25 angeführt (s. Abb. 53). Charakteristisch für die Ausbildung von Unterwasserböschungen in fein- bis mittelsandigen, locker gelagerten und entsprechend verflüssigungsgefährdeten, marinen Ablagerungen der Oberkreide (Quarzsand) sind – wie in *Aufschluss Nr.* 102 bei Coesfeld – extrem flache Böschungsneigungen mit H:L ~ 1:4,25 und teilweise erheblich darunter. Damit gehören diese Böschungen zu den flachsten in Deutschland.

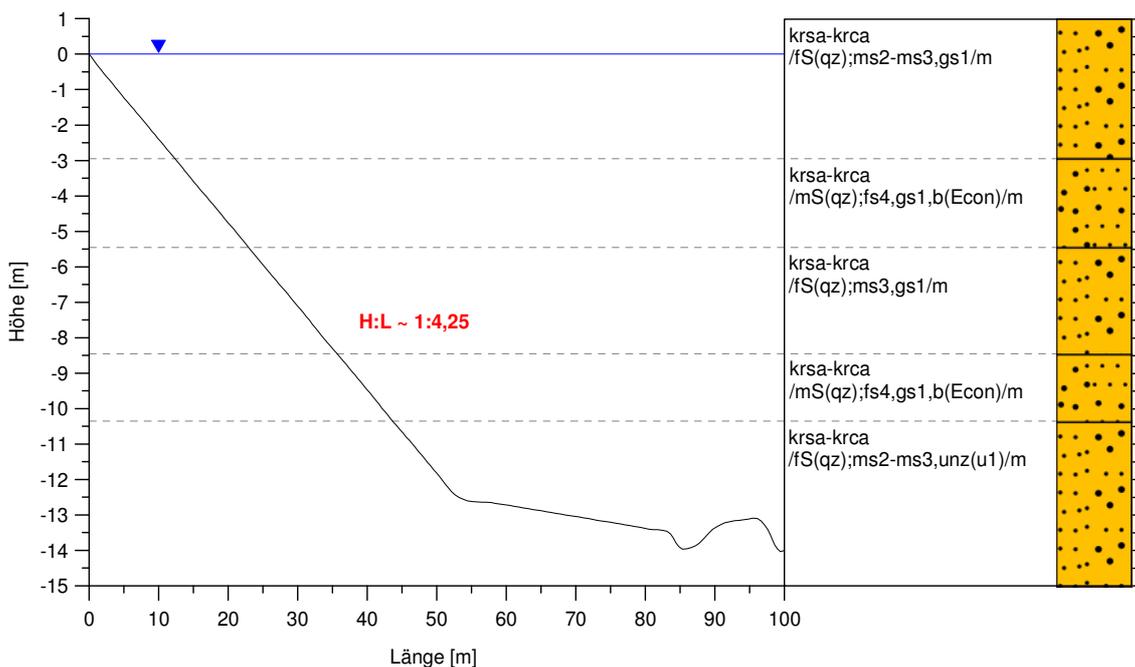


Abb. 53: Ausbildung der Unterwasserböschung in marinen Ablagerungen der Oberkreide (Quarzsand) mit Typprofil der Schichtenfolge am Standort (*Aufschluss-Nr.*: 102, Nordrhein-Westfalen) [Abb. überhöht].

Ein kleinerer Teil der Seen liegt an der Lippe (*Aufschluss-Nr.*: 49, 112). Dort stehen fluviatile Sedimente der Niederterrassen-Zeit [qN/G-S;g/f] bei Böschungsneigungen von H:L = 1:3,00 und Wassertiefen von 9 m bis 14 m im Aufschluss.

Die übrigen Tagebauseen sind auf verschiedene Standorte (*Aufschluss-Nr.*: 1, 39, 103, 131) verteilt (s. Tab. 41 mit Anh. 1). In *Aufschluss Nr.* 39 erstreckt sich die Gewinnung auch auf die Hauptkies-Serie (Kieseloolith-Schichten) aus dem Pliozän im Liegenden der jüngeren Hauptterrasse am Rhein.

#	Kartiereinheit	Peilungen	Neigungsverhältnis
1	[qNJ/S/f] <i>Aufschluss-Nr.</i> : 131	1	H:L = 1:4,00
2	[qN/S-S;g/f] <i>Aufschluss-Nr.</i> : 103	1	H:L = 1:4,00
3	[qO/G-S;g/f] <i>Aufschluss-Nr.</i> : 1	1	H:L = 1:2,00
4	[qHJ/G-S;g/f] <i>Aufschluss-Nr.</i> : 39	1	H:L = 1:2,25

Tab. 41: Böschungsneigungen in der Unterwasserzone unter Zuordnung von Kartiereinheiten (*Aufschluss-Nr.*: 1, 39, 103, 131) (Nordrhein-Westfalen).

Als Gewinnungsgeräte kamen in der Mehrheit Schwimmgreiferbagger (*Aufschluss-Nr.*: 2, 8-11, 13, 17, 35, 39, 52, 61, 62, 66, 70, 91-99, 143, 144) aber auch Grundsaugbagger (*Aufschluss-Nr.*: 1, 47, 92, 95, 102, 103, 135), Schneidkopfsaugbagger (*Aufschluss-Nr.*: 40, 49, 87, 131), Schneidradsaugbagger (*Aufschluss-Nr.*: 86, 102, 112) und Eimerkettenbagger (*Aufschluss-Nr.*: 46, 48) sowie landgestützter Eimerkettenbagger (*Aufschluss-Nr.*: 122) zum Einsatz. Die Gewinnung erfolgte als unkontrollierte Baggerung (*Aufschluss-Nr.*: 1, 2, 8-11, 13, 17, 35, 39, 46-49, 52, 61, 62, 66, 70, 86, 87, 91-99, 102, 103, 131, 135, 143, 144) oder in kontrollierter Ausführung (*Aufschluss-Nr.*: 40, 112, 122).

Die Lagerstättenkennwerte zu *Aufschluss Nr.* 8-10, 13, 52, 61, 62, 86, 87, 92, 93, 96-99 finden Berücksichtigung zur Regressionsanalyse in Kap. 6.3.2.4, hingegen diejenigen zu *Aufschluss Nr.* 2, 11, 102, 131, 135 nicht – und zwar im Hinblick auf die kurze Standzeit der Abbauböschung (*Aufschluss-Nr.*: 11, 135), auf das offensichtliche Verflüssigungspotential des locker gelagerten Bodens (*Aufschluss-Nr.*: 102, 131) sowie unter Würdigung anderer Kriterien (*Aufschluss-Nr.*: 2):

Die Gewinnung in *Aufschluss Nr.* 2 wurde wohl wegen der Nachbarschaft zu einer Bundesautobahn bei Sicherung der Wasserwechselzone und von Teilen der Unterwasserböschung mit Packlagen von Steinen und Blöcken durchgeführt – damit stellt der Baggersee unter den Aufschlüssen in Anh. 1 einen außergewöhnlichen Einzelfall dar. Offensichtlich wurden dabei stark übersteilte Böschungsneigungen erhalten, die im gewachsenen Boden so nicht resultieren. Dementsprechend wurde auf eine statistische Betrachtung der unrepräsentativen Kennwerte zu *Aufschluss Nr.* 2 verzichtet.

Rheinland-Pfalz

Aus Rheinland-Pfalz liegen zu 6 Aufschlüssen Messwerte von Echolotpeilungen (*Aufschluss-Nr.:* 29, 31, 109, 110, 129, 132) vor, davon zu 5 Vorkommen auch Schichtenverzeichnisse von Aufschlussbohrungen (*Aufschluss-Nr.:* 31, 109, 110, 129, 132) und zu 5 Standorten Ergebnisse von Korngrößenanalysen (*Aufschluss-Nr.:* 29, 31, 109, 110, 129).

Die Gesamtheit der Baggerseen liegt am Oberrhein. Hier stehen, in den tieferen Abschnitten von *Aufschluss Nr.* 109, 129, 132 mit älteren Schichtenfolgen im Liegenden, fluviatile Ablagerungen der Niederterrassen-Zeit [qN/G-S;g/f] bei Wassertiefen von 13 m bis 30 m sowie fluviatile Sedimente des Jungpleistozän (ungegliedert) [qpj/G-S;g/f] bei Tiefen von 13 m bis 16 m im Abbau (s. Tab. 42 und Abb. 54). In *Aufschluss Nr.* 109, 129, 132 erstreckt sich die Abgrabung zum Teil auch auf den Oberen Zwischenhorizont [OZH], das Mittlere Kieslager [MKL], den Unteren Zwischenhorizont [UZH] und das Untere Kieslager [UKL] aus dem Mittel- bis Altpleistozän.

#	Kartiereinheit	Peilungen	Neigungsverhältnis (Minimalwert)	Neigungsverhältnis (Maximalwert)	Neigungsverhältnis (Mittelwert)
1	[qN/G-S;g/f]	4	H:L = 1:3,00	H:L = 1:2,50	H:L = 1:2,61
	<i>Aufschluss-Nr.:</i> 109, 110, 129, 132				
2	[qpj/G-S;g/f]	2	H:L = 1:2,75	H:L = 1:2,50	H:L = 1:2,62
	<i>Aufschluss-Nr.:</i> 29, 31				

Tab. 42: Böschungsneigungen in der Unterwasserzone unter Zuordnung von Kartiereinheiten am Oberrhein (Rheinland-Pfalz).

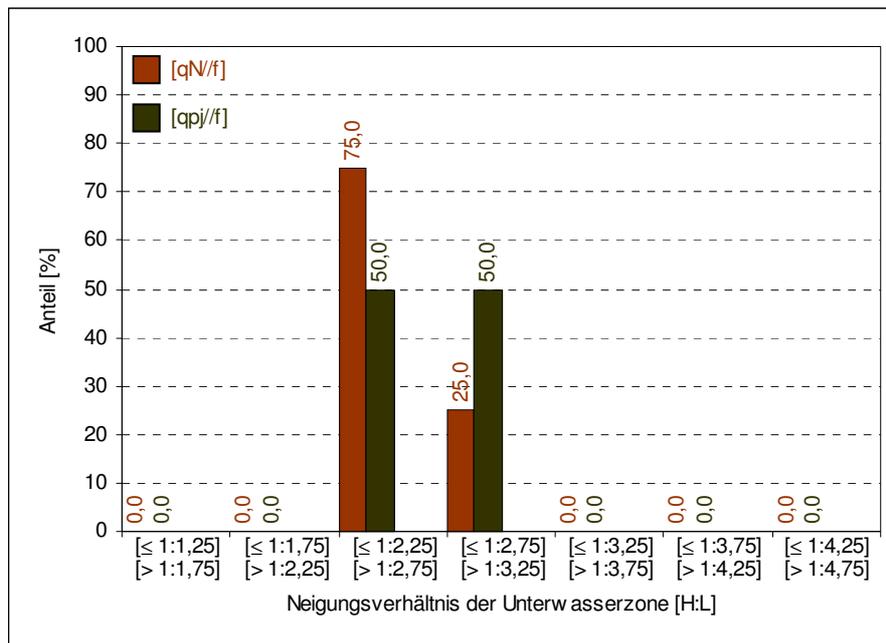


Abb. 54: Böschungsneigungen in der Unterwasserzone unter Zuordnung von Kartiereinheiten am Oberrhein (Rheinland-Pfalz).

Als Fallbeispiel wird *Aufschluss Nr. 109* auf dem Blatt 6915 Wörth am Rhein der GK25 angeführt (s. Abb. 55). Charakteristisch für die Ausbildung von Unterwasserböschungen in kiesigen, fluviatilen Ablagerungen des Oberen Kieslagers am Oberrhein sind – wie in *Aufschluss Nr. 109* bei Hagenbach – vergleichsweise steile Böschungsneigungen mit $H:L \sim 1:2,50$. Auffallend an der Darstellung in Abb. 55 ist einmal mehr der deutlich ausgeprägte Greifertrichter am betrachteten Böschungsfuß, bedingt durch eine stationäre Greiferbaggerung.

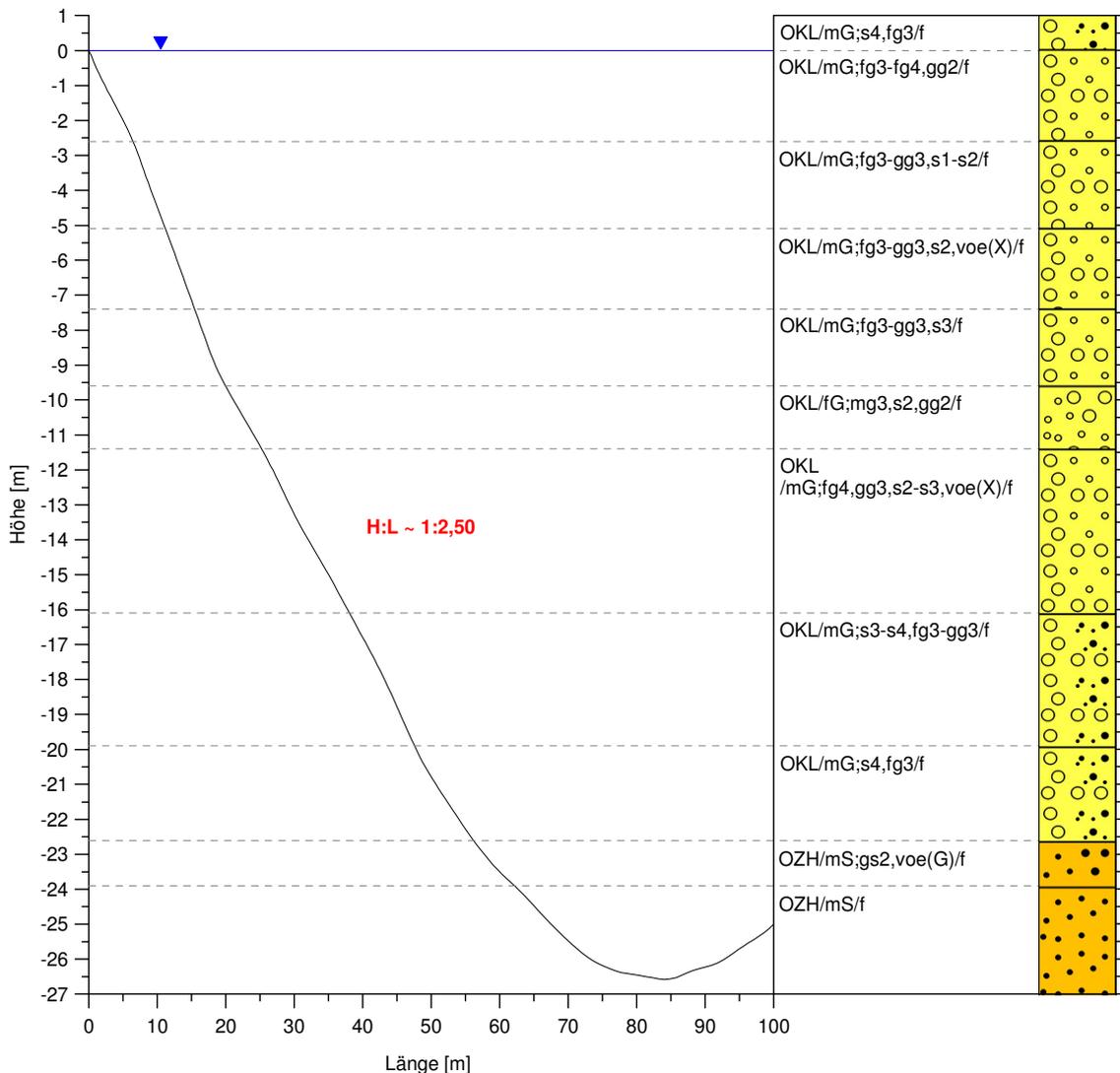


Abb. 55: Ausbildung der Unterwasserböschung in fluviatilen Ablagerungen der Oberen Kieslagers am Oberrhein mit Typprofil der Schichtenfolge am Standort (*Aufschluss-Nr.*: 109, Rheinland-Pfalz) [Abb. überhöht].

Als Gewinnungsgeräte kamen in der Mehrzahl Schwimmgreiferbagger (*Aufschluss-Nr.*: 29, 31, 109, 129, 132) aber auch Eimerkettenbagger (*Aufschluss-Nr.*: 110) zum Einsatz. Die Gewinnung erfolgte als unkontrollierte Baggerung.

Die Lagerstättenkennwerte zu *Aufschluss Nr.* 29, 31, 109, 110, 129 finden Aufnahme zur Regressionsanalyse in Kap. 6.3.2.4.

Sachsen

Aus Sachsen liegen nur zu einem Tagebau Messwerte von Echolotpeilungen (*Aufschluss-Nr.*: 104) vor, dazu aber Schichtenverzeichnisse von Erkundungsbohrungen und Ergebnisse von Korngrößenanalysen.

Der betreffende Baggersee liegt an der Elbe. Dort stehen fluviatile Ablagerungen der Niederterrassen-Zeit [qN/G-S;g/f] bei einer Böschungsneigung von H:L = 1:2,50 und Wassertiefe von 10 m im Aufschluss. Als Gewinnungsgerät kam ein Grundsaugbagger zum Einsatz. Die Gewinnung erfolgte als unkontrollierte Baggerung.

Die Lagerstättenkennwerte zu *Aufschluss Nr.* 104 finden Berücksichtigung zur Regressionsanalyse in Kap. 6.3.2.4.

Sachsen-Anhalt

Aus Sachsen-Anhalt liegen zu 3 Aufschlüssen Messwerte von Echolotpeilungen (*Aufschluss-Nr.*: 3, 21, 64) vor, davon zu 2 Vorkommen auch Schichtenverzeichnisse von Aufschlussbohrungen (*Aufschluss-Nr.*: 3, 21) und zu einem Standort Ergebnisse von Korngrößenanalysen (*Aufschluss-Nr.*: 3).

Ein einzelner Tagebausee liegt an der Elbe (*Aufschluss-Nr.*: 3), ein anderer ist in einem Schmelzwassersandvorkommen (*Aufschluss-Nr.*: 21) angelegt und ein weiterer liegt an der Mulde (*Aufschluss-Nr.*: 64). Hier stehen fluviatile Sedimente der Weichsel-Kaltzeit [qw/S;g-G/f] (*Aufschluss-Nr.*: 3) bei einer Böschungsneigung von H:L = 1:2,75 und Wassertiefe von 8 m, glazifluviatile Ablagerungen der Saale-Kaltzeit (Drenthe-Stadium) [qD/S-S;g/gf] (*Aufschluss-Nr.*: 21) bei einer Neigung von H:L = 1:3,00 und Tiefe von 7 m sowie fluviatile Sedimente der Niederterrassen-Zeit [qN/G-S;g/f] (*Aufschluss-Nr.*: 64) bei einer Neigung von H:L = 1:2,25 und Tiefe von 15 m im Abbau.

Als Gewinnungsgeräte kamen Grundsaugbagger zum Einsatz. Die Gewinnung erfolgte als unkontrollierte Baggerung.

Die Lagerstättenkennwerte zu *Aufschluss Nr.* 3 finden Aufnahme zur Regressionsanalyse in Kap. 6.3.2.4.

Schleswig-Holstein

Aus Schleswig-Holstein liegen zu 5 Tagebauen Messwerte von Echolotpeilungen (*Aufschluss-Nr.*: 38, 65, 75, 119, 120) vor, davon zu 4 Vorkommen auch Schichtenverzeichnisse von Erkundungsbohrungen und Ergebnisse von Korngrößenanalysen (*Aufschluss-Nr.*: 65, 75, 119, 120).

Die Mehrzahl der Baggerseen ist in Schmelzwassersandvorkommen (*Aufschluss-Nr.*: 38, 75, 119, 120) angelegt. Dort stehen glazifluviatile Ablagerungen der Weichsel-Kaltzeit [qw/S-S;g/gf] (*Aufschluss-Nr.*: 75, 119, 120) bei Böschungsneigungen von H:L = 1:3,50 bis H:L = 1:3,25 und Wassertiefen von 7 m bis 12 m sowie glazifluviatile Sedimente der Saale-Kaltzeit [qs/S/gf] (*Aufschluss-Nr.*: 38) bei einer Neigung von H:L = 1:4,00 und Tiefe von 21 m im Aufschluss.

Ein einzelner Tagebausee ist in einem Sandvorkommen (*Aufschluss-Nr.*: 65) als Seitenentnahme für den Bau der Bundesautobahn A20 angelegt. Hier stehen Beckenablagerungen der Weichsel-Kaltzeit [qw/fS-mS;u/b] bei einer Böschungsneigung von H:L = 1:4,00 und Wassertiefe von 8 m im Abbau.

Als Gewinnungsgeräte kamen Grundsaugbagger (*Aufschluss-Nr.*: 38, 120) und Schneidkopfsaugbagger (*Aufschluss-Nr.*: 65) sowie Schrapper (*Aufschluss-Nr.*: 75, 119) zum Einsatz. Die Gewinnung erfolgte als unkontrollierte Baggerung (*Aufschluss-Nr.*: 38, 120), in kontrollierter Ausführung (*Aufschluss-Nr.*: 65) oder mit gerätetypischer Profilierung (*Aufschluss-Nr.*: 75, 119).

Die Lagerstättenkennwerte zu *Aufschluss Nr.* 120 finden keine Berücksichtigung zur Regressionsanalyse in Kap. 6.3.2.4 – und zwar im Hinblick auf die vergleichsweise kurze Standzeit der Abbauböschung.

Thüringen

Aus Thüringen liegen zu 2 Aufschlüssen Ergebnisse von Echolotpeilungen (*Aufschluss-Nr.: 73, 121*) vor, dazu auch Schichtenverzeichnisse von Aufschlussbohrungen und Ergebnisse von Korngrößenanalysen.

Die beiden Baggerseen liegen zwischen den Flüssen Zorge und Helme, in der sogenannten "*Goldenen Aue*". Hier stehen, in den tieferen Abschnitten mit älteren Schichtgliedern im Liegenden, fluviatile Ablagerungen der Niederterrassen-Zeit [qN/G-S;g/f] bei Böschungsneigungen von H:L = 1:2,50 bis H:L = 1:2,25 und Wassertiefen von 24 m bis 25 m im Aufschluss. In *Aufschluss Nr. 73, 121* erstreckt sich die Abgrabung zum Teil auch auf Flussablagerungen der Saale- und Elster-Kaltzeit.

Als Gewinnungsgeräte kamen Schwimmgreiferbagger (*Aufschluss-Nr.: 73*) und Druckluftbagger (*Aufschluss-Nr.: 121*) zum Einsatz. Die Gewinnung erfolgte als unkontrollierte Baggerung.

Die Lagerstättenkennwerte zu *Aufschluss Nr. 73* finden Aufnahme zur Regressionsanalyse in Kap. 6.3.2.4, hingegen diejenigen zu *Aufschluss Nr. 121* nicht – und zwar im Hinblick auf die verhältnismäßig kurze Standzeit der Abbauböschung.

Aus den Bundesländern **Berlin**, **Bremen** und **Saarland** liegen keine Ergebnisse von Echolotpeilungen zur Auswertung im Rahmen dieser Arbeit vor.

Empfehlungen

Zur Gestaltung der Unterwasserböschung wird mit den Ergebnissen der Betrachtung in Kap. 7.2 zunächst eine Abschätzung der Neigung aus Erfahrungswerten in Anh. 1 vorgeschlagen. Detaillierte Empfehlungen sind Kap. 7.2.1.7 und Kap. 7.2.2.1 zu entnehmen.

7.2.1 KONTROLLIERTE BAGGERUNG

Die Ergebnisse der Parameterstudie mit den Berechnungsmodellen aus Kap. 6.3.1.1 zur Betrachtung von Einwirkungen auf Unterwasserböschungen bei der kontrollierten Baggerung sind auf S. 114 ff. und in Anh. 4 zusammengestellt.

7.2.1.1 BEANSPRUCHUNG DURCH DAS AUFTRETEN UND DIE BEWEGUNG VON GRUNDWASSER

Die Beanspruchung von Böschungen beim Auftreten und bei der Bewegung von Grundwasser ergibt sich mit den Grundlagen in Kap. 6.3.1.2 und bei Betrachtung der Berechnungsergebnisse in Tab. 43 wie folgt:

Bei Effluenz als ... "flächenhaft ausgedehnter Grundwasseraustritt in ein oberirdisches Gewässer" ... nach DIN 4049-3 (1994) wird die Standsicherheit gegen Böschungsbruch mit zunehmendem Grundwassergefälle durch die zum Baggersee hin gerichtete Strömungskraft etwas reduziert. Die Reduktion gegenüber dem Ruhezustand mit einem Gefälle von $I = 0,000$ und einer Anfangssicherheit $\eta = 1,00$ beträgt dabei in Abhängigkeit von den Bodenarten nach E DIN 1054 (2000) aus Tab. 6 mit $I = 0,050$ bis zu 6 % und mit $I = 0,100$ bis zu 12 %. Bei Influenz hingegen als ... "flächenhaft ausgedehnter Übertritt von Wasser aus oberirdischen Gewässern in das Grundwasser" ... nach DIN 4049-3 (1994) wird die Sicherheit mit ansteigendem Grundwassergefälle durch die zur Böschung hin gerichtete Strömungskraft etwas erhöht. Die Erhöhung gegenüber dem Ruhezustand beträgt dabei mit $I = - 0,050$ bis zu 3 % und mit $I = - 0,100$ bis zu 5 %.

Bodenart (s. Tab. 6)	$\eta =$	Grundwassergefälle $I [-]$					
		0,100	0,050	0,000	- 0,050	- 0,100	$\leq 0,100$ $\geq - 0,100$
1		0,88	0,94	1,00	1,01	1,03	$-4,9139 I^2 - 0,7087 I + 1,00$
2		0,89	0,94	1,00	1,01	1,03	$-4,7460 I^2 - 0,6708 I + 1,00$
3		0,89	0,94	1,00	1,00	1,02	$-4,6106 I^2 - 0,6368 I + 1,00$
4		0,89	0,94	1,00	1,01	1,03	$-4,3274 I^2 - 0,6848 I + 1,00$
5		0,89	0,94	1,00	1,00	1,03	$-4,3524 I^2 - 0,6606 I + 1,00$
6		0,90	0,94	1,00	1,00	1,02	$-4,3864 I^2 - 0,6325 I + 1,00$
7		0,91	0,95	1,00	1,00	1,02	$-3,3769 I^2 - 0,5866 I + 1,00$
8		0,92	0,95	1,00	1,00	1,02	$-3,3474 I^2 - 0,5426 I + 1,00$
9		0,91	0,96	1,00	1,01	1,03	$-3,0843 I^2 - 0,5937 I + 1,00$
10		0,92	0,96	1,00	1,01	1,03	$-3,1023 I^2 - 0,5374 I + 1,00$
11		0,92	0,96	1,00	1,00	1,02	$-3,1362 I^2 - 0,4931 I + 1,00$
12		0,92	0,96	1,00	1,00	1,02	$-3,1476 I^2 - 0,4729 I + 1,00$
13		0,93	0,96	1,00	1,00	1,02	$-2,7136 I^2 - 0,4345 I + 1,00$
14		0,92	0,96	1,00	1,03	1,05	$-1,8544 I^2 - 0,6536 I + 1,00$
15		0,92	0,96	1,00	1,02	1,04	$-1,7440 I^2 - 0,6028 I + 1,00$
16		0,93	0,96	1,00	1,02	1,04	$-1,8816 I^2 - 0,5612 I + 1,00$
17		0,93	0,97	1,00	1,02	1,04	$-1,8908 I^2 - 0,5421 I + 1,00$
18		0,94	0,97	1,00	1,02	1,03	$-1,8991 I^2 - 0,4908 I + 1,00$
19		0,93	0,97	1,00	1,02	1,04	$-1,2136 I^2 - 0,5472 I + 1,00$
20		0,94	0,97	1,00	1,02	1,04	$-1,2720 I^2 - 0,4970 I + 1,00$
21		0,94	0,97	1,00	1,02	1,03	$-1,2831 I^2 - 0,4551 I + 1,00$

Tab. 43: Standsicherheiten η für Berechnungsmodelle aus Kap. 6.3.1.1 als Einzelwerte und Polynomfunktionen der Tabellenwerte bei Ansatz eines Grundwassergefälles von $I = 0,100$ bei Effluenz bis $I = - 0,100$ bei Influenz.

7.2.1.2 BEANSPRUCHUNG DURCH STÄNDIGE LASTEN

Die Beanspruchung von Böschungen beim Auftreten von ständigen Lasten ergibt sich mit den Grundlagen in Kap. 6.3.1.3 und bei Betrachtung der Berechnungsergebnisse in Anh. 4.1 und Anh. 4.2 wie folgt:

Bei Ansatz einer ständigen Last von $q = 10,0 \text{ kN m}^{-2}$ als Flächenlast für geringere bewegliche Lasten auf dem Böschungskopf wird die Standsicherheit gegen Böschungsbruch durch die resultierende Gewichtskraft nur unwesentlich reduziert. Die Reduktion gegenüber dem Anfangszustand in Tab. 43 unter Annahme eines Grundwassergefälles von $I = 0,100$ bei Effluenz bis $I = -0,100$ bei Influenz ohne Zusatzlasten beträgt dabei nicht mehr als 2 %.

Bei Ansatz einer ständigen Last von $q = 20,0 \text{ kN m}^{-2}$ als Flächenlast für höhere bewegliche Lasten auf der Böschungsschulter wird die Sicherheit kaum stärker reduziert. Die Reduktion gegenüber dem Zustand in Tab. 43 beträgt dabei bis zu 3 %.

7.2.1.3 BEANSPRUCHUNG DURCH VERKEHRSLASTEN

Die Beanspruchung von Böschungen beim Auftreten von Verkehrslasten ergibt sich mit den Grundlagen in Kap. 6.3.1.4 und bei Betrachtung der Berechnungsergebnisse in Anh. 4.3 und Anh. 4.4 wie folgt:

Bei Ansatz einer Verkehrslast von $p = 5,0 \text{ kN m}^{-2}$ als Ersatzflächenlast für leichteren Verkehr auf dem Böschungskopf wird die Standsicherheit gegen Böschungsbruch durch die resultierende Gewichtskraft nicht signifikant reduziert. Die Reduktion gegenüber dem Anfangszustand in Tab. 43 unter Annahme eines Grundwassergefälles von $I = 0,100$ bei Effluenz bis $I = -0,100$ bei Influenz ohne Zusatzlasten beträgt dabei weniger als 1 %. Auf Darstellung der Berechnungsergebnisse in tabellarischer Form wird daher verzichtet.

Bei Ansatz einer Verkehrslast von $p = 16,7 \text{ kN m}^{-2}$ als Ersatzflächenlast für schwereren Verkehr auf der Böschungsschulter wird die Sicherheit nur unwesentlich reduziert. Die Reduktion gegenüber dem Zustand in Tab. 43 beträgt dabei nicht mehr als 3 %.

Bei Ansatz einer Verkehrslast von $p = 33,3 \text{ kN m}^{-2}$ als Ersatzflächenlast für schwersten Verkehr auf dem Böschungskopf wird die Sicherheit kaum stärker reduziert. Die Reduktion gegenüber dem Zustand in Tab. 43 beträgt dabei bis zu 4 %.

7.2.1.4 BEANSPRUCHUNG DURCH KOMBINIERTE LASTEN

Die Beanspruchung von Böschungen beim Auftreten von kombinierten Lasten aus ständigen Lasten und Verkehrslasten ergibt sich bei Betrachtung der Berechnungsergebnisse in Anh. 4.5, Anh. 4.6, Anh. 4.7 und Anh. 4.8 wie folgt:

Bei Ansatz einer kombinierten Last aus ständiger Last mit $q = 10,0 \text{ kN m}^{-2}$ und Verkehrslast mit $p = 16,7 \text{ kN m}^{-2}$ auf der Böschungsschulter in Entsprechung zu den oben angeführten Einzellasten wird die Standsicherheit gegen Böschungsbruch durch die resultierende Gewichtskraft nur geringfügig reduziert. Die Reduktion gegenüber dem Zustand in Tab. 43 beträgt dabei nicht mehr als 4 %.

Bei Ansatz einer kombinierten Last aus ständiger Last mit $q = 10,0 \text{ kN m}^{-2}$ und Verkehrslast mit $p = 33,3 \text{ kN m}^{-2}$ auf dem Böschungskopf wird die Sicherheit kaum stärker reduziert. Die Reduktion gegenüber dem Zustand in Tab. 43 beträgt dabei bis zu 6 %.

Bei Ansatz einer kombinierten Last aus ständiger Last mit $q = 20,0 \text{ kN m}^{-2}$ und Verkehrslast mit $p = 16,7 \text{ kN m}^{-2}$ auf der Böschungsschulter wird die Sicherheit wiederum nur geringfügig reduziert. Die Reduktion gegenüber dem Zustand in Tab. 43 beträgt dabei nicht mehr als 5 %.

Bei Ansatz einer kombinierten Last aus ständiger Last mit $q = 20,0 \text{ kN m}^{-2}$ und Verkehrslast mit $p = 33,3 \text{ kN m}^{-2}$ auf dem Böschungskopf wird die Sicherheit etwas stärker reduziert. Die Reduktion gegenüber dem Zustand in Tab. 43 beträgt dabei bis zu 7 %.

7.2.1.5 BEANSPRUCHUNG DURCH PROFILGERECHTE BAGGERUNG

Die Beanspruchung von Böschungen bei Durchführung der profilgerechten Baggerung durch dynamische Einwirkungen ergibt sich, wie in Kap. 4.3.2.1 dargestellt, im Wesentlichen durch die Trägheit des Baggergerätes beim Verholen und mit dem Anfahren des Gebirges als auch aus der Erfahrung und Sorgfalt des Baggermeisters bei der Bauausführung.

Die Verminderung der Standsicherheit gegen Böschungsbruch beträgt dabei nach Erfahrungen und mdl. Mitt. von PATZOLD (2004) und VON GARREL (2004) aus der Bauleitung in der Nassbaggerei im In- und Ausland über einen Zeitraum von mehr als 30 Jahren bei Firma STRABAG-BALLAST, Rendsburg, bei Firma HEINRICH HIRDES, Hamburg, und bei Firma RATHJENS, Hamburg, nicht mehr als 10 % gegenüber der Anfangssicherheit in Tab. 43 und Anh. 4 unter Ansatz des effektiven Reibungswinkels φ' auf S. 24 im gewachsenen Boden. Dieses Maß stellt eine auf der sicheren Seite liegende Annahme dar.

Im Vergleich zur Box-Cut Baggerung und zur unkontrollierten Baggerung ergeben sich damit nur geringfügige Beanspruchungen mit oberflächennahen Auflockerungen des anstehenden Lockergesteins, die sich dennoch durch nachfolgende Verflachungen der Unterwasserböschung im Zuge und nach Abschluss der Bauarbeiten bemerkbar machen.

Eine Verifizierung der Angaben nach mdl. Mitt. von PATZOLD (2004) und VON GARREL (2004) im Rahmen der vorliegenden Arbeit war nicht möglich, da keine Echolotpeilungen zur statistischen Auswertung vorlagen.

7.2.1.6 BEANSPRUCHUNG DURCH BOX-CUT BAGGERUNG

Die Beanspruchung von Böschungen bei Ausführung der Box-Cut Baggerung durch dynamische Einwirkungen ergibt sich, wie in Kap. 4.3.2.1 dargestellt, im Wesentlichen durch das Auftreten von Böschungsbrüchen nach der Herstellung von Strossen als auch aus der Umsicht des Baggermeisters bei der Abbottätigkeit.

Die Verminderung der Standsicherheit gegen Böschungsbruch beträgt dabei nach Erfahrungen und mdl. Mitt. von PATZOLD (2004) und VON GARREL (2004) bei Gewinnung mit zwangsgeführten Lösewerkzeugen und geringerer Strossenhöhe bis zu 20 %, hingegen bei Abbau mit nicht zwangsgeführten Lösewerkzeugen und größerer Strossenhöhe bis zu 30 % gegenüber der Anfangssicherheit unter Ansatz des kritischen Reibungswinkels φ_c auf S. 26 im lockerst gelagerten Boden. Diese Beträge stellen wiederum auf der sicheren Seite liegende Annahmen dar.

Im Vergleich zur profilgerechten Baggerung ergeben sich damit höhere, aber im Verhältnis zur unkontrollierten Baggerung geringere Beanspruchungen mit rückschreitenden Auflockerungen des anstehenden Lockergesteins, die sich dementsprechend durch ausgeprägte Abflachungen der Unterwasserböschung im Verlauf und nach Abschluss der Bauarbeiten bemerklich machen.

Eine Überprüfung der Angaben nach mdl. Mitt. von PATZOLD (2004) und VON GARREL (2004) im Rahmen der vorliegenden Studie war wie in Kap. 7.2.1.5 nicht möglich.

7.2.1.7 GESTALTUNG DER UNTERWASSERBÖSCHUNG

Zur Gestaltung der Unterwasserböschung wird mit den Ergebnissen der Parameterstudie in Tab. 43 und Anh. 4, jedoch unter Vernachlässigung einer Verkehrslast durch Personenkraftwagen o.Ä. auf dem Böschungskopf mit einer Ersatzflächenlast von $q = 5,0 \text{ kN m}^{-2}$, hingegen mit den Angaben nach mdl. Mitt. von PATZOLD (2004) und VON GARREL (2004), eine Abschätzung der Neigung in Abhängigkeit von der Bodenart nach E DIN 1054 (2000) in Tab. 6 vorgeschlagen (s. Gl. [80] und [81]). Steilere Böschungsneigungen sind nur bei Sicherung der aquatischen Zone durch bautechnische Maßnahmen im Sinne der DIN 4047-5 (1989) zu vertreten. Unterschiedliche Methoden für eine Stabilisierung von Böschungen gegen Rutschung, allerdings weniger unter ökologischen Gesichtspunkten, werden beispielsweise von ABRAMSON et al. (2002) beschrieben.

Unter Berücksichtigung der Unsicherheiten bei der Messung oder Abschätzung des Reibungswinkels in Anlehnung an LANG et al. (2002) in Kap. 6.3.2.3 wird die Einführung eines Teilsicherheitsbeiwertes mit $\gamma_\varphi = 1,05$ oder $\gamma_\varphi = 1,10$ empfohlen.

Im Hinblick auf die Unwägbarkeiten bei der Herstellung der Böschung ist die Anpassung des Neigungsverhältnisses H:L – mit $H = 1$ – in Intervallen von $\Delta L = + 0,25$ aus Aufrundung durchzuführen.

Der Reibungswinkel φ in Gl. [80] und [81] versteht sich als teufenbezogenes und arithmetisches Mittel über die Mächtigkeit der Lagerstätte; eine Kohäsion wird vernachlässigt.

Die Standsicherheit $\eta_{tab.}$ in Gl. [80] und [81] ergibt sich als rein rechnerische Größe aus den Lastannahmen in Tab. 43 und Anh. 4 unter Zuordnung der Bodenart nach E DIN 1054 (2000) in Tab. 6.

$$H:L_{erf.} = \left[\eta_{tab.} \cdot \alpha_{dyn.} \cdot \tan \frac{\varphi}{\gamma_\varphi} \right] \quad [80]$$

$$\beta_{erf.} = \arctan \left[\eta_{tab.} \cdot \alpha_{dyn.} \cdot \tan \frac{\varphi}{\gamma_\varphi} \right] \quad [81]$$

mit:	$H:L_{erf.}$	Neigungsverhältnis der Unterwasserböschung	[-]
	$\beta_{erf.}$	Neigungswinkel der Unterwasserböschung	[°]
	$\eta_{tab.}$	Standsicherheit aus Lastannahmen	[-]
	$\alpha_{dyn.}$	Abminderungsbeiwert für Gewinnungsverfahren	[-]
	φ	Reibungswinkel des Bodens	[°]
	γ_φ	Teilsicherheitsbeiwert für Reibungswinkel	[-]
und:	$\eta_{tab.} =$	Ansatz siehe Tab. 43 und Anh. 4	
	$\alpha_{dyn.} = 0,90$	Ansatz für profilgerechte Baggerung	
	$\alpha_{dyn.} = 0,80$	Ansatz für Box-Cut Baggerung (Lösewerkzeug: zwangsgeführt; Strossenhöhe: klein)	
	$\alpha_{dyn.} = 0,70$	Ansatz für Box-Cut Baggerung (Lösewerkzeug: nicht zwangsgeführt; Strossenhöhe: groß)	
	$\varphi = \varphi'$	Ansatz für profilgerechte Baggerung	
	$\varphi = \varphi_c$	Ansatz für Box-Cut Baggerung	
	$\gamma_\varphi = 1,05$	Ansatz für mittleres Sicherheitsniveau	
	$\gamma_\varphi = 1,10$	Ansatz für hohes Sicherheitsniveau	

Als Alternative wird eine Anpassung der Neigung aus Standsicherheitsuntersuchungen nach DIN 4084 (1981) – jedoch bei Einführung eines Abminderungsbeiwertes in Abhängigkeit vom Gewinnungsverfahren und im Sinne von Kap. 7.2.1.5 und Kap. 7.2.1.6 – oder aber eine Abschätzung der Neigung aus Erfahrungswerten in Anh. 1 – jeweils unter Beachtung von Granulometrie, Stratigraphie und Genese der Lagerstätte – vorgeschlagen. Die Teilsicherheitsbeiwerte sind im ersten Fall in Abhängigkeit vom Lastfall nach DIN 1054 (2003) zu wählen.

7.2.2 UNKONTROLLIERTE BAGGERUNG

Die Ergebnisse der Regressionsanalyse mit den Lagerstättenkennwerten aus Kap. 6.3.2.2 und Kap. 6.3.2.3 zur Betrachtung der Ausbildung von Unterwasserböschungen bei der unkontrollierten Baggerung an 37 Standorten sind in Vollständigkeit bei BODE (2004 a) zusammengestellt (*Aufschluss-Nr.*: 3, 5, 8-10, 13, 25, 28-31, 34, 52, 61, 62, 73, 76, 85-88, 90, 92, 93, 96-99, 104, 108-110, 114-117, 129). Auf S. 118 ff. wird zur Entwicklung des Planungssystems dazu ein Überblick gegeben.

Formulierung des Modells

Aus Geländebeobachtungen und Grundsatzüberlegungen wird zunächst ein Einfluss der Kennwerte Reibungswinkel φ' und Feinkornanteil $\mu_0^{<0,63}$ mit der Wassertiefe d auf die Einstellung von Unterwasserböschungen angenommen. Dabei gilt augenscheinlich:

Mit der Zunahme des Reibungswinkels nimmt der Widerstand des Bodens in der Böschung gegen Verformung oder Bruch zu (s. S. 17). Mit der Zunahme des Feinkornanteils und der Wassertiefe hingegen nimmt die Reichweite eines Suspensionsstromes nach Auflösung der Struktur und Strukturfestigkeit eines Rutschkörpers aus der Ortsbrust beim Abbau und damit das Maß der Böschungsabflachung zum Böschungsfuß hin zu (s. S. 28 und KELM, 2003).

Zusammenfassung der Berechnungsergebnisse

Das Ergebnis der Regressionsanalyse als einfache Regression mit der Böschungsneigung als Regressand – ausgedrückt als Kehrwert n^{-1} des Neigungsbeiwertes n – und dem Reibungswinkel φ' als Regressor lässt einen quasilinearen Zusammenhang annehmen (s. Abb. 56 und Tab. 44).

Der F-Test lässt zudem für die erhaltene Regressionsgleichung, ebenso wie der t-Test für den betrachteten Regressor, auf statistische Signifikanz schließen. Das Konfidenzintervall für den Regressionskoeffizienten des Kennwertes φ' von -0,115889 ergibt sich bei einem Standardfehler von 0,007956 und mit einer Vertrauenswahrscheinlichkeit von 0,95 gemäß STUDENT / GOSSET bei 35 Freiheitsgraden zu lediglich $-0,132040 \leq \beta_j \leq -0,099738$ und ohne Vorzeichenwechsel. Damit gilt schließlich: Je größer der Reibungswinkel, desto steiler die Böschungsneigung.

Die Reststreuung s repräsentiert einen verhältnismäßig geringen Fehler des angeführten Regressionsmodells für den zugrundegelegten Datensatz. Die Bestimmtheitsmaße r^2 und $r^2_{kor.}$ spiegeln eine im Sinne von PETERSEN & MEHR (1993) "starke" Anpassung und entsprechende Güte der erhaltenen Regressionsgleichung wider. Die PRESS-Reststreuung s_{PRESS} kennzeichnet eine bereits erhebliche Vorhersagekraft und hinreichende Genauigkeit des angeführten Regressionsmodells.

Bei Wertung der Tests auf Signifikanz, Güte und Genauigkeit wird die betrachtete Regressionsgleichung in Tab. 44 zur Abschätzung von standsicheren Unterwasserböschungen bei der unkontrollierten Baggerung als "bedingt geeignet" eingestuft.

Regressionsgleichung		$n^{-1} = 6,971592 - 0,115889 \varphi' $			
Regressionskoeffizient $ \varphi' $	$\hat{b}_j =$	0,926492			
F-Test	$F_{emp.} =$	212,150	$4,08 < F_{tab.} < 4,17$	$P = 0,95$	$7,31 < F_{tab.} < 7,56$ $P = 0,99$
t-Test $ \varphi' $	$t_{emp.} =$	-14,565	$t_{tab.} = 2,030$	$P = 0,95$	$t_{tab.} = 2,724$ $P = 0,99$
Reststreuung	$s =$	0,119803			
Bestimmtheitsmaße	$r^2 =$	0,858387	$r^2_{kor.} = 0,854341$		
PRESS-Reststreuung	$s_{PRESS} =$	0,124177			

Tab. 44: Ergebnis der Regressionsanalyse mit der Böschungsneigung als Regressand – ausgedrückt als Kehrwert n^{-1} des Neigungsbeiwertes n – und dem Reibungswinkel φ' als Regressor für $30,2 \leq |\varphi'| \leq 39,8$.

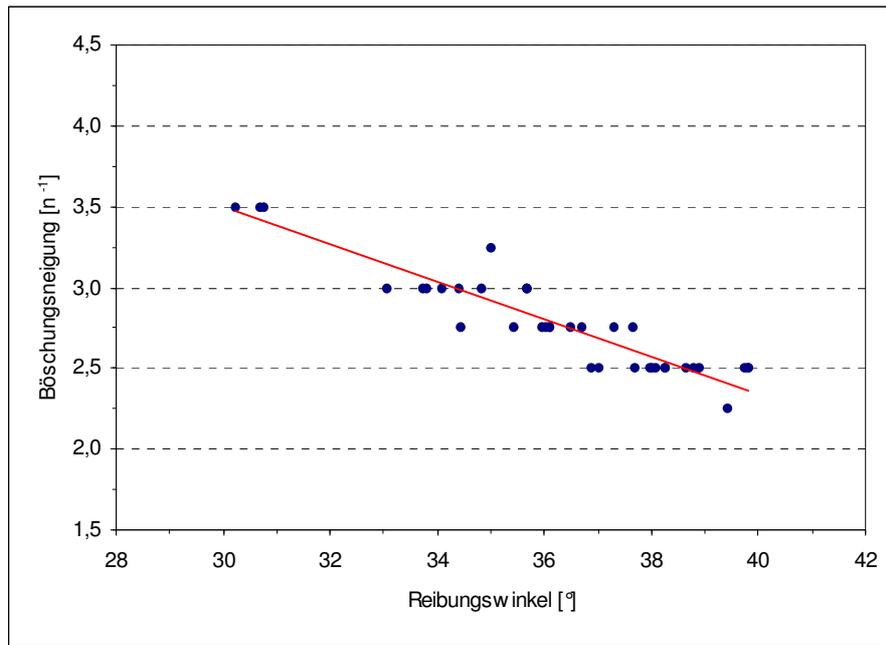


Abb. 56: Abhängigkeit der Böschungsneigung – ausgedrückt als Kehrwert n^{-1} des Neigungsbeiwertes n – vom Reibungswinkel φ' für $30,2 \leq |\varphi'| \leq 39,8$.

Das Ergebnis der Regressionsanalyse als einfache Regression mit der Böschungsneigung als Regressand – ausgedrückt als Kehrwert n^{-1} des Neigungsbeiwertes n – und dem Feinkornanteil $\mu_0^{<0,63}$ als Regressor lässt wiederum einen quasilinearen Zusammenhang annehmen (s. Abb. 57 und Tab. 45).

Der F-Test lässt zudem für die erhaltene Regressionsgleichung, ebenso wie der t-Test für den betrachteten Regressor, auf statistische Signifikanz schließen. Das Konfidenzintervall für den Regressionskoeffizienten des Kennwertes $\mu_0^{<0,63}$ von -0,011257 ergibt sich bei einem Standardfehler von 0,000942 und mit einer Vertrauenswahrscheinlichkeit von 0,95 gemäß STUDENT / GOSSET bei 35 Freiheitsgraden zu immerhin $0,009345 \leq \beta_j \leq 0,013169$ aber ohne Vorzeichenwechsel. Demnach gilt schließlich: Je größer der Feinkornanteil, desto flacher die Böschungsneigung.

Die Reststreuung s repräsentiert einen deutlich höheren Fehler des angeführten Regressionsmodells für den zugrundegelegten Datensatz als in Tab. 44. Die Bestimmtheitsmaße r^2 und $r^2_{kor.}$ spiegeln zwar eine im Sinne von PETERSEN & MEHR (1993) "starke" Anpassung und entsprechende Güte der erhaltenen Regressionsgleichung wider, die jedoch mit dem Maß $r^2 \sim 0,80$ nur eben gerade noch der Forderung von ORLOWSKI & SIBBERTSEN (1986) für die praktische Anwendung entspricht. Die PRESS-Reststreuung s_{PRESS} kennzeichnet eine deutlich reduzierte Vorhersagekraft und fragwürdige Genauigkeit des angeführten Regressionsmodells.

Bei Wertung der Tests auf Signifikanz, Güte und Genauigkeit wird die betrachtete Regressionsgleichung in Tab. 45 zur Abschätzung von standsicheren Unterwasserböschungen bei der unkontrollierten Baggerung als "eher ungeeignet" eingestuft.

Regressionsgleichung		$n^{-1} = 2,312057 + 0,011257 \cdot \mu_0^{<0,63}$			
Regressionskoeffizient $\mu_0^{<0,63}$	$\hat{b}_j =$	0,896250			
F-Test	$F_{emp.} =$	142,900	$4,08 < F_{tab.} < 4,17$	$P = 0,95$	$7,31 < F_{tab.} < 7,56$ $P = 0,99$
t-Test $\mu_0^{<0,63}$	$t_{emp.} =$	-11,954	$t_{tab.} = 2,030$	$P = 0,95$	$t_{tab.} = 2,724$ $P = 0,99$
Reststreuung	$s =$	0,141207			
Bestimmtheitsmaße	$r^2 =$	0,803264	$r^2_{kor.} = 0,797643$		
PRESS-Reststreuung	$s_{PRESS} =$	0,146718			

Tab. 45: Ergebnis der Regressionsanalyse mit der Böschungsneigung als Regressand – ausgedrückt als Kehrwert n^{-1} des Neigungsbeiwertes n – und dem Feinkornanteil $\mu_0^{<0,63}$ als Regressor für $2,4 \leq \mu_0^{<0,63} \leq 100,0$.

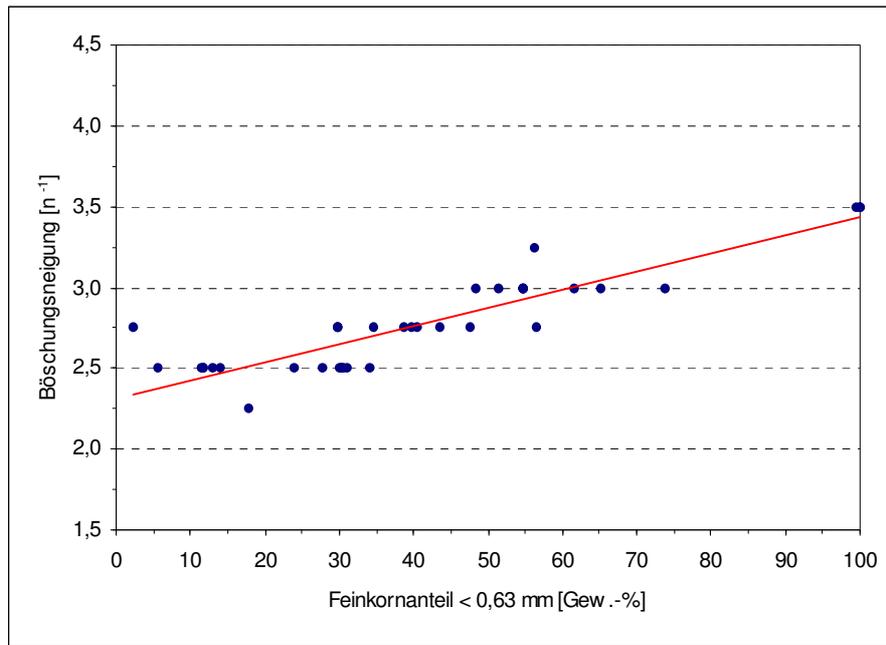


Abb. 57: Abhängigkeit der Böschungsneigung – ausgedrückt als Kehrwert n^{-1} des Neigungsbeiwertes n – vom Feinkornanteil $\mu_0^{<0,63}$ für $2,4 \leq |\mu_0^{<0,63}| \leq 100,0$.

Das Ergebnis der Regressionsanalyse als einfache Regression mit der Böschungsneigung als Regressand – ausgedrückt als Kehrwert n^{-1} des Neigungsbeiwertes n – und der Wassertiefe d als Regressor lässt nicht zwingend einen quasilinearen Zusammenhang annehmen (s. Abb. 58 und Tab. 46).

Der F-Test lässt zudem für die erhaltene Regressionsgleichung, und noch weniger als der t-Test für den betrachteten Regressor, auf statistische Signifikanz schließen. Das Konfidenzintervall für den Regressionskoeffizienten des Kennwertes d von 0,009065 ergibt sich bei einem Standardfehler von 0,006088 und mit einer Vertrauenswahrscheinlichkeit von 0,95 gemäß STUDENT / GOSSET bei 35 Freiheitsgraden zu immerhin $-0,382628 \leq \beta_j \leq 0,870816$ und mit Vorzeichenwechsel. Damit gilt im Gegensatz zu den eigenen Beobachtungen im Gelände und grundsätzlichen Überlegungen von KELM (2003) statistisch nicht unbedingt: Je größer die Wassertiefe, desto flacher die Böschungsneigung.

Die Reststreuung s repräsentiert einen nicht unerheblichen Fehler des angeführten Regressionsmodells für den zugrundegelegten Datensatz. Die Bestimmtheitsmaße r^2 und $r^2_{kor.}$ spiegeln eine im Sinne von PETERSEN & MEHR (1993) "schwache" Anpassung und entsprechende Güte der erhaltenen Regressionsgleichung wider. Die PRESS-Reststreuung s_{PRESS} kennzeichnet eine kaum nennenswerte Vorhersagekraft und ungenügende Genauigkeit des angeführten Regressionsmodells.

Bei Wertung der Tests auf Signifikanz, Güte und Genauigkeit wird die betrachtete Regressionsgleichung in Tab. 46 zur Abschätzung von standsicheren Unterwasserböschungen bei der unkontrollierten Baggerung als "gänzlich ungeeignet" eingestuft.

Regressionsgleichung		$n^{-1} = 2,619955 + 0,009065 d $			
Regressionskoeffizient $ d $	$\hat{b}_j =$	0,244094			
F-Test	$F_{emp.} =$	2,218	$4,08 < F_{tab.} < 4,17$	$P = 0,95$	$7,31 < F_{tab.} < 7,56$ $P = 0,99$
t-Test $ d $	$t_{emp.} =$	1,489120	$t_{tab.} = 2,030$	$P = 0,95$	$t_{tab.} = 2,724$ $P = 0,99$
Reststreuung	$s =$	0,308727			
Bestimmtheitsmaße	$r^2 =$	0,059817			$r^2_{kor.} =$ 0,032713
PRESS-Reststreuung	$s_{PRESS} =$	0,323929			

Tab. 46: Ergebnis der Regressionsanalyse mit der Böschungsneigung als Regressand – ausgedrückt als Kehrwert n^{-1} des Neigungsbeiwertes n – und der Wassertiefe d als Regressor für $4,0 \leq |d| \leq 40,0$.

Im Hinblick auf das Ergebnis der Regressionsanalyse in Tab. 46 ... "kann es ... nach BACKHAUS et al. (1996) allerdings ... sein, dass ein tatsächlicher Einflussfaktor als nicht signifikant erscheint, weil seine Wirkung durch Störeinflüsse verdeckt wird. Ein anderer Grund kann darin liegen, dass der Einflussfaktor in der Stichprobe nicht oder nur wenig variiert und somit auch keine Wirkung beobachtet werden kann"

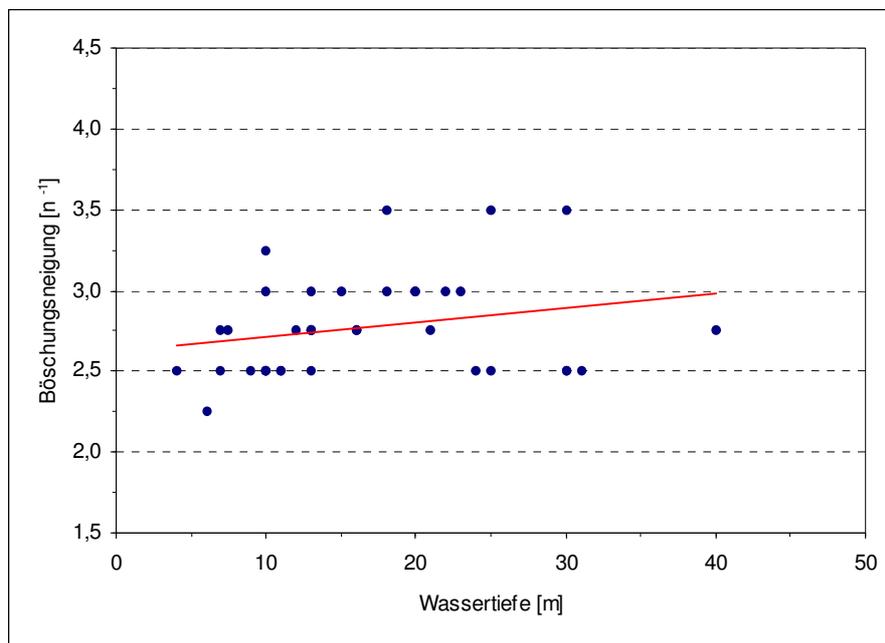


Abb. 58: Abhängigkeit der Böschungneigung – ausgedrückt als Kehrwert n^{-1} des Neigungsbeiwertes n – von der Wassertiefe d für $4,0 \leq |d| \leq 40,0$.

Das Ergebnis der Regressionsanalyse als multiple Regression mit Vorwärtsauswahl und Rückwärtselimination, mit der Böschungneigung als Regressand – ausgedrückt als Kehrwert n^{-1} des Neigungsbeiwertes n – und den Lagerstättenkennwerten aus Kap. 6.3.2.2 und 6.3.2.3 mit der Wassertiefe d als Regressoren lässt erneut einen quasilinearen Zusammenhang annehmen (s. Tab. 47).

Der Regressionskoeffizient \hat{b}_j des Kennwertes φ' lässt zugleich einen erheblichen Einfluss auf die abhängige Variable erkennen – derjenige des Wertes $\mu_0^{<0,63}$ ein geringeres aber merkliches Gewicht annehmen. Der F-Test lässt dabei für die erhaltene Regressionsgleichung, ebenso wie der t-Test für die betrachteten Regressoren, auf statistische Signifikanz schließen. Das Konfidenzintervall für den Regressionskoeffizient des Kennwertes φ' von $-0,074211$ ergibt sich bei einem Standardfehler von $0,012789$ und mit einer Vertrauenswahrscheinlichkeit von $0,95$ gemäß STUDENT / GOSSET bei 34 Freiheitsgraden zu lediglich $-0,100198 \leq \beta_j \leq -0,048224$ und ohne Vorzeichenwechsel – dasjenige des Wertes $\mu_0^{<0,63}$ von $0,004926$ bei einem Standardfehler von $0,001284$ zu immerhin $0,002317 \leq \beta_j \leq 0,007535$ aber ebenfalls ohne Richtungswechsel. Damit gilt tatsächlich: Je größer der Reibungswinkel und je kleiner der Feinkornanteil, desto steiler die Böschungneigung.

Der Korrelationskoeffizient von $0,849640$ der Regressoren φ' und $\mu_0^{<0,63}$ lässt allerdings eine unbestimmte Multikollinearität zwischen den unabhängigen Variablen erkennen. Der Durbin-Watson-Test mit einem Signifikanzniveau von $0,05$ gemäß DURBIN & WATSON (1951) bei 37 Beobachtungen und 2 Regressoren lässt hingegen nicht auf eine Autokorrelation zwischen den entsprechenden Residuen schließen.

Die Reststreuung s repräsentiert einen ausgesprochen geringen Fehler des angeführten Regressionsmodells für den zugrundegelegten Datensatz. Die Bestimmtheitsmaße r^2 und r^2_{kor} spiegeln eine im Sinne von PETERSEN & MEHR (1993) "starke" Anpassung und entsprechende Güte der erhaltenen Regressionsgleichung wider. Die PRESS-Reststreuung s_{PRESS} kennzeichnet eine unerwartet starke Vorhersagekraft und hervorragende Genauigkeit des angeführten Regressionsmodells.

Bei Wertung der Tests auf Signifikanz, Güte und Genauigkeit wird die betrachtete Regressionsgleichung in Tab. 47 zur Abschätzung von standsicheren Unterwasserböschungen bei der unkontrollierten Baggerung als "durchaus geeignet" eingestuft; die Gleichung stellt das im Hinblick auf Stabilität und Robustheit am besten angepasste Regressionsmodell bei BODE (2004 a) dar (s. Tab. 48).

Regressionsgleichung		$n^{-1} = 5,260155 - 0,074211 \varphi' + 0,004926 \mu_0^{<0,63} $			
Regressionskoeffizient $ \varphi' $	$\hat{b}_j =$	-0,593293			
Regressionskoeffizient $ \mu_0^{<0,63} $	$\hat{b}_j =$	0,392164			
F-Test	$F_{emp.} =$	154,990	$3,23 < F_{tab.} < 3,32$	$P = 0,95$	$5,18 < F_{tab.} < 5,39$ $P = 0,99$
t-Test $ \varphi' $	$t_{emp.} =$	-5,803	$t_{tab.} = 2,032$	$P = 0,95$	$t_{tab.} = 2,728$ $P = 0,99$
t-Test $ \mu_0^{<0,63} $	$t_{emp.} =$	3,836	$t_{tab.} = 2,032$	$P = 0,95$	$t_{tab.} = 2,728$ $P = 0,99$
Durbin-Watson-Test	$d_{emp.} =$	2,270911	$d_{\alpha/2}^+ = 1,49$	$\alpha = 0,05$	$d_{\alpha/2}^+ = 1,27$ $\alpha = 0,05$
Reststreuung	$s =$	0,100089			
Bestimmtheitsmaße	$r^2 =$	0,901158			$r_{kor.}^2 = 0,895344$
PRESS-Reststreuung	$s_{PRESS} =$	0,108114			

Tab. 47: Ergebnis der Regressionsanalyse mit der Böschungsneigung als Regressand – ausgedrückt als Kehrwert n^{-1} des Neigungsbeiwertes n – und den Lagerstättenkennwerten aus Kap. 6.3.2.2 und 6.3.2.3 mit der Wassertiefe d als Regressoren für $30,2 \leq |\varphi'| \leq 39,8$ und $2,4 \leq |\mu_0^{<0,63}| \leq 100,0$.

Aufschluss-Nr.:	Beobachtung n^{-1} [-]	Prognose n^{-1} [-]	Aufschluss-Nr.:	Beobachtung n^{-1} [-]	Prognose n^{-1} [-]
2	2,75	2,75	87	3,50	3,50
5	2,50	2,50	88	3,50	3,50
8	2,75	2,75	90	3,00	3,25
9	2,75	2,75	92	3,00	3,00
10	3,25	3,00	93	3,00	3,00
13	2,50	2,50	96	2,75	2,75
25	2,50	2,50	97	2,50	2,50
28	3,00	3,00	98	2,75	2,75
29	2,75	2,75	99	3,00	3,00
30	3,00	3,00	104	2,50	2,25
31	2,50	2,75	108	2,25	2,50
34	2,75	2,75	109	2,50	2,50
52	2,75	3,00	110	3,00	3,00
61	2,75	2,75	114	2,50	2,50
62	3,00	3,00	115	2,50	2,50
73	2,50	2,50	116	2,50	2,50
76	2,50	2,75	117	2,50	2,50
85	2,75	2,75	129	2,50	2,25
86	3,50	3,50	Spannweite n^{-1} [-]		1,25

Tab. 48: Vergleich zwischen der Böschungsneigung – ausgedrückt als Kehrwert n^{-1} des Neigungsbeiwertes n in Intervallen von $\Delta n^{-1} = \pm 0,25$ aus Auf- oder Abrundung – aus Beobachtung in Anh. 1 und Prognose mit der Regressionsgleichung in Tab. 47.

Erläuterung: Mit rot gekennzeichnete Zahlen weisen eine übersteile Böschung und mit grün gekennzeichnete Zahlen eine überflache Böschung in der Prognose mit $\Delta n^{-1} = \pm 0,25$ als Abweichung aus.

7.2.2.1 GESTALTUNG DER UNTERWASSERBÖSCHUNG

Zur Gestaltung der Unterwasserböschung wird mit den Ergebnissen der Regressionsanalyse in Kap. 7.2.2 und bei BODE (2004 a) eine Abschätzung der Neigung mit der Regressionsgleichung in Tab. 47 vorgeschlagen (s. Gl. [82] und [83]). Steilere Böschungsneigungen sind nur bei Sicherung der aquatischen Zone durch entsprechende Maßnahmen wie in Kap. 7.2.1.7 zu vertreten.

Unter Berücksichtigung der Unsicherheiten bei der Messung oder Abschätzung des Reibungswinkels in Anlehnung an LANG et al. (2002) in Kap. 6.3.2.3 wird die Einführung eines Teilsicherheitsbeiwertes mit $\gamma_\varphi = 1,05$ oder $\gamma_\varphi = 1,10$ empfohlen.

Im Hinblick auf die Unwägbarkeiten bei der Ableitung der Böschungsneigung aus Echolotpeilungen in Kap. 6.3.2.1 ist die Anpassung des Neigungsverhältnisses H:L – mit $H = 1$ – in Intervallen von $\Delta L = \pm 0,25$ aus Auf- oder Abrundung durchzuführen.

Unter Berücksichtigung der Geländebeobachtungen auf S. 98 als auch unter Beachtung der Grundsatzüberlegungen von KELM (2003) zur Abhängigkeit der Böschungsneigung von der Wassertiefe wird entgegen den Ergebnissen der Regressionsanalyse in Kap. 7.2.2 für Abgrabungen mit einer Abbautiefe von > 50 m eine Korrektur des Abschätzungsergebnisses aus Gl. [82] mit $\Delta L = + 0,25$ als Sicherheitsaufschlag vorgeschlagen.

Der Reibungswinkel φ in Gl. [82] und [83] versteht sich als tiefenbezogenes und arithmetisches Mittel über die Mächtigkeit der Lagerstätte; eine Kohäsion wird vernachlässigt.

$$H:L_{erf.} = \left[5,260155 - 0,074211 \cdot \left| \frac{\varphi}{\gamma_\varphi} \right| + 0,004926 \cdot \left| \mu_0^{<0,63} \right| \right]^{-1} \quad [82]$$

$$\beta_{erf.} = \arctan \left[5,260155 - 0,074211 \cdot \left| \frac{\varphi}{\gamma_\varphi} \right| + 0,004926 \cdot \left| \mu_0^{<0,63} \right| \right]^{-1} \quad [83]$$

mit:	$H:L_{erf.}$	Neigungsverhältnis der Unterwasserböschung	[-]
	$\beta_{erf.}$	Neigungswinkel der Unterwasserböschung	[°]
	φ	Reibungswinkel des Bodens	[°]
	γ_φ	Teilsicherheitsbeiwert für Reibungswinkel	[-]
	$\mu_0^{<0,63}$	Feinkornanteil des Bodens $< 0,63$ mm	[Gew.-%]

und:	$\varphi = \varphi'$	Ansatz für unkontrollierte Baggerung
	$\gamma_\varphi = 1,05$	Ansatz für mittleres Sicherheitsniveau
	$\gamma_\varphi = 1,10$	Ansatz für hohes Sicherheitsniveau

für: $30,2 \leq |\varphi'| \leq 39,8$ und $2,4 \leq |\mu_0^{<0,63}| \leq 100,0$

Als Alternative wird eine Abschätzung der Neigung aus Erfahrungswerten in Anh. 1 – jeweils unter Beachtung von Granulometrie, Stratigraphie und Genese der Lagerstätte – vorgeschlagen.

7.3.1 BERÜCKSICHTIGUNG VON BAGGERTOLERANZEN

Zur Berücksichtigung von Baggertoleranzen im Hinblick auf die Gestaltung von Bermen werden Richtwerte in Anlehnung an PATZOLD & BODE (2004) angeführt:

In Abhängigkeit von der Positionierung eines Gewinnungsgerätes zu Wasser resultieren zunächst unvermeidbare Toleranzen in der Horizontalen t_h (*Gerät-Nr.*: 1-9); zur Nummerierung der Geräte siehe Kap. 4.3.3.1. Für die Ortung mit *GPS* nennen BAUER (2003) und WERNER (2003 a, b) typische Genauigkeiten von < 500 cm bis < 1000 cm, für die Ortung mit *DGPS* (1) unter Verwendung eines lokalen Korrektursignals typische Ortungsgenauigkeiten von < 100 bis < 200 cm, hingegen für die Ortung mit *DGPS* (2) unter Verwendung eines öffentlichen Korrektursignals typische Genauigkeiten von < 150 bis < 250 cm und für die Ortung mit *RTK* typische Ortungsgenauigkeiten von < 5 bis < 10 cm. In der Größenordnung entsprechen die angeführten Baggertoleranzen den Erfahrungen aus dem Betrieb von Abbaukontrollanlagen, Fabrikat ARGE VPC & SPE, Typ MARPO_DGPS_K, mit typischen Genauigkeiten von ~ 200 cm, und den Angaben von MEISENHEIMER (1987 ff.).

In Abhängigkeit von der Ausführung der Gewinnung ergeben sich gewinnungsgeräte- als auch gewinnungsverfahrenbedingt zusätzliche Baggertoleranzen in der Horizontalen. Bei der profilgerechten Baggerung mit zwangsgeführten Lösewerkzeugen ergeben sich typische Toleranzen von ~ 20 cm (*Gerät-Nr.*: 1, 2, 7, 8, 10, 11), bei der Box-Cut Baggerung mit zwangsgeführten oder nicht zwangsgeführten Lösewerkzeugen typische Baggertoleranzen von bis zu 250 cm (*Gerät-Nr.*: 1-11) und bei der unkontrollierten Baggerung mit zwangsgeführten oder nicht zwangsgeführten Lösewerkzeugen typische Toleranzen von bis zu 500 cm (*Gerät-Nr.*: 1-13) (s. Tab. 49). In der Größenordnung entsprechen die genannten Baggertoleranzen bei der Box-Cut Baggerung der Hälfte von Höhe und Tiefe des Box-Cut (s. WERNER, 2003 a, b).

<i>Gerät-Nr.:</i>	<i>Gewinnungsgerät</i>	<i>Baggertoleranz t_h [cm]</i> Box-Cut Baggerung	<i>Baggertoleranz t_h [cm]</i> Unkontrollierte Baggerung
1	Eimerkettenbagger	25	150
2	Stelzenpontonbagger	25	150
3	Schwimmgreiferbagger	250	500
4	Grundsaugbagger	150	250
5	Druckwasseraktivierter Saugbagger	150	250
6	Traktorkettensaugbagger	150	250
7	Schneidkopfsaugbagger	25	150
8	Schneidradsaugbagger	25	150
9	Druckluftbagger	150	250
10	Landgestützter Eimerkettenbagger	25	150
11	Tieflöffelhydraulikbagger	25	150
12	Wurfkübelbagger	<i>Ausführung nicht möglich</i>	250
13	Schrapper		250

Tab. 49: Richtwerte zu Baggertoleranzen in der Horizontalen t_h in Abhängigkeit von der Ausführung der Gewinnung.

In Abhängigkeit von der Trägheit eines Gewinnungsgerätes beim Verholen resultieren gewinnungsgerätebedingt geringfügige Baggertoleranzen in der Horizontalen von ~ 10 cm für die entsprechenden Gewinnungsgeräte (*Gerät-Nr.*: 1, 4-9).

Im Hinblick auf die Positionierung eines Gewinnungsgerätes mit Seilen statt mit Pfählen oder zu Lande ergeben sich gewinnungsgerätebedingt zusätzliche Toleranzen in der Horizontalen von ~ 20 cm für die betreffenden Gewinnungsgeräte (*Gerät-Nr.*: 1, 3-9).

Beim Einsatz eines Gewinnungsgerätes bei Wassertiefen von > 30 m resultieren standortabhängig als auch gewinnungsgerätebedingt erhebliche Toleranzen in der Horizontalen von bis zu 1.000 cm für die entsprechenden Gewinnungsgeräte (*Gerät-Nr.*: 3-5, 7-9) (s. Tab. 50).

<i>Gerät-Nr.:</i>	<i>Gewinnungsgerät</i>	<i>Baggertoleranz t_h [cm]</i> Wassertiefe > 30 m
3	Schwimmgreiferbagger	1000
4	Grundsaugbagger	500
5	Druckwasseraktivierter Saugbagger	500
7	Schneidkopfsaugbagger	300
8	Schneidradsaugbagger	300
9	Druckluftbagger	600

Tab. 50: Richtwerte zu Baggertoleranzen in der Horizontalen t_h beim Einsatz eines Gewinnungsgerätes bei Wassertiefen von > 30 m.

Beim Auftreten einer Querströmung mit Strömungsgeschwindigkeiten von $\leq 1,5 \text{ m s}^{-1}$ ergeben sich in Anlehnung an DE KONING (1968) und IADC (2001) in WERNER (2003 a, b) und PATZOLD & BODE (2004) standortabhängig als auch gewinnungsgerätebedingt zusätzliche Toleranzen in der Horizontalen von bis zu 100 cm für die schwimmenden Gewinnungsgeräte (*Gerät-Nr.*: 1-9) (s. Tab. 51).

<i>Gerät-Nr.:</i>	<i>Gewinnungsgerät</i>	<i>Baggertoleranz t_h [cm]</i> Strömungsgeschwindigkeit $\leq 1,5 \text{ m s}^{-1}$		
1	Eimerkettenbagger	50	75	100
	<i>Eimerinhalt</i> [m ³]	0,05 - 0,20	0,20 - 0,50	0,50 - 0,80
2	Stelzenpontonbagger	50	75	100
	<i>Löffelinhalt</i> [m ³]	1,80 - 4,50	4,50 - 7,50	7,50 - 12,00
3	Schwimmgreiferbagger	25	50	75
	<i>Greiferinhalt</i> [m ³]	0,50 - 2,00	2,00 - 4,00	4,00 - 7,00
4	Grundsaugbagger	50		
5	Druckwasseraktivierter Saugbagger	50		
6	Traktorkettensaugbagger	50		
7	Schneidkopfsaugbagger	50	75	100
	<i>Kopfdurchmesser</i> [m]	0,75 - 1,50	1,50 - 2,50	2,50 - 3,50
8	Schneidradsaugbagger	50	75	100
	<i>Raddurchmesser</i> [m]	1,25 - 2,00	2,00 - 3,50	3,50 - 5,00
9	Druckluftbagger	50		

Tab. 51: Richtwerte zu Baggertoleranzen in der Horizontalen t_h beim Auftreten einer Querströmung mit Strömungsgeschwindigkeiten von $\leq 1,5 \text{ m s}^{-1}$.

7.3.2 BERÜCKSICHTIGUNG DER SAUGBAGGERUNG

Die Ergebnisse der Strömungsmodellierung mit den Aquifertypen in Tab. 21 und den Systemeigenschaften aus Kap. 6.4.2 zur Untersuchung der Saugbaggerung sind in Vollständigkeit bei BODE (2004 b) zusammengestellt. Auf S. 128 ff. wird zur Entwicklung des Planungssystems dazu ein Überblick gegeben.

Zusammenfassung der Berechnungsergebnisse

Die Ergebnisse der Grundwassermodellierung als Isoliniendarstellungen von Standrohrspiegelhöhen lassen mit Erhöhung der Potentialdifferenz zwischen Ober- und Unterstrom im Zuge der Saugbaggerung die Anlage einer "Druckzwiebel" – als hydraulische Senke – erkennen.

Deren Ausbildung und Reichweite ist einerseits in Abhängigkeit von den Aquiferkennwerten der Bodenarten und andererseits aber auch im Zusammenhang mit den Anfangs- und Randbedingungen der Strömungsmodelle zu sehen: Bei stärkerer Durchlässigkeit des Aquifers als auch mit höherem Unterdruck am Saugkopf und bei größerem Durchmesser der Saugrohrleitung ist in zunehmendem Maße eine hydraulische Potentialbeeinflussung im oberstromigen Ausschnitt des Gebirges zu beobachten – bis hin zu einer quasistationären Beharrung.

Als Strömungsmodell mit dem geringsten Maß einer hydraulischen Potentialbeeinflussung im Oberstrom wird das Modell bei BODE (2004 b) für Feinsand (*Bodenart-Nr.*: 4) nach Verharrung eines Saugrohres DN150 und bei Ansatz eines Unterdruckes von 0,1 bar über einen Zeitraum von 1 h am Böschungsfuß angeführt. Die maximale Reichweite einer messbaren Beeinflussung mit einem Absenkungsbetrag von $\geq 10^{-2}$ m beträgt hier < 2 m. Ein kritisches Grundwassergefälle für andauernde Suffosion und rückschreitende Erosion im Sinne von ISTOMINA (1957) zeichnet sich maßstabsbedingt in der Isoliniendarstellung nicht ab.

Als Strömungsmodell mit dem stärksten Maß einer hydraulischen Potentialbeeinflussung im Oberstrom wird das Modell bei BODE (2004 b) für Kies (*Bodenart-Nr.*: 1) nach Verharrung eines Saugrohres DN800 und bei Ansatz eines Unterdruckes von 0,5 bar über einen Zeitraum von 1 h am Böschungsfuß angeführt. Die maximale Reichweite einer messbaren Beeinflussung mit einem Absenkungsbetrag von $\geq 10^{-2}$ m beträgt hier < 23 m, diejenige einer spürbaren Beeinflussung mit einem Absenkungsbetrag von $\geq 10^{-1}$ m noch < 8 m. Ein kritisches Grundwassergefälle im Sinne von ISTOMINA (1957) zeichnet sich für einen mehr oder weniger radialsymmetrischen Bereich in einer Entfernung von < 5 m zum Modellmittelpunkt ab.

Zum Vergleich mit den angeführten Strömungsmodellen bei BODE (2004 b) wird zunächst ein Modell in Abb. 60 für Kies (*Bodenart-Nr.*: 1) nach Verharrung eines Saugrohres DN800 und bei Ansatz eines Unterdruckes von 0,5 bar über einen Zeitraum von weniger als 1 h am Böschungsfuß – nämlich von 1 min – betrachtet. Die maximale Reichweite einer messbaren Beeinflussung mit einem Absenkungsbetrag von $\geq 10^{-2}$ m beträgt hier ~ 21 m, diejenige einer spürbaren Beeinflussung mit einem Absenkungsbetrag von $\geq 10^{-1}$ m noch ~ 7 m, und damit kaum weniger als bei der Modellierung über einen Zeitraum von 1 h. Ein kritisches Grundwassergefälle im Sinne von ISTOMINA (1957) zeichnet sich für einen mehr oder weniger radialsymmetrischen Bereich in einer Entfernung von ~ 4 m zum Modellmittelpunkt ab.

Im Hinblick auf die sukzessive und zeitabhängige Ausbreitung der unterschiedlichen Potentiallinien deutet dies auf einen raschen Fortschritt bei entsprechender Saugbaggerung hin.

Als Vergleich zu den angeführten Strömungsmodellen bei BODE (2004 b) wird weiterhin ein Modell in Abb. 61 für Kies (*Bodenart-Nr.*: 1) nach Verharrung eines Saugrohres DN800 und bei Ansatz eines Unterdruckes von 0,5 bar über einen Zeitraum von mehr als 1 h am Böschungsfuß – nämlich von 10 h – betrachtet. Die maximale Reichweite einer messbaren Beeinflussung mit einem Absenkungsbetrag von $\geq 10^{-2}$ m beträgt hier ~ 23 m, diejenige einer spürbaren Beeinflussung mit einem Absenkungsbetrag von $\geq 10^{-1}$ m noch ~ 8 m, und damit nicht mehr als bei der Modellierung über einen Zeitraum von 1 h. Ein kritisches Grundwassergefälle im Sinne von ISTOMINA (1957) zeichnet sich erneut für einen mehr oder weniger radialsymmetrischen Bereich in einer Entfernung von ~ 5 m zum Modellmittelpunkt ab.

Im Hinblick auf die sukzessive und zeitabhängige Einstellung einer quasistationären Beharrung deutet dies ebenfalls auf einen raschen Fortschritt bei entsprechender Saugbaggerung hin.

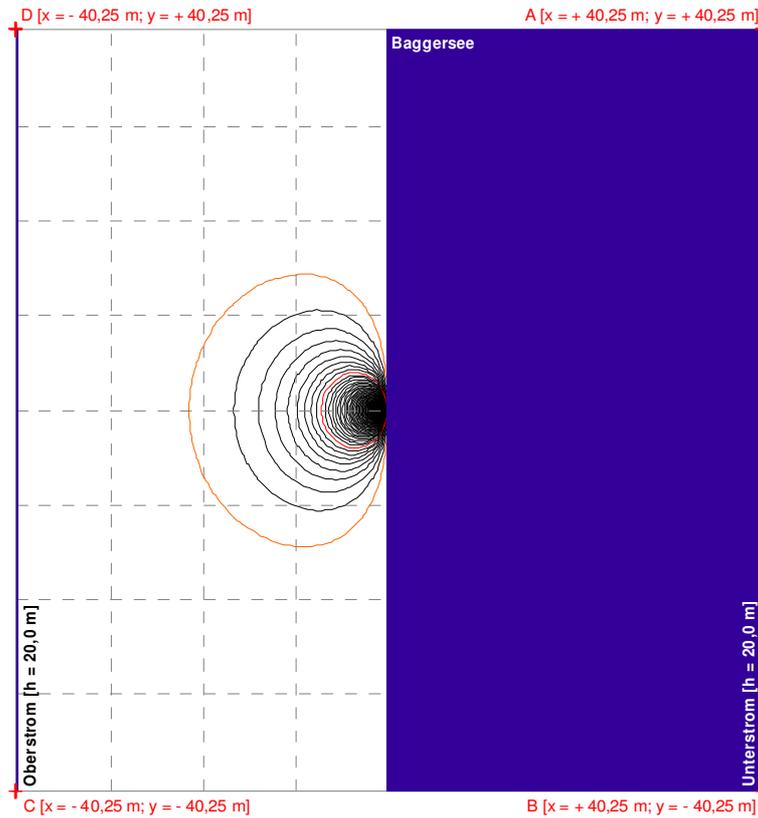


Abb. 60: Isoliniendarstellung der Standrohrspiegelhöhen mit $\Delta h = 10^{-2}$ m im Kies (*Bodenart-Nr.: 1*) nach Verharrung eines Saugrohres DN800 und bei Ansatz eines Unterdruckes von 0,5 bar über einen Zeitraum von 1 min am Böschungsfuß als Horizontalschnitt auf Höhe des Saugrohrmittelpunktes (Maßstab: Unterkante 80,5 m).

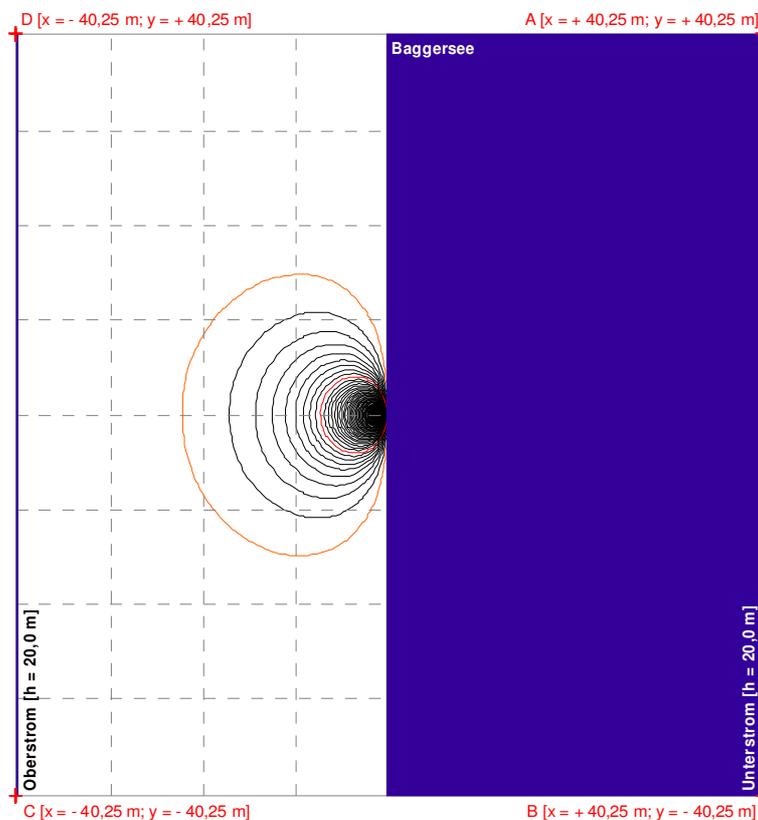


Abb. 61: Isoliniendarstellung der Standrohrspiegelhöhen mit $\Delta h = 10^{-2}$ m im Kies (*Bodenart-Nr.: 1*) nach Verharrung eines Saugrohres DN800 und bei Ansatz eines Unterdruckes von 0,5 bar über einen Zeitraum von 10 h am Böschungsfuß als Horizontalschnitt auf Höhe des Saugrohrmittelpunktes (Maßstab: Unterkante 80,5 m).

Erläuterung: Die orange gekennzeichneten Potentiallinien weisen eine Potentialbeeinflussung von $h = 10^{-2}$ m und die rot gekennzeichneten Potentiallinien eine Potentialbeeinflussung von $h = 10^{-1}$ m aus.

Gültigkeit der Berechnungsergebnisse

Das Fließgesetz von DARCY als Grundlage der Strömungsmodellierung weist Gültigkeitsgrenzen auf, die dessen Anwendung unter folgenden Gesichtspunkten in Frage stellen (s. SICHARDT 1927, 1928): Im prälinearen Bereich ist ein zunehmender Einfluss von Oberflächen- und Haftkräften auf die Grundwasserbewegung zu beobachten (s. SCHMIDT & FAHLBUSCH, 1975). Im postlinearen Bereich hingegen ist ein zunehmender Einfluss von Trägheits- und Reibungskräften auf die Grundwasserströmung zu beobachten (s. LUDEWIG, 1965). Dabei ist die oftmals geführte Diskussion über scharfe Gültigkeitsgrenzen jedoch gegenstandslos.

Bei Saugbaggerung wächst im Nahbereich zum Saugkopf und durch Zunahme der Filtergeschwindigkeit im Oberstrom ... " ... die Geschwindigkeit in den Porenkanälen an, und die Trägheitskräfte in Form von Zentrifugalkräften, Stoßverlusten durch Querschnittsänderungen der Porenkanäle sowie Abzweigverlusten ... werden nach und nach wirksam ... " (BUSCH et al., 1993).

Zur Berücksichtigung dieses Sachverhaltes schlagen LUCKNER & SCHESTAKOW (1976) eine Abminderung des Durchlässigkeitsbeiwertes k_f zu k^* vor:

$$k^* = \frac{1}{1 + (\alpha \cdot v_f)} \cdot k_f \quad [85]$$

mit:	k^*	Durchlässigkeitsbeiwert nach LUCKNER & SCHESTAKOW	[m s ⁻¹]
	k_f	Durchlässigkeitsbeiwert nach DARCY	[m s ⁻¹]
	v_f	Filtergeschwindigkeit	[m s ⁻¹]
	α	Faktor	[-]

$$\text{und: } \alpha = \frac{0,3}{n^2} \cdot \sqrt{\frac{k_f}{\nu \cdot g}} \quad [86]$$

mit:	n	Hohlraumanteil	[-]
	ν	Kinematische Viskosität von Wasser	[m ² s ⁻¹]
	g	Erdbeschleunigung	[m s ⁻²]

Vor diesem Hintergrund sind die Ergebnisse der Strömungsmodellierung zu Reichweite und Maß der Potentialbeeinflussung zwischen Ober- und Unterstrom im Zuge der Saugbaggerung zunächst als Maximalbeträge zu verstehen – ist doch bei teilturbulenter bis turbulenter Strömung im Nahbereich zum Saugkopf tatsächlich eine entsprechende Reduzierung des Zustroms aus dem Aquifer zu erwarten.

In diesem Zusammenhang war die Abminderung der Durchlässigkeit nach LUCKNER & SCHESTAKOW (1976) zumindest am Beispiel eines Strömungsmodells zu fordern – um dementsprechend die hydraulischen Auswirkungen bewerten zu können.

Als Vergleich zu den angeführten Strömungsmodellen bei BODE (2004 b) wird dazu das Modell in Abb. 62 für Kies (*Bodenart-Nr.:* 1) nach Verharrung eines Saugrohres DN800 und bei Ansatz eines Unterdruckes von 0,5 bar über einen Zeitraum von 1 h am Böschungsfuß betrachtet. Die Abminderung für die horizontale und vertikale Durchlässigkeit wird dabei mit den Annahmen in Tab. 53 und den Aquiferkennwerten in Tab. 54 durchgeführt. Die maximale Reichweite einer messbaren Beeinflussung mit einem Absenkungsbetrag von $\geq 10^{-2}$ m beträgt hier ~ 21 m, diejenige einer spürbaren Beeinflussung mit einem Absenkungsbetrag von $\geq 10^{-2}$ m noch ~ 7 m, und damit kaum weniger als bei der Modellierung bei BODE (2004 b) ohne Abminderung der Durchlässigkeit nach LUCKNER & SCHESTAKOW (1976). Ein kritisches Grundwassergefälle im Sinne von ISTOMINA (1957) zeichnet sich für einen mehr oder weniger radialsymmetrischen Bereich in einer Entfernung von ~ 4 m zum Modellmittelpunkt ab.

#	Bodenart	Filtergeschwindigkeit v_f [m s ⁻¹]	Hohlraumanteil n [-]	Kinematische Viskosität von Wasser ν [m ² s ⁻¹]	Erdbeschleunigung g [m s ⁻²]
1	Kies	Horizontale: $2,5 \cdot 10^{-3}$	0,30	$1,0 \cdot 10^{-6}$	9,81
		Vertikale: $2,5 \cdot 10^{-4}$			

Tab. 53: Annahmen für Strömungsmodellierung in Abb. 62 und zur Abminderung der Durchlässigkeit nach LUCKNER & SCHESTAKOW (1976).

Erläuterung: Die Filtergeschwindigkeiten v_f resultieren mit Gl. [7] bei Ansatz der Durchlässigkeitsbeiwerte k_f aus Tab. 54 und unter Annahme eines Grundwassergefälles I von 0,250. Der Porenanteil n ergibt sich als Mittelwert in Anlehnung an BUSCH & LUCKNER (1974) für die Bodenart Kies. Die kinematische Viskosität von Wasser ν resultiert unter Annahme einer Wassertemperatur von 20°C.

#	Bodenart	Durchlässigkeitsbeiwert k^* [m s ⁻¹]	Durchflusswirksamer Hohlraumanteil n_f [-]	Spezifischer Speicherkoeffizient S_s [m ⁻¹]
1	Kies	Horizontale: $7,9 \cdot 10^{-3}$	0,20	Layer 1: 0,20
		Vertikale: $9,9 \cdot 10^{-4}$		Layer 2 - 5: 10^{-5}

Tab. 54: Aquiferkennwerte für Strömungsmodellierung in Abb. 62 und bei Abminderung der Durchlässigkeit nach LUCKNER & SCHESTAKOW (1976).

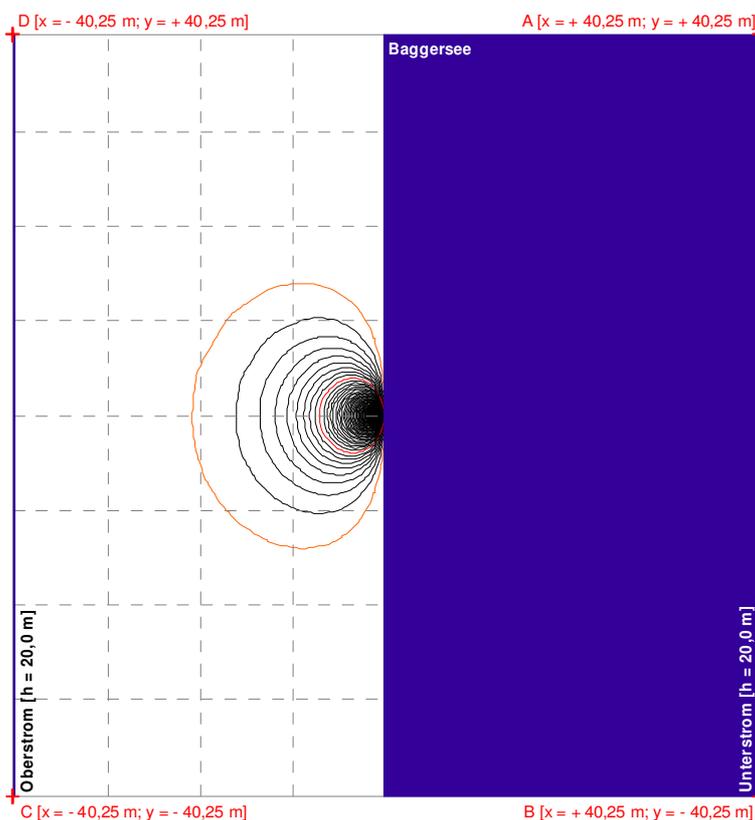


Abb. 62: Isolinienanstellung der Standrohrspiegelhöhen mit $\Delta h = 10^{-2}$ m im Kies (Bodenart-Nr.: 1) nach Verharrung eines Saugrohres DN800 und bei Ansatz eines Unterdruckes von 0,5 bar über einen Zeitraum von 1 h am Böschungsfuß als Horizontalschnitt auf Höhe des Saugrohrmittelpunktes (Maßstab: Unterkante 80,5 m). Abminderung der Durchlässigkeit nach LUCKNER & SCHESTAKOW (1976).

Erläuterung: Siehe Abb. 60 und Abb. 61.

Als Fazit der Betrachtung zur Gültigkeit der Berechnungsergebnisse bleibt festzustellen, dass die Abweichungen im Hinblick auf das Maß und die Reichweite der Potentialbeeinflussung bei Abminderung der Durchlässigkeit nach LUCKNER & SCHESTAKOW (1976) vernachlässigbar gering ausfallen – die Strömungsmodelle bei BODE (2004 b) sind dementsprechend als durchaus aussagekräftig anzusehen.

Konsequenz der Berechnungsergebnisse

Die Ergebnisse der Strömungsmodellierung zeigen, dass die Verminderung der Suffosionssicherheit im Gebirge durch die Erhöhung der Potentialdifferenz zwischen Ober- und Unterstrom im Zuge der Saugbaggerung in Entsprechung zu den Erfahrungen bei Grundwasserabsenkungen (HERTH & ARNDTS, 1995), hingegen im Widerspruch zu der Auffassung in der Steine- und Erden-Industrie, verhältnismäßig klein ist.

Eine Suffosion und Erosion im Oberstrom ist zunächst an die Nichteinhaltung der geometrischen Suffosionskriterien im Sinne von ZIEMS (1969) gebunden (s. Kap. 6.4.2). Davon sind Lockergesteine mit einer hinreichenden Durchlässigkeit, einer größeren Ungleichförmigkeit und einem gewissen Feinkornanteil betroffen. Dies können die Bodenarten GW und GI nach DIN 18196 (1988) sein.

Dagegen sind Setzungen und Böschungsbrüche als hydromechanische Verformungen durch rückschreitende Erosion bei gleichkörnigen Lockergesteinen weniger zu befürchten. Dies sind zum Beispiel die Bodenarten GE und SE nach DIN 18196 (1988).

Eine Suffosion und Erosion im Oberstrom ist weiterhin an die Nichteinhaltung der hydraulischen Suffosionskriterien im Sinne von ISTOMINA (1957) gebunden und nach den Ergebnissen der Strömungsmodellierung auf eine Reichweite von < 5 m Entfernung zur Ortsbrust beschränkt (s. Kap. 6.4.2 und S. 128 ff.). Davon sind Tagebaue mit einer stationären Saugbaggerung über größere Saugrohrdurchmesser betroffen. Dies können Baustellen mit Gewinnungsgeräten wie Grundsaugbagger (*Gerät-Nr.:* 4), druckwasseraktivierter Grundsaugbagger (*Gerät-Nr.:* 5) oder Druckluftbagger (*Gerät-Nr.:* 9), ausgerüstet mit Saugrohren DN400 bis DN800, sein.

Dagegen sind Setzungen und Böschungsbrüche als hydromechanische Verformungen durch rückschreitende Erosion bei einer dynamischen Saugbaggerung mit ständigem Verholen des eingesetzten Lösewerkzeuges und kleineren Saugrohrdurchmessern weniger zu befürchten. Dies sind in aller Regel Baustellen mit Gewinnungsgeräten wie Traktorkettensaugbagger (*Gerät-Nr.:* 6), Schneidkopfsaugbagger (*Gerät-Nr.:* 7) oder Schneidrad-saugbagger (*Gerät-Nr.:* 8), ausgerüstet mit Saugrohren DN150 bis DN300.

Wahrung der Betriebssicherheit

Zur Wahrung der Betriebssicherheit im Hinblick auf die Suffosion und Erosion im Oberstrom bei Durchführung einer Saugbaggerung ist die Gestaltung von Bermen in Kap. 7.3.5 unter Würdigung der Ergebnisse aus der Strömungsmodellierung auf S. 128 ff. als auch unter Beachtung der Suffosionskriterien im Sinne von ZIEMS (1969) und ISTOMINA (1957) durchzuführen.

Dementsprechend wird für Böden mit Suffosionspotential und bei Saugbaggerung über Saugrohre DN400 bis DN800 mit Verharrung des Lösewerkzeuges am Böschungsfuß die Anlage eines Sicherheitsstreifens auf der Böschungsschulter und mit Gl. [87] vorgeschlagen – hingegen keinesfalls für Böden ohne Suffosionspotential oder bei Saugbaggerung über Saugrohre DN150 bis DN300 und Verholen des Lösewerkzeuges am Böschungsfuß. Der Sicherheitsabstand ist gegebenenfalls als Zuschlag zum Sicherheitsstreifen aus Kap. 7.3.1 anzulegen (s. Abb. 59).

$$b_{\text{erf.}} = \sim 5 \text{ m} \quad [87]$$

mit: $b_{\text{erf.}}$ Breite der Berme [m]

7.3.3 BERÜCKSICHTIGUNG VON ERDBEBEN

Die Ergebnisse der Parameterstudie mit den Berechnungsmodellen aus Kap. 6.3.1.1 und den Grundlagen aus Kap. 6.4.3 zur Betrachtung von Erdbeben sind in Vollständigkeit bei BODE (2004 c) zusammengestellt. Auf S. 133 wird zur Entwicklung des Planungssystems dazu ein Überblick gegeben.

Zusammenfassung der Berechnungsergebnisse

Die Ergebnisse der Modellstudie lassen mit Auftreten von Beschleunigungen in der Horizontalen und Vertikalen im Zuge von Erdbeben auch unter Vernachlässigung von Zusatzlasten eine – dramatische – Beanspruchung von Böschungen erkennen (s. Tab. 55).

Bei Ansatz einer Horizontalbeschleunigung $a_{scal. h}$ von $0,2360 \text{ m s}^{-2}$ und einer Vertikalbeschleunigung $a_{scal. v}$ von $0,1180 \text{ m s}^{-2}$ als Lastannahme für Erdbebenzone 1 wird die Standsicherheit gegen Böschungsbruch durch die resultierenden Kräfte schon erheblich reduziert. Die Reduktion gegenüber dem Anfangszustand in Tab. 43 mit einer Anfangssicherheit $\eta = 1,00$ beträgt dabei in Abhängigkeit von den Bodenarten nach E DIN 1054 (2000) aus Tab. 6 bis zu 15 %.

Bei Ansatz einer Horizontalbeschleunigung $a_{scal. h}$ von $0,3344 \text{ m s}^{-2}$ und einer Vertikalbeschleunigung $a_{scal. v}$ von $0,1672 \text{ m s}^{-2}$ als Lastannahme für Erdbebenzone 2 wird die Sicherheit noch stärker reduziert. Die Reduktion gegenüber dem Zustand in Tab. 43 beträgt dabei bis zu 20 %.

Bei Ansatz einer Horizontalbeschleunigung $a_{scal. h}$ von $0,8837 \text{ m s}^{-2}$ und einer Vertikalbeschleunigung $a_{scal. v}$ von $0,4419 \text{ m s}^{-2}$ als Lastannahme für Erdbebenzone 3 wird die Sicherheit nahezu halbiert. Die Reduktion gegenüber dem Zustand in Tab. 43 beträgt dabei bis zu 48 %.

Nach EC 8 (1984) sind Bodenbeschleunigungen von weniger als $0,40 \text{ m s}^{-2}$ für Standsicherheitsuntersuchungen nicht zwingend zu berücksichtigen – die Ergebnisse der Parameterstudie lassen jedoch genau Gegenteiliges erkennen.

Bodenart (s. Tab. 6)	$\eta =$	Erdbebenzone nach E DIN 4149 (2002)		
		1	2	3
1		0,85	0,80	0,52
2		0,86	0,80	0,53
3		0,86	0,81	0,54
4		0,86	0,81	0,53
5		0,86	0,81	0,54
6		0,87	0,82	0,55
7		0,88	0,83	0,58
8		0,88	0,84	0,59
9		0,88	0,84	0,57
10		0,89	0,84	0,58
11		0,89	0,85	0,60
12		0,89	0,85	0,61
13		0,90	0,86	0,63
14		0,91	0,88	0,69
15		0,92	0,88	0,69
16		0,92	0,88	0,70
17		0,92	0,88	0,70
18		0,92	0,88	0,70
19		0,95	0,91	0,74
20		0,95	0,91	0,74
21		0,95	0,91	0,74

Tab. 55: Standsicherheiten η für Berechnungsmodelle aus Kap. 6.3.1.1 bei Ansatz von Beschleunigungen in der Horizontalen und Vertikalen in Anlehnung von HOSSER (1987) als Lastannahmen zu den Erdbebenzonen 1, 2 und 3 in E DIN 4149.

7.3.4 BERÜCKSICHTIGUNG DER BODENVERFLÜSSIGUNG

Wahrung der Betriebssicherheit

Zur Wahrung der Betriebssicherheit und zur Vermeidung von Schadensfällen im Hinblick auf die Abflachung von Unterwasserböschungen beim Auftreten einer Bodenverflüssigung ist die Gestaltung von Bermen in Kap. 7.3.5 unter Würdigung der Betrachtungen auf S. 87 ff. durchzuführen.

Dementsprechend wird für Böden mit Verflüssigungspotential im Sinne von SEED & IDRIS (1971) die Anlage eines Sicherheitsstreifens auf dem Böschungskopf und mit Gl. [91] vorgeschlagen. Dieser ist gegebenenfalls als Zuschlag zum Sicherheitsabstand aus Kap. 7.3.1 und als Ersatz zum Sicherheitsabstand aus Kap. 7.3.2 und Kap. 7.3.3 anzulegen (s. Abb. 59).

Der Neigungswinkel β_2 in Gl. [92] ergibt sich als rein rechnerische Größe in Anlehnung an DIN 4084 (1981) in Kap. 6.4.4.

Der Reibungswinkel φ in Gl. [93] versteht sich wiederum als teufenbezogenes und arithmetisches Mittel über die Mächtigkeit der Lagerstätte; eine Kohäsion wird vernachlässigt.

$$b_{\text{erf.}} = l'_2 - l_2 \quad [91]$$

mit: $b_{\text{erf.}}$ Breite der Berme [m]

$$\text{und: } l'_2 = \frac{h_2}{\tan \beta'_2} \quad l_2 = \frac{h_2}{\tan \varphi} \quad [92, 93]$$

mit: h_2 Höhe der Unterwasserböschung [m]

β'_2 Neigungswinkel der Unterwasserböschung [°]

φ Reibungswinkel des Bodens [°]

und: $\beta'_2 = 8^\circ$ Ansatz für mittleres Sicherheitsniveau

$\beta'_2 = 5^\circ$ Ansatz für hohes Sicherheitsniveau

7.3.5 GESTALTUNG VON BERMEN

Die Gestaltung von Bermen beim Auftreten von Baggertoleranzen oder bei Suffosion und Erosion im Oberstrom mit Durchführung einer Saugbaggerung wird mit den Empfehlungen in Kap. 7.3.1 und Kap. 7.3.2 durch Ausweis einer Bauverbotszone für bauliche Anlagen im Sinne des *Bundesfernstraßengesetzes* (§9, *FstrG*, 1994) und des *Niedersächsischen Straßengesetzes* (§24, *NstrG*, 1980) vorgeschlagen.

Die Gestaltung von Bermen für Tagebaue mit Erdbebengefährdung oder Verflüssigungspotential hingegen wird mit den Empfehlungen in Kap. 7.3.3 und Kap. 7.3.4 durch Ausweis einer Bauverbotszone für bauliche Anlagen mit größerer Bedeutung, wie Hochbauten, Bundesstraßen, Bundesautobahnen oder Eisenbahntrassen, jedoch nicht für bauliche Anlagen mit geringerer Bedeutung, wie Feldwege oder Ackerflächen, vorgeschlagen.

8 PLANUNGSABLÄUFE ZUR ENTWICKLUNG DES PLANUNGSSYSTEMS

Zur Entwicklung des Planungssystems und zur Gestaltung von Wasserwechselzonen, Unterwasserböschungen und Bermen bei der Gewinnung von Sand und Kies werden nachstehend mit den angeführten Beobachtungen und Auswertungen in Kap. 7 die unterschiedlichen Planungsabläufe beschrieben.

Dabei sind in den Abbildungen zu den einzelnen Abläufen "Ein- und Ausgangsdaten" *blau*, "Planungsschritte" *grün*, "Regeln und Modelle" *rot* sowie "Datenbanken" *gelb* hinterlegt.

8.1 WASSERWECHSELZONE

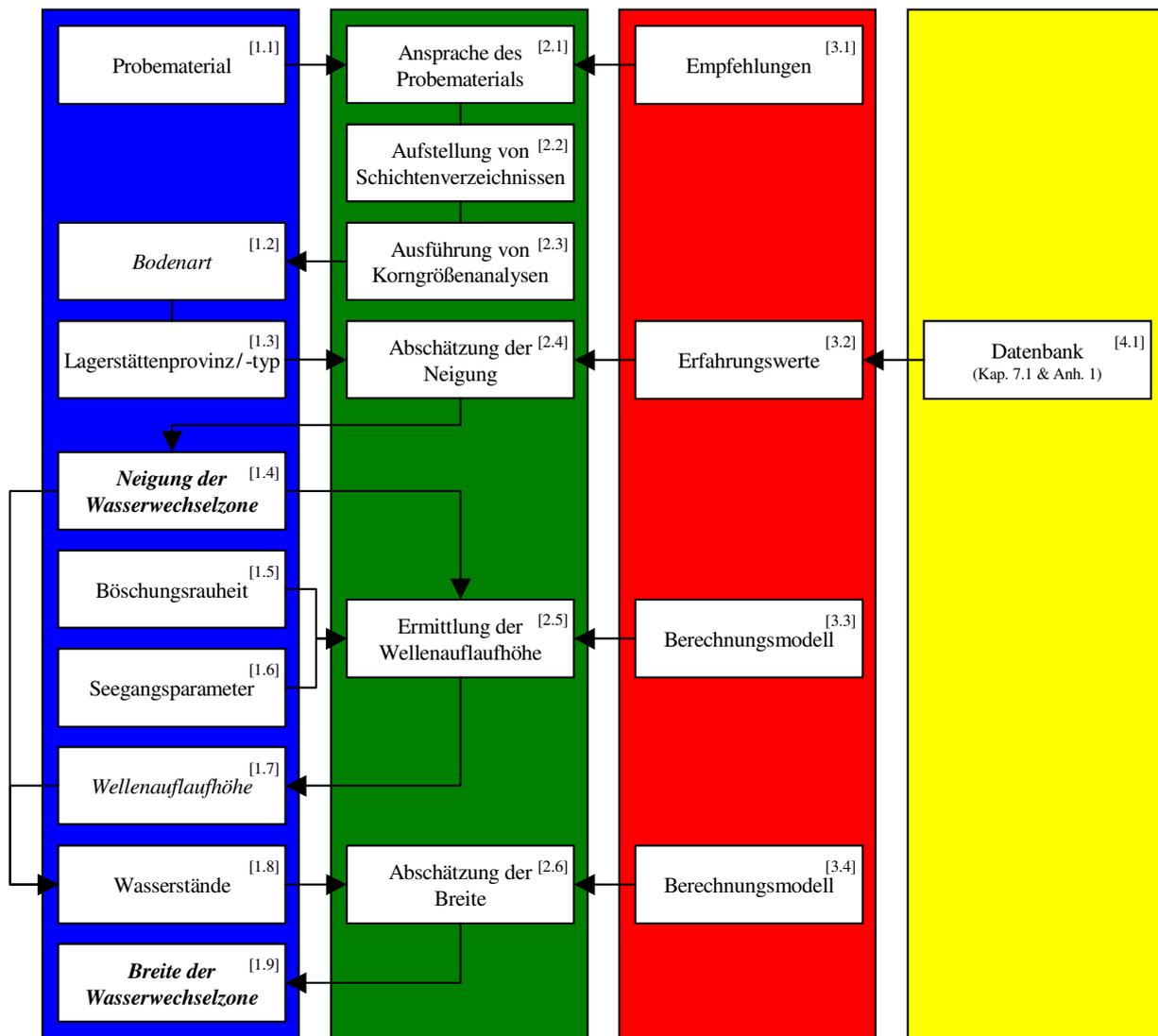


Abb. 63: Planungsablauf zur Gestaltung von Wasserwechselzonen (Erläuterung im Text).

Der Planungsablauf zur Gestaltung von Wasserwechselzonen ist in Abb. 63 dargestellt. Dementsprechend sind untenstehende Planungs- und Bearbeitungsschritte zu berücksichtigen:

Am Standort ist zunächst *Probematerial* [1.1] über die Mächtigkeit der Wasserwechselzone zu gewinnen. Dazu sollten Aufschlussbohrungen abgeteuft oder Baggerschürfe angelegt werden. Die *Ansprache des Probematerials* [2.1] wird anschließend bei *Aufstellung von Schichtenverzeichnissen* [2.2] erhalten. Dabei sollten die *Empfehlungen* [3.1] von PREUSS et al. (1991) oder in DIN 4022-1 (1987) beachtet werden. Die Schichtenfolge am Standort ist nach *Ausführung von Korngrößenanalysen* [2.3] gemäß DIN 18123 (1996) einer *Bodenart* [1.2] aus Tab. 28 und einer *Lagerstättenprovinz* [1.3] oder einem *Lagerstättentyp* [1.3] aus Tab. 29 zuzuordnen.

Die *Abschätzung der Neigung* [2.4] in der Wasserwechselzone kann letztlich auf Grundlage der Angaben zu [1.2], [1.3] erfolgen. Dazu sind die *Erfahrungswerte* [3.2] in Kap. 7.1 und Anh. 1 als *Datenbank* [4.1] zugrundezulegen. Am Standort sind ferner *Böschungsrauhheit* [1.5] und *Seegangparameter* [1.6] zu bestimmen. Dazu sind die Rechengrößen und Beziehungen in Kap. 6.2.2 zu berücksichtigen. Die *Ermittlung der Wellenauflaufhöhe* [2.5] kann nun unter Beachtung der Angaben zu [1.5], [1.6], [2.4] erfolgen. Dazu ist das *Berechnungsmodell* [3.3] in Gl. [36, 37] heranzuziehen. Am Standort sind neben der *Wellenauflaufhöhe* [1.7] auch *Wasserstände* [1.8] zu bestimmen. Dazu sollten Messwerte zu Hoch- und Niedrigwasserständen in Grundwassermessstellen oder auch an Gewässerpegeln vorliegen. Die *Abschätzung der Breite* [2.6] zu der Wasserwechselzone kann letztlich auf Grundlage der Angaben zu [1.4], [1.7], [1.8] erfolgen. Dazu ist das *Berechnungsmodell* [3.4] in Gl. [79] heranzuziehen. Die Gestaltung der Wasserwechselzone erfolgt durch Anpassung der *Neigung* [1.4] und *Breite* [1.9] gemäß den Empfehlungen in Kap. 7.1.1.

8.2 UNTERWASSERBÖSCHUNG

Zur Gestaltung von Unterwasserböschungen im Planungssystem wird auf unterschiedliche Planungsabläufe zur Gewährung der Standsicherheit im Endzustand nach ständigen, nicht ständigen oder dynamischen Einwirkungen und Beanspruchungen im Zuge einer kontrollierten oder unkontrollierten Baggerung verwiesen.

8.2.1 KONTROLLIERTE BAGGERUNG

Bei der kontrollierten Baggerung ist wiederum zwischen profilgerechter Baggerung und Box-Cut Baggerung zu unterscheiden.

Profilgerechte Baggerung

Der Planungsablauf zur Gestaltung von Unterwasserböschungen bei Durchführung einer profilgerechten Baggerung ist in Abb. 64 dargestellt. Danach sind folgende Planungs- und Bearbeitungsschritte zu berücksichtigen:

Am Standort ist zunächst *Probematerial* [1.1] über die Mächtigkeit der Unterwasserböschung zu gewinnen. Dazu sollten Erkundungsbohrungen niedergebracht werden. Die *Ansprache des Probematerials* [2.1] wird anschließend bei *Aufstellung von Schichtenverzeichnissen* [2.2] erhalten. Dabei sollten die *Empfehlungen* [3.1] von PREUSS et al. (1991) oder in DIN 4022-1 (1987) beachtet werden. Die Schichtenfolge am Standort ist nach *Ausführung von Korngrößenanalysen* [2.3] gemäß DIN 18123 (1996) einer *Bodenart* [1.2] aus Tab. 31 und einer *Bodengruppe* [1.2] nach DIN 18196 (1988) zuzuordnen. Am Standort sind neben der *Korngrößenverteilung* [1.3] auch die *Lagerungsdichte* [1.4] im Untergrund und die *Kornform* [1.5] der Einzelkörner im Sinne der Einteilung in Kap. 6.3.2.3 als Mittel über die Mächtigkeit der Unterwasserböschung zu bestimmen. Dazu sollten Ergebnisse von Sondierungen nach DIN 4094-1 (2002) oder DIN 4094-3 (2002) und Angaben zur Kornformverteilung aus Beobachtungen im Gelände oder unter dem Auflichtmikroskop vorliegen. Die *Abschätzung des Reibungswinkels* φ' [2.4] kann nun unter Beachtung der Angaben zu [1.3], [1.4], [1.5] erfolgen. Dazu ist das *Berechnungsmodell* [3.2] in Gl. [49] aus Anlehnung an LANG et al. (2002) heranzuziehen. Der Scherwinkel kann alternativ dazu auch in Triaxial- oder Scherversuchen nach DIN 18137-2 (1990) oder DIN 18137-3 (1990) gemessen werden. Am Standort ist neben dem *Reibungswinkel* φ' [1.6] als Kennwert für die Lagerstätte im Sinne von Kap. 6.3.2.3 auch die *Wichte* γ [1.7] des Bodens als Mittel über die Mächtigkeit der Unterwasserböschung zu bestimmen. Dazu sollten Ergebnisse von Labor- oder Feldversuchen nach DIN 18125-1 (1997) oder DIN 18125-2 (1999) vorliegen. Am Standort sind ferner Einwirkungen durch die Bewegung von *Grundwasser* [1.8] und durch das Auftreten von *ständigen Lasten* [1.9] oder *Verkehrslasten* [1.10] zu bestimmen. Dazu sollten Messwerte zu Grundwasserständen in Grundwassermessstellen und Angaben zu Lasten auf dem Böschungskopf als Vorgabe aus der Abbauplanung vorliegen.

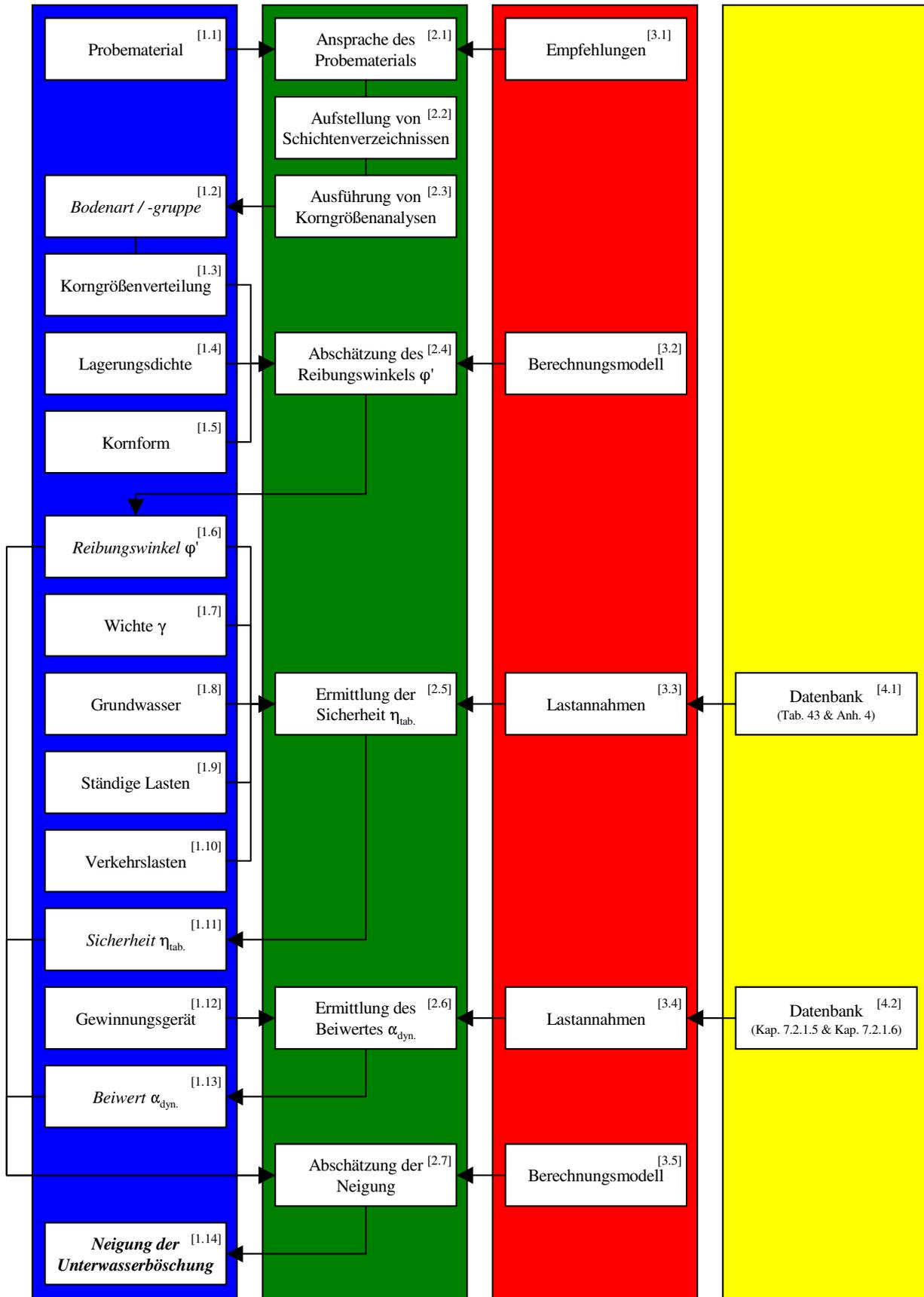


Abb. 64: Planungsablauf zur Gestaltung von Unterwasserböschungen bei Durchführung einer profilgerechten Baggerung (Erläuterung im Text).

Die Ermittlung der Sicherheit η_{tab} [2.5] kann nun auf Grundlage der Angaben zu [1.6], [1.7], [1.8], [1.9], [1.10] erfolgen. Dazu sind die Lastannahmen [3.3] aus Tab. 43 und Anh. 4 als Datenbank [4.1] nach Zuordnung der Schichtenfolge am Standort zu einer Bodenart nach E DIN 1054 (2000) in Tab. 6 zugrunde zulegen.

Das *Gewinnungsgerät* [1.12] ist zur *Ermittlung des Beiwertes* α_{dyn} [2.6] anzugeben. Dabei sind die *Lastannahmen* [3.4] in Kap. 7.2.1.5 und Kap. 7.2.1.6 als *Datenbank* [4.2] zugrunde zu legen. Die *Abschätzung der Neigung* [2.7] in der Unterwasserzone kann letztlich auf Grundlage der Angaben zu [1.6], [1.11], [1.13] erfolgen. Dazu ist das *Berechnungsmodell* [3.5] in Gl. [80, 81] heranzuziehen. Die Gestaltung der Unterwasserböschung erfolgt durch Anpassung der *Neigung* [1.14] gemäß den Empfehlungen in Kap. 7.2.1.7.

Box-Cut Baggerung

Der Planungsablauf zur Gestaltung von Unterwasserböschungen bei der Box-Cut Baggerung ist in Abb. 65 dargestellt.

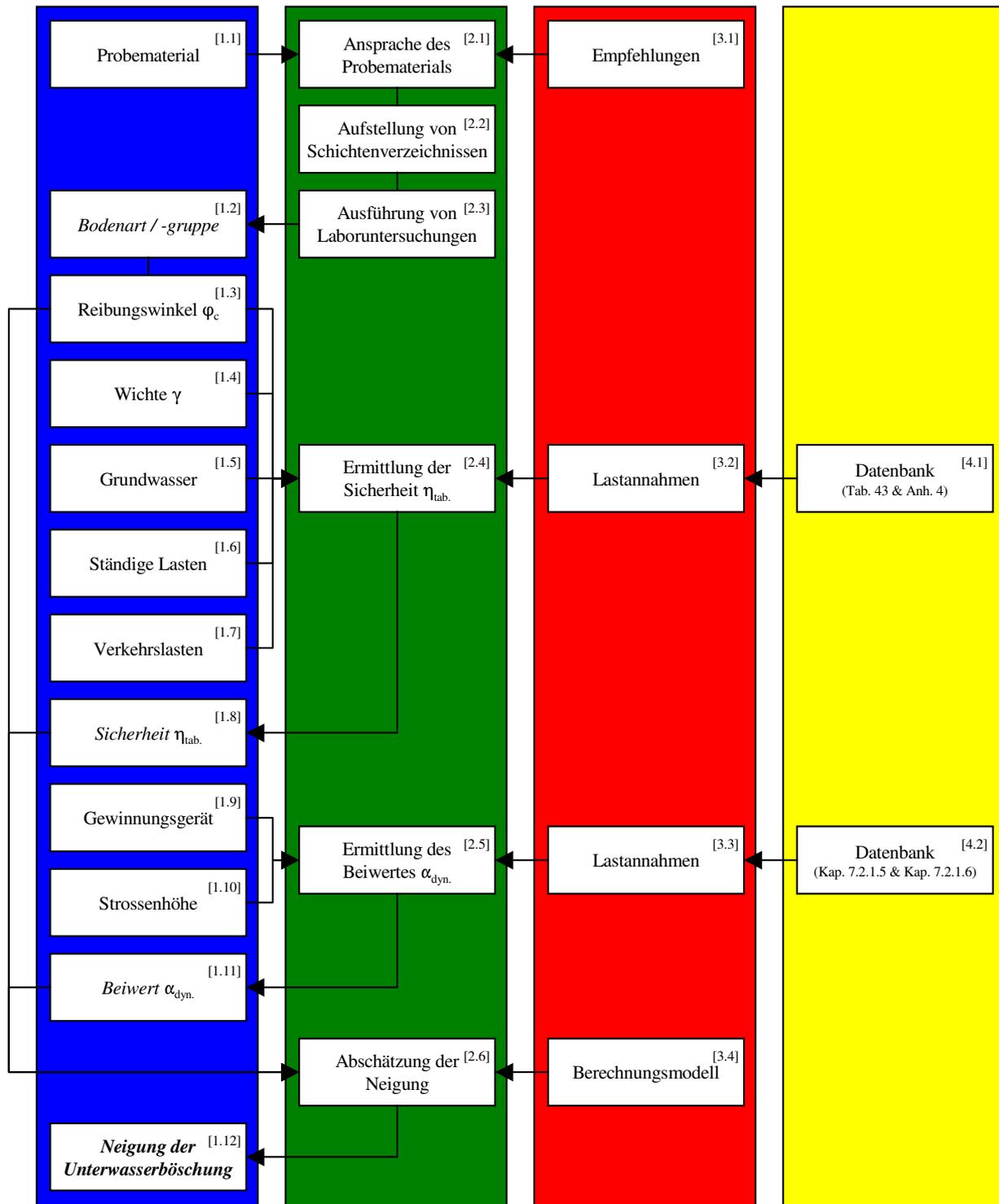


Abb. 65: Planungsablauf zur Gestaltung von Unterwasserböschungen bei Durchführung einer Box-Cut Baggerung (Erläuterung im Text).

Danach sind zunächst die Planungs- und Bearbeitungsschritte [1.1], [1.2], [1.4], [1.5], [1.6], [1.7], [1.8], [1.9], [1.11], [2.1], [2.2], [2.4], [2.5], [2.6], [3.1], [3.2], [3.3], [3.4], [4.1], [4.2] wie in Abb. 64 zu berücksichtigen – jedoch unter Ansatz des *Reibungswinkels* φ_c [1.3] als Kennwert für die Lagerstätte und bei Einführung der *Strossenhöhe* [1.10] als Vorgabe aus der Abbauplanung. Die *Ausführung von Laboruntersuchungen* [2.3] umfasst neben Korngrößenanalysen nach DIN 18123 (1996) auch Laborversuche nach DIN 18137-2 (1990) oder DIN 18137-3 (1990) zur Ermittlung des Reibungswinkels φ_c . Der Scherwinkel kann alternativ dazu auch durch Schüttversuche in Anlehnung an DIN 18126 (1996) bestimmt werden. Die Gestaltung der Unterwasserböschung erfolgt durch Anpassung der *Neigung* [1.14] gemäß den Empfehlungen in Kap. 7.2.1.7.

8.2.2 UNKONTROLLIERTE BAGGERUNG

Der Planungsablauf zur Gestaltung von Unterwasserböschungen bei der unkontrollierten Baggerung ist in Abb. 66 dargestellt.

Danach sind zunächst die Planungs- und Bearbeitungsschritte [1.1], [1.2], [2.1], [2.2], [2.3], [3.1] wie in Abb. 64 und Abb. 65 zu berücksichtigen. Die Schichtenfolge am Standort ist anschließend einer *Lagerstättenprovinz* [1.3] oder einem *Lagerstättentyp* [1.3] aus Tab. 33 oder S. 96 ff. zuzuordnen. Die *Abschätzung der Neigung* [2.4] in der Unterwasserzone kann vorläufig auf Grundlage der Angaben zu [1.2], [1.3] erfolgen. Dazu sind die *Erfahrungswerte* [3.2] in Kap. 7.2 und Anh. 1 als *Datenbank* [4.1] zugrundezulegen.

Im Planungsablauf sind weiterführend die Ergebnisse der Regressionsanalyse in Kap. 7.2.2 zu berücksichtigen. Dabei sind zunächst die Planungs- und Bearbeitungsschritte [1.5], [1.6], [1.7], [1.8], [2.5], [3.3] wie in Abb. 64 durchzuführen. Am Standort sind ferner der *Feinkornanteil* [1.9] des Bodens als Korngrößenfraktion $< 0,63$ mm und die *Wassertiefe* [1.10] als Vorgabe aus der Abbauplanung zu bestimmen. Die *Abschätzung der Neigung* [2.6] kann letztlich auf Grundlage der Angaben zu [1.8], [1.9], [1.10] erfolgen. Dazu ist das *Regressionsmodell* [3.4] in Gl. [82, 83] heranzuziehen. Die Gestaltung der Unterwasserböschung erfolgt durch Anpassung der *Neigung* [1.4], [1.11] gemäß den Empfehlungen auf S. 113 oder in Kap. 7.2.2.1. Dabei ist das Verfahren zu [2.6] im Hinblick auf die Stabilität und Robustheit des *Regressionsmodells* [3.4] dem Verfahren zu [2.4] vorzuziehen.

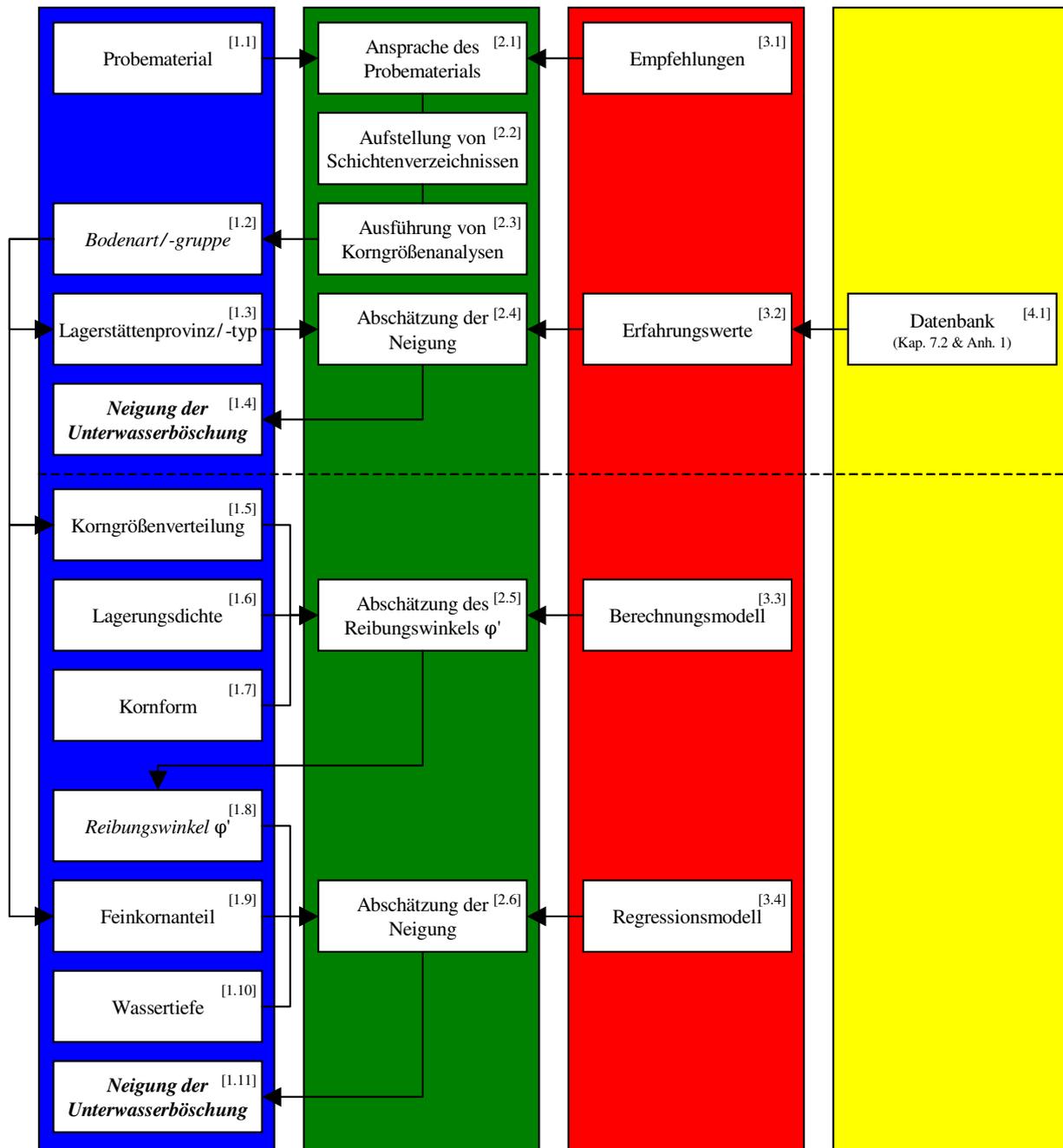


Abb. 66: Planungsablauf zur Gestaltung von Unterwasserböschungen bei Durchführung einer unkontrollierten Baggerung (Erläuterung im Text).

8.3 BERMEN

Zur Gestaltung von Bermen im Planungssystem wird auf unterschiedliche Planungsabläufe zur Gewährung der Standsicherheit und zur Vermeidung von Schadensfällen durch außergewöhnliche und unvorhersehbare Einwirkungen und Beanspruchungen beim Auftreten von Baggertoleranzen, Erdbeben und Bodenverflüssigung oder im Zuge einer Saugbaggerung verwiesen.

8.3.1 BAGGERTOLERANZEN

Der Planungsablauf zur Gestaltung von Bermen im Hinblick auf das Auftreten von Baggertoleranzen in der Nassbaggerei ist in Abb. 67 dargestellt. Dementsprechend sind untenstehende Planungs- und Bearbeitungsschritte zu berücksichtigen:

Am Standort sind zunächst das *Gewinnungsgerät* [1.1] und dessen *Positionierung* [1.2] als Vorgabe durch den Abbautreibenden und im Sinne der Einteilung in Kap. 7.3.1 festzulegen. Dabei sollten Gerätespezifikationen, wie zu den Abmessungen des Lösewerkzeuges, vorliegen. Am Standort sind neben der *Wassertiefe* [1.3] als Vorgabe aus der Abbauplanung auch die *Strömungsgeschwindigkeit* [1.4] mit der *Wellenhöhe und -länge* [1.5] im Baggersee als Bemessungsgrößen zu bestimmen. Dabei sollten Erfahrungswerte aus Beobachtungen oder Messwerte von Seegangsbojen vorliegen. Die *Bemessung der Berme* [2.1] kann letztlich auf Grundlage der Angaben zu [1.1], [1.2], [1.3], [1.4], [1.5] erfolgen. Dazu sind die *Erfahrungswerte* [3.1] in Kap. 7.3.1 als *Datenbank* [4.1] zugrunde zu legen. Die Gestaltung der Berme erfolgt durch Anpassung der *Breite der Berme* [1.6] gemäß den Empfehlungen in Kap. 7.3.1 und Kap. 7.3.5.

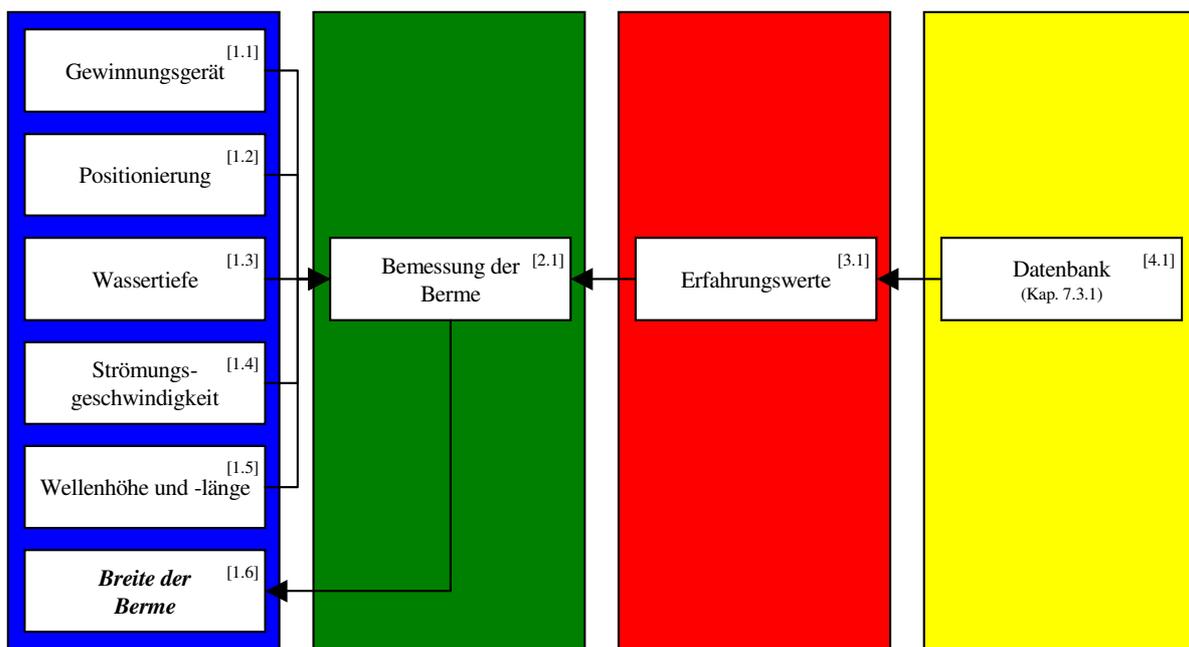


Abb. 67: Planungsablauf zur Gestaltung von Bermen im Hinblick auf das Auftreten von Baggertoleranzen in der Nassbaggerei (Erläuterung im Text).

8.3.2 SAUGBAGGERUNG

Der Planungsablauf zur Gestaltung von Bermen im Hinblick auf die Suffosion und Erosion im Oberstrom bei Durchführung einer Saugbaggerung ist in Abb. 68 dargestellt. Danach sind folgende Planungs- und Bearbeitungsschritte zu berücksichtigen:

Am Standort sind zunächst das *Gewinnungsgerät* [1.1] und der *Gewinnungsbetrieb* [1.2] als Vorgabe durch den Abbautreibenden und im Sinne der Einteilung in Kap. 7.3.2 festzulegen. Dabei sollten Gerätespezifikationen, wie zum Durchmesser der Saugrohrleitung, vorliegen. Am Standort sind ferner *Aquiferkennwerte* [1.3] zur Durchlässigkeit des Gebirges im Sinne der Einteilung in Tab. 21 und zur Suffosionssicherheit des Anstehenden aus Anlehnung an ZIEMS (1969) zu bestimmen. Dabei sollten Ergebnisse von Korngrößenanalysen und von Labor- oder Feldversuchen nach DIN 18130-1 (1998) oder DIN 18130-2 (2003) vorliegen. Die *Abschätzung der Suffosionsgefährdung* [2.1], auch im Sinne von ISTOMINA (1957) und BODE (2004 b), kann nun unter Beachtung der Angaben zu [1.1], [1.2], [1.3] erfolgen. Dazu sind die *Kriterien* [3.1] in Kap. 6.4.2 als *Datenbank* [4.1] heranzuziehen. Die *Bemessung der Berme* [2.2] hat letztlich bei *Suffosionsgefährdung* [1.4] zu erfolgen. Dazu ist das *Berechnungsmodell* [3.2] in Gl. [87] zugrunde zu legen. Die Gestaltung der Berme ergibt sich durch Anpassung der *Breite* [1.5] gemäß den Empfehlungen in Kap. 7.3.2 und Kap. 7.3.5.

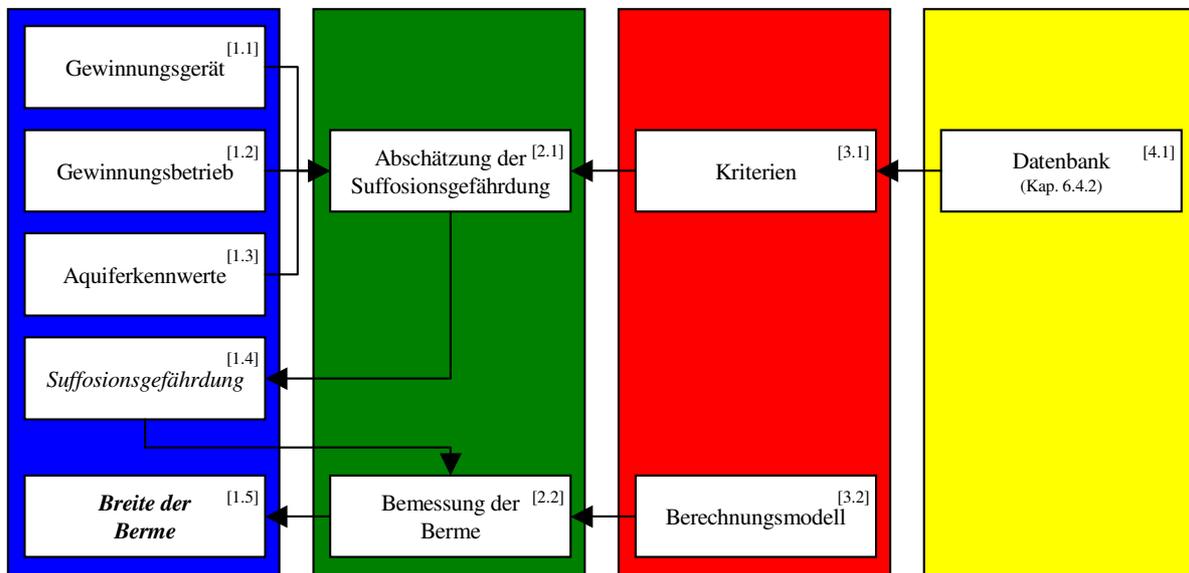


Abb. 68: Planungsablauf zur Gestaltung von Bermen im Hinblick auf die Suffosion und Erosion im Oberstrom bei Durchführung einer Saugbaggerung (Erläuterung im Text).

8.3.3 ERDBEBEN

Der Planungsablauf zur Gestaltung von Bermen im Hinblick auf das Auftreten von Böschungsabflachungen bei Erdbeben ist in Abb. 69 dargestellt. Dementsprechend sind untenstehende Planungs- und Bearbeitungsschritte zu berücksichtigen:

Am Standort [1.1] ist zunächst eine *Abschätzung der Erdbebengefährdung* [2.1] in Anlehnung an E DIN 4149 (2002) durchzuführen. Dazu sind die *Kriterien* [3.1] in Kap. 6.4.3 als *Datenbank* [4.1] zugrunde zu legen. Am Standort sind ferner der *Reibungswinkel* φ' [1.3] als Kennwert für die Lagerstätte im Sinne von Kap. 6.3.2.3 und die *Wichte* γ [1.4] des Bodens als Mittel über die Mächtigkeit der Lagerstätte zu bestimmen. Dazu sollten Ergebnisse von Triaxial- oder Scherversuchen nach DIN 18137-2 (1990) oder DIN 18137-3 (1990) und von Labor- oder Feldversuchen nach DIN 18125-1 (1997) oder DIN 18125-2 (1999) vorliegen. Der Scherwinkel kann alternativ dazu auch aus Anlehnung an LANG et al. (2002) abgeschätzt werden. Die *Ermittlung der Sicherheit* η_{tab} [2.2] kann nun unter Beachtung der Angaben zu [1.2], [1.3], [1.4] erfolgen. Dazu sind die Lastannahmen [3.2] aus Tab. 55 als *Datenbank* [4.2] nach Zuordnung der Schichtenfolge am Standort zu einer Bodenart nach E DIN 1054 (2000) in Tab. 6 zugrunde zu legen. Am Standort ist neben der *Sicherheit* η_{tab} [1.5] auch die *Wassertiefe* [1.6] als Vorgabe aus der Abbauplanung zu bestimmen. Die *Bemessung der Berme* [2.3] hat letztlich bei *Erdbebengefährdung* [1.2] und auf Grundlage der Angaben zu [1.3], [1.5], [1.6] zu erfolgen. Dazu ist das *Berechnungsmodell* [3.3] in Gl. [88] heranzuziehen. Die Gestaltung der Berme ergibt sich durch Anpassung der *Breite der Berme* [1.7] gemäß den Empfehlungen in Kap. 7.3.3 und Kap. 7.3.5.

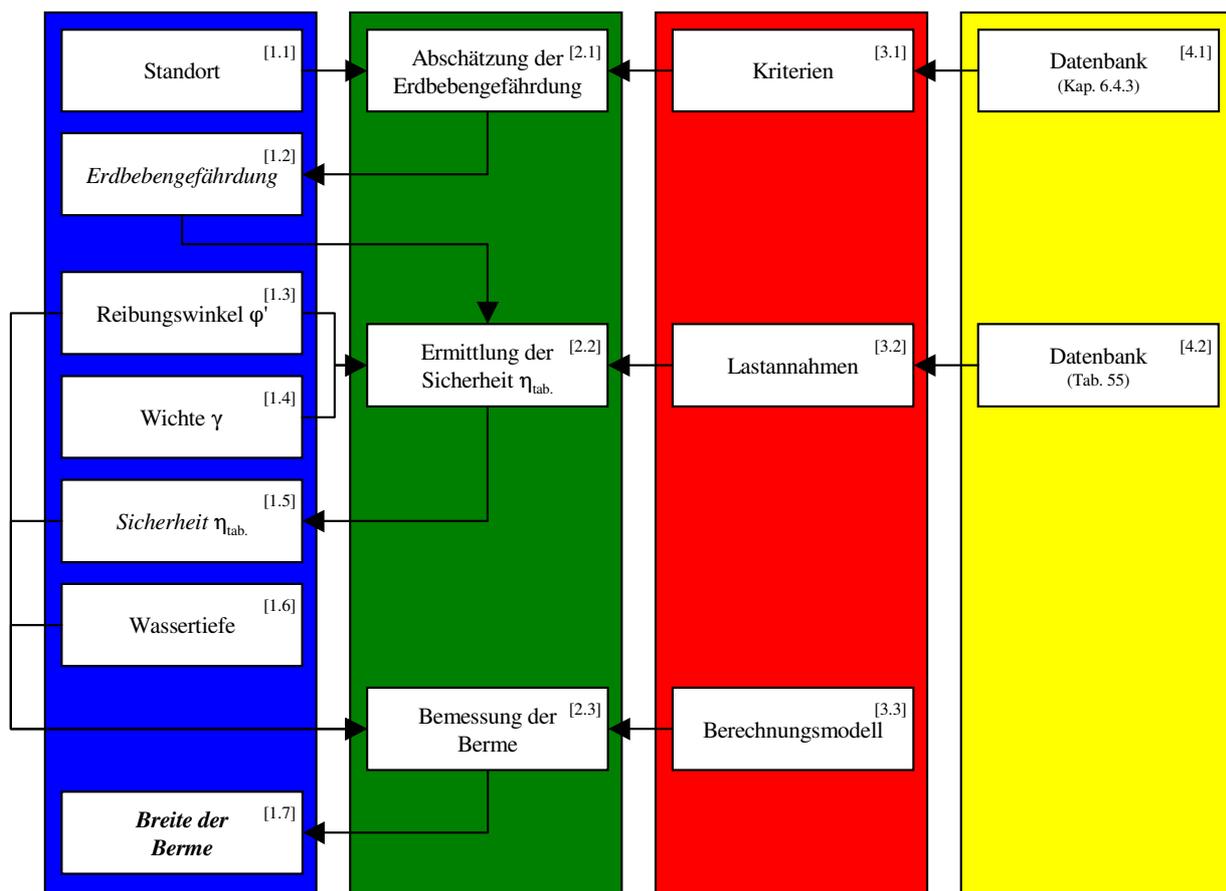


Abb. 69: Planungsablauf zur Gestaltung von Bermen im Hinblick auf das Auftreten von Böschungsabflachungen bei Erdbeben (Erläuterung im Text).

8.3.4 BODENVERFLÜSSIGUNG

Der Planungsablauf zur Gestaltung von Bermen im Hinblick auf das Auftreten von Böschungsabflachungen bei Bodenverflüssigung ist in Abb. 70 dargestellt. Danach sind folgende Planungs- und Bearbeitungsschritte zu berücksichtigen:

Am Standort sind neben der *Korngrößenverteilung* [1.1] auch die *Lagerungsdichte* [1.2] im Untergrund und die *Kornform* [1.3] der Einzelkörner im Sinne der Einteilung in Kap. 6.3.2.3 als Mittel über die Mächtigkeit der Lagerstätte zu bestimmen. Dazu sollten neben Ergebnissen von Korngrößenanalysen gemäß DIN 18123 (1996) auch Messwerte von Sondierungen nach DIN 4094-1 (2002) oder DIN 4094-3 (2002) und Angaben zur Kornformverteilung aus Beobachtungen im Gelände oder unter dem Auflichtmikroskop vorliegen. Die *Abschätzung des Verflüssigungspotentials* [2.1] kann nun unter Beachtung der Angaben zu [1.1], [1.2], [1.3] erfolgen. Dazu sind die *Kriterien* [3.1] in Kap. 6.4.4 als *Datenbank* [4.1] zugrunde zu legen. Am Standort ist ferner die *Wassertiefe* [1.5] als Vorgabe aus der Abbauplanung zu bestimmen. Die *Bemessung der Berme* [2.2] hat letztlich bei *Verflüssigungspotential* [1.4] und auf Grundlage der Angaben zu [1.4], [1.5] zu erfolgen. Dazu ist das *Berechnungsmodell* [3.2] in Gl. [91] heranzuziehen. Die Gestaltung der Berme ergibt sich durch Anpassung der *Breite* [1.6] gemäß den Empfehlungen in Kap. 7.3.4 und Kap. 7.3.5.

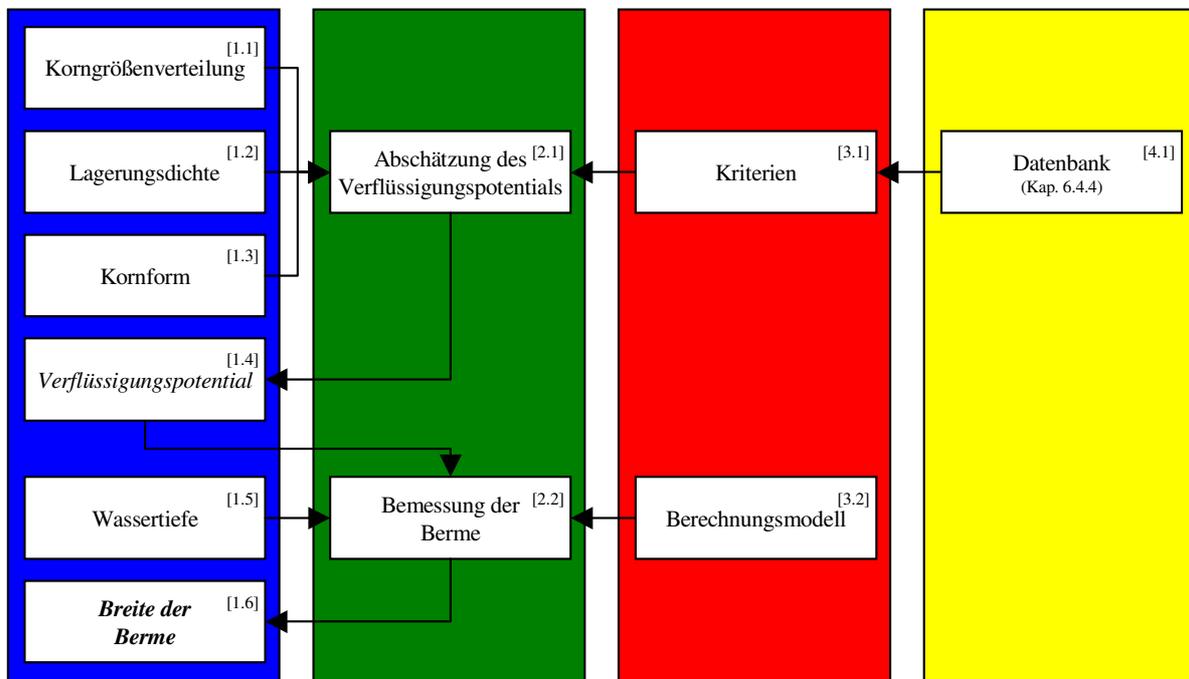


Abb. 70: Planungsablauf zur Gestaltung von Bermen im Hinblick auf das Auftreten von Böschungsabflachungen bei Bodenverflüssigung (Erläuterung im Text).

9 ANWENDUNG DES PLANUNGSSYSTEMS

Die Anwendung des Planungssystems wird zum Nachweis der Funktionstüchtigkeit am Beispiel eines Neuaufschlusses durchgeführt.

Lagerstätte

Als Lagerstätte wurde das Abbauvorhaben "*Friedrichsfeld*" der Firma  RHEIN MAIN KIES UND SPLITT, Mülheim an der Ruhr, gewählt (s. Tab. 56 und Abb. 71).

Rechtswert	Hochwert	Bundesland	Blattschnitt GÜK200	Blattschnitt GK25
25.46.168	57.22.719	Nordrhein-Westfalen	CC4702 Düsseldorf	4305 Wesel, 4306 Hünxe

Tab. 56: Lokation des Untersuchungsgebietes mit Rechts- und Hochwert zum Massenschwerpunkt des Abbauvorhabens.

Das Abbauvorhaben innerhalb des Untersuchungsgebietes erstreckt sich über eine Fläche von ~ 43,8 ha und ist am Niederrhein gelegen – und zwar am Südrand des Stadtgebietes von Wesel zwischen der Lippe im Norden und dem Wesel-Datteln-Kanal im Süden. Die Morphologie des Geländes ist geringfügigen Schwankungen mit Höhen von ~ 25,5 bis ~ 27,2 m ü. NN unterworfen; bei einer mittleren Geländehöhe von ~ 26,0 m ü. NN.

Im Laufe der Abgrabung wird nach JAGSCH et al. (2004) ein langgestreckter Baggersee – als sogenannter "*Lipperandsee*" – mit einer Länge von > 1.500 m und einer Breite von > 250 m entstehen. Dieser Tagebausee (Grundwasserblänke) soll in Zukunft unter Umständen auch als Retentionsraum (Hochwasserrückhaltebecken) dienen.

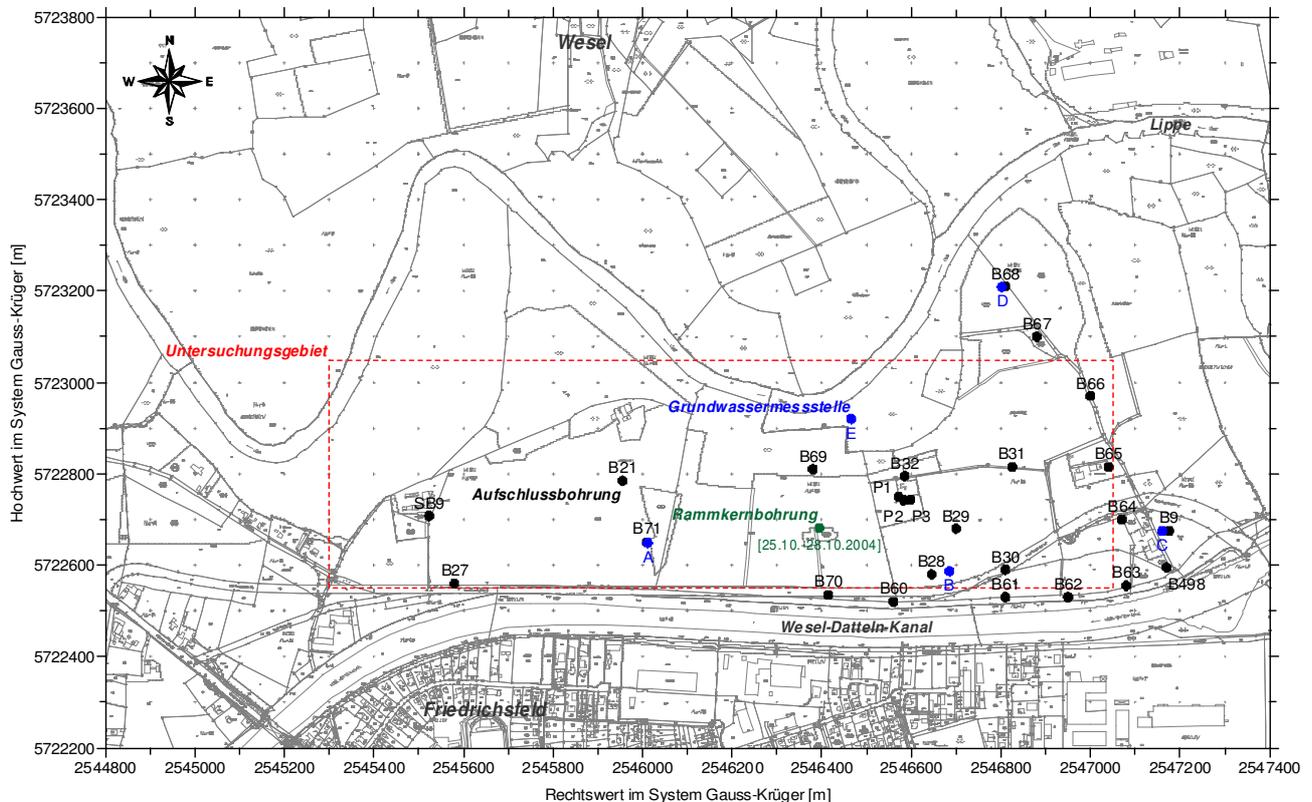


Abb. 71: Lokation des Untersuchungsgebietes mit Ansatzpunkten von Aufschlussbohrungen und Grundwassermessstellen.

Im Untersuchungsgebiet und dessen Umgebung wurden in den Jahren 1907 bis 1994 mehr als 25 Aufschlussbohrungen abgeteuft. Die Schichtenverzeichnisse dazu sind im Archiv des GEOLOGISCHEN DIENSTES NORDRHEIN-WESTFALEN, Krefeld, hinterlegt (s. JANSEN, 2001 mit Abb. 71). Die Gliederung der Schichtenfolge am Standort ergibt sich danach wie folgt:

An der Geländeoberfläche sind fluviatile Ablagerungen des Holozän (Hochflutlehm) [„SL,fh] verbreitet. Dabei handelt es sich um schluffigen oder schwach tonigen Mittel- und Feinsand sowie um sandigen bis stark sandigen oder schwach tonigen Schluff von brauner bis gelbbrauner Farbe. Daneben treten gröberkörnige Sedimente des Holozän (Hochflutsand) [„SI,fh] auf. Hierbei handelt es sich um schwach schluffigen oder teilweise schluffigen Mittel- und Feinsand von gelbbrauner bis brauner oder braungrauer Farbe. Unter lagerstättenkundlichen Gesichtspunkten stellt diese Abfolge im Allgemeinen den Abraum dar. Dessen Basis ist gewissen Schwankungen mit Höhen von ~ 21,2 bis ~ 24,9 m ü. NN unterworfen; bei einer mittleren Mächtigkeit von ~ 3,3 m.

Unter hydrogeologischen Gesichtspunkten kennzeichnet diese Schichtenfolge einen Grundwassergeringleiter oder aber einen schwach durchlässigen bis durchlässigen Porengrundwasserleiter im Sinne der DIN 18130-1 (1998).

Darunter folgen fluviatile Ablagerungen der Weichsel-Kaltzeit (Ältere Niederterrasse) [Nä]. Dabei handelt es sich um teilweise schwach schluffigen Sand und Kies von graubrauner oder braungrauer Farbe. *"An der Basis der Terrasse befindet sich eine 0,5 - 1,0 m mächtige sandige Kieslage."* (s. JANSEN, 2001) Liegend treten fluviatile Sedimente der Saale-Kaltzeit (Jüngere Mittelterrasse 2) [Mj2] auf. Hierbei handelt es sich um Sand und Kies von braungrauer oder gelbgrauer Farbe. *"Eine scharfe Abtrennung beider Terrassen voneinander ist nicht immer möglich."* (s. JANSEN, 2001) Im vorliegenden Fall wurde die Abgrenzung bei Nachweis von Kalk und an der Basis einer Kieslage durchgeführt (s. Anh. 5). Unter lagerstättenkundlichen Gesichtspunkten stellt diese Abfolge das Nutzbare dar. Dessen Basis ist erheblichen Schwankungen mit Höhen von < -2,7 bis ~ 8,1 m ü. NN unterworfen; bei einer mittleren Mächtigkeit von > 20,4 m.

Unter hydrogeologischen Gesichtspunkten kennzeichnet diese Schichtenfolge einen stark durchlässigen bis sehr stark durchlässigen Porengrundwasserleiter im Sinne der DIN 18130-1 (1998).

Das Liegende wird durch Stillwasserablagerungen der Saale-Kaltzeit (Beckensand) [D,S,b] gebildet. Dabei handelt es sich um schluffigen bis stark schluffigen Feinsand von olivgrauer oder hellgrauer bis dunkelgrauer Farbe. Daneben treten gestauchte Sedimente der Saale-Kaltzeit (Stauchmoräne) [D,,et] auf. Hierbei handelt es sich um teilweise schwach mittelsandigen oder schwach schluffigen bis schluffigen Feinsand von grauer bis dunkelgrauer Farbe mit dünnen Lagen aus Schluff und Ton, um tonigen Schluff bis schluffigen Ton von hellgrauer bis dunkelgrauer Farbe mit wechselnden Gehalten an Humus und Torf sowie um Mittel- und Grobsand oder Kies von graubrauner bis braungrauer oder grauer Farbe mit dünnen Lagen aus Schluff und Ton.

Unter hydrogeologischen Gesichtspunkten kennzeichnet diese Schichtenfolge einen Grundwassergeringleiter oder aber einen schwach durchlässigen bis sehr schwach durchlässigen Porengrundwasserleiter im Sinne der DIN 18130-1 (1998).

Das Untersuchungsgebiet ist in der Erdbebenzone 0 nach E DIN 4149 (2002) gelegen – also in nicht nennenswertem Maße erdbebengefährdet.

In Ergänzung zu den Erkundungsergebnissen aus dem Archiv des GEOLOGISCHEN DIENSTES NORDRHEIN-WESTFALEN, Krefeld, wurde in der Zeit vom 25.10. bis 28.10.2004 und im Rahmen des Forschungsvorhabens eine Erkundungsbohrung zur Gewinnung von Probematerial niedergebracht. Der Ansatzpunkt mit Rechtswert [25.46.394] und Hochwert [57.22.681] im System Gauss-Krüger und Höhenbezug [~ 26,0 m ü. NN] wurde aus der *Deutschen Grundkarte 1:5.000* (DGK5) abgegriffen (s. Abb. 71). Die Aufschlussarbeiten als Rammkernbohrung nach DIN 4021 (1990) mit einem Außendurchmesser der Verrohrung von 219 mm und einem Innendurchmesser der Rammsonde von 100 mm wurden von Firma HARRY BARLUSCHKE BRUNNENBAU, Wesel, ausgeführt. Die Schichtaufnahme in Anlehnung an PREUSS et al. (1991) und die Probenahme wurden vom Verfasser durchgeführt. Die Korngrößenanalysen als Nasssiebungen nach DIN 18123 (1996) wurden von Firma IHU, Stendal, ausgeführt.

Die Gliederung der Schichtenfolge und Variation der Korngrößenverteilung am Ansatzpunkt ergibt sich danach wie folgt:

Unter einer geringmächtigen, künstlichen Auffüllung wurden bis 2,14 m u. GOK fluviatile Ablagerungen des Holozän (Hochflutlehm) [„SL,fh] als Bodengruppe SU* nach DIN 18196 (1988), bis 9,60 m u. GOK fluviatile Sedimente der Weichsel-Kaltzeit (Ältere Niederterrasse) [Nä] als Bodengruppe SE bzw. SE - GI, bis 31,47 m u. GOK fluviatile Ablagerungen der Saale-Kaltzeit (Jüngere Mittelterrasse 2) [Mj2] als Bodengruppe SE - GI bzw. GI und bis zur Endteufe von 33,00 m u. GOK Stillwassersedimente der Saale-Kaltzeit (Beckensand) [D,S,b] angetroffen; bei einem ruhendem Grundwasserflurabstand von ~ 8,30 m (s. Anh. 5, Tab. 57 und Abb. 72).

Probe-Nr.:	Tiefe [m u. GOK]	Kartiereinheit (JANSEN, 2001)		Ansprache im Gelände
1	0,33 - 2,14	Hochflutlehm	[„SL,fh]	qh / fS,mS;u,lag(U),kf / fh / bn /
2	2,14 - 7,00	Ältere Niederterrasse	[Nä]	qNä / mS;u,fs,gs,pw(g),kf / f / bn-bngr /
3	7,00 - 9,60	Ältere Niederterrasse	[Nä]	qNä / mS,gS;pw(g),lag(fG),kf / f / bngr /
4	9,60 - 16,83	Jüngere Mittelterrasse 2	[Mj2]	qMj2 / mS,gS;g,lag(fG),pw(k) / f / bngr /
5	17,00 - 21,32	Jüngere Mittelterrasse 2	[Mj2]	qMj2 / mS,gS;pw(g),k / f / bngr /
6	21,32 - 31,47	Jüngere Mittelterrasse 2	[Mj2]	qMj2 / mS,gS;g,lag(fG),kf / f / bngr-grbn /

Tab. 57: Probenahme am Ansatzpunkt der Rammkernbohrung "Friedrichsfeld".

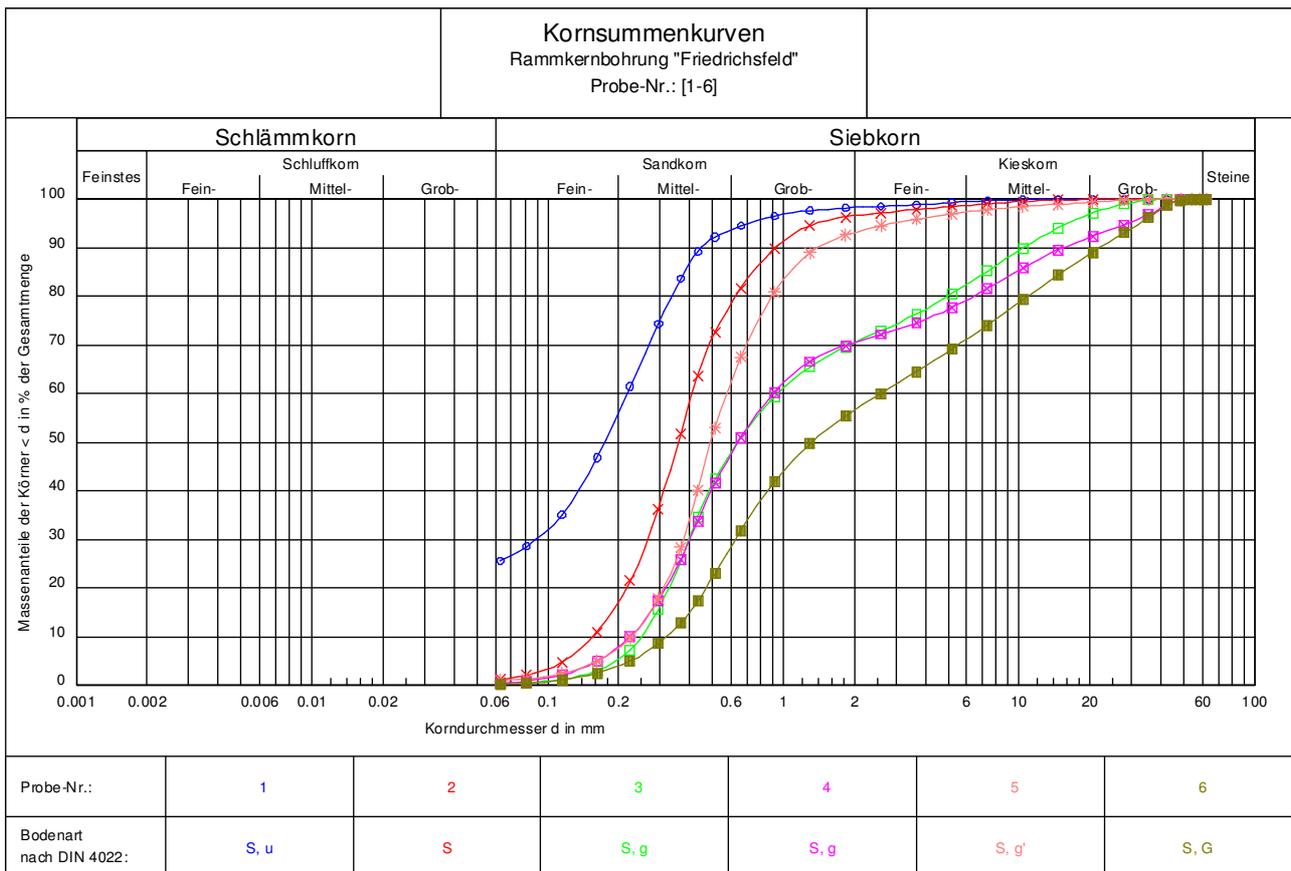


Abb. 72: Korngrößenverteilung am Ansatzpunkt der Rammkernbohrung "Friedrichsfeld".

Für die Anwendung des Planungssystems lagen keine Ergebnisse von Triaxial- oder Scherversuchen nach DIN 18137-2 (1990) oder DIN 18137-3 (1990), zu Schüttversuchen in Anlehnung an DIN 18126 (1996) und von Labor- oder Feldversuchen nach DIN 18125-1 (1997) oder DIN 18125-2 (1999) vor.

Im Untersuchungsgebiet und dessen Umgebung wurden in den Jahren 1960 bis 1963 insgesamt 5 Grundwassermessstellen eingerichtet und seitdem Grundwasserstandsmessungen durchgeführt. Die Ausbaupläne und Messwerte dazu sind im Archiv der NIEDERRHEINISCHEN GAS- UND WASSERWERKE, Duisburg, hinterlegt (s. JAGSCH et al., 2004 mit Tab. 58). Die Potentialverteilung als Standrohrspiegelhöhen am Standort ergibt sich danach wie folgt:

Das Strömungsregime wird maßgeblich durch den jeweiligen Wasserstand der Lippe gesteuert. Bei Hochwasser herrschen influente Strömungsverhältnisse. Dabei resultieren dem Vorfluter abgewandte Strömungen in südliche bis südwestliche Richtungen. Bei Niedrigwasser herrschen effluente Strömungsverhältnisse. Dabei resultieren dem Vorfluter zugewandte Strömungen in nördliche bis nordwestliche Richtungen.

Für den Baggerseespiegel lassen die Messwerte zu Grundwasserständen in der Regel eine Standrohrspiegelhöhe zwischen ~ 18,0 und ~ 20,0 m ü. NN erwarten; bei einem mittleren Seewasserstand von ~ 19,0 m ü. NN. Nur in Ausnahmefällen wird es zu einer Unter- oder Überschreitung dieser Werte kommen.

Messstelle	Rechtswert	Hochwert	Standrohrspiegelhöhe h [m ü. NN]		
			Minimum	Mittel	Maximum
A	25.46.011	57.22.649	17,87	18,80	20,86
B	25.46.685	57.22.587	18,16	19,27	23,95
C	25.47.160	57.22.674	13,79	19,90	21,50
D	25.46.802	57.23.209	17,47	18,32	24,95
E	25.46.466	57.22.920	14,95	18,19	20,90

Tab. 58: Grundwasserstände im Untersuchungsgebiet (Beobachtungszeitraum: 11.11.1960 bis 07.02.2003).

Abbauplanung

Die Abbauplanung wurde im Konzept von PATZOLD (2004) erarbeitet. Nach mdl. Mitt. von HAGENGUTH (2004), Firma  RHEIN MAIN KIES UND SPLITT, Mülheim an der Ruhr, ist in einem 1.) Abbaubereich die Abgrabung des Mutterbodens im Trockenen, in einem 2.) Abschnitt die Abgrabung des Abraums im Trockenen und in einem 3.) Abschnitt die Abgrabung des Nutzbaues im Nassen und bis zum Liegenden bei einer Wassertiefe von < 25,00 m geplant.

Die Gewinnung wird im Trockenen mit einem Radlader und im Nassen mit einem druckwasseraktivierten Grundsaugbagger erfolgen. Der Saugbagger mit einem Saugrohrdurchmesser DN300 soll mit einer Abbaueinrichtung, Fabrikat ARGE VPC & SPE, Typ MARPO_DGPS_K ausgerüstet werden.

Vom Massenschwerpunkt aus wird der Abbau in einzelnen Abbaubereichen als flächenhafter Weitungsabbau im Sinne von RESE (1997) und mit wechselnden Abbau- und Verhiebrichtungen erfolgen. Die Gewinnung soll im Nassen als Vollschnitt – also als unkontrollierte Baggerung – geführt werden.

Im Hinblick auf die Abbauführung sind Empfehlungen zur Gestaltung des Böschungssystems zu formulieren.

Überwasserböschung

Zur Gestaltung der Überwasserböschung wird auf das Ergebnis einer Standsicherheitsberechnung nach DIN 4084 (1981) von BODE (2004 e) verwiesen.

Als Berechnungsverfahren wurde das Lamellenverfahren nach BISHOP (1954), unter Ansatz von Standardbodenkennwerten aus Bautabellen und von Standardlastannahmen für Verkehrslasten, eingesetzt. Demnach ist die Überwasserzone mit einer Neigung von $H:L = 1:2,00$ entsprechend einem Winkel von $26,57^\circ$ standsicher herzustellen.

Die Einbindung der Überwasserböschung in das Böschungssystem ist in Abb. 73 und Abb. 74 dargestellt. Als Maßnahme zur Sicherung gegen Erosion bei Starkregen wird eine Bepflanzung gemäß den Empfehlungen von GILCHER & BRUNS (1999) vorgeschlagen.

Wasserwechselzone

Zur Gestaltung der Wasserwechselzone wird auf die Empfehlungen in Kap. 7.1.1 und den Planungsablauf in Kap. 8.1 verwiesen.

Zur *Abschätzung der Neigung* als Planungsschritt [2.4] in Abb. 63 wurden mit den Grundlagen auf S. 147 ff. [1.1], [2.1], [3.1], [2.2], [2.3] und den Ergebnissen der Korngrößenanalysen in Abb. 72 (*Probe-Nr.*: 3) die Annahmen in Tab. 59 getroffen. Dementsprechend lässt die Zuordnung der Bodenart [1.2] und der Lagerstättenprovinz [1.3] für die Wasserwechselzone gemäß den Erfahrungswerten [3.2] in Kap. 7.1 und Anh. 1 als Datenbank [4.1.] eine Neigung [1.4] von **H:L = 1:6,00** entsprechend einem Winkel von **9,46°** erwarten. Diese Böschungsneigung wurde auch in der amphibischen Zone eines nahe gelegenen Baggersees bei Bruckhausen (*Aufschluss-Nr.*: 99) beobachtet, in der sandige und kiesige Ablagerungen der jüngeren Niederterrassen-Zeit im Abbau stehen.

Bodenart nach Tab. 28	[S;g-G;s]	Lagerstättenprovinz nach Tab. 29	Niederrhein
-----------------------	-----------	----------------------------------	-------------

Tab. 59: Annahmen zur Abschätzung der Neigung.

Zur *Ermittlung der Wellenauflaufhöhe* als Planungsschritt [2.5] in Abb. 63 wurden mit den Grundlagen auf S. 147 ff. und Tab. 59 [1.4], [1.5], [1.6] die Annahmen in Tab. 60 zugrundegelegt. Damit lässt die Anwendung des Berechnungsmodelles [3.3] als Gl. [36, 37] eine Wellenauflaufhöhe [1.7] von **0,80 m** annehmen.

<i>Neigung der Auflauffläche</i>	α	[°]	9,46	<i>Signifikante Wellenhöhe</i>	H_s	[m]	< 0,50
<i>Böschungsrauheit</i>	γ_f	[-]	0,95	<i>Wellenlänge im Tiefwasser</i>	L_0	[m]	< 5,00

Tab. 60: Annahmen zur Ermittlung der Wellenauflaufhöhe.

Zur *Abschätzung der Breite* als Planungsschritt [2.6] in Abb. 63 wurden mit den Grundlagen auf S. 147 ff., Tab. 59 und Tab. 60 die Annahmen in Tab. 61 getroffen. Damit lässt die Anwendung des Berechnungsmodelles [3.4] als Gl. [79] unter Berücksichtigung der Wasserstände [1.8] eine Breite [1.9] von **18,30 m** erwarten.

<i>Wellenauflaufhöhe</i>	z_{98}	[m]	0,80	<i>Hochwasserstand</i>	HW	[m]	20,00
<i>Neigungsbeiwert</i>	n	[-]	0,17	<i>Niedrigwasserstand</i>	NW	[m]	18,00

Tab. 61: Annahmen zur Abschätzung der Breite (Höhenbezug des Hoch- und Niedrigwasserstandes zu NN).

Die Einbindung der Wasserwechselzone in das Böschungssystem ist in Abb. 73 und Abb. 74 dargestellt. Als Maßnahme zur Sicherung gegen Erosion bei Wellenschlag und zur Reduzierung der Breite im Hinblick auf eine Minimierung der Abbauverluste wird wiederum eine Bepflanzung gemäß den Empfehlungen von GILCHER & BRUNS (1999) empfohlen.

Unterwasserböschung bei unkontrollierter Baggerung

Zur Gestaltung der Unterwasserböschung bei unkontrollierter Baggerung wird auf die Empfehlungen in Kap. 7.2.2.1 und den Planungsablauf in Kap. 8.2.2 verwiesen.

Zur *Abschätzung der Neigung* als Planungsschritt [2.4] in Abb. 66 wurden mit den Grundlagen auf S. 147 ff. [1.1], [2.1], [3.1], [2.2], [2.3] und den Ergebnissen der Korngrößenanalysen in Abb. 72 (*Probe-Nr.*: 4-6) zunächst die Annahmen in Tab. 62 getroffen. Dementsprechend lässt die Zuordnung der Bodengruppe [1.2] und der Lagerstättenprovinz [1.3] für die Unterwasserzone gemäß den Erfahrungswerten [3.2] in Kap. 7.2 und Anh. 1 als Datenbank [4.1] überschlägig eine Neigung [1.4] von **H:L ~ 1:2,75** bis **H:L ~ 1:3,25** entsprechend einem Winkel von **~ 19,98°** bis **~ 17,10°** erwarten. Diese Abschätzung ist allerdings noch mit ganz erheblichen Unsicherheiten behaftet.

Bodengruppe nach Tab. 32	SE - GI	Lagerstättenprovinz nach Tab. 33	Niederrhein
--------------------------	---------	----------------------------------	-------------

Tab. 62: Annahmen zur Abschätzung der Neigung.

Zur *Abschätzung des Reibungswinkels φ'* in Anlehnung an LANG et al. (2002) als Planungsschritt [2.5] in Abb. 66 wurden mit den Ergebnissen der Korngrößenanalysen in Abb. 72 (*Probe Nr.: 4-6*) bei "*schlechter Korngrößenabstufung*" mit einem Ungleichförmigkeitsgrad $U < 5$, "*mittlerer Lagerungsdichte*" und "*mittlerer Kornform*" in Anlehnung an LANG et al. (2002) die Annahmen in Tab. 63 zugrundegelegt. Die Lagerstättenkennwerte [1.5], [1.6], [1.7] sind als Mittelwerte über die Mächtigkeit der Lagerstätte im Sinne von Kap. 6.3.2.3 zu verstehen. Damit lässt die Anwendung des Berechnungsmodells [3.3] als Gl. [49, 50] einen Reibungswinkel φ' [1.8] von **36,71°** annehmen. Dieser Winkel stimmt recht gut mit dem Scherwinkel von 36,00° überein, den KRAHN (2001) in JANSEN (2001) für "*Terrassensedimente*" des Rheins auf dem Blatt 4305 Wesel der GK25 angibt.

Korngrößenfraktion	Gew.-%	Korngrößenfraktion	Gew.-%
< 0,002 mm	0,00	≥ 0,002 und < 0,01 mm	0,00
≥ 0,01 und < 0,20 mm	4,38	≥ 0,20 mm	95,62

Tab. 63: Annahmen zur Abschätzung des Reibungswinkels φ' .

Zur *Abschätzung der Neigung* als Planungsschritt [2.6] in Abb. 66 wurden mit den Ergebnissen zum Ansatz des Reibungswinkels und der Korngrößenanalysen in Abb. 72 (*Probe Nr.: 4-6*) weiterführend die Annahmen in Tab. 64 getroffen. Der Feinkornanteil [1.9] des Bodens < 0,63 mm ist als Mittelwert über die Mächtigkeit der Lagerstätte im Sinne von Kap. 6.3.2.2 und die Wassertiefe [1.10] als Maximalwert gemäß Abbauplanung zu verstehen. Dementsprechend lässt die Anwendung des Regressionsmodells [3.4] als Gl. [82, 83] mit einem Teilsicherheitsbeiwert für den Reibungswinkel $\gamma_\varphi = 1,10$ eine Neigung [1.11] von **H:L = 1:3,00** entsprechend einem Winkel von **18,43°** erwarten. Diese Böschungsneigung wurde auch in der aquatischen Zone des unweit gelegenen Baggersees bei Bruckhausen (*Aufschluss-Nr.: 99*) beobachtet.

Feinkornanteil < 0,63 mm	[Gew.-%]	43,49	Wassertiefe	d	[m]	< 25,00
--------------------------	----------	-------	-------------	---	-----	---------

Tab. 64: Annahmen zur Abschätzung der Neigung.

Die Einbindung der Unterwasserböschung bei unkontrollierter Baggerung in das Böschungssystem ist in Abb. 73 dargestellt.

Bermen bei unkontrollierter Baggerung

Zur Gestaltung von Bermen bei unkontrollierter Baggerung wird auf die Empfehlungen in Kap. 7.3.1 mit Kap. 7.3.5 und den Planungsablauf in Kap. 8.3.1 zum Auftreten von Baggertoleranzen verwiesen – hingegen sind durch Saugbaggerung hervorgerufene Bodensetzungen aufgrund des geringen Saugrohrdurchmessers, durch Erdbeben induzierte Böschungsruutschungen wegen der minimalen Erdbebengefährdung und durch Anstieg des Porenwasserdruckes bedingte Bodenverflüssigungen (Setzungsfliessen) aufgrund des geringen Verflüssigungspotentials im Sinne von SEED & IDRIS (1971) nicht zu befürchten.

Zur *Bemessung der Berme* als Planungsschritt [2.1] in Abb. 67 wurden mit den Vorgaben aus der Abbauplanung im Hinblick auf das Gewinnungsgerät [1.1], die Positionierung [1.2] und die Wassertiefe [1.3] folgende Annahmen getroffen: 1.) Baggertoleranz zur Ortungsgenauigkeit der Abbaukontrollanlage, Fabrikat ARGE VPC & SPE, Typ MARPO_DGPS_K; 2.) Baggertoleranz zur Ausführung der Gewinnung (Unkontrollierte Baggerung); 3.) Baggertoleranz zur Trägheit des Gewinnungsgerätes beim Verholen; 4.) Baggertoleranz bei Positionierung des Gewinnungsgerätes mit Seilen statt mit Pfählen. Damit ist bei Beachtung der Erfahrungswerte [3.1] von PATZOLD & BODE (2004) in Kap. 7.3.1 als Datenbank [4.1] eine Breite [1.6] des Sicherheitsstreifens zur Abbaugrenze von **4,80 m** zu fordern.

Die Einbindung der Berme bei unkontrollierter Baggerung in das Böschungssystem ist in Abb. 73 dargestellt. Dabei ergeben sich unvermeidbare Abbauverluste in Höhe von $\sim 1.768 \text{ m}^3$ auf den laufenden Meter der Uferlinie.

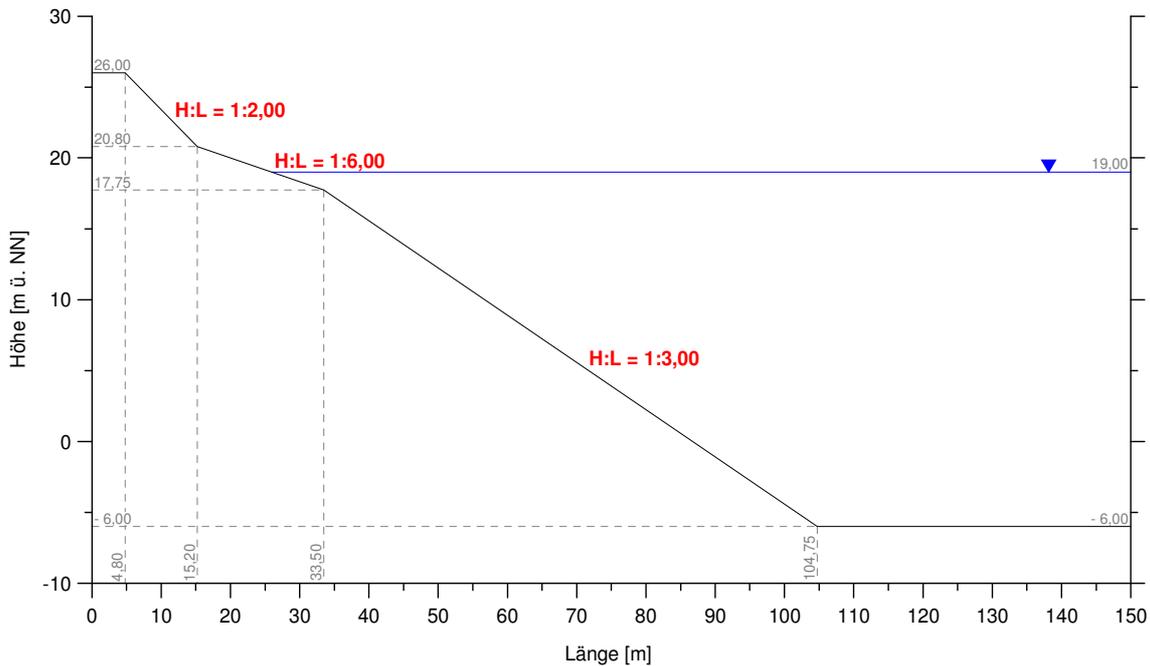


Abb. 73: Gestaltung des Böschungssystems bei unkontrollierter Baggerung [Abb. überhöht].

Als Alternative zur unkontrollierten Baggerung mit einem druckwasseraktiviertem Grundsaugbagger, und im Hinblick auf eine Minimierung der Abbauverluste zur Abbaugrenze hin, ist die profilgerechte Baggerung mit einem Schneidkopfsaugbagger zu untersuchen.

Unterwasserböschung bei profilgerechter Baggerung

Zur Gestaltung der Unterwasserböschung bei profilgerechter Baggerung wird auf die Empfehlungen in Kap. 7.2.1.7 und den Planungsablauf in Kap. 8.2.1 verwiesen.

Zur Ermittlung der Sicherheit $\eta_{tab.}$ als Planungsschritt [2.5] in Abb. 64 wurden mit den Grundlagen auf S. 147 ff. [1.1], [2.1], [3.1], [2.2], [2.3] und Tab. 62 [1.2] als auch mit den Ergebnissen zum Ansatz des Reibungswinkels und den Beobachtungen zum Strömungsregime im Untersuchungsgebiet in Anlehnung an JAGSCH et al. (2004) die Annahmen in Tab. 65 zugrundegelegt. Die Wichte γ [1.7] des Bodens ist als Mittelwert über die Mächtigkeit der Schichtenfolge, die Einwirkung aus dem Auftreten und der Bewegung von Grundwasser [1.8] als Maximalwert bei Lippe-Hochwasser und die Einwirkung aus ständigen Lasten [1.9] und Verkehrslasten [1.10] als Standardansatz zu verstehen. Damit lässt die Berücksichtigung der Lastannahmen [3.3] in Tab. 43 und Anh. 4 als Datenbank [4.1] unter Zuordnung des Böschungsbodens zur *Bodenart Nr. 15* in Tab. 6 eine Sicherheit $\eta_{tab.}$ [1.11] von **0,92** erwarten.

Wichte des Bodens	γ [kN m ⁻³]	20,5	Grundwassergefälle	I [-]	0,100
Ständige Lasten	q [kN m ⁻²]	10,0	Verkehrslasten	p [kN m ⁻²]	5,0

Tab. 65: Annahmen zur Ermittlung der Sicherheit $\eta_{tab.}$.

Bei Ermittlung des Beiwertes $\alpha_{dyn.}$ als Planungsschritt [2.6] in Abb. 64 wurden die Erfahrungen nach mdl. Mitt. von PATZOLD (2004) und VON GARREL (2004) auf S. 116 berücksichtigt. Dabei wurden die Lastannahmen [3.4] zum Gewinnungsgerät [1.12] in Kap. 7.2.1.5 und Kap. 7.2.1.6 als Datenbank [4.2] zugrundegelegt und der Beiwert $\alpha_{dyn.}$ [1.13] zu **0,90** festgelegt.

Zur Abschätzung der Neigung als Planungsschritt [2.7] in Abb. 64 wurde mit den Ergebnissen zum Ansatz der Sicherheit η_{ab} und des Beiwertes α_{dyn} sowie bei Anwendung des Berechnungsmodells [3.5] als Gl. [80, 81] ein Teilsicherheitsbeiwert für den Reibungswinkel $\gamma_\varphi = 1,10$ berücksichtigt. Demnach ist die Unterwasserzone mit einer Neigung [1.14] von **H:L = 1:2,00** entsprechend einem Winkel von **26,57°** standsicher herzustellen.

Die Einbindung der Unterwasserböschung bei profilgerechter Baggerung in das Böschungssystem ist in Abb. 74 dargestellt.

Bermen bei profilgerechter Baggerung

Zur Gestaltung von Bermen bei profilgerechter Baggerung wird wiederum auf die Empfehlungen in Kap. 7.3.1 mit Kap. 7.3.5 und den Planungsablauf in Kap. 8.3.1 zum Auftreten von Baggertoleranzen verwiesen.

Zur Bemessung der Berme als Planungsschritt [2.1] in Abb. 67 wurden mit den Vorgaben aus der Abbauplanung im Hinblick auf das Gewinnungsgerät [1.1], die Positionierung [1.2] und die Wassertiefe [1.3] folgende Annahmen getroffen: 1.) Baggertoleranz zur Ortungsgenauigkeit der Abbaukontrollanlage, Fabrikat ARGE VPC & SPE, Typ MARPO_DGPS_K; 2.) Baggertoleranz zur Trägheit des Gewinnungsgerätes beim Verholen; 3.) Baggertoleranz bei Positionierung des Gewinnungsgerätes mit Seilen statt mit Pfählen. Damit ist bei Beachtung der Erfahrungswerte [3.1] von PATZOLD & BODE (2004) in Kap. 7.3.1 als Datenbank [4.1] eine Breite [1.6] des Sicherheitsstreifens zur Abbaugrenze von **2,30 m** zu fordern.

Die Einbindung der Berme bei profilgerechter Baggerung in das Böschungssystem ist in Abb. 74 dargestellt. Dabei ergeben sich unvermeidbare Abbauverluste in Höhe von nur mehr $\sim 1.406 \text{ m}^3$ auf den laufenden Meter der Uferlinie – also $\sim 342 \text{ m}^3$ weniger als bei der unkontrollierten Baggerung. Bei einer Uferlänge von $\sim 3.750 \text{ m}$ entspricht dies einer Differenz von immerhin $\sim 1.282.500 \text{ m}^3$.

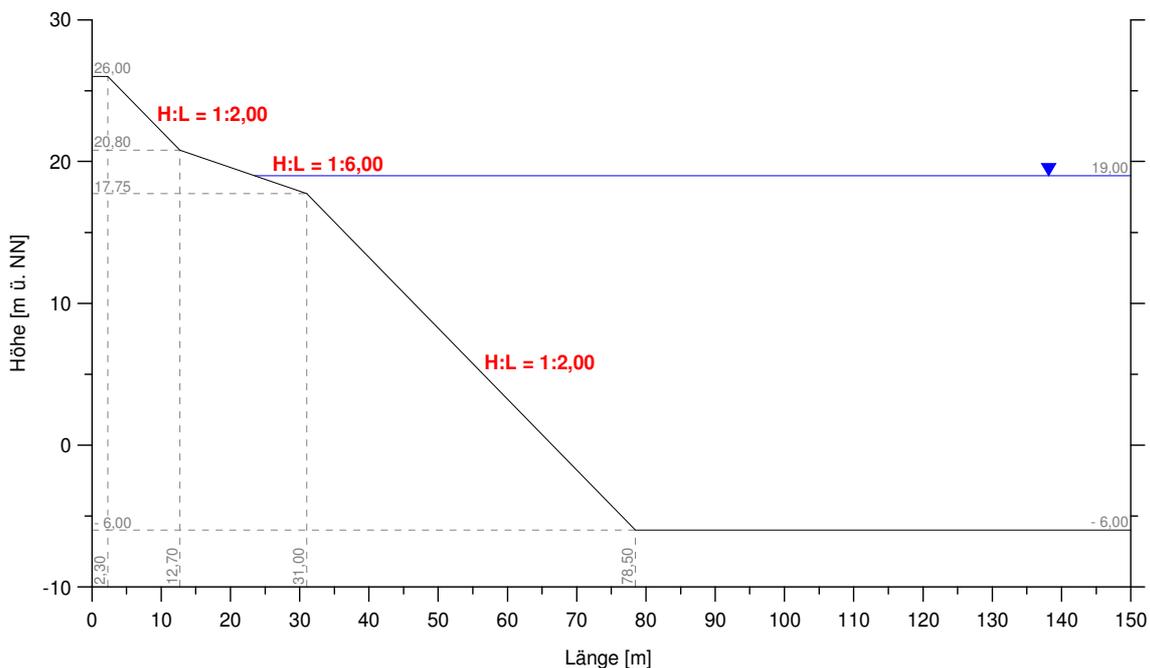


Abb. 74: Gestaltung des Böschungssystems bei profilgerechter Baggerung [Abb. überhöht].

Empfehlungen

Zur Minimierung der unvermeidbaren Abbauverluste als sogenannte "Böschungsverluste" und zur Maximierung der gewinnbaren Vorräte beim Abbauvorhaben "Friedrichsfeld" wird die Böschungsbaggerung in kontrollierter Ausführung empfohlen. Dabei ist der technische und wirtschaftliche Mehraufwand bei entsprechender Bauausführung durch die prognostizierte Mehrausbeute gerechtfertigt.

10 ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK

In der vorliegenden Arbeit wird die Entwicklung eines Planungssystems zur "*Gestaltung von Böschungssystemen bei der Gewinnung von Sand und Kies*" beschrieben.

Mit unterschiedlichen Planungsabläufen zur Gestaltung von Wasserwechselzonen, Unterwasserböschungen und Bermen wird damit erstmalig die Möglichkeit zur Maximierung des Ausbeutegrades in den Lagerstätten bei gleichzeitiger Gewährung der Böschungsstandsicherheit eröffnet – und zwar im Hinblick auf die Neigung der Unterwasserzonen im Sinne von LANGER & VOSS (2001): ... "*so steil wie möglich und nur so flach wie nötig.*" Die wesentlichen Ergebnisse der vorliegenden Studie werden nachstehend zusammengefasst:

Zur Darstellung der als maßgeblich einzustufenden Einflussfaktoren auf die Standsicherheit von Unterwasserböschungen wurden die lagerstätten-, gewinnungsverfahren- und gewinnungsgerätebedingten Faktoren im Sinne von BÖTTGER et al. (1978) und PATZOLD & BODE (2001) weiter differenziert und näher beschrieben.

Zur Überprüfung, ob und auch gegebenenfalls inwieweit die Ausbildung von Unterwasserböschungen bei der kontrollierten und unkontrollierten Baggerung von Sand und Kies mit kontinuumsmechanischen Verfahren und geeigneten Stoffgesetzen beschrieben werden kann, wurden – in Vorbereitung auf die Forschungsarbeit durch den Verfasser – von KELM (2003) am ARBEITSBEREICH GEOTECHNIK UND BAUBETRIEB DER TECHNISCHEN UNIVERSITÄT HAMBURG-HARBURG numerische Simulationen mit finiten Elementen (FEM) auf Grundlage des hypoplastischen Stoffmodells von GUDEHUS (1996) und VON WOLFFERSDORFF (1996) unter Berücksichtigung intergranularer Dehnungen nach NIEMUNIS & HERLE (1997) durchgeführt. Die Ergebnisse der angestellten Berechnungen zeigen, dass der kontinuumsmechanische Ansatz – ebenso wenig wie erdstatische Verfahren nach DIN 4084 (1981) – weder eine Beschreibung von dynamischen Prozessen bei auftretenden Böschungsrutschungen oder nachfolgenden Suspensionsströmen, noch eine Abschätzung von resultierenden Unterwasserböschungen mit hinreichender Standsicherheit ermöglicht.

Mit dem derzeitigen Stand der Technik und Wissenschaft – aber auch in absehbarer Zukunft – wird für die numerische Analyse derartiger Umlagerungsvorgänge und für einen geschlossenen Standsicherheitsnachweis kein geeignetes Berechnungsmodell zur Verfügung stehen. Daraus folgt, dass das rechnergestützte Planungssystem mit "*hybridem*" Charakter anzulegen ist – nämlich durch empirische Auswertung von einschlägigen Erfahrungen im Gewinnungsbetrieb wie auch durch entsprechende Auswertung von rechnerischen Parameterstudien.

Zur Abschätzung der als standsicher einzustufenden Wasserwechselzonen wurde an einigen Baggerseen der amphibische Bereich aufgemessen.

Die Messergebnisse als standortspezifische Mittelwerte von profilbezogenen Neigungen wurden darüber hinaus den angetroffenen Bodenarten gegenübergestellt.

Auf Grundlage von empirisch gefundenen Abhängigkeiten als auch unter Ansatz von rechnerisch ermittelten Wellenaufbauhöhen können damit schließlich für die zu behandelnden Lastfälle entsprechende Empfehlungen zur Gestaltung von Wasserwechselzonen gegeben werden.

Zur Abschätzung der als standsicher einzustufenden Unterwasserböschungen bei der kontrollierten Baggerung wurden zahlreiche Böschungsbruchberechnungen mit dem bewährten Lamellenverfahren nach BISHOP (1954) bei hilfsweiser und zunächst noch herkömmlicher Vorgehensweise nach DIN 4084 (1981) durchgeführt; die Betrachtung erfolgte als rechnerische Parameterstudie mit unterschiedlichen Bodenkennwerten bei effluenten oder influenten Grundwasserströmungen und bei variierenden Lastannahmen durch ständige Lasten und Verkehrslasten.

Auf Grundlage von rechnerisch ermittelten Standsicherheiten wie auch unter Ansatz von empirisch gefundenen Abminderungsbeiwerten zur Berücksichtigung von dynamischen Einwirkungen im laufenden Gewinnungsbetrieb können damit schließlich für die zu behandelnden Lastfälle entsprechende Empfehlungen zur Gestaltung von Unterwasserböschungen bei Ausführung der kontrollierten Baggerung gegeben werden.

Zur Betrachtung der sich langfristig einstellenden Unterwasserböschungen bei der unkontrollierten Baggerung wurden die lagerstättenkundlichen Daten und Unterlagen aus dem Archiv des INGENIEURBÜROS DR.-ING. V. PATZOLD gesichtet, aufbereitet und kategorisiert. Dabei wurden die vorliegenden Ergebnisse von insgesamt 126 Echolotpeilungen mit zugehörigen Schichtenverzeichnissen zu Aufschlussbohrungen und Ergebnissen von Korngrößenanalysen in einem Lagerstättenkatalog zusammengeführt. Damit wurde eine rechnergestützte Datenbank mit standortabhängigen Erfahrungswerten zur Ausbildung von Unterwasserböschungen und zur Kennzeichnung von Lagerstättenbezirken bei granulometrischer, genetischer und stratigraphischer Zuordnung erhalten.

Die Peilerggebnisse als standortspezifische Mittelwerte der profilbezogenen Neigungen wurden darüber hinaus den jeweils angetroffenen und angesprochenen Bodenarten sowie den granulometrischen Parametern aus vorliegenden Analysenergebnissen mit den zugehörigen und abgeschätzten Reibungswinkeln als charakteristische Kennwerte der Lagerstätten gegenübergestellt.

Zur Verifizierung der zu vermutenden Einflüsse auf die langfristige Einstellung von Unterwasserböschungen bei der unkontrollierten Baggerung und zur Abschätzung von standsicheren Böschungen für andere Abgrabungen wurde abschließend auf Grundlage der digitalisierten Kennwerte eine lineare Regressionsanalyse durchgeführt; die Betrachtung erfolgte als multiple Regression mit schrittweiser Vorwärtsauswahl und Rückwärtselimination. Damit wurde ein erstaunlich einfaches Regressionsmodell erhalten, dass die standsichere Böschungsneigung in ausgeprägter Abhängigkeit von dem effektiven Reibungswinkel φ' und dem jeweiligen Feinkornanteil $\mu_0^{0,63}$ des nichtbindigen Bodens zeigt. Dagegen hat sich der zunächst angenommene Einfluss von anderen Parametern als nicht signifikant erwiesen.

Auf Grundlage von empirisch gefundenen und auch statistisch abgesicherten Zusammenhängen können damit schließlich für die zu behandelnden Lastfälle weiterführende Empfehlungen zur Gestaltung von Unterwasserböschungen bei Ausführung der unkontrollierten Baggerung gegeben werden.

Zur Betrachtung der bei Saugbaggerung auftretenden Potentialbeeinflussung zwischen Ober- und Unterstrom sowie zur Abschätzung der hydraulischen Reichweite mit andauernder Suffosion und rückschreitender Erosion im Gebirge als ein Maß für die Bemessung einer Berme wurden dreidimensionale Strömungsmodellierungen bei instationären Strömungsverhältnissen durchgeführt; die Betrachtung erfolgte als rechnerische Parameterstudie mit unterschiedlichen Aquiferkennwerten als auch bei variierenden Unterdrücken am Saugkopf und wechselnden Durchmessern der Saugrohrleitung eines modellartigen Saugbaggers.

Auf Grundlage von rechnerisch ermittelten Reichweiten der Potentialbeeinflussung wie auch unter Ansatz von geometrischen und hydraulischen Suffosionskriterien können damit schließlich für die zu behandelnden Lastfälle entsprechende Empfehlungen zur Gestaltung einer Berme bei Saugbaggerung gegeben werden.

Zur Planung von zukünftigen Abgrabungen wurden verschiedene Ablaufpläne erarbeitet, deren fallspezifische Anwendung eine ganzheitliche Betrachtung der lagerstätten-, gewinnungsverfahren- und gewinnungsgerätebedingten Einflussfaktoren unterstützt. Dabei wurden für die einzelnen Bearbeitungsschritte diejenigen Daten, Empfehlungen und Berechnungsmodelle ausgewiesen, die aus einer anzulegenden Stammdatenbank jeweils heranzuziehen sind.

Auf Grundlage der unterschiedlichen Ablaufpläne wurde die prototypische Version eines rechnergestützten Planungssystems entwickelt. Dabei empfahl sich ein modularer Aufbau zur standortabhängigen Gestaltung von:

- 1.) Wasserwechselzonen; 2.) Unterwasserböschungen bei Durchführung einer profilgerechten Baggerung; 3.) Unterwasserböschungen bei der Durchführung einer Box-Cut Baggerung; 4.) Unterwasserböschungen bei der unkontrollierten Baggerung; 5.) Bermen im Hinblick auf das Auftreten von Baggertoleranzen; 6.) Bermen im Hinblick auf die Suffosion und Erosion im Oberstrom bei Durchführung einer Saugbaggerung; 7.) Bermen im Hinblick auf das Auftreten von Böschungsabflachungen bei Erdbeben und 8.) bei Bodenverflüssigung.

Ob und auch gegebenenfalls inwieweit die Geowissenschaften in Zukunft einen Beitrag zur bodenmechanischen Beschreibung des unkalkulierbaren Phänomens der spontanen Bodenverflüssigung leisten können, sei dahingestellt – hier besteht jedenfalls noch erheblicher Forschungsbedarf.

11 LITERATURVERZEICHNIS

- ABRAMSON, L., LEE, T. S., SHARMA, S. & BOYCE, G. M. (2002): Slope stability and stabilization methods. – 2. Aufl., 712 S.; New York (Wiley).
- ADERHOLD, G. (2001): Standsicherheiten von hessischen Tagebauen. – Zeitschrift für angewandte Geologie, 47 (1): 34-37; Stuttgart (Schweizerbart).
- ANDERSON, M. P. & WOESSNER, W. W. (1992): Applied groundwater modeling – Simulation of flow and advective transport. – 381 S.; San Diego (Academic Press).
- ARBEITSAUSSCHUSS "UFEREINFASSUNGEN" HÄFEN UND WASSERSTRASSEN DER HAFENBAUTECHNISCHEN GESELLSCHAFT E.V. UND DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR GEOTECHNIK E.V. (1990): Empfehlungen EAU, 1990. – 8. Aufl., 609 S., 241 Abb., 48 Tab.; Berlin (Ernst).
- ARBEITSAUSSCHUSS "UFEREINFASSUNGEN" HÄFEN UND WASSERSTRASSEN DER HAFENBAUTECHNISCHEN GESELLSCHAFT E.V. UND DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR GEOTECHNIK E.V. (1996): Empfehlungen EAU, 1996. – 9. Aufl., 593 S., 243 Abb., 45 Tab.; Berlin (Ernst).
- ARBEITSKREIS BAUGRUBEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR GEOTECHNIK E.V. (1994): Empfehlungen EAB, 1994. – 3. Aufl., 165 S., 86 Abb.; Berlin (Ernst).
- AUSSCHUSS FÜR KÜSTENSCHUTZWERKE DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR GEOTECHNIK E.V. UND DER HAFENBAUTECHNISCHEN GESELLSCHAFT E.V. (2002): Empfehlungen für die Ausführung von Küstenschutzwerken EAK, 2002. – Die Küste, 65: 589 S.; Heide in Holstein (Boyens).
- BACKHAUS, K., ERICHSON, B., PLINKE, W., WEIBER, R. (1996): Multivariate Analysemethoden – Eine anwendungsorientierte Einführung. – 8. Aufl., 591 S.; Berlin, Heidelberg, New York (Springer).
- BARTZ, J. (1976): Quartär und Jungtertiär im Raum Rastatt. – Jahresheft geologisches Landesamt Baden-Württemberg, 18: 121-178; Freiburg im Breisgau.
- BARTZ, J. (1982): Quartär und Jungtertiär II im Oberrheingraben im Großraum Karlsruhe. – Geologisches Jahrbuch, A 63: 3-237; Hannover.
- BAUER, M. (2003): Vermessung und Ortung mit Satelliten – GPS und andere satellitengestützte Navigationssysteme. – 5. Aufl., 392 S.; Heidelberg (Wichmann).
- BAYERISCHES STAATSMINISTERIUM DES INNERN (1973): Richtlinien für Anlagen zur Gewinnung von Kies, Sand, Steine und Erden. – Ministerialamtsblatt MABl, B 4755 A; München.
- BAYERISCHES STAATSMINISTERIUM FÜR LANDESENTWICKLUNG UND UMWELTFRAGEN (1995): Richtlinien für Anlagen zur Gewinnung von Kies, Sand, Steinen und Erden. – Allgemeines Ministerialblatt AllMBL, 13; München.
- BENDA, L. [Hrsg.] (1995): Das Quartär Deutschlands. – 408 S., 95 Abb., 30 Tab.; Berlin, Stuttgart (Borntraeger).
- BERNATZIK, W. (1940): Grenzneigung von Sandböschungen bei gleichzeitiger Grundwasserströmung. – Die Bautechnik, 18: 634-642; Berlin (Ernst).

- BIBUS, E. (1980): Zur Relief-, Boden- und Sedimententwicklung am unteren Mittelrhein. – Frankfurter geowissenschaftliche Arbeiten, Serie D 1: 296 S.; Frankfurt am Main.
- BISHOP, A. W. (1954): The use of the slipcircle in the analysis of slopes. – Proceedings european conference on stability of earth slopes, Vol. I: 1-14; Stockholm.
- BLEYMÜLLER, J., GEHLERT, G. & GÜLICHER, H. (2002): Statistik für Wirtschaftswissenschaftler. – 13. Aufl., 245 S.; München (Vahlen).
- BOBZIN, H. (1989): Praktische Nassbaggerei. – Mitteilungen des Franzius-Institutes für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Universität Hannover, 69: 1-158; Hannover.
- BODE, G. (2004 a): Regressionsanalyse zur Ausbildung von Unterwasserböschungen im Sand und Kies bei der unkontrollierten Baggerung. – Interner Arbeitsbericht: 57 S., 4 Abb., 41 Tab.; Holm-Seppensen (Ber. Arch. Ing.-Büro Dr.-Ing. V. Patzold, Kleiberweg 20, 21244 Holm-Seppensen). [unveröff.]
- BODE, G. (2004 b): Strömungsmodellierung zur Betrachtung der Saugbaggerung im Sand und Kies. – Interner Arbeitsbericht: 31 S., 21 Abb., 8 Tab., 2 Anh.; Holm-Seppensen (Ber. Arch. Ing.-Büro Dr.-Ing. V. Patzold, Kleiberweg 20, 21244 Holm-Seppensen). [unveröff.]
- BODE, G. (2004 c): Parameterstudie zur Betrachtung von Erdbeben. – Interner Arbeitsbericht: 39 S., 9 Abb., 15 Tab.; Holm-Seppensen (Ber. Arch. Ing.-Büro Dr.-Ing. V. Patzold, Kleiberweg 20, 21244 Holm-Seppensen). [unveröff.]
- BODE, G. (2004 d): Rechts- und Hochwerte zu Aufschlüssen und Baggerseen im Sand und Kies. – Interner Arbeitsbericht: 3 S.; Holm-Seppensen (Ber. Arch. Ing.-Büro Dr.-Ing. V. Patzold, Kleiberweg 20, 21244 Holm-Seppensen). [unveröff.]
- BODE, G. (2004 e): Standsicherheitsberechnung der Überwasserböschung zum Abbauvorhaben "*Friedrichsfeld*" bei Wesel. – Interner Arbeitsbericht: 5 S.; Holm-Seppensen (Ber. Arch. Ing.-Büro Dr.-Ing. V. Patzold, Kleiberweg 20, 21244 Holm-Seppensen). [unveröff.]
- BÖNNER, M. (1998): Chronik der deutschen Kies- und Sandindustrie wie die derer Verbände. – 123 S.; Duisburg (Bundesverband der Deutschen Kies- und Sandindustrie e. V.).
- BÖTTGER, M. (1978): Böschungsschäden und ihre Verhinderung in Kiesgruben. Dargestellt an Beispielen aus dem Oberrheingebiet. – Garten und Landschaft, 88 (3): 160-166; München (Callwey).
- BÖTTGER, M. (1983 a): Die Böschungsgestaltung in Baggerseen der Sand- und Kiesvorkommen des mittleren Oberrheingebietes. – Caroleinea, 4: 21-32; Karlsruhe.
- BÖTTGER, M. (1983 b): Echolotmessungen in Baggerseen – Ergebnisse und Folgerungen. – Wasser & Boden, 9: 400-404; Hamburg.
- BÖTTGER, M., HÖTZL, H. & KRÄMER, F. (1978): Die landschaftliche Gestaltung von Materialentnahmestellen: 2. Die Standsicherheit der Böschungen in Sand- u. Kiesgruben. – Beiheft zu den Veröffentlichungen zu Naturschutz und Landschaftspflege Baden-Württemberg, 13: 1-62; Karlsruhe.
- BRAY, R. N., BATES, A. D. & LAND J. M. (1997): Dredging – A handbook for engineers. – 2. Aufl., 434 S.; London (Arnold).

- BRINCH-HANSEN, J. & LUNDGREN, H. (1954): Hauptprobleme der Bodenmechanik. – 310 S.; Berlin (Springer).
- BUDNY, M. (1984): Seimische Bestimmung der bodendynamischen Kennwerte von oberflächennahen Schichten in den Erdbebengebieten der Niederrheinischen Bucht und ihre ingenieurseimologische Anwendung. – Diss. Mathematisch-Naturwissenschaftliche Fakultät der Universität zu Köln – Sonderveröffentlichungen des Geologischen Instituts der Universität zu Köln (57): 208 S.; Köln.
- BUNDESVERBAND DER DEUTSCHEN KIES- UND SANDINDUSTRIE (2004): Totalproduktion Baukies und Bausand. – URL: <http://www.bks-info.de/aktuell/zahlen.html> (Abfrage: 02.04.2004); Duisburg.
- BUSCH, K.-F. & LUCKNER, L. (1974): Geohydraulik für Studium und Praxis. – 2. Aufl., 442 S., 277 Abb., 58 Tab.; Stuttgart (Enke).
- BUSCH, K.-F., LUCKNER, L. & TIEMER, K. (1993): Geohydraulik. – 3. Aufl., 497 S., 238 Abb., 50 Tab.; Berlin, Stuttgart (Borntraeger).
- BUß, J. (1987): Unterströmung von Deichen. – Mitteilungen des Leichtweiß-Institutes für Wasserbau der Technischen Universität Braunschweig, 92: 156 S.; Braunschweig.
- CHIANG, W.-H. & KINZELBACH, W. (2001): 3D-Groundwater modeling with PMWIN: A simulation system for modeling groundwater flow and pollution. – 346 S., 150 Abb.; Berlin, Heidelberg, New-York (Springer).
- DACHROTH, W.-R. (2002): Handbuch der Baugeologie. – 3. Aufl., 681 S., 439 Abb., 113 Tab.; Berlin (Springer).
- DEUTSCHE VEREINIGUNG FÜR WASSERWIRTSCHAFT, ABWASSER UND ABFALL E.V. DVWK (1983): Richtlinie für die Gestaltung und Nutzung von Baggerseen – Baggerseen durch Abgrabung im Grundwasserbereich. – Regeln zur Wasserwirtschaft, 108: 3. Aufl., 11 S.; Hamburg, Berlin (Paul Parey).
- DEUTSCHE VEREINIGUNG FÜR WASSERWIRTSCHAFT, ABWASSER UND ABFALL E.V. DVWK (1992): Gestaltung und Nutzung von Baggerseen – Baggerseen durch Abgrabung im Grundwasserbereich. – Regeln zur Wasserwirtschaft, 108: 4. Aufl., 18 S.; Hamburg, Berlin (Paul Parey).
- DINGETHAL, F.-J., JÜRGING, P., KAULE, G. & WEINZIERL, W. (1985): Kiesgrube und Landschaft. – 285 S., 225 Abb., 15 Tab.; Hamburg, Berlin (Paul Parey).
- DINGETHAL, F.-J., JÜRGING, P., KAULE, G. & WEINZIERL, W. (1998): Kiesgrube und Landschaft. – 3. Aufl., 337 S., 351 Abb., 14 Tab., 16 Kt.; Donauwörth (Auer).
- DURBIN, J. & WATSON G.-S. (1951): Testing for serial correlation in least-squares regression. – Biometrika, 38: 159-178; Oxford.
- EGGERT, P., HÜBENER J. A., PRIEM J., STEIN V., VOSSEN, K. & WETTIG, E. (1986): Steine und Erden in der Bundesrepublik Deutschland – Lagerstätten, Produktion und Verbrauch. – Geologisches Jahrbuch, D 82: 3-879; Hannover.
- EISSMANN, L. (1994): Grundzüge der Quartärgeologie Mitteldeutschlands (Sachsen, Sachsen-Anhalt, Südbrandenburg, Thüringen). – Altenburger naturwissenschaftliche Forschungen, 7: 55-135; Altenburg.
- FELDMANN, L. & MEYER, K.-D. [Hrsg.] (1998): Quartär in Niedersachsen – Exkursionsführer zur Jubiläums-Hauptversammlung der deutschen Quartärvereinigung in Hannover. – 205 S.; Hannover.

- FELLENIUS, W. (1927): Erdstatische Berechnungen mit Reibung und Kohäsion (Adhäsion) und unter Annahme kreiszylindrischer Gleitflächen. – 40 S.; Berlin (Ernst).
- FH-DGG FACHSEKTION HYDROGEOLOGIE (2002): Hydrogeologische Modelle – Ein Leitfaden mit Fallbeispielen. – Schriftenreihe der Deutschen Geologischen Gesellschaft – Hydrogeologische Beiträge der Fachsektion Hydrogeologie in der Deutschen Geologischen Gesellschaft (Herausgeber), 24: 120 S.; Hannover.
- FISHER, R. A. (1963): Statistical methods for research workers. – 13. Aufl., 356 S.; Edinburgh (Oliver and Boyd).
- FLOSS, R. (1979): Zusätzliche Technische Vorschriften und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau, ZTVE-StB 76, Kommentar. – 454 S., 154 Abb., 84 Tab.; Bonn (Kirschbaum).
- FLOSS, R. (1997): Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau, ZTVE-StB 94, Kommentar mit Kompendium Erd- und Felsbau. – 2. Aufl., 543 S.; Bonn (Kirschbaum).
- FÖRSTER, W. & VOGT, A. (1991): Abschätzung der Rückgriffweite von Setzungsfließrutschungen. – Neue Bergbautechnik, 21 (10/11): 366-371; Leipzig (Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie).
- FRANKE, E. (1976): Langzeitrutschungen. Drei Beispiele aus der Praxis und kritischer Überblick über die bisherige Entwicklung der Erkenntnisse. – Die Bautechnik, 53: 97-105; Berlin (Ernst).
- FRITZ, L. (2004): Anmerkungen zu RICHWIEN & MEYER (2004): Nachweis der Standsicherheit von Unterwasserböschungen aus nichtbindigen Bodenarten. – Interner Arbeitsbericht: 4 S.; Barsinghausen (Ber. Arch. Ing.-Büro Dr.-Ing. V. Patzold, Kleiberweg 20, 21244 Holm-Seppensen). [unveröff.]
- FÜCHTBAUER, H. [Hrsg.] (1988): Sedimente und Sedimentgesteine. Sediment-Petrologie Teil II. – 1141 S., 660 Abb., 113 Tab.; Stuttgart (Schweizerbart).
- FUHRBÖTER, A. (1991): Wellenbelastung von Deich- und Deckwerksböschungen. – Jahrbuch der Hafentechnischen Gesellschaft, 46: 225-282; Hamburg.
- GILCHER, S. & BRUNS, D. (1999): Renaturierung von Abbaustellen. – 355 S., 72 Tab.; Stuttgart (Ulmer).
- GRABE, J. (2003 a): Bodenmechanik und Grundbau. – Veröffentlichungen des Arbeitsbereiches Geotechnik und Grundbau der Technischen Universität Hamburg-Harburg: 279 S.; Hamburg.
- GRABE, J. (2003 b): Schreiben an Dr.-Ing. Volker Patzold v. 06.11.2003: 2 S; Hamburg (Ber. Arch. Ing.-Büro Dr.-Ing. V. Patzold, Kleiberweg 20, 21244 Holm-Seppensen). [unveröff.]
- GRAUL, H. (1962): Eine Revision der pleistozänen Stratigraphie des schwäbischen Alpenvorlandes. – Petermanns geographische Mitteilungen, 4: 253-271; Gotha.
- GRUBE, A. & BRUNS, M. (2003): Dokumentation von Grundwassermodellen für wasserwirtschaftliche Planungsräume. – Wasser & Boden, 55 (7/8): 65-70; Berlin (Blackwell).
- GUDEHUS, G. (1981): Bodenmechanik. – 268 S., 254 Abb., 8 Tab.; Stuttgart (Enke).
- GUDEHUS, G. (1996): A comprehensive constitutive equation for granular materials. – Soils and Foundations, 36 (1): 1-12; Tokyo (Japanese Geotechnical Society).

- GUNKE, A. (1996): Vermessung und Erkundung von Nasskies- und Nasssandtagebauen – Darstellung der Messkonfigurationen und Entwicklung von Optimierungsansätzen nach technischen und wirtschaftlichen Gesichtspunkten. – Dipl. Arb. Institut für Markscheidewesen, Bergschadenkunde und Geophysik im Bergbau der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen: 80 S., 30 Abb., 7 Tab.; Aachen. [unveröff.]
- HARTUNG, J. & ELPELT, B. (1999): Multivariate Statistik – Lehr- und Handbuch der angewandten Statistik. – 6. Aufl., 815 S., 138 Abb.; München, Wien (Oldenbourg).
- HE, G. (1991): Standsicherheitsberechnungen von Böschungen. – Diss. Fachbereich für Bauingenieur- und Vermessungswesen der Technischen Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig: 122 S.; Braunschweig.
- HERBICH, J. B. (1992): Handbook of dredging engineering. – Getrennte Zählung; New York (Mc Graw-Hill).
- HERTH, W. & ARNDTS, E. (1995): Theorie und Praxis der Grundwasserabsenkung. – 3. Aufl., 357 S.; Berlin (Ernst).
- HESSISCHE LANDESANSTALT FÜR UMWELT (1975): Rekultivierung von Erd- und Gesteinsaufschlüssen. – Richtlinie, 1: 12 S.; Wiesbaden.
- HEYNE, K.-H. & MEIXNER, H. (1992): Probleme der Bergbausicherheit in Nasstagebauen. – Neue Bergbautechnik, 22 (3/4): 83-88; Leipzig (Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie).
- HÖLTING, B. (1996): Hydrogeologie – Einführung in die Allgemeine und Angewandte Hydrogeologie. – 5. Aufl.: 441 S.; Stuttgart (Enke).
- HORN, A. (1969): Der Gleichgewichtszustand von Kiesgruben unter Grundwasser. Zulässiger Grenzabstand bei Baggerungen. – Wasser & Boden, 8: 237-239; Hamburg.
- HOSSER, D., KLEIN, H., AHORNER, L., ROSENHAUER, W., BERCKHEMER, H., KOPERA, J., SCHNEIDER, G., KUNZE, T., WAAS, G., WERKLE, H. & WEBER, W. (1983): IfBt-Abschlussbericht – Realistische seismische Lastannahmen für bauliche Anlagen mit erhöhtem Sekundärrisiko: 236 S.; Frankfurt (Ber. Arch. Deutsches Institut für Bautechnik, Kolonnenstraße 30 L, 10829 Berlin). [unveröff.]
- HOSSER, D. (1987): Realistische seismische Lastannahmen für Bauwerke. – Bauingenieur, 62: 567-574; Düsseldorf (Springer).
- HUNT, I. A. (1959): Design of seawalls and breakwaters. – Journal of the Waterways and Harbour Division ASCE, 85 (WW3): 123-153; New York.
- IDEL, K. H. (1960): Die Scherfestigkeit rolliger Erdstoffe. – Diss. Fakultät für Bauwesen der Technischen Hochschule Karlsruhe: 98 S.; Karlsruhe.
- ISTOMINA, V. S. (1957): Filtracionnaja ustojcivost gruntov. – Izdatelstwo po stroitelstvu i archeologii; Moskau.
- JAGSCH, N., FIEDLER, V. & MIELKE-DOLLE, S. (2004): Machbarkeitsstudie zur Nutzung des geplanten Lippe- randsees als Retentionsraum. – 32 S., 12 Abb., 5 Tab., 4 Anl.; Essen (Ber. Arch. Ing.-Büro Dr.-Ing. V. Patzold, Kleiberweg 20, 21244 Holm-Seppensen). [unveröff.]
- JANBU, N. (1955): Application of composite slip surfaces for stability analysis. – Proceedings european conference on stability of earth slopes, Vol. III: 43-49; Stockholm.

- JANSEN, F. (2001): Erläuterungen zur Geologischen Karte von Nordrhein-Westfalen 1:25.000, Blatt 4305 Wesel. – 195 S., 19 Abb., 15 Tab., 3 Taf.; Krefeld (Geologischer Dienst Nordrhein-Westfalen).
- JERZ, H. (1993): Das Eiszeitalter in Bayern. – Geologie von Bayern II: 243 S., 74 Abb., 17 Taf.; Stuttgart (Schweizerbart).
- JONES, E. J. W. (1999): Marine geophysics. – 474 S.; New York (John Wiley & Sons).
- KAISER, E. (1903): Die Ausbildung des Rheintales zwischen Neuwieder Becken und Bonn-Cölner-Bucht. – Verhandlungen 14. Deutscher Geographentag, Köln: 206-215; Berlin.
- KARCHER, C. (2003): Tagebaubedingte Deformationen im Lockergestein. – Diss. Fakultät für Bauingenieur-, Geo- und Umweltwissenschaften der Universität Karlsruhe – Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, 160: 193 S.; Karlsruhe.
- KELM, M. (2003): Numerische Berechnungen für unterschiedliche Geometrien von Unterwasserböschungen mit der FEM. – Arbeitsbereich Geotechnik und Baubetrieb der Technischen Universität Hamburg-Harburg: 61 S., 41 Abb., 16 Tab.; Hamburg (Ber. Arch. Ing.-Büro Dr.-Ing. V. Patzold, Kleiberweg 20, 21244 Holm-Seppensen). [unveröff.]
- KERNTECHNISCHER AUSSCHUSS (1990 a): Sicherheitstechnische Regel KTA 2201.1 – Auslegung von Kernkraftwerken gegen seismische Einwirkungen – Teil 1: Grundsätze; 5 S.; Köln, Berlin (Heymanns).
- KERNTECHNISCHER AUSSCHUSS (1990 b): Sicherheitstechnische Regel KTA 2201.2 – Auslegung von Kernkraftwerken gegen seismische Einwirkungen – Teil 2: Baugrund; 7 S.; Köln, Berlin (Heymanns).
- KINZELBACH, W. & RAUSCH, R. (1995): Grundwassermodellierung – Eine Einführung mit Übungen. – 283 S., 223 Abb., 15 Tab., 2 Disk.; Berlin, Stuttgart (Borntraeger).
- KLEPPMANN, W. (2001): Taschenbuch Versuchsplanung. – 2. Aufl.; 281 S., 116 Abb.; München, Wien (Hanser).
- KLOSTERMANN, J. (1992): Das Quartär der Niederrheinischen Bucht. – 200 S., 30 Abb., 8 Tab., 2 Taf.; Krefeld (Geologisches Landesamt Nordrhein-Westfalen).
- KÖBKE, J.-U. & PATZOLD, V. (1998): Gewinnungsgeräte im Lockergestein. – Interner Arbeitsbericht: 25 S., 23 Abb., 34 Tab.; Holm-Seppensen (Ber. Arch. Ing.-Büro Dr.-Ing. V. Patzold, Kleiberweg 20, 21244 Holm-Seppensen). [unveröff.]
- KÖGLER, F. & LEUSSINK, H. (1938): Setzungen durch Grundwasserabsenkung. – Die Bautechnik, 16: 409-413; Berlin (Ernst).
- KÖHLER, H.-J. (2001): Druckwechselbelastung an Wasser-Boden-Grenzflächen. – Zeitschrift für angewandte Geologie, 47 (1): 8-16; Stuttgart (Schweizerbart).
- KÖRBER, H. (1962): Die Entwicklung des Maintals. – Würzburger geographische Arbeiten, 10: 170 S.; Würzburg.
- LANDKREIS HANNOVER (1999): Böschungen in Sand- und Kiesgruben. – Entwurf: 4 S.; Hannover (Ber. Arch. Ing.-Büro Dr.-Ing. V. Patzold, Kleiberweg 20, 21244 Holm-Seppensen). [unveröff.]

- LANG, H.-J., HUDER, J. & AMANN, P. (2002): Bodenmechanik und Grundbau – Das Verhalten von Böden und Fels und die wichtigsten grundbaulichen Konzepte. – 7. Aufl., 317 S., 339 Abb., 43 Tab.; Berlin (Springer).
- LANGER, A. & VOSS H.-H. (2001): Standsicherheit von Unterwasserböschungen in Lockergesteinen im Spannungsfeld zwischen Gewinnung, technischer Sicherheit und Genehmigungsverfahren. – Zeitschrift für angewandte Geologie, 47 (1): 3-4; Stuttgart (Schweizerbart).
- LE MEHAUTE, B. (1976): An introduction to hydrodynamics and water waves. – 315 S.; Berlin, Heidelberg, New York (Springer).
- LEYDECKER, G., SCHMITT, T., BÖTTCHER, G. & BUSCHE, H. (2002): Biblis – Gutachterliche Stellungnahme zu den seismologischen Gutachten für den Standort des Zwischenlagers am Kernkraftwerk Biblis in Hessen. – 69 S.; Hannover (Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe). [unveröff.]
- LUCKNER, L. & SCHESTAKOW, W. M. (1976): Modelirovanie geofiltracii. – Izdatelstwo Nedra: 467 S.; Moskau.
- LUDEWIG, M. (1965): Die Gültigkeitsgrenzen des Darcyschen Gesetzes bei Sanden und Kies. – Wasserwirtschaft – Wassertechnik, 15: 415-421; Berlin.
- MAGER, H. (1982): Moderne Regressionsanalyse – Mit Anwendungsbeispielen aus Biologie, Chemie und Medizin. – 342 S.; Frankfurt am Main, Berlin, München (Salle); Aarau, Frankfurt am Main, Salzburg (Sauerländer).
- MARTAK, L. (1988): Suffosion und Erosion – Einwirkungen bei der Grundwasserabsenkung. – Schriftlicher Beitrag zum Vortrag an der Bayerischen Landesgewerbeanstalt Nürnberg am 15.12.1988: 38 S., 24 Abb.; Nürnberg. [unveröff.]
- MEISENHEIMER, D. (1987 ff.): Vermessungs-Instrumente aktuell. – Loseblatt-Ausgabe; Stuttgart (Witwer).
- MEISWINKEL, H.-G. (1983): Zur Genauigkeit der Tiefenmessung mit Echoloten. – 22 S.; Koblenz (Ber. Arch. Bundesanstalt für Gewässerkunde, Am Mainzer Tor 1, 56002 Koblenz). [unveröff.]
- MEYER, H. & FRITZ, L. (2001): Unterwasserböschungen aus Sicht der Bodenmechanik. – Zeitschrift für angewandte Geologie, 47 (1): 4-7; Stuttgart (Schweizerbart).
- MEYER, N. & RICHWIEN, A. (2003): Beurteilung der Standsicherheit von Unterwasserböschungen in Kies- und Sandlagerstätten. – 14. Tagung für Ingenieurgeologie, Tagungsband: 307-312; Kiel.
- NEUß, M. & DÖRHÖFER, G. (2000): Hinweise zur Anwendung numerischer Modelle bei der Beurteilung hydrogeologischer Sachverhalte und Prognosen in Niedersachsen. – Geofakten, 8: 10 S., 4 Abb., 1 Tab.; Hannover (Niedersächsisches Landesamt für Bodenforschung).
- NIEDERSÄCHSISCHES UMWELTMINISTERIUM (2003): Leitfaden zur Zulassung des Abbaus von Bodenschätzen unter besonderer Berücksichtigung naturschutzrechtlicher Anforderungen. – Graue Reihe: 63 S.; Hannover.
- NIEMUNIS, A. & HERLE, I. (1997): Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range. – Mechanics of Cohesive-frictional Materials, Vol. II: 279-299; New York (Wiley).
- OBERSTE BERGBEHÖRDE (1985): Arbeitshinweise für die Gestaltung von Unterwasserböschungen bei der Gewinnung aus dem Wasser in der Steine- und Erdenindustrie. – Anweisungen und Mitteilungen der Obersten Bergbehörde der Deutschen Demokratischen Republik, 1: 1-4; Leipzig.

- ÖKO-INSTITUT (1999): Bemessungserdbeben Biblis – Ermittlung des Bemessungserdbebens für den Standort des Kernkraftwerkes Biblis auf der Basis aktueller Daten und Methoden – Teil 2: Bestimmung der Bemessungsgrößen. – Getrennte Zählung, Darmstadt (Ber. Arch. Niedersächsisches Landesamt für Bodenforschung, Stilleweg 2, 30655 Hannover). [unveröff.]
- ORLOWSKI, S. & SIBBERTSEN, W. (1986): Statistik – Grundlagen der Statistik – Vierter Teil – Regressionsrechnung: 421-524; Nauheim (Demmig).
- ORTH, A. & WENZEL, D. (2004): URL: <http://www.fh-frankfurt.de/~orth/Lehrveranstaltungen/Versuchsplanung/DoE-Leitfaden.pdf> (Abfrage am 29.01.2004); Frankfurt.
- PATZOLD, V. (1994): Auswahl des Gewinnungsverfahrens beim Abbau von Kiessand unter Berücksichtigung von Gewinnungsverlusten. – *Erzmetall*, 47 (10): 618-626; Clausthal-Zellerfeld.
- PATZOLD, V. (1995): Gerätebedingte Gewinnungsverluste und Ansätze zu deren Minimierung. – *Erzmetall*, 48 (6/7): 444-451; Clausthal-Zellerfeld.
- PATZOLD, V. (2003): Praktische Erfahrungen mit der Herstellung von Unterwasserböschungen bei der Lockergesteinsgewinnung. – Vortrag an der Technischen Universität Hamburg-Harburg im Rahmen des Forums Geotechnik und Baubetrieb am 24.04.2003; Hamburg. [unveröff.]
- PATZOLD, V. (2004): Vorstudie Sand-Kies-Vorkommen Friedrichsfeld, Wesel. – 27 S., 3 Abb., 12 Tab.; 18 Anl.; Holm-Seppensen (Ber. Arch. Ing.-Büro Dr.-Ing. V. Patzold, Kleiberweg 20, 21244 Holm-Seppensen). [unveröff.]
- PATZOLD, V. & BODE, G. (2001): Herstellung und Ausbildung von Unterwasserböschungen in Baggerseen. – *Zeitschrift für angewandte Geologie*, 47 (1): 17-22; Stuttgart (Schweizerbart).
- PATZOLD, V. & BODE, G. (2002): Antrag an die Deutsche Bundesstiftung Umwelt zur Förderung eines Forschungs- und Entwicklungsvorhabens über Verminderung des Flächenverbrauchs durch die Rohstoffgewinnung durch Maximierung der gewinn- und nutzbaren Vorräte von Lagerstätten im Lockergestein unter besonderer Berücksichtigung von Unterwasserböschungen. – 34 S., 6 Abb., 4 Anl.; Holm-Seppensen (Ber. Arch. Ing.-Büro Dr.-Ing. V. Patzold, Kleiberweg 20, 21244 Holm-Seppensen). [unveröff.]
- PATZOLD, V. & BODE, G. (2004): Baggertoleranzen bei der Gewinnung von Sand und Kies. – Interner Arbeitsbericht: 11 S., 2 Abb., 7 Tab.; Holm-Seppensen (Ber. Arch. Ing.-Büro Dr.-Ing. V. Patzold, Kleiberweg 20, 21244 Holm-Seppensen). [unveröff.]
- PETERSEN, H. & DE MEHR, M. (1993): Einsatz statistischer Methoden bei der Qualitätssicherung in der chemischen Industrie – Band 4: Grundlagen der Statistik und der statistischen Versuchsplanung. – 111 S.; Landsberg / Lech (Ecomed).
- PHILIPPSON, A. (1899): Die Entwicklungsgeschichte des Rheinischen Schiefergebirges. – Verhandlungen naturhistorische Vereinigung Rheinland Westfalen, 56: 48-50; Bonn.
- PILARCYK, K. W. (1998 a): Other design considerations; In: "Dikes and revetments", Hrsg.: PILARCYK, K. W.; Balkema.
- PILARCYK, K. W. [Hrsg.] (1998 b): Dikes and revetments. Design, maintenance and safety assessment. – 562 S.; Balkema.

- PREUSS, H., VINKEN, R. & VOSS, H.-H. [Hrsg.] (1991): Symbolschlüssel Geologie – Symbole für die Dokumentation und automatische Datenverarbeitung geologischer Feld- und Aufschlusdaten. – 328 S., 1 Abb., 21 Tab.; Stuttgart (Schweizerbart).
- PRINZ, H. (1991): Abriss der Ingenieurgeologie mit Grundlagen der Boden- und Felsmechanik, des Erd-, Grund- und Tunnelbaus sowie der Abfalldeponien. – 2. Aufl., 466 S., 352 Abb., 74 Tab.; Stuttgart (Enke).
- RAJU, V.-R. (1994): Spontane Verflüssigung lockerer granularer Körper – Phänomene, Ursachen, Vermeidung. – Diss. Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen der Universität Karlsruhe – Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, 134: 98 S.; Karlsruhe.
- RESE, F. (1997): Entwicklung einer auf genehmigungsrechtlichen Anforderungen abgestimmten Planungsmethodik für dem Bergrecht unterliegenden Steine- und Erden-Betriebe. – Diss. Fakultät für Bergbau, Hüttenwesen und Geowissenschaften der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen. – 188 S.; Aachen.
- RICHTER, K. (1979): Neue Ergebnisse der Seegangsforschung. – Institut für Schiffbau der Universität Hamburg, 15. Fortbildungskurs: 37 S.; Hamburg.
- RICHWIEN, A. & MEYER, N. (2004): Nachweis der Standsicherheit von Unterwasserböschungen aus nichtbindigen Bodenarten. – Schriftlicher Beitrag zum Vortrag an der Bundesanstalt für Wasserbau am 17.09.2004: 12 S., 5 Abb., 4 Tab.; Karlsruhe. [unveröff.]
- ROHDE, P. (1989): Elf pleistozäne Sand-Kies-Terrassen der Weser: Erläuterung eines Gliederungsschemas für das obere Weser-Tal. – Eiszeitalter und Gegenwart, 39: 42-56; Hannover.
- RUNGE, S. (2003): Grundsatzuntersuchungen zur Neigung von Unterwasserböschungen. – Dipl. Arb. Arbeitsbereich Geotechnik und Baubetrieb der Technischen Universität Hamburg-Harburg: 85 S., 34 Abb., 7 Tab., 3 Anh.; Hamburg. [unveröff.]
- SÄCHSISCHES OBERBERGAMT (1997): Richtlinie über die geotechnische Sicherheit im Bergbau über Tage (Richtlinie Geotechnik). – 15 S.; Freiberg.
- SALZMANN, H. (1968): Hydraulische und bodentechnische Vorgänge beim Grundsaugen. – Diss. Franzius-Institut für Grund- und Wasserbau der Technischen Universität Hannover: 80 S.; Hannover.
- SCHEFFER, F. / SCHACHTSCHABEL, P. (2002): Lehrbuch der Bodenkunde. – 15. Aufl., 593 S.; Heidelberg, Berlin (Spektrum).
- SCHMIDT, J. & FAHLBUSCH, H. (1975): Untersuchungen über die Gültigkeit des Filtergesetzes von Darcy im Bereich schluffiger Sandfraktionen. – Mitteilungen des Leichtweiß-Institutes für Wasserbau der Technischen Universität Braunschweig, 46: 21 S.; Braunschweig.
- SCHNEIDER, K.-J. [Hrsg.] (2002): Bautabellen für Ingenieure mit Berechnungshinweisen und Beispielen. – 15. Aufl., Getrennte Zählung; Düsseldorf (Werner).
- SCHÖNWIESE, C.-D. (2000): Praktische Statistik für Meteorologen und Geowissenschaftler. – 3. Aufl., 298 S., 77 Abb., 62 Tab.; Berlin, Stuttgart (Borntraeger).
- SCHUBERT, K. (1972): Böschungen. – 273 S.; Leipzig (Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie).

- SCHÜTTRUMPF, H. (2001): Wellenüberlaufströmung bei Seedeichen – Experimentelle und theoretische Untersuchungen. – Diss. Fachbereich für Bauingenieurwesen der technischen Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig: 127 S.; Braunschweig.
- SCHULZ, K.-P. (1992): Maßstabeffekte beim Wellenauflauf auf glatten und rauhen Böschungen. – Mitteilungen des Leichtweiß-Institutes für Wasserbau der Technischen Universität Braunschweig, 120: 140-239; Braunschweig.
- SCHWEIGER, H.-F. (2003): Standsicherheitsnachweise für Böschungen mittels FE-Methode durch Abminderung der Scherfestigkeit. – Schriftenreihe Geotechnik der Bauhaus-Universität Weimar, 11: 71-84; Weimar.
- SEED, H. B. & IDRISS, I. M. (1971): Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. – Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division ASCE, 93 (SM9): 1249-1273; New York.
- SEIDEL, G. [Hrsg.] (2003): Geologie von Thüringen. – 2. Aufl., 601 S., 138 Abb., 34 Tab., 5 Taf.; Stuttgart (Schweizerbart).
- SEMMELE, A. [Hrsg.] (1974): Der Stand der Eiszeitforschung im Rhein-Main-Gebiet. – Rhein-Mainische Forschungen, 78: 215 S.; Frankfurt am Main.
- SICHARDT, W. (1927): Das Fassungsvermögen von Bohrbrunnen und seine Bedeutung für die Grundwasserabsenkung, insbesondere für größere Absenktiefen. – Diss. Technische Hochschule Berlin: 89 S.; Berlin.
- SICHARDT, W. (1928): Das Fassungsvermögen von Rohrbrunnen und seine Bedeutung für die Grundwasserabsenkung, insbesondere für größere Absenkungstiefen. – 89 S., 40 Abb., 19 Tab.; Berlin (Springer).
- SPITZ, K. & MORENO, J. (1996): A practical guide to groundwater and solute transport modeling. – 461 S.; New York (John Wiley & Sons).
- SPONHEUER, W. (1965): Bericht über die Weiterentwicklung der seismischen Skala (MSK 1964). – Deutsche Akademie der Wissenschaften, Veröffentlichungen des Institutes für Geodynamik der Friedrich-Schiller-Universität Jena, 8: 117 S.; Berlin (Akademie Verlag).
- STOEWAHSE, C. & BLÜMEL, W. (2001 a): Geräteinflüsse bei der Ermittlung des Reibungsverhaltens von Geokunststoffen und Erdstoffen im Rahmenschergerät. – Informations- und Vortragsveranstaltung Kunststoffe in der Geotechnik: 7 S.; München.
- STOEWAHSE, C. & BLÜMEL, W. (2001 b): Einfluss der Rahmenlagerung auf die Messwerte der Scherfestigkeit im Rahmenscherversuch. – 1. Siegener Symposium Messtechnik im Erd- und Grundbau: 15 S.; Siegen.
- STUDENT / GOSSET, W.-S. (1908): The probable error of a mean. – Biometrika, 6: 1-25; Oxford.
- STUDER, J.-A. & KOLLER M.-G. (1997): Bodendynamik – Grundlagen, Kennziffern, Probleme. – 2. Aufl., 262 S., 175 Abb.; Berlin, Heidelberg, New-York (Springer).
- SZMYTKIEWICZ, M., ZEIDLER, R. & PILARZYK, K. (1994): Irregular wave run-up on composite rough slopes. – Coastal Dynamics'94 – Proceedings of an international conference on the role of the large scale experiments in coastal research – Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, Spain, February 21-25: 599-613; New-York.

- THÜRINGER OBERBERGAMT (1997): Richtlinie des Thüringer Oberbergamtes für den Steine- und Erden-Bergbau. – Thüringer Staatsanzeiger, 5: 284-288; Gera.
- U.S. ARMY COASTAL ENGINEERING RESEARCH CENTER CERC (1984): Shore protection manual. – Getrennte Zählung; Vicksburg.
- VAN DER MEER, J. W. (1998): Application and stability criteria for rock and artificial units. – In: "Dikes and revetments", Hrsg.: PILARCYK, K. W.; Balkema.
- VAN DER MEER, J. W. & JANSSEN, P. F. M. (1995): Wave run-up and wave overtopping at dikes. – In: "Wave forces on inclined and vertical wall structures", Hrsg.: DEMIRBILEK, Z.; Reston.
- VON WOLFFERSDORFF, P.-A. (1996): A hypoplastic relation for granular materials with a predefined limit state surface. – Mechanics of Cohesive-frictional Materials, 1: 251-271; New York (Wiley).
- VOSS, H.-H. (1999): Schreiben an Dr. H.-U. Oppermann v. 29.06.1999: 2 S; Hannover (Ber. Arch. Niedersächsisches Landesamt für Bodenforschung, Stilleweg 2, 30655 Hannover). [unveröff.]
- WAGNER, W. (1994): Kreiselpumpen und Kreiselpumpenanlagen. – 216 S.; Würzburg (Vogel).
- WELTE, A. (1993): Nassbaggertechnik – Ein Sondergebiet des Baubetriebes – Ausgewählte Kapitel. – Veröffentlichungen des Instituts für Maschinenwesen im Baubetrieb der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Reihe V 20: 259 S.; Karlsruhe.
- WERNER, G. (2003 a): Richtwerte für Baggertoleranzen. – Hydrographische Nachrichten, 68: 27-31; Stade (Deutsche Hydrographische Gesellschaft e.V.).
- WERNER, G. (2003 b): Richtwerte für Baggertoleranzen. – Hansa International Maritime Journal, 3: 91-94; Hamburg (Hansa).
- WERNER, W., GIEB, J. & LEIBER, J. (1993): Zum Aufbau pleistozäner Kies- und Sandablagerungen des Oberrheingrabens – Ergebnisse rohstoffgeologischer Untersuchungen im Raum Lichtenau-Karlsruhe-Waghäusel. – Jahresheft geologisches Landesamt Baden-Württemberg, 35: 361-394; Freiburg im Breisgau.
- WILSON, W. D. (1960): Speed of sound in sea water as a function of temperature, pressure and salinity. – Journal of the Acoustical Society of America, 32: 641-644; New York.
- WITTMANN, L. (1980): Filtrations- und Transportphänomene in porösen Medien. – Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, 86: 168 S.; Karlsruhe.
- ZIEMS, J. (1969): Beitrag zur Kontakterosion nichtbindiger Erdstoffe. – Diss. Fakultät für Bau-, Wasser- und Forstwesen der Technischen Universität Dresden: 198 S.; Dresden.

12 NORMENVERZEICHNIS

E DIN 1054 (2000): Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau.

DIN 1054 (2003): Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau.

DIN 1055-3 (1971): Lastannahmen für Bauten – Verkehrslasten.

DIN 1072 (1985): Straßen- und Wegbrücken – Lastannahmen.

DIN 1080-1 (1976): Begriffe, Formelzeichen und Einheiten im Bauingenieurwesen – Grundlagen.

DIN 4021 (1990): Baugrund – Aufschluss durch Schürfe und Bohrungen sowie Entnahme von Proben.

DIN 4022-1 (1987): Baugrund und Grundwasser – Benennen und Beschreiben von Boden und Fels – Schichtenverzeichnis für Bohrungen ohne durchgehende Gewinnung von gekernten Proben im Boden und im Fels.

DIN 4047-5 (1989): Landwirtschaftlicher Wasserbau – Begriffe – Ausbau und Unterhaltung von Gewässern.

DIN 4049-3 (1994): Hydrologie – Begriffe zur quantitativen Hydrologie.

DIN 4054 (1977): Verkehrswasserbau – Begriffe.

DIN 4084 (1981): Baugrund – Gelände- und Böschungsbruchberechnungen.

DIN 4094-1 (2002): Baugrund – Felduntersuchungen – Drucksondierungen.

DIN 4094-3 (2002): Baugrund – Felduntersuchungen – Rammsondierungen.

DIN 4149 (1981): Bauten in deutschen Erdbebengebieten – Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten.

E DIN 4149 (2002): Bauten in deutschen Erdbebengebieten – Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten.

DIN 18123 (1996): Baugrund, Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung der Korngrößenverteilung.

DIN 18125-1 (1997): Baugrund, Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung der Dichte des Bodens – Laborversuche.

DIN 18125-2 (1999): Baugrund, Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung der Dichte des Bodens – Feldversuche.

DIN 18126 (1996): Baugrund, Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung der Dichte nichtbindiger Böden bei lockerster und dichtester Lagerung.

DIN 18130-1 (1998): Baugrund, Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwerts – Laborversuche.

DIN 18130-2 (2003): Baugrund, Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwerts – Feldversuche.

DIN 18137-1 (1990): Baugrund – Versuche und Versuchsgeräte – Bestimmung der Scherfestigkeit – Begriffe und grundsätzliche Versuchsbedingungen.

DIN 18137-2 (1990): Baugrund – Versuche und Versuchsgeräte – Bestimmung der Scherfestigkeit – Triaxialversuch.

DIN 18137-3 (2002): Baugrund – Versuche und Versuchsgeräte – Bestimmung der Scherfestigkeit – Direkter Scherversuch.

DIN 18196 (1988): Erd- und Grundbau – Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke.

DIN 18311 (2000): Verdingungsordnung für Bauleistungen – Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen – Nassbaggerarbeiten.

EC 8 (1984): Gemeinsame einheitliche Regeln für Bauwerke in Erdbeben.

13 ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abb. 1: Gebiete mit Sand- und Kiesvorkommen in der Bundesrepublik Deutschland aus BÖNNER (1998) . . .	1
Abb. 2: Produktion an Sand und Kies in den Jahren 1991 bis 2001 in der Bundesrepublik Deutschland nach Angaben des BUNDESVERBANDES DER DEUTSCHEN KIES UND SANDINDUSTRIE e.V. (2004)	2
Abb. 3: Abbauverluste in Abhängigkeit von der Böschungsneigung am Beispiel einer Musterlagerstätte in Anlehnung an LANGER & VOSS (2001)	3
Abb. 4: Arbeitsschritte als Schwerpunkte zur Entwicklung des Planungssystems	5
Abb. 5: Böschungssystem beim Abbau von Sand und Kies	14
Abb. 6: Verlagerung der Uferlinie mit der Anlage von nicht standsicheren Abbruchböschungen in Richtung des Pfeiles auf benachbarte Grundstücke an einem Baggersee in fluviatilen Ablagerungen der Niederterrassen-Zeit an der Weser	15
Abb. 7: Volumenstrom des Wassers als Zu- und Abstrom am Einheitselement	20
Abb. 8: Prinzip der profilgerechten Baggerung	25
Abb. 9: Prinzip der Box-Cut Baggerung	26
Abb. 10: Abbaukontrolle mit Abbaukontrollanlage, Fabrikat ARGE VPC & SPE, Typ MARPO_DGPS_K . . .	27
Abb. 11: Prinzip der unkontrollierten Baggerung	28
Abb. 12: Ausbildung und Variabilität der Unterwasserböschung in kiesigen, fluviatilen Ablagerungen am Oberrhein über die Jahre 1986 bis 1997	29
Abb. 13: Ausbildung und Variabilität der Unterwasserböschung in kiesigen, fluviatilen Ablagerungen am Oberrhein über die Jahre 1999 bis 2003	29
Abb. 14: Arbeitsweise der Gewinnungsgeräte in der Horizontalen	31
Abb. 15: Konstruktionszeichnung eines Saugbaggers, Fabrikat DÖPKE	34
Abb. 16: Gleitlinie und Lamelleneinteilung beim Lamellenverfahren nach BISHOP (1954) aus DIN 4084 .	45
Abb. 17: Kräfte und Kräftegleichgewicht an der Lamelle i beim Lamellenverfahren nach BISHOP (1954) .	46
Abb. 18: Beispiel für ein Berechnungsmodell mit einer Böschungsneigung von $H:L = 1:1,4281$ entsprechend einem Winkel von $35,0^\circ$ des Reibungswinkels φ und einer anfänglichen Sicherheit $\eta = 1,00$ in CGU STABILITY 6.15 ohne zusätzliche Lasten	54
Abb. 19: Beispiel für ein Berechnungsmodell mit einer Böschungsneigung von $H:L = 1:1,4281$ entsprechend einem Winkel von $35,0^\circ$ in CGU STABILITY 6.15 bei effluenten Strömungsverhältnissen mit einem Grundwassergefälle $I = 0,100$ über Standrohrspiegelhöhen $h = -3,286$ bis $-5,000$ m aus Berechnungen zu stationären Strömungen in CGU FLOW-2D	55

Abb. 20: Echolotpeilung und Datenerfassung mit Vermessungslot, Fabrikat SIMRAD, Typ EA 400	60
Abb. 21: Geländemodell aus SURFER FOR WINDOWS 8.00 zu einem Baggersee in kiesigen, fluviatilen Ablagerungen am Oberrhein	61
Abb. 22: Vergleich des Reibungswinkels aus Messung in Rahmenscherversuchen in Anh. 3 und aus Abschätzung in Anlehnung an LANG et al. (2002)	64
Abb. 23: Vergleich des Reibungswinkels aus Messung in Rahmenscherversuchen in Anh. 3 bei Abminderung in Anlehnung an EAU (1990) und aus Abschätzung in Anlehnung an LANG et al. (2002)	65
Abb. 24: Modellböschung zur Betrachtung der Saugbaggerung mit Modellmittelpunkt 0 [$x = 0$; $y = 0$; $z = 0$], Grenzknoten der Horizontalen A, B, C, D aus Tab. 17 und Grenzknoten der Vertikalen E, F, G, H aus Tab. 18	75
Abb. 25: Diskretisierung der Horizontalen im Überblick und im Ausschnitt mit Grenzknoten der Horizontalen A, B, C, D bzw. A', B', C', D' und Darstellung von Zellengrößen (Elementoberflächen)	76
Abb. 26: Randbedingungen im Überblick für Modellschichten 1, 2, 3, 4 & 5	78
Abb. 27: Allgemeine Randbedingungen im Ausschnitt für Modellschicht 1 und 5	78
Abb. 28: Spezielle Randbedingungen im Ausschnitt für Modellschicht 2 zur Diskretisierung der Saugrohre DN150, DN300 und DN800	79
Abb. 29: Spezielle Randbedingungen im Ausschnitt für Modellschicht 3 zur Diskretisierung der Saugrohre DN150, DN300 und DN800	79
Abb. 30: Spezielle Randbedingungen im Ausschnitt für Modellschicht 4 zur Diskretisierung der Saugrohre DN150, DN300 und DN800	79
Abb. 31: Karte der Epizentren und Epizentralintensitäten I_0 [-] (MSK) gemäß MEDVEDEV, SPONHEUER & KARNIK (1964) in SPONHEUER (1965) für Deutschland mit Randgebieten der Jahre 800 - 2002 (Zeichnung: LEYDECKER, 2004)	83
Abb. 32: Bemessungsantwortspektren für Untergrundklasse A und Intensitätsklassen 1 und 2 nach HOSSER (1987)	85
Abb. 33: Kornverteilungsbereiche mit Verflüssigungspotential nach SEED & IDRIS (1971) in KTA 2201.2 (1990)	88
Abb. 34: Böschungsneigungen in der Wasserwechselzone unter Zuordnung der Bodenarten "Sand" [S-S;g], "Kies-Sand" [S;g-G;s] oder "Kies" [G;s-G] aus Tab. 28	90
Abb. 35: Ausbildung der Wasserwechselzone im Sand mit einer Neigung von H:L ~ 1:8,00 an einem Baggersee in glazifluviatilen Ablagerungen der Saale-Kaltzeit (Drenthe-Stadium)	91
Abb. 36: Ausbildung der Wasserwechselzone im Kies-Sand mit einer Neigung von H:L ~ 1:6,00 an einem Baggersee in fluviatilen Ablagerungen der jüngeren Niederterrassen-Zeit am Niederrhein	91

- Abb. 37: Ausbildung der Wasserwechselzone im Kies mit einer Neigung von H:L ~ 1:5,00 an einem Baggersee in fluviatilen Ablagerungen des Jungpleistozän am Oberrhein 92
- Abb. 38: Böschungsneigungen in der Unterwasserzone unter Zuordnung der Bodenarten "Sand" [S-S;g] oder "Kies-Sand / Kies" [S;g-G] aus Tab. 31 93
- Abb. 39: Böschungsneigungen in der Unterwasserzone unter Zuordnung von Kartiereinheiten am Oberrhein (Baden-Württemberg) 96
- Abb. 40: Ausbildung der Unterwasserböschung in fluviatilen Ablagerungen des Oberen Kieslagers am Oberrhein mit Typprofil der Schichtenfolge am Standort 97
- Abb. 41: Böschungsneigungen in der Unterwasserzone unter Zuordnung von Kartiereinheiten an der Donau (Bayern) 99
- Abb. 42: Ausbildung der Unterwasserböschung in fluviatilen Ablagerungen der Würm-Kaltzeit an der Donau mit Typprofil der Schichtenfolge am Standort 99
- Abb. 43: Böschungsneigungen in der Unterwasserzone von Schmelzwassersand- und Schmelzwasserkiesvorkommen (Niedersachsen) 101
- Abb. 44: Ausbildung der Unterwasserböschung in glazifluviatilen Ablagerungen der Saale Kaltzeit (Drenthe-Stadium) mit Typprofil der Schichtenfolge am Standort 102
- Abb. 45: Ausbildung der Unterwasserböschung in glazifluviatilen Ablagerungen der Saale Kaltzeit (Drenthe-Stadium) mit Typprofil der Schichtenfolge am Standort 102
- Abb. 46: Böschungsneigungen in der Unterwasserzone unter Zuordnung von Kartiereinheiten an der Leine und Innerste (Niedersachsen) 103
- Abb. 47: Ausbildung der Unterwasserböschung in fluviatilen Ablagerungen der Niederterrassen-Zeit an der Leine mit Typprofil der Schichtenfolge am Standort 103
- Abb. 48: Böschungsneigungen in der Unterwasserzone unter Zuordnung von Kartiereinheiten an der Weser (Niedersachsen) 104
- Abb. 49: Ausbildung der Unterwasserböschung in fluviatilen Ablagerungen der Niederterrassen-Zeit an der Weser mit Typprofil der Schichtenfolge am Standort 105
- Abb. 50: Böschungsneigungen in der Unterwasserzone unter Zuordnung von Kartiereinheiten am Niederrhein (Nordrhein-Westfalen) 106
- Abb. 51: Ausbildung der Unterwasserböschung in fluviatilen Ablagerungen der Niederterrassen-Zeit am Niederrhein mit Typprofil der Schichtenfolge am Standort 107
- Abb. 52: Böschungsneigungen in der Unterwasserzone unter Zuordnung von Kartiereinheiten an der Weser (Nordrhein-Westfalen) 108
- Abb. 53: Ausbildung der Unterwasserböschung in marinen Ablagerungen der Oberkreide (Quarzsand) mit Typprofil der Schichtenfolge am Standort 108

- Abb. 54: Böschungsneigungen in der Unterwasserzone unter Zuordnung von Kartiereinheiten am Oberrhein (Rheinland-Pfalz) 110
- Abb. 55: Ausbildung der Unterwasserböschung in fluviatilen Ablagerungen der Oberen Kieslagers am Oberrhein mit Typprofil der Schichtenfolge am Standort 111
- Abb. 56: Abhängigkeit der Böschungsneigung – ausgedrückt als Kehrwert n^{-1} des Neigungsbeiwertes n – vom Reibungswinkel φ' für $30,2 \leq |\varphi'| \leq 39,8$ 119
- Abb. 57: Abhängigkeit der Böschungsneigung – ausgedrückt als Kehrwert n^{-1} des Neigungsbeiwertes n – vom Feinkornanteil $\mu_0^{<0,63}$ für $2,4 \leq |\mu_0^{<0,63}| \leq 100,0$ 120
- Abb. 58: Abhängigkeit der Böschungsneigung – ausgedrückt als Kehrwert n^{-1} des Neigungsbeiwertes n – von der Wassertiefe d für $4,0 \leq |d| \leq 40,0$ 121
- Abb. 59: Geometrie des Böschungssystems bei Überbaggerung und Abflachung der Unterwasserböschung 124
- Abb. 60: Isolinienarstellung der Standrohrspiegelhöhen mit $\Delta h = 10^{-2}$ m im Kies (*Bodenart-Nr.: 1*) nach Verharrung eines Saugrohres DN800 und bei Ansatz eines Unterdruckes von 0,5 bar über einen Zeitraum von 1 min am Böschungsfuß als Horizontalschnitt auf Höhe des Saugrohrmittelpunktes 129
- Abb. 61: Isolinienarstellung der Standrohrspiegelhöhen mit $\Delta h = 10^{-2}$ m im Kies (*Bodenart-Nr.: 1*) nach Verharrung eines Saugrohres DN800 und bei Ansatz eines Unterdruckes von 0,5 bar über einen Zeitraum von 10 h am Böschungsfuß als Horizontalschnitt auf Höhe des Saugrohrmittelpunktes 129
- Abb. 62: Isolinienarstellung der Standrohrspiegelhöhen mit $\Delta h = 10^{-2}$ m im Kies (*Bodenart-Nr.: 1*) nach Verharrung eines Saugrohres DN800 und bei Ansatz eines Unterdruckes von 0,5 bar über einen Zeitraum von 1 h am Böschungsfuß als Horizontalschnitt auf Höhe des Saugrohrmittelpunktes. Abminderung der Durchlässigkeit nach LUCKNER & SCHESTAKOW (1976) 131
- Abb. 63: Planungsablauf zur Gestaltung von Wasserwechselzonen 136
- Abb. 64: Planungsablauf zur Gestaltung von Unterwasserböschungen bei Durchführung einer profilgerechten Baggerung 138
- Abb. 65: Planungsablauf zur Gestaltung von Unterwasserböschungen bei Durchführung einer Box-Cut Baggerung 139
- Abb. 66: Planungsablauf zur Gestaltung von Unterwasserböschungen bei Durchführung einer unkontrollierten Baggerung 141
- Abb. 67: Planungsablauf zur Gestaltung von Bermen im Hinblick auf das Auftreten von Baggertoleranzen in der Nassbaggerei 142
- Abb. 68: Planungsablauf zur Gestaltung von Bermen im Hinblick auf die Suffosion und Erosion im Oberstrom bei Durchführung einer Saugbaggerung 143
- Abb. 69: Planungsablauf zur Gestaltung von Bermen im Hinblick auf das Auftreten von Böschungsabflachungen bei Erdbeben 144

Abb. 70: Planungsablauf zur Gestaltung von Bermen im Hinblick auf das Auftreten von Böschungsabflachungen bei Bodenverflüssigung	145
Abb. 71: Lokation des Untersuchungsgebietes mit Ansatzpunkten von Aufschlussbohrungen und Grundwassermessstellen	146
Abb. 72: Korngrößenverteilung am Ansatzpunkt der Rammkernbohrung " <i>Friedrichsfeld</i> "	148
Abb. 73: Gestaltung des Böschungssystems bei unkontrollierter Baggerung	152
Abb. 74: Gestaltung des Böschungssystems bei profilgerechter Baggerung	153

14 TABELLENVERZEICHNIS

Tab. 1: Böschungsneigungen aufgespülter Böden aus FLOSS (1997)	40
Tab. 2: Böschungsneigungen im Sand und Kies gemäß OBERSTE BERGBEHÖRDE (1985)	40
Tab. 3: Böschungsneigungen im Sand und Kies gemäß SÄCHSISCHES OBERBERGAMT (1997)	41
Tab. 4: Vergleich zwischen eingestellten und vorgegebenen Unterwasserböschungen nach PATZOLD & BODE (2001)	42
Tab. 5: Empirische Beiwerte für Böschungsrauheit	51
Tab. 6: Bodenkennwerte für Böschungsbruchberechnungen	53
Tab. 7: Technische Daten hydrografisches Echolot, Fabrikat SIMRAD, Typ EA 501P	59
Tab. 8: Longitudinaler und transversaler Öffnungswinkel Schwinger, Fabrikat SIMRAD, Typ 38-12x20 ..	59
Tab. 9: Technische Daten hydrografisches Echolot, Fabrikat SIMRAD, Typ EA 400	59
Tab. 10: Longitudinaler und transversaler Öffnungswinkel Schwinger, Fabrikat SIMRAD, Typ 38/200 D ..	59
Tab. 11: Korngrößenfraktionen als Kennwerte	62
Tab. 12: Siebdurchgänge als Kennwerte	62
Tab. 13: Ungleichförmigkeits- und Krümmungsgrad als Kennwerte	62
Tab. 14: Entscheidungsregeln für den Durbin-Watson-Test; im Fall von H_0 ist keine Autokorrelation gegeben, im Fall von H_1 ist Autokorrelation gegeben	70
Tab. 15: Bewertung eines Regressionsmodells über das Bestimmtheitsmaß nach PETERSEN & MEHR (1993)	71
Tab. 16: Lastfälle zur Saugbaggerung	75
Tab. 17: Grenzknoten der Horizontalen	76
Tab. 18: Grenzknoten der Vertikalen	77
Tab. 19: Modellschichten	77
Tab. 20: Zeichenerklärung zu Abb. 26, 27, 28, 29 und 30	78
Tab. 21: Aquiferkennwerte für Strömungsmodellierungen	80
Tab. 22: Zuordnung von Intervallen der Intensität und Bemessungswerten der Bodenbeschleunigung zu den Erdbebenzonen in E DIN 4149	82

Tab. 23: Zuordnung von Intervallen der Intensität bei Abminderung nach LEYDECKER & SCHMITT (2003, Veröffentlichung in Vorbereitung) und Klassen der Intensität nach HOSSER (1987) zu den Erdbebenzonen aus E DIN 4149	84
Tab. 24: Zuordnung der Gesteinsausbildung zu Untergrundklassen nach BERCKHEMER & KOPERA in HOSSER (1987)	84
Tab. 25: Bemessungsantwortspektren aus Abb. 32 als Eckpunkte mit der Frequenz f und der Beschleunigung a	85
Tab. 26: Horizontal- und Vertikalbeschleunigungen als Lastannahmen zu den Erdbebenzonen 1, 2 und 3 in E DIN 4149	86
Tab. 27: Rechenwerte zu Horizontal- und Vertikalbeschleunigungen aus Tab. 26 als Vielfaches der Erdbeschleunigung in CGU STABILITY 6.15	87
Tab. 28: Böschungsneigungen in der Wasserwechselzone unter Zuordnung der Bodenarten "Sand" [S-S;g], "Kies-Sand" [S;g-G;s] und "Kies" [G;s-G]	89
Tab. 29: Böschungsneigungen in der Wasserwechselzone unter Zuordnung von Lagerstättenprovinzen und -typen	90
Tab. 30: Empfehlungen zur Anpassung der Neigung in der Wasserwechselzone	92
Tab. 31: Böschungsneigungen in der Unterwasserzone unter Zuordnung der Bodenarten "Sand" [S-S;g] und "Kies-Sand / Kies" [S;g-G]	93
Tab. 32: Böschungsneigungen in der Unterwasserzone unter Zuordnung der Bodengruppen nach DIN 18196	94
Tab. 33: Böschungsneigungen in der Unterwasserzone unter Zuordnung von Lagerstättenprovinzen und -typen	95
Tab. 34: Böschungsneigungen in der Unterwasserzone unter Zuordnung von Kartiereinheiten am Oberrhein (Baden-Württemberg)	96
Tab. 35: Böschungsneigungen in der Unterwasserzone unter Zuordnung von Kartiereinheiten an der Donau (Bayern)	98
Tab. 36: Böschungsneigungen in der Unterwasserzone von Schmelzwassersand- und Schmelzwasserkiesvorkommen (Niedersachsen)	101
Tab. 37: Böschungsneigungen in der Unterwasserzone unter Zuordnung von Kartiereinheiten an der Leine und Innerste (Niedersachsen)	103
Tab. 38: Böschungsneigungen in der Unterwasserzone unter Zuordnung von Kartiereinheiten an der Weser (Niedersachsen)	104
Tab. 39: Böschungsneigungen in der Unterwasserzone unter Zuordnung von Kartiereinheiten am Niederrhein (Nordrhein-Westfalen)	106

Tab. 40: Böschungsneigungen in der Unterwasserzone unter Zuordnung von Kartiereinheiten an der Weser (Nordrhein-Westfalen)	107
Tab. 41: Böschungsneigungen in der Unterwasserzone unter Zuordnung von Kartiereinheiten (Nordrhein-Westfalen)	109
Tab. 42: Böschungsneigungen in der Unterwasserzone unter Zuordnung von Kartiereinheiten am Oberrhein (Rheinland-Pfalz)	110
Tab. 43: Standsicherheiten η für Berechnungsmodelle aus Kap. 6.3.1.1 als Einzelwerte und Polynomfunktionen der Tabellenwerte bei Ansatz eines Grundwassergefälles von $I = 0,100$ bei Effluenz bis $I = -0,100$ bei Infiltration	114
Tab. 44: Ergebnis der Regressionsanalyse mit der Böschungsneigung als Regressand – ausgedrückt als Kehrwert n^{-1} des Neigungsbeiwertes n – und dem Reibungswinkel φ' als Regressor für $30 \leq \varphi' \leq 40$	118
Tab. 45: Ergebnis der Regressionsanalyse mit der Böschungsneigung als Regressand – ausgedrückt als Kehrwert n^{-1} des Neigungsbeiwertes n – und dem Feinkornanteil $\mu_0^{<0,63}$ als Regressor für $2,4 \leq \mu_0^{<0,63} \leq 100,0$	119
Tab. 46: Ergebnis der Regressionsanalyse mit der Böschungsneigung als Regressand – ausgedrückt als Kehrwert n^{-1} des Neigungsbeiwertes n – und der Wassertiefe d als Regressor für $4,0 \leq d \leq 40,0$	120
Tab. 47: Ergebnis der Regressionsanalyse mit der Böschungsneigung als Regressand – ausgedrückt als Kehrwert n^{-1} des Neigungsbeiwertes n – und den Lagerstättenkennwerten aus Kap. 6.3.2.2 und 6.3.2.3 mit der Wassertiefe d als Regressoren für $30,2 \leq \varphi' \leq 39,8$ und $2,4 \leq \mu_0^{<0,63} \leq 100,0$	122
Tab. 48: Vergleich zwischen der Böschungsneigung – ausgedrückt als Kehrwert n^{-1} des Neigungsbeiwertes n in Intervallen von $\Delta n^{-1} = \pm 0,25$ aus Auf- oder Abrundung – aus Beobachtung in Anh. 1 und Prognose mit der Regressionsgleichung in Tab. 47	122
Tab. 49: Richtwerte zu Baggertoleranzen in der Horizontalen t_h in Abhängigkeit von der Ausführung der Gewinnung	125
Tab. 50: Richtwerte zu Baggertoleranzen in der Horizontalen t_h beim Einsatz eines Gewinnungsgerätes bei Wassertiefen von > 30 m	126
Tab. 51: Richtwerte zu Baggertoleranzen in der Horizontalen t_h beim Auftreten einer Querströmung mit Strömungsgeschwindigkeiten von $\leq 1,5$ m s ⁻¹	126
Tab. 52: Richtwerte zu Baggertoleranzen in der Horizontalen t_h beim Auftreten von Wind und Wellengang mit Wellenhöhen von $\geq 1,0$ m und Wellenlängen von $\geq 5,0$ m	127
Tab. 53: Annahmen für Strömungsmodellierung in Abb. 62 und zur Abminderung der Durchlässigkeit nach LUCKNER & SCHESTAKOW (1976)	131
Tab. 54: Aquiferkennwerte für Strömungsmodellierung in Abb. 62 und bei Abminderung der Durchlässigkeit nach LUCKNER & SCHESTAKOW (1976)	131

Tab. 55: Standsicherheiten η für Berechnungsmodelle aus Kap. 6.3.1.1 bei Ansatz von Beschleunigungen in der Horizontalen und Vertikalen in Anlehnung von HOSSER (1987) als Lastannahmen zu den Erdbebenzonen 1, 2 und 3 in E DIN 4149	133
Tab. 56: Lokation des Untersuchungsgebietes mit Rechts- und Hochwert zum Massenschwerpunkt des Abbauvorhabens	146
Tab. 57: Probenahme am Ansatzpunkt der Rammkernbohrung " <i>Friedrichsfeld</i> "	148
Tab. 58: Grundwasserstände im Untersuchungsgebiet	149
Tab. 59: Annahmen zur Abschätzung der Neigung	150
Tab. 60: Annahmen zur Ermittlung der Wellenaufbauhöhe	150
Tab. 61: Annahmen zur Abschätzung der Breite	150
Tab. 62: Annahmen zur Abschätzung der Neigung	151
Tab. 63: Annahmen zur Abschätzung des Reibungswinkels φ'	151
Tab. 64: Annahmen zur Abschätzung der Neigung	151
Tab. 65: Annahmen zur Ermittlung der Sicherheit $\eta_{tab.}$	152

ANHANG 1

Ergebnisse der Lagerstätten erkundung

<i>Lfd-Nr.</i> ¹	<i>Erläuterung</i>	
	Bodenart "Sand"	[S-S;g]
	Bodenart "Kies-Sand / Kies"	[S;g-G]

Tab. 1.1: Zeichenerklärung zu Anh. 1.1, 1.2, 1.3, 1.4, 1.5 und 1.6.

<i>Aufschluss-Nr.</i> ²	<i>Erläuterung</i>	
#	Aufschlussbohrungen	✓
	Korngrößenanalysen	✓
#	Aufschlussbohrungen	✓
	Korngrößenanalysen	-
#	Aufschlussbohrungen	-
	Korngrößenanalysen	✓
#	Aufschlussbohrungen	-
	Korngrößenanalysen	-
<u>unterstrichen</u>	Ältere Schichtfolgen im Liegenden des Hauptlagers sind mit im Abbau (s. S. 96 ff.).	

Tab. 1.2: Zeichenerklärung zu Anh. 1.1, 1.2, 1.3, 1.4, 1.5 und 1.6.

<i>Gerät-Nr.</i> ³	<i>Erläuterung</i>	
1	Eimerkettenbagger	Gewinnungsgeräte zu Wasser
2	Stelzenpontonbagger	
3	Schwimmgreiferbagger	
4	Grundsaugbagger	
5	Druckwasseraktivierter Grundsaugbagger	
6	Traktorkettensaugbagger	
7	Schneidkopfsaugbagger	
8	Schneidradsaugbagger	
9	Druckluftbagger	
10	Eimerkettenbagger	Gewinnungsgeräte zu Lande
11	Tieflöffelhydraulikbagger	
12	Wurfkübelbagger	
13	Schrapper	

Tab. 1.3: Zeichenerklärung zu Anh. 1.1, 1.2 und 1.3.

<i>Verfahren-Nr.</i> ⁴	<i>Erläuterung</i>	
1	Kontrollierte Baggerung	Gewinnungsverfahren
2	Unkontrollierte Baggerung	
3	Gerätetypische Profilierung	

Tab. 1.4: Zeichenerklärung zu Anh. 1.1, 1.2 und 1.3.

<i>Zeichen</i>	<i>Erläuterung</i>
○ ¹	Aufschluss-Nr.

Tab. 1.5: Zeichenerklärung zu Anh. 1.7 und 1.8.

Aufschluss		Standort			Geologie				Lagerstätte			Gewinnung		
Lfd.-Nr. ¹	Aufschluss-Nr. ²	Rechtswert	Hochwert	Bundesland / Land	Lokalität	Blattschnitt GÜK200	Blattschnitt GK25	Stratigraphie Schichtausbildung / Genese	Bodengruppe DIN 18196	Neigungsverhältnis Wasserwechselzone	Neigungsverhältnis Unterwasserböschung	Wassertiefe [m]	Gerät-Nr. ³	Verfahren-Nr. ⁴
1	1	(s. BODE, 2004 d)		Nordrhein-Westfalen	Müssen	CC4718	4018	[qO/G-S;g/f] Werre	–	–	H:L = 1:2,00	20	5	2
2	2	"	"	Nordrhein-Westfalen	Gremberghoven	CC5502	5008	[qN/G-S;g/f] Niederrhein	GI	–	H:L = 1:1,50	15	3	2
3	3	"	"	Sachsen-Anhalt	Barby	CC4734	4037	[qw/S;g-G/f] Elbe	GI - SI	–	H:L = 1:2,75	8	4	2
4	4	"	"	Niedersachsen	Jeinsen	CC3918	3724	[qN/G-S;g/f] Leine	–	–	H:L = 1:2,50	7	4	2
5	5	"	"	Niedersachsen	Nordstemmen	CC3918	3824	[qN/G-S;g/f] Leine	GE	–	H:L = 1:2,50	10	5	2
6	7	"	"	Niedersachsen	Venne	CC3910	3615	[qD/S-S;g/gf]	–	–	H:L = 1:4,00	5	4	2
7	8	"	"	Nordrhein-Westfalen	Bergerfurth	CC4702	4305	[qN/G-S;g/f] Niederrhein	GI	H:L = 1:6,20	H:L = 1:2,75	13	3	2
8	9	"	"	Nordrhein-Westfalen	Bergerfurth	CC4702	4305	[qN/G-S;g/f] Niederrhein	GI	–	H:L = 1:2,75	12	3	2
9	10	"	"	Nordrhein-Westfalen	Budberg	CC4702	4405	[qN/G-S;g/f] Niederrhein	GW	H:L = 1:8,00	H:L = 1:3,25	10	3	2
10	11	"	"	Nordrhein-Westfalen	Dormagen	CC5502	4806	[qN/G-S;g/f] Niederrhein	GI	H:L = 1:4,60	H:L = 1:3,00	25	3	2
11	12	"	"	Niedersachsen	Fuhrenkamp	CC3110	2513	[tpl/fS-mS(qz)/f(m) – qpa/fS-mS(qz)/f(m)]	–	–	H:L = 1:3,00	20	4	2
12	13	"	"	Nordrhein-Westfalen	Bonn-Hersel	CC5502	5208	[qN/G-S;g/f] Niederrhein	GI - GW	–	H:L = 1:2,50	4	3	2
13	14	"	"	Niedersachsen	Saalsdorf	CC3926	3632	[qD/S-S;g/gf]	–	–	H:L = 1:3,50	10	5	2
14	17	"	"	Nordrhein-Westfalen	Köln-Immendorf	CC5502	5107	[qN/G-S;g/f] Niederrhein	–	–	H:L = 1:1,50	10	3	2
15	20	"	"	Bayern	Gundelfingen	CC7926	4729	[qN/G-S;g/f] Donau	–	–	H:L = 1:2,50	6	5, 10	2
16	21	"	"	Sachsen-Anhalt	Dannefeld	CC3926	3432	[qD/S-S;g/gf]	–	–	H:L = 1:3,00	7	4	2
17	22	"	"	Baden-Württemberg	Liedolsheim	CC7110	6816	[qpj/G-S;g/f] [OKL] Oberrhein	GU*	–	H:L = 1:3,25	16	3	2
18	24	"	"	Bayern	Gundelfingen	CC7926	7427	[qN/G-S;g/f] Donau	–	–	H:L = 1:2,50	8	10	2
19	25	"	"	Niedersachsen	Tündern	CC3918	3922	[qN/G-S;g/f] Weser	GI	H:L = 1:5,40	H:L = 1:2,50	25	3	2
20	26	"	"	Bayern	Mainsondheim	CC6326	6266	[qp/G-S;g/f] Main	–	–	H:L = 1:3,00	12	3	2
21	28	"	"	Baden-Württemberg	Kollerinsel	CC7110	6616	[qpj/G-S;g/f] [OKL] Oberrhein	GE - SE	H:L = 1:4,60	H:L = 1:3,00	20	3	2
22	29	"	"	Rheinland-Pfalz	Kiefweiher	CC7110	6516	[qpj/G-S;g/f] [OKL] Oberrhein	GW	H:L = 1:4,70	H:L = 1:2,75	16	3	2
23	30	"	"	Baden-Württemberg	Kollersee	CC7110	6616	[qpj/G-S;g/f] [OKL] Oberrhein	GE - SE	–	H:L = 1:3,00	20	3	2
24	31	"	"	Rheinland-Pfalz	Otterstädter Altrhein	CC7110	6616	[qpj/G-S;g/f] [OKL] Oberrhein	GI	H:L = 1:4,60	H:L = 1:2,50	13	3	2
25	33	"	"	Bayern	Atting	CC7134	7041	[qW/G-S;g/f] Donau	–	–	H:L = 1:2,25	10	5	2
26	34	"	"	Bayern	Holzheim-Weisingen	CC7926	7626	[qN/G-S;g/f] Donau	GE	–	H:L = 1:2,75	7	5	2
27	35	"	"	Nordrhein-Westfalen	Rheinberg	CC4702	4010	[qN/G-S;g/f] Niederrhein	–	–	H:L = 1:3,00	16	3	2
28	36	"	"	Niedersachsen	Logabirum	CC3110	2811	[tpl/fS-mS(qz)/f(m) – qpa/fS-mS(qz)/f(m)]	–	–	H:L = 1:3,75	29	4	2
29	37	"	"	Niedersachsen	Ilhorn	CC3118	2924	[qD/S;g-G;s/gf]	–	–	H:L = 1:3,00	8	13	3
30	38	"	"	Schleswig-Holstein	Appen-Etz	CC2318	2324	[qs/S/gf]	–	–	H:L = 1:4,00	21	4	2
31	39	"	"	Nordrhein-Westfalen	Witterschlick	CC5502	5308	[qHJ/G-S;g/f]	–	–	H:L = 1:2,25	30	3	2
32	40	"	"	Nordrhein-Westfalen	Bruckhausen	CC4702	4306	[qNJ/G-S;g/f] Niederrhein	GE - SE	–	H:L = 1:2,50	15	7	1
33	41	"	"	Baden-Württemberg	Ubstadt-Weiher	CC7110	6817	[qpj/G-S;g/f] [OKL] Oberrhein	–	–	H:L = 1:2,50	18	7	2
34	42	"	"	Niedersachsen	Wellen	CC3118	2519	[qD/S-S;g/gf]	SE	H:L = 1:8,10	H:L = 1:4,25	15	4	2
35	43	"	"	Niedersachsen	Wipshausen	CC3926	3628	[qD/S;g-G;s/gf]	GE - SE	–	H:L = 1:2,50	10	6	1
36	44	"	"	Baden-Württemberg	Helmlingen	CC7910	7213	[qW/G-S;g/f] [OKL] Oberrhein	–	–	H:L = 1:2,00	50	3	2
37	45	"	"	Niedersachsen	Wippingen	CC3110	3010	[qD/S-S;g/gf]	–	–	H:L = 1:4,00	19	9	2
38	46	"	"	Nordrhein-Westfalen	Barkhausen	CC3918	3719	[qN/G-S;g/f] Weser	–	–	H:L = 1:3,50	11	1	2
39	47	"	"	Nordrhein-Westfalen	Bierde	CC3918	3620	[qN/G-S;g/f] Weser	–	–	H:L = 1:2,75	10	4	2
40	48	"	"	Nordrhein-Westfalen	Wietersheim	CC3918	3619	[qN/G-S;g/f] Weser	–	–	H:L = 1:3,00	8	1	2
41	49	"	"	Nordrhein-Westfalen	Boker Heide	CC4710	4217	[qN/G-S;g/f] Lippe	–	–	H:L = 1:3,00	14	8	2
42	50	"	"	Bayern	Dettelbach	CC6326	6127	[qp/G-S;g/f] Main	–	–	H:L = 1:2,50	24	3	2

Anh. 1.1: Ergebnisse der Lagerstätten erkundung.

Aufschluss		Standort			Geologie					Lagerstätte			Gewinnung		
Lfd.-Nr. ¹	Aufschluss-Nr. ²	Rechtswert	Hochwert	Bundesland / Land	Lokalität	Blattschnitt GÜK200	Blattschnitt GK25	Stratigraphie Schichtausbildung / Genese		Bodengruppe DIN 18196	Neigungsverhältnis Wasserwechselzone	Neigungsverhältnis Unterwasserböschung	Wassertiefe [m]	Gerät-Nr. ³	Verfahren-Nr. ⁴
43	52	(s. BODE, 2004 d)		Nordrhein-Westfalen	Rheinberg	CC4702	4405	[qN/G-S;g/f]	Niederrhein	GE - SE	–	H:L = 1:2,75	16	3	2
44	53	"		Baden-Württemberg	Söllingen	CC7910	7214	[qW/G-S;g/f] [OKL]	Oberrhein	–	–	H:L = 1:2,50	36	3	2
45	54	"		Baden-Württemberg	Iffezheim	CC7110	7115	[qN/G-S;g/f] [OKL]	Oberrhein	–	–	H:L = 1:2,25	30	3	2
46	55	"		Baden-Württemberg	Flugplatz Lahr	CC7910	7613	[qW/G-S;g/f] [OKL]	Oberrhein	–	–	H:L = 1:2,50	7	11	1
47	56	"		Bayern	Bobingen	CC7926	7731	[qW/G-S;g/f]	Wertach / Lech	–	–	H:L = 1:2,25	17	12	3
48	57	"		Bayern	Kitzingen	CC6326	6127	[qN/G-S;g/f]	Main	–	–	H:L = 1:2,50	7	4	2
49	59	"		Österreich	Rohrendorf	–	–	[qW/G-S;g/f]	Donau	–	–	H:L = 1:2,50	14	3	2
50	61	"		Nordrhein-Westfalen	Bergerfurth	CC4702	4204	[qN/G-S;g/f]	Niederrhein	GI	–	H:L = 1:2,75	13	3	2
51	62	"		Nordrhein-Westfalen	Loikum	CC4702	4205	[qNJ/G-S;g/f]	Niederrhein	GE - SE	–	H:L = 1:3,00	10	3	2
52	63	"		Niedersachsen	Raddestorf	CC3918	3520	[qN/G-S;g/f]	Weser	–	–	H:L = 1:3,00	6	3	2
53	64	"		Sachsen-Anhalt	Sollnitz	CC4734	4239	[qN/G-S;g/f]	Mulde	–	–	H:L = 1:2,25	15	4	2
54	65	"		Schleswig-Holsten	Wulfsdorf	CC2326	2130	[qw/fS-mS;u/b]		SU	–	H:L = 1:4,00	8	7	2
55	66	"		Nordrhein-Westfalen	Mondorf	CC5502	5208	[qN/G-S;g/f]	Niederrhein	–	–	H:L = 1:2,75	15	3	2
56	67	"		Baden-Württemberg	Ostrach	CC8718	8022	[qW/G-S;g/gf]	Donau	–	–	H:L = 1:2,25	22	3,9	2
57	68	"		Mecklenburg-Vorpommern	Jabel	CC3134	2441	[qw/S-S;g/G;s-G/gf]		GI - SI	–	H:L = 1:2,00	7	4	2
58	70	"		Nordrhein-Westfalen	Haminkeln	CC4702	4205	[qNJ/G-S;g/f]	Niederrhein	–	–	H:L = 1:3,25	13	3	2
59	71	"		Hamburg	Neuland	CC3126	2526	[qw/S/f – qh/S/f]		SE	–	H:L = 1:3,75	20	4,7	2
60	72	"		Niedersachsen	Osloß	CC3926	3529	[qD/S-S;g/gf]		–	–	H:L = 1:3,75	12	6	2
61	73	"		Thüringen	Nordhausen	CC4726	4530	[qN/G-S;g/f]	Zorge / Helme	GW	–	H:L = 1:2,50	24	3	2
62	74	"		Bayern	Riedheim	CC7926	7527	[qN/G-S;g/f]	Donau	–	–	H:L = 1:2,50	13	4,13	3
63	75	"		Schleswig-Holstein	Groß Pampau	CC3126	2429	[qw/S-S;g/gf]		SE	–	H:L = 1:3,50	10	13	3
64	76	"		Frankreich	Bischwiller	CC7910	7213	[qW/G-S;g/f] [OKL]	Oberrhein	GI - GW	–	H:L = 1:2,50	31	3	2
65	77	"		Frankreich	Herrlisheim	–	–	[qW/G-S;g/f]		–	–	H:L = 1:2,50	40	3	2
66	78	"		Frankreich	Houssen	CC7910	–	[qW/G-S;g/f]	Fecht	–	–	H:L = 1:2,25	28	3	2
67	79	"		Bulgarien	Negovan	–	–	[q/G-S;g/f]		–	–	H:L = 1:2,50	25	5	2
68	80	"		Bulgarien	Chepintsi	–	–	[q/G-S;g/f]		–	–	H:L = 1:2,00	30	3	2
69	81	"		Niedersachsen	Kalletal-Stemmen	CC3918	3820	[qN/G-S;g/f]	Weser	–	–	H:L = 1:2,50	15	1,3	2
70	82	"		Niedersachsen	Eickenrode	CC3926	3527	[qD/S;g-G;s/gf]		–	–	H:L = 1:2,25	5	5	2
71	83	"		Niedersachsen	Handorf	CC3926	3627	[qD/S;g-G;s/gf]		–	–	H:L = 1:2,50	26	3	2
72	84	"		Baden-Württemberg	Huttenheim	CC7110	6717	[qN/G-S;g/f] [OKL]	Oberrhein	–	–	H:L = 1:2,75	30	3	2
73	85	"		Baden-Württemberg	Langenbrücken	CC7110	6717	[qN/G-S;g/f] [OKL]	Oberrhein	GU	H:L = 1:4,70	H:L = 1:2,75	40	3	2
74	86	"		Nordrhein-Westfalen	Flaesheim	CC4702	4209	[krsa/fS-mS(qz)/m]		SE	–	H:L = 1:3,50	25	8	2
75	87	"		Nordrhein-Westfalen	Haltern	CC4702	4109	[krsa/fS-mS(qz)/m]		SE	H:L = 1:8,60	H:L = 1:3,50	30	7	2
76	88	"		Brandenburg	Hohenbocka	CC4750	4550	[tmi/fS-mS(qz)/m-br]		SE	–	H:L = 1:3,50	18	4	2
77	90	"		Hessen	Raunheim	CC6310	5916	[qpj/G-S;g/f]	Main	–	–	H:L = 1:3,00	22	3	2
78	91	"		Nordrhein-Westfalen	Langenfeld	CC5502	4907	[qN/G-S;g/f]	Niederrhein	–	–	H:L = 1:3,00	20	3	2
79	92	"		Nordrhein-Westfalen	Fischeln	CC4702	4705	[qMU/G-S;g/f]	Niederrhein	–	–	H:L = 1:3,00	18	3,5	2
80	93	"		Nordrhein-Westfalen	Kempfen	CC4702	4504	[qN/G-S;g/f – qM/G-S;g/f]	Niederrhein	GI - SI	H:L = 1:5,90	H:L = 1:3,00	23	3	2
81	94	"		Nordrhein-Westfalen	Neuss-Norf	CC5502	4806	[qN/G-S;g/f]	Niederrhein	–	–	H:L = 1:3,25	16	3	2
82	95	"		Nordrhein-Westfalen	Nievenheim	CC5502	4806	[qN/G-S;g/f – qM/G-S;g/f]	Niederrhein	–	H:L = 1:5,70	H:L = 1:2,75	17	3,5	2
83	96	"		Nordrhein-Westfalen	Pesch	CC5502	4907	[qN/G-S;g/f – qM/G-S;g/f]	Niederrhein	GI - SI	–	H:L = 1:2,75	13	3	2
84	97	"		Nordrhein-Westfalen	Ranzel	CC5502	5208	[qN/G-S;g/f – qM/G-S;g/f]	Niederrhein	GW	–	H:L = 1:2,50	10	3	2

Anh. 1.2: Ergebnisse der Lagerstätten erkundung.

Aufschluss		Standort			Geologie				Lagerstätte			Gewinnung			
Lfd.-Nr. ¹	Aufschluss-Nr. ²	Rechtswert	Hochwert	Bundesland / Land	Lokalität	Blattschnitt GÜK200	Blattschnitt GK25	Stratigraphie Schichtausbildung / Genese	Bodengruppe DIN 18196	Neigungsverhältnis Wasserwechselzone	Neigungsverhältnis Unterwasserböschung	Wassertiefe [m]	Gerät-Nr. ³	Verfahren-Nr. ⁴	
85	98	(s. BODE, 2004 d)		Nordrhein-Westfalen	Rheinkamp	CC4702	4405	[qN/G-S;g/f]	Niederrhein	GW - SU	–	H:L = 1:2,75	21	3	2
86	99	"		Nordrhein-Westfalen	Bruckhausen	CC4702	4406	[qNJ/G-S;g/f]	Niederrhein	GE - SE	H:L = 1:6,20	H:L = 1:3,00	15	3	2
87	100	"		Baden-Württemberg	Meißenheim	CC7910	7512	[qW/G-S;g/f] [OKL]	Oberrhein	GI	H:L = 1:3,80	H:L = 1:3,00	60	3	2
88	101	"		Niederlande	Vlietland	–	–	–	–	–	–	H:L = 1:3,25	38	5	2
89	102	"		Nordrhein-Westfalen	Coesfeld	CC4702	4008	[krca/fS-mS(qz)/m – krca/fS-mS(qz)/m]	SE	SE	H:L = 1:7,90	H:L = 1:4,25	17	5, 8	2
90	103	"		Nordrhein-Westfalen	Rhede	CC4702	4106	[qN/S-S;g/f]	–	–	–	H:L = 1:4,00	21	4	2
91	104	"		Sachsen	Pratzschwitz	CC5542	5049	[qN/G-S;g/f]	Elbe	GI	–	H:L = 1:2,50	10	4	2
92	106	"		Hamburg	Allermöhe	CC3126	2526	[qw/S/f – qh/S/f]	–	–	–	H:L = 1:4,00	18	4	2
93	108	"		Bayern	Thal	CC7934	7537	[qpj/G-S;g/f – qh/G-S;g/f]	Isar	GI	–	H:L = 1:2,25	6	3	2
94	109	"		Rheinland-Pfalz	Hagenbach	CC7110	6915	[qN/G-S;g/f] [OKL]	Oberrhein	GI	H:L = 1:4,60	H:L = 1:2,50	30	3	2
95	110	"		Rheinland-Pfalz	Speyer	CC7110	6616	[qN/G-S;g/f] [OKL]	Oberrhein	GU - SU	H:L = 1:3,60	H:L = 1:3,00	13	1	2
96	112	"		Nordrhein-Westfalen	Delbrück	CC4710	4217	[qN/G-S;g/f]	Lippe	GI	–	H:L = 1:3,00	9	8	1
97	113	"		Bayern	Riedheim	CC7926	7527	[qN/G-S;g/f]	Donau	–	–	H:L = 1:2,50	6	4	2
98	114	"		Niedersachsen	Barnten	CC3918	3824	[qN/G-S;g/f]	Leine	GI	–	H:L = 1:2,50	7	4	2
99	115	"		Niedersachsen	Lauenstadt	CC3918	3824	[qN/G-S;g/f]	Leine	GI	H:L = 1:4,40	H:L = 1:2,50	11	4	2
100	116	"		Niedersachsen	Strenthorst	CC3918	3824	[qM/G-S;g/f]	Leine	GI	–	H:L = 1:2,50	9	5	2
101	117	"		Niedersachsen	Kleinenwieden	CC3918	3921	[qN/G-S;g/f]	Weser	GI	–	H:L = 1:2,50	11	3	2
102	118	"		Niedersachsen	Ahrbergen	CC3918	3825	[qN/G-S;g/f]	Innerste	–	–	H:L = 1:2,75	10	5	2
103	119	"		Schleswig-Holstein	Haurup	CC1518	1222	[qw/S-S;g/gf]	SW - SI	SW - SI	H:L = 1:4,70	H:L = 1:3,25	12	13	3
104	120	"		Schleswig-Holstein	Hoffnung	CC1518	1222	[qw/S-S;g/gf]	SE	SE	–	H:L = 1:3,50	7	3	2
105	121	"		Thüringen	Nordhausen	CC4726	4530	[qN/G-S;g/f]	Zorge / Helme	GW	–	H:L = 1:2,25	25	9	2
106	122	"		Nordrhein-Westfalen	Dankersen	CC3918	3719	[qN/G-S;g/f]	Weser	–	–	H:L = 1:3,00	9	10	1
107	123	"		Niedersachsen	Velpke	CC3926	3531	[qD/S-S;g/gf]	–	–	–	H:L = 1:3,75	10	13	3
108	124	"		Niedersachsen	Deckbergen	CC3918	3920	[qN/G-S;g/f]	Weser	–	–	H:L = 1:2,75	7	3	2
109	125	"		Baden-Württemberg	Waltersweiher	CC7910	7513	[qN/G-S;g/f] [OKL]	Oberrhein	–	–	H:L = 1:2,25	55	3	2
110	126	"		Niedersachsen	Koldingen	CC3918	3724	[qN/G-S;g/f]	Leine	GU - SU	–	H:L = 1:3,00	8	1	1
111	127	"		Niedersachsen	Neermoor	CC3110	2710	[tpl/fS-mS(qz)/f(m) – qpa/fS-mS(qz)/f(m)]	–	–	–	H:L = 1:4,50	30	5	2
112	128	"		Bayern	Riedhausen	CC7926	7527	[qN/G-S;g/f]	Donau	–	–	H:L = 1:2,50	7	3	2
113	129	"		Rheinland-Pfalz	Hagenbach	CC7110	6915	[qN/G-S;g/f] [OKL]	Oberrhein	GI	–	H:L = 1:2,50	30	3	2
114	130	"		Schweiz	Vierwaldstädter See	–	–	[q/G;s-S;g/f]	–	GU	–	H:L = 1:2,75	55	9	2
115	131	"		Nordrhein-Westfalen	Mastholte	CC4710	4216	[qNJ/S/f]	SE	SE	–	H:L = 1:4,00	7	7	2
116	132	"		Rheinland-Pfalz	Neuburg	CC7110	7015	[qN/G-S;g/f] [OKL]	Oberrhein	–	–	H:L = 1:2,50	30	3	2
117	134	"		Hessen	Wildeck-Obersuhl	CC5526	5026	[qM/G-S;g/f]	Werra	–	–	H:L = 1:2,50	18	3	2
118	135	"		Nordrhein-Westfalen	Windheim-Döhren	CC3918	3520	[qN/G-S;g/f]	Weser	GE - SE	–	H:L = 1:2,25	5	5	2
119	136	"		Bayern	Parkstetten	CC7134	7041	[qW/G-S;g/f]	Donau	–	–	H:L = 1:2,00	5	13	3
120	137	"		Bayern	Roither Breite	CC7134	7039	[qW/G-S;g/f]	Donau	–	–	H:L = 1:2,00	7	13	3
121	138	"		Baden-Württemberg	Kollerinsel	CC7110	6616	[qpj/G-S;g/f] [OKL]	Oberrhein	GW - GI	–	H:L = 1:2,00	10	5	2
122	139	"		Baden-Württemberg	Fermasee	CC7110	7015	[qN/G-S;g/f] [OKL]	Oberrhein	–	–	H:L = 1:2,50	15	3	2
123	140	"		Baden-Württemberg	Pfeiffersee	CC7110	6916	[qN/G-S;g/f] [OKL]	Oberrhein	–	–	H:L = 1:2,75	35	3	2
124	142	"		Baden-Württemberg	Rheinsheim	CC7110	6716	[qN/G-S;g/f] [OKL]	Oberrhein	–	H:L = 1:4,10	H:L = 1:2,75	12	5	2
125	143	"		Nordrhein-Westfalen	Diersfordter Waldsee	CC4702	4205	[qN/G-S;g/f – qM/G-S;g/f]	Niederrhein	–	–	H:L = 1:2,50	19	3	2
126	144	"		Nordrhein-Westfalen	Leckerfelder See	CC4702	4305	[qN/G-S;g/f – qM/G-S;g/f]	Niederrhein	–	–	H:L = 1:2,50	14	3	2

Anh. 1.3: Ergebnisse der Lagerstätten erkundung.

Kennwerte		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28
Lfd.-Nr. 1	Aufschluss-Nr. 2	$\mu_0^{<0,063}$ [Gew.-%]	$\mu_0^{<0,20}$ [Gew.-%]	$\mu_0^{<0,20}$ [Gew.-%]	$\mu_0^{<0,63}$ [Gew.-%]	$\mu_0^{<0,63}$ [Gew.-%]	$\mu_0^{<1,0}$ [Gew.-%]	$\mu_0^{<1,0}$ [Gew.-%]	$\mu_0^{<2,0}$ [Gew.-%]	$\mu_0^{<2,0}$ [Gew.-%]	$\mu_0^{<2,0}$ [Gew.-%]	$\mu_0^{<2,0}$ [Gew.-%]	$\mu_0^{<6,3}$ [Gew.-%]	$\mu_0^{<6,3}$ [Gew.-%]	$\mu_0^{<20,0}$ [Gew.-%]	$\mu_0^{<63,0}$ [Gew.-%]	$\mu_0^{>63,0}$ [Gew.-%]	d_5 [mm]	d_{10} [mm]	d_{20} [mm]	d_{30} [mm]	d_{40} [mm]	d_{50} [mm]	d_{60} [mm]	d_{70} [mm]	U [-]	U* [-]	C [-]	ϕ' [°]
1	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	2	0,00	0,80	0,80	33,25	34,05	14,37	48,42	23,40	9,03	57,45	42,55	70,03	29,97	85,94	100,00	0,00	0,34	0,44	0,64	1,01	1,74	3,47	5,68	9,07	13,46	26,68	0,62	36,95
3	3	0,70	5,10	5,80	33,78	39,58	8,46	48,04	17,87	9,41	57,45	42,55	73,14	26,86	94,90	100,00	0,00	0,20	0,28	0,49	0,84	1,50	2,39	3,70	5,55	12,73	27,75	0,74	36,01
4	4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5	5	0,70	1,30	2,00	3,50	5,50	1,20	6,70	2,80	1,60	8,30	91,70	22,00	78,00	84,00	100,00	0,00	0,60	2,80	5,60	7,90	10,50	13,00	15,00	18,00	5,36	30,00	1,49	36,89
6	7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
7	8	1,00	2,00	3,00	26,67	29,67	16,54	46,21	26,52	9,98	56,19	43,81	72,30	27,70	89,90	100,00	0,00	0,26	0,37	0,50	0,61	0,80	1,40	2,80	5,63	7,52	21,65	0,41	36,11
8	9	16,50	18,80	35,30	12,35	47,65	2,58	50,23	12,99	10,41	60,64	39,36	76,00	24,00	95,50	100,00	0,00	0,03	0,04	0,08	0,15	0,32	1,00	2,20	4,48	55,56	149,33	0,30	37,64
9	10	0,00	30,00	30,00	26,25	56,25	4,75	61,00	13,75	9,00	70,00	30,00	91,25	8,75	100,00	100,00	0,00	0,10	0,16	0,40	0,73	1,04	1,40	1,87	2,39	9,71	23,90	1,67	35,00
10	11	0,00	3,90	3,90	22,66	26,56	12,63	39,19	21,02	8,39	47,58	52,42	65,19	34,81	94,56	100,00	0,00	0,30	0,45	0,80	1,45	2,68	3,97	5,35	7,16	11,65	23,87	0,90	37,49
11	12	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
12	13	5,00	2,60	7,60	20,16	27,76	7,01	34,77	13,28	6,27	41,04	58,96	53,30	46,70	75,01	100,00	0,00	0,23	0,41	1,09	2,55	4,85	7,93	11,54	16,05	26,07	69,78	1,26	38,64
13	14	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
14	17	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
15	20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
16	21	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
17	22	18,25	27,75	46,00	11,00	57,00	0,25	57,25	2,00	1,75	59,00	41,00	72,50	27,50	100,00	100,00	0,00	0,02	0,04	1,58	2,74	3,50	4,21	4,82	5,34	117,56	232,17	39,38	33,93
18	24	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
19	25	0,21	2,90	3,11	27,01	30,12	8,03	38,15	12,43	4,40	42,55	57,45	57,28	42,72	87,62	100,00	0,00	0,26	0,34	0,51	0,93	2,71	4,26	6,03	9,49	16,54	36,50	0,45	38,79
20	26	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
21	28	1,02	9,29	10,31	44,48	54,79	6,95	61,74	13,28	6,33	68,07	31,93	83,20	16,80	98,53	100,00	0,00	0,18	0,24	0,34	0,54	0,86	1,45	2,35	3,49	8,52	19,39	0,84	35,68
22	29	4,75	13,25	18,00	22,50	40,50	6,00	46,50	15,75	9,75	56,25	43,75	71,50	28,50	86,75	100,00	0,00	0,06	0,14	0,35	0,92	1,81	3,33	5,06	8,10	27,83	135,00	1,24	37,30
23	30	1,02	9,29	10,31	44,48	54,79	6,95	61,74	13,28	6,33	68,07	31,93	83,20	16,80	98,53	100,00	0,00	0,18	0,24	0,34	0,54	0,86	1,45	2,35	3,49	8,52	19,39	0,84	35,68
24	31	0,00	4,67	4,67	29,33	34,00	8,33	42,33	17,67	9,34	51,67	48,33	71,00	29,00	98,00	100,00	0,00	0,19	0,24	0,46	0,66	1,33	2,56	3,88	5,40	15,24	28,42	0,48	37,69
25	33	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
26	34	1,00	0,38	1,38	1,00	2,38	0,70	3,08	2,87	2,17	5,25	94,75	26,88	73,12	71,25	100,00	0,00	1,64	3,60	6,30	8,63	11,10	13,40	16,00	21,48	4,39	13,10	1,27	35,41
27	35	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
28	36	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
29	37	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
30	38	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
31	39	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
32	40	0,00	4,33	4,33	47,00	51,33	17,00	68,33	21,67	4,67	73,00	27,00	80,00	20,00	94,67	100,00	0,00	0,23	0,28	0,37	0,44	0,50	0,58	0,74	1,96	2,67	8,52	0,97	33,71
33	41	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
34	42	1,00	43,00	44,00	50,50	94,50	3,40	97,90	4,50	1,10	99,00	1,00	100,00	0,00	100,00	100,00	0,00	0,11	0,14	0,18	0,21	0,23	0,25	0,27	0,29	1,93	2,64	1,22	31,07
35	43	0,00	8,50	8,50	51,00	59,50	10,00	69,50	18,75	8,75	78,25	21,75	85,50	14,50	91,25	100,00	0,00	0,16	0,22	0,30	0,37	0,43	0,55	0,83	1,55	4,12	9,69	0,89	34,93
36	44	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
37	45	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
38	46	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
39	47	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
40	48	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
41	49	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
42	50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Anh. 1.4: Ergebnisse der Lagerstättenerkundung.

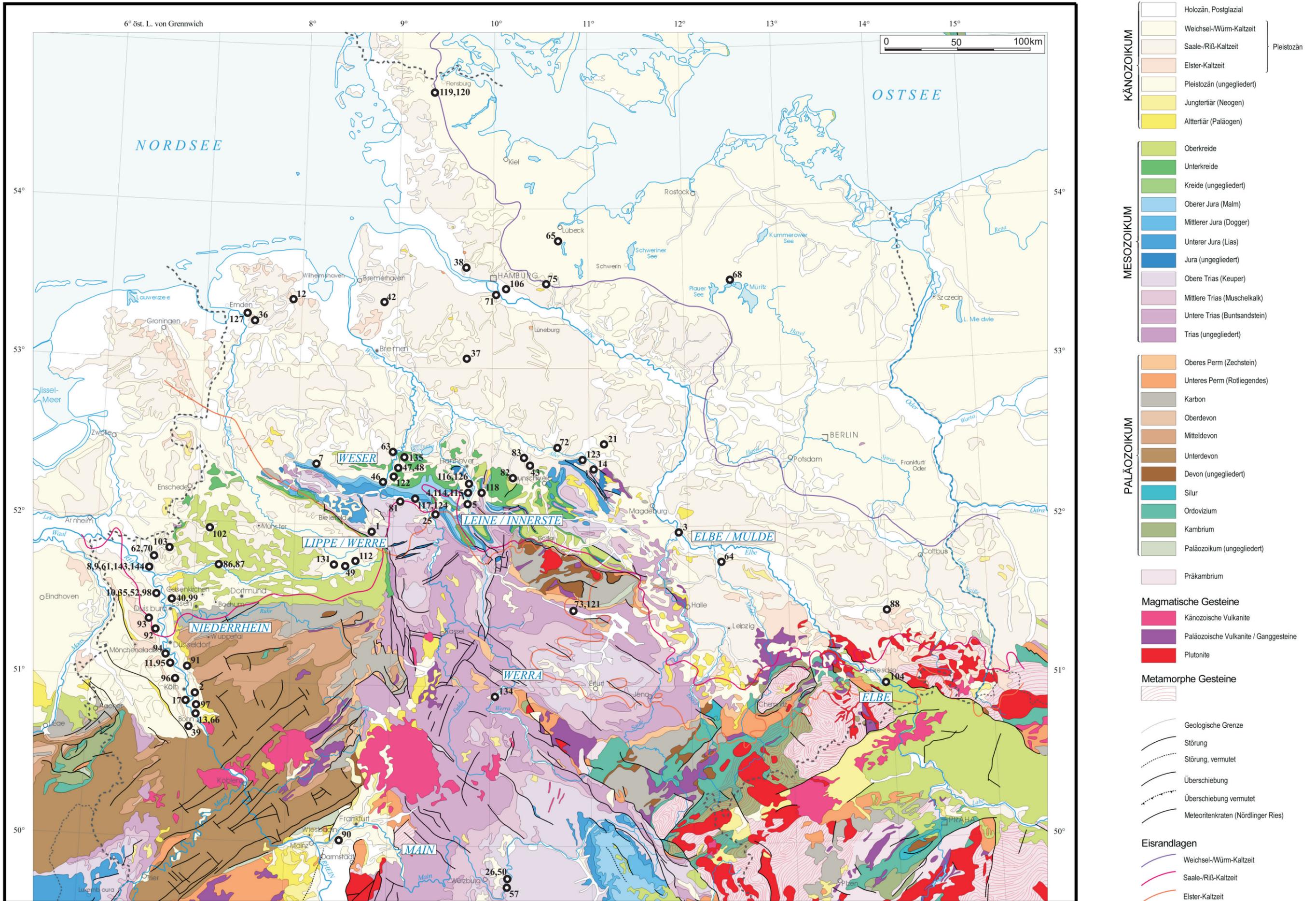
Kennwerte		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28
Lfd.-Nr. 1	Aufschluss-Nr. 2	$\mu_0^{<0,063}$ [Gew.-%]	$\mu_0^{<0,20}$ [Gew.-%]	$\mu_0^{<0,20}$ [Gew.-%]	$\mu_0^{<0,63}$ [Gew.-%]	$\mu_0^{<0,63}$ [Gew.-%]	$\mu_0^{<1,0}$ [Gew.-%]	$\mu_0^{<1,0}$ [Gew.-%]	$\mu_0^{<2,0}$ [Gew.-%]	$\mu_0^{<2,0}$ [Gew.-%]	$\mu_0^{<2,0}$ [Gew.-%]	$\mu_0^{>2,0}$ [Gew.-%]	$\mu_0^{<6,3}$ [Gew.-%]	$\mu_0^{>6,3}$ [Gew.-%]	$\mu_0^{<20,0}$ [Gew.-%]	$\mu_0^{<63,0}$ [Gew.-%]	$\mu_0^{>63,0}$ [Gew.-%]	d_5 [mm]	d_{10} [mm]	d_{20} [mm]	d_{30} [mm]	d_{40} [mm]	d_{50} [mm]	d_{60} [mm]	d_{70} [mm]	U [-]	U* [-]	C [-]	ϕ' [°]
43	52	0,00	6,29	6,29	32,27	38,56	19,24	57,80	29,75	10,51	68,31	31,69	81,20	18,80	95,37	100,00	0,00	0,19	0,28	0,41	0,52	0,63	0,79	1,15	2,44	4,63	12,84	0,88	34,44
44	53	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
45	54	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
46	55	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
47	56	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
48	57	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
49	59	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
50	61	1,00	2,00	3,00	26,67	29,67	16,54	46,21	26,52	9,98	56,19	43,81	72,30	27,70	89,90	100,00	0,00	0,26	0,37	0,50	0,61	0,80	1,40	2,80	5,63	7,52	21,65	0,41	36,11
51	62	0,00	6,05	6,05	42,33	48,38	16,74	65,12	23,33	6,59	71,71	28,29	83,51	16,49	96,49	100,00	0,00	0,20	0,27	0,39	0,47	0,57	0,70	1,10	2,15	3,85	10,75	0,91	34,07
52	63	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
53	64	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
54	65	14,20	59,80	74,00	25,00	99,00	0,90	99,90	1,00	0,10	100,00	0,00	100,00	0,00	100,00	100,00	0,00	0,03	0,05	0,07	0,09	0,11	0,13	0,15	0,18	3,10	6,00	1,08	29,07
55	66	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
56	67	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
57	68	0,95	26,12	27,07	21,22	48,29	7,10	55,39	18,17	11,07	66,46	33,54	79,70	20,30	90,43	100,00	0,00	0,08	0,11	0,19	0,37	0,69	1,28	2,31	4,25	18,37	53,13	0,58	36,80
58	70	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
59	71	0,00	12,33	12,33	60,34	72,67	11,50	84,17	17,83	6,33	90,50	9,50	97,50	2,50	100,00	100,00	0,00	0,16	0,20	0,26	0,31	0,38	0,46	0,57	0,79	2,77	4,94	0,92	33,18
60	72	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
61	73	0,00	1,93	1,93	9,58	11,51	4,82	16,33	12,93	8,11	24,44	75,56	48,64	51,36	77,74	100,00	0,00	0,43	0,83	2,01	3,54	5,51	8,16	11,47	16,04	14,87	37,30	1,33	38,07
62	74	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
63	75	1,50	9,83	11,33	36,34	47,67	17,83	65,50	38,00	20,17	85,67	14,33	94,33	5,67	100,00	100,00	0,00	0,11	0,19	0,32	0,43	0,56	0,70	0,90	1,10	4,89	10,00	1,11	35,24
64	76	1,29	9,76	11,05	19,24	30,29	1,57	31,86	3,37	1,80	33,66	66,34	43,21	56,79	77,96	100,00	0,00	0,36	1,05	3,06	5,42	7,69	9,97	12,38	15,08	25,30	41,89	4,04	37,01
65	77	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
66	78	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
67	79	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
68	80	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
69	81	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
70	82	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
71	83	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
72	84	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
73	85	5,00	14,54	19,54	24,04	43,58	6,59	50,17	13,75	7,16	57,33	42,67	70,43	29,57	91,24	100,00	0,00	0,06	0,21	0,39	0,87	2,13	3,81	5,60	7,57	23,80	68,82	0,96	36,70
74	86	0,07	56,30	56,37	43,17	99,54	0,46	100,00	0,46	0,00	100,00	0,00	100,00	0,00	100,00	100,00	0,00	0,12	0,13	0,16	0,17	0,18	0,19	0,21	0,22	1,54	1,83	1,06	30,24
75	87	0,50	49,01	49,51	50,47	99,98	0,02	100,00	0,02	0,00	100,00	0,00	100,00	0,00	100,00	100,00	0,00	0,11	0,13	0,16	0,17	0,19	0,20	0,22	0,24	1,69	2,18	1,05	30,70
76	88	0,00	93,43	93,43	6,57	100,00	0,00	100,00	0,00	0,00	100,00	0,00	100,00	0,00	100,00	100,00	0,00	0,09	0,10	0,11	0,12	0,13	0,13	0,14	0,15	1,35	1,67	1,01	30,77
77	90	2,41	11,65	14,06	59,79	73,85	15,61	89,46	21,15	5,54	95,00	5,00	97,24	2,76	98,69	100,00	0,00	0,10	0,16	0,26	0,34	0,41	0,47	0,53	0,63	3,32	6,30	1,34	33,06
78	91	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
79	92	4,94	17,72	22,66	38,87	61,53	9,52	71,05	16,61	7,09	78,14	21,86	87,37	12,63	96,95	100,00	0,00	0,12	0,17	0,27	0,36	0,44	0,64	1,19	1,88	6,67	15,67	1,22	33,79
80	93	2,80	9,22	12,02	42,69	54,71	10,02	64,73	15,73	5,71	70,44	29,56	82,89	17,11	96,10	100,00	0,00	0,15	0,21	0,30	0,39	0,55	0,89	1,55	2,72	6,89	18,13	0,74	34,81
81	94	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
82	95	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
83	96	0,00	7,50	7,50	27,00	34,50	17,75	52,25	29,50	11,75	64,00	36,00	77,50	22,50	90,50	100,00	0,00	0,17	0,25	0,38	0,49	0,69	0,93	1,64	3,35	6,80	19,71	0,67	36,50
84	97	0,00	7,26	7,26	23,87	31,13	7,12	38,25	12,62	5,50	43,75	56,25	53,50	46,50	75,25	95,50	4,50	0,27	0,33	0,68	1,76	3,72	6,34	10,24	15,66	26,67	58,00	1,02	38,02

Anh. 1.5: Ergebnisse der Lagerstättenerkundung.

Kennwerte		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28
Lfd.-Nr. ¹	Aufschluss-Nr. ²	$\mu_0^{<0,063}$ [Gew.-%]	$\mu_0^{<0,20}$ [Gew.-%]	$\mu_0^{<0,20}$ [Gew.-%]	$\mu_0^{<0,63}$ [Gew.-%]	$\mu_0^{<0,63}$ [Gew.-%]	$\mu_0^{<1,0}$ [Gew.-%]	$\mu_0^{<1,0}$ [Gew.-%]	$\mu_0^{<2,0}$ [Gew.-%]	$\mu_0^{<2,0}$ [Gew.-%]	$\mu_0^{<2,0}$ [Gew.-%]	$\mu_0^{>2,0}$ [Gew.-%]	$\mu_0^{<6,3}$ [Gew.-%]	$\mu_0^{>6,3}$ [Gew.-%]	$\mu_0^{<20,0}$ [Gew.-%]	$\mu_0^{<63,0}$ [Gew.-%]	$\mu_0^{>63,0}$ [Gew.-%]	d_5 [mm]	d_{10} [mm]	d_{20} [mm]	d_{30} [mm]	d_{40} [mm]	d_{50} [mm]	d_{60} [mm]	d_{70} [mm]	U [-]	U* [-]	C [-]	ϕ' [°]
85	98	5,00	16,86	21,86	34,64	56,50	7,79	64,29	12,71	4,92	69,21	30,79	79,57	20,43	95,57	100,00	0,00	0,06	0,15	0,29	0,56	0,91	1,33	2,22	4,20	12,44	46,67	1,72	35,97
86	99	0,00	4,33	4,33	47,00	51,33	17,00	68,33	21,67	4,67	73,00	27,00	80,00	20,00	94,67	100,00	0,00	0,23	0,28	0,37	0,44	0,50	0,58	0,74	1,96	2,67	8,52	0,97	33,71
87	100	4,67	6,31	10,98	16,63	27,61	0,99	28,60	3,14	2,15	30,75	69,25	40,91	59,09	76,21	100,00	0,00	0,14	0,31	1,05	3,09	6,43	9,80	13,33	17,28	80,78	123,43	4,01	39,00
88	101	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
89	102	1,80	76,97	78,77	20,60	99,37	0,39	99,76	0,47	0,08	99,84	0,16	100,00	0,00	100,00	100,00	0,00	0,09	0,11	0,13	0,14	0,14	0,15	0,16	0,18	1,50	2,00	1,11	28,75
90	103	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
91	104	0,00	2,67	2,67	11,33	14,00	7,83	21,83	17,67	9,84	31,67	68,33	47,33	52,67	63,33	90,00	10,00	0,31	0,49	0,98	1,88	3,43	7,53	16,67	29,00	34,22	93,55	0,42	39,82
92	106	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
93	108	2,00	6,50	8,50	9,25	17,75	2,75	20,50	3,50	0,75	21,25	78,75	38,75	61,25	83,00	99,00	1,00	0,17	0,29	1,88	4,00	6,15	8,85	12,25	15,00	47,12	88,24	4,43	39,43
94	109	0,47	3,38	3,85	20,04	23,89	4,54	28,43	9,65	5,11	33,54	66,46	47,68	52,32	86,87	100,00	0,00	0,23	0,32	0,52	1,44	4,53	7,35	10,01	12,79	33,22	55,61	0,73	39,74
95	110	14,97	23,94	38,91	26,23	65,14	8,34	73,48	18,66	10,32	83,80	16,20	95,61	4,39	100,00	100,00	0,00	0,02	0,04	0,10	0,15	0,21	0,30	0,47	0,83	11,83	41,50	1,24	34,41
96	112	0,00	11,19	11,19	38,80	49,99	3,56	53,55	5,34	1,78	55,33	44,67	62,77	37,23	88,22	100,00	0,00	0,14	0,19	0,27	0,33	0,41	1,29	5,15	9,69	26,15	69,21	0,25	37,75
97	113	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
98	114	1,63	2,31	3,94	7,81	11,75	3,08	14,83	7,27	4,19	19,02	80,98	34,26	65,74	86,74	100,00	0,00	0,38	0,90	2,80	5,31	7,54	9,45	11,38	13,69	20,99	36,03	3,87	38,24
99	115	1,63	2,31	3,94	7,81	11,75	3,08	14,83	7,27	4,19	19,02	80,98	34,26	65,74	86,74	100,00	0,00	0,38	0,90	2,80	5,31	7,54	9,45	11,38	13,69	20,99	36,03	3,87	38,24
100	116	0,00	7,75	7,75	22,50	30,25	6,75	37,00	15,25	8,50	45,50	54,50	69,50	30,50	96,00	100,00	0,00	0,17	0,23	0,37	0,60	1,55	2,95	4,55	6,65	20,38	39,12	0,44	37,98
101	117	0,35	1,47	1,82	28,69	30,51	8,37	38,88	20,78	12,41	51,29	48,71	56,86	43,14	83,98	100,00	0,00	0,28	0,35	0,48	0,94	2,55	4,71	7,85	11,39	22,05	40,68	0,33	38,88
102	118	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
103	119	0,00	4,91	4,91	30,87	35,78	18,59	54,37	33,22	14,63	69,00	31,00	82,50	17,50	93,07	100,00	0,00	0,21	0,29	0,46	0,66	0,87	1,21	1,91	3,26	9,90	15,52	1,13	35,23
104	120	0,66	8,48	9,14	46,20	55,34	10,65	65,99	21,38	10,73	76,72	23,28	86,93	13,07	93,11	100,00	0,00	0,15	0,23	0,32	0,40	0,50	0,64	0,92	2,46	4,01	16,40	0,87	33,87
105	121	0,00	1,93	1,93	9,58	11,51	4,82	16,33	12,93	8,11	24,44	75,56	48,64	51,36	77,74	100,00	0,00	0,43	0,83	2,01	3,54	5,51	8,16	11,47	16,04	14,87	37,30	1,33	38,07
106	122	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
107	123	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
108	124	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
109	125	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
110	126	5,00	5,50	10,50	20,50	31,00	18,25	49,25	29,50	11,25	60,50	39,50	80,25	19,75	99,50	100,00	0,00	0,06	0,16	0,81	1,56	2,27	2,82	3,81	3,95	29,38	49,38	4,82	36,30
111	127	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
112	128	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
113	129	1,10	1,80	2,90	10,10	13,00	2,60	15,60	6,60	4,00	19,60	80,40	27,20	72,80	76,70	100,00	0,00	0,28	0,41	2,10	7,00	11,50	15,00	17,00	19,00	41,46	67,86	7,03	39,81
114	130	5,00	7,30	12,30	11,30	23,60	7,54	31,14	17,73	10,19	41,33	58,67	57,29	42,71	81,43	100,00	0,00	0,06	0,25	0,76	2,04	3,37	5,82	9,14	13,23	45,85	165,38	18,37	41,18
115	131	0,00	6,50	6,50	43,50	50,00	49,00	99,00	50,00	1,00	100,00	0,00	100,00	0,00	100,00	100,00	0,00	0,18	0,25	0,41	0,54	0,59	0,63	0,67	0,70	2,68	3,89	1,74	30,57
116	132	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
117	134	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
118	135	0,98	4,04	5,01	44,94	49,95	13,15	63,10	20,74	7,59	70,69	29,31	83,47	16,53	97,72	100,00	0,00	0,21	0,28	0,36	0,44	0,56	0,90	1,62	2,74	5,70	13,05	0,70	34,72
119	136	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
120	137	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
121	138	0,06	1,83	1,89	22,68	24,57	8,11	32,68	16,27	8,16	40,84	59,16	64,31	35,69	98,38	100,00	0,00	0,28	0,37	0,64	1,39	2,27	3,52	5,14	7,16	13,56	25,57	1,00	38,37
122	139	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
123	140	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
124	142	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
125	143	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
126	144	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

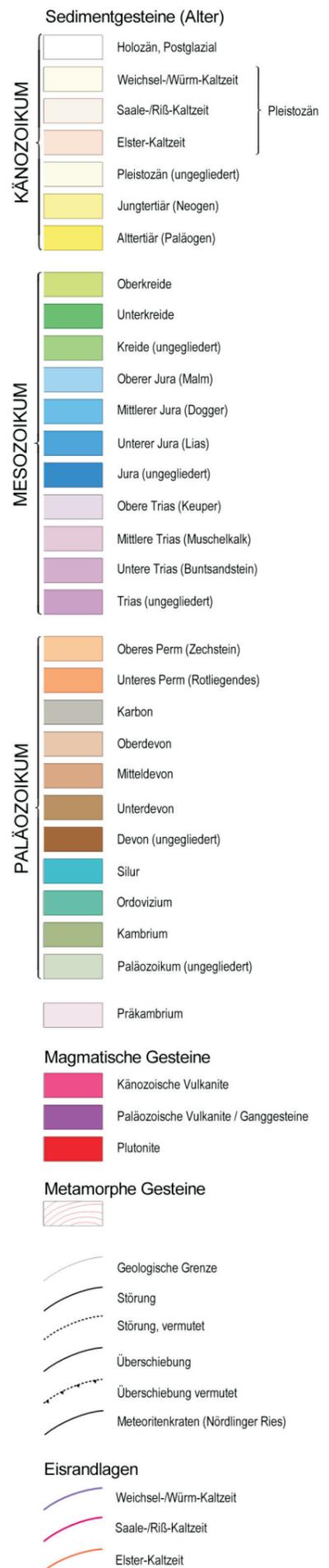
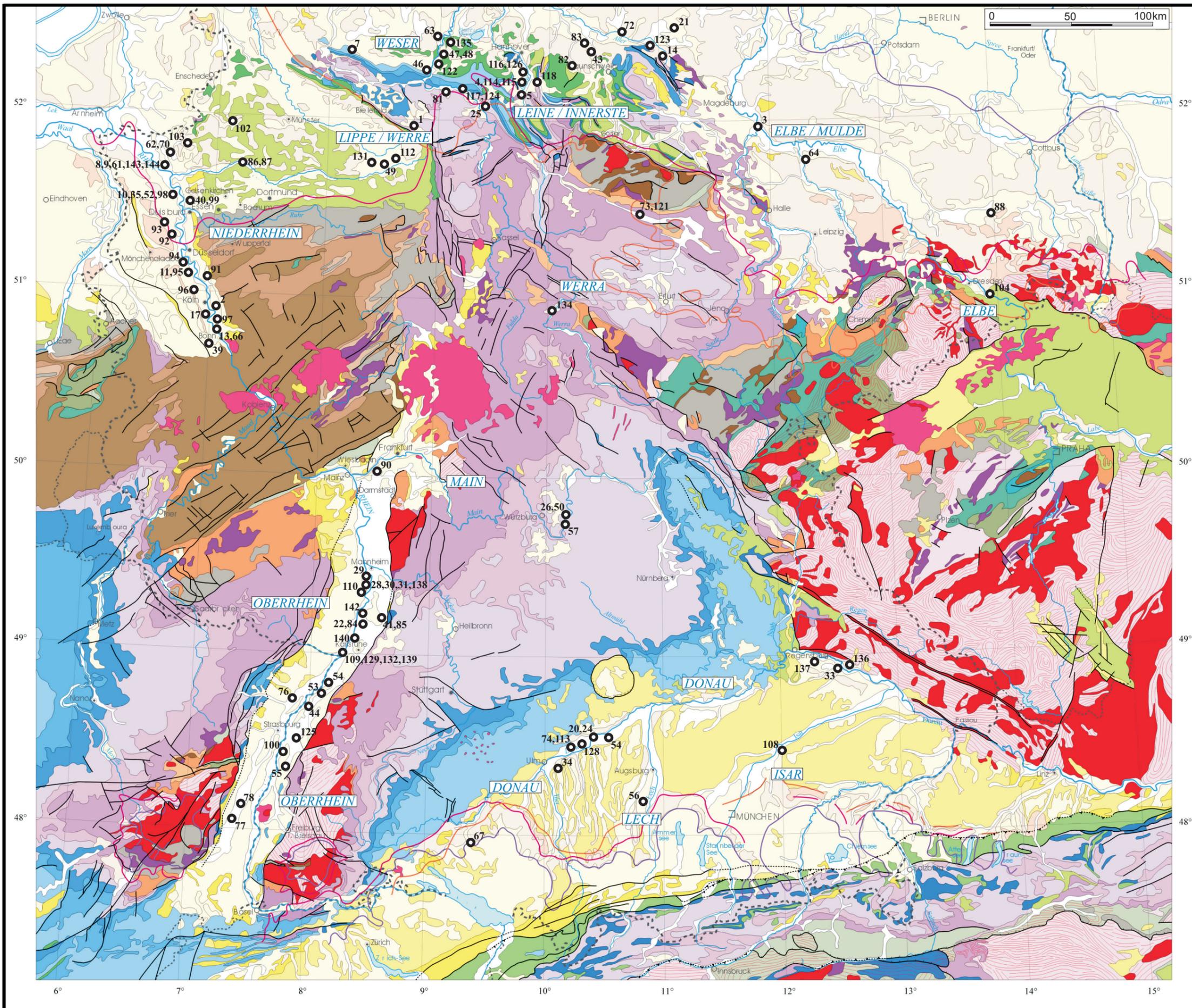
Anh. 1.6: Ergebnisse der Lagerstättenerkundung.

AUFSCHLUSSKARTE NORDTEIL



Anh. 1.7: Ergebnisse der Lagerstättenerkundung. Kartengrundlage: LAHNER, L. & TOLOCYKI, M. (2004): Geowissenschaftliche Karte der Bundesrepublik Deutschland 1:2.000.000; Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe, Hannover.

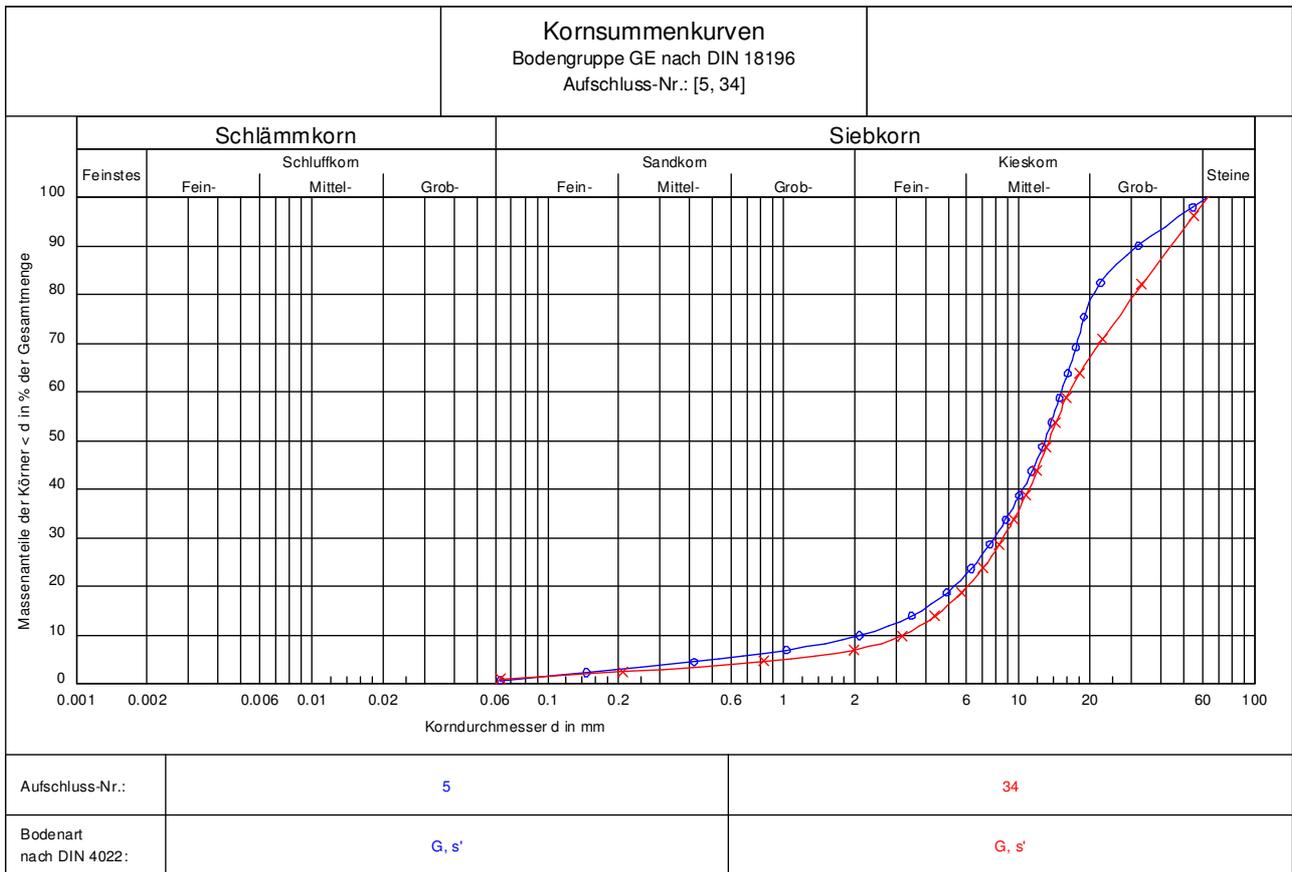
AUFSCHLUSSKARTE SÜDTEIL



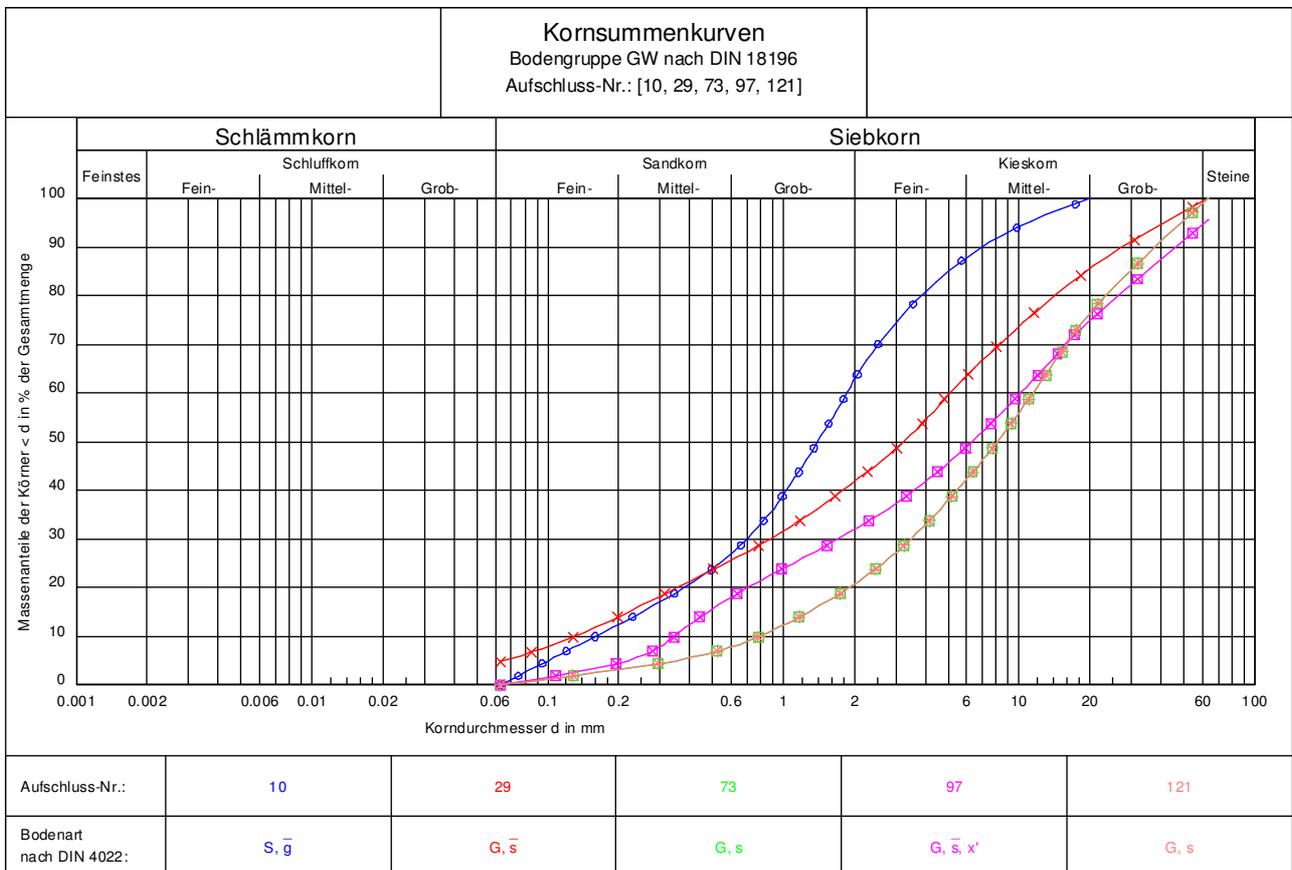
Anh. 1.8: Ergebnisse der Lagerstättenerkundung. Kartengrundlage: LAHNER, L. & TOLOCYKI, M. (2004): Geowissenschaftliche Karte der Bundesrepublik Deutschland 1:2.000.000; Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe, Hannover.

ANHANG 2

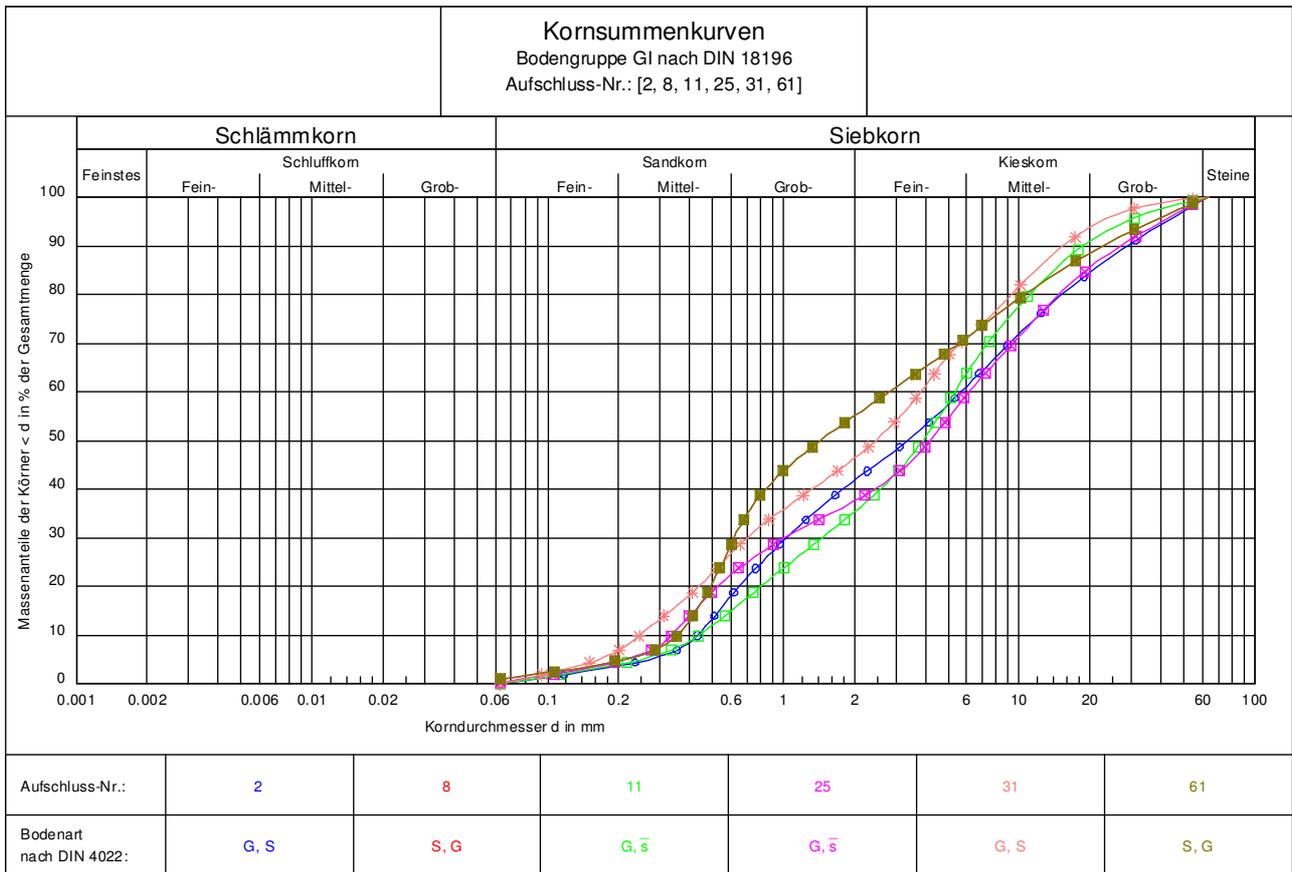
Ergebnisse der Korngrößenanalysen



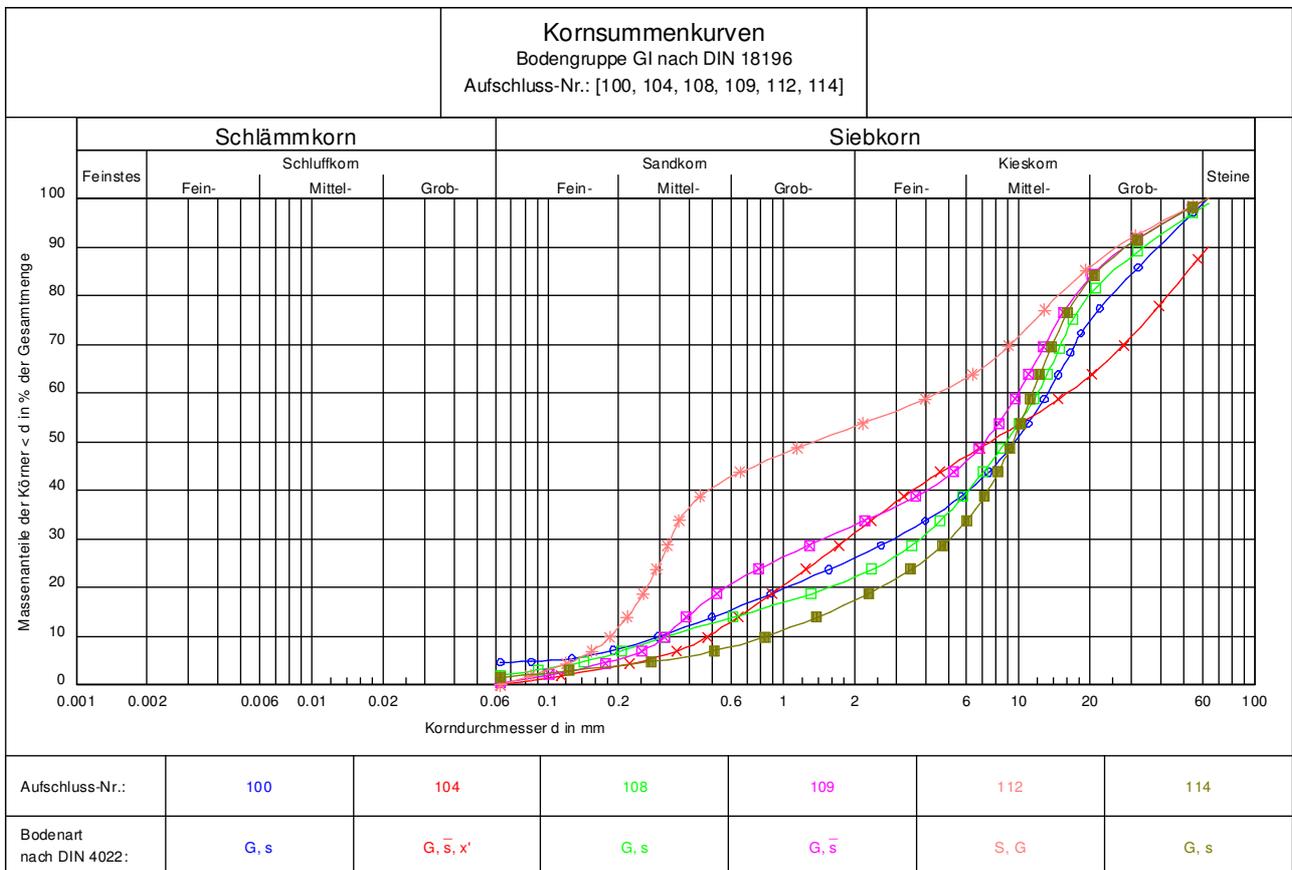
Anh. 2.1: Kornsummenkurven unter Zuordnung der Bodengruppe GE nach DIN 18196.



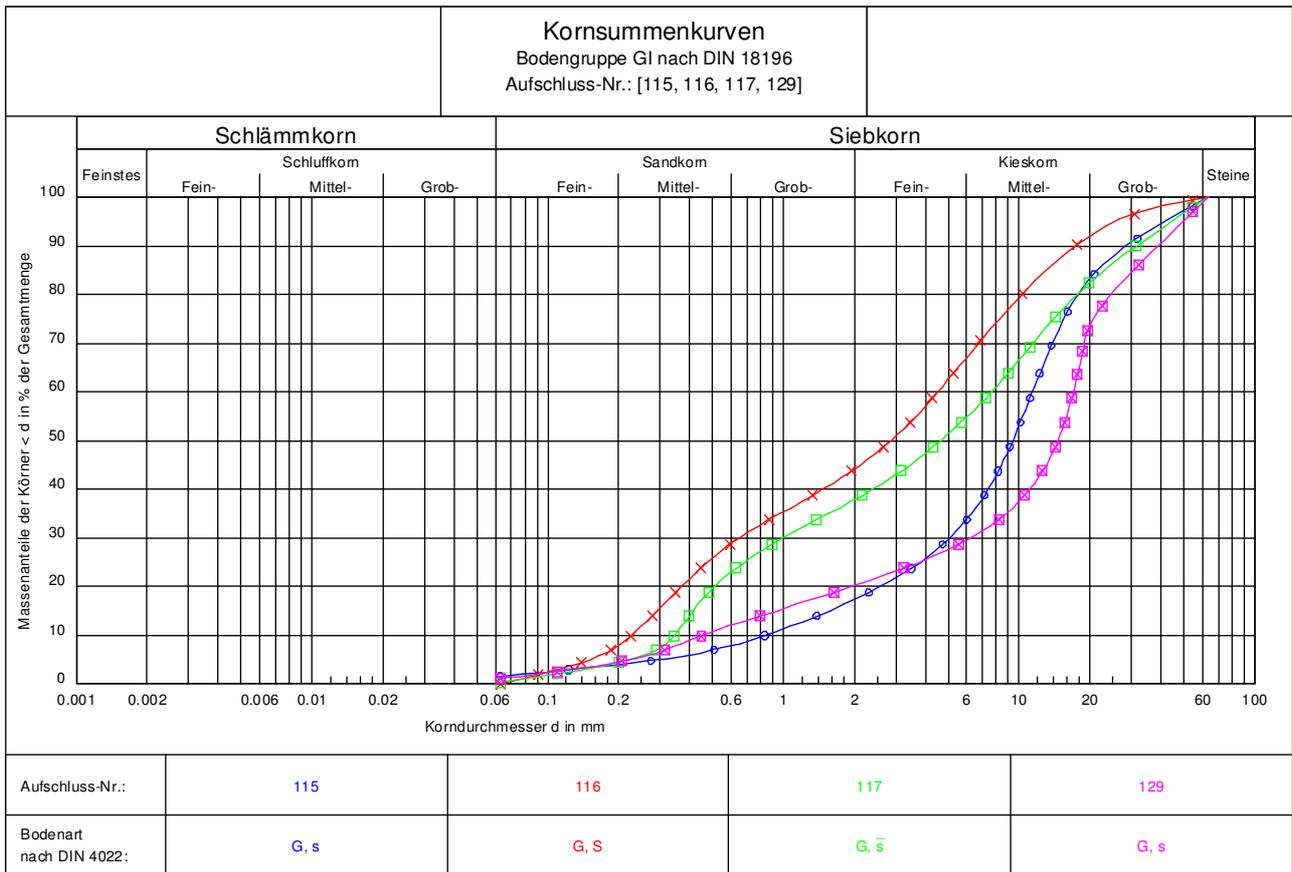
Anh. 2.2: Kornsummenkurven unter Zuordnung der Bodengruppe GW nach DIN 18196.



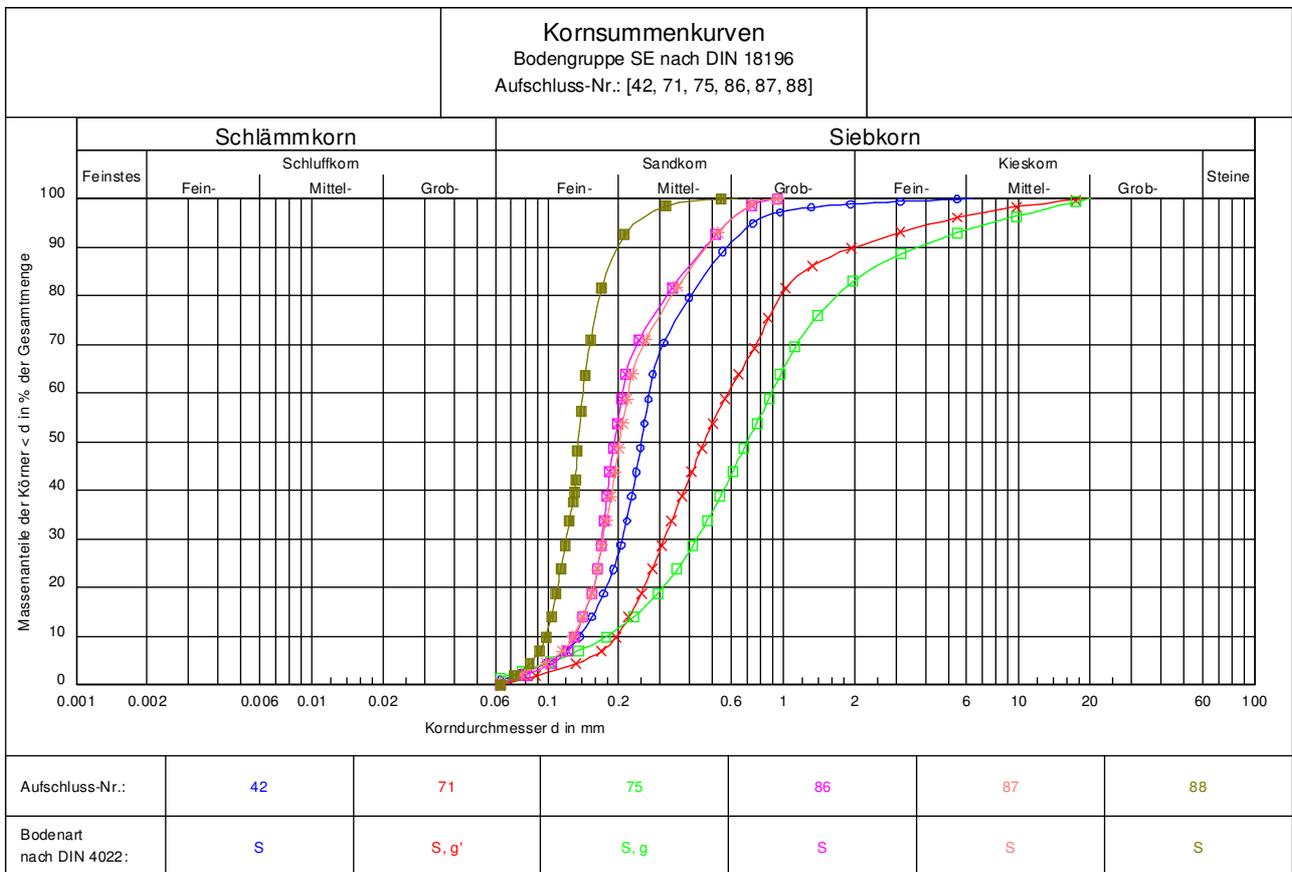
Anh. 2.3: Kornsummenkurven unter Zuordnung der Bodengruppe GI nach DIN 18196.



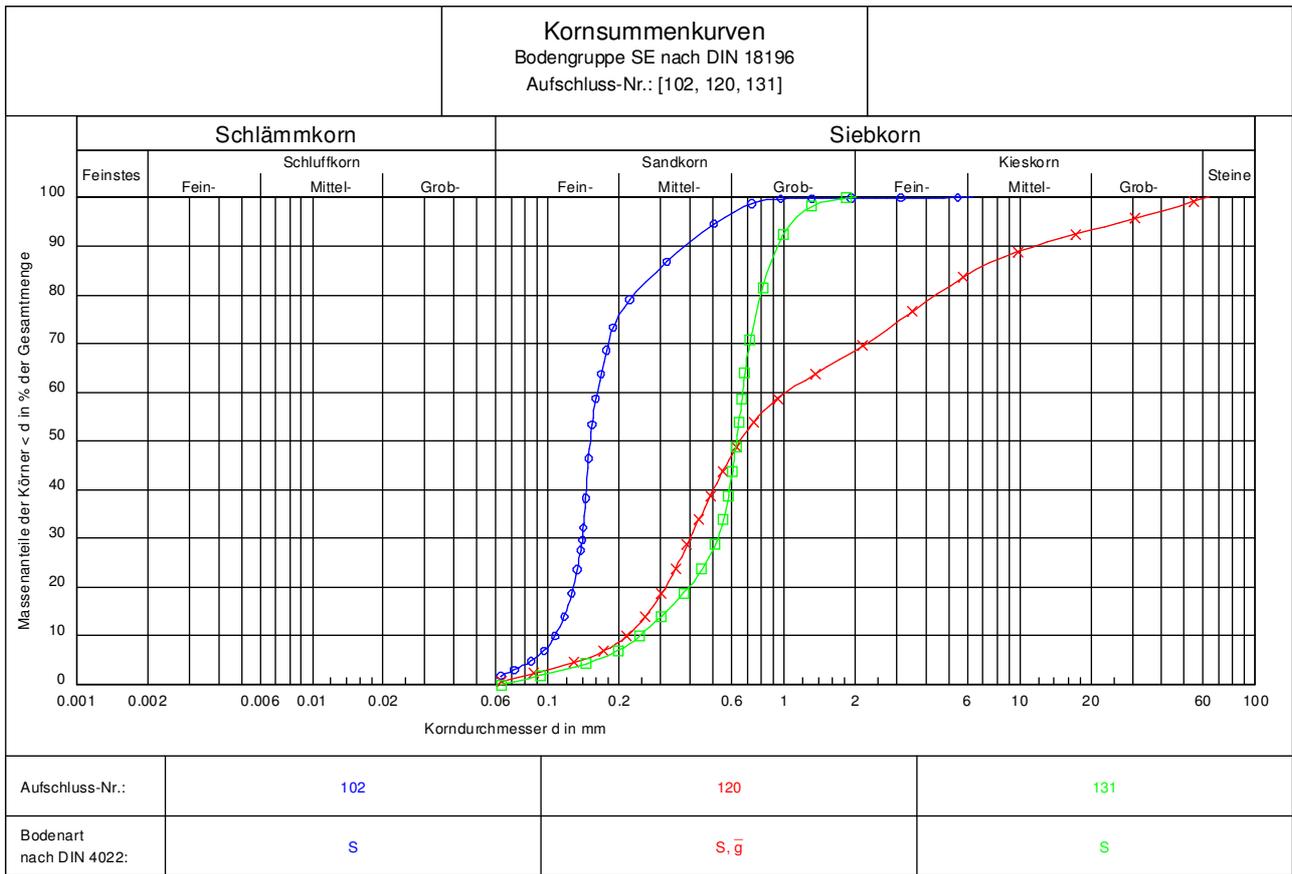
Anh. 2.4: Kornsummenkurven unter Zuordnung der Bodengruppe GI nach DIN 18196.



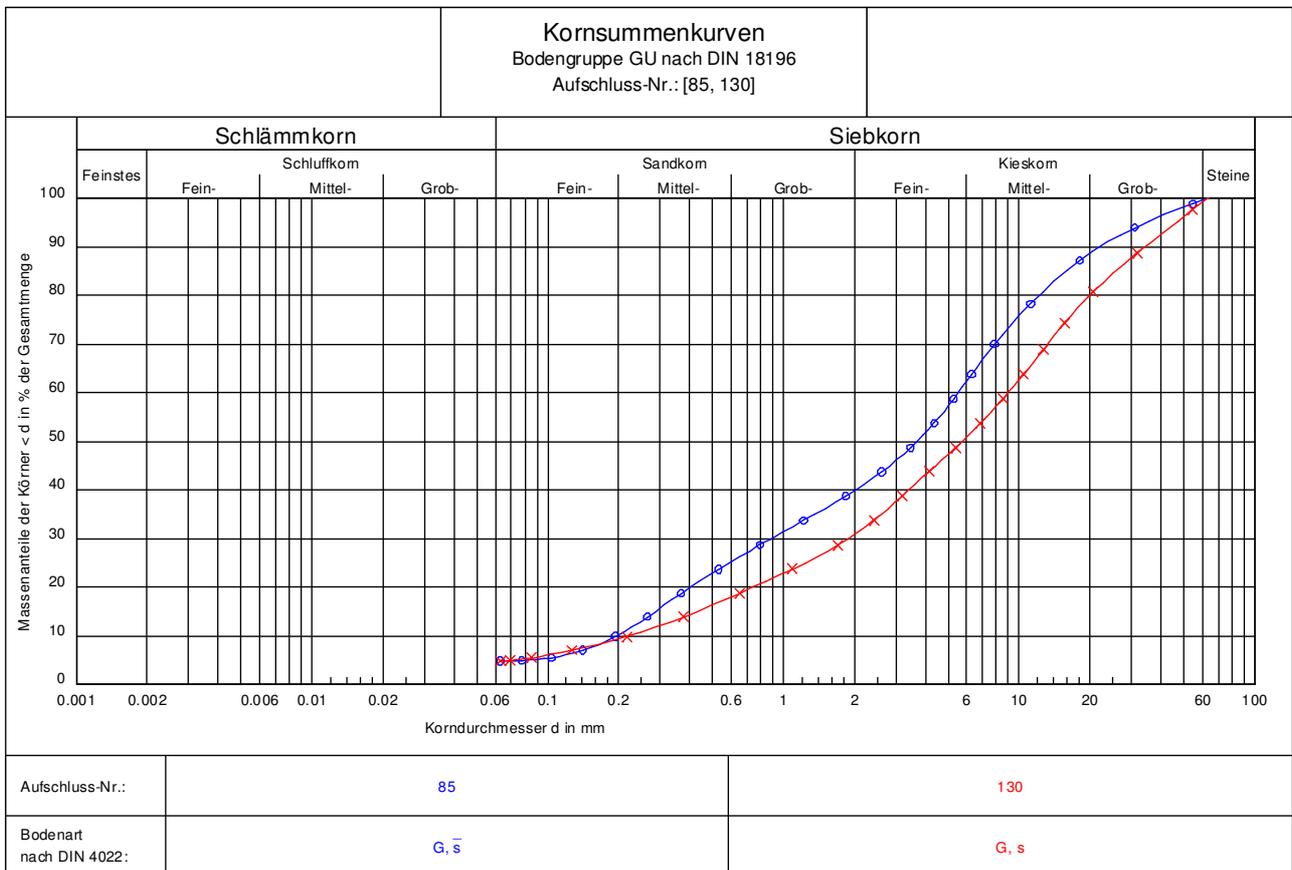
Anh. 2.5: Kornsummenkurven unter Zuordnung der Bodengruppe GI nach DIN 18196.



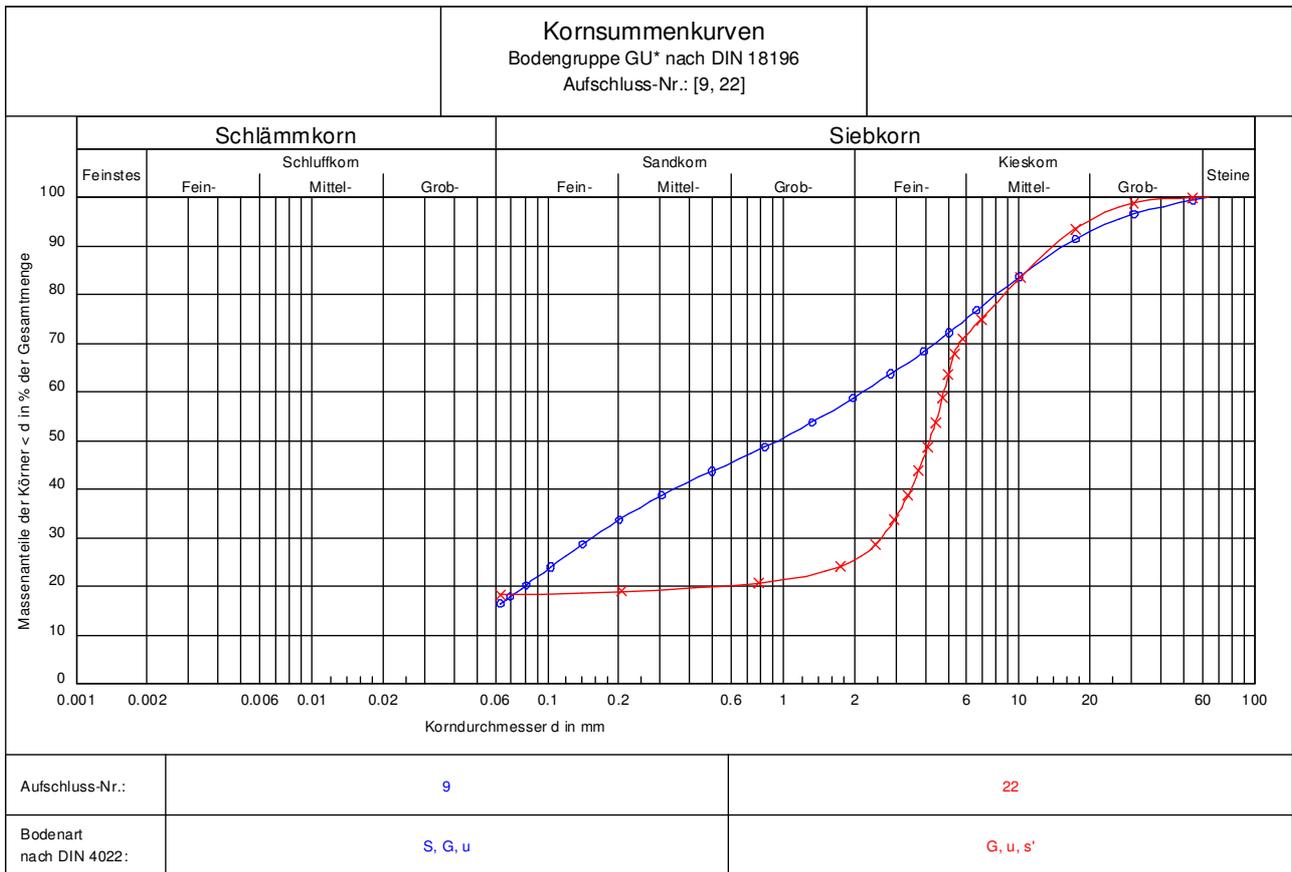
Anh. 2.6: Kornsummenkurven unter Zuordnung der Bodengruppe SE nach DIN 18196.



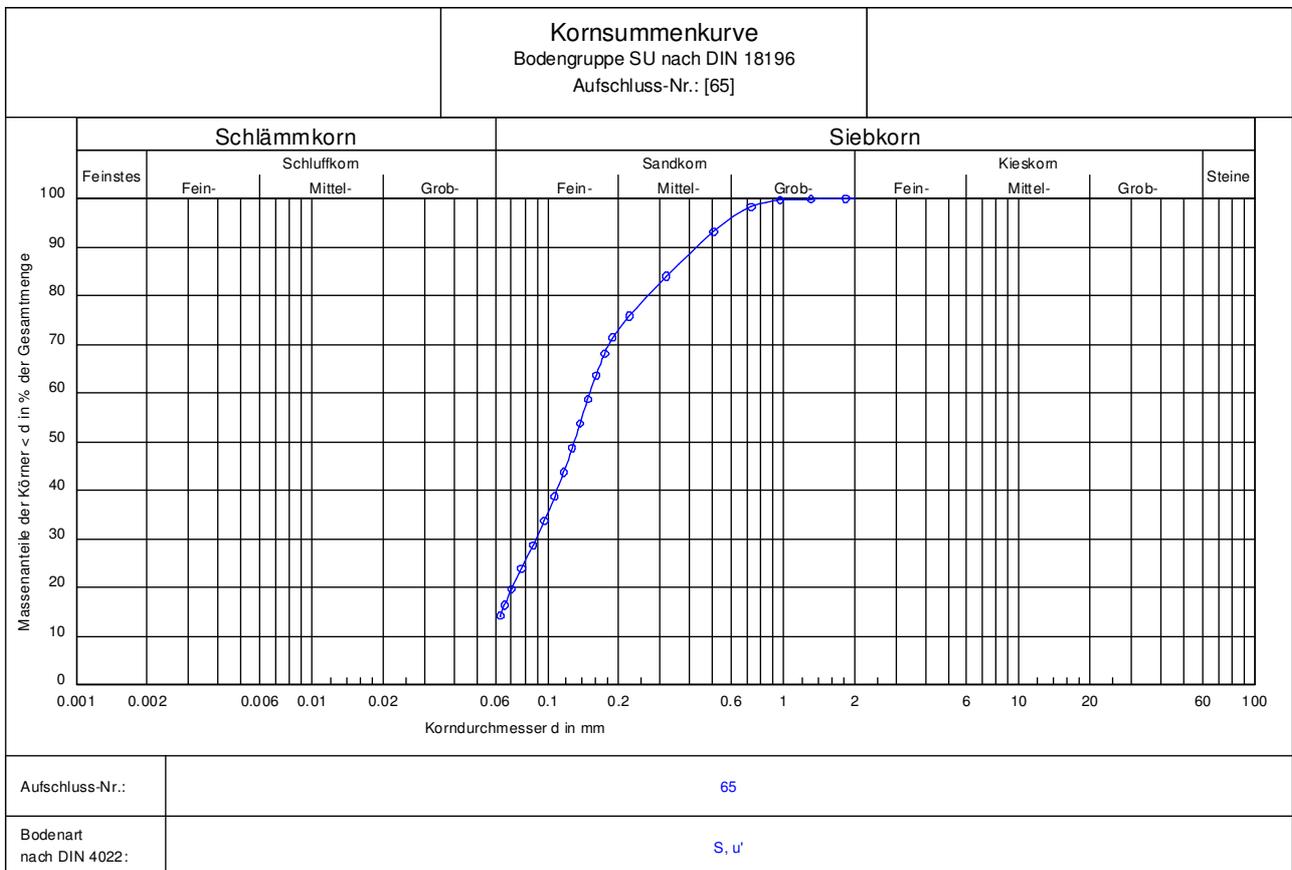
Anh. 2.7: Kornsummenkurven unter Zuordnung der Bodengruppe SE nach DIN 18196.



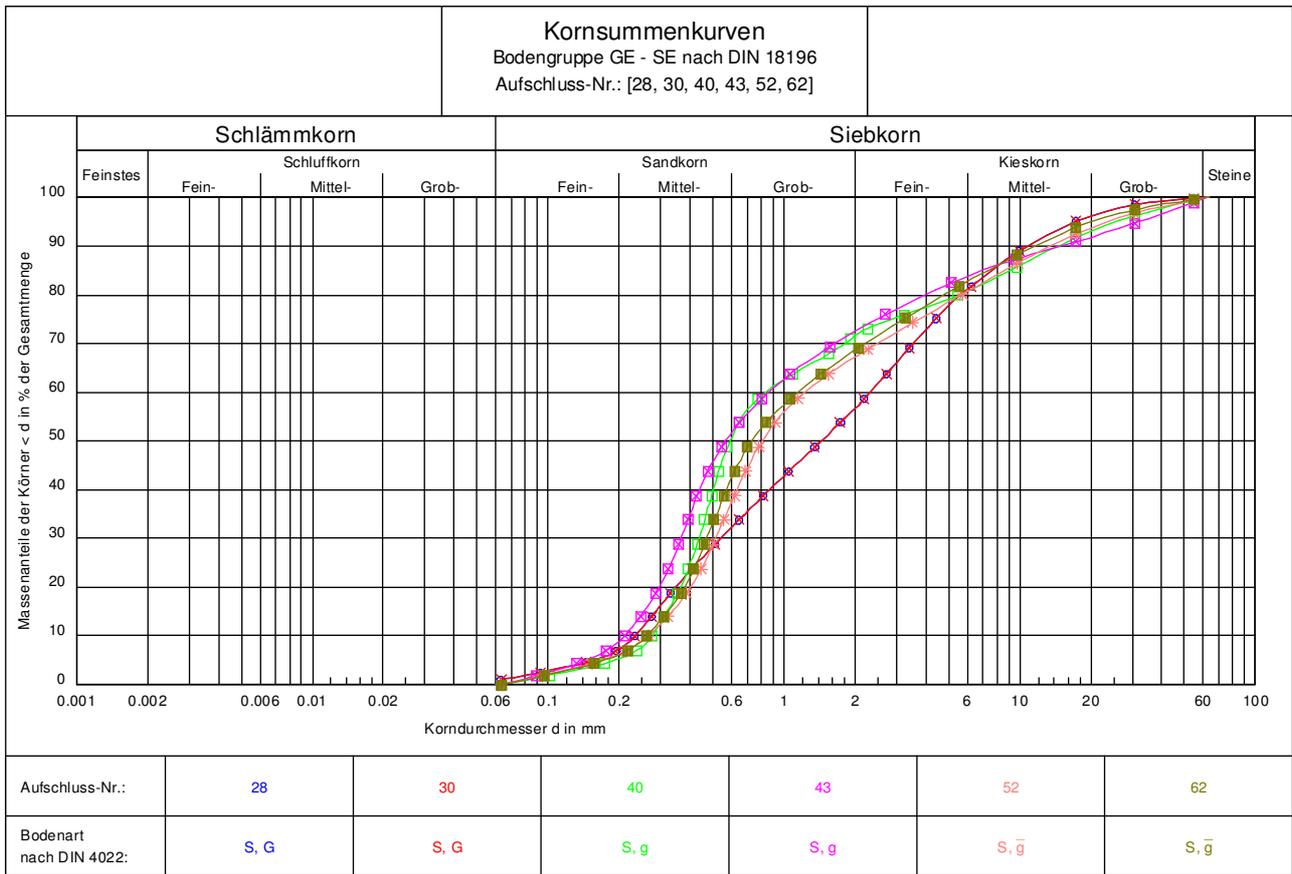
Anh. 2.8: Kornsummenkurven unter Zuordnung der Bodengruppe GU nach DIN 18196.



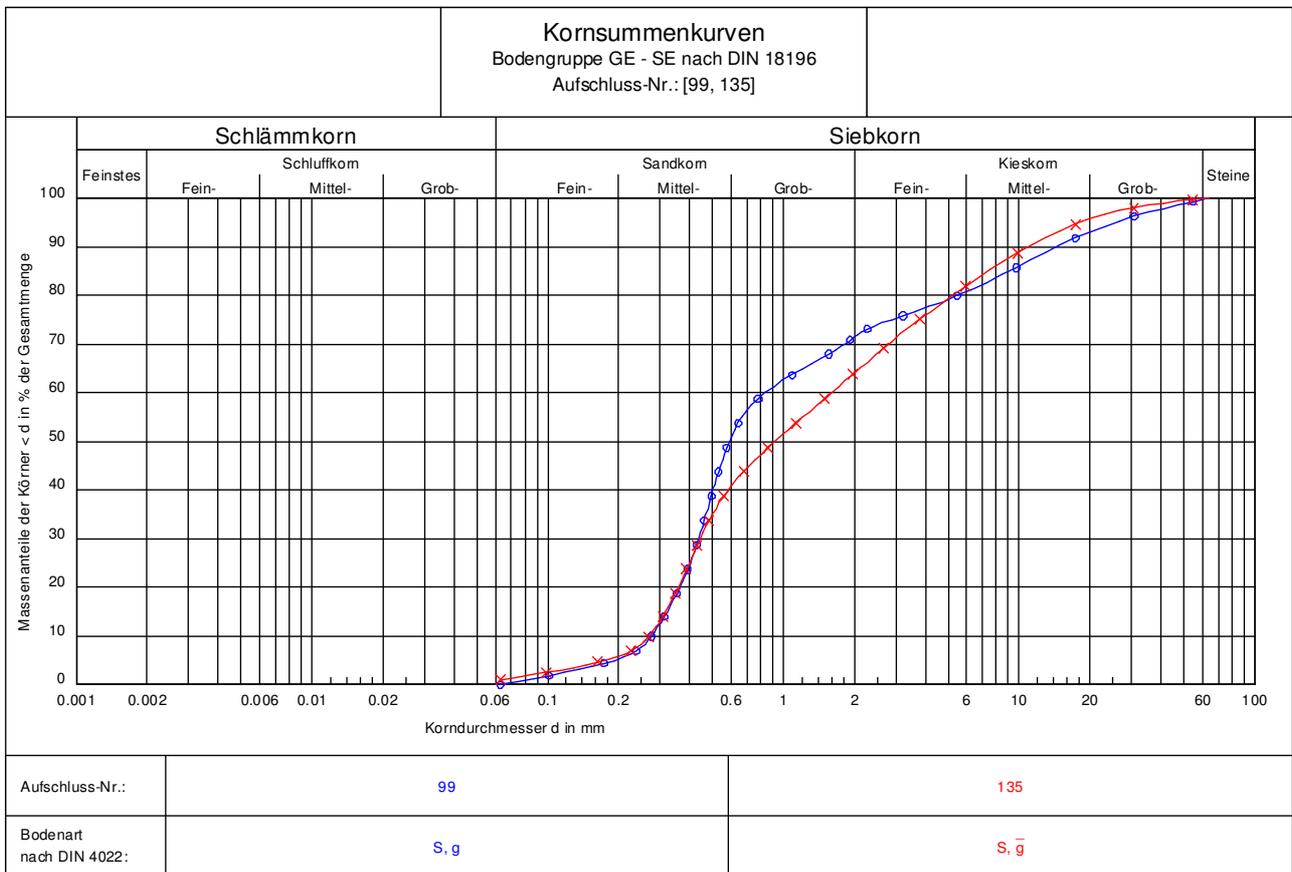
Anh. 2.9: Kornsummenkurven unter Zuordnung der Bodengruppe GU* nach DIN 18196.



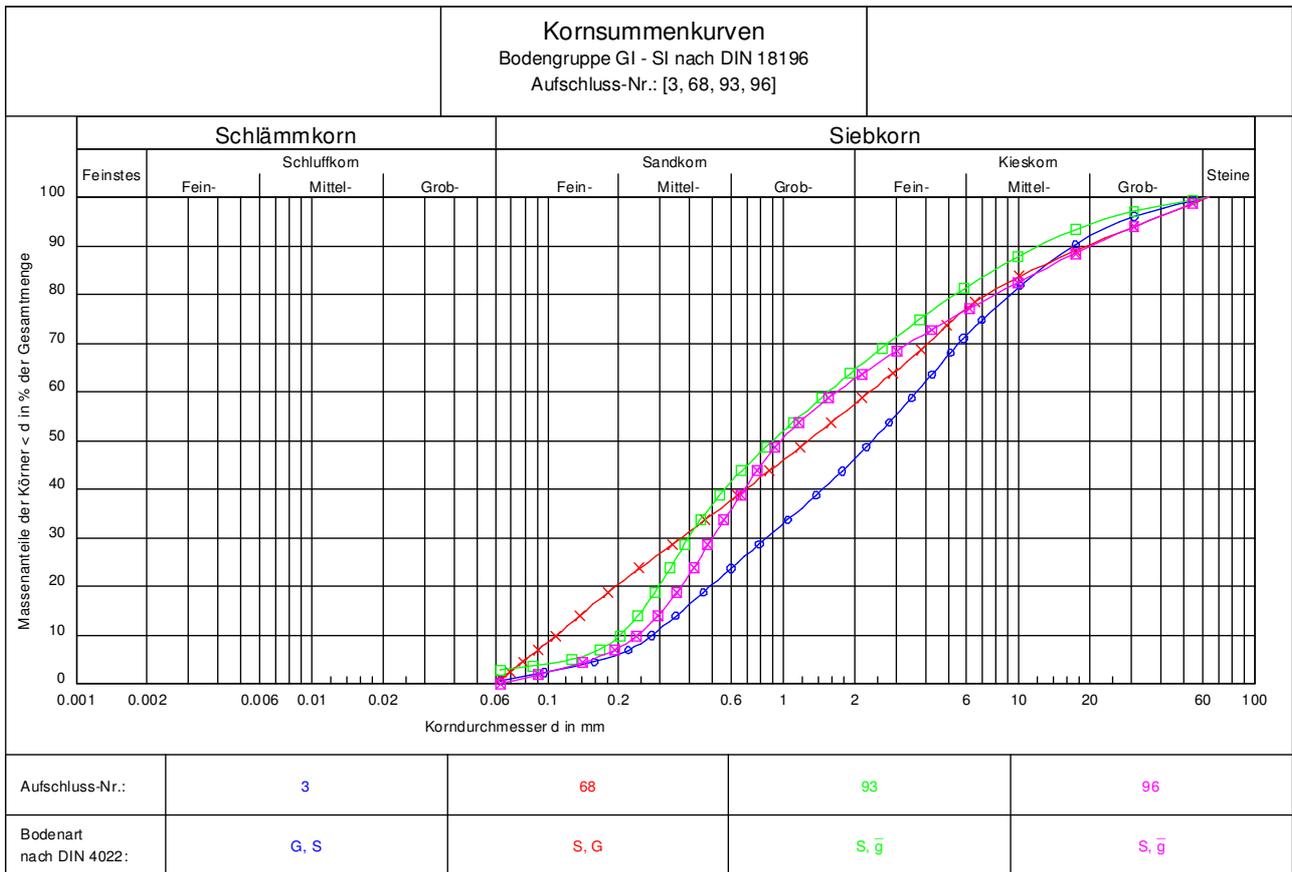
Anh. 2.10: Kornsummenkurve unter Zuordnung der Bodengruppe SU nach DIN 18196.



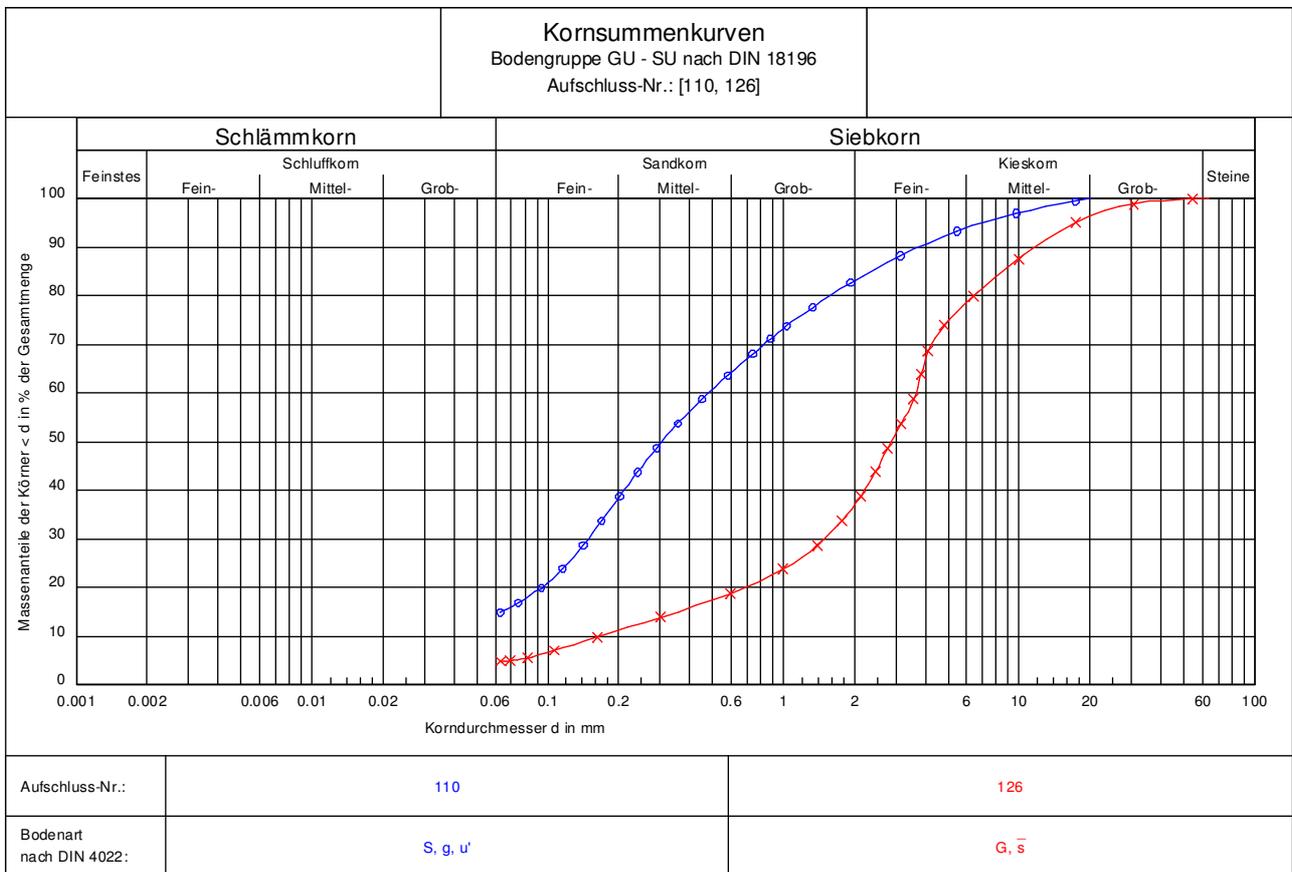
Anh. 2.11: Kornsummenkurven unter Zuordnung der Bodengruppe GE - SE nach DIN 18196.



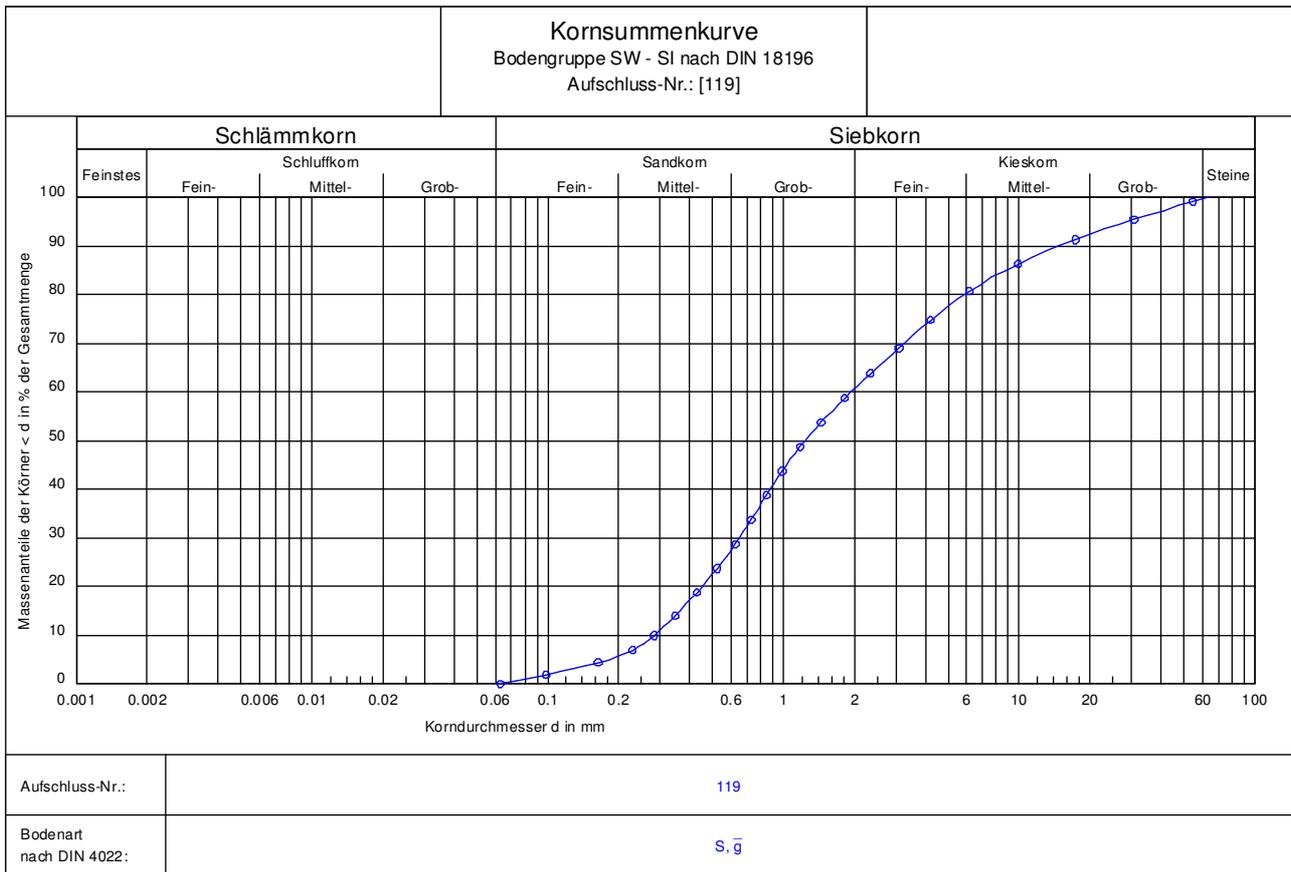
Anh. 2.12: Kornsummenkurven unter Zuordnung der Bodengruppe GE - SE nach DIN 18196.



Anh. 2.15: Kornsummenkurven unter Zuordnung der Bodengruppe GI - SI nach DIN 18196.



Anh. 2.16: Kornsummenkurven unter Zuordnung der Bodengruppe GU - SU nach DIN 18196.



Anh. 2.17: Kornsummenkurven unter Zuordnung der Bodengruppe SW - SI nach DIN 18196.

ANHANG 3

Ergebnisse der Rahmenscherversuche

#	Labor-Nr.	Reibungswinkel φ' [°] (gemessen)	Reibungswinkel φ' [°] (gemessen, abgemindert)	Reibungswinkel φ' [°] (abgeschätzt)
1	03-02-13-01	30,50	28,20	29,07
2	02-03-23-211	31,83	29,40	28,93
3	02-03-23-212	31,93	29,50	29,17
4	02-03-23-213	32,01	29,60	28,47
5	02-03-23-221	32,23	29,80	29,43
6	03-08-19-1327	32,50	30,10	29,63
7	03-10-12-1170	33,40	30,90	32,47
8	03-10-12-1169	33,80	31,30	32,27
9	01-04-11	34,10	31,60	32,47
10	02-10-20-869	34,13	31,65	33,00
11	03-08-19-1315	34,30	31,80	34,80
12	00-05-16-527	35,64	33,10	35,90
13	00-05-16	36,10	33,50	35,70
14	02-04-14-772	37,99	35,40	35,87
15	02-04-14-763	38,70	36,10	39,20
16	02-04-14-761	38,72	36,10	36,10
17	02-10-20-868	39,00	36,36	37,00

Anh. 3.1: Vergleich des Reibungswinkels φ' aus Messung in Rahmenscherversuchen bei Firma GEOTECHNIK LABOR, Rostock, bei Abminderung in Anlehnung an EAU (1990) und aus Abschätzung in Anlehnung an LANG et al. (2002).

ANHANG 4

Ergebnisse der Parameterstudie

Bodenart (s. Tab. 6)	$\eta =$	Grundwassergefälle I [-]					
		0,100	0,050	0,000	- 0,050	- 0,100	$\leq 0,100$ $\geq - 0,100$
1		0,88	0,94	0,98	1,00	1,02	$-2,8478 I^2 - 0,6792 I + 0,98$
2		0,89	0,94	0,98	1,00	1,02	$-2,6681 I^2 - 0,6428 I + 0,98$
3		0,89	0,94	0,98	1,00	1,02	$-2,5247 I^2 - 0,6097 I + 0,98$
4		0,89	0,94	0,98	1,00	1,03	$-2,1228 I^2 - 0,6722 I + 0,98$
5		0,89	0,94	0,98	1,00	1,02	$-2,2708 I^2 - 0,6375 I + 0,98$
6		0,90	0,94	0,98	1,00	1,02	$-2,3084 I^2 - 0,6091 I + 0,98$
7		0,91	0,95	0,98	1,00	1,02	$-1,2993 I^2 - 0,5632 I + 0,98$
8		0,92	0,95	0,98	1,00	1,02	$-1,2680 I^2 - 0,5193 I + 0,98$
9		0,91	0,95	0,98	1,01	1,03	$-0,8019 I^2 - 0,4305 I + 0,98$
10		0,92	0,95	0,98	1,00	1,02	$-1,0833 I^2 - 0,5166 I + 0,98$
11		0,92	0,95	0,98	1,00	1,02	$-1,1991 I^2 - 0,4823 I + 0,98$
12		0,92	0,95	0,98	1,00	1,02	$-1,2569 I^2 - 0,4676 I + 0,98$
13		0,93	0,96	0,98	1,00	1,02	$-0,8019 I^2 - 0,4305 I + 0,98$
14		0,92	0,96	1,00	1,02	1,04	$-2,3627 I^2 - 0,6070 I + 1,00$
15		0,92	0,96	0,99	1,02	1,03	$-1,0370 I^2 - 0,5617 I + 0,99$
16		0,93	0,96	0,99	1,02	1,03	$-1,1791 I^2 - 0,5159 I + 0,99$
17		0,93	0,97	0,99	1,01	1,03	$-1,1859 I^2 - 0,4968 I + 0,99$
18		0,93	0,97	0,99	1,01	1,02	$-1,1676 I^2 - 0,4469 I + 0,99$
19		0,93	0,97	1,00	1,02	1,04	$-1,2312 I^2 - 0,5466 I + 1,00$
20		0,94	0,97	1,00	1,02	1,04	$-1,2940 I^2 - 0,4968 I + 1,00$
21		0,94	0,97	1,00	1,02	1,03	$-1,3039 I^2 - 0,4551 I + 1,00$

Anh. 4.1: Standsicherheiten η für Berechnungsmodelle aus Kap. 6.3.1.1 als Einzelwerte und Polynomfunktionen der Tabellenwerte für den Ansatz einer ständigen Last von $q = 10,0 \text{ kN m}^{-2}$ auf dem Böschungskopf unter Annahme eines Grundwassergefälles von $I = 0,100$ bis $I = - 0,100$.

Bodenart (s. Tab. 6)	$\eta =$	Grundwassergefälle I [-]					
		0,100	0,050	0,000	- 0,050	- 0,100	$\leq 0,100$ $\geq - 0,100$
1		0,88	0,94	0,97	0,99	1,01	$-2,2198 I^2 - 0,6237 I + 0,97$
2		0,89	0,94	0,97	0,99	1,01	$-2,0130 I^2 - 0,5897 I + 0,97$
3		0,89	0,94	0,97	0,99	1,01	$-1,8284 I^2 - 0,5607 I + 0,97$
4		0,89	0,94	0,98	1,00	1,01	$-2,8034 I^2 - 0,6057 I + 0,98$
5		0,89	0,94	0,98	1,00	1,01	$-2,8921 I^2 - 0,5764 I + 0,98$
6		0,90	0,94	0,98	1,00	1,01	$-2,8141 I^2 - 0,5577 I + 0,98$
7		0,91	0,95	0,98	1,00	1,01	$-1,8914 I^2 - 0,5041 I + 0,98$
8		0,92	0,95	0,98	1,00	1,01	$-1,8422 I^2 - 0,4614 I + 0,98$
9		0,91	0,95	0,98	1,00	1,02	$-1,4497 I^2 - 0,5481 I + 0,98$
10		0,91	0,95	0,98	1,00	1,02	$-1,5608 I^2 - 0,5102 I + 0,98$
11		0,92	0,95	0,98	1,00	1,01	$-1,6734 I^2 - 0,4780 I + 0,98$
12		0,92	0,95	0,98	0,99	1,01	$-1,7181 I^2 - 0,4632 I + 0,98$
13		0,93	0,95	0,98	0,99	1,01	$-1,2292 I^2 - 0,4270 I + 0,98$
14		0,92	0,96	0,99	1,01	1,03	$-1,7423 I^2 - 0,5506 I + 0,99$
15		0,92	0,96	0,99	1,01	1,02	$-1,6263 I^2 - 0,5019 I + 0,99$
16		0,93	0,96	0,99	1,01	1,02	$-1,6766 I^2 - 0,4654 I + 0,99$
17		0,93	0,97	0,99	1,01	1,02	$-1,6668 I^2 - 0,4478 I + 0,99$
18		0,93	0,97	0,99	1,00	1,01	$-1,6208 I^2 - 0,4009 I + 0,99$
19		0,93	0,97	1,00	1,02	1,04	$-1,6751 I^2 - 0,5345 I + 1,00$
20		0,94	0,97	1,00	1,02	1,03	$-1,5833 I^2 - 0,4840 I + 1,00$
21		0,94	0,97	1,00	1,02	1,03	$-1,4665 I^2 - 0,4427 I + 1,00$

Anh. 4.2: Standsicherheiten η für Berechnungsmodelle aus Kap. 6.3.1.1 als Einzelwerte und Polynomfunktionen der Tabellenwerte für den Ansatz einer ständigen Last von $q = 20,0 \text{ kN m}^{-2}$ auf dem Böschungskopf unter Annahme eines Grundwassergefälles von $I = 0,100$ bis $I = - 0,100$.

Bodenart (s. Tab. 6)	$\eta =$	Grundwassergefälle I [-]					
		0,100	0,050	0,000	- 0,050	- 0,100	$\leq 0,100$ $\geq - 0,100$
1		0,88	0,94	0,97	1,00	1,01	$-2,0414 I^2 - 0,6417 I + 0,97$
2		0,89	0,94	0,97	1,00	1,01	$-1,8352 I^2 - 0,6077 I + 0,97$
3		0,89	0,94	0,97	1,00	1,01	$-1,6608 I^2 - 0,5778 I + 0,97$
4		0,89	0,94	0,98	1,00	1,02	$-2,5713 I^2 - 0,6293 I + 0,98$
5		0,89	0,94	0,98	1,00	1,01	$-2,6850 I^2 - 0,5975 I + 0,98$
6		0,90	0,94	0,98	1,00	1,01	$-2,7750 I^2 - 0,5643 I + 0,98$
7		0,91	0,95	0,98	1,00	1,01	$-1,6920 I^2 - 0,5243 I + 0,98$
8		0,92	0,95	0,98	1,00	1,01	$-1,6547 I^2 - 0,4805 I + 0,98$
9		0,91	0,95	0,98	1,00	1,01	$-1,2873 I^2 - 0,5527 I + 0,98$
10		0,91	0,95	0,98	1,00	1,01	$-2,7027 I^2 - 0,5196 I + 0,98$
11		0,92	0,95	0,98	1,00	1,01	$-1,5157 I^2 - 0,4793 I + 0,98$
12		0,92	0,95	0,98	1,00	1,01	$-1,5620 I^2 - 0,4648 I + 0,98$
13		0,93	0,96	0,98	1,00	1,01	$-1,0887 I^2 - 0,4280 I + 0,98$
14		0,92	0,96	0,99	1,01	1,03	$-1,5598 I^2 - 0,5690 I + 0,99$
15		0,92	0,96	0,99	1,01	1,03	$-1,4330 I^2 - 0,5214 I + 0,99$
16		0,93	0,96	0,99	1,01	1,02	$-1,5174 I^2 - 0,4816 I + 0,99$
17		0,93	0,97	0,99	1,01	1,02	$-1,5092 I^2 - 0,4638 I + 0,99$
18		0,93	0,97	0,99	1,01	1,02	$-1,4748 I^2 - 0,4158 I + 0,99$
19		0,93	0,97	1,00	1,02	1,04	$-1,3753 I^2 - 0,5453 I + 1,00$
20		0,94	0,97	1,00	1,02	1,04	$-1,3242 I^2 - 0,4953 I + 1,00$
21		0,94	0,97	1,00	1,02	1,04	$-1,3165 I^2 - 0,4549 I + 1,00$

Anh. 4.3: Standsicherheiten η für Berechnungsmodelle aus Kap. 6.3.1.1 als Einzelwerte und Polynomfunktionen der Tabellenwerte für den Ansatz einer Verkehrslast von $p = 16,7 \text{ kN m}^{-2}$ auf dem Böschungskopf unter Annahme eines Grundwassergefälles von $I = 0,100$ bis $I = - 0,100$.

Bodenart (s. Tab. 6)	$\eta =$	Grundwassergefälle I [-]					
		0,100	0,050	0,000	- 0,050	- 0,100	$\leq 0,100$ $\geq - 0,100$
1		0,88	0,92	0,96	0,98	1,00	$-1,9605 I^2 - 0,5682 I + 0,96$
2		0,89	0,93	0,96	0,98	1,00	$-1,6714 I^2 - 0,5422 I + 0,96$
3		0,89	0,93	0,96	0,98	1,00	$-1,4914 I^2 - 0,5189 I + 0,96$
4		0,89	0,93	0,96	0,98	1,00	$-1,4312 I^2 - 0,5325 I + 0,96$
5		0,89	0,93	0,96	0,98	1,00	$-1,4675 I^2 - 0,5076 I + 0,96$
6		0,90	0,93	0,96	0,98	1,00	$-1,4579 I^2 - 0,4822 I + 0,96$
7		0,91	0,94	0,97	0,98	1,00	$-1,5858 I^2 - 0,4432 I + 0,97$
8		0,91	0,95	0,97	0,98	1,00	$-1,5441 I^2 - 0,4071 I + 0,97$
9		0,90	0,94	0,97	0,99	1,01	$-1,4941 I^2 - 0,5336 I + 0,97$
10		0,91	0,94	0,97	0,99	1,01	$-1,4921 I^2 - 0,4982 I + 0,97$
11		0,91	0,94	0,97	0,99	1,00	$-1,4664 I^2 - 0,4672 I + 0,97$
12		0,91	0,94	0,97	0,99	1,00	$-1,4557 I^2 - 0,4531 I + 0,97$
13		0,92	0,95	0,97	0,99	1,00	$-0,7982 I^2 - 0,4179 I + 0,97$
14		0,92	0,96	0,98	1,00	1,02	$-1,3212 I^2 - 0,4842 I + 0,98$
15		0,92	0,96	0,98	1,00	1,01	$-1,2050 I^2 - 0,4303 I + 0,98$
16		0,93	0,96	0,98	1,00	1,01	$-1,1910 I^2 - 0,4113 I + 0,98$
17		0,93	0,96	0,98	1,00	1,01	$-1,1712 I^2 - 0,3956 I + 0,98$
18		0,93	0,96	0,98	0,99	1,01	$-1,0890 I^2 - 0,3544 I + 0,98$
19		0,93	0,96	0,99	1,01	1,02	$-1,7275 I^2 - 0,4797 I + 0,99$
20		0,93	0,96	0,99	1,00	1,02	$-1,5672 I^2 - 0,4321 I + 0,99$
21		0,94	0,97	0,99	1,00	1,02	$-1,3770 I^2 - 0,3929 I + 0,99$

Anh. 4.4: Standsicherheiten η für Berechnungsmodelle aus Kap. 6.3.1.1 als Einzelwerte und Polynomfunktionen der Tabellenwerte für den Ansatz einer Verkehrslast von $p = 33,3 \text{ kN m}^{-2}$ auf dem Böschungskopf unter Annahme eines Grundwassergefälles von $I = 0,100$ bis $I = - 0,100$.

Bodenart (s. Tab. 6)	$\eta =$	Grundwassergefälle I [-]					
		0,100	0,050	0,000	- 0,050	- 0,100	$\leq 0,100$ $\geq - 0,100$
1		0,88	0,93	0,96	0,99	1,01	$-1,4796 I^2 - 0,5975 I + 0,96$
2		0,89	0,93	0,96	0,99	1,00	$-1,2533 I^2 - 0,5663 I + 0,96$
3		0,89	0,94	0,96	0,99	1,00	$-1,0579 I^2 - 0,5381 I + 0,96$
4		0,89	0,94	0,97	0,99	1,01	$-2,0934 I^2 - 0,5626 I + 0,97$
5		0,89	0,94	0,97	0,99	1,00	$-2,1548 I^2 - 0,5374 I + 0,97$
6		0,90	0,94	0,97	0,99	1,00	$-2,1640 I^2 - 0,5102 I + 0,97$
7		0,91	0,95	0,97	0,99	1,00	$-1,1136 I^2 - 0,4662 I + 0,97$
8		0,92	0,95	0,97	0,99	1,00	$-1,0418 I^2 - 0,4251 I + 0,97$
9		0,91	0,94	0,97	1,00	1,02	$-0,8932 I^2 - 0,5411 I + 0,97$
10		0,91	0,94	0,97	0,99	1,01	$-0,9159 I^2 - 0,5050 I + 0,97$
11		0,91	0,95	0,97	0,99	1,01	$-0,9139 I^2 - 0,4734 I + 0,97$
12		0,91	0,95	0,97	0,99	1,01	$-0,9107 I^2 - 0,4595 I + 0,97$
13		0,92	0,95	0,97	0,99	1,01	$-0,3384 I^2 - 0,4246 I + 0,97$
14		0,92	0,96	0,99	1,01	1,02	$-2,0979 I^2 - 0,5145 I + 0,99$
15		0,92	0,96	0,99	1,00	1,02	$-2,0033 I^2 - 0,4636 I + 0,99$
16		0,93	0,96	0,99	1,00	1,02	$-1,9984 I^2 - 0,4327 I + 0,99$
17		0,93	0,97	0,99	1,00	1,01	$-1,9820 I^2 - 0,4158 I + 0,99$
18		0,93	0,97	0,98	1,00	1,01	$-0,7550 I^2 - 0,3747 I + 0,98$
19		0,93	0,96	0,99	1,01	1,03	$-1,1137 I^2 - 0,5080 I + 0,99$
20		0,93	0,97	0,99	1,01	1,03	$-0,9888 I^2 - 0,4585 I + 0,99$
21		0,94	0,97	0,99	1,01	1,02	$-0,8359 I^2 - 0,4178 I + 0,99$

Anh. 4.5: Standsicherheiten η für Berechnungsmodelle aus Kap. 6.3.1.1 als Einzelwerte und Polynomfunktionen der Tabellenwerte für den Ansatz einer kombinierten Last aus ständiger Last mit $q = 10,0 \text{ kN m}^{-2}$ und Verkehrslast mit $p = 16,7 \text{ kN m}^{-2}$ auf dem Böschungskopf unter Annahme eines Grundwassergefälles von $I = 0,100$ bis $I = - 0,100$.

Bodenart (s. Tab. 6)	$\eta =$	Grundwassergefälle I [-]					
		0,100	0,050	0,000	- 0,050	- 0,100	$\leq 0,100$ $\geq - 0,100$
1		0,88	0,92	0,94	0,97	0,99	$-0,7188 I^2 - 0,5383 I + 0,94$
2		0,88	0,92	0,95	0,97	0,99	$-1,6325 I^2 - 0,5220 I + 0,95$
3		0,89	0,92	0,95	0,97	0,99	$-1,3856 I^2 - 0,5067 I + 0,95$
4		0,89	0,92	0,95	0,97	0,99	$-1,3468 I^2 - 0,5039 I + 0,95$
5		0,89	0,92	0,95	0,97	0,98	$-1,4252 I^2 - 0,4856 I + 0,95$
6		0,89	0,92	0,95	0,97	0,98	$-1,4070 I^2 - 0,4633 I + 0,95$
7		0,90	0,93	0,96	0,97	0,98	$-1,5295 I^2 - 0,4299 I + 0,96$
8		0,91	0,94	0,96	0,97	0,98	$-1,4394 I^2 - 0,3985 I + 0,96$
9		0,89	0,93	0,96	0,98	1,00	$-1,5173 I^2 - 0,5070 I + 0,96$
10		0,90	0,93	0,96	0,98	0,99	$-1,4258 I^2 - 0,4698 I + 0,96$
11		0,90	0,93	0,96	0,98	0,99	$-1,3353 I^2 - 0,4384 I + 0,96$
12		0,90	0,93	0,96	0,98	0,99	$-1,2993 I^2 - 0,4238 I + 0,96$
13		0,91	0,94	0,96	0,98	0,99	$-0,5947 I^2 - 0,3899 I + 0,96$
14		0,92	0,95	0,97	0,99	1,01	$-0,8643 I^2 - 0,4410 I + 0,97$
15		0,92	0,95	0,97	0,99	1,00	$-0,6700 I^2 - 0,3958 I + 0,97$
16		0,92	0,95	0,97	0,99	1,00	$-0,6464 I^2 - 0,3844 I + 0,97$
17		0,93	0,95	0,97	0,99	1,00	$-0,6344 I^2 - 0,3728 I + 0,97$
18		0,93	0,95	0,97	0,99	1,00	$-0,5689 I^2 - 0,3409 I + 0,97$
19		0,92	0,95	0,98	1,00	1,01	$-1,5444 I^2 - 0,4495 I + 0,98$
20		0,93	0,96	0,98	0,99	1,01	$-1,2457 I^2 - 0,3969 I + 0,98$
21		0,93	0,96	0,98	0,99	1,01	$-1,0013 I^2 - 0,3596 I + 0,98$

Anh. 4.6: Standsicherheiten η für Berechnungsmodelle aus Kap. 6.3.1.1 als Einzelwerte und Polynomfunktionen der Tabellenwerte für den Ansatz einer kombinierten Last aus ständiger Last mit $q = 10,0 \text{ kN m}^{-2}$ und Verkehrslast mit $p = 33,3 \text{ kN m}^{-2}$ auf dem Böschungskopf unter Annahme eines Grundwassergefälles von $I = 0,100$ bis $I = - 0,100$.

Bodenart (s. Tab. 6)	$\eta =$	Grundwassergefälle I [-]					
		0,100	0,050	0,000	- 0,050	- 0,100	$\leq 0,100$ $\geq - 0,100$
1		0,88	0,92	0,95	0,98	0,99	$-1,0986 I^2 - 0,5528 I + 0,95$
2		0,89	0,92	0,95	0,98	0,99	$-0,8601 I^2 - 0,5356 I + 0,95$
3		0,89	0,93	0,96	0,98	0,99	$-1,8243 I^2 - 0,5181 I + 0,96$
4		0,89	0,93	0,96	0,98	1,00	$-1,6980 I^2 - 0,5165 I + 0,96$
5		0,89	0,93	0,96	0,98	0,99	$-1,8078 I^2 - 0,4955 I + 0,96$
6		0,89	0,93	0,96	0,98	0,99	$-1,8299 I^2 - 0,4742 I + 0,96$
7		0,91	0,94	0,96	0,98	0,99	$-0,7891 I^2 - 0,4395 I + 0,96$
8		0,91	0,94	0,96	0,98	0,99	$-0,7284 I^2 - 0,4047 I + 0,96$
9		0,90	0,94	0,96	0,99	1,00	$-0,7171 I^2 - 0,5229 I + 0,96$
10		0,90	0,94	0,96	0,99	1,00	$-0,6896 I^2 - 0,4874 I + 0,96$
11		0,91	0,94	0,96	0,98	1,00	$-0,6450 I^2 - 0,4581 I + 0,96$
12		0,91	0,94	0,96	0,98	1,00	$-0,6216 I^2 - 0,4440 I + 0,96$
13		0,92	0,95	0,97	0,98	1,00	$-1,1279 I^2 - 0,4096 I + 0,97$
14		0,92	0,95	0,98	1,00	1,01	$-1,5420 I^2 - 0,4719 I + 0,98$
15		0,92	0,96	0,98	1,00	1,01	$-1,4279 I^2 - 0,4186 I + 0,98$
16		0,93	0,96	0,98	0,99	1,01	$-1,3831 I^2 - 0,4014 I + 0,98$
17		0,93	0,96	0,98	0,99	1,01	$-1,3581 I^2 - 0,3862 I + 0,98$
18		0,93	0,96	0,98	0,99	1,00	$-1,2572 I^2 - 0,3453 I + 0,98$
19		0,92	0,96	0,99	1,00	1,02	$-2,0473 I^2 - 0,4668 I + 0,99$
20		0,93	0,96	0,99	1,00	1,01	$-1,8541 I^2 - 0,4188 I + 0,99$
21		0,94	0,96	0,99	1,00	1,01	$-1,6482 I^2 - 0,3809 I + 0,99$

Anh. 4.7: Standsicherheiten η für Berechnungsmodelle aus Kap. 6.3.1.1 als Einzelwerte und Polynomfunktionen der Tabellenwerte für den Ansatz einer kombinierten Last aus ständiger Last mit $q = 20,0 \text{ kN m}^{-2}$ und Verkehrslast mit $p = 16,7 \text{ kN m}^{-2}$ auf dem Böschungskopf unter Annahme eines Grundwassergefälles von $I = 0,100$ bis $I = - 0,100$.

Bodenart (s. Tab. 6)	$\eta =$	Grundwassergefälle I [-]					
		0,100	0,050	0,000	- 0,050	- 0,100	$\leq 0,100$ $\geq - 0,100$
1		0,87	0,91	0,93	0,96	0,97	$-0,7525 I^2 - 0,5227 I + 0,93$
2		0,87	0,91	0,94	0,96	0,97	$-1,6152 I^2 - 0,5034 I + 0,94$
3		0,88	0,91	0,94	0,96	0,97	$-1,3300 I^2 - 0,4876 I + 0,94$
4		0,88	0,91	0,94	0,96	0,98	$-1,4442 I^2 - 0,4951 I + 0,94$
5		0,88	0,91	0,94	0,96	0,97	$-1,4579 I^2 - 0,4775 I + 0,94$
6		0,88	0,91	0,94	0,96	0,97	$-1,3965 I^2 - 0,4560 I + 0,94$
7		0,89	0,93	0,95	0,96	0,97	$-1,4340 I^2 - 0,4188 I + 0,95$
8		0,90	0,93	0,95	0,96	0,97	$-1,2970 I^2 - 0,3871 I + 0,95$
9		0,89	0,92	0,95	0,97	0,98	$-1,5143 I^2 - 0,4836 I + 0,95$
10		0,89	0,92	0,95	0,97	0,98	$-1,3877 I^2 - 0,4454 I + 0,95$
11		0,90	0,93	0,95	0,97	0,98	$-1,2452 I^2 - 0,4122 I + 0,95$
12		0,90	0,93	0,95	0,97	0,98	$-1,1720 I^2 - 0,3975 I + 0,95$
13		0,91	0,94	0,96	0,97	0,98	$-1,5573 I^2 - 0,3608 I + 0,96$
14		0,91	0,94	0,96	0,98	1,00	$-0,7463 I^2 - 0,4254 I + 0,96$
15		0,92	0,94	0,96	0,98	0,99	$-0,5143 I^2 - 0,3827 I + 0,96$
16		0,92	0,94	0,96	0,98	0,99	$-0,4886 I^2 - 0,3756 I + 0,96$
17		0,92	0,94	0,96	0,98	0,99	$-0,4433 I^2 - 0,3656 I + 0,96$
18		0,92	0,95	0,96	0,98	0,99	$-0,2766 I^2 - 0,3395 I + 0,96$
19		0,91	0,95	0,97	0,99	1,00	$-1,4351 I^2 - 0,4202 I + 0,97$
20		0,92	0,95	0,97	0,98	1,00	$-1,0926 I^2 - 0,3714 I + 0,97$
21		0,93	0,95	0,97	0,98	1,00	$-0,7549 I^2 - 0,3352 I + 0,97$

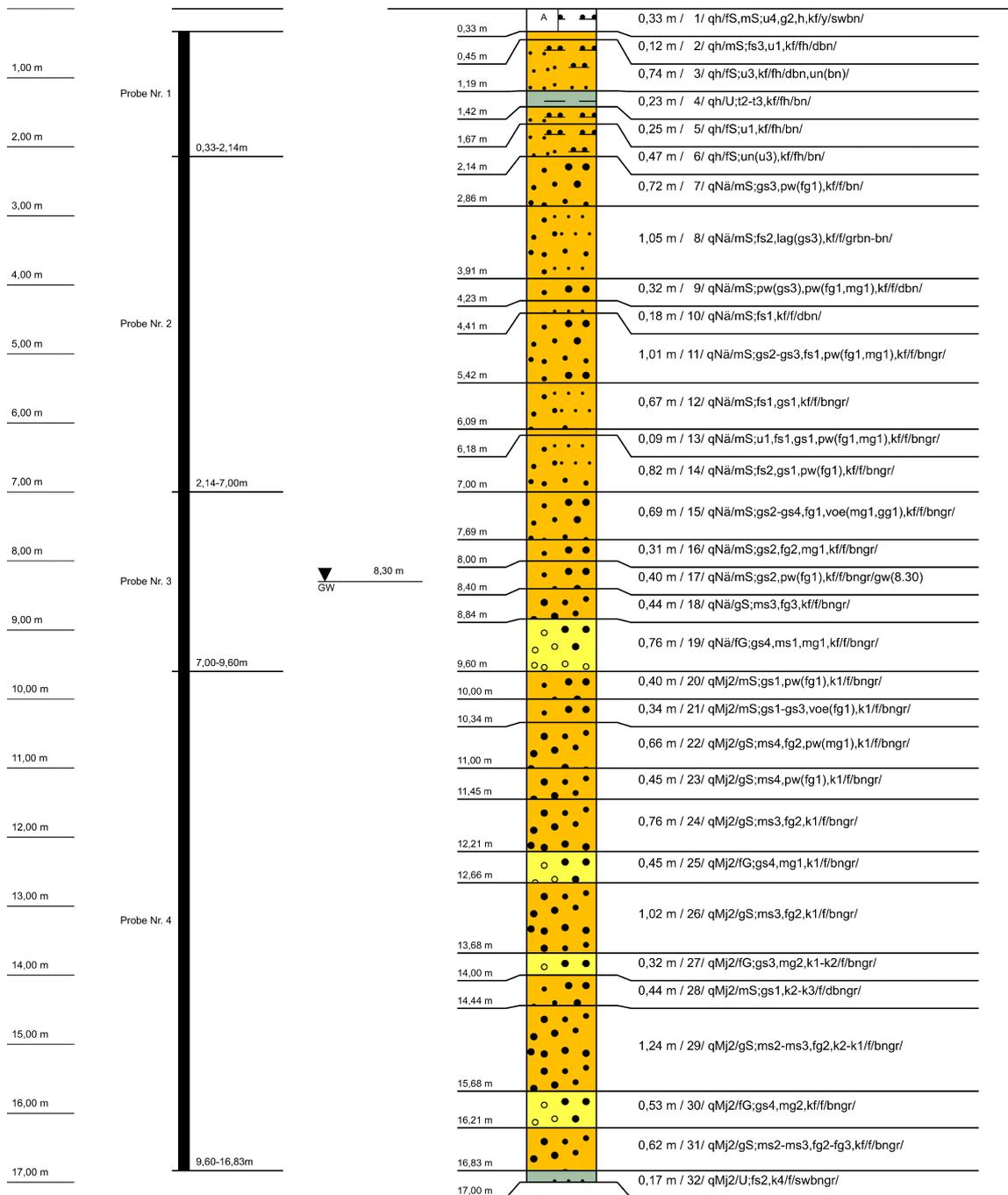
Anh. 4.8: Standsicherheiten η für Berechnungsmodelle aus Kap. 6.3.1.1 als Einzelwerte und Polynomfunktionen der Tabellenwerte für den Ansatz einer kombinierten Last aus ständiger Last mit $q = 20,0 \text{ kN m}^{-2}$ und Verkehrslast mit $p = 33,3 \text{ kN m}^{-2}$ auf dem Böschungskopf unter Annahme eines Grundwassergefälles von $I = 0,100$ bis $I = - 0,100$.

ANHANG 5

Schichtenverzeichnis der Rammkernbohrung "Friedrichsfeld"

Rammkernbohrung "Friedrichsfeld"

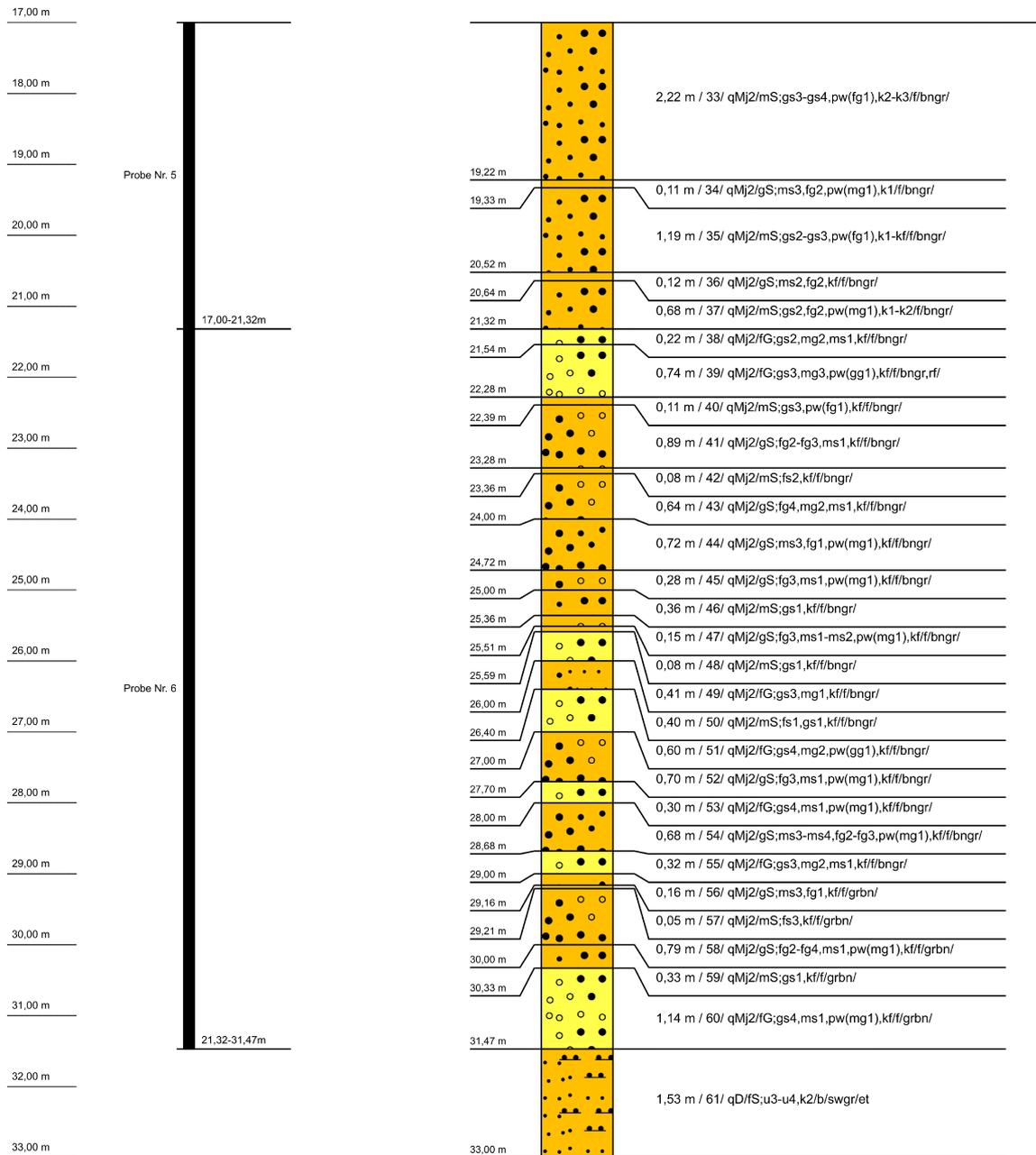
(GOK: 26,00 m NN)



Fortsetzung auf Seite 2

Anh. 5.1: Schichtenverzeichnis der Rammkernbohrung "Friedrichsfeld".

Fortsetzung von Seite 1



Anh. 5.2: Schichtenverzeichnis der Rammkernbohrung "Friedrichsfeld".

LEBENS LAUF

Persönliche Daten

Name: GERNOT Eckart Harald Helmut BODE
Geburtstag / -ort: 10.12.1967 in Hannover
Familienstand: verheiratet
Staatsangehörigkeit: deutsch

Schulbildung

1974 - 1978 WASSERKAMPSCHULE in Hannover
1978 - 1980 ORIENTIERUNGSSTUFE ANDERTEN in Hannover
1980 - 1987 SCHILLERSCHULE in Hannover
• *Allgemeine Hochschulreife (Abitur)*

Wehrdienst

1987 - 1988 HEERESFLIEGERREGIMENT 10 in Faßberg

Hochschulstudium

1988 - 1989 FAKULTÄT FÜR CHEMIE UND PHARMAZIE der Universität Regensburg
Grundstudium: Chemie
1989 - 1997 INSTITUT FÜR GEOLOGIE UND PALÄONTOLOGIE der Universität Hannover
Grundstudium: Geologie und Paläontologie
• *Diplomvorprüfung mit der Gesamtnote "sehr gut"*
Hauptstudium: Geologie und Paläontologie
• *Diplomhauptprüfung mit der Gesamtnote "sehr gut"*

Berufstätigkeit

1997 STADTWERKE DETMOLD GmbH
Gutachter- und Beratertätigkeit als Selbständiger
seit 1997 INGENIEURBÜRO DR.-ING. V. PATZOLD in Holm-Seppensen
Mitarbeit als Angestellter
seit 2003 ARBEITSBEREICH PROZESS- UND ANLAGENTECHNIK der Technischen Universität Hamburg-
Harburg
Mitarbeit als Gastwissenschaftler